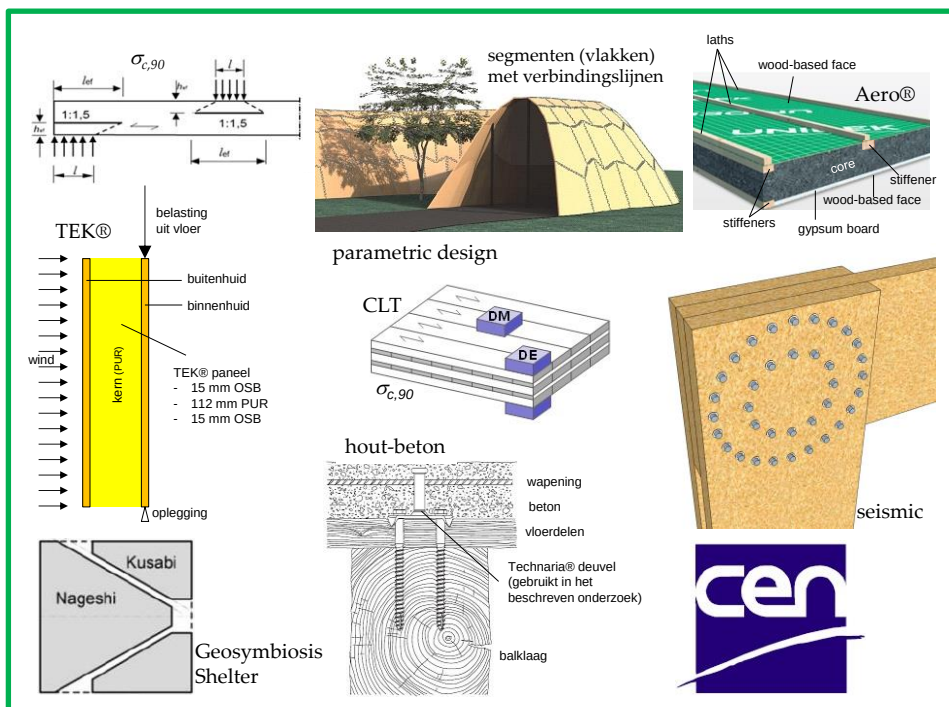




Onderzoeksmiddag Construeren met Hout - 5 januari 2018 -



Vereniging
van
Houtconstructeurs

Onderzoeksmiddag Construeren met Hout - 5 januari 2018 -

Eindhoven 5 januari 2018

Prof. Dr. A.J.M. (André) Jorissen – TU/e Eindhoven en SHR
Wageningen

Copyright © 2018 by TU/e, the Netherlands

The Netherlands, January 2018

A catalogue record is available from the Eindhoven University of
Technology Library

ISBN: 978-90-386-4971-9

NUR code 955

Technische Universiteit Eindhoven
Department of the Built Environment
Unit of Structural Design (SD)
P.O.Box 513
5600 MB Eindhoven
The Netherlands

Front Page: key pictures of conference presentations

Voorwoord

De onderzoeksmiddagen “Construeren met Hout” zijn zo langzamerhand een begrip geworden in houtbouwend Nederland. Een platform waar een aantal afstudeerders en promovendi van het ene jaar de Technische Universiteit Delft (TUD) en het andere jaar de Technische Universiteit Eindhoven (TU/e) zich presenteren aan belangstellende uit de praktijk.

De verscheidenheid van onderwerpen die de revue passeren tonen de veelzijdige toepassing van hout. Veelal constructieve toepassingen zoals, deze keer, de drukspanningen loodrecht op de vezel, sandwich elementen, hout beton toepassingen en het gedrag van houtconstructies tijdens aardbevingen (onderwerpen gebaseerd op wat zich de laatste jaren in Groningen afspeelt).

De onderzoeksmiddag is dit jaar uitgebreid naar een onderzoeksdag. De reden is, dat collega Ad Leijten eind 2017 met pensioen is gegaan en dit feit door een aantal buitenlandse gasten met een voordracht tijdens deze onderzoeksdag is omlijst. Het programma raakte daardoor zo vol dat een ochtendprogramma, voetaal Engels, is toegevoegd en dat twee studenten hun werk via posterpresentaties communiceren. Alle presentaties zijn in de inhoudsopgave opgenomen; van de buitenlandse gasten was geen geschreven bijdrage “geëist” waardoor deze voor een deel ontbreken – de aanwezige geschreven bijdragen zijn in de inhoudsopgave met een * aangegeven.

Ook dit jaar mochten we veel bezoekers verwelkomen; wederom naderde het aantal geïnteresseerden de 150.

Met de in dit boekwerk opgenomen publicaties krijgt de lezer een indruk van de op 5 januari 2018 gepresenteerde onderwerpen. Wellicht, dat het lezen ervan bijdraagt tot het vergroten van de kennis op specifieke onderwerpen. In ieder geval wensen wij u veel leesplezier toe.

Prof. Dr. ir. A.J.M. Jorissen, SHR wageningen en TU/e Eindhoven

Disclaimer

Hoewel grote zorg is besteed aan inhoudelijke aspecten van de gepresenteerde studies, wordt geen verantwoordelijkheid aanvaard met betrekking tot het toepassen van de resultaten in de bouwpraktijk.

Inhoudsopgave

Voorwoord	3
Samenvatting	7
A retrospect of the van der Put/Leijten Model for determination of the splitting strength of timber beams loaded perpendicular to the grain by connections Dr. Joergen Jensen (<i>Aalborg University, Esbjerg, Denmark</i>)	13
Timber-Concrete joint design, lessons from timber joints Prof. Alfredo Dias (<i>Coimbra University, Portugal</i>)	19
Verbetering van het trillings-gedrag van traditionele houten vloeren door een betonnen bovenlaag Maurits Roks, Ad Leijten en André Jorissen (TU/e)	27
Moment overdragende houtverbindingen met stiftvormige verbindingsmiddelen gedurende aardbevingen Toine Fokkens en André Jorissen (TU/e)	47
Parametrische gesegmenteerde houten schaalconstructies Sebastiën de Wit en André Jorissen (TU/e)	79
Mechanische eigenschappen van Kingspan TEK® Remco van Roestel en André Jorissen	107
Niet-lineair gedrag van verstijfde sandwich panelen en het kruipgedrag van EPS Jeff Modderman en André Jorissen	121

Designing Geosymbiosis and Sustainable Shelter 141

- Holistic Design Challenges for Sustainability –

Prof. Takeshi Shiratori (*Setsuan University, Osaka, Japan*)

Eenheid in Verscheidenheid 157

Dr. Ad Leijten (TU/e)

Presentations on January 5, 2018, of which no paper version is present in this book.

Light weight construction elements (keel web) with non-linear buckling issues

Dr. Simon Aicher (*FMPA – Stuttgart Germany*)

Ongoing timber related research in the new Czech Research centre

Prof. Petr Kuklik (*Czech Technical University, Prague*)

Reorganising section 8 (Connections) of Eurocode 5

Dr. Keerthi Ranasinghe (*University of Wales Trinity Saint David*)

Cross Laminated Timber (CLT) – Compression Perpendicular to the Plane

Prof. Gerhard Schickhofer (*Graz University of Technology, Austria*)

How can Structural Timber Design Codes provide for uniform reliability?

Prof. Jochen Köhler (*Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway*)

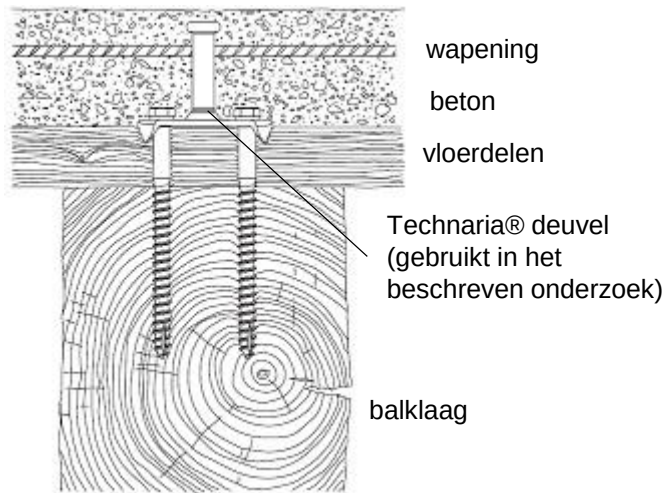
Samenvatting

In dit boekwerk zijn 9 schriftelijke bijdragen opgenomen, waaronder vijf door studenten van de TU/e zijn gepresenteerd; Hieronder vindt u een korte beschrijving van deze 5 bijdragen.

(1) Verbetering van het trillings-gedrag van traditionele houten vloeren door het aanbrengen van een betonnen bovenlaag

Maurits Roks, Ad Leijten en André Jorissen

Houten vloeren zijn eeuwenlang gemeengoed geweest. Logisch, hout was eeuwenlang het enige bouw materiaal, dat ook buiging kon opnemen. Na de introductie van het “moderne” bouw materiaal beton en van gewapend metselwerk (Nehobo) verloor hout in deze



toepassing snel terrein. Vloeren van deze nieuwe materialen presteerden immers veel beter op het gebied van vooral comfort; vooral betreffende akoestiek en voelbare trillingen. De houtindustrie was wellicht ingedommeld en reageerde hier niet adequaat op. Dat is sinds een paar decennia veranderd waardoor de houten vloer aan een comeback bezig is.

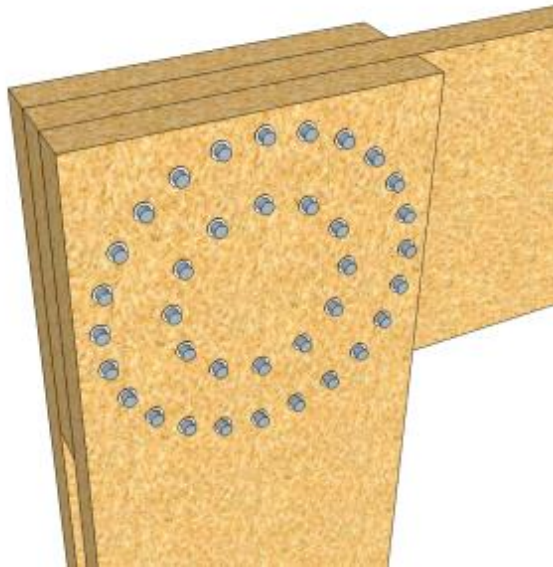
De voordracht van Maurits Roks beschouwd een van de comfort aspecten: voelbare trillingen. Het aanbrengen van een laag beton op houten vloeren, natuurlijk schuifvast aan deze houten vloer bevestigd, doet ca. 20 jaar zijn intrede in de renovatiewereld. Deze vloeren, zogenaamde TCC (timber concrete composite) vloeren, vinden steeds meer toepassing in nieuwbouw projecten; zeker ook in “hoogbouw” projecten.

(2) Gedrag van momentoverdragende houtverbindingen met stiftvormige verbindingsmiddelen versterkt met voldraadse schroeven gedurende aardbevingen

Toine Fokkens en André Jorissen

Sinds de problematiek m.b.t. aardbevingen ook in Nederland, Groningen, praktijk is geworden zijn we ons hierin gaan verdiepen. Zoals in andere gebieden op aarde het geval is zijn ook in Groningen metselwerk gebouwen het meest kwetsbaar. Metselwerk gebouwen zijn zwaar, waardoor het sommetje $Kracht = Massa \cdot Versnelling$ een grote waarde oplevert. Tevens ontbreekt in de meeste gevallen adequate samenhang.

Dit is over het algemeen bij houtconstructies niet het geval: deze zijn licht en hebben samenhang. Aan de andere kant verdwijnt de samenhang en draagkracht als broos bezwijkende delen het gedrag gaan bepalen. De broos bezwijkende delen moeten daarom met een bepaalde oversterkte worden ontworpen. Hout gedraagt zich over het



algemeen broos. Alleen als drukspanningen het bezwijken stuurt vertoont de constructie taai gedrag. In verbindingen met stiftvormige verbindingsmiddelen worden de krachten via drukspanningen overgedragen; hier is dus een sturing richting taai bezwijken mogelijk. Echter, stiftvormige verbindingsmiddelen introduceren spanningen loodrecht op de krachtsoverdracht en daardoor in de meeste gevallen tevens trekspanningen loodrecht op de houtvezel. Vooral deze trekspanningen “verzieken” het mogelijke taai gedrag. Wapening loodrecht op de houtvezel in de vorm van voldraadse schroeven kunnen in het verbeteren van het gedrag een essentiële rol spelen. Toine heeft zich tijdens zijn afstuderen hiermee bezig gehouden.

(3) Parametrisch ontwerpen van gesegmenteerde houten schaalconstructies - het combineren van vorm, mechanica en cam (computer aided manufacturing)

Sebastiën de Wit en André Jorissen

Getriggerd door de realisatie van twee gesegmenteerde houten schaalconstructies is Sebastiën op “reis” gegaan om de achterliggende



ontwerp processen, de benodigde kennis hiervoor en, vooral, de nodige en beschikbare software, die in de voorbereiding en tijdens de realisatie noodzakelijk zijn, te vinden.

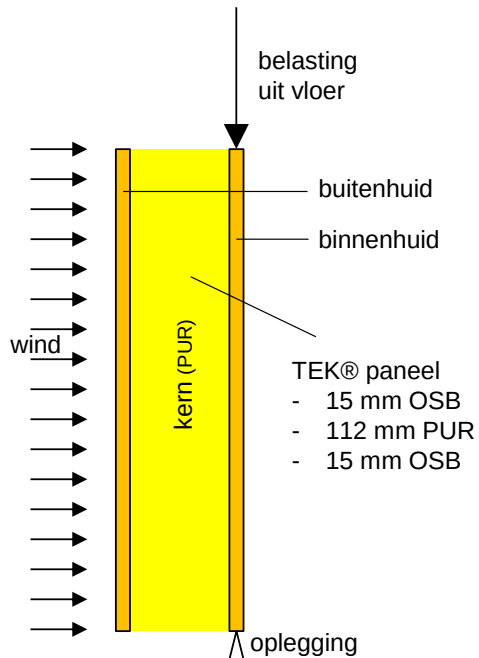
Op basis van analyses wordt een unieke, meest efficiënte, vorm gegenereerd, die in segmenten is opgedeeld. De segmenten moeten met verbindingen aan elkaar worden gemaakt om tot een reëel bouwwerk te kunnen uitgroeien. Hiervoor zijn verschillende ontwerpstappen nodig, die aan elkaar gelinkt zijn. Het ontwerpproces wordt dan ook wel een “digital chain”, een digitale ketting” genoemd. Deze “links”, schakels, in deze ketting komen aan de orde evenals de ontwikkeling van de verbinding waarmee de verschillende “segmenten”, vlakken, uiteindelijk aan elkaar worden gemaakt.

(4) Mechanische eigenschappen van Kingspan TEK®

Remco van Roestel en André Jorissen

Sandwich elementen als wandelementen, dat is in het kort “Kingspan TEK®”. De wanden dragen de vloeren en het dak. De vloeren dragen de belasting af op de binnenhuid. Aan de buitenzijde wordt de wand voorzien van een “schil”, die de windbelasting op het TEK® paneel afdraagt.

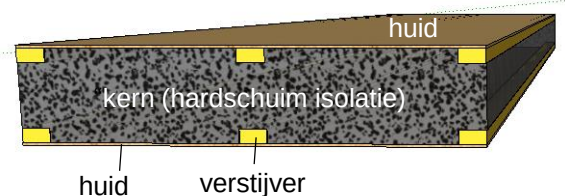
Voor de afdracht van de verticale belasting is interessant: in hoeverre draagt de buitenhuid hieraan bij? Het is evident, dat de sandwich, wat het TEK® paneel in principe is, zorg draagt voor de globale stabiliteit en daarbij op buiging wordt belast. De kern (PUR) draagt daarnaast bij aan het voorkomen van “lokale” instabiliteit. Remco onderzoekt deze fenomenen analytisch, experimenteel en numeriek. De resultaten van het onderzoek worden besproken.



(5) Niet-lineair gedrag van verstijfde sandwich panelen en het kruip gedrag van EPS

Jeff Modderman en André Jorissen

Sandwich elementen bestaan uit sterke / stijve “huiden” en een veel zwakkere en slappere kern, die de huiden op afstand houden. De sterkte en stijfheid van de sandwich kunnen worden verhoogd door de huiden te verstevigen. Hiervoor kunnen natuurlijk de huiden worden verdikt en/of hiervoor een ander materiaal worden gekozen. In het geval van door KingspanUnidek gefabriceerde dak elementen worden lokaal houten regels aan de huiden gelijmd; het zo ontstane element wordt in de markt verkocht onder de naam “Aero”. Door de versteviging wordt vooral de momentcapaciteit verhoogd.



Door de verhoging van de momentcapaciteit worden ook de verschillen in buigend moment over de lengte van het sandwichelement groter. Deze grotere verschillen resulteren in grotere schuifspanningen die door de kern, die niet worden verstevigd, moeten worden opgenomen. Qua sterkte stelt de kern dan ook een limiet aan de mate van versteviging.

De doorbuiging van een sandwichelement is een samenstelling van buigvervorming (buigstijfheid EI) en afschuifvervorming (afschuifstijfheid κGA , met κ = afschuif coëfficiënt). Voor toepassing in een zogenaamde “Timoshenko ligger” heeft Timoshenko in 1921 voor rechthoekige liggers $\kappa = 5/6$ voorgesteld. Voor zuivere sandwich elementen is deze factor gesteld op 1.0. Voor de hier besproken sandwichelementen met verstevigingen is de waarde van de coëfficiënt κ onduidelijk.

Vervormingen hebben veelal een direct optredende en een tijdsafhankelijke component. De tijdsafhankelijke component noemen we “kruip”. Kruip treedt op in de houtachtige plaatmaterialen, die voor de huden worden toegepast, en in de hardschuim materialen, die voor de kern worden gebruikt.

Aangezien er gerede twijfel bestaat over het kruipgedrag van vooral de hardschuim materialen (voor thermoplastische en thermohardende materialen wordt de kruipfactor op 7.0 gesteld) is er een aantal jaren geleden een zogenaamd kruiponderzoek opgestart. Daarbij grotere schuifspanningen in de verstevigde panelen veroorzaken een grotere afschuifvervorming in de kern, en daardoor een grotere kruipvervorming, die proportioneel tot de direct optredende vervorming wordt verondersteld. Tevens is er het vermoeden dat de hogere spanningen een hogere kruipfactor tot gevolg heeft; m.a.w. dat kruipvervorming spanningsafhankelijk is. Jeff heeft de kruipproeven, en de rapportage over het verloop hiervan, tijdens zijn afstuderen onder zijn hoede. Tijdens de presentatie worden resultaten geschetst.

A retrospect of the van der Put/Leijten Model for determination of the splitting strength of timber beams loaded perpendicular to the grain by connections

Dr. Joergen Jensen
Aalborg University, Esbjerg, Denmark

Introduction

It is well-known by anyone who has ever been involved in woodworking that wood easily splits when subjected to loading perpendicular to the grain. Designers of timber structures therefore try to avoid loading the timber perpendicular to the grain, but cannot always avoid it, e.g. where loads are introduced into beams or columns by connections.

Fig. 1 shows a simply supported beam loaded at mid-span by a connection causing splitting of the beam at the edge-distance h_e from the loaded edge. The total beam depth is denoted h and the beam width is b .

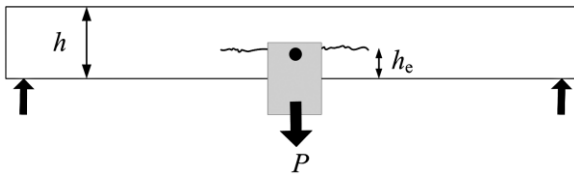


Figure 1 Splitting of beam caused by connection

The first drafts of EC5 [1] considered the splitting of beams loaded perpendicular to the grain by connections by requiring that the maximum shear force on either side of the connection should cause shear stresses less than the shear strength in the reduced cross section ($b \times h_e$ in Fig. 1).

A CIB-paper by van der Put & Leijten [2] presented in 2000 a model based on Linear Elastic Fracture Mechanics (LEFM) for determination of the splitting strength of a simply supported beam loaded at mid-span as shown in Fig. 1. The model was later implemented in EC5 [1] and in the Canadian timber design code [3].

The present paper reviews some aspects of the development of the van der Put/Leijten model and its implementation in EC5 [1]. The account given here is not intended to be complete, but focuses on selected issues.

Analytical models

The van der Put/Leijten Model [2] is derived by considering the cracked beam as a beam structure as indicated in Fig. 2. The crack is extending the length a in either direction from the connection, i.e. the crack length is $2a$.

The load from the connection is acting on the lower part of the cracked beam, which has the depth h_e .

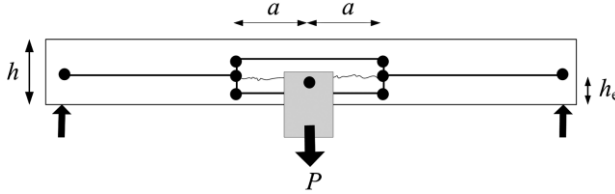


Figure 2 Cracked beam modelled as beam structure

It should be noted that the van der Put/Leijten model is derived for a situation as indicated in Figures 1 and 2, i.e. simply supported at both ends and loaded at mid-span, in which case the crack is assumed to propagate symmetrically in both directions initiating from the applied load. Schoenmakers [5] attempted taking into account non-symmetric crack propagation, but the model does in that case not lead to a simple explicit solution.

The van der Put/Leijten solution is based on the so-called compliance method of LEFM, derived from simple energy considerations. The compliance method solution for a structure loaded by a single point load may be found in most introductory books on fracture mechanics, and reads [4]:

$$P_u = \sqrt{\frac{2G_f}{\frac{dC(A)}{dA}}} \quad (1)$$

where P_u is the load causing a crack to propagate, G_f is the fracture energy of the material, A is the area of the cracked surface and $C(A)$ is the compliance.

The compliance is simply $1/K(A)$, where $K(A)$ is the stiffness, or:

$$C(A) = \frac{\delta(A)}{P} \quad (2)$$

where P is a load applied as indicated in Fig. 2 and $\delta(A)$ is the corresponding displacement of the loading point due to P .

If the total crack length is $2a$ as assumed in Fig. 2 and the beam width is b , then $A = 2ba$.

The beam structure shown in Fig. 2 is statically indeterminate (the degree of indeterminacy is 3), but the displacement $\delta(A)$ or $\delta(a)$ can relatively easily be determined analytically.

An expression for the failure load determined in the way outlined above was derived in [6] taking into account moments, shear forces and axial forces in

the beam structure shown in Fig. 2. If assuming a crack length approaching 0, the van der Put/Leijten solution as first presented in [2] appears:

$$P_u = 2C_1C_2, C_1 = \sqrt{\frac{5}{3}GG_f}, C_2 = b \sqrt{\frac{h_e}{1-\frac{h_e}{h}}} \quad (3)$$

where G is the shear modulus.

The C_1 -factor in Eq.(3) contains the material properties governing the problem, and the C_2 -factor contains the geometrical properties. This separation of material and geometrical properties into two factors is very convenient.

From Eq. (3) follows:

$$C_1 = \frac{P_u}{2C_2}, C_2 = b \sqrt{\frac{h_e}{1-\frac{h_e}{h}}} \quad (4)$$

For an infinitely deep beam ($h \rightarrow \infty$) with finite edge distance h_e , Eq. (4) reads:

$$C_1 = \frac{P_u}{2b\sqrt{h_e}} \quad (5)$$

Conditions similar to those experienced by a connection placed in an infinitely deep beam are present in a so-called plate specimen as shown in Fig. 3.

Utilization of the plate specimen for determination of the material property parameter C_1 is believed to be first proposed by [7].

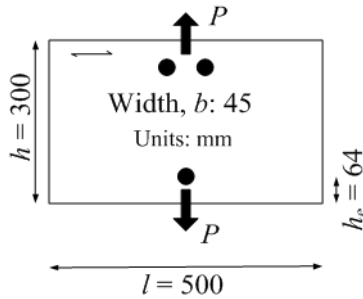


Figure 3 Plate specimen with appropriate dimensions

If C_1 is determined from plate specimen tests, it turns out that the van der Put/Leijten Model as given by Eq. (3) leads to good agreement with experiments. This fact makes the van der Put/Leijten Model suitable for implementation in timber design codes, since the plate specimens are very easy to manufacture in the workshop, the tests are simple to conduct and only require registration of the failure load, and the C_1 parameter is easily calculated by the explicit Eq. (5). A very solid statistical set of data for determination of C_1 for a given material can be produced at low costs.

A competing model to the van der Put/Leijten Model was presented already a year later by Larsen and Gustafsson [8]. This model was based on a very

simple assumed failure mechanism and some simple energy considerations. Only shear deformations are considered. The model leads to an appreciably simple expression for the failure load as given by Eq. (6).

$$P_u = 2\sqrt{2GG_f} \cdot b\sqrt{h_e} \quad (6)$$

The part of Eq. (6) involving the geometrical properties results from the van der Put/Leijten Model (Eq. (3)) by assuming an infinitely deep beam as compared with edge distance. This fact only makes the Gustafsson/Larsen Model appropriate for beams in which the edge distance, h_e , is relatively small as compared with the total beam depth, h .

Another competing model to the van der Put/Leijten Model was presented in 2003 by Jensen et al. [9]. The model is a so-called quasi-nonlinear fracture mechanics model based on a Timoshenko-beam on elastic foundation. The model leads to an expression for the failure load, which is slightly more complex than the van der Put/Leijten solution:

$$\begin{aligned} P_u &= \gamma P_{u,LEFM} \\ P_{u,LEFM} &= 2bC_1\sqrt{h_e} \quad , \quad C_1 = \sqrt{\frac{5}{3}GG_f} \\ \gamma &= \frac{\sqrt{2\zeta+1}}{\zeta+1} \quad , \quad \zeta = \frac{C_1}{f_t} \sqrt{10 \frac{G}{E} \frac{1}{h_e}} \end{aligned} \quad (7)$$

Eq. (7) involves the material properties modulus of elasticity, E , and the perpendicular-to-grain tensile strength, f_t , in addition to those material properties appearing in the van der Put/Leijten Model.

Since Eq. (7) is based on a beam-on-elastic-foundation model, the total beam depth, h , naturally is not involved, which leads to the same disadvantage as found in the Gustafsson/Larsen Model [8] (Eq. (6)), namely that the appropriateness of the solution is limited to cases where the edge distance is small as compared with the total beam depth.

Further, Eq. (7) has the disadvantage as compared with the van der Put/Leijten Model [3] that it cannot be factorized into a factor involving only material properties and another factor involving only geometrical properties. A single material property factor, C_1 , can thus not immediately be determined from simple tests on plate specimens. The solution given by Eq. (7) does, however, seem to give better predictions than Eq. (3) for relatively small edge distances if using the basic material properties (G , G_f , E , f_t) rather than the C_1 -factor as determined by plate specimen tests.

Implementation of the van der Put/Leijten Model in EC5

The van der Put/Leijten Model has successfully been implemented in the European timber design code, EC5 [1] and in the Canadian timber design code [5] due to especially Ad Leijten's tiredless work on validation of the model. However, the van der Put/Leijten Model [2] as given by Eq. (3), was derived based on the assumption that the connection is located at mid-span in a simply supported beam (or at least conditions resulting in symmetry and sufficiently far from the beam ends). Such ideal conditions cannot always be expected in real life, and EC5 [1] needed to consider connections located at any position along the beam. EC5 [1] did so in principle by requiring that the maximum shear force on either side of the connection must be less than half the failure load as given by Eq. (3).

As demonstrated in [10] by testing, the modifications to the van der Put/Leijten Model [2] made in EC5 [1] to account for locations other than at mid-span for a single connection, do not seem to reflect reality.

Further, it is commonly agreed that the value $C_1 = 14 \text{ N/mm}^{1.5}$ seems to be too high for common softwood species used in Europe and should rather be approximately $10 \text{ N/mm}^{1.5}$. EC5 [1] ought not to use a single value for C_1 , but be open to the use of other values since the value of C_1 varies considerably depending on wood species and type of timber product (e.g. LVL) and since determination of the C_1 -factor from plate-specimen test is easy and can be done at low costs.

As for the location of a connection along the beam, EC5 [1] seems to go wrong for single connections. However, Ad Leijten has in recent work (believed to be unpublished yet) experimentally demonstrated the fact, that the failure load per connection depends significantly on the number of connections along the beam. Those findings need to be considered in timber design codes, and it seems to be possible to handle the number of connections in a simple way, at least as long as all connections carry the same load.

References

1. European Committee for Standardization (CEN)(2004) EN 1995-1-1:2004 Design of Timber Structures. Brussels, Belgium.
2. van der Put TACM, Leijten AJM (2000) Evaluation of perpendicular to grain failure of beams caused by concentrated loads of joints. In: Proceedings of the International Council for Research and Innovation in Building and Construction, CIB-W18, Meeting Thirty-Three, Delft, The Netherlands, paper 33-7-7.

3. Canadian Standards Association (2009) CSA O86-09 Engineering Design in Wood. Toronto, Canada.
4. Hellan K (1984) Introduction to fracture mechanics. McGraw-Hill, New York, pp 49–72.
5. Schoenmakers, J. C. M. (2010). “Fracture and failure mechanisms in timber loaded perpendicular to grain by mechanical connections.” Ph.D. thesis, Univ. of Technology, Eindhoven, Netherlands.
6. Jensen JL (2005) Splitting strength of beams loaded perpendicular to grain by dowel joints. *J Wood Sci* 51:480-485.
7. Yasumura M (2002) Determination of fracture parameter for dowel-type joints loaded perpendicular to wooden grain and its application. In: Proceedings of the International Council for Research and Innovation in Building and Construction, CIB-W18, Meeting Thirty-Five, Kyoto, Japan, paper 35-7-9.
8. Larsen HJ, Gustafsson PJ (2001) Dowel joints loaded perpendicular to grain. In: Proceedings of the International Council for Research and Innovation in Building and Construction, CIB-W18, Meeting Thirty-Four, Venice, Italy, paper 34-7-3.
9. Jensen JL, Gustafsson PJ, Larsen HJ (2003) A tension fracture model for joints with rods or dowels loaded perpendicular to grain. In: Proceedings of the International Council for Research and Innovation in Building and Construction, CIB-W18, Meeting Thirty-Six, Colorado, USA, paper 36-7-9.
10. Jensen JL, Quenneville P (2011) Splitting of beams loaded perpendicular to grain by connections – some issues with EC5. Note in: Proceedings of the International Council for Research and Innovation in Building and Construction, CIB-W18, Meeting Fourty-Four, Alghero, Italy.

Timber-Concrete joints design, lessons from timber joints

Alfredo Manuel Pereira Geraldias Dias, ISISE, Department of Civil Engineering, University of Coimbra

Abstract

Dowel type fasteners are one of the first and most popular joint types for timber-concrete systems. The basic phenomena governing the mechanical behavior of timber-timber and timber-concrete joints with this type of fastener are similar, however, the last show some relevant specificities due largely to the presence of concrete. These specificities are important and need to be taken into account. Despite that the best base models for the analysis and design of these joints are the one used for timber-timber joints with the same type of fastener.

1 Load Carrying Capacity

The phenomena involved with the load carrying capacity of timber-concrete joints are quite similar to those involved with timber-timber joints, this was analysed in a comprehensive way by Dias [1]. Once the fasteners penetration depths on both timber and concrete is usually long the failure mode is the one with two plastic hinges, one on each of the materials. At this point the open variables are related to the consideration of the concrete properties, for which mostly three alternatives are considered (Figure 1): elastic perfectly plastic behaviour (Equation 1), elastic behaviour (Equation 2) and elastic behaviour with crushing (Equation 3).

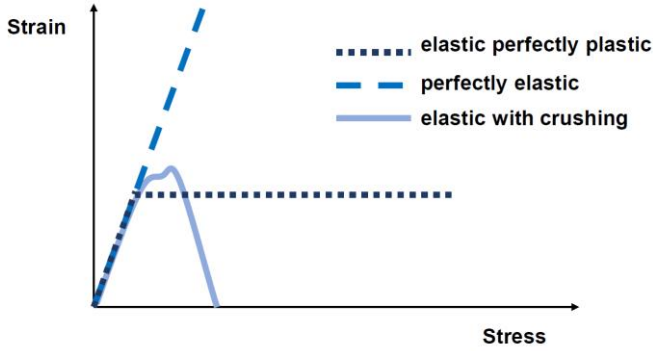


Figure 1. Material models assumed for concrete

$$F_{p,c} = f_h d \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{\frac{2M_y}{f_h d} + \frac{\beta}{1+\beta} \frac{t^2}{2}} - \frac{\beta}{1+\beta} t \quad (1)$$

$$F_{e,c} = \sqrt{4M_y f_h d} \quad (2)$$

$$F_{cr,c} = df_h \left(-e + \sqrt{e^2 + \frac{4M_y}{df_h}} \right) \quad (3)$$

The experimental results available for dowel joints together with the corresponding numerical values obtained with the previous equations are plotted in Figures 2 to Figure 4.

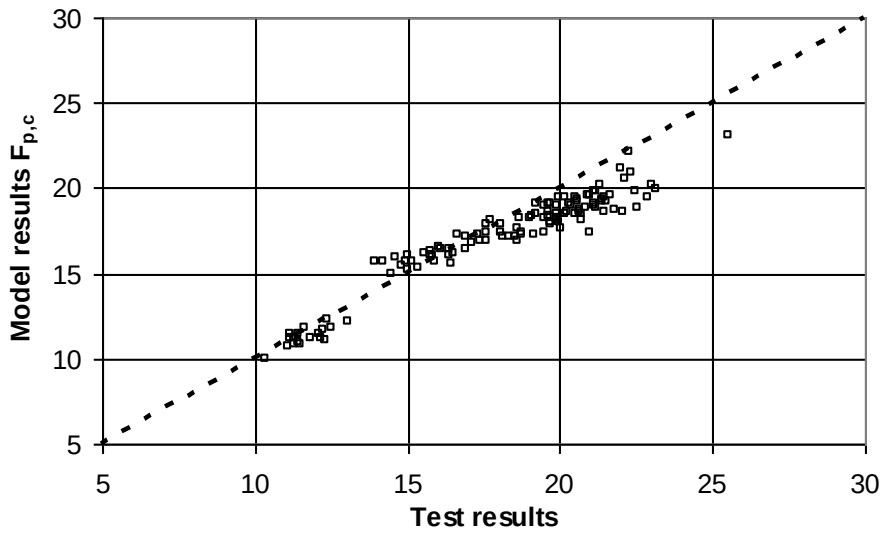


Figure 2. Load (per fastener in kN) obtained in the tests against the value determined with Equation 1 ($F_{p,c}$).

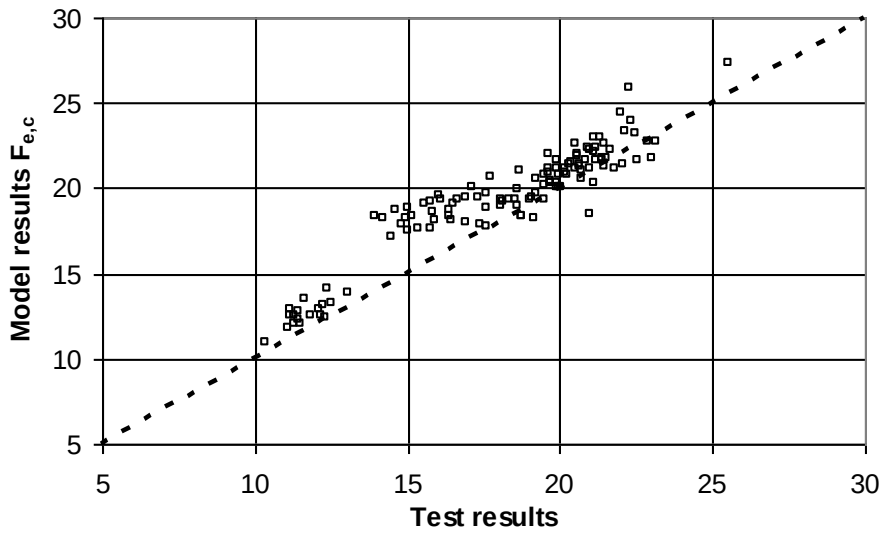


Figure 3. Load (per fastener in kN) obtained in the tests against the value determined with Equation 2 ($F_{e,c}$).

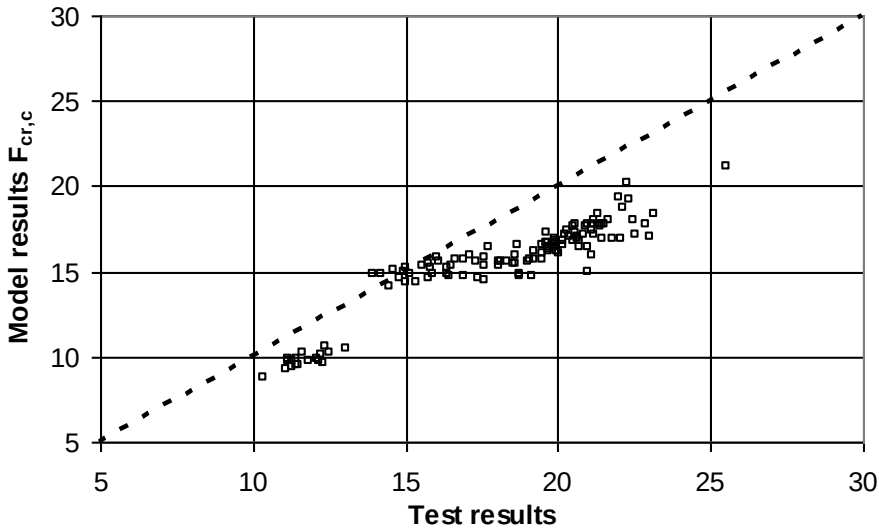


Figure 4. Load (per fastener in kN) obtained in the tests against the value determined with Equation 3 ($F_{cr,c}$).

From the Figures three main conclusions can be drawn:

- When the concrete is considered as elastic (similar to a steel-timber joint) the estimates are non conservative
- The approaches considering elastic perfectly plastic and elastic with crushing are, in general, conservative.
- The approach of elastic perfectly plastic delivers the numerical estimates with better correlation with the experimental data.

2 Slip Modulus

The situation for the joint slip modulus is similar to the one described for the load carrying capacity, since the behaviour on timber side is essentially similar to the one from timber-timber joints. The differences are again on the concrete side, in this situation the higher elasticity modulus and lower deformability of concrete will necessarily lead to lower global deformation and consequently to a higher joint stiffness. In practice the deformation in concrete side is much lower than the one in timber side and the global performance of the joint, in the elastic range, is close to the one of a steel-timber joint.

In terms of models there are essentially two approaches for the estimation of the joint slip modulus: beam on elastic foundation and empirical model given in EN 1995 part 1-1 [2]. Many derivations of the beam on elastic foundation

have been tried after the first application by Keunzy in 1955 [3]. A specific one for TCC joints was proposed by Gelfi [4] (Equation 4).

A completely different approach was proposed by Ehlbeck and Larsen [17] based on a large amount of test data available. The original proposal for timber-timber joints is usually adapted to TCC joints by assuming no deformation on concrete side (Equation 5).

$$K_{bef} = \frac{12\lambda_c^2\lambda_t^2 EI}{3(\lambda_c^2 + \lambda_t^2)(\lambda_c + \lambda_t)} \quad (4)$$

$$K_{EC5} = 2 \times \rho_m^{1.5} \frac{d}{23} \quad (5)$$

The experimental results available for dowel joints together with the corresponding numerical values obtained with the previous equations are plotted in Figures 5 and Figure 6.

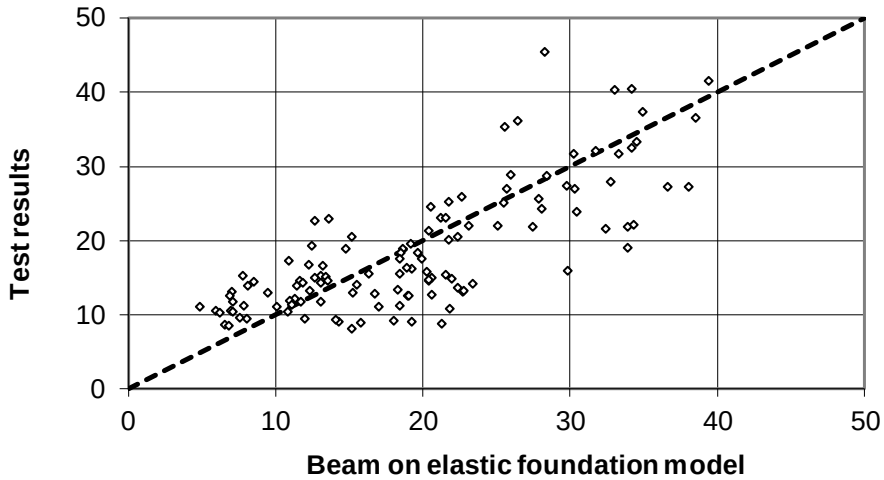


Figure 5. Slip modulus (in kN/mm) obtained in the tests against the value determined with Equation 4 (Beam on elastic foundation)

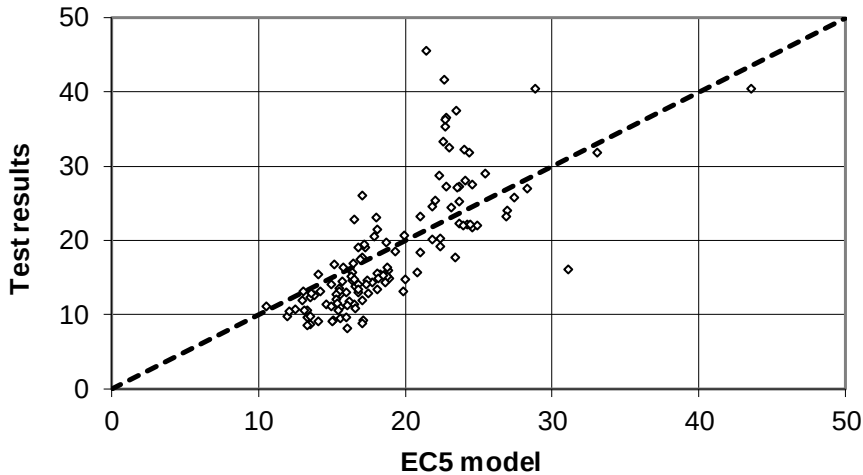


Figure 6. Slip modulus (in kN/mm) obtained in the tests against the value determined with Equation 5 (EC5 model)

From the Figures it is quite clear the larger variability of results when the slip modulus is compared to the load carrying capacity. Furthermore, despite its higher simplicity the model from EC5 shows closer correlations to the data obtained from tests

3 Conclusions

The estimation of the mechanical properties of joints made with dowel type fasteners is complex for both timber-timber and timber-concrete joints. The main conclusion from this analysis is related to the fact that despite of the differences in the mechanical performance of timber and concrete the models usually used for timber joints seem, also, to be the best one also for timber-concrete joints. These are simpler and also show higher correlations with the experimental data available from tests.

4 Literatuur

- [1] Dias A.M.P.G. Performance of dowel-type fasteners for hybrid timber structures. International Conference on Connections in Timber Engineering - From Research to the Standards. Graz, Austria: Graz University of Technology; 2017.

- [2] CEN. Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. Brussels: CEN; 2004.
- [3] Kuenzi E.W. Theoretical design of a nailed or bolted joint under lateral load. Madison, Wisconsin, USA: USDA Forest Product Laboratory; 1955.
- [4] Gelfi P., Giuriani E., Marini A. Stud shear connection design for composite concrete slab and wood beams. JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING-ASCE. 2002;128:1544-50.

Verbetering van het trillings-gedrag van traditionele houten vloeren door een betonnen bovenlaag

Door: Maurits Roks, André Jorissen en Ad Leijten
Technische Universiteit Eindhoven

1 Inleiding

Renovatie van historische panden krijgt een steeds prominentere rol binnen de bouwwereld, zeker in grote steden waar weinig ruimte is voor nieuwe bebouwing. Bestaande houten vloeren in deze oudere panden voldoen vrijwel nooit aan de verwachtingen t.a.v. comfort (trillingen, akoestiek). Tevens voldoen de vloeren door gewijzigd gebruik vaak niet meer aan de primaire eisen t.a.v. veiligheid. Redenen om deze vloeren te verstevigen of te vervangen. In dit artikel wordt het verstevigen van houten vloeren met een laag beton beschreven. Deze wijze van verstevigen kan met name interessant zijn voor dit soort lichtgewicht vloeren om het akoestische- en trillings-gedrag te verbeteren. Tevens wordt, mits een goede koppeling tussen de bestaande houten vloer en het opgestorte beton wordt gerealiseerd, het draagvermogen – de veiligheid – van de vloer vergroot. Hoewel diverse artikelen vermelden dat het trillings-gedrag van hout-beton constructies verbetert ten opzichte van een traditionele houten vloer, is dit nauwelijks onderzocht. Het hier beschreven onderzoek is met name gericht op het trillings-gedrag van hout-beton liggers waarbij de onderzoeksvraag luidt:

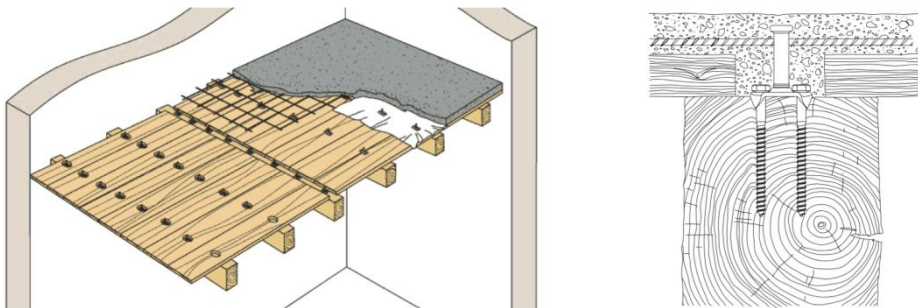
“Hoe beïnvloedt de betonnen laag, verbonden aan het hout met Tecnaria® deuvelds, het trillings-gedrag - comfort - van de ligger waarbij de zogenaamde eigenfrequentie en de in trilling te brengen massa moeten worden vastgesteld?”

Tijdens het onderzoek zijn zes houten liggers op stijfheid beproefd middels een vier-punts buigproef. De eigenfrequentie werd bepaald door de liggers in trilling te brengen en deze te meten. Vervolgens is op de liggers een betonnen laag gewoon beton (C20/25), van 50 mm dikte gestort. De verbinding tussen het beton en de houten liggers – essentieel voor het vergroten van de sterkte- en stijfheid is gerealiseerd met zogenaamde stalen (Tecnaria®) deuvelds. De uitkomsten van dit onderzoek in relatie tot bijvoorbeeld Eurocode 5 verder toegelicht.

2 Opzet van het onderzoek

Het verstevigen van de vloer met een betonnen laag biedt vele voordelen. De betonnen laag egaliseert de vloer en de extra massa daarvan zorgt voor betere geluidsisolatie. Met een geringe betonnen laag van enkel 50 mm is het zelfs mogelijk om vloerverwarming toe te passen. Het hout hoeft niet altijd gekoppeld te worden aan het beton. Wanneer de vloer draagkrachtig genoeg is, kan de betonvloer 'zwevend' op de balken worden gelegd; de vloer ligt los van de draagstructuur waardoor de geluidsisolatie verbetert. De Lewisplaat® is de meest bekende onderplaat voor dit soort type hout-beton vloeren. Wanneer er nog een beperkte massatoename mogelijk is, wordt in sommige gevallen afgeweken naar een licht-beton toepassing of een dunne laag hogesterktebeton. Voorbeelden hiervan zijn het Airbase® vloersysteem bestaande uit een rubberen mat met daarop lichtbeton en de Mapei® HPC Floor, bestaande uit een dunne laag vezel versterkte hoge-sterktebeton.

Wanneer de vloer niet in staat is het extra gewicht te dragen kan het interessant zijn om het hout met het beton te verbinden om zo de stijfheid te verhogen. Een voorbeeld hiervan wordt in figuur 2-1 weergegeven.



Figuur 2-1: Vloer verstevigd met Tecnaria® deuvel

Er zijn diverse methoden om de houten vloerbalken met het beton te verbinden; eis is dat de verbindingsmiddelen verhinderen dat het hout en het beton vrij over elkaar kunnen schuiven: het is een op afschuiving belaste verbinding. Vaak worden mechanische verbindingsmiddelen zoals deuvels toegepast. Met name in Italië wordt de stalen Tecnaria® deuvel (Figuur 2-1) toegepast. Naar dit type verbinding zijn verschillende onderzoeken uitgevoerd, zo ook op de Technische Universiteit Eindhoven (Gietema, [1]). Omdat er verschillende onderzoeken met de focus op het constructieve gedrag (sterkte – stijfheid) van verbindingen met deze deuvel beschikbaar

zijn, is dit type deugel in het hier beschreven onderzoek gebruikt. Tijdens het onderzoek heeft de focus vooral op theorie en experiment gelegen.

3 Introductie in de trillingstheorie

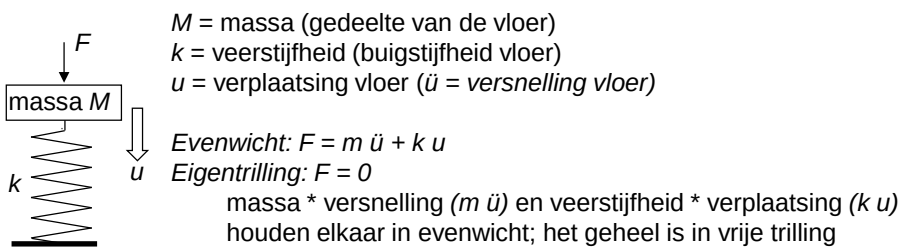
De respons van een constructie op trillingen kan zeer complex zijn. Vooral als de belastingen zogenaamd stochastisch (random) zijn zoals bijvoorbeeld aardbevingsbelastingen.

Hoe complex het geheel ook is, altijd spelen zogenaamde maatgevende eigenfrequenties van de constructie een hoofdrol. Indien deze frequenties overeenkomen met in de belasting voorkomende frequenties kan, afhankelijk van de mogelijkheid van de constructie om te dempen, tot opslingeren, zogenaamde dynamische vergroting, leiden.

Ten aanzien van vloeren gaat het aan de belastingskant over voorkomende frequenties bij lopen. Voorbeeld: in de belasting door een normaal lopend persoon is de maatgevende eigenfrequentie ca. 2 Herz. Dus: de maatgevende eigenfrequentie moet zeker niet in de buurt (liever ver boven) van 2 Herz liggen. De frequentie t.g.v. rennende of meerdere wandelende personen kan aanzienlijk hoger dan 2 Herz zijn waardoor de eis aan de maatgevende eigengrequentie aanzienlijk hoger moet zijn; Eurocode 5 stelt een minimum eis van 8 Herz bij woongebouwen.

De laagste eigenfrequentie, die vaak kan worden benaderd door het schematiseren van de constructie tot een zogenaamd een-massa-veer systeem, is meestal maatgevend.

Een analyse van de eigenfrequentie op basis van een schematisering tot een een-massa-veer systeem is uitgevoerd aan de hand van figuur 3-1.



Figuur 3-1: Een-massa-veer systeem.

Analyse van de in figuur 3-1 aangegeven vrije trilling resulteert in formule (3-1).

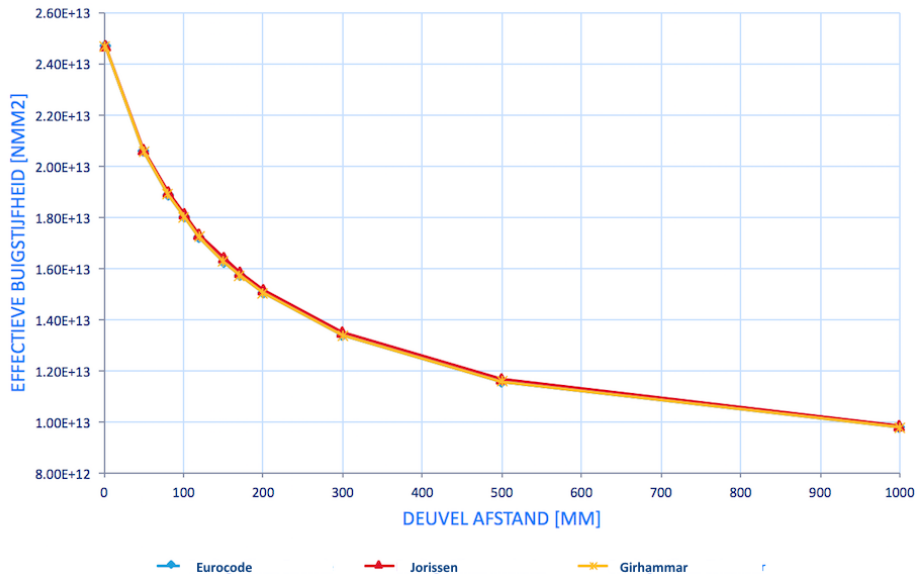
$$\omega = \sqrt{\frac{k}{M}} \text{ [rad/sec]} \text{ and } f_e = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{M}} \text{ [number/sec = Herz]} \quad (3-1)$$

Waarin f_e = eigenfrequentie [Herz]

Formule (3-1) leert:

- (1) Voor de eigenfrequentie van de vloer zijn massa en stijfheid evenredig met elkaar.
- (2) Om een hogere eigenfrequentie te bereiken zal de stijfheid dus meer moeten toenemen dan de hoeveelheid massa door het extra materiaal.

Om de eigenfrequentie te kunnen berekenen wordt voor een samengestelde constructie, wat een hout-beton (TCC = Timber Concrete Composite) is, gebruikt gemaakt van een effectieve buigstijfheid. Deze kan theoretisch benaderd worden door de stijfheid van de onderdelen; de houten balk, de betonlaag en de invloed van de verschuivingsstijfheid van de deuvolverbinding daarin te betrekken. Het onderzoek spitst zich toe op dit laatste: de verschuivingsstijfheid van deuvolverbinding. Hiervoor zijn drie theoretische benaderingen bestudeerd die de samenwerking tussen het hout en beton beschrijven. De methoden van Kreuzinger [2], Jorissen [3] en Girhammar [4] hebben allen een aparte benadering voor het bepalen van de effectieve buigstijfheid. Deze effectieve buigstijfheid, in figuur 3-1 aangeduid met k , is belangrijk voor de berekening van de eigenfrequentie van de vloer en is natuurlijk afhankelijk van de stijfheid maar ook van de h.o.h. afstand van de deuels. Hoewel de uitgangspunten van deze theoretische benaderingen van elkaar verschillen, is de voorspelling van de invloed van de deuelafstand op de effectieve buigstijfheid nagenoeg gelijk (figuur 3-2). De grafiek laat tevens zien dat de hoeveelheid deuels, die natuurlijk samenhangt met de onderlinge deuelafstand, grote invloed heeft op de stijfheid van de gecombineerde hout-beton ligter.



Figuur 3-2: Invloed deuvelafstand op effectieve stijfheid volgens drie theoretische benaderingen.

4 Trillings-criteria

4.1 Trillingen conform de Eurocode

Naast de analyse van het constructieve gedrag van de hout-beton ligger komen ook de trillings-criteria aan de orde. De trilling-criteria vallen onder de bruikbaarheids- grenstoestand en zijn daardoor geen harde eis. Wellicht om deze reden zijn de huidige Eurocode 0 en Eurocode 5 vrij beperkt wat betreft trillings-criteria. Omdat lichtgewicht constructies erg gevoelig kunnen zijn voor trillingen worden er in dit rapport nog twee andere (trillings-) normen besproken die meer gedetailleerd zijn dan de huidige Eurocodes.

De basiscriteria voor trillingen zijn opgenomen in de NEN-EN 1990+A1+A1/C2 (Eurocode 0, [5]), paragraaf A1.4.4. Het basiscriterium voor vloeren waar veel over gelopen wordt, zoals bij woningen en kantoren, is 3Hz als de laagste eigenfrequentie van de vloer. Aan deze eis hoeft niet te zijn voldaan wanneer een vloer met balkenstructuur de som van de permanente en Ψ_2 maal de opgelegde belasting op één ligger niet groter is dan 150kN. Wanneer er op de vloer gedanst of gesprongen wordt (bijvoorbeeld een gymnastiek- of danszaal) mag de eerste (laagste) eigenfrequentie van de

vloerconstructie niet lager zijn dan 5Hz.

De NEN-EN 1995-1-1:2005+A2:2014 (Eurocode 5,[6]) geeft in paragraaf 7.3 vervolgens nog een aanvulling die specifiek gericht is op houten woningvloeren. Dit soort vloeren moet een eigenfrequentie hebben hoger dan 8Hz. Bovendien moet de doorbuiging van de ligger ten gevolge van een puntlast en de snelheid waarmee deze ligger beweegt onder bepaalde grenswaarden liggen.

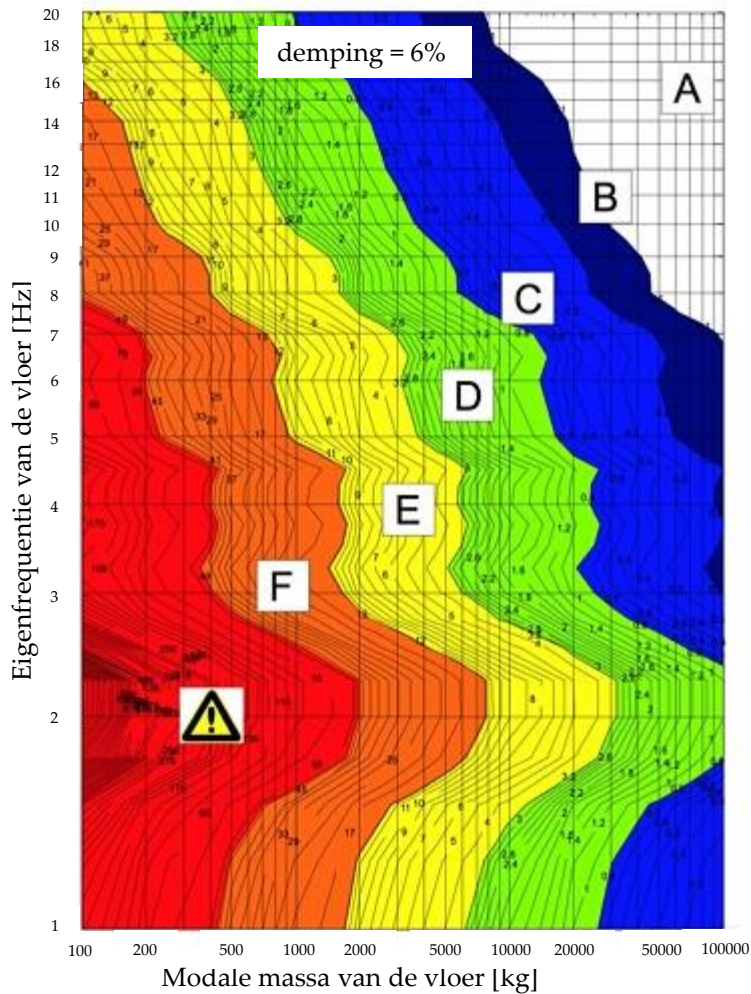
4.2 Aanbeveling op de Eurocode (ÖNORM)

De huidige Eurocode 0 en Eurocode 5 geven een ondergrens aan waar de constructie minimaal aan moet voldoen. In praktijk blijkt dat deze ondergrens voor problemen kan zorgen bij lichte (houten) vloerconstructies. Een voorstel in de ÖNORM [7] (Oostenrijk en Duitsland) geeft daarom aan om de huidige Eurocode regels omtrent trillingen uit te breiden. De belangrijkste verandering is dat woning-scheidende vloeren (waaronder ook appartementen) en kantoorvloeren een eigenfrequentie moeten hebben hoger dan 8Hz. Vloeren zonder scheidende functie (bijv. binnen de woning zelf) moeten de eigenfrequentie meer dan 6Hz bedragen.

4.2.1 Hivoss (Human induced vibration of steel structures) methode

Trillingen kunnen tevens berekend worden volgens de richtlijn van de SBR: "Trillingen van vloeren door lopen [8]". Deze methode wordt ook wel de Hivoss [9] methode genoemd. Deze richtlijn beschrijft het comfort voor de eindgebruiker. Formeel is deze richtlijn uitsluitend van toepassing wanneer hiernaar in de projectomschrijving wordt verwezen (SBR, par 1.3). Zoals eerder genoemd betreft het een gebruikstoestand en om die reden wordt deze methode niet aangestuurd door het Bouwbesluit.

Vergeleken met de Eurocode en de ÖNORM is deze methode het meest uitgebreid. In de SBR wordt het trillings-gedrag ingedeeld in gebruiks- en comfortklassen (SBR, par. 3,2; tabel 2). Aan de hand van de eigenfrequentie, damping en modale massa (= meetrillings massa = M , zie figuur 3-1) van de vloer kan via grafieken worden bekeken in welke comfortzone deze vloer zich bevindt.

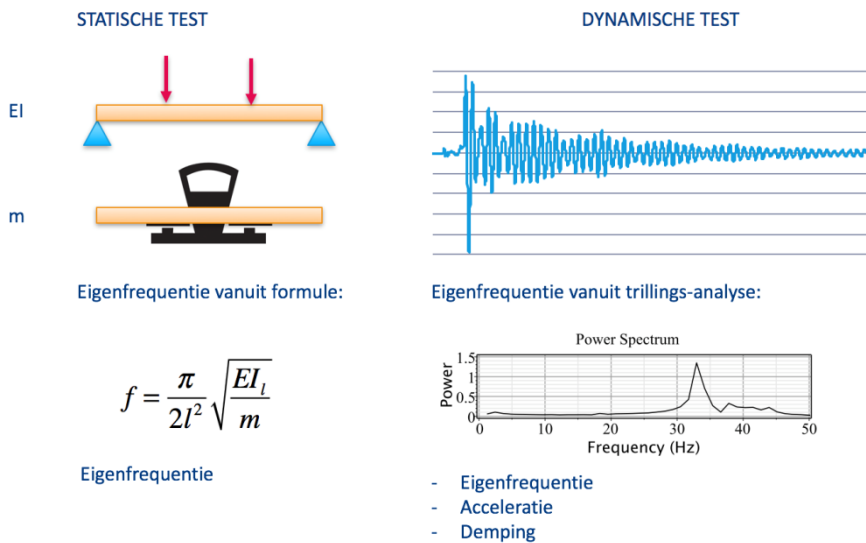


Figuur 4-1: Comfortklassen in de Hivos methode [9] – de comfortklassen zijn vervolgens aan gebruiksfuncties gekoppeld.

5 Experimenteel Onderzoek

5.1 Inleiding

In het experimentele onderzoek is een vergelijking gemaakt tussen het dynamische gedrag van zes houten liggers ($b=70\text{mm}$, $h=250\text{mm}$) en het gedrag van dezelfde liggers die afgestort zijn met een 50 mm dikke betonnen laag; de liggers en het beton zijn onderling met Tecnaria® deuvels (zichtbaar in figuur 2-1) verbonden. Van de houten balken zijn de stijfheid, eigenfrequentie en acceleraties tijdens een vrije trilling gemeten. De eigenfrequentie is op twee manieren bepaald (figuur 5-1); via een statische test (4-punts buigproef) en een dynamische test (vrije trilling). Na de houtproeven zijn de balken afgestort met de besproken betonnen laag en is de testprocedure opnieuw uitgevoerd voor de hout-beton liggers. De resultaten zijn vervolgens met elkaar vergeleken.



Figuur 5-1: Onderzoeksmethoden

Opmerking: formule $f_e = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_l}{m}}$ [Hz] transformeert de ligger tot een

een-massa-veer-systeem met de massa (M) in het centrum van de ligger. In de formule l = liggerlengte, EI_l = ligger buigstijfheid en m = liggermassa per lengteenheid in kg/m, wordt verkregen uit formule (3-1) door aan te nemen,

dat de meetrillende massa (M) ongeveer de helft van de totale liggermassa bedraagt. Dat de massa maar voor ca. de helft meetrilt is juist aangezien de massa nabij de opleggingen tijdens het trillen amper beweegt.

Een massa in het midden van de ligger verplaatst $\Delta = \frac{Mg l^3}{48 EI}$ waardoor voor

de veerstijfheid $k = \frac{Mg}{\Delta} = \frac{48 EI}{l^3}$ volgt. Dit ingevuld in formule (3-1) levert

$$f_e = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{M}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\frac{48 EI}{l^3}}{\frac{1}{2} ml}} \approx \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_l}{m}} \text{ [Hz]} \quad (5-1)$$

Uitgaande van de stijfheidsbepaling (EI_l) m.b.v bijvoorbeeld een vier-punts buigproef (figuur 5-1, links) en de bepaling van massa en lengte van de balk, kan de eigenfrequentie m.b.v. de Eurocode 5 berekend worden.

De eigenfrequentie is rechtstreeks te bepalen door de balk in trilling te brengen en deze trilling te meten (figuur 5-1, rechts). Verschillende acceleratiemeters boven de balk meten deze trilling. Aan de hand van deze trilling wordt de eigenfrequentie bepaald met een softwareprogramma.

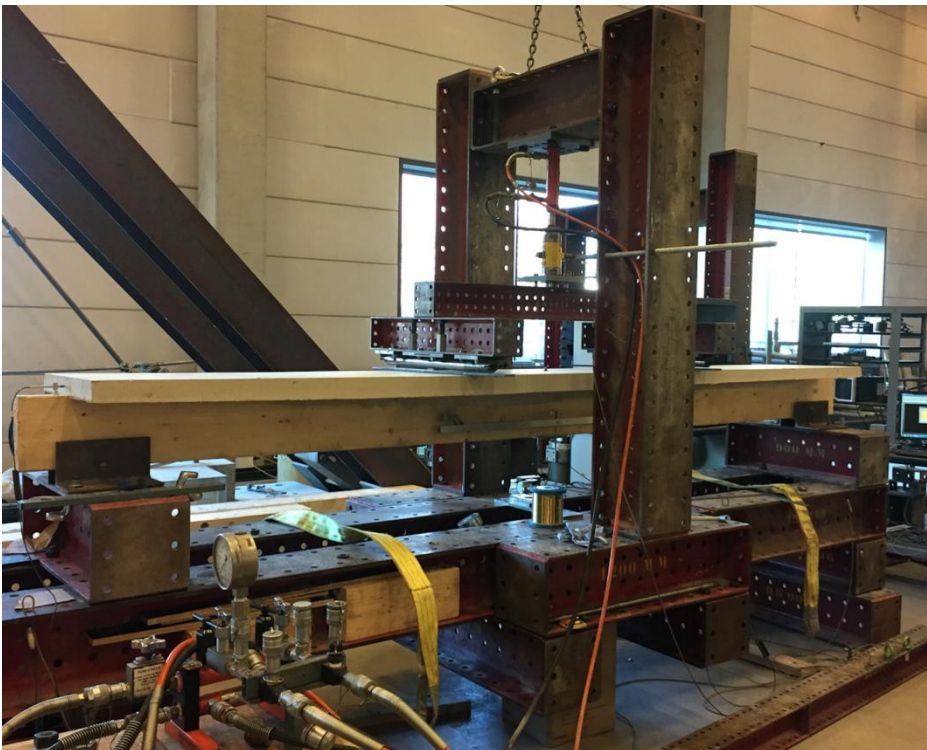
5.2 Experimenten

Eerst zijn de houten liggers (zonder betondek) beproefd op de in figuur 5-1 aangegeven wijze.

Na de proeven met de houten liggers zijn deze balken verstevigd met een betonnen laag ($b=600\text{mm}$, $h=60\text{mm}$, Figuur 5-2). De stappen uit figuur 5-1 zijn vervolgens herhaald (Figuur 5-3). De balken zijn opgedeeld in twee groepen; bij drie balken zijn in het scheidingsvlak tussen hout en beton Tecnaria® deuvels met een tussenafstand van 200mm aangebracht. De andere drie balken hebben dezelfde deuvels met een tussenafstand van 400mm. De deuvels zijn in staat om schuifkrachten tussen het hout en beton over te dragen. Hoe meer de deuvels zijn aangebracht, des te stijver de constructie wordt.



Figuur 5-2: De zes te beproeven hout-beton liggers



Figuur 5-3: Proefopstelling vier-punts buigproef op de hout-beton ligger

De resultaten zijn vervolgens vergeleken met die van de proeven op de houten liggers (zonder betondek).

Tabel 5-1: Vergelijking van de stijfheid en eigenfrequentie voor elke test en gemiddelde + spreiding (standaard afwijking s).

Proeven M1, M2 en M3: deuvelafstand = 200 mm

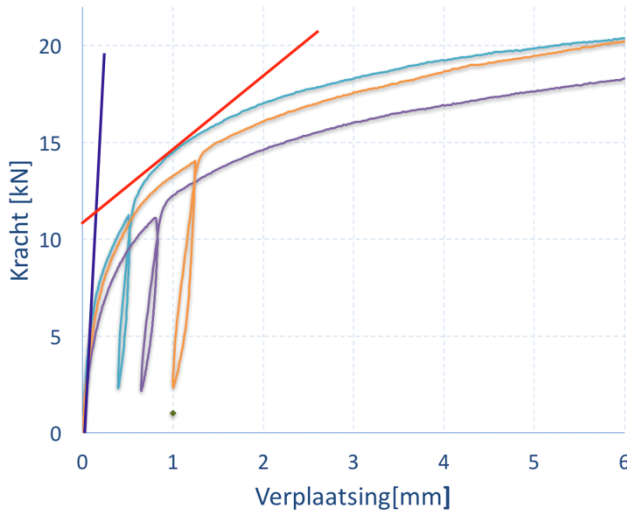
Proeven M4, M5 en M6: deuvelafstand = 400 mm

	Buigstijfheid EI *10 ¹¹ [Nmm ²]		Massa [kg]		eigenfrequentie f_e [Hz]		
	hout statisch	Hout-beton statisch	hout	Hout-beton	statisch		dynamisch
					hout	Hout-beton	Hout-beton
M1	9.89	30.07	32.9	402	36.21	17.59	21.97
M2	8.24	28,2	29.9	402	34.71	16.85	21.36
M3	8.78	28,9	33.9	404	33.62	17.02	21.36
gem	8.97	29,3	32.2	403	34.85	17.15	21.56
s	0,684	1.07	1.72	0.94	1.06	0.32	0.288
M4	8.32	21,0	30.4	404	34.54	14.52	20.75
M5	5.84	20,8	27.4	430	30.48	14.00	20.75
M6	7.79	21,9	31.3	412	32.95	14.66	21.356
Gem	7.31	21,3	29.7	415.3	32.66	14.40	20.95
s	1.07	0,45	1.67	10.87	1.67	0.28	0.288

Tabel 5-1 toont, dat de eigenfrequentie door het aanbrengen van de schuifvast aan de ligger bevestigde laag beton ten opzichte van uitsluitend de houten ligger fors is afgenomen; de stijfheid is in verhouding tot de massa minder toegenomen.

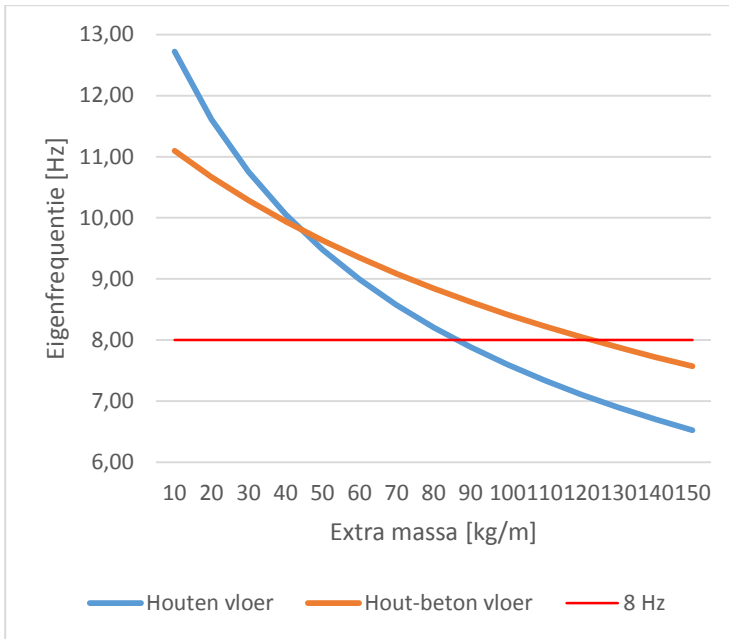
Opvallend is het toch wel aanzienlijke verschil in eigenfrequenties voor de hout-beton liggers bepaald m.b.v. een dynamische- test enerzijds en een statische test anderzijds. Blijkbaar treedt er tijdens de statische test al bij relatief lage belastingen verschuiving tussen het hout en beton op (gedrag deuvel) waardoor de stijfheid lager is dan bij de dynamische test - opgemerkt zij, dat een eigenfrequentie uitsluitend voor lineair gedrag is gedefinieerd. Eerder onderzoek door Gietema [1] heeft aangetoond dat het gedrag van deze Tecnaria deuvel niet lineair is en afhankelijk is van de afschuifkracht op de deuvel; zie figuur 5-4. **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.** De afschuifkracht tijdens de statische proef (Figuur 5-4, blauwe lijn) lag hoger dan tijdens de dynamische proef (Figuur 5-4 ,rode lijn), waarbij alleen het

eigen gewicht op de deuvel werkte. De deuvel gedroeg zich daardoor stijver tijdens de dynamische proef, wat resulteerde in een hogere eigenfrequentie.



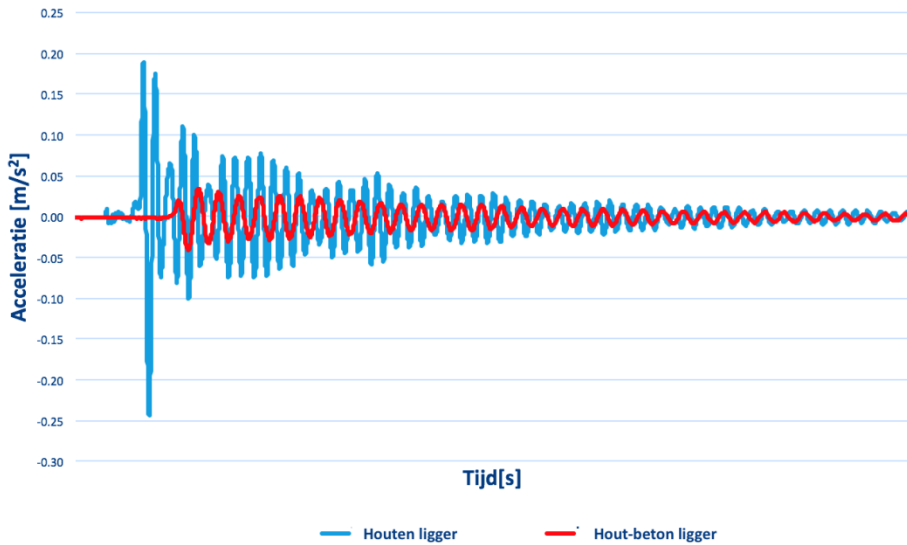
Figuur 5-4: Invloed kracht op afschuiving hout-beton met een Tecnaria deuvel (1).

Hoewel de stijfheid van de hout-beton liggers zijn toegenomen, zijn de gemeten eigenfrequenties ten opzichte van de houten liggers afgenomen tot ongeveer 65% van zijn oorspronkelijke gemiddelde waarde. Dit komt omdat de hoeveelheid massa meer is toegenomen dan de stijfheid: zie formule 5-1. In praktijk zal de totale permanente belasting op de vloer hoger liggen door bijvoorbeeld afwerklagen, waarvan de massa in figuur 5-5 is aangegeven als "extra massa". Door de toenemende massa zal de eigenfrequentie lager komen te liggen. Wanneer de massatoename wordt uitgezet tegen de eigenfrequentie voor een hout- en hout-beton ligger zal de eigenfrequentie voor een hout-beton ligger langzamer afnemen dan bij houten liggers. De eigenfrequentie van een hout-beton vloer kan dus, in tegenstelling tot de proefresultaten, in praktijk hoger liggen in vergelijking met de oorspronkelijk houten vloer. Figuur 5-5 geeft een voorbeeld weer van het verschil in eigenfrequentie tussen een houten- en hout-beton vloer bij een toenemende permanente belasting. Hierbij is de formule 5-1 gebruikt, met de massa m als variabele. In de grafiek is het kantelpunt goed te zien wanneer het toepassen van een hout-beton vloer effect heeft op de eigenfrequentie.



Figuur 5-5: Invloed belasting op de berekende (statische) eigenfrequentie

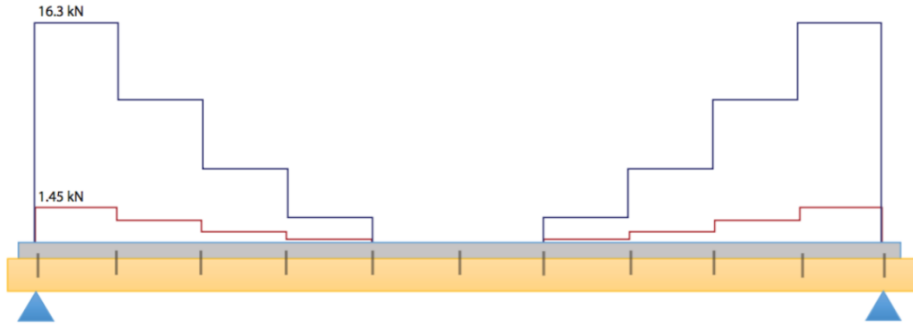
In Figuur 5-6 is te zien dat het beton ook veel invloed heeft op de acceleratie van de vloer; de amplitude is onder dezelfde belasting vijf maal kleiner geworden. Aangezien acceleratie voelbaar is (zoals tijdens het opstijgen van een lift), laat deze grafiek zien, dat door de toegenomen massa de beleving van een persoon ten opzichte van een lichtgewicht vloer aanzienlijk kan verbeteren. Acceleratie zou daarom een interessante meeteenheid kunnen zijn om het trillings-comfort voor de gebruiker beter in kaart te brengen dan alleen de eigenfrequentie. Deze waarde wordt tot nu toe wel gebruikt bij de Hivoss methode en in het voorstel van de ÖNORM, maar nog niet in de huidige Eurocode 5. Voor bruggen, Eurocode 5-2, wordt de acceleratie al wel meegenomen.



Figuur 5-6: Acceleratie van de houten ligger en de hout-beton ligger

6 Conclusies en aanbevelingen

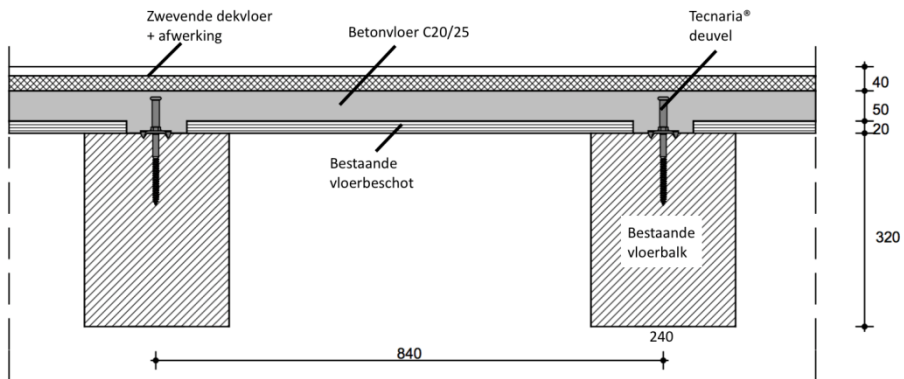
Uit het in dit artikel beschreven onderzoek is gebleken dat de berekende eigenfrequentie voor houten liggers volgens formule 5-1 nagenoeg overeenkomt met de trillings-testen; er is tevens geen significant verschil tussen de eigen frequentie waardes verkregen via de vier-punts buigproef (statisch) en de dynamische test. Deze conclusie geldt niet voor de hout-beton ligger; er is een significant verschil in eigenfrequentie tussen de vier-punts buigproef (statisch) en de dynamische test. De eigenfrequenties uit de statische test waren lager dan de eigenfrequenties uit de dynamische test. Het verschil in eigenfrequentie is te verklaren uit het niet-lineaire mechanisch gedrag van de deuvel; bij lagere belastingen gedraagt de deuvel zich stijver dan bij hogere belastingen. Waar de hout-beton ligger tijdens de dynamische test nauwelijks werd belast, werd deze ligger bij de statische proef belast tot ca. 40% van zijn capaciteit (figuur 6-1). Dit betekent, dat het bepalen van de stijfheid bij 40% belasting (van de bezwijkbelasting) te hoog is; nogmaals: eigenfrequenties zijn uitsluitend in het elastische domein definieerbaar. De deuvel gedraagt zich tijdens de statische test slapper waardoor de eigenfrequentie lager ligt dan bij de dynamische test.



Figuur 6-1: Afschuifkracht tijdens statische test (blauw) en dynamische test (rood)

7 Praktijkvoorbeeld

De invloed van een extra betonnen laag op het trillings-gedrag van een bestaande houtconstructie zal verduidelijkt worden aan de hand van een voorbeeld. In het voorbeeld wordt er van uitgegaan dat de deuvel zich lineair elastisch gedraagt, hetgeen een meer reële benadering van de eigenfrequentie, zoals weergegeven door de dynamische eigenfrequentie in tabel 5-1, oplevert. Tijdens het onderzoek bleek dat het trillings-gedrag het meest uitgebreid wordt beschreven in de methode van Hivoss [9]. Naast de Eurocode 5 [6] methode zal daarom tevens de Hivoss methode gebruikt worden.



Figuur 7-1: Doorsnede versteviging houten vloer met een laag beton

In samenwerking met IMd Raadgevende Ingenieurs is gekeken of een oud arsenaal uit 1771 getransformeerd kan worden naar een restaurant en

hotelschool. De doelstelling is het zicht onder de bestaande houten vloer zo veel mogelijk te behouden, waardoor eventueel noodzakelijke versterkingen/verstijvingen aan de bovenzijde moeten worden toegevoegd. Uit vooronderzoek is gebleken dat de vloer niet voldoet met de opgelegde belastingen aan de doorbuigingscriteria. Er is daarom gekeken of het verstevigen van de vloer met een laag beton een oplossing kan bieden m.b.t. de doorbuigingscriteria en de comfort eisen van de gebruiker. De bestaande balklaag wordt daarom verstevigd met een betonnen laag van 50mm (C20/25), met deukels h.o.h. om de 200mm. De bestaande vloer dient als bekisting (Figuur 7-1). De vloer wordt belast met een permanente belasting van 140 kg/m², exclusief het eigen gewicht van de betonnen vloer (100 kg/m²).

Hout-betonligger

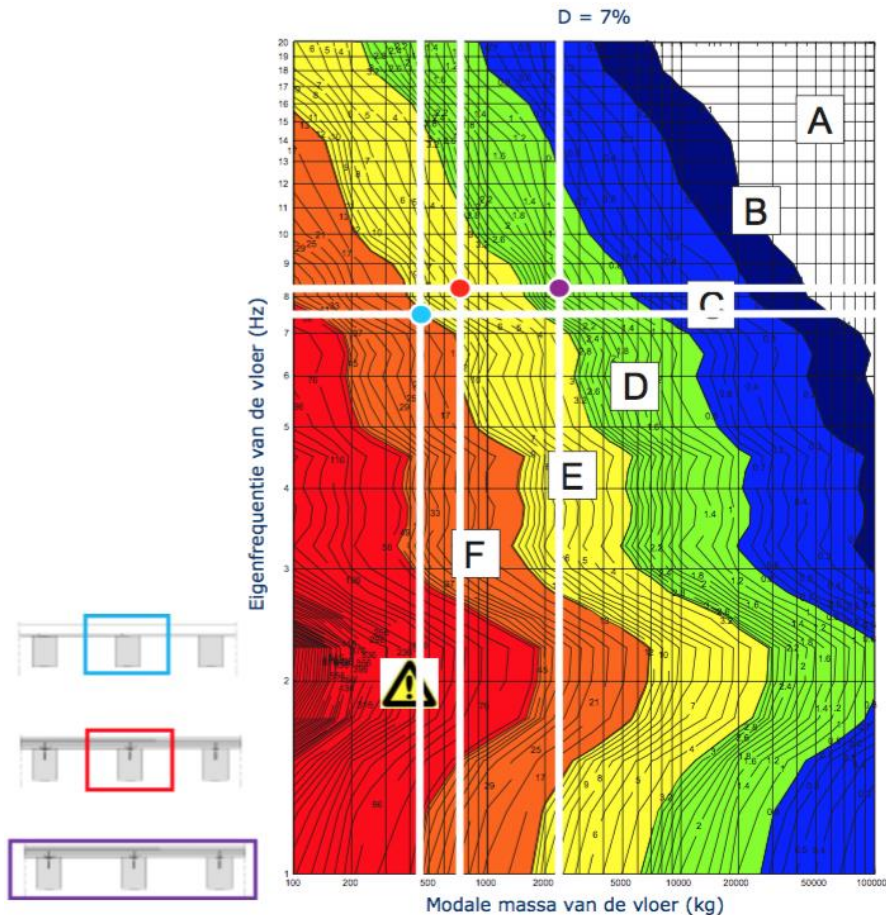
<i>Theorie voor het bepalen van de eigenfrequentie voor een orthotrope plaat (Hivoss)</i>		
Aandeel van vloermassa		0 [%]
Vloermassa per m ²	μ	260 [kg/m ²]
Lengte van de vloer in x-richting	l	6,85 [m]
Lengte van de vloer in y-richting	b_{eff}	0,84 [m]
Buigstijfheid versterking	EI_x	288750 [Nmm ²]
Gec. Buigstijfheid ligger	EI_y	1,50E+07 [Nmm ²]
Eigenfrequentie	f_1	8,1 [Hz]
Modale massa	M_{mod}	891 [kg]

Zonder versterking (Eurocode 5)

Stijfheid houten balklaag	EI_y	7,21E+06 [Nmm ²]
Vloermassa per m ²	m	140 [kg/m ²]
Eigenfrequentie houten ligger volgens EC5	f_1	7,6 [Hz]
Modale massa	M_{mod}	479,5 [kg]

Voor een vloer die gebruikt kan worden als danszaal dient de eigenfrequentie volgens de Eurocode [6] hoger te zijn dan 5Hz. In het voorstel van de ÖNORM [7] moet de vloer een eigenfrequentie hebben hoger dan 8Hz.

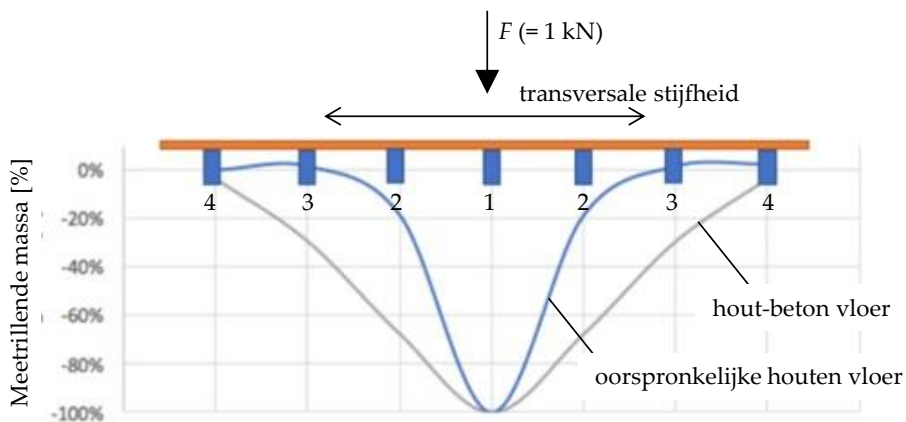
De eigenfrequentie van de hout-beton ligger, berekend met formule 5-1, zit op 8,1 Hz wat zou voldoen aan beide eisen. De oorspronkelijke vloer heeft een eigenfrequentie van 7,6Hz wat daardoor niet voldoet aan de eis. In deze situatie heeft het toevoegen van stijfheid dankzij de hout-beton samenwerking een gunstiger effect op de eigenfrequentie. In dit geval is de stijfheid dus meer toegenomen dan de massa, waardoor de eigenfrequentie in tegenstelling tot de proefresultaten hoger uitvalt.



Figuur 7-2: Beoordeling vloer volgens de Hivoss methode

De Hivoss methode gaat een stap verder dan de Eurocode en maakt op het gebied van trillingen onderscheid naar de gebruiksfunctie. Iedere gebruiksfunctie wordt gekoppeld aan een bepaalde comfortklasse. Aan bijvoorbeeld ziekenhuizen (comfortklasse A-C) en scholen (comfortklasse C) worden strengere trillings-eisen gesteld dan bij woningen (comfortklasse D). De minimaal aan te houden comfortklasse voor een restaurantfunctie is klasse E, waarbij klasse D wordt aanbevolen. Door de eigenfrequentie, de demping en de in trilling gebrachte massa (modale massa) te bepalen kan middels een grafiek (figuur 7-2) worden nagegaan in welke categorie de vloer zich bevindt. De oorspronkelijke vloer bevindt zich in klasse F (figuur 7-2, blauwe stip) en zou daarmee niet voldoen aan de eis. Doordat bij de hout-beton vloer de

eigenfrequentie en massa van de vloer zijn toegenomen schuift de vloer in deze grafiek op naar klasse E (figuur 7-2, rode stip), hetgeen de vloer acceptabel maakt. De Hivoss methode neemt voor de modale massa echter alleen de massa van één ligger mee. De kracht van een lopend persoon zou door de betonnen laag verspreid kunnen worden over meerdere liggers en daarmee meer massa activeren dan zojuist is berekend. Om dit effect na te gaan is de vloer uitgewerkt in Scia om te zien hoeveel massa er daadwerkelijk wordt geactiveerd. Figuur 7-3 geeft de resultaten weer waarbij een vergelijking is gemaakt tussen een balklaag met alleen houten planken en een balklaag die verstevigd is met beton.



Figuur 7-3: Invloed transversale stijfheid op de geactiveerde trillings-massa (de aangegeven lijnen zijn doorbuigingslijnen).

Bij de balklaag met planken wordt er weinig extra massa geactiveerd ten gevolge van de puntlast (1kN), terwijl er drie keer zo veel massa geactiveerd wordt bij de hout-betonvloer (oppervlak onder de "hout-beton vloer" grafiek gedeeld door het oppervlak onder de oorspronkelijke houten vloer" grafiek). Deze extra meettrillende massa beïnvloedt de eigenfrequentie niet. De positie op de horizontale as in figuur 7-2 verschuift echter naar rechts (paarse stip); de comfortklasse van de vloer schuift op naar klasse D. De vloer voldoet nu aan aan de eis. Hoewel er maar 50mm beton is toegevoegd, is dus goed te zien dat het grote invloed kan hebben op het trillings-comfort van de gebruiker.

8 Literatuur

- [1] H. Gietema, "Composietconstructies; beton (lichtbeton)," 2015.
- [2] H. Kreuzinger, "Mechanically jointed beams and columns," in *STEP B11*, 1995.
- [3] A. J. M. Jorissen, "Timber Structures 3 - Build up elements," 2013.
- [4] Girhammar and Gopu, "Composite beams - columns with interlayer slip - Exact analysis," 1993.
- [5] "NEN-EN 1990 + A1 + A1 / C2," in *Eurocode 0*, vol. 2002, no. december 2011, 2012.
- [6] "Paragraph 7.3 & Annex B," in *Eurocode 5, Design for timber structures, EN1995-1-1:2005 + A2:2014*, 2015.
- [7] K. 012 Holzbau, "ÖNORM B 1995-1-1 (Vorschlag)," in *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten*, 2013.
- [8] P. H. Waarts, "Trillingen van vloeren door lopen," 2005.
- [9] "Human induced Vibrations of Steel Structures (Hivoss) Design of Footbridges," *Research Fund for Coal & Steel*. 2007.

Het aardbevingsgedrag van houten moment verbinding met stiften versterkt met zelf-tappende schroeven

Toine Fokkens en André Jorissen
Technische Universiteit Eindhoven

1 Inleiding

In 1959 werd het Groninger gasveld in Nederland ontdekt. Dit enorme gasveld bevatte oorspronkelijk tussen de 2700 en 2800 biljoen kubieke meter gas. Door het onttrekken van het gas uit het gasveld wordt druk op het omliggende gesteente verhoogd met verzakkingen tot gevolg. Het verzakken kan plotseling gebeuren, waardoor zogenaamde geïnduceerde aardbevingen ontstaan. In augustus 2017 heeft zo'n geïnduceerde aardbeving plaats gevonden bij de plaats Huizinge met een kracht van 3,6 op de schaal van Richter. Uit nader onderzoek [1] bleek dat in de toekomst grotere en sterkere aardbevingen mogelijk zijn in de regio. Hierdoor is het noodzakelijk een seismische (berekennings-)controle uit te voeren voor de gebouwen in deze omgeving. Echter, op dat moment hadden we geen berekeningsgrondslag hiervoor: Eurocode 8 is in Nederland niet ingevoerd en de aardbevingen in Groningen (geïnduceerd) zijn anders dan waarvoor Eurocode 8 is geschreven (tektonisch). Bij de aardbevingen in Groningen komt de energie relatief vlak bij het oppervlak vrij. Tevens is de ondergrond in Groningen onvergelijkbaar met de rotsachtige ondergrond waar de tektonische aardbevingen vaak optreden. Voor Groningen is daarom een nieuwe richtlijn (NPR9998) geïntroduceerd.

2 Aardbevingen

Bij aardbevingen komt energie vrij waarvan een deel het aardoppervlak bereikt en aldaar bewegingen, versnellingen, veroorzaakt. Het gedrag van gebouwen wordt vooral bepaald door de massa, de constructieve samenhang en de mogelijkheid deze energie intern te vernietigen, te dissiperen (ductiliteit). Houtconstructies hebben hierbij, door de geringe massa, een voordeel ten opzichte van constructies met andere bouwmaterialen.

2.1 Houtconstructies in aardbevingsgebieden

De massa van houtconstructie, het gewicht, is relatief gering waardoor, zie $\text{kracht} = \text{massa} \cdot \text{versnelling}$, bij een aardbeving minder horizontale

belasting in rekening hoeft te worden gebracht dan bijvoorbeeld een metselwerk of betonnen bouwwerk. De horizontale aardbevingsbelasting wordt namelijk bepaald volgens de NPR9998:2015 [2], formule (2.1).

$$F_b = S_d(T_1) * m * \lambda \quad (2.1)$$

Waarbij:

F_b , de seismische afschuifkracht ter plaatse van de fundering [N];

$S_d(T_1)$, ontwerpspectrum op tijdsmoment T_1 (1^{ste} eigen mode) [m/s²];

m , massa van het gebouw [kg];

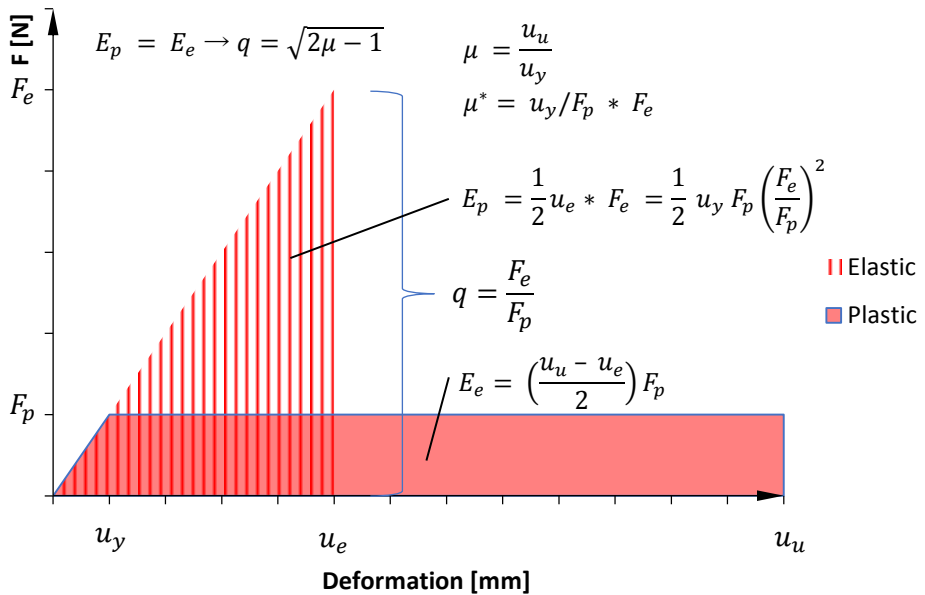
λ , correctiefactor voor de vorm van het gebouw [-].

Deze formule is in wezen niets anders dan het al vermelde “kracht = massa maal versnelling”

Deze horizontale belastingen dienen vervolgens op te kunnen worden genomen door de draagconstructie van het gebouw.

2.2 Energieopname constructies

Voor het bepalen welke constructie noodzakelijk is om de aardbevingsbelasting op te nemen kan de constructie puur elastisch worden doorgerekend dan wel (enige vorm van) plasticiteit in rekening worden gebracht. Bij de elastische methode ontstaan geen blijvende vervormingen, er wordt geen energie gedissipeerd, en schade. Echter, zware, wellicht niet economische, constructies zijn het gevolg. Indien plasticiteit ontwikkelt ontstaan wel blijvende vervorming, en wordt wel energie gedissipeerd, en wellicht treedt ook schade op. Echter deze “schade” heeft geen invloed op de veiligheid. Aanzienlijk lichtere constructies zijn het gevolg die bij extreem zware aardbevingen ook voldoende veiligheid bieden. Figuur 2-1 toont het onderscheid; de energie die het bouwwerk bereikt is natuurlijk onafhankelijk van hoe het gebouw dit verwerkt, oftewel elastisch ($E_e = \frac{1}{2} u_e F_e$) oftewel gedeeltelijk plastisch ($E_p = \frac{1}{2} u_y F_p \left(\frac{F_e}{F_p} \right)^2$); de mate waarin plasticiteit mogelijk is wordt uitgedrukt door de ductiliteitsfactor μ en de gedragsfactor q (waarmee in wezen het niet lineaire gedrag (plasticiteit) wordt beschreven).



Figuur 2-1: Afleiding van vergelijking (2.2) [3]

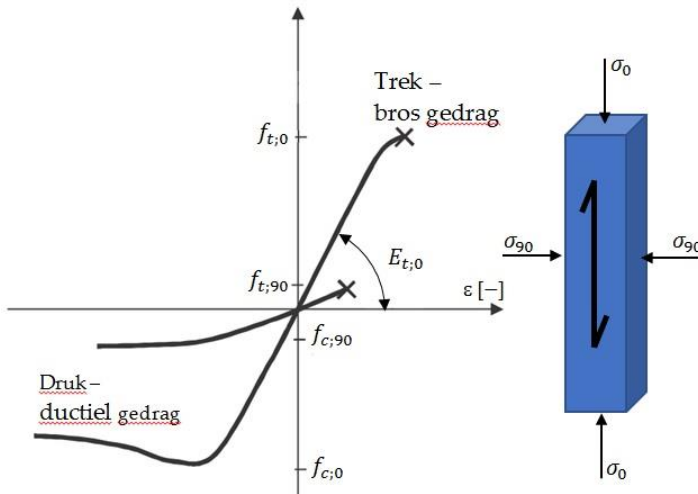
Deze gedragsfactor q is dus afhankelijk van de ductiliteit (μ) van de verbinding, te bepalen conform NPR9998 [2] 5.1.4. met formule (2.2); zie Figuur 2-1.

$$q = \sqrt{2\mu - 1} \quad (2.2)$$

De bewijsstelling van deze vergelijking is toegevoegd in Figuur 2-1. In NPR9998 en Eurocode 8 (NEN-EN1998) zijn drie ductiliteitsklassen, mate van ductiliteit, geïntroduceerd: DCH (ductility class high, DCM (ductility class middle) of DCL (ductility class low).

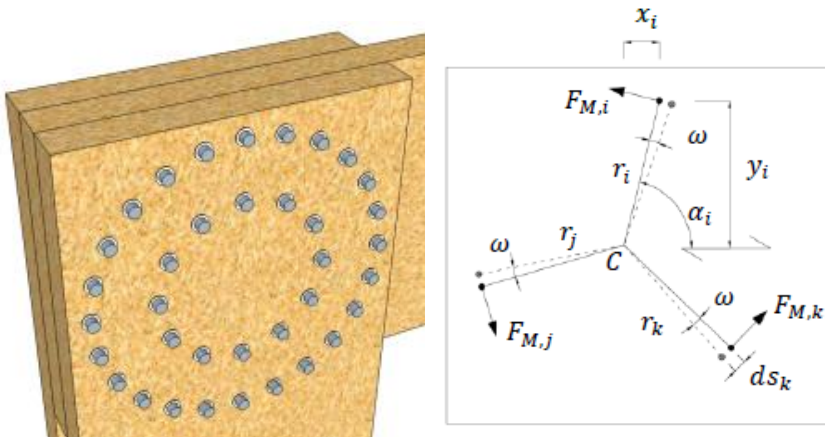
2.3 Ductiliteit

Gezocht dient te worden naar constructies en/of onderdelen in de constructie, die zich ductiel gedragen. Het materiaal hout reageert op druk ductiel (niet lineaire relatie tussen kracht en vervorming), maar op trek bros. In Figuur 2-2 is de spanningsrek diagram van hout gegeven waaruit dit gedrag blijkt.



Figuur 2-2: spanningsrek diagram hout (algemeen)

Een voorbeeld van een constructie waarbij hout onder druk komt te staan is een verbinding met mechanische verbindingsmiddelen. Wanneer deze verbindingen in een verband worden aangebracht, zoals een krans, ontstaat een moment overdragende verbinding. Een mogelijk uitwerking is gegeven in Figuur 2-3.



Figuur 2-3: Mogelijk uitwerking moment overdragende verbinding (met stalen stiftvormige verbindingsmiddelen) in hout (links) en het mechanica schema (rechts).

Het in dit artikel beschreven onderzoek richt zich op houten portaal constructies en drie-scharnier spanten met de in Figuur 2-3 aangegeven verbinding.

3 Probleemstelling

3.1 Moment overdragende verbindingen met stiften

De momentcapaciteit van de totale verbinding, zoals weergegeven in Figuur 2-3, wordt verkregen door een sommatie van de afschuifkrachten per verbindingsmiddel te vermenigvuldigen met de radius van de desbetreffende verbindingsmiddel, zie formule (3.1).

$$M_{ex} = \sum_{j=1}^n F_{M,j} * r_j \quad (3.1)$$

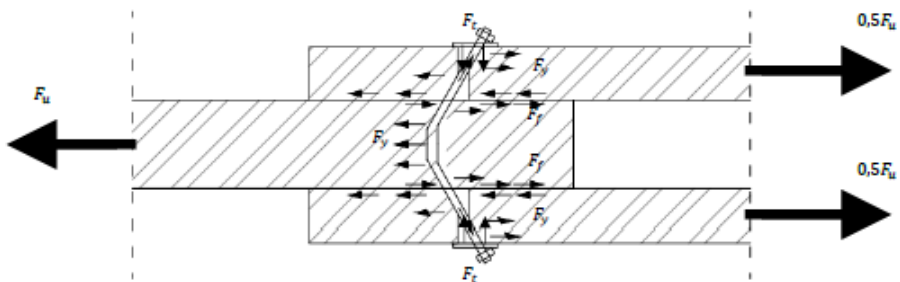
Waarbij:

M_{ex} , opneembaar buigend moment [Nm of J];

$F_{M,j}$, afschuifkracht per verbindingsmiddel [N];

r_j , radius van het desbetreffende verbindingsmiddel [m]

De sterkte (afschuifkracht) van één verbinding met stiftvormige metalen verbindingsmiddelen (F_u) is afhankelijk van het deuvel effect (contactdruk tussen het verbindingsmiddel en de houten elementen; F_y), de wrijving tussen de houten elementen (F_f) en de axiale trekkrachten in het verbindingsmiddel als de het verbindingsmiddel niet loodrecht op de afschuifkracht staat. Het deuvel effect wordt beschreven met de Johansen-Meyer vergelijkingen, terwijl de wrijving en de trekkracht van het verbindingsmiddel worden beschreven als het koord effect en worden meegenomen als een percentage van het deuvel effect.



Figuur 3-1: Overdracht belastingen in zijdeling belaste verbinding met stalen verbindingsmiddelen [1].

Het bezwijkmechanisme van de verbindingen is afhankelijk van de slankheid van het verbindingsmiddel (verhouding tussen diameter deuvel en houtdikte). Bij een hoge slankheid van het verbindingsmiddel zal het hout

stuiken en het verbindingsmiddel vloeien, terwijl bij een lage slankheid uitsluitend het hout zal stuiken. De grootste energie opname bij cyclische bewegingen is bij een verbinding met een hoge slankheid, zowel het hout als het staal heeft bij deze situatie een ductiel vermogen.

3.2 Ductiliteitsklasse

Aangezien het materiaal hout vrijwel altijd bros bezwijkt draagt dit niet bij aan de mate waarin ductiliteit zich kan ontwikkelen. De verbindingen, vooral die met stalen stiftvormige verbindingsmiddelen, dragen voor de ductiliteit zorg. In NPR9998:2015 [2] en NEN-EN 1998-1 [3] is de moment overdragende verbinding met stiftvormige verbindingsmiddelen ingedeeld in de hoge ductiliteitsklasse (DCH) met $q=3,0$. De verbinding moet dan wel voldoen aan de slankheidseisen (slanke verbindingsmiddelen) en de verbinding moet versterkt worden met schroeven om bros bezwijken door spanningen loodrecht op de houtvezel te voorkomen.

3.3 Onderzoeksvraag

De gedragsfactor q voor de houten moment verbinding met stiften versterkte met schroeven is bepaald op een beperkt aantal testen en informatie. In dit artikel is dan ook *“de gedragsfactor q voor een houten moment verbinding met slanke verbindingsmiddelen en versterkte met zelf-tappende schroeven bepaald”*. Hiervoor is een zogenaamde hybride procedure gebruikt.

4 Bepalen gedragsfactor q

4.1 Methoden

Voor het (experimenteel) bepalen van de gedragsfactor q kunnen drie procedures worden toegepast, namelijk:

- Statische ductiliteit procedure;
- Opschaal testen;
- Hybride procedure.

In de eerste procedure wordt de q -factor bepaald door middel van de (statische) ductiliteit van een constructie. De ductiliteit (μ) kan namelijk worden omschreven met de formule (4.1) conform NEN-12512 [4].

$$\mu = u_u / u_y \tag{4.1}$$

Waarbij:

μ , ductiliteit [-];

u_w , uiterste verplaatsing [mm];

u_y , vloeipunt [mm]

Het vloeipunt is echter moeilijk een-eenduidig te bepalen en wordt hierbij de energie dissipatie niet in rekening gebracht. Daarom wordt deze procedure (eerder) gebruikt als indicatie voor het bepalen van de gedragsfactor q .

De tweede methode is met behulp van zogenaamde opschaal testen. Op schudtafels worden volledige constructies (inclusief bouwkundige schil) getest op een aardbevingsbelasting. De testen zijn echter tijdsintensief en kosten veel geld; omdat tevens de testen meerdere keren in verschillende opstellingen moeten worden uitgevoerd is dit (zeker voor het hier beschreven onderzoek) geen geschikte procedure.

De laatste procedure is de hybride procedure [5]. In de hybride procedure wordt een draagstructuur gemodelleerd als een systeem van zich lineair gedragende elementen gekoppeld met hysteresen veren. In deze hysteresen veren is energie dissipatie. De hysteresen veren worden samen met de zich lineair gedragende elementen in een FEM omgeving gemodelleerd waarmee het gedrag van de verbinding (en mogelijk ook andere energie dissiperende elementen beschreven). Het stappenplan voor het bepalen van de gedragsfactor q bij de hybride procedure is als volgt [5]:

1. Test de verbinding of andere elementen welke energie kunnen dissiperen op een hysteresen belasting;
2. Se test data uit stap 1 herschrijven naar hysteresen modellen;
3. Hysteresen modellen van stap 2 toepassen in volledige constructies zonder het expliciet modelleren van de verbindingen;
4. Bepaal het bezwijk criterium (bijvoorbeeld uiterste verplaatsing u_w voor bijna-instorting);
5. Ontwerp een constructie met $q=1$ (volledig elastisch gedrag verondersteld) en een gekozen grondversnelling (PGA_{el});
6. De constructie is samengesteld in numeriek model met hysteresen veren en lineaire elementen, welke bestand zijn tegen de (elastische) seismische belastingen;
7. Het numerieke model met mogelijk niet elastisch (plastisch) gedrag wordt met aan aardbevingsbelasting onderworpen, die wordt

vergroot totdat het bijna-instorting moment. Hieruit volgend de grondversnelling die bij bijna instorten hoort (PGA_{pl}).

8. Bepaal de gedragsfactor q volgens formule (4.2).

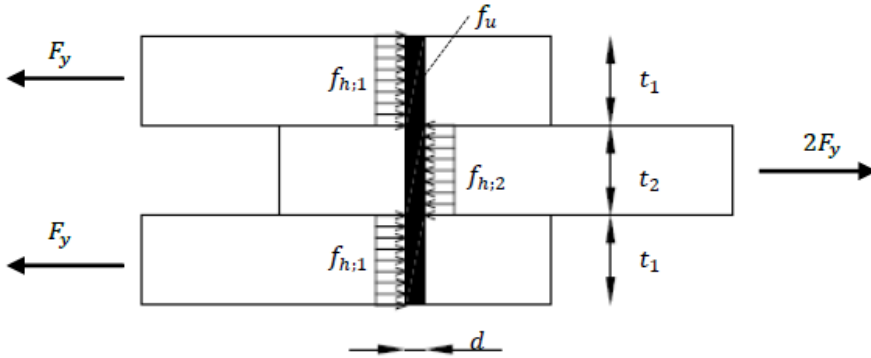
$$q = PGA_{pl}/PGA_{el} \quad (4.2)$$

9. Herhaal stap 4 tot en met 8 voor een grote variatie aan aardbevingen, eigen frequenties en geometrische condities.

Voor het bepalen van de gedragsfactor q wordt in dit onderzoek de hybride methode toegepast. Het bezwijkcriterium is een belangrijke factor in deze procedure. Een objectief bezwijkcriterium is de $V_{80\%}$; hierbij wordt conform het in EN12512 [4] beschrevene de test gestopt wanneer het krachtverlies tussen de eerste en derde cycli groter of gelijk is aan 20%. Echter wanneer dit criterium niet wordt bereikt in de testen is een ander bezwijk criterium noodzakelijk. In de bruikbaarheidstoestand (NEN-EN 1990+NB [6]) wordt hiervoor een maximale horizontale vervorming van $h/300$ voor gebruikt, echter in deze uitzonderlijke situatie mag deze ook groter worden. In dit onderzoek wordt een subjectief bezwijkcriterium van 5% van de hoogte toegepast als bezwijkcriterium. Hierbij dient gelet te worden dat de rotatie capaciteit van de verbinding voldoende om deze rotatie te bereiken. Bij deze grote vervormingen dient het tweede orde effect (het zogenaamde $P-\delta$ effect) in rekening te worden gebracht.

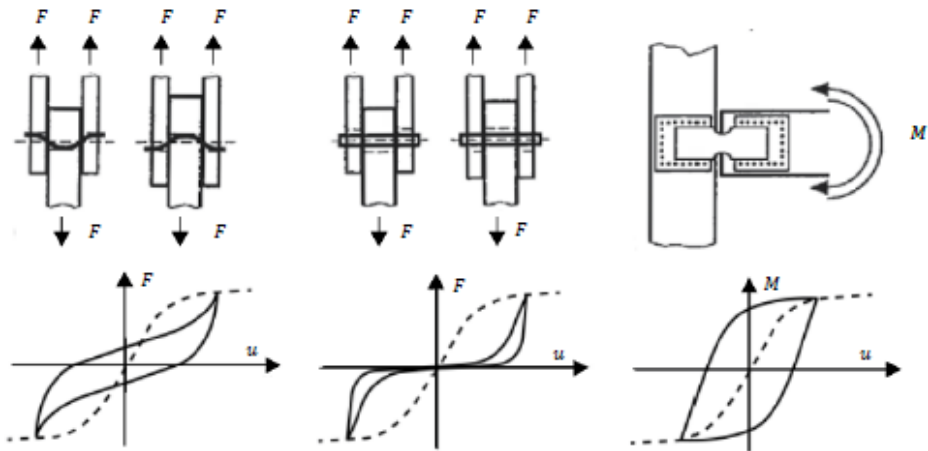
4.2 Moment overdragende verbinding

Gekozen is voor het modelleren van de verbinding in een numeriek model, waarmee het hysteresegedrag voor de verbindingen met meerdere variabele parameters is bepaald. De parameters zijn bijvoorbeeld, de dikte van het zijhout, de dikte van het middenhout, de stuiksterkte van het zijhout, de stuiksterkte van het middenhout, de diameter van het verbindingsmiddel en de uiterste spanning van het verbindingsmiddel. Zie Figuur 4-1 voor een overzicht van de parameters. Dit zijn dezelfde parameters als meegenomen in de Johansen-Meyer vergelijkingen (European Yield Model), welke, bijvoorbeeld, zijn gegeven in NEN-EN-1995 [7].



Figuur 4-1: Johansen-Meyer model met indicatie van de parameters

Voor optimale ductiliteit zijn verbindingen met slanke verbindingsmiddelen nodig. Dan ontwikkelen zich twee plastische scharnieren in het verbindingsmiddel. Bij dit bezwijkcriterium kan de meeste energie worden gedissipeerd, zoals gesuggereerd in Figuur 4-2 en eerder beschreven in 3.1.



Figuur 4-2: Slanke verbindingen (links) – enige ductiliteit, niet-slanke verbindingen (midden) – nagenoeg geen ductiliteit. Aanvullend is in het meest rechtse figuur een systeem met “optimale” ductiliteit weergegeven [8]

Om het bezwijkcriterium weergegeven in Figuur 4-2 (links) te bereiken kunnen enkele randvoorwaarden worden opgesteld met meerdere parameters. De dikte van het zijhout (t_1) en middenhout (t_2) moeten voldoen aan:

$$t_1 = 1,39d \sqrt{\frac{f_y}{f_h}} \text{ (zijhout)} \quad (4.3)$$

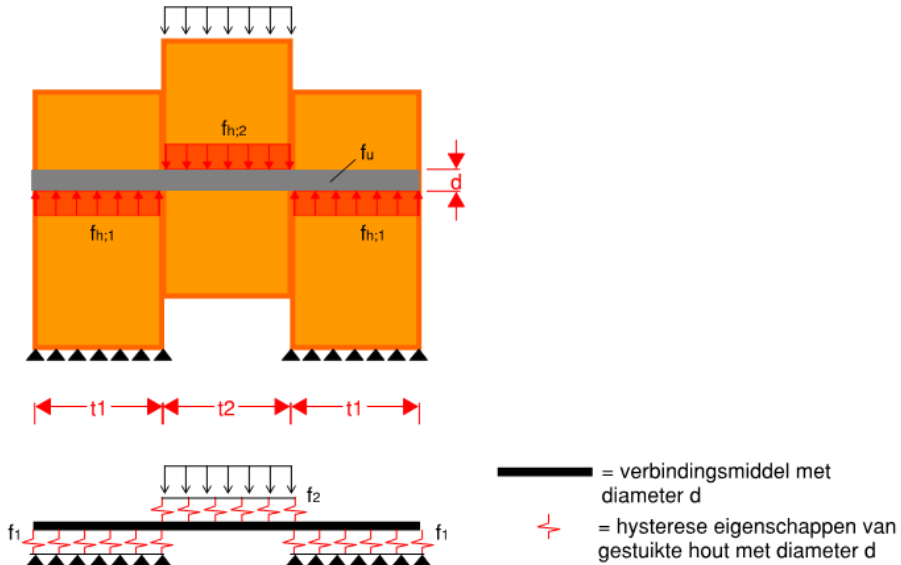
$$t_2 = 1,15d \sqrt{\frac{f_y}{f_h}} \text{ (middenhout)} \quad (4.4)$$

Wanneer $f_{h1}=f_{h2}=f_h$ en $M_{pl} = d^3 f_y / 6$

4.3 Ligger op verende bedding

Met de middels formules (4.3) en (4.4) aangegeven randvoorwaarden is de in onderzoek gebruikte verbinding ontworpen. Voor het schematiseren van de totale moment overdragende verbinding wordt gekeken naar een enkele verbinding. Deze enkele verbinding wordt geschematiseerd als een ligger-op-verende bedding waardoor ook vervormingen kunnen worden berekend. In het Johansen-Myer model worden de materiaaleigenschappen van het hout en het verbindingsmiddel geschematiseerd als perfect elastisch-plastisch. Hierdoor kan bij dit model alleen een inschatting van de afschuifkracht worden gegeven en geeft het model geen informatie over de vervorming (en de stijfheid). Door dit model nu in te voeren met de overeenkomstige materiaaleigenschappen kan het hysteresegedrag, inclusief vervormingen, van een enkele verbinding worden bepaald. De hystereseeigenschappen van de momentverbinding kunnen vervolgens in het model van de hybride procedure worden ingevuld. Met dit model kan vervolgens (door middel van formule ((4.2)) de gedragsfactor q van de volledige momentverbinding worden bepaald.

In onderstaand figuur is het ligger-op-verende bedding model getoond. Voor het bepalen van het hysteresegedrag van de verbinding, dienen ook de hystereseeigenschappen van het hout en het verbindingsmiddel te worden ingevoerd. Voor staal zijn deze bekend (bilineair gedrag met een E-modulus van 210.000 N/mm² en een vloeitraject vanaf de vloeigrens f_y). Voor hout zijn deze minder een-eenduidig waardoor deze moeten worden bepaald door middel van additioneel experimenteel onderzoek.



Figuur 4-3: Op afschuiving belaste verbinding met stalen verbindingsmiddelen vertaald naar een ligger-op-verende bedding model met parameters.

5 Experimenteel onderzoek

5.1 Inleiding

In het experimenteel onderzoek is *het hysterese gedrag van gestuikt (gelamineerd) hout onder een vezelhoek van $\alpha = 0^\circ$, $\alpha = 45^\circ$ en $\alpha = 90^\circ$ voor verbindingsmiddelen met diameter $d=8\text{mm}$ en $d=12\text{mm}$ bepaald.*

Het hysterese gedrag wordt onder meerdere hoeken onderzocht, omdat hout een anisotroop materiaal is. Daarnaast is het stuikgedrag van hout afhankelijk van de diameter van het verbindingsmiddel. In de NEN-EN 1995+NB [7] is dan ook de volgende formule (5.1) opgenomen.

$$f_{h,0} = 0,082(1 - 0,01d)\rho \quad (5.1)$$

Waarbij:

$f_{h,0}$, stuiksterkte 0 graden ten opzichte van de vezel [N/mm^2];

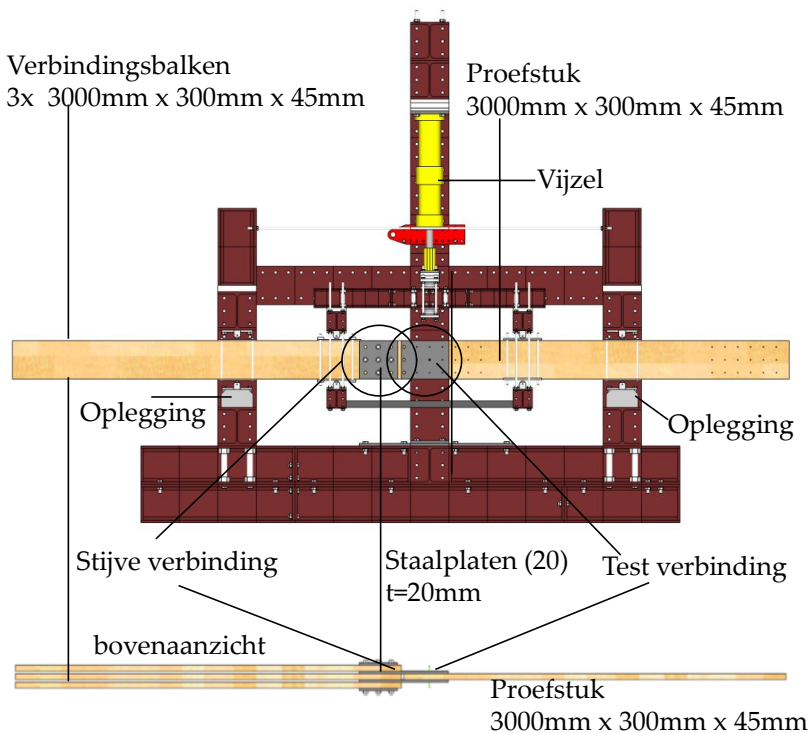
d , diameter verbindingsmiddel [mm];

ρ , soortelijk gewicht hout [kg/m^3]

Het stalen stiftvormige verbindingsmiddel moet gaan vloeien. Daarvoor zijn slanke verbindingsmiddelen nodig; niet al te grote diameters dus. Daarom is gekozen om het hysteresegedrag van gestuikt hout bij de diameters $d=8\text{mm}$ en $d=12\text{mm}$ te onderzoeken.

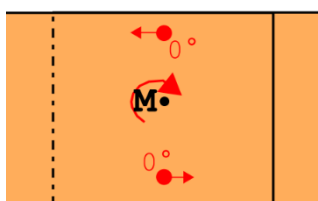
5.2 Opstelling en proefstukken

Een ligger op twee steunpunten met in het midden een moment verbinding wordt belast door twee puntlasten, de zogenaamde vierpuntsbuigtest. Hierdoor ontstaat een zuiver moment ter plaatse van de moment verbinding. Deze moment verbinding is uitgevoerd als een houten elementen tussen twee stalen platen. Het verbindingsmiddel door het houten element is zo sterk dat het hout zal gaan stuiken. De vloeigrens van het verbindingsmiddel is dan ook gelijk aan $f_y = 1080 \text{ N/mm}^2$. Door het stuiken van het hout kan de ligger gaan roteren. Vervormingen door de overige elementen zijn niet mogelijk, omdat deze over gedimensioneerd zijn ontworpen. In Figuur 5-1 is de test opstelling met het proefstuk gegeven.

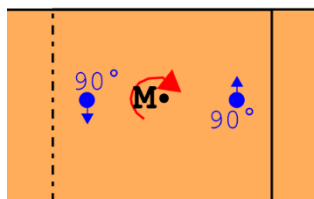


Figuur 5-1: Opstelling van de vierpuntsbuigtest met proefstuk

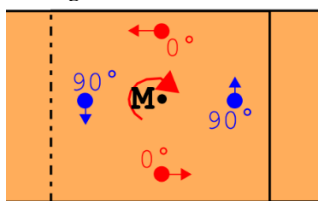
De te testen verbinding kan in meerdere patronen worden uitgevoerd. Op deze manier kan het hysteresis gedrag van gestuikt hout onder verschillende hoeken worden bepaald, namelijk $\alpha = 0^\circ$, $\alpha = 45^\circ$ en $\alpha = 90^\circ$. Een vierde situatie, $\alpha = 0+90^\circ$, is toegevoegd ter validatie van de meetgegevens. De vier series worden uitgevoerd met diameter $d=8\text{mm}$ en $d=12\text{mm}$. De geteste series (met de aantallen) zijn gegeven in Figuur 5-2 en Tabel 5-1.



S1: 0 graden



S2: 90 graden



S3: 0 + 90 graden



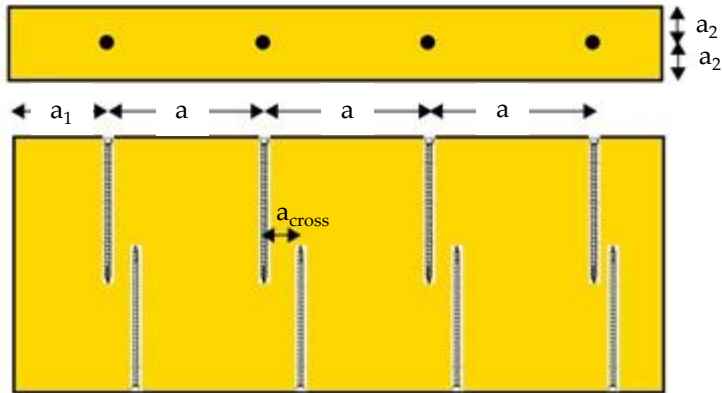
S4: 45 graden

Figuur 5-2: Serie voor bepaling hysteresis gedrag gestuikt hout (met $d=8\text{mm}$ en $d=12\text{mm}$)

Tabel 5-1: Aantal geplande testen per serie voor bepaling hysteresis gedrag gestuikt hout ($d=8\text{mm}$ en $d=12\text{mm}$)

Serie	$d=8\text{mm}$		$d=12\text{mm}$	
	Vloei punt	Hysterisch	Vloei punt	Hysterisch
S1 (0 graden)	1	5	1	5
S2 (90 graden)	1	5	1	5
S3 (0 + 90 graden)	1	5	1	5
S4 (45 graden)	1	5	1	5

Brosse breuk dient voorkomen te worden, zoals het splijten van het hout. Om dit te voorkomen worden de houten elementen rondom de verbindingsmiddelen versterkt met schroeven, zoals weergegeven in Figuur 5-.

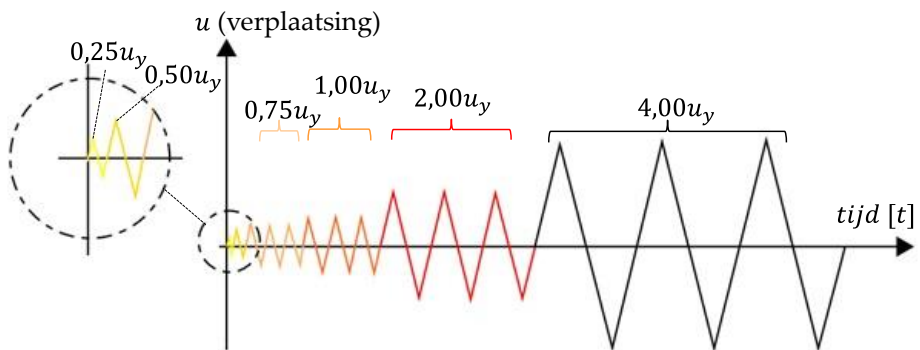


Figuur 5-3: Schroeven met randafstanden conform [9]

Voor de testen zijn 9 stuks GL24H balken gebruikt met een gemiddelde soortelijke massa van 447 kg/m^3 (standaardafwijking $17,5 \text{ kg/m}^3$) en een gemiddelde E-modulus van 12326 N/mm^2 (standaardafwijking 904 N/mm^2). De E-modulus is bepaald met metingen door middel van een MTG (Brookhuis Mobile Timber Grader).

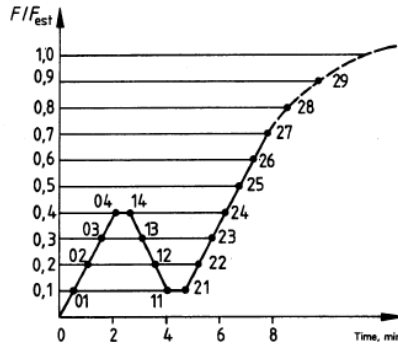
5.3 Testprocedure

Het hysteresegedrag van gestuikt hout wordt bepaald met de EN12512 [4] procedure. In deze procedure wordt het proefstuk belast door groepen van drie cyclische bewegingen met gelijke vervorming. Alleen de eerste cyclische bewegingen, op $0,25u_y$ en $0,50u_y$ worden enkel. Het vloeipunt (u_y) dient vooraf bepaald te worden, bijvoorbeeld met een experimentele test of numerieke inschatting. De EN12512 [4] procedure is gegeven in Figuur 5-4.



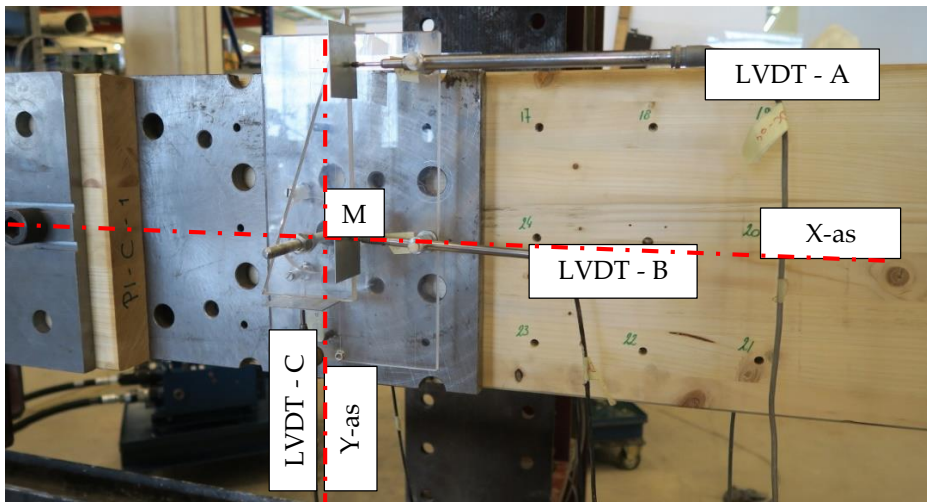
Figuur 5-4: Belastingprocedure volgens NEN-EN 12512 [4]

Voor het bepalen van de vloeigrens wordt van iedere serie voor iedere diameter een statische test uitgevoerd conform EN383 [10]. De belastingprocedure is gegeven in Figuur 5-.



Figuur 5-5: Belastingprocedure EN383 / EN 26891 [10]

Bij de experimenten worden verschillende metingen uitgevoerd. De kracht en de verplaatsing van de vijzel worden opgemeten. Daarnaast wordt de rotatie en verplaatsing van het middelpunt van de moment overdragende verbinding gemeten door middel van twee 'rotatie en translatie metingen'. Iedere rotatie en translatie meting bestaat uit 3 lineaire variabele differentiaaltransformatoren (LVDT's), zoals getoond in Figuur 5-.



Figuur 5-6: Rotatie en translatie meting

5.4 Resultaten

Als eerste is het vloeipunt (u_y) bepaald bij een diameter van $d=8\text{mm}$ en $d=12\text{mm}$ voor de verschillende series. Voor het bepalen van de ductiliteit is de 'Yasumura en Kawai methode' toegepast, welke volgens Muñoz et. al. [11] de meeste betrouwbare methode is. In Tabel 5-2 en Tabel 5-3 zijn de resultaten en vloeipunten gegeven.

Tabel 5-2: Diameter $d=8\text{mm}$, vloeipunten per serie (1 test per serie)

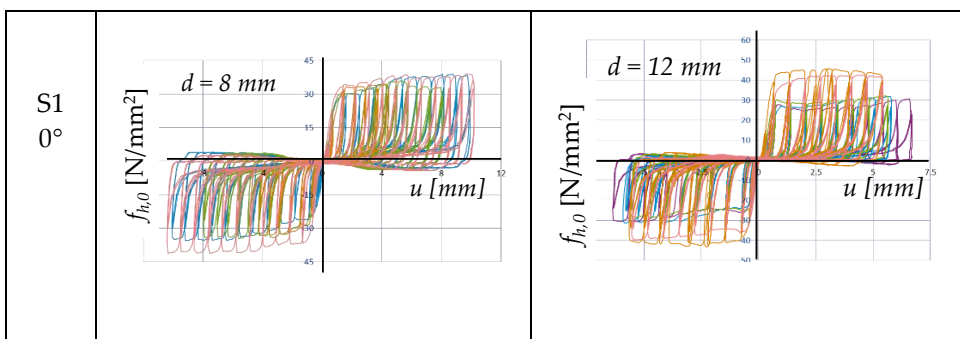
Methode:	M8-S1 [mm]	M8-S2 [mm]	M8-S3 [mm]	M8-S4 [mm]
Yasumura en Kawai	0,36	0,11	0,75	0,30

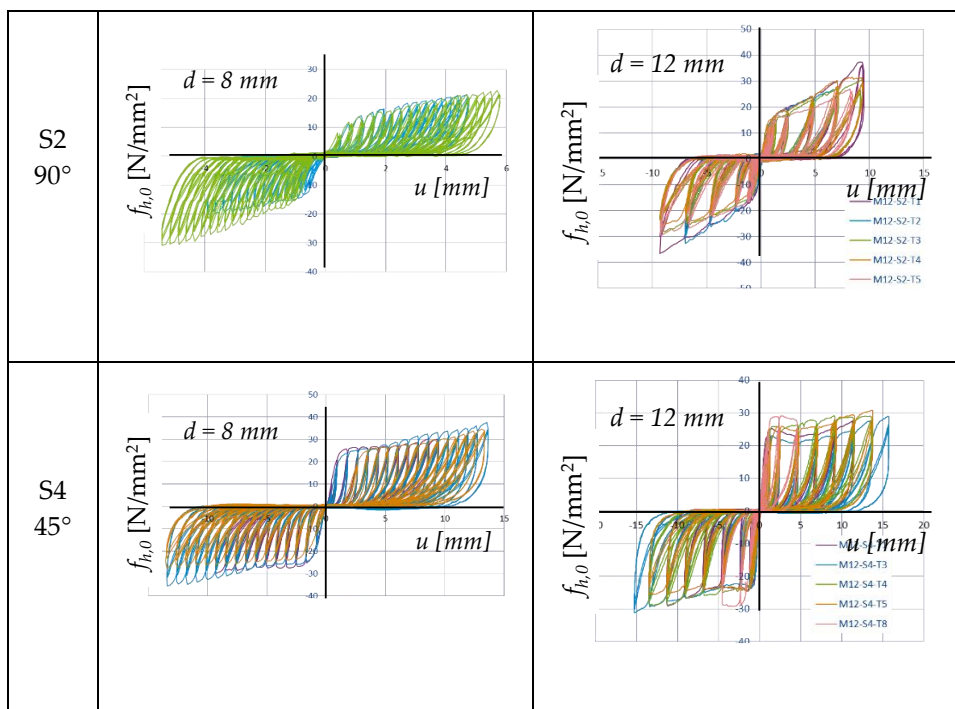
Tabel 5-3: Diameter $d=12\text{mm}$, vloeipunten per serie (1 test per serie)

Methode:	M12-S1 [mm]	M12-S2 [mm]	M12-S3 [mm]	M12-S4 [mm]
Yasumura en Kawai	0,34	1,17	0,44	0,81

Met de vloeipunten is de parameter nodig voor de EN12512 procedure, Figuur 5-4, bekend. Vervolgens kan het hysteresegedrag worden bepaald. In Tabel 5-4 zijn de resultaten geplot van de series S1, S2 en S4. De serie S3, de controle serie, is hierbij niet weergegeven.

Tabel 5-4: Resultaten verkregen met de NEN-EN12512 procedure ten behoeve van bepalen hysteresegedrag gestuikt hout

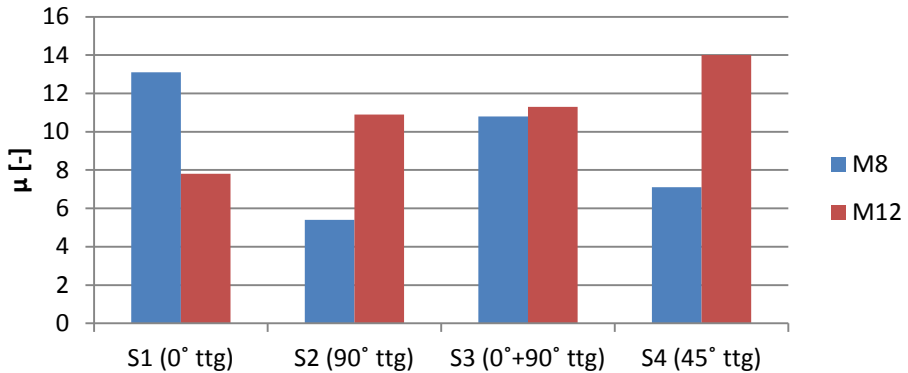




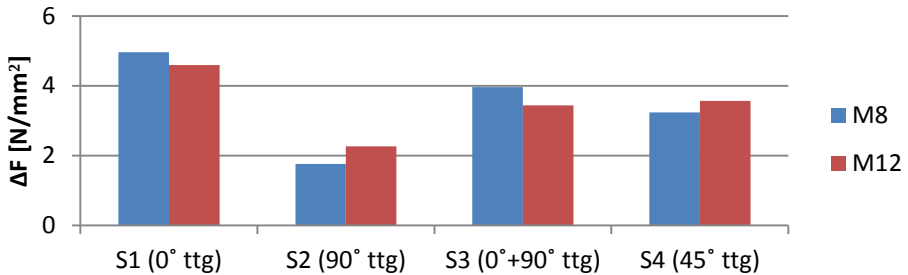
Met de NEN-EN12512 procedure kan de ductiliteit ($\mu = \frac{u_u}{u_y}$) en het verlies van sterkte (ΔF) ten gevolge van het dynamische effect worden bepaald. De ductiliteit geeft hoe goed de verbinding energie kan dissiperen; hoe hoger dit getal (μ) des te beter is het dissiperend vermogen. Daarnaast kan de initiële stijfheid worden bepaald, uitgedrukt in N/mm² per mm gestuikt hout. In Tabel 6-1, en Figuur 5- en 5-8 zijn de resultaten weergegeven.

Tabel 5-5: Resultaten hysteresegedrag gestuikt hout

Serie:	Aantal Exp.	Diameter	k_1	u_u	u_y	μ_{mean}
		[mm]	[N/mm³]	[mm]	[mm]	[-]
S1	3	M8	34,08	8,13	0,81	13,1
	5	M12	45,54	5,79	0,73	7,8
S2	2	M8	14,54	5,00	0,94	5,4
	5	M12	18,40	8,72	0,84	10,9
S3	3	M8	24,00	10,98	1,05	10,8
	5	M12	40,06	7,19	0,63	11,3
S4	3	M8	25,60	8,60	1,57	7,1
	5	M12	31,60	11,83	0,91	14,0



Figuur 5-7: Gemiddelde ductiliteit per test serie (ttg = hoek t.o.v. vezel)



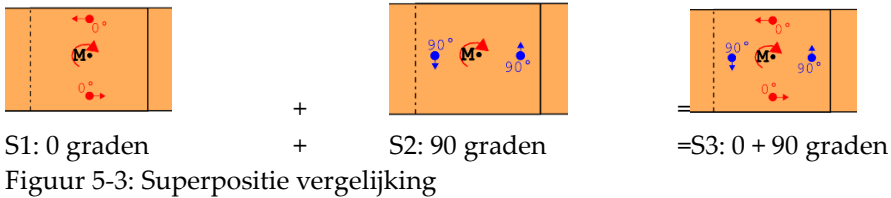
Figuur 5-2: Gemiddeld verlies van sterkte per test serie (ttg = hoek t.o.v. vezel)

Enkele conclusies na deze experimentele testen:

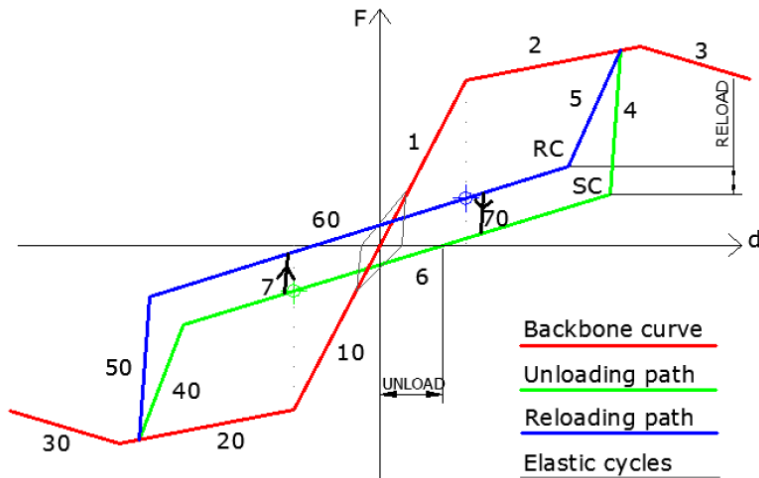
- Het vloeipunt van gestuikt hout met verbindingsmiddelen met een diameter $d=12\text{mm}$ is lager in vergelijking met een diameter $d=8\text{mm}$. Dit is onder andere gerelateerd aan de initiële stijfheid, welke lager is voor de M8 serie in vergelijking met de M12 serie;
- 0 graden ten opzichte van de vezel (S1 serie) heeft het laagste vloeipunt. Wanneer de hoek ten opzichte van deze vezel groter wordt, wordt het vloeipunt ook hoger (grotere u_y);
- M12 gestuikt hout (versterkt met schroeven) heeft een hoger ductiliteit in vergelijking met M8 gestuikt hout (versterkt met schroeven), vanwege de lagere vloeipunt van deze serie.
- Gemiddelde ductiliteit van alle testen (alle experimenten, alle series en diameters) is gelijk aan $\mu = 10.4$, met een standaardafwijking van $\mu_{st.dev.} = 3.97$.

5.5 Validatie resultaten

De resultaten van de experimentele proeven dienen gevalideerd te worden, en worden daarom vergeleken met elkaar. Volgens de superpositie is serie 1 (belasten hout 0 graden t.o.v. de vezel) gecombineerd met serie 2 (belasten hout 90 graden t.o.v. de vezel) gelijk aan serie 3 (belasten hout 0 en 90 graden t.o.v. de vezel), zie ook Figuur 5-3.



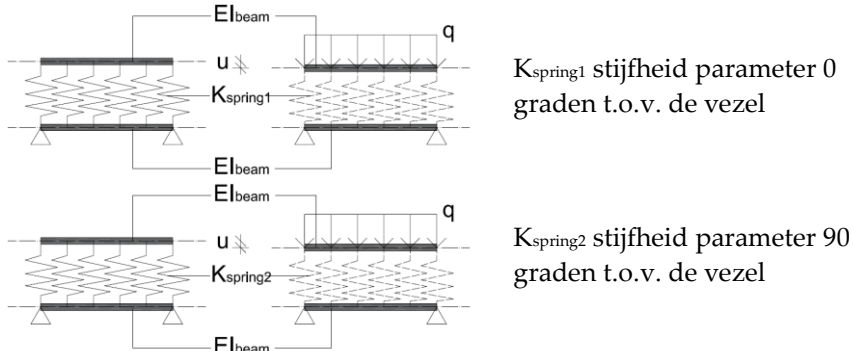
Dit is onderzocht door de veren te herschrijven naar een hysteresis veer door middel van de So.Ph.I. software [12] [13]. Deze veer beschrijft het hysteresis gedrag aan de hand van drie belastingspaden: het belastingspad, ontlastingspad en het herbelastingspad. Deze veer, beschreven in Figuur 5-10, kan vervolgens worden geïmplementeerd in een eindige elementen programma.



Figuur 5-4: Beschrijving hysteresis gedrag (schroef module door Rinaldin) [12] [13].

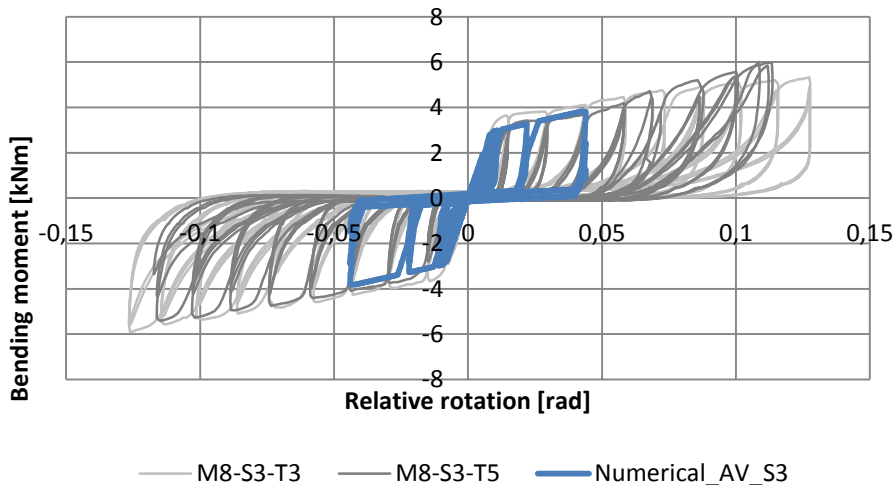
Om de experimentele waarden te valideren worden de gemiddelde So.Ph.I. parameters (met standaardafwijking) voor serie 1 en 2 bepaald. Met het

volgende model wordt vervolgens gecontroleerd of de gesupponeerde uitkomst gelijk is aan de experimenteel bepaalde waarden van serie 3. In Figuur 5-11 is dit weer gegeven.



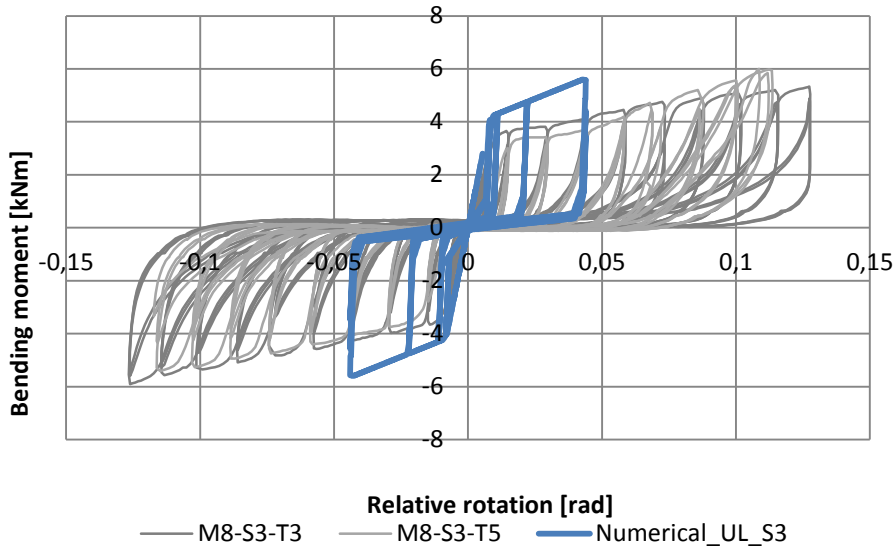
Figuur 5-5: Model t.b.v. verificatie model

Het gecombineerde hysteresis gedrag bepaald met gemiddelde So.Ph.I. parameters liggen de waarden voor het optredende buigende moment bij een bepaalde rotatie iets lager dan de experimenteel bepaalde resultaten met de experimenten op serie 3, zie Figuur 5-12.



Figuur 5-6: Numerieke data (gemiddeld) en experimentele data M8-S3

Echter wanneer wordt gerekend met een bovenlimit (95%) So.Ph.I. parameters, zie Figuur 5-13, zijn de waarden hoger dan de experimenteel bepaalde resultaten van serie 3.

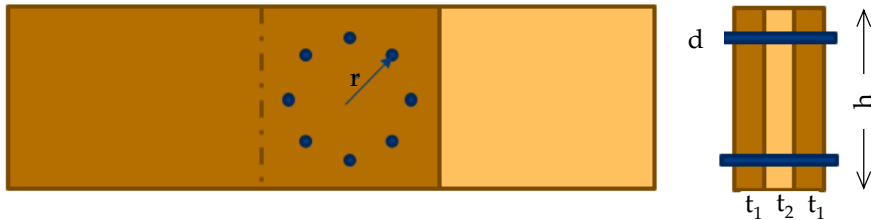


Figuur 5-7: Numerieke data (95% bovengrens) en experimentele data M8-S3

Conclusie is dat de waarden betrouwbaar zijn, maar dat meer testen dienen te worden uitgevoerd om het hysteresegedrag van gestuikt hout beter in kaart te brengen. De gemiddelde waarden met standaardafwijking zijn nu op maar enkele testen gebaseerd, terwijl bekend is dat hout een grote spreiding in de materiaaleigenschappen vertoont.

6 Validatie model

Nu het hysteresegedrag van gestuikte hout bij een diameter van $d=8\text{mm}$ en $d=12\text{mm}$ bekend zijn onder de verschillende hoeken met de vezelrichting kan een fictieve test met behulp van het model van figuur 6-1 uitgevoerd worden met een eindige elementen berekening. Deze eindige elementen berekening kan vervolgens worden vergeleken met een validatie model. De volgende houten moment verbinding zal worden getest en gemodelleerd, zie Figuur 6-1 en Tabel 6-1.



Figuur 6-1: Validatie moment verbinding (met parameters)

Tabel 6-1: Parameters validatie moment verbinding

Parameter:	
Aantal verbindingmiddelen:	8 stuks
Diameter verbindingmiddelen:	8mm
Kwaliteit verbindingsmiddel:	S235JRC + H9 ($f_y = 529 \text{ N/mm}^2$)
Dikte houten elementen:	60mm (zowel t_1 als t_2)
Kwaliteit hout:	GL24H
Hout versterkt met schroeven:	Ja

De parameters in de moment verbinding zijn zo gekozen dat het derde Johansen-Meyer bezwijkcriterium, slanke verbindingmiddelen zodat het verbindingsmiddel het maximaal aantal plastische scharnieren vertoont, maatgevend is en de energie dissipatie het grootst is (zie ook Figuur 4-2.) Wanneer formule ((4.3) wordt ingevuld blijkt dat de benodigde dikte van het hout kleiner is dan de gekozen dikte bij de te testen moment verbinding, zie vergelijking 6.1:

$$t_1 \geq 1,39 * 8 * \sqrt{\frac{529}{14}} = 52,2\text{mm} (< 60\text{mm}) \quad 6.1$$

Daarnaast valt op dat de vloeigrens (f_y) van het verbindingsmiddel hoger is dan de kwaliteitsindicatie doet weergegeven. Ondanks deze hogere vloeigrens zijn de verbindingmiddelen nog steeds slanke verbindingmiddelen.

6.1 Experimentele validatie testen

Voor het bepalen van het hysteresegedrag van een moment verbinding met slanke verbindingmiddelen (en versterkt met schroeven) worden drie verbindingen getest volgens de NEN-EN12512 [4] procedure. Het voor deze procedure noodzakelijke vloeipunt (u_y) is volgens de NEN-EN383 [10] bepaald.

De parameters van de verbinding zijn reeds gegeven in Tabel 6-1. De houten balken hebben een afmeting van $300 \times 60 \text{ mm}^2$ (hxb) met een gemiddeld soortelijke gewicht van 468 kg/m^3 (standaardafwijking $15,6 \text{ kg/m}^3$) en gemiddelde E-modulus van 12654 N/mm^2 (standaardafwijking 1672 N/mm^2). Gemiddeld vochtgehalte bedraagt 12,2%. De E-modulus is gemeten door middel van een MTG-meter.

6.1.1 Testopstelling en proefstukken

De testopstelling voor de validatie testen is gelijk aan de eerder uitgevoerde experimenten; zie Figuur 5-1. Door middel van een vierpuntsbuigtest wordt de moment overdragende verbinding belast met een zuiver buigend moment. Omdat de balken een veel hogere buigend moment kunnen opnemen dan de verbinding, zal de verbinding gaan roteren. Door het (correct) ontwerpen van de verbinding zullen de verbindingsmiddelen plastisch gaan vervormen en zal het hout gaan stuiken, waardoor de energie wordt gedissipeerd. De houten balken zijn versterkt met schroeven loodrecht op de houtvezel om brosse breuk te voorkomen. Voor de validatietest worden 8 verbindingen gebruikt in een kransverbinding, zoals getoond in Figuur 6-2.

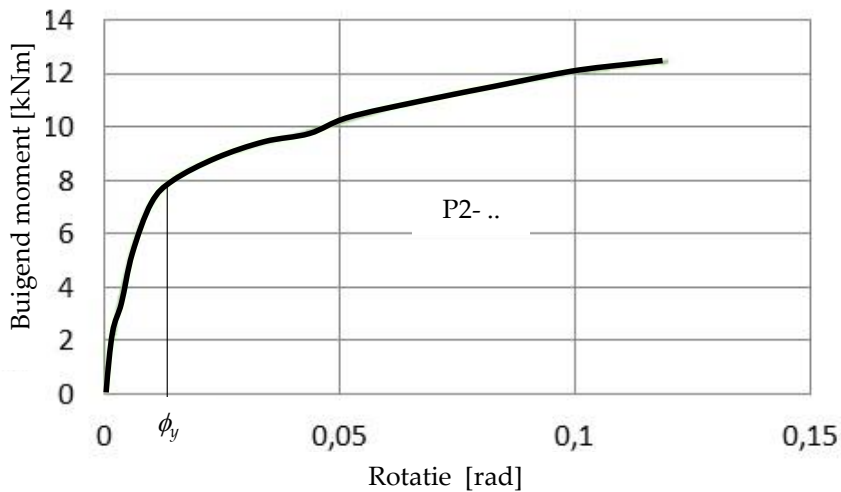


Figuur 6-2: Moment verbinding (validatie test - P2-1)

De rotatie van de verbinding, verplaatsing van middelpunt en de optredend buigend moment worden gemeten door een krachtmeetdoos en twee rotatie en translatie meters, welke ook zijn toegepast bij het proefstuk getoond in Figuur 5-6.

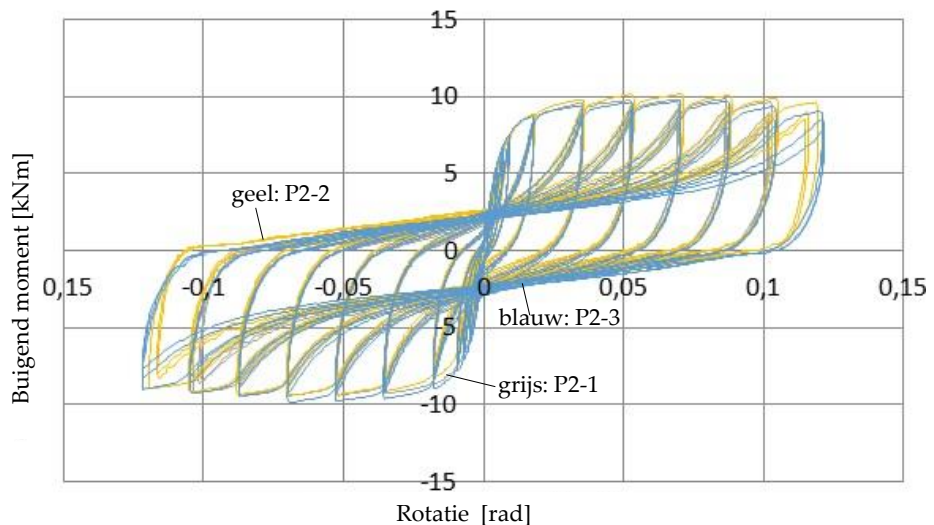
6.1.2 Resultaten

Als eerste is een test uitgevoerd volgens NEN-EN383. Het moment-rotatie diagram van de moment overdragende verbinding is weergegeven in Figuur 6-3.



Figuur 6-3: Moment-rotatie diagram van de moment overdragende verbinding

Vervolgens kan door middel van de Yasumura en Kawai methode het vloeiroteratiepunt worden bepaald. Het vloeiroteratiepunt is gelijk aan $\phi_y = 0,0087\text{rad}$. Dit punt kan worden gebruikt in de NEN-EN12512 procedure. Deze procedure wordt drie keer uitgevoerd om eventuele spreidingen in de verbinding in kaart te brengen. In Figuur 6-4 is het hysteresegedrag van de geteste moment verbinding weergegeven.



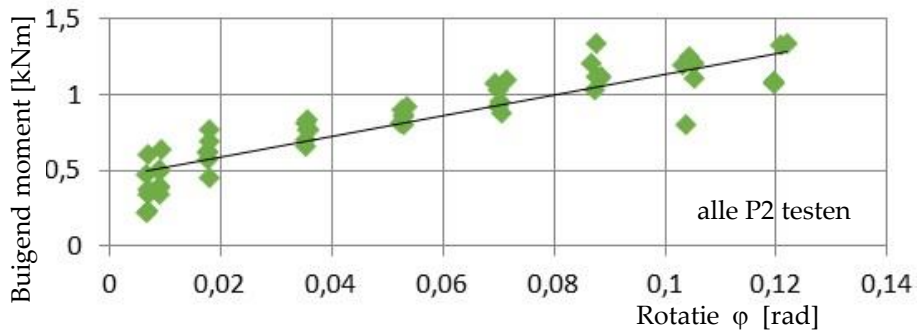
Figuur 6-4: Hysteresegedrag van de geteste momentoverdragende verbinding (NEN-EN21512)

Het oppervlak onder de grafiek is de gedissipeerde energie. De vorm komt overeen met wat verwachting volgens de literatuur, zie Figuur 4-2.

6.1.3 Resultaten

Met deze testen kan de ductiliteit en het verlies aan sterkte worden bepaald. Met de So.Ph.I. software [12] kan ook de ductiliteit worden bepaald uit de hysteresecurves. De gemiddelde ductiliteit van het geteste systeem is gelijk aan $\mu = 20,8$.

Het verlies aan sterkte is het verschil tussen de eerste en derde cycli per cyclus. Wanneer het verlies tussen de eerste en derde cycli groter is dan 20%, diende de test volgens de NEN-EN12512 gestopt te worden. Dit is echter niet maatgevend geweest voor het verloop van de testen.



Figuur 6-5: Verlies aan sterkte – moment verbinding (met slanke stiften)

Het verlies aan sterkte kan worden beschreven door middel van formule (6.1).

$$\Delta M = 6891.2\varphi + 447.96 [Nm] \quad (R^2 = 0.8198) \quad (6-1)$$

6.1.4 Conclusies

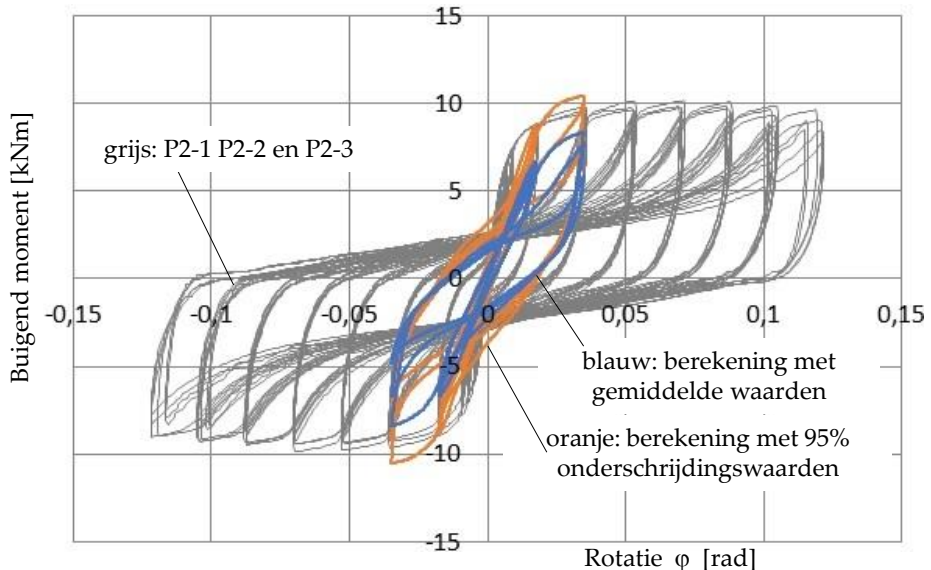
De moment verbinding met slanke verbindingsmiddelen versterkt met schroeven heeft een ductiel gedrag en kan energie dissiperen. De ductiliteit van het geteste systeem is gelijk aan een gemiddelde van $\mu = 20,8$, met een standaardafwijking van 3,4. De 5% ductiliteit ondergrens is gelijk aan $\mu_{0,05} = 12,0$. Met deze ductiliteit kan de q-factor met vergelijking (2.2 als indicatie worden berekend, de (statische) q-factor is gelijk aan 4,8.

6.2 Numerieke validatie testen

Met alle parameters bekend voor het numerieke model kan de moment overdragende verbinding worden gemodelleerd in een eindige elementen omgeving. Hiervoor worden 3 'enkele' verbindingen uitgewerkt, zoals eerder getoond in Figuur 4-1. Iedere enkele verbinding is een ligger [verbindingsmiddel], welke wordt belast en/of gesteund door een beddingconstante (het hout). De parameters van de beddingconstante zijn de stijfheid parameters verkregen uit het hysteresegedrag. De drie 'enkele' verbindingsmiddelen zijn:

1. Zijhouten 0 graden ten opzichte van de vezel belast en het middenhout 0 graden ten opzichte van de vezel belast. Deze verbinding is tweemaal aanwezig in de moment verbinding;
2. Zijhouten 45 graden ten opzichte van de vezel belast en het middenhout 45 graden ten opzichte van de vezel belast. Deze verbinding is viermaal aanwezig in de moment verbinding;
3. Zijhouten 90 graden ten opzichte van de vezel belast en het middenhout 90 graden ten opzichte van de vezel belast. Deze verbinding is tweemaal aanwezig in de moment verbinding;

Zoals bepaald in 5.5 zijn de correcte parameters voor het hysteresegedrag hoger dan de gemiddelde parameters en lager dan de 95% bovengrens, welke bepaald worden door de So.Ph.I. software. Daarom zijn voor het bepalen van het numerieke hysteresegedrag van de moment verbinding beide, de gemiddelde waarden en de 95% onderschrijdingswaarden, voor de parameters ingevoerd. Enige resultaten zijn in Figuur 6-6 gegeven. Hierbij is ook het koordeffect in rekening gebracht, welke voor slanke verbindingsmiddelen volgens NEN-EN 1995-1-1 8.2.2 (2) [7] gelijk is aan 15% van het Johansen-Meyer gedeelte.



Figuur 6-6: Resultaten verkregen met de numerieke modellen t.o.v. experimentele resultaten

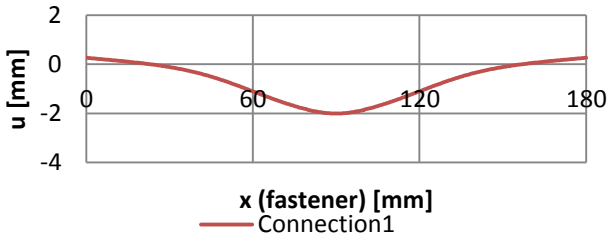
De grootste uitdaging met de numerieke modellen is het aantal cycli welke door het model kunnen worden berekend. De modellen hebben een berekeningstijd van ongeveer 8 uur met 500GB aan resultaten. Door gebrek aan opslagruimte wordt de berekening afgebroken. Het vergroten van de stapgrootte in de berekening werkt niet, vanwege de complexiteit van fysische als materialistische niet-lineariteiten.

6.3 Validatie

Wanneer wordt gekeken naar Figuur 6-6 komen de numerieke als experimentele modellen redelijk overeen met elkaar, qua vorm als qua grootte.

De vervorming van de verbindingsmiddelen kan ook worden vergeleken met elkaar. Zie hiervoor Tabel 6-2.

Tabel 6-2: Vergelijking van de vervorming van het verbindingsmiddel numeriek en experimenteel

Experimenteel:	
Numeriek:	 u [mm] x (fastener) [mm] — Connection1

6.4 Conclusie

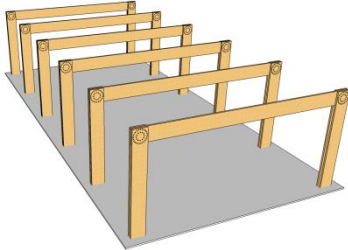
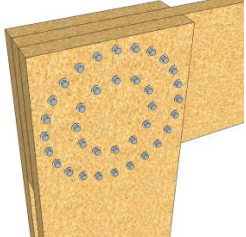
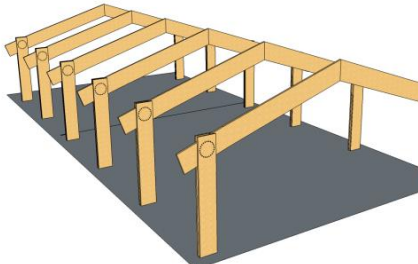
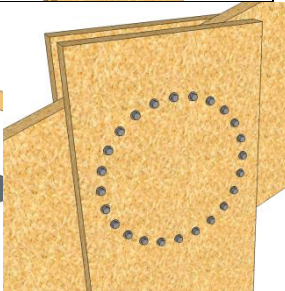
Door middel van een numerieke eindige elementen berekening kan een goede inschatting worden gemaakt van het hysteresegedrag van de momentverbinding. Echter zijn het aantal cycli welke kunnen worden gemaakt door het model beperkt, waardoor geen informatie beschikbaar is over de ductiliteit van de verbinding.

7 Stapsgewijze dynamische analyse

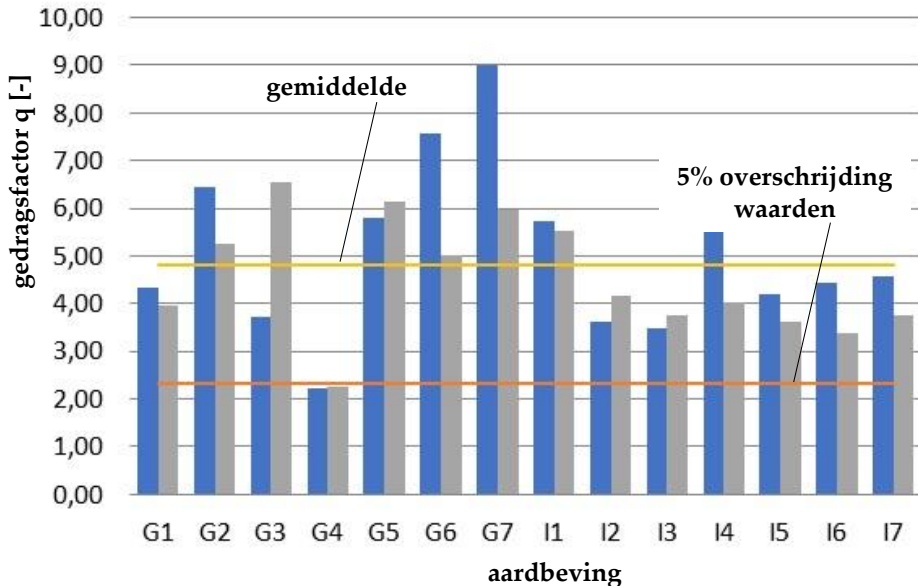
Voor het bepalen van de (dynamische) q -factor m.b.v. formule (4.2) voor de moment overdragende verbinding met slanke verbindingsmiddelen (versterkt met schroeven) wordt het stappenplan van de hybride methode uit paragraaf 4.1 gebruikt. Twee verschillende systemen, met een eigen ontworpen momentverbinding, worden belast met 14 verschillende aardbevingen. De twee

systemen zijn een portaalconstructie en een driescharnierspant, beide weergegeven in Tabel 7-1.

Tabel 7-1: Geteste systemen

Portaal constructie:		
Drie- scharnierspant:		

De helft van het aantal beschouwde aardbevingen (7 stuks) komen van het (geïnduceerde) spectrum van Groningen [14] en 7 aardbevingen komen uit het (tektonische) spectrum van Gemona (Italië) [15]. Wanneer de systemen worden belast door de aardbevingen kan het gedrag van de constructie worden bepaald. Hierbij wordt stapsgewijs de grondversnelling vergroot, waardoor duidelijk wordt bij welke grondversnelling (PGA) het systeem overgaat van lineair elastisch gedrag naar plastisch gedrag en het systeem bezwijkt. Het bezwijken kan zijn dat de verbinding bezwijkt of dat een bepaalde scheefstand wordt behaald tijdens de aardbeving. De gezochte q-factor volgt uit formule (4.2). Een overzicht van alle bepaalde q-factoren zijn gegeven in Figuur 7-1 (Hierbij is 'G' de Groningse aardbevingen, 'I' de Italiaanse aardbeving, 'SUPF' de portaalconstructie en 3HP het driescharnierspant.)



Figuur 7-1: Resultaten van de stapsgewijze dynamische analyse – Gedragsfactor q

De resultaten kunnen vervolgens worden vertaald naar een 5% ondergrens, zie hiervoor Tabel 7-2.

Tabel 7-2: Samenvatting resultaten stapsgewijze dynamische analyse

Samenvattend	q [-]
Gemiddeld	4,80
Maximum	9,00
Minimum	2,22
Standaard variatie	1,51
5% onderschrijdingswaarde	2,32

Opmerking: de statische waarden (standaard afwijking en 5% onderschrijdingswaarde) zijn bepaald onder de veronderstelling van een normaal verdeelde populatie.

8 Conclusie en aanbevelingen

Door middel van een numeriek model kan het hysteresegedrag van een moment verbinding worden bepaald. Moment overdragende verbindingen met slanke stiftvormige verbindingsmiddelen zoals weergegeven in Tabel 7-1 zijn ductiel en kunnen energie dissiperen. Met de stapsgewijze dynamische

analyse is bepaald dat q-factor voor deze verbindingen toegepast in de aangegeven portalen / drie-scharnier spanten (versterkt met schroeven) gelijk is aan $q \approx 2,5$. Het aantal proeven waarop deze conclusie is gebaseerd is echter te gering om een "definitieve" uitspraak te kunnen doen.

Daarnaast dienen de numerieke modellen met krachtigere computers te worden berekend, welke ook meer dataopslag kunnen hebben. Voor het bepalen van de Johansen-Meyer bezwijkmechanisme van een verbinding met een enkele verbinding is de hoogte van de vloeigrens van het staal van belang. Door de (staal) leverancier wordt hierbij alleen een ondergrens gegeven, die meestal wordt overschreden hetgeen het bezwijkmechanisme brosser maakt. Voor houtconstructies wordt voor de verbindingmiddelen dan ook aanbevolen dat zowel de staalkwaliteit onder- als bovengrens waardes worden opgegeven.

Dankwoord

Een speciaal dankwoord voor dhr. Jorissen, dhr. Leijten en dhr. Houben voor de begeleiding tijdens het afstuderen. Daarnaast ook een dankwoord voor de firma Rothoblaas voor het sponsoren van de zelf-tappende schroeven voor het versterken van het hout.

9 Bibliography

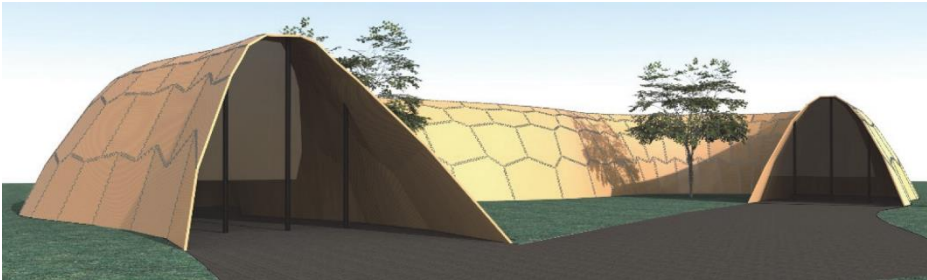
- [1] J. Jensen, Dowel-type fastener connection - in timber structures subjected to short-term loadings, Horsholm, Denmark: SBI Report, Danish building research institute, 1994.
- [2] NEN, "NPR9998:2015 - Assessment of buildings in case of erection, reconstruction and disapproval - basic rules for seismic actions: induced earthquakes," NEN, Delft, The Netherlands, 2015.
- [3] CEN, "NEN-EN 1998-1 - Design of structures for earthquake resistance - part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings," European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2005.
- [4] CEN, "NEN-EN 12512 - Timber structures - test methods - cyclic testing of joints made with mechanical fasteners," CEN, Brussels, Belgium, 2003.
- [5] A. Ceccoti and C. Sandhaas, A proposal for a standard procedure to establish the seismic behaviour factor q of timber buildings, World Conference on Timber Engineering, 2010.
- [6] CEN, NEN-EN 1990 - Basis of structural design, Brussels, Belgium:

- European Committee for Standardization, 2011.
- [7] CEN, NEN-EN 1995 - Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings, Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 2015.
 - [8] H. Blass, P. Aune, B. Choo, R. Gortacher, D. Griffiths, B. Hilson, P. Racher and G. Steck, "Basic of design, material properties, structural components and joints," in *Timber Engineer STEP 1*, First ed., Centrum Hout, 1995, pp. Lecture C17 - Timber Connections under Seismic act.
 - [9] Rothoblaas, Screws for wood, Rothoblaas, 2014.
 - [10] CEN, "NEN-EN 383:2007 - Timber structures - Test methods - Determination of embedding strength and foundation values for dowel type fasteners," Brussels, Belgium, International organization for standardization, 2007, p. 14.
 - [11] W. Munoz, A. Salenikovich, M. Mohammed and P. Quenneville, "Determination of yield point and ductility of timber assemblies in search for a harmonised approach," in *10th World Conference on Timber Engineering*, 2008.
 - [12] C. Rinaldin, C. Amadio and M. Fragiocomo, "A component approach for the hysteretic behaviour of connections in cross-laminated wooden structures," in *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2013.
 - [13] G. Rinaldin, So.Ph.I. - Software for Phenomenological Implementations, Sassari: University of Sassari, 2013.
 - [14] N. Ambraseys, P. Smit, P. Suhadolc and B. Margaris, "Internet-site for European Strong-Motion Data," European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme, 2002. [Online].
 - [15] Working group ITACA, Data base of the Italian strong motion data, 2008.
 - [16] A. Jorissen, "Seismic structural design - timber structures - lecture notes," TU/E, Eindhoven, 2016.
 - [17] Normcommissie 351 001 "Technische grondslagen voor, "NPR9998 - Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren - Grondslagen voor aardbevingensbelastingen: geïnduceerde aardbevingen," NEN, Delft, december 2015.
 - [18] B. Dost, M. Caccavale and T. v. Eck, "Report on the expected PGV and PGA values for induced," KNMI, December 2017.

Parametrische gesegmenteerde houten schaalconstructies

**Waarbij vormstudie wordt gecombineerd met constructieve analyse &
digitale fabricage**

Sebastiën de Wit en André Jorissen
Technische Universiteit Eindhoven



Figuur 0-1: impressie van een houten schaalconstructie

1 Samenvatting

Duurzaamheid is een aspect dat steeds belangrijker wordt, dit geldt ook voor de bebouwde omgeving. Hierdoor is onderzoek naar nieuwe materialen, ontwerptechnieken en fabricatiemethodieken noodzakelijk. De duurzaamheid van een constructie kan op verschillende manieren worden verbeterd. Een aspect daarvan is een optimalisatie van de (constructieve)vorm. Hiervoor zijn simulaties uitgevoerd die resulteren in efficiëntere vormen waarbij het materiaalgebruik kan worden gereduceerd. De vormen die voortvloeien uit deze simulaties zijn vaak, afhankelijk van de randvoorwaarden, dubbel gekromd. Om deze complexe geometrieën te fabriceren volstaan seriematige- en traditionele productietechnieken niet meer.

Een ontwikkeling die nu gaande is op het gebied van fabricatie is het digitaal fabriceren van objecten middels 3D printen, frezen, snijden etc. uitgevoerd door industriële robots. In de bouwsector is deze fabricatiemethodiek nieuw in tegenstelling tot bijvoorbeeld de luchtvaartindustrie, waarbij het vele restricties wegneemt ten opzichte van traditionele fabricatiemethodieken.

Dit onderzoek richt zich op een nieuw (parametrische)ontwerpproces waarbij vormstudie, materiaalgebruik, constructief gedrag van de schaalconstructie

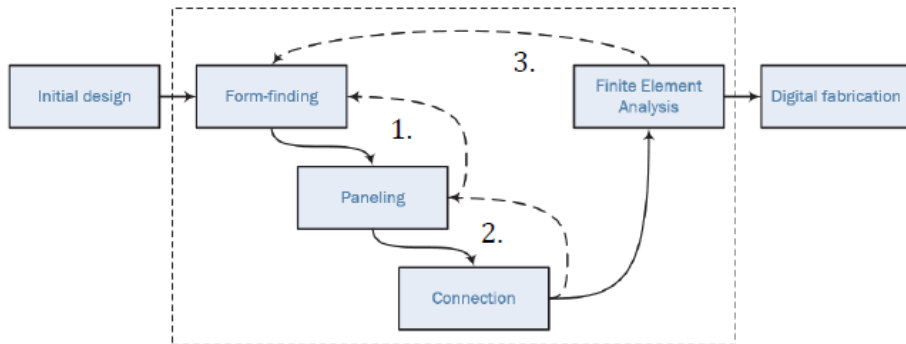
alsmede de verbinding tussen elementen en de maakbaarheid nauw met elkaar verbonden zijn.

2 Inleiding

Het Pantheon, de Sint-Pieter basiliek en het Capitool, alle zeer bekende gebouwen en voorbeelden van grote schaalconstructies. Eeuwen lang hebben dergelijke constructies mensen gefascineerd. Hedendaags worden dit soort constructies zelden gebouwd vanwege allerlei redenen. Daarentegen is de kracht van de computer juist sterk toegenomen en in staat de constructeur te ondersteunen met diverse tools. Een daarvan is Grasshopper, een parametrische (ontwerp) omgeving, in combinatie met digitaal fabriceren. Deze combinatie is in staat veel (ontwerp)belemmeringen weg te nemen.

Kenmerkend voor schaalconstructies die in het verleden zijn gebouwd, is dat deze vaak een constante vorm hebben, al dan niet dubbel gekromd. De parametrische omgeving stelt de ontwerper in staat, naast reguliere vormen, ook arbitraire geometrieën te creëren. Deze arbitrair gevormde schaalconstructies worden free-form schaalconstructies genoemd. De vorm van deze schaalconstructies draagt niet alleen bij aan de esthetische waarde, maar verbeterd ook het constructief gedrag. Gebouwen uit de oudheid waren in staat grote overspanningen te maken door slim ontwerpen waarbij vaak het principe van bogen onder druk werd toegepast. Hierdoor kon het materiaal dat werd toegepast op een betere manier werden uitgenut. Dergelijke principes zijn ook toegepast in het parametrisch model. Het materiaalgebruik reduceren bij gelijkblijvende belasting, betekend dat het materiaal efficiënter moet worden ingezet om voldoende stijfheid in de constructie te creëren die in staat is de belasting op te nemen en vervormingen te beperken. Dit zijn enkele uitdagende taken voor de hedendaagse constructeur.

Om dat het hier gaat om een nieuw ontwerpproces, in een voor een constructeur onbekende omgeving, is het parametrisch model opgebouwd uit modules. Deze modules dienen chronologisch te worden doorlopen. Ondanks deze aanpak blijft het een iteratief ontwerpproces, zie Figuur 2-1. Om het voor de ontwerper zo eenvoudig mogelijk te maken, is gedurende het onderzoek getracht de digitale ketting zo kort mogelijk te houden. Dit houdt in dat zowel de globale als lokale(plaat) geometrie, de verbinding en de codes voor de robot alle in het parametrisch model worden gegenereerd. Enkel de constructieve analyse is uitgevoerd in een commercieel eindigde elementen programma, waarbij een groot deel van de invoer als is voorgeprogrammeerd.



Figuur 2-1: overzicht van het ontwerpproces en de relaties tussen de modules

Het onderzoek is opgebouwd uit vier fases. De eerste fase betreft het genereren van de globale geometrie. Deze wordt verkregen met behulp van een form finding methode genaamd de particle spring method (PSM), in combinatie met de door de ontwerper opgelegde randvoorwaarden. Vervolgens wordt de vorm van de panelen gedefinieerd, welke sterk afhangt van de hoeveelheid kromming. Tegelijkertijd wordt het continu gekromd oppervlak uitgevlakt zodat alle segmenten in het eigen vlak, vlak zijn. Gedurende de tweede fase wordt de geometrie van de verbinding gedefinieerd en uitgelegd over alle randen van ieder uniek paneel. Deze verbinding is gedurende het onderzoek ontwikkeld. Fase drie betreft een export proces naar het eindige elementen programma om het gedrag van de constructie te verifiëren. Wanneer de constructie voldoet aan de gestelde eisen wordt fase vier gestart. Gedurende deze fase worden de freespaden voor de robot uitgelegd over de segmenten en wordt er gecontroleerd op de bereikbaarheid van de freeskop en andere randvoorwaarden van de robot. Vervolgens kan er gestart worden met de fabricatie van de schaalconstructie.

3 Vormstudie

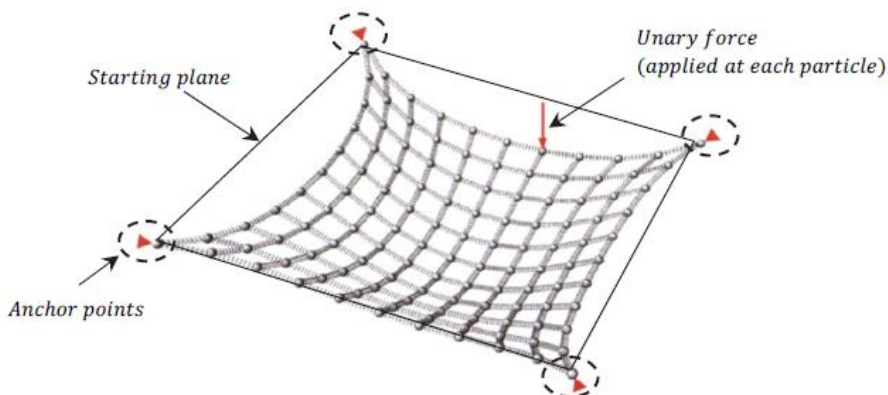
Het zoekproces van een vlak oppervlak naar een (dubbel) gekromd oppervlak wordt aangeduid als form-finding, ofwel een vormstudie. Alvorens hier mee gestart kan worden, is een initieel vlak oppervlak nodig. De vorm van dit vlak bepaald logischer wijze in bepaalde mate de contouren van het gebouw. In het verleden werden voornamelijk fysieke modellen gebruik voor het vaststellen van de constructieve vorm. Tegenwoordig zijn dat numerieke modellen die door iteraties een evenwichtstoestand bereiken. Er zijn verschillende numerieke methodes voor het vaststellen van de globale geometrie. Gedurende dit onderzoek is gebruik gemaakt van de Particle Spring Method

(PSM) welke behoort tot de categorie dynamische evenwichts methoden. Bij deze categorie wordt gezocht naar een evenwichtstoestand door het oplossen van een stelsel van vergelijkingen per tijdsstap.

3.1 Particle Spring Method

Deze form-finding methode komt over uit de grafische industrie waarbij het wordt gebruikt voor het simuleren van bewegingen in kleding. Het resultaat van deze methode is een geometrie die een evenwichtstoestand heeft bereikt waarbij alleen sprake is van druk- en of trekkrachten. Dit is een belangrijk gegeven omdat constructies onderhevig aan enkel axiale krachten veel efficiënter zijn, dan constructie onderhevig aan voornamelijk buigende momenten. Dit principe is ook toegepast door onder andere A. Gaudi voor het ontwerp van de Sagrada Familia.

Alvorens kan worden gestart met het zoeken naar een evenwichtstoestand, wordt het initieel startvlak verdeeld in een grit van punten en lijnen zie Figuur 3-1. De vorm van dit grit heeft een grote invloed op de uiteindelijke geometrie zoals later duidelijk zal worden. De punten, ofwel particles, zijn sferische knooppunten tussen de veren (springs). Een ander belangrijk gegeven is dat de uiteindelijke geometrie enkel afhangt van het stijfheidsratio tussen de aangebrachte belasting (unary force) op de particles en de stijfheid van de veren. Met de stijfheid van de veren wordt een fictieve stijfheid bedoeld die op geen enkele manier gelinkt dient worden aan de stijfheid van een materiaal. Het voorgaande geldt eveneens voor de aangebrachte belasting, welke gezien moet worden als een fictieve belasting. Het grit heeft net als een gebouw oplegpunten nodig, deze worden aangeduid met ankerpunten. Deze ankerpunten zijn particles die in geen enkele richting kunnen transleren.



Figuur 3-1: voorbeeld van een vervormde / evenwichtstoestand [1]

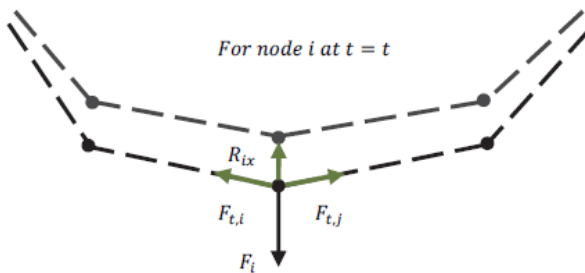
Alle veren hebben een lineaire, materiaal onafhankelijke veerstijfheid met een initiële (rust)lengte voortkomend uit het grit. Wanneer de kracht op een particle gelijk blijft evenals de stijfheid van de veren, maar de het grit fijner wordt, dan is er meer belasting op hetzelfde oppervlak aanwezig vanwege een toename in particles. Dit zal resulteren in meer vervorming. Om meer inzicht te krijgen hoe de methode werkt, zullen de stappen van één iteratie nader worden toegelicht.

Voordat de simulatie start, is het grit in een zogenaamde “bevroren” toestand. Dit betekend vanuit dynamisch perspectief dat zowel de versnelling als snelheid gelijk zijn aan nul. Wanneer de bevroren toestand wordt opgeheven, zal het grit gaan bewegen in de richting van de krachtvector, zie Figuur 3-1. Deze beweging dwingt de veren te verlengen zodat er interne (axiale) reactiekrachten worden ontwikkeld. De krachten die werken op een particle zijn nodig om evenwicht te creëren in combinatie met een externe kracht en een zogenaamde restkracht zie Figuur 3-2. De krachten in de veer kunnen worden bepaald door het definiëren van het verschil tussen de rust lengte vergeleken met de huidige lengte op tijdstip $t = t_0 + n\Delta t$. Door gebruik te maken van de constitutieve relatie kan de interne kracht met een constante veerstijfheid k en een verlenging u_i worden bepaald met vergelijking (1).

$$\mathbf{F}_t = k \cdot \mathbf{u}_t = k \cdot (\mathbf{l} - \mathbf{l}_0) \quad (1)$$

Met:

- $\mathbf{F}_t$: interne krachten op tijdstip t
- k : veerstijfheid (lineaire veren volgens de wet van Hooke)
- $\mathbf{u}_t$: verlenging van de veer op tijdstip t
- $\mathbf{l}$: huidige lengte van de veer
- $\mathbf{l}_0$: start lengte / rust lengte



Figuur 3-2: particle op tijdstip t in evenwicht met interne krachten ($F_{t,i}$, $F_{t,j}$), een externe kracht (F_i) en een rest kracht ($R_{i,x}$).

Een evenwichtstoestand wordt niet bereikt met een iteratie, zeker statisch onbepaalde constructies niet. Door de aangebrachte belasting op de particles bewegen deze in de richting van de kracht waardoor een acceleratie ontstaat. Evenwicht wordt gevonden wanneer een gelijke kracht in tegengestelde richting van de krachtvector werkt. Aan het einde van een iteratie wordt de constructie weer “bevroren”. De acceleraties worden bepaald voor iedere particle met behulp van de tweede wet van Newton (2).

$$\mathbf{a} = \mathbf{M}^{-1} \cdot \mathbf{r}(\mathbf{x}, \mathbf{v}) \quad (2)$$

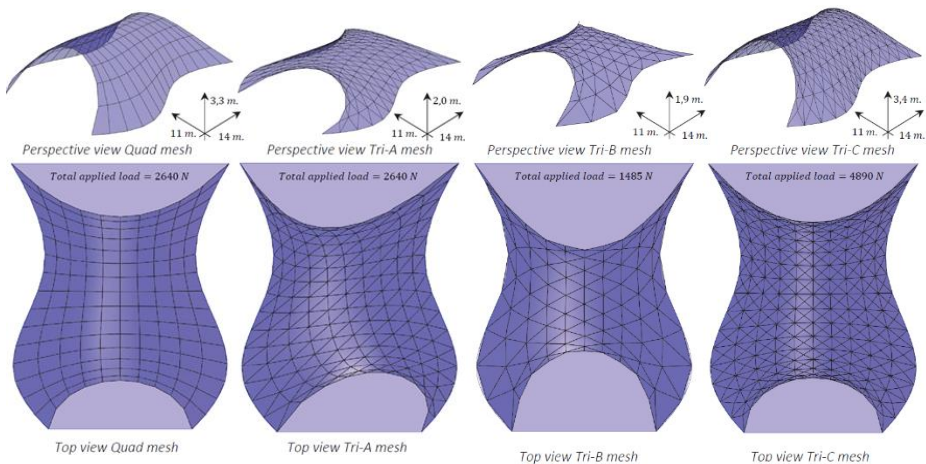
Met:

$\mathbf{a}$: acceleratie

$\mathbf{M}^{-1}$: inverse van de massa matrix

$\mathbf{r}(\mathbf{x}, \mathbf{v})$: rest kracht

De snelheid van alle particles is te bepalen met door het integreren van de acceleratie over de tijdsduur van een iteratie. Vervolgens kan dit ook voor de snelheid worden gedaan om zo de verplaatsing van een particle te bepalen gedurende een iteratie. Een meer uitgebreide beschrijven van de theorie is terug te vinden in [2]. Om te voorkomen dat het grit gaat oscilleren, is demping toegepast. Wanneer een kinetische piek optreedt wordt alle energie uit het systeem gehaald, ofwel de acceleraties worden op nul gezet. Dit proces gaat door tot alle energie uit het systeem is zodat een evenwichtstoestand wordt bereikt. Enkele resultaten zijn hieronder weergegeven, zie Figuur 3-3.



Figuur 3-3: enkele resultaten van een vormstudie met verschillende grit soorten.

3.2 Segmentvorm

Het resultaat van de vormstudie representeert nog niet de vorm van de segmenten. Dit wordt gedaan middels een module die vertelgeld en tegelijkertijd vlak maakt. De vorm van de segmenten wordt niet willekeurig gekozen maar heeft een sterke relatie met de natuur alsmede wiskunde. Het vlak maken van de segmenten heeft de voorkeur vanwege de fabricatiemethode. Gekromde segmenten zijn moeilijker/duurder om te fabriceren dan vlakke segmenten. Echter repetitie van een eenduidige segmentvorm is geen randvoorwaarde.

3.2.1 De natuur in relatie tot de segmentvorm

Zeshoeken komen vaak voor in de natuur zie, Figuur 3-4. De natuur is altijd zo efficiënt mogelijk omdat materiaal kostbaarder is dan vorm. Wanneer zeshoeken worden uitgelegd over een vlak oppervlak, dan zal ieder hoekpunt 3 segmentranden verbinden. Hieruit volgt dat de meest symmetrische vorm een zeshoek zal zijn. Stel een willekeurig oppervlak moet worden bedekt met cellen die regelmatig zijn van grootte en vorm, dan zijn er drie geometrieën mogelijk; vierhoeken, evenwijdige driehoeken en zeshoeken. Dan zal bij het toepassen van zeshoeken de minste lengte nodig zijn met betrekking tot de totale lengte van de randen. Minder lengte betekend inherent minder materiaal en dus minder benodigde energie. Daarom heeft de natuur de neiging zeshoekige patronen te stappelen om oppervlakten te bedekken.



Figuur 3-4: zeshoekpatronen in de natuur: links: honingraatstructuur, rechts: een ananasshil [3] [4].

3.2.2 Wiskundige in relatie tot de segmentvorm

Wiskundig gezien hangt de vorm van een segment voor een groot deel af van de *Dupin indicatrix*. De Dupin indicatrix is een methode voor het beschrijven van karakteristieken van een arbitrair punt op een oppervlak. Het bepalen van

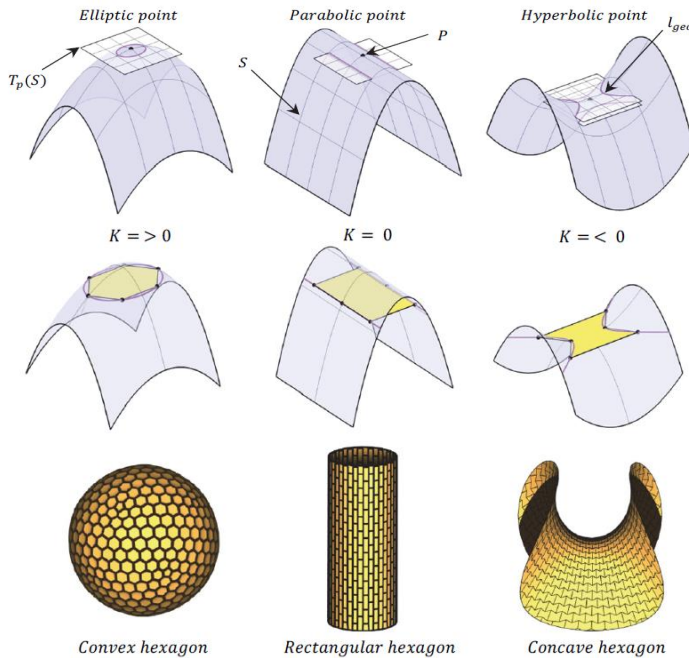
de Dupin indicatrix gaat als volgt; Stel er is een oppervlak S met een punt P dat erop is geprojecteerd. Vervolgens wordt er een twee dimensionaal vlak oppervlak $T_p(S)$, welke haaks is op punt P , opgesteld met behulp van de vectoren die haaks staan op het oppervlak S ter plaatse van punt P , zie Figuur 3-5. Voor iedere richting $V \in T_p(S)$ kan een geodetische lijn ofwel radius vector worden geconstrueerd van punt P in de richting van V [5]. De lengte van deze lijn kan worden beschreven middels (3).

$$l_{geo} = 1/\sqrt{|k_p(V)|} \quad (3)$$

Met:

$k_p(V)$: normaal kromming op punt P in de richting van V [6]

De meetkundige plaats van de geodetische lijn resulteert in een conische lijn welke de Dupin indicatrix heet [Struik 1988]. Daarnaast bieden de normaal krommen informatie over de afstand tussen $T_p(S)$ van punt P en S . Hoe groter of sterker de normaal krommen zijn op punt P in de richting van V des te sneller het oppervlak weg wordt getrokken van het haakse oppervlak. Dit resulteert in kortere geodetische lijnen [5].

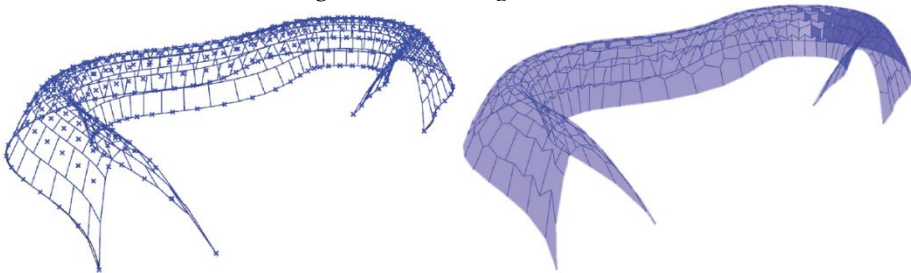


Figuur 3-5: de Dupin Indicatrix voor elliptische, parabolische en hyperbolische punten en de daaruit voortvloeiende geometrieën [5].

Om vlakke segmenten te krijgen dienen de punten van $T_p(S)$ die snijden met l_{geo} op het oppervlak S te worden verbonden met rechte lijnen. De geometrie hangt dus af van de karakteristien van een punt.

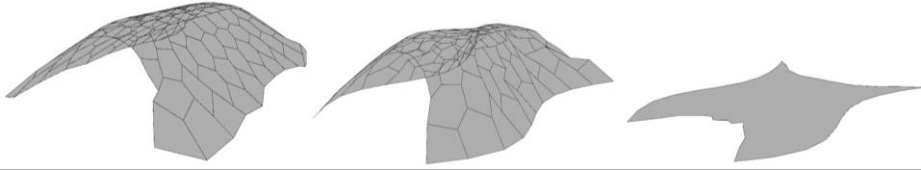
3.3 Tegelen in Grasshopper

Tegelen wordt uitgevoerd met Kangaroo V2, een wiskundige oplosser. Dit is een plug-in voor Grasshopper welke verschillende wiskundige problemen kan oplossen aan de hand van randvoorwaarden en numerieke input. Het resultaat van deze fase is de geometrie van de segmenten ofwel de lokale geometrie. Allereerst wordt een startgrit gedefinieerd welke bestaat uit rechthoekige zeshoeken, zie Figuur 3-5. Deze vorm fungeert als een soort neutrale vorm. Afhankelijk of de kromming positief of negatief is, zal de vorm respectievelijk veranderen in een convex of concaaf vormige zeshoek. De grootte wordt grotendeels bepaald door de sterkte van de kromming. Daarnaast heeft de fijnheid van het grit in bepaalde mate ook invloed op de grootte van de segmenten. Vervolgens dienen ankerpunten te worden gedefinieerd. Dit zijn wederom punten die niet kunnen transleren gedurende de simulatie. Andere belangrijke, door de gebruiker te definiëren, parameters zijn de maximum en minimum lengte van de segmentranden. Te korte randen kan betekenen dat de verbinding niet gemaakt kan worden, terwijl te lange randen problemen kan opleveren gedurende fabricatie en transport. Als alle parameters zijn gedefinieerd kan gestart worden met de simulatie om zo tot een oplossing te komen met enkel vlakke segmenten, zie Figuur 3-6.



Figuur 3-6: links: start situatie (enkel rechthoeken), rechts: resultaat simulatie

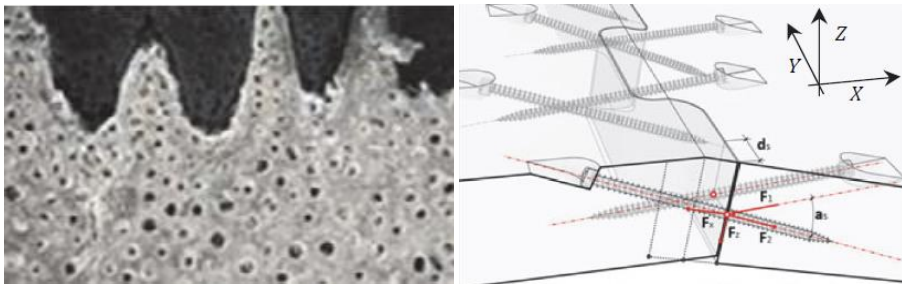
Een goed resultaat wordt zelden in een keer gevonden. Het kan zijn dat bepaalde variabelen te strikt zijn ingesteld wat kan leiden tot verschillende vormen van slechte convergentie, zie Figuur 3-7. Enkele voorbeelden zijn: te weinig of verkeerde anker punten, te grove/fijne verdeling van het grit of te strikte grenzen met betrekking tot minimum/maximum lengte van de randen.



Figuur 3-7: verschillende vormen van slecht convergentie

4 Houten verbinding tussen segmenten

Om ervoor te zorgen dat segmenten samenwerken en de constructie als schaal gaat gedragen, dienen deze te worden verbonden. Recentelijk zijn er twee houten schaalconstructies gebouwd, beide met een andere ontwerpmethodiek. Echter de gebruikte verbinding in deze constructies berust op hetzelfde principe. De ontwerpers van de Landesgartenschau Exhibition Hall (LEH) hebben de natuur bestudeerd, Clypeasteroidea een zee-eegel soort, waarbij zij tot de ontdekking kwamen dat de verbinding tussen zeshoekige segmenten in het skelet bestaat uit een zacht weefsel, zie Figuur 4-1 links. Met behulp van een microscoop is duidelijk zichtbaar dat deze verbinding het principe van een vingerverbinding representeert. Om deze reden is de verbinding, die is toegepast in onder andere de LEH, gebaseerd op een vingerverbinding.



Figuur 4-1: links: microscopisch weergave van het zachte weefsel dat als verbinding fungeert [7], rechts: 3D weergave van de verbinding in de LEH [8]

De verbinding zoals die is toegepast in de reeds gebouwde houten schaalconstructies heeft laten zien dat het een geschikte verbinding is. Echter kan er bij deze verbinding een onwenselijk effect optreden. In het artikel [8] waarin het mechanisch model wordt beschreven, attenderen de onderzoekers erop het volgende effect te vermijden. Door de gekruiste schroeven in de verbinding, zie Figuur 4-1 rechts, gedraagt deze zich niet als een zuiver scharnier. Wanneer de segmenten ietswat gaan roteren kan er contact

ontstaan tussen segmenten in de drukzone. Wanneer de rotatie verder toeneemt kunnen de schroeven, door het creëren van een inwendige hefboomsarm, uit het hout worden getrokken. Dit betekent dat de verbinding een zeer beperkte vervormingscapaciteit heeft wat zelfs kan leiden tot een bros bezwijkgedrag. Het uitsluiten van dit effect betekent feitelijk dat er nooit contact mag zijn tussen segmenten en dat de sterkte/stijfheid van de verbinding wordt bepaald door de schroeven. Daarom is ervoor gekozen een nieuwe verbinding te ontwikkelen waarbij het bovenstaande effect wordt vermeden.

4.1 Ontwerpproces van een nieuwe verbinding

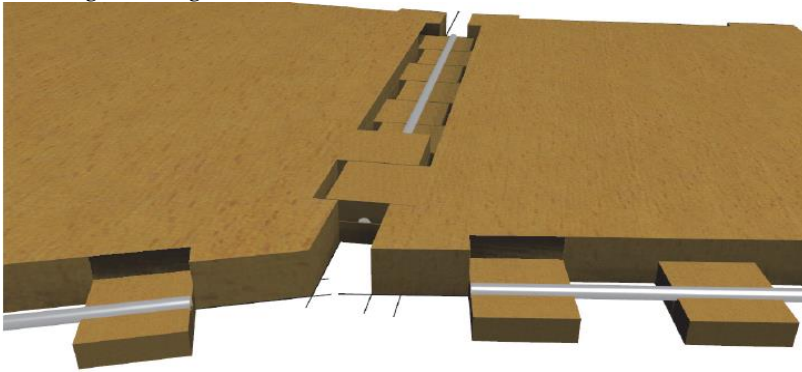
Gedurende het ontwikkelingsproces zijn twee prototypes gemaakt, zie Figuur 4-2, waarbij buigende momenten om de lokale y as worden geminimaliseerd al dan niet vermeden. De krachtsoverdracht in de verbinding geschied primair in de vorm van axiale krachten en afschuiving. Daarnaast is het doel de vervormingscapaciteit te laten toenemen. Als laatste dient de verbinding maakbaar te zijn met behulp van industriële robots en dient het vervangbaar te zijn in geval van beschadiging. Prototype één kenmerkt zich door gedeeltelijk interne scharnierende stalen platen die parallel aan het segment lopen. Vervolgens worden deze scharnieren vastgezet door schroeven haaks op het segment. Het tweede prototype kenmerkt zich door een vinger verbinding waarbij een stalen pin door de vingers loopt, waardoor een 'zuiver' scharnier ontstaat. Aan de hand van een multi- criteria analyse is ervoor gekozen het tweede prototype verder te ontwikkelen.



Figuur 4-2: bovenaanzicht van prototype 1 (links) en prototype 2 (rechts)

De voornaamste redenen om prototype twee door te ontwikkelen waren meer raakvlak met de natuur vanwege de vingerverbinding, een vrijwel zuiver

scharnierend gedrag en minder visuele verstoring vanwege kleinere naden tussen segmenten. Om ervoor te zorgen dat de stalen pin eenvoudig kan worden geplaatst (en verwijderd), worden universele houten kapjes toegepast, zie Figuur 4-3. De vingers worden voor de helft weg gefreesd. Vervolgens wordt een gleuf gefreesd die een iets grotere diameter heeft dan de stalen pin. De universele houten kapjes worden afzonderlijk gefabriceerd en hebben eenzelfde gleuf. Tijdens het assembleren worden de vingers van segmenten in elkaar geschoven. Vervolgens wordt de pin in de gleuf gelegd en worden de houten kapjes erop geschroefd om een volledige verbinding te creëren. Hierdoor kunnen segmenten onafhankelijk van elkaar bewegen en is het ontstaan van een inwendige hefboomsarm uitgesloten. Daarnaast is er maar een drie assige robot nodig voor het fabriceren en is een element vervangbaar in geval van schade.

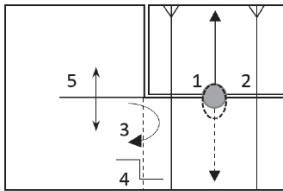


Figuur 4-3: verbinding tussen twee segmenten met twee houten kapjes

4.2 Laboratorium onderzoek

Alvorens een constructieve analyse kan worden uitgevoerd moeten de eigenschappen van de verbinding bekend zijn. Om deze eigenschappen, sterkte en stijfheid, te verifiëren zijn proeven uitgevoerd in het Pieter van Musschenbroek laboratorium te Eindhoven. De verbinding dient krachten over te brengen van segment naar segment. Dit gebeurt in drie richtingen namelijk: in lokale x richting (trek en druk in het vlak), in lokale y richting (afschuiving in het vlak) en in lokale z richting (afschuiving haaks op het vlak). In lokale y richting werkt de verbinding op een vergelijkbare manier als de verbinding in de LEH, echter zijn de vingers nu groter. De verbinding is in het laboratorium onderworpen aan belastingen haaks op het vlak, mede omdat dit de maatgevende situatie bleek te zijn bij de verbinding die is gebruikt in de LEH.

Bij belastingen haaks op het vlak kan de verbinding op verschillende manieren bezwijken, zie Figuur 4-4. In numerieke volgorde zijn dat: bereiken afschuif vloeispanning van de stalen pin, de axiale weerstand van de schroeven wordt bereikt, startpunt van de vinger bezwijkt door een moment ten gevolge van de belasting uit de pin, start van de vinger bezwijkt ten gevolge van dwarskracht afkomstig uit de pin en splejten van het hout haaks op de verzelrichting.



Figuur 4-4: mogelijke bezwijkmechanismen in lokale z richting

De bezwijkwaarden die behoren bij de vijf bezwijkmechanismen zijn bepaald met behulp van de Eurocode in combinatie met de geometrische parameters en hout eigenschappen (40 mm. gekruist berken multiplex). Verwacht wordt dat de verbinding bezwijkt door splejten van het hout of door het bereiken van het maximale moment in de vingers. Beide bezwijkwaarden worden bereikt bij eenzelfde belasting.

In samenwerking met Verhoeven timmerfabriek zijn enkele segmenten gefabriceerd met behulp van een robot. Dit zijn segmenten uit de constructie van Figuur 3-3 & 4-3. Hierbij zijn twee segmenten over één zijde dusdanig verbonden dat een symmetrische krachtenafdracht ontstaat. Een van de twee segmenten is ingeklemd, zie Figuur 4-5 rechts, waar het andere segment vrij is opgelegd. Vervolgens wordt een gelijkmatig verdeelde belasting aangebracht op de rand van de vingers behorende bij het vrij opgelegde segment, zie Figuur 4-5 links. De belasting wordt hierdoor in lokale z richting overgedragen naar het ingeklemde segment. Onder deze drie vingers zijn linear variable differential transformers (LVDT) geplaatst om de verplaatsing te meten.



Figuur 4-5: links: aangebrachte gelijkmatig verdeelde belasting, rechts: ingeklemd segment

4.2.1 Resultaten

Er zijn vijf succesvolle proeven uitgevoerd om het bezwijkmechanisme, bezwijklast en stijfheid te verifiëren. De eerste vier proefstukken bezweken alle ten gevolge van splijten, zie Figuur 4-6. Wanneer belasting wordt aangebracht, gaat de verbinding eerst aan liggen. Vervolgens volgt er een lineair traject totdat de eerste splijtscheurtjes ontstaan waardoor de stijfheid afneemt, zie figuur 4-8 en 4-9. Bij de bezwijkbelasting ontstaat er een splijtscheur over de gehele breedte waardoor de belasting terugvalt. De belasting kan nu weer worden opgevoerd waarbij de splijtscheur steeds verder open gaat staan tot het moment dat het dieper gelegen (interne)oppervlak weer splijt. Dit proces zou theoretisch door kunnen gaan totdat het segment over het volledig oppervlak is gesepareerd.



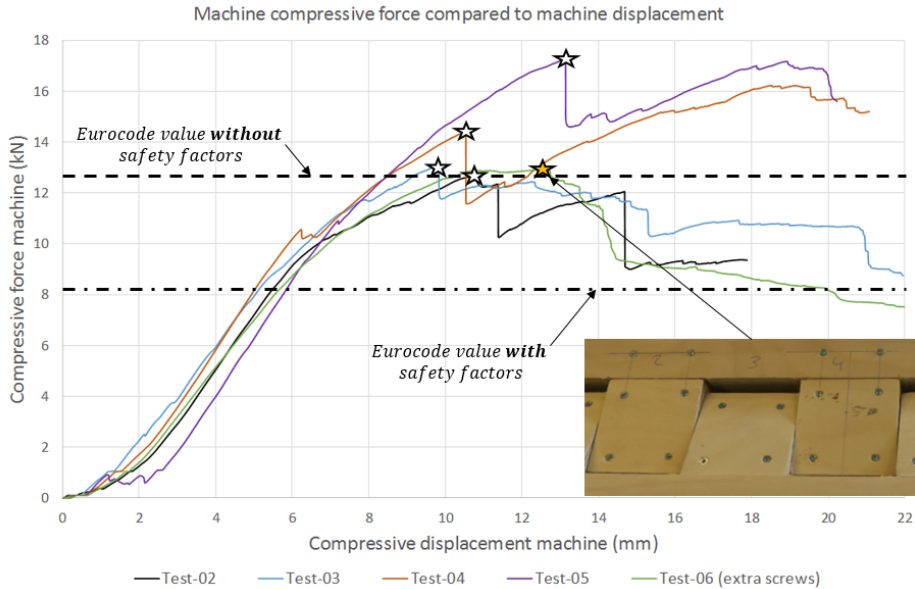
Figuur 4-6: bezweken verbinding door het splijten van het hout



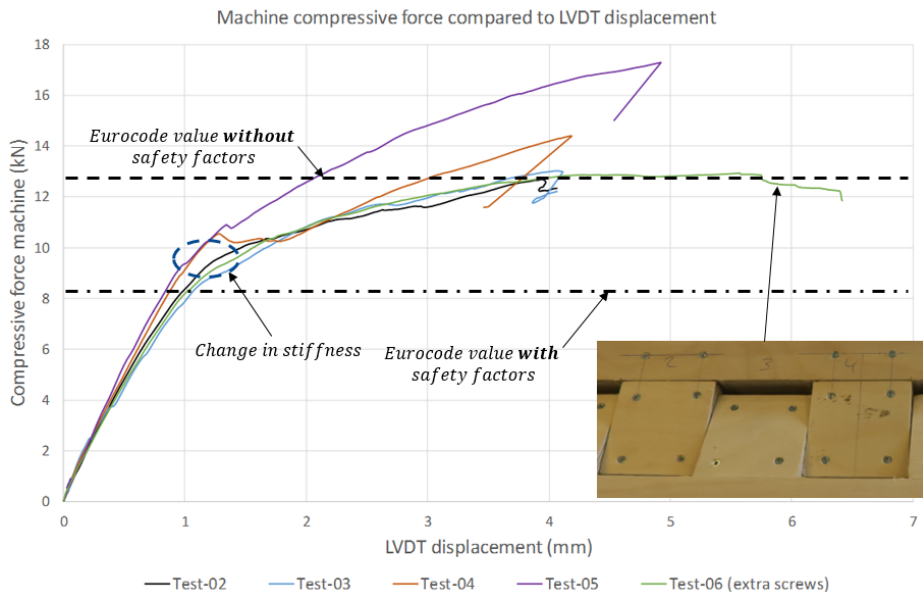
Figuur 4-7: bezweken verbinding door een buigend moment in de vingers

Om het splijtmechanisme te voorkomen zijn extra schroeven geplaatst die als wapening fungeren, zie Figuur 4-7. Hierdoor bezweek de verbinding ten gevolge van het buigend moment in de vinger met een gelijke bezwijklast ten opzicht van de voorgaande proefstukken, zie Figuur 4-8 & 4-9. Hierbij liep de belasting na bezwijklast geleidelijk terug, waarbij de vingers haaks konden worden vervormd. Dit bezwijk- en vervormingsgedrag verdient de voorkeur.

De berekening die vooraf is uitgevoerd aan de hand van de Eurocode benaderd de karakteristieke bezwijklast met voldoende nauwkeurigheid. Wanneer de partiële veiligheidsfactoren in rekening worden gebracht, bevindt de uitkomst zich aan het einde van de lineaire tak. Dit is een goede en veilige benadering voor de bezwijklast die hoort bij de verbinding in lokale z richting. De waardes van de LVDT's in de lineaire tak zijn gebruikt ter bepaling van de stijfheid. Hieruit blijkt dat de gemiddelde stijfheid gelijk is aan 2994,5 N/mm.



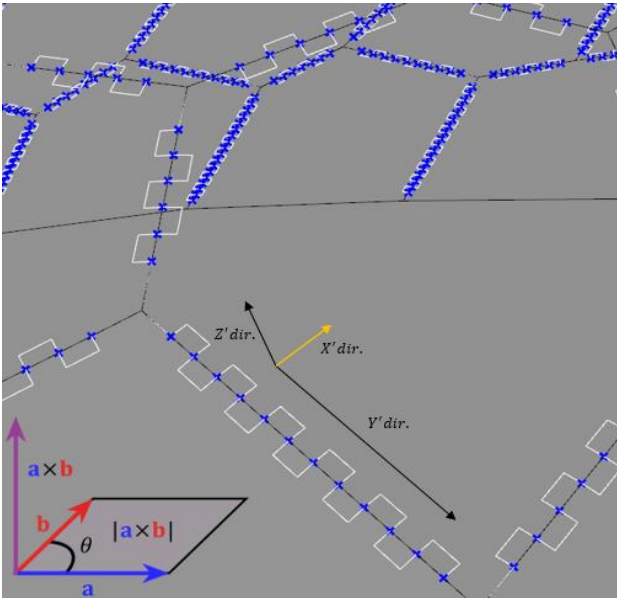
Figuur 4-8: totale kracht vanuit de machine op de verbinding in relatie tot de verplaatsing van de machine



Figuur 4-9: totale kracht vanuit de machine op de verbinding in relatie tot de verplaatsing van de LVDT's

4.3 Parametrische verbinding

Om de segmenten te fabriceren dienen de vingers te worden gemodelleerd. Dit proces bestaat uit twee delen. Allereerst wordt een check uitgevoerd om te verifiëren of alle interne zijden van ieder segment lang genoeg zijn voor tenminste twee vingers, afhankelijk van de ingevoerde geometrische variabelen. Dit kan voor bepaalde constructies erg lastig zijn, met name bij constructies met veel kromming. Veel kromming zal resulteren in kleinere segmenten en dus kortere zijden. Het tweede deel bestaat uit het definiëren van een polylijn die de vingers representeert, zie Figuur 4-10. Allereerst worden de interne zijden gefilterd, zijden aan de buitenkant van de constructie hebben geen vinger verbinding nodig. Van deze interne zijden wordt het middelpunt bepaald. Vervolgens wordt er een begin- en eindafstand van afgetrokken. Dit is een lengte waarover geen vingers worden aangebracht omdat de hoek hier te klein is en er dan overlap tussen vingers kan ontstaan. Over de resterende lengte wordt een puntenpatroon met gelijke tussenafstand gedefinieerd (blauwe punten Figuur 4-10). Deze punten behoren tot de snijpunten van de polyline. De offset richting van de vingers verschilt per segment en wordt bepaald met behulp van het kruisproduct. De vector haaks op het vlak (lokale z richting) en de vector parallel aan de desbetreffende zijde (lokale y richting) zijn bekend, waardoor de ontbrekende vector in lokale x richting kan worden bepaald. De lengte van de vinger is eveneens bekend waardoor de geometrie kan worden gedefinieerd.



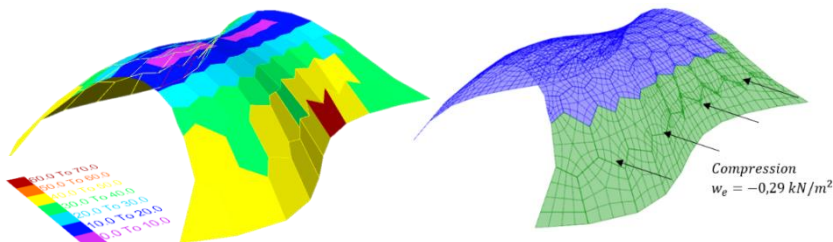
Figuur 4-10: close-up van het vingerpatroon over enkele segmenten

5 Constructieve analyse

Om na te gaan of de constructie in staat is de belasting te weerstaan, is een constructieve analyse noodzakelijk. Hiervoor is gebruik gemaakt van Oasys GSA, een eindige elementen programma ontwikkeld door Arup. Het is een zeer tijdrovend en foutgevoelig proces om deze complexe geometrieën, verbindingen, opleggingen etc. te definiëren in dergelijke programma's. Daarom is in het parametrisch model een module opgenomen waarin vrijwel alle data die nodig is, om een constructieve analyse uit te voeren, wordt geprepareerd. Middels een export proces, dat enkele minuten in beslag neemt, wordt de data van Grasshopper naar Oasys GSA overgebracht.

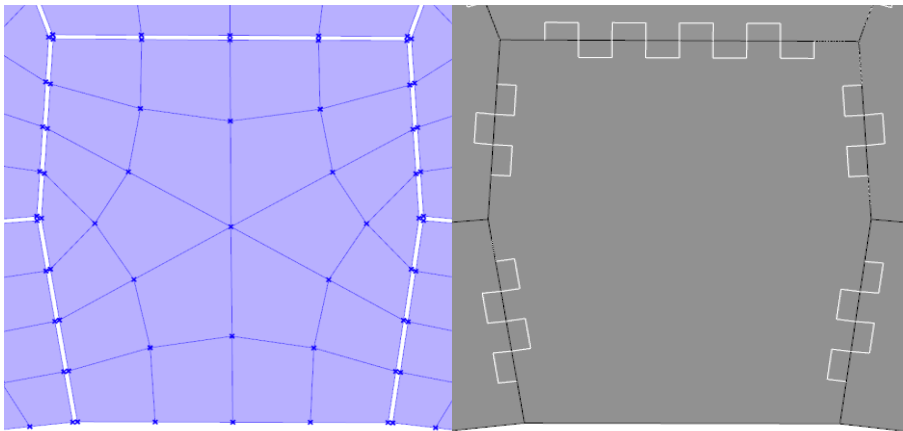
5.1.1 Definiëren van belastingen

Essentieel voor constructieve analyses zijn belastingen en belasting-combinaties. Opgenomen belastingen zijn, naast het eigen gewicht, sneeuw (vol belast en asymmetrisch belast), windbelasting in beide richtingen en onder- en overdruk. Omdat veel geometrische parameters al bekend zijn vanuit voorgaande fases, kan veel data worden hergebruikt voor het definiëren van belastingen. Voor sneeuwbelastingen is een belangrijke parameter de helling ten opzichte van het grondvlak. Deze helling wordt berekend en gegroepeerd per tien graden verschil, zie Figuur 5-1 links. In combinatie met de vierkante meter belasting volgens NEN-EN 1991-1-3 wordt de belasting 'aangebracht' (sneeuwophoping buiten beschouwing gelaten). Een vergelijkbaar proces wordt uitgevoerd voor het bepalen de windbelasting waarbij de maximale winddruk wordt bepaald volgens NEN-EN 1991-1-4 evenals de winddrukcoëfficiënten. Vanwege de vorm verschillen deze coëfficiënten significant ten opzicht van de meer gebruikelijke geometrieën. Met behulp van een geleide curve kan onderscheid worden gemaakt tussen gebieden die onderworpen worden aan winddruk en windzuiging, zie Figuur 5-10 rechts. De belastingcombinaties worden vooraf gedefinieerd met de gebruikelijke veiligheidsfactoren.



Figuur 5-1: links: helling ten opzichte van het grondvlak, rechts: windzone, in dit geval onderworpen aan winddruk.

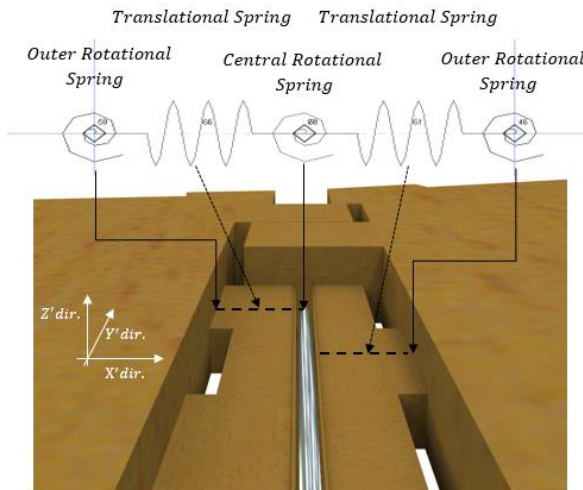
Na het aanbrengen van de belasting worden de segmenten gemeshed met een Catmull-Clark Subdivision algoritme, zie Figuur 5-2 links. De resulterende verdeling representeert de eindige elementen. Het resultaat van deze verdeling is dat alle zijden drie verbindingen heeft, wat de voornaamste reden is voor het toepassen van de Catmull-Clark Subdivision. Deze verbindingen bevinden zich op ongeveer 20-50-80% van de lijnlengte. Aanvullend onderzoek naar het effect van verschillende mesh verdelingen is niet uitgevoerd. In de realiteit kan het voorkomen dat zijden meer of minder verbindingen heeft dan drie, zie Figuur 5-2 rechts. Om een betrouwbare eindige elementen analyse uit te voeren, dienen de stijfheden in lokale x,y,z richting te worden aangepast naar ratio. Eerst wordt er bepaald hoeveel effectieve verbindingen aanwezig zijn per zijde. Een effectieve verbinding bestaat uit twee vingers, één vinger van het beschouwde segment en één vinger van het aangrenzende segment. Het aantal effectieve verbindingen wordt vermenigvuldigd met de stijfheid in lokale x,y,z richting van één effectieve verbinding. Deze totale stijfheid wordt vervolgens gedeeld door drie om tot de juiste veerstijfheden te komen.



Figuur 5-2: links: mesh verdeling over een segment, rechts: werkelijk aantal vinger per zijde

Daarnaast dient het prototype van de verbinding te worden vertaald naar een mechanisch model welke het gedrag op een reële manier beschrijft. Het mechanisch model bestaat uit vijf onderdelen, twee translatieveren en drie rotatieveren, zie Figuur 5-3. De translatieveren beschrijven de axiale stijfheden zoals hiervoor is bepaald in lokale x,y,z richting. Deze stijfheden kunnen dus per segmentzijde variëren. Voor de rotatieveren die gelokaliseerd zijn ter plaatse van het begin van de vingers (volledige dikte van het segment), is

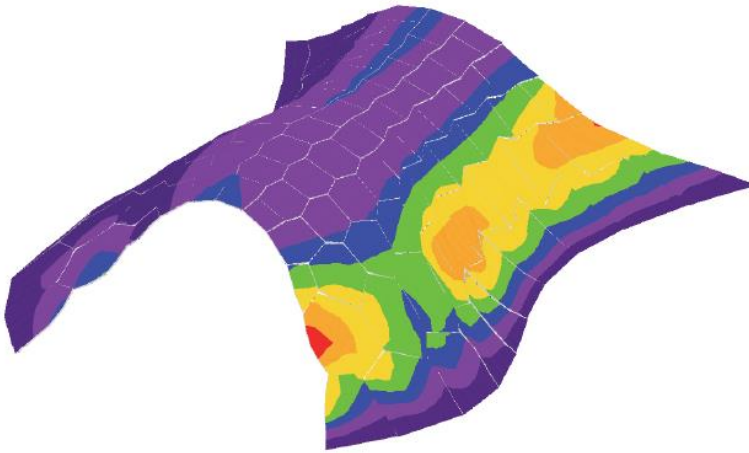
aangenomen dat deze als inklemming kunnen worden beschouwd. Hierbij werken de vinger als een uitkragend liggertjes die de belasting overdragen aan het “achterliggende” segment. De rotatieveer in het midden representeert de scharnierende werking van de pin. Hierbij wordt de rotatiestijfheid om de lokale y richting bepaald enkel door frictie tussen het hout en de pin. Deze is zo laag dat een scharnierende werking wordt aangenomen. Rotatiewaarden om de lokale x, z richting zijn niet gelijk aan nul door de aanwezigheid van de segmenten. Deze lokale richtingen hebben daarom een grote rotatiestijfheid.



Figuur 5-3: mechanica model van de verbinding

Wanneer alle data is getransporteerd naar Oasys GSA, zijn er nog enkele handelingen die dienen te worden uitgevoerd. Dit is met name het controleren op geometrische correctheid. Alvorens de statisch lineaire berekening wordt uitgevoerd, controleert Oasys GSA de ingevoerde data. Hierbij geeft het programma een aantal, niet kritieke, waarschuwingen waarin het aangeeft dat enkele hoeken om knooppunten van eindige elementen te groot of te klein zijn. Dit impliceert dat sommige eindige elementen een wat verstoorde vorm hebben, wat niet optimaal is voor een nauwkeurige analyse. Het gevolg hiervan wordt zichtbaar bij de resultaten in de vorm van lokale piekspanningen. Door het aanpassen of verbeteren van het mesh algoritme in toekomstig onderzoek kan het fenomeen wellicht worden verholpen. Andere maatregelen die uit zijn gevoerd om de betrouwbaarheid van de analyse te beoordelen zijn: het controleren van de totale opgelegde belasting in relatie tot de totale reactie krachten en het controleren van de conditie van de stijfheidsmatrix. Hieruit blijkt dat de resultaten voldoende nauwkeurig zijn om de constructieve integriteit van de constructie te beoordelen.

Gezien de resultaten zijn er enkele opvallende constatering gedaan. Zoals verwacht ondergaat de constructie de grootste verplaatsing bij asymmetrische belasting, zie Figuur 5-4. De maximale verplaatsing is 1,7 millimeter bij een overspanning van elf meter. Hieruit blijkt dat de schaalgeometrie erg efficiënt is, wat mede tot stand is gekomen door de vormstudie. Vervormingen blijven beperkt omdat de krachtenafdracht in het vlak gebeurt middels axiale krachten waarbij de stijfheid in het vlak vele malen groter is dan haaks op het vlak. De axiale krachten in de veren zijn van belang om na te gaan of de verbinding sterk genoeg is om de krachten over te brengen. Echter dienen deze resultaten om te worden geschreven naar een kracht per effectieve verbinding (in alle lokale richtingen). Dit is eigenlijk het omgekeerde proces dat is uitgevoerd voor het berekenen van de stijfheden zoals hiervoor is beschreven. Hieruit blijkt dat de constructie voornamelijk belasting afdraagt middels axiale krachten in lokale x richting. Dit is te verklaren omdat de stijfheid in deze richting veel hoger is in vergelijking met de overige richtingen.



Figuur 5-3: maximale verplaatsing (1,7 mm.) van de schaalconstructie

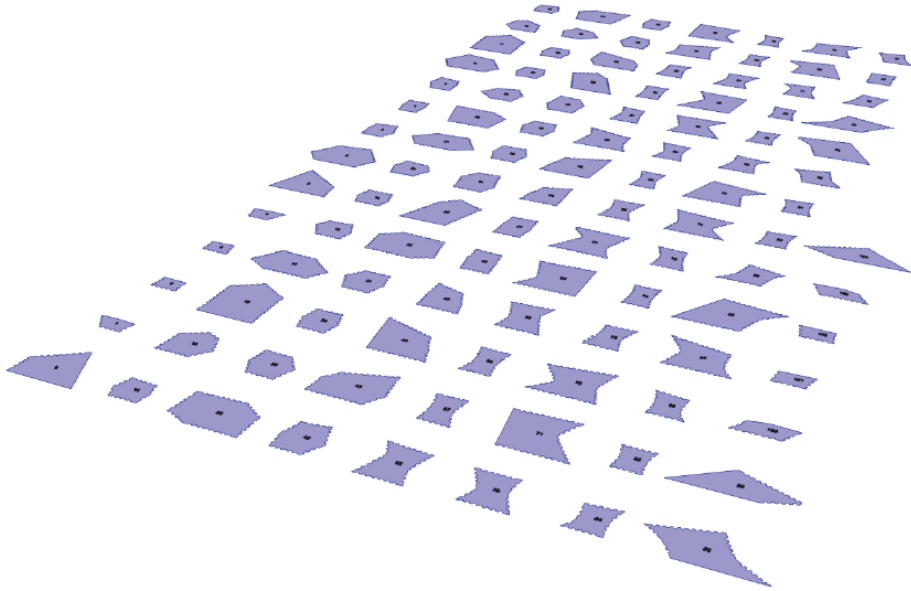
6 Digitale fabricatie

Wanneer de resultaten van de constructieve analyse voldoen aan de gestelde eisen kan worden gestart met de laatste fase; het fabriceren van de segmenten. De stap van een drie dimensionale weergave tot daadwerkelijke productie is complex. De moeilijkheid zit hem in het controleren/verifiëren van de kinematica van de robot in combinatie met de complexe geometrie. Toch zijn er intussen een aantal plug-ins voor Grasshopper ontwikkeld (KUKA-prc,

RAPCAM en Taco) die binnen de parametrische omgeving in staat zijn de kinematica van de robot te beschrijven. Alvorens de code kan worden opgesteld voor de robot, dient de geometrie van de segmenten nog te worden aangepast.

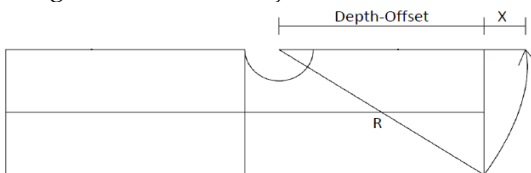
6.1 Modifieren van de segmenten

De polyline uit paragraaf 4.3 die de vingers representeert wordt als snijlijn gebruikt. Hierdoor wordt de constructie opgedeeld in losse segmenten en gearrangeerd in rijen, zie Figuur 6-1. Tot op heden hebben de segmenten nog geen dikte. Aan de hand van één van de segmenten zal worden uitgelegd welke modificaties noodzakelijk zijn. In totaal zijn vier modificaties nodig namelijk: het definiëren van het zogenaamde off-panel finger part, dit is het gedeelte van de vinger dat buiten de geometrielijns van het segment valt. De tweede aanpassing is het filteren van de zogenaamde on-panel finger part, dit is het gedeelte van de vinger binnen de grenzen van de geometrie. Vervolgens wordt de gleuf voor de stalen pin gemodelleerd en als laatste worden de hoeken bijgeschaafd waarna aan de gehele geometrie de juiste dikte wordt gegeven. Na het verkrijgen van de geometrie dient een bijpassende freesstrategie te worden gekozen en worden er freesbanen gedefinieerd zodat de code voor de robot kan worden geschreven. Deze laatste fase is in samenwerking met Verhoeven timmerfabriek. Met behulp van hun robot en expertise zijn de proefstukken gefabriceerd. Dit was tegelijkertijd een test om te verifiëren of de gemodelleerde geometrie en data voldoende nauwkeurig was.



Figuur 6-1: alle benodigde unieke segmenten voor een constructie

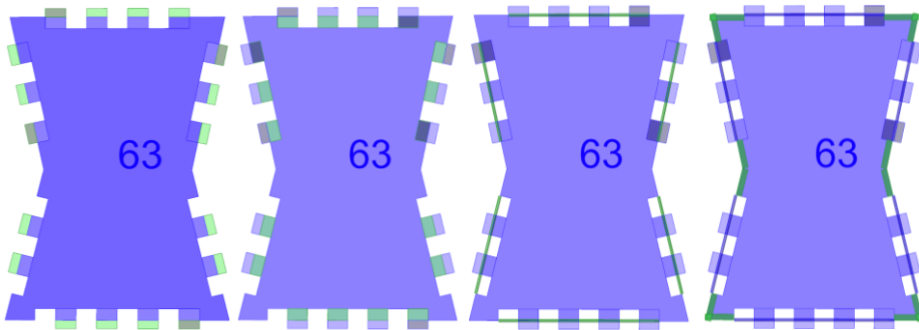
Door de polylijn te gebruiken als snijlijn, gaat een deel van de vinger verloren. Daarom dient dit gedeelte opnieuw te worden gemodelleerd. De segmenten krijgen een offset die net iets kleiner is dan de halve diepte van de vinger. Dit verschil, aangeduid als x in Figuur 6-2, is nodig om vrije rotatie te garanderen. Na het berekenen van deze afstand blijkt het een veilige aanname te zijn om de breedte van de gleuf aan te houden voor x . De breedte van de gleuf is twee millimeter wijder dan de diameter van de pin. In de praktijk bleken deze marges voldoende te zijn.



Figuur 6-2: doorsnede van de vinger met de daarbij behorende variabelen

Vervolgens worden vanuit de hoekpunten lijnen getrokken naar de nieuwe curve. Op deze manier ontstaan nieuwe vlakken net buiten de geometrie van het segment, het zogenaamde off-panel finger part, zie Figuur 6-3 links. Voor het zogenaamde on-panel finger part is het tegenovergestelde proces uitgevoerd, om op vergelijkbare manier de oppervlakte van de vingers te vinden binnen de geometrie van de segmenten, zie Figuur 6-3 2^{de} van links. Het filteren van de oppervlaktes/vingers is nodig omdat deze een andere dikte krijgen dan de rest het segment. Vervolgens wordt de gleuf voor de

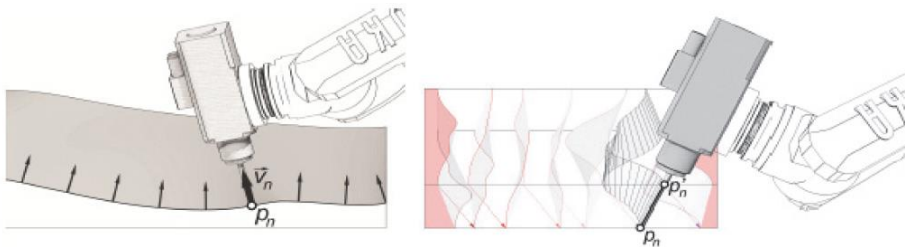
stalen pin gemodelleerd, zie Figuur 6-2 3^{de} van links. Het hart van de pin ligt op dezelfde hoogte als de bovenkant van de vingers, zie Figuur 6-2, wat betekend dat de gleuf in de vingers hetzelfde is als dat in de universele kapjes. De laatste modificatie betreft het bijschaven van de hoeken om rotatievrijheid te garanderen. Dit proces is vergelijkbaar met het principe in Figuur 6-2. Wanneer de weg geschaafde hoeveelheid gelijk is aan de halve dikte van het segment, dan kan het segment 90 graden roteren, zie Figuur 6-3 rechts.



Figuur 6-3: de modificaties, in groen weergegeven, voor één segment

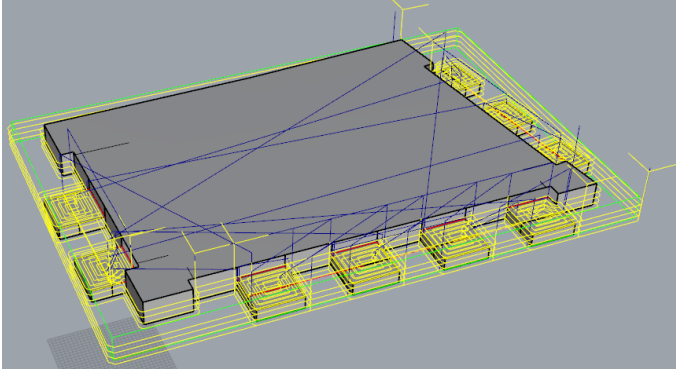
6.2 Post processing

Nu de geometrie van de segmenten klaar is voor fabricage, dient de robot te weten wat hij moet doen en naar welke positie hij moet gaan. Hiervoor zijn freespaden nodig, deze bestaan uit punten en vectoren welke samen de geometrie vormen. Daarnaast zijn er verschillende freesstrategieën namelijk frezen met de punt en flank frezen, zie Figuur 6-4. Het freesproces met bijvoorbeeld een bolkop frees bestaat in de meeste gevallen uit twee fases. Allereerst wordt grof de geometrie gefreesd waarbij het meeste materiaal wordt verwijderd. Daarna wordt het eindoppervlak verkregen waarbij accuraat materiaal weg wordt gehaald. Bij flank frezen wordt de gehele lengte gebruikt waardoor het contactvlak veel groter is. Hierdoor verkrijgt men een hoger verwijderingspercentage en minder freeslengte.



Figuur 6-4: links: punt frezen , rechts: flank frezen

Gezien de geometrie die gefreesd dient te worden, is gekozen voor flank frezen. Omdat bij deze methodiek substantieel minder freeslengte nodig is, betekend dit logischer wijze dat er minder data nodig is. In Grasshopper vertaalt dit zich in een meer vloeiende, real time, response waarin veranderingen direct zichtbaar worden.



Figuur 6-5: freespaden voor één segment gebruikt voor in de proeven

7 Conclusie en aanbevelingen

Het doel van dit onderzoek was het ontwikkelen van een parametrisch model waarin het gehele proces van ontwerp tot en met fabricatie beschouwd zou worden. Daarnaast diende het parametrisch model toegankelijk te zijn voor constructeurs, middels een zo kort mogelijke digitale ketting, waardoor het als stimulans zou fungeren om meer houten schaalconstructies te gaan ontwerpen. Gezien het resultaat kan gesteld worden dat het doel is bereikt. Het ontwerpproces in combinatie met het parametrische model bevat alle vooraf opgestelde functies. Daarnaast is een nieuwe verbinding ontwikkeld voor dergelijke houten schaalconstructies. Deze verbinding is eveneens getest in het laboratorium waarvoor proefelementen zijn gefabriceerd. Het fabriceren van deze segmenten diende tegelijkertijd als proof of concept.

Omdat dit onderdeel binnen het constructief ontwerpen relatief nieuw is zijn er nog veel aspecten die verbeterd en onderzocht kunnen worden, welke hebben geleid tot de volgende aanbevelingen.

- 1.) Allereerst een vergelijking tussen de force density methode en de particle spring methode. De force density methode is eveneens beschikbaar in de parametrische omgeving, maar behoort tot een andere familie wat betreft oplosstrategie. Het kan interessant zijn om te zien of er verschillen zijn tussen

beide methodes wat betreft het eindresultaat en welke methode het best geschikt is voor bijvoorbeeld constructies onder trek- en drukkrachten, membranen en fabrics.

2.) Aanvullend onderzoek naar het mechanisch gedrag van de nieuwe verbinding. De meeste kracht wordt overgedragen in de vorm van axiale trek- en drukkrachten in combinatie met afschuifkrachten. Omdat de axiale stijfheid is benaderd, is het van belang dit te verifiëren in het laboratorium. Wanneer het gedrag van deze verbinding beter in kaart is gebracht kan men een meer nauwkeurige eindige elementen analyse uitvoeren.

3.) Het ontwikkelen van een verbinding tussen de onderste rij segmenten en de fundering. Ter plaatse van de fundering dient een verticale alsmede een horizontale (spat)kracht te worden opgenomen. Teven dient de verbinding te kunnen roteren om de lokale y as. Binnen het tijdsbestek van het afstuderen bleek het niet mogelijk te zijn om ook deze verbinding te ontwikkelen.

4.) Onderzoek uitvoeren om de verstoorde meshverdeling voor de eindige elementen methode te voorkomen. Wanneer een meer consistente verdeling kan worden verkregen, waarbij tenminste drie verbindingen per zijde aanwezig zijn, zullen er minder piekspanningen optreden. Daarnaast zal de conditie van de stijfheidsmatrix beter zijn waardoor het resultaat van de eindige elementen methode de realiteit beter benaderd.

Bovenstaande aanbevelingen zijn slechts een greep uit de vele mogelijke verbeterpunten. Het huidige parametrische model kan hierbij als basis fungeren voor toekomstig onderzoek met veel ruimte voor uitbereidingen en verbeteringen alvorens de volledige potentie uit het model is gehaald.

8 Literatuur

- [1] A., Tedeschi, et al., AAD Algorithms-Aided Design, Parametric Strategies using Grasshopper, ISBN: 978-8895315300, 2014, eerste druk, Le Pensur, Potenza, Italy
- [2] S., Adriaenssens, P., Block, D., Veenendaal, C., Williams, Shell Structures for Architecture: Form Finding and Optimization, ISBN: 978-0-415-84059-0, 2014, eerste druk, Routledge, Potenza, Oxon and New York
- [3] Foto afkomstig van <https://fullerfuturefest.com/2015/01/27/meditations-on-buckminster-fuller-and-the-sacred-geometry-of-nature-part-1/>

- [4] Foto afkomstig van: <https://www.tes.com/lessons/Aro5HFpLvMoLIQ/copy-of-a-tessellations-tiling>
- [5] A., Vaxman, M., Ben-Chen, Dupin Meshing: A parameterization Approach to Planar Hex-Dominant Meshing, 2015
- [6] R.J., Lisle, Dupin's indicatrix: a tool for quantifying periclinal folds on maps, ISSN: 0016-7568, 2003, Cambridge University Press, UK
- [7] Microscopische weergave van het zachte weefsel van een zee-ezel, James Nebelsick, University of Tübingen, foto afkomstig van from: <http://www.archello.com/en/project/landesgartenschau-exhibition-hall>
- [8] O.D., Krieg, et al., Biomimetic Lightweight Timber Plate Shells: Computational Integration of Robotic Fabrication, Architectural Geometry and Structural design, 2014, gepubliceerd in P., Block, et al., Advances in Architectural Geometry, ISBN: 978-3-319-11417-0, 2014, Springer International Publishing, Zwitserland
- [9] S., Brell-Cokcan, J., Braumann, A New Parametric Design Tool for Robot Milling, Proceeding of the 30th Annual Conference of the Association for Computer Aided Design in Architecture, ISBN: 978-1-4507-3471-4, 2010, New York

Mechanische eigenschappen van Kingspan TEK®

Remco van Roestel¹, André Jorissen¹ and Johnny van Rie²

¹Eindhoven University of Technology and ²Kingspan Unidek

Summary

Sandwich panels can be defined as composite elements consisting of two thin facings of a relatively strong material (steel, wood based, etc.) attached to a rather thick core of a low strength material (honeycomb, foam). In the case of Kingspan TEK® rigid foam is applied as core material. The applications and materials vary widely. This research will focus on the application of sandwich panels as structural wall components and will discuss methods to determine and improve the structural capacity of a panel by the adding of stiffeners, internal or external, or by increasing the thickness of the faces. To obtain reliable results, theoretical and numerical models will be validated by experimental research.

1 Introduction

The application of structural insulated panels (SIPS) as load bearing walls causes the need for additional research regarding the behaviour of sandwich panels subjected to axial (in-plane) loading. It might be so that the vertical floor loads are induced only through the inner face of the panel depending on the connection type and the deformation of the floor. Questions arise about the influence of this load eccentricity on the structural behaviour of the panel. The second step in this research will focus on methods to increase the load-bearing capacity of the panel. This can be achieved by altering the thickness of both or only one of the faces. Another option is the adding of stiffeners. To be able to compare these options, a seven layer model is developed which is shown in Figure 1-1.

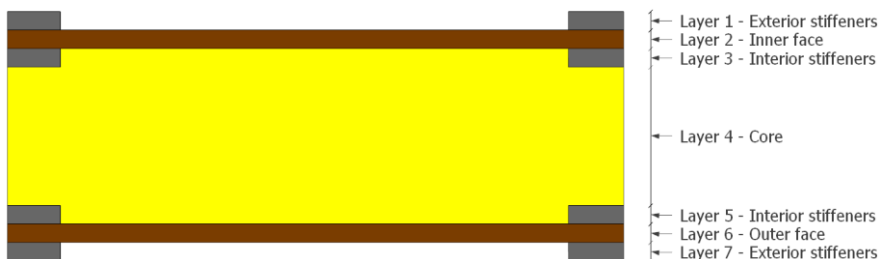


Figure 1-1: Seven layer model

2 Sandwich panels

2.1 Beam theory

Sandwich panels are structural elements which cannot be analysed using the conventional principles of structural mechanics (Bernoulli beam theory), since this beam theory assumes an infinite shear stiffness of the beam. The Timoshenko theory of elasticity takes into account the shear stiffness of a beam and is therefore suitable for the analysis of these sandwich panels [1]. When the mechanical properties are known, the panels can be designed by applying structural analysis, predicting the stresses and deflections. De Groot [2] has developed standard equations that can be used to calculate the deformation of sandwich panels, taking into account the additional shear deformation.

2.2 Properties

Several methods to determine different structural properties of sandwich panels have been discussed and compared in the early stages of this research. The focus lies on the effective (loadbearing) width and proper determination of the shear stiffness.

2.2.1 Effective width

When stiffeners are added to a foam core sandwich panel, the properties change over the width of the panel. One method to account for this is by dividing the panel width into “independent” strips having a so-called effective width. The effective width is limited by the centre to centre distance between the stiffeners and is determined by different factors, as the stiffness and the buckling resistance of the faces. For short span applications, the effective width is unable to develop. It becomes important for longer spans, or spans over more than one field. SKH publication 09-01 [3] provides an elaborate equation to calculate the effective width and also provides a modification factor of the span for fields with more than one span.

$$b_{eff} = \frac{\tanh\left(\frac{\pi}{2} * \frac{a_r}{l} * \sqrt{\frac{E_{0,panel}}{G_{panel}}}\right)}{\left(\frac{\pi}{2} * \frac{1}{l} * \sqrt{\frac{E_{0,panel}}{G_{panel}}}\right)} \quad (2.1)$$

In which:

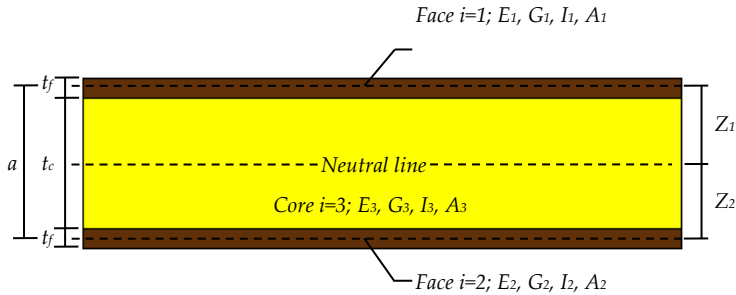
- a_r = Centre-to-centre distance of the stiffeners
 l = Length of the panel
 $E_{0,panel}$ = Young's modulus of the panel
 G_{panel} = Shear modulus of the panel

2.2.2 Bending stiffness EI

Different methods for the determination of the bending stiffness are available as described by, for instance, the European Organisation for Technical Approvals (EOTA) [4] or J.M. Davies [1]. Since the bending stiffness of the core is usually very small compared to the bending stiffness of the faces, some methods chose to neglect the contribution of the core. Apart from this, all methods provide the same results for the overall bending stiffness EI given by equation (2.2).

$$EI = \sum_{i=1}^n E_i I_i + \sum_{i=1}^n E_i A_i z_i^2 \quad (2.2)$$

For a simple sandwich the parameters used in equation (2.2) are illustrated in figure 2-1.



- E = Modulus of elasticity [N/mm²]
 G = shear modulus [N/mm²]
 I = second moment of inertia [mm⁴]
 A = cross section area [mm²]

Figure 2-1: Three layer sandwich element with parameters partly used in equation (2.2).

2.2.3 Shear stiffness GA

As for the bending stiffness, different calculation methods have been compared. Some of these methods neglect the contribution of the faces to the deformation, since the shear modulus of the core is so low that shear deformation will be dominated by this layer. All methods then provide the same formula for the overall shear stiffness GA , which can be simplified for thin skinned panels when stated that the thickness of the panel is equal to the centre-to-centre distance between the faces [1]. This is shown in equation (2.3).

$$GA = \frac{a^2 G_c b_c}{t_c} = G_c A_c \quad (2.3)$$

In which:

$a =$	Centre-to-centre distance of the faces
$G_c =$	Core shear modulus
$b_c =$	Width of the core
$t_c =$	Thickness of the core
$A_c =$	Core cross section area

The parameters used in equation (2.3) are shown in figure 2-1 (G_c = core shear modulus = G_3 and A_c = core cross section area = $A_3 = b_c t_c$).

3. Theoretical analysis

3.1 Approach

For a wall panel subjected to axial loading, the load is typically induced (for a large extend or completely) through only one of the faces, the inner face, this is illustrated in Figure 3-1. To some extent, the acting axial load (N) on the inner face will be distributed to the core (N_3) and outer face (N_2). Whether the load is transferred to these other parts depends on the stiffness of the floors carried by the wall panels and on the shear stiffness of the core material.

Throughout this research, this approach will be extended to an asymmetric sandwich where the load bearing capacity of the inner face is increased by adding stiffeners. A layer model is created to be able to compare the influence of the stiffeners in seven different layers as has been shown in Figure 1-1.

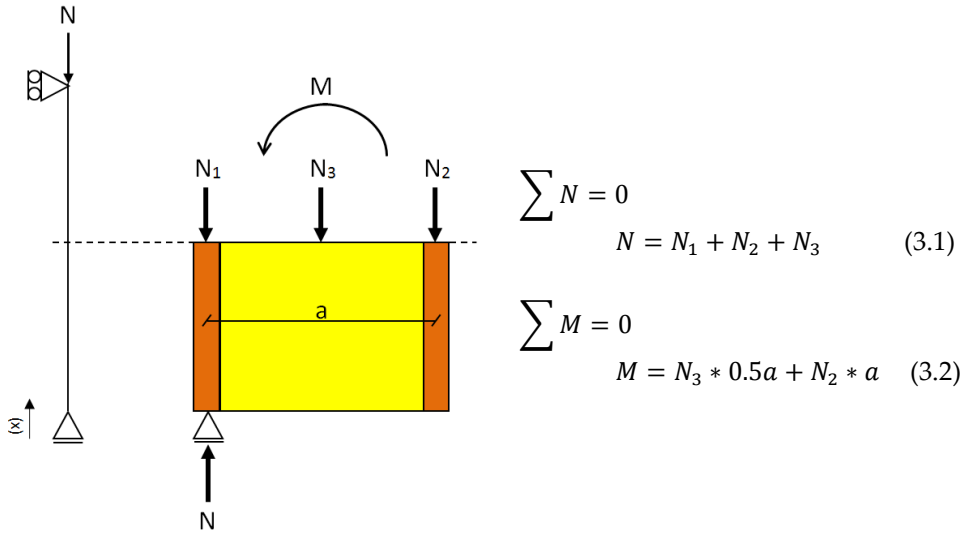


Figure 3-1: Load distribution

3.2 Stress distribution

When the load is induced through only one of the faces, the second face will only contribute when the core has sufficient stiffness to transfer the normal load through shear. When the core has sufficient stiffness, the eccentricity of the axial loading N_2 , illustrated by a in figure 3-1, will result in a bending moment. This bending moment will cause additional compressive stresses in the inner face and tensile stresses in the outer face. This is illustrated in Figure 3-2, where equal load distribution over both faces is assumed.

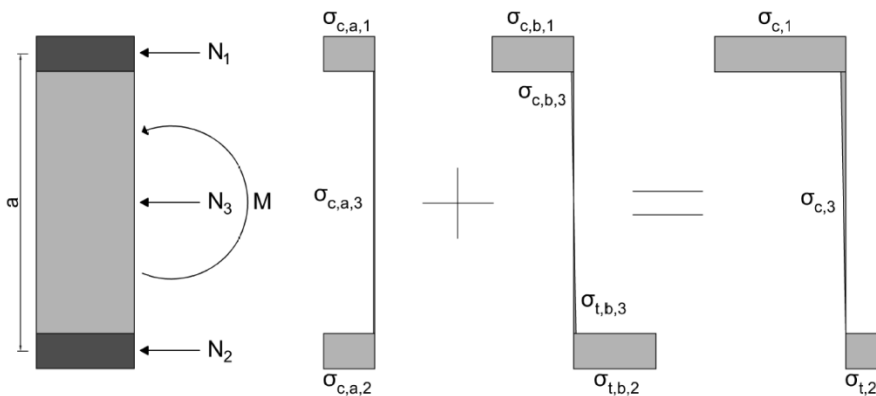


Figure 3-2: Composition of total normal stresses

3.3 Deformation

Standard equations have been developed by De Groot to determine the total deformation of sandwich panels subjected to bending- and shear deformation. When considering a sandwich panel axially loaded on one face, the load eccentricity (a) of N_2 needs to be taken into account, this eccentricity is illustrated in figure 3-1.

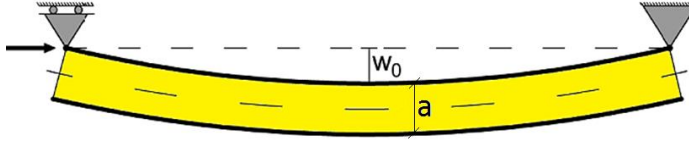


Figure 3-3: Mechanical scheme sandwich panel [5]

Since the value of the Young's modulus of the core is very low compared to the moduli of the faces, it can be stated that $N_3=0$. The value of N_2 is maximum at midspan, but follows a parabolic course resulting in $N_2=0$ at the supports. Therefore, the value of the bending moment varies, similar to that of a beam loaded by a uniformly distributed lateral load.

Another factor that needs to be taken into account is the bending moment due to an initial deformation (w_0) of the sandwich panel, illustrated in figure 3-3. The deformation that occurs due to this imperfection can also be approximated by a uniform lateral loading. According to De Groot, the deformation of a sandwich panel due to an uniform lateral loading can be described as:

$$w = \frac{5qL^4}{384EI} + \frac{qL^2}{8kGA} \quad (3.3)$$

The second term describes the shear deformation, where the shear coefficient is added to take into account the varying shear stress distribution over the cross-section of the beam. For this stage of the research a value of $k=1,0$ will be used [6]. Considering a parabolic bending moment distribution, the following can be stated about the bending moment at the centre of the span:

$$M = \frac{1}{8}ql^2 = N_2a + Nw_0 \quad (3.4)$$

Substituting formula (3.4) in formula (3.3) leads to the total deformation of an axially loaded sandwich panel..

$$w = \frac{5L^2(N_2a + Nw_0)}{48EI} + \frac{N_2a + Nw_0}{kGA} \quad (3.5)$$

According to EASIE [5], the second order deformation can then be obtained by multiplying the deformation by an amplification factor α , as shown by equation (3.6). The amplification factor depends on the governing failure load (N_{cr}) for either local or global buckling.

$$w_{tot} = \alpha \left(\frac{5L^2(N_2a + Nw_0)}{48EI} + \frac{N_2a + Nw_0}{kGA} \right) \quad (3.6)$$

$$\text{where } \alpha = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

4 Experimental research

Tests have been conducted on panels with a length of 6 meters built up by two faces of OSB3 with a thickness of 15 mm and a polyurethane core with a thickness of 112 mm. In addition, stiffeners were placed to improve the capacity. Three different types of panels have been tested as illustrated in Figure 4-1.

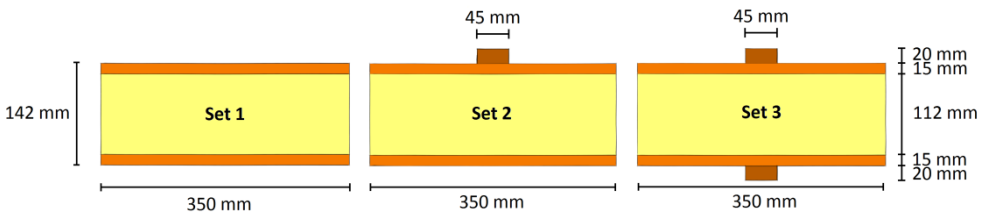


Figure 4-1: Experimental test subjects

4.1 Test setup

The length of the test specimen is determined using the critical load of the panel. At 6 meters the value of the critical buckling load is less than the yield stress of the materials. For this reason, panels with a length of 6 meters are used to achieve global buckling during tests. Since this size is hard to handle vertically, a choice has been made for a horizontal setup where the panel is

vertically supported by roller supports to be able to neglect the influence of the own weight. A side view of the setup is shown in Figure 4-2.

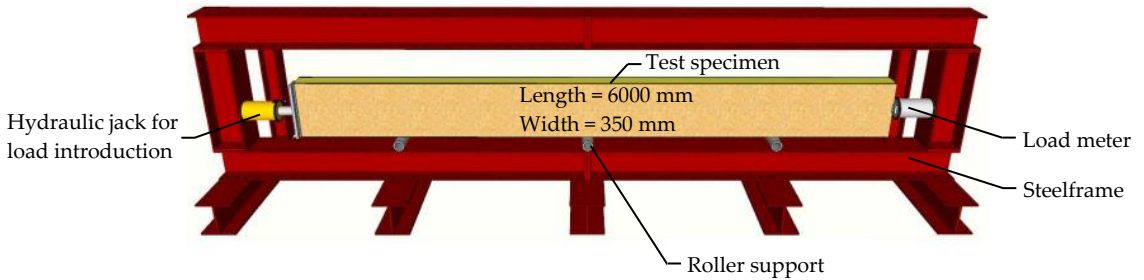


Figure 4-2: Experimental setup

The loading is applied by a load jack and the magnitude of the load is measured at the other side of the setup. To be able to introduce load through only one face, steel plates with 15 mm notches are made, in which the faces fit perfectly. Linear Variable Differential Transformers (LVDT's) are used to measure the axial displacements in the panel, from which strains and stresses are computed.

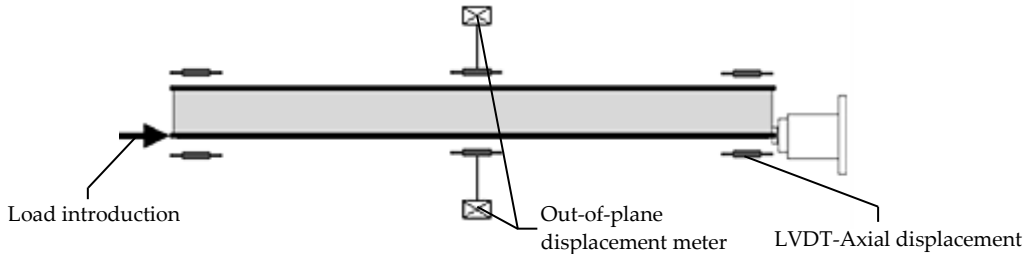


Figure 4-3: Setup of measurement equipment

4.2 Results

4.2.1 Load-displacement

The average of the measured out-of-plane displacement and the corresponding loads lead to a load-displacement diagram as shown in Figure 4-4, where the results of set 1 are shown. The graph clearly illustrates a common failure load of about 26 kN, corresponding to a large displacement of more than 250 mm. The differences in initial slope, see figure 4-4, and failure loads between the five tests shown in figure 4-4 is due to varying initial deformations and imperfections in the panel.

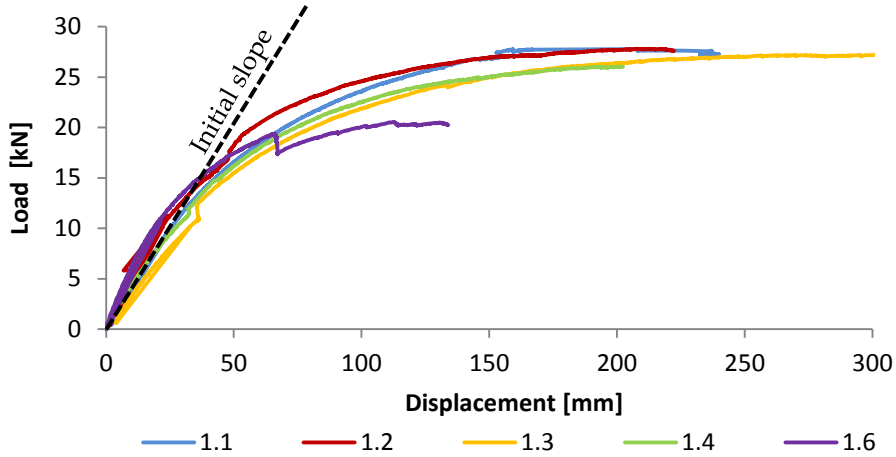


Figure 4-4: Load-displacement diagram test set 1

The same type of diagrams can be created for test set 2 and 3. The total results are summarized in Figure 4-5. This figure clearly illustrates the positive influence of the stiffeners on the failure load and the stiffness of the panels. The sets are defined in Figure 4-1.

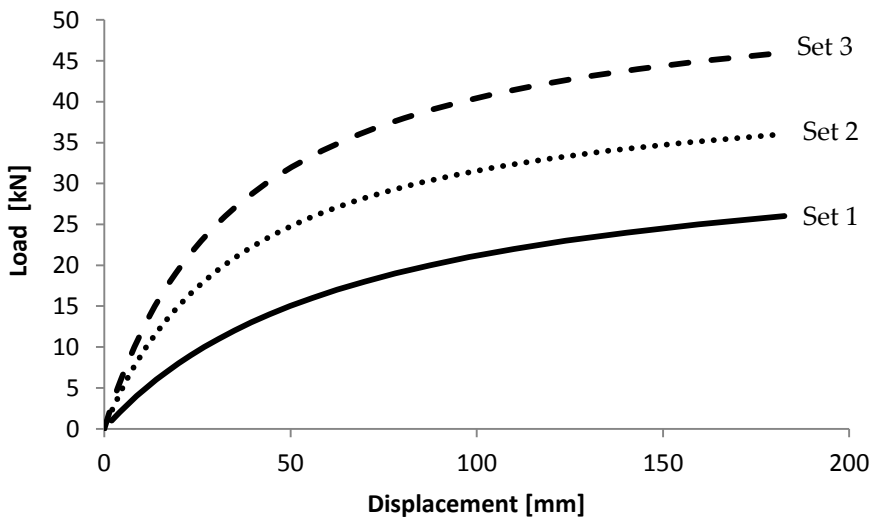


Figure 4-5: Failure load and deformation

4.2.2 Axial stress

LVDT's are used to measure the axial displacement at the centre of the span and at the supports. These values can be used to compute the strain and stress at a certain load. This leads to a load-stress diagram, which is shown in Figure 4-6 for set 1.

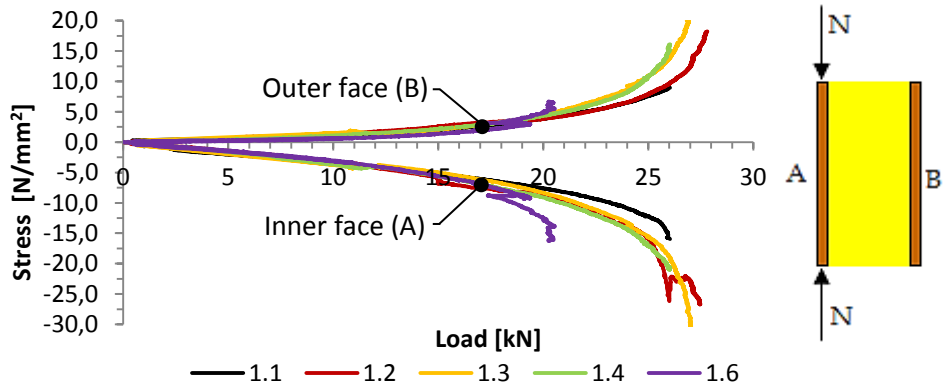


Figure 4-6: Axial stress faces at midspan

The values correspond well, clearly illustrating a higher stress value in the compressed (inner) face than in the outer face. A similar graph can be created to compare the stress values in the faces and stiffeners. The results from set 2 are shown, for the inner face with attached stiffener. The continuous lines represent the stress value in the faces, where the dotted lines represent the values for the stiffeners. Similar comparisons are possible for the faces and stiffeners of set 3.

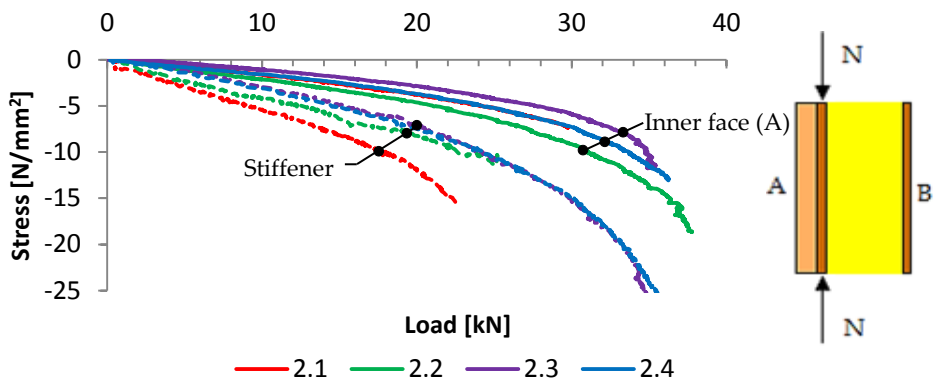


Figure 4-7: Axial stress inner face and stiffener (set 2)

5 Numerical research

To determine the behaviour of a sandwich panel during the loading of only one of the faces, a numerical model is created. This model can be used to determine the influence of different variables, as the core and face thickness, in a fast manner. The model can then also be expanded with additional stiffeners as described in the seven layer model of Figure 1-1. Once the model is validated, based on theoretical and experimental results, it can also be used to determine the stresses in different parts of the sandwich panel.

5.1 Modelling

The three dimensional model is composed out of different element types as shown in Figure 5-1. The core and the stiffeners are modelled with solid continuous volume elements (C3D8R). Since the faces are relatively thin compared to the other elements, they are modelled with shell elements (S4R). The interaction between the elements is modelled as a surface-based tie constraint. To simulate a sandwich panel loaded in only one face, the inner face will be supported by hinges at the bottom and a roller support at the top. Loading is then induced only through this face.

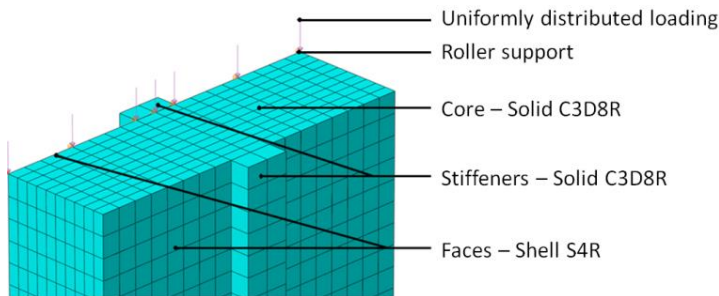


Figure 5-1: Numerical model

5.2 Results

The model will be used to determine the deformation for any given load as will be described in chapter 6, and can also be used to determine the influence of the core in the stress distribution of the panel. Figure 5-2 illustrates the distribution of axial stresses over the inner- and outer face for a panel with a length of 6 metres loaded by 10 kN, laterally supported to prevent bending. The figure shows a parabolic course over the length of the panel. At the centre of the span, the stress is distributed almost evenly over both faces, stating that $N_1 = N_2$ as has been described by Figure 3-1.

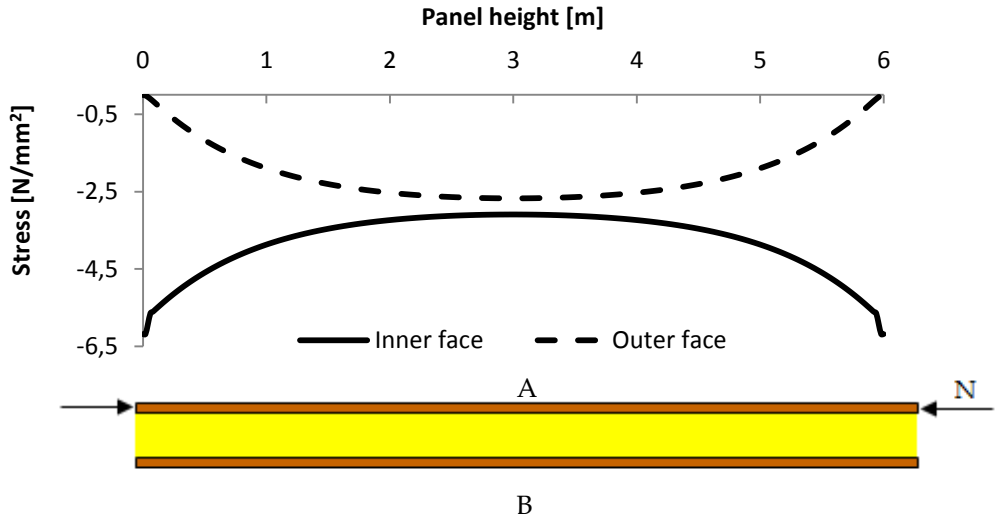


Figure 5-2: Axial stress distribution over the length of the panel, no bending

The normal load is transferred by shear, the parabolic distribution can therefore also be illustrated by the shear stress values in the core, as shown in figure 5-3. The shear stresses are zero at midspan, this is the turning point where the maximal amount of normal stress is transferred to the outer face.

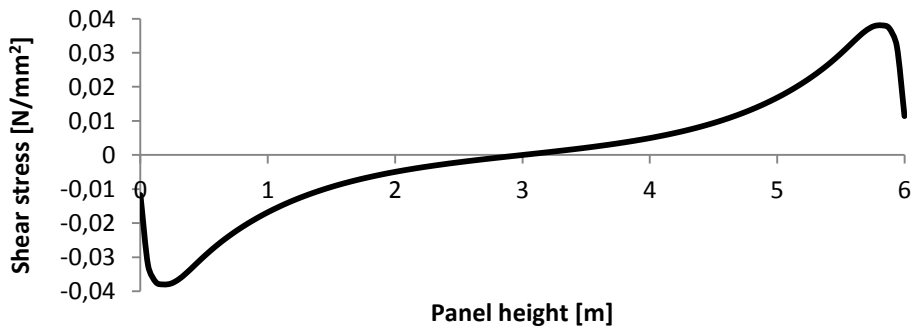


Figure 5-3: Shear stress in the core over the length of the panel

The values of the stress distribution can also be used for analytic results, to calculate the stresses in the panel. The finite element model will be used in the remaining part of the research to determine the influence of other variables on the stress distribution, as the influence of the core thickness and stiffness. The model will also be expanded to describe non-linear behaviour to be able to create a good comparison with experimental results.

6 Discussion and conclusion

To validate the different research methods, it is necessary to compare the results and to be able to explain and solve possible differences. Matching the different research methods will begin with the load-deformation relationship. The analytical value of the displacement is described by formula (3.6), and the experimental results of set 1 are shown in figure 4-3. Figure 6-1 can be used to compare the different methods and shows great similarity between them.

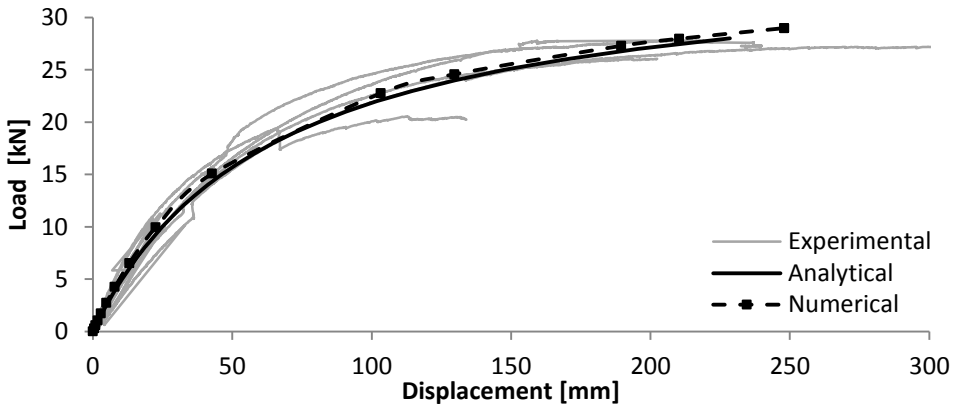


Figure 6-1: Load-Displacement comparison

The parabolic shape of the stress distribution shown in figure 5-1 raises questions about the influence of the length of the panel, since a smaller length should lead to less transfer of stresses. This relation is illustrated in figure 6-2. Notice that for a wall with a height of 3 meters (1 storey), load transfer is only partial.

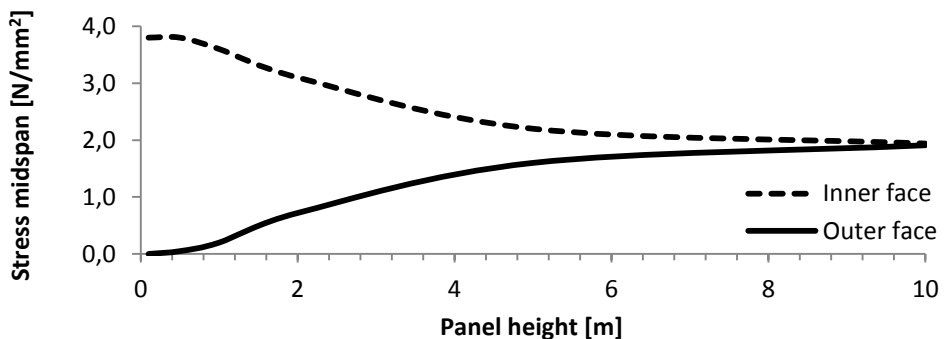


Figure 6-2: Axial stress distribution over the height of the panel

The similar results for the load-displacement relation provide a solid base for the next stages of the research. The same methods will be compared regarding the stresses in the sandwich panels. Figure 6-3 shows the experimental results for the stresses at the inner face and the stiffener of set 2, as has already been shown in figure 4-6. In addition, numerical and analytical values are added.

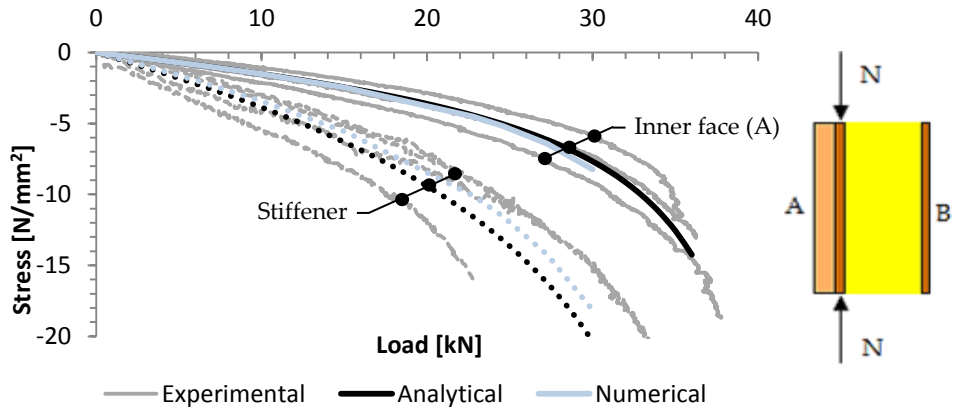


Figure 6-3: Stresses in stiffener and inner face (set 2)

The values correspond well, clearly illustrating a higher stress value in the stiffener than in the inner face. Similar graphs can be created to compare the stress values in the faces, or/and stiffeners for the other sets. More research has and will be conducted regarding the mechanical properties of sandwich panels with an emphasis on Kingspan TEK®, exploring for instance the influence of an internal stiffener.

7 Literature

- [1] J.M. Davies. Lightweight sandwich construction. ISBN: 0-632-04027-0. 2001, Blackwell Science Ltd, London.
- [2] Wim, de Groot. Afstudeerverslag Buigings- en dwarskrachtvervorming van sandwichpanelen. ISBN: ?. 2008, Technische Universiteit Eindhoven, Eindhoven.
- [3] A. Jorissen and J. van Rie, SKH publicatie 09-01 Praktische rekenmethode voor sandwich en sandwich rib elementen. ISBN: ?. 2009, SKH, Wageningen.
- [4] European Organisation for Technical Approvals (EOTA). TR 019 Calculation models for prefabricated wood-based loadbearing stressed skin panels for use in roofs. ISBN: ?. 2005, EOTA, Brussels
- [5] Ensuring Advancement in Sandwich Construction Through Innovation and Exploitation (EASIE), Report No. D3.3 part 4. ISBN: ?. 2011, EASIE, Karlsruhe.
- [6] V. Birman and C.W. Bert, On the choice of shear correction factor in sandwich structures. ISBN: ?. 2007, SAGE publications.

Niet-lineair gedrag verstijfde sandwich elementen en kruip gedrag EPS

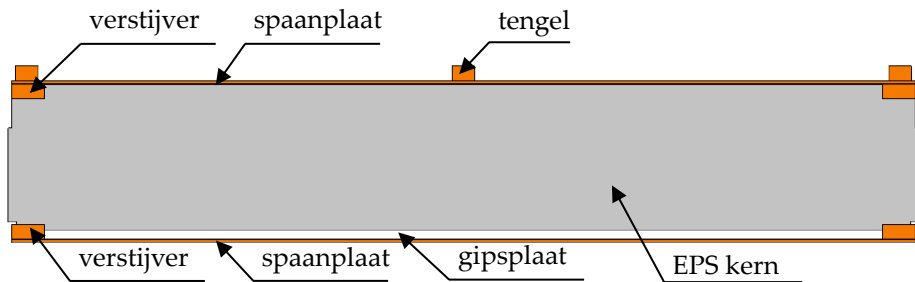
Jeff Modderman¹, André Jorissen¹ en Johnny van Rie²

¹Technische Universiteit Eindhoven en ²Kingspan Unidek

Samenvatting

In nieuwbouw projecten worden sandwich elementen voor de realisatie van dakconstructies in toenemende mate toegepast. Een standaard sandwich element bestaat uit twee stijve huiden en een relatief slappe kern, vaak isolatie materiaal zoals bijvoorbeeld PUR of EPS (Expanded Poly-Styrene ofwel piepschuim). De buigstijfheid wordt voornamelijk gegenereerd door de huiden terwijl de afschuifstijfheid voortkomt vanuit de kern [1].

Bij de in dit artikel beschreven sandwich elementen, zie Figuur 0-1, worden lokale knikfenomenen in de op druk belaste huid voorkomen door de toepassing van verlijmd houten elementen (verstijvers en tengels), [3]. Met de toepassing van de houten elementen kan een hogere belasting of grotere overspanning worden bereikt waarbij (meestal) de maximaal optredende doorbuiging maatgevend wordt.



Figuur 0-1: het in dit artikel beschreven sandwich element (Aero).

Voor sandwich elementen is de afschuifvervorming niet verwaarloosbaar klein. Dit houdt in dat de afschuifvervorming in rekening moet worden gebracht door toepassing van bijvoorbeeld de Timoshenko balk theorie (eerste orde afschuifvervorming theorie). De doorbuiging ten gevolge van afschuiving kan tot 40-50% van de totale doorbuiging bedragen voor de typen sandwich elementen die gebruikt worden door Kingspan Unidek.

Een balk berekend volgens de eerste orde afschuifvervorming theorie gaat uit van een constante transverse afschuifrek over de hoogte van de doorsnede. Om de constante afschuifrek te corrigeren wordt er binnen de Timoshenko

balk theorie gebruik gemaakt van de zogenoemde afschuifcoëfficiënt. Voor een homogeen materiaal is deze afschuifcoëfficiënt bepaald door Timoshenko (1921) [4] en later bevestigd door Kaneko (1975) [5]. Echter voor sandwich elementen is de exacte afschuifcoëfficiënt onbekend en gerelateerde publicaties resulteren in uiteenlopende waardes [6][7].

Dit onderzoek is opgesteld in samenwerking met Kingspan Unidek om de buigstijfheid, afschuifstijfheid en afschuifcoëfficiënt te bepalen voor verstijfde sandwich elementen. Voor de bepaling van de buigstijfheid dient er rekening te worden gehouden met het niet-lineaire materiaal gedrag van de op druk belaste elementen.

Als bijkomend onderwerp wordt het kruipgedrag van EPS behandeld. EPS is een kruipgevoelig materiaal, hetgeen betekent dat EPS, indien met een constante spanning belast, gekenmerkt wordt door in de tijd toenemende vervormingen; dit leidt tot extra vervormingen binnen sandwich elementen. Om het kruip gedrag van EPS te onderzoeken is door Kingspan Unidek en Castelijns [8] een experimenteel onderzoek gestart. Kruipvervorming wordt in rekening gebracht met een kruipfactor k_{def} via formule (0-1).

$$u_{kruip} = k_{def} \cdot u_{inst} \quad (0-1)$$

Met

u_{kruip} = kruipvervorming (mm);

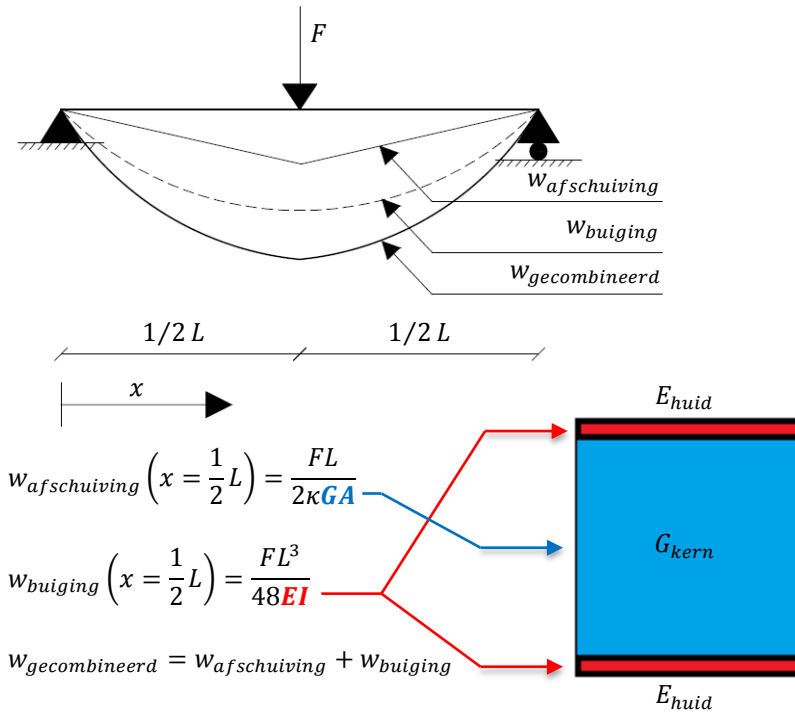
k_{def} = kruipfactor (-);

u_{inst} = onmiddellijk optredende vervorming (mm).

Aan de hand van de verkregen resultaten uit het experimenteel onderzoek kan gesteld worden dat het kruipgedrag van EPS spanningsafhankelijk is: de kruipfactor k_{def} neemt toe bij toenemende belasting.

1 Inleiding

Voor een analytische berekening van een sandwich element dient de doorbuiging ten gevolge van buiging en afschuiving in rekening te worden gebracht. Figuur 1-1 toont een voorbeeld van een mechanica vergeet me nietje volgens de Timoshenko balk theorie. Andere mechanica situaties (vergeet-me-nietjes) zijn berekend door De Groot [1].

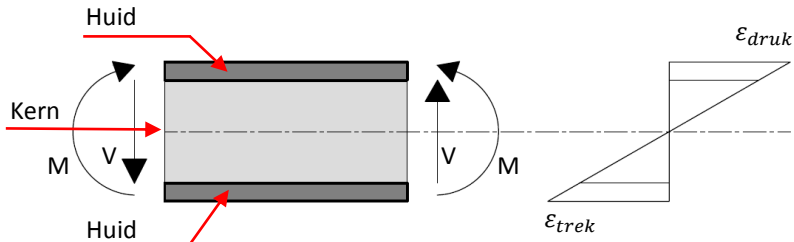


Figuur 1-1: ligger op twee steunpunten en gerelateerde Timoshenko balk theorie vergeet-me-nietje voor $x = 1/2 l$.

Waarin:

- F = geconcentreerde belasting (N);
- w = vervorming (mm);
- L = overspanning (mm);
- EI = buigstijfheid (Nmm²);
- κ = afschuifcoëfficiënt (-);
- GA = afschuifstijfheid (N).

De buigstijfheid van een sandwich element kan met de toepassing van de samengestelde ligger theorie analytische worden berekend. Hierbij wordt uitgegaan van een rek verdeling zoals aangegeven door Figuur 1-2. Door lineair materiaal gedrag toe te passen kan de initiële buigstijfheid worden bepaald door middel van formule (1-1).



Figuur 1-2: rekverdeling sandwich element.

$$M = -EI \frac{d^2 w}{dx^2} = -EI \cdot \frac{1}{R} = -EI \frac{\varepsilon}{z} \quad (1-1)$$

Waarin:

M = buigend moment (Nmm);

EI = buigstijfheid (Nmm^2);

w = verplaatsing (mm);

R = kromtestraal (mm);

ε = rek (mm/mm);

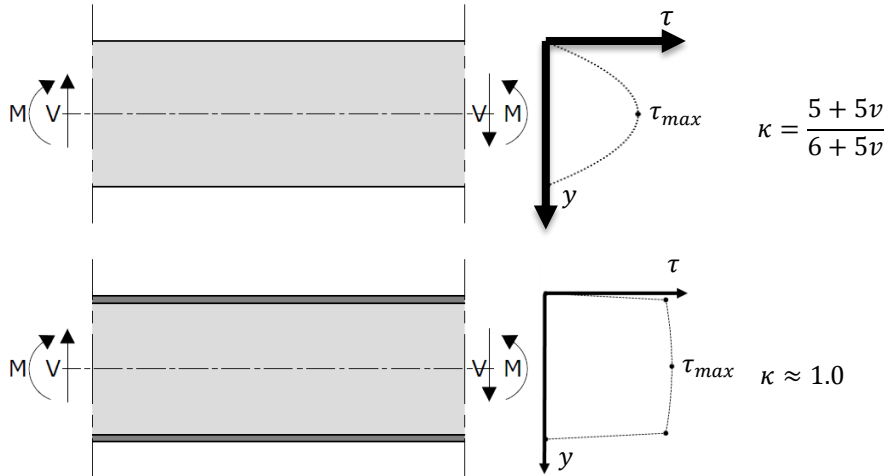
z = diepte vanaf neutral as (mm).

Wanneer de kern wordt uitgevoerd met een relatief slap materiaal; $E_{kern} \ll E_{huid}$, dan wordt de buigstijfheid volledig bepaald door de huiden. De afschuifstijfheid kan bepaald worden aan de hand van empirische formules. Enkele vergelijkingen gaan uit van de afschuifmodulus van de kern [9][10], waar anderen ook de invloed van de huiden in rekening brengen [11]. Deze formules zijn enkel toepasbaar voor standaard sandwich elementen (twee huiden en een kern).

De afschuifcoëfficiënt κ vindt zijn oorsprong in de formulering van de Timoshenko balk theorie. Hierin is gesteld dat de afschuifrek constant verloopt over de hoogte van de balk. De afschuifcoëfficiënt corrigeert dit verloop naar het werkelijke verloop. Onderzoek door Timoshenko [4] en Kaneko [5] hebben gesteld dat voor homogene doorsnedes een waarde van $\kappa = (5 + 5\nu)/(6 + 5\nu)$ waarin ν = Poisson's ratio, moet worden toegepast, Figuur 1-3. Voor $\kappa = (5 + 5\nu)/(6 + 5\nu)$ wordt met een constante schuif spanning net zoveel arbeid verricht als met een kwadratisch verlopende schuifspanning zonder de afschuifcoëfficiënt.

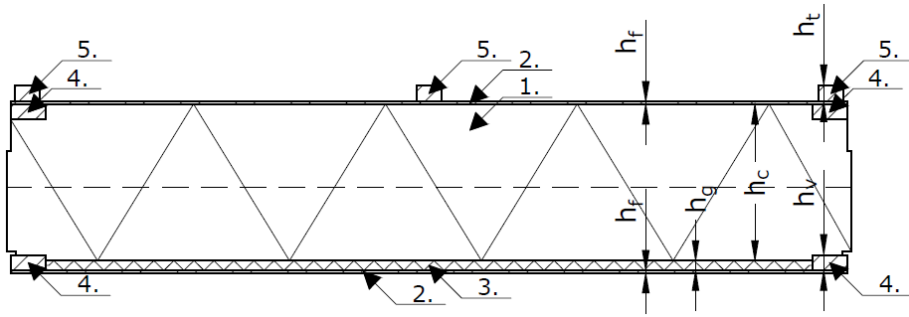
Voor sandwich panelen is het ratio G_f/G_c een bepalende factor waarin G_f de geleidingsmodulus is van de huid en G_c van de kern [6][7]. Wanneer $G_f \gg G_c$ is de afschuifrek over de hoogte van de kern relatief constant. Bert en Birman [6] stellen daarom dat het afschuifspanningsverloop van een sandwich element ongeveer gelijk is aan die van de eerste orde afschuifvervorming

theorie (met een constant spanningsverloop over de hoogte), Figuur 1-3. Hieruit volgt een afschuif coëfficiënt van $\kappa \approx 1.0$.



Figuur 1-3: hypothese afschuifcoëfficiënt, afschuif spanning verdeling over hoogte; boven homogeen materiaal, onder sandwich element.

Alle bovengenoemde publicaties en theorieën zijn opgesteld voor standaard sandwich panelen. Het Aero sandwich element van Kingspan Unidek bevat echter houten elementen en een gipsplaat, zie figuren 0-1 en 1-4. Analytische berekeningen voor de afschuifstijfheid en afschuif coëfficiënt geven een benadering gezien de invloed van een houten element onbekend is.



Nummer	Materiaal	Hoogte	Breedte
1 (kern)	EPS 80	$h_c = 203 \text{ mm}$	1020 mm
2 (huid)	Spaanplaat P5	$h_f = 3 \text{ mm}$	1020 mm
3 (gipsplaat)	type .GKF DIN 18180	$h_g = 12 \text{ mm}$	930 mm
4 (verstijver)	Hout C18	$h_v = 20 \text{ mm}$	30 mm
5 (tengel)	Hout C18	$h_t = 20 \text{ mm}$	45 mm

Figuur 1-4: schematisch overzicht materialen Aero.

EPS 80 is gerelateerd aan de karakteristieke druksterkte van het EPS bij 10% rek.

Het kruipgedrag van EPS wordt in dit onderzoek ook behandeld. EPS is een thermoplastisch materiaal en vertoont visco-elastisch en visco-plastisch materiaal gedrag. Dit laatste impliceert dat EPS kruip gedrag vertoont. Om het kruip gedrag in rekening te brengen dient de vervorming door permanente belastingen vermenigvuldigd te worden met de zogenoemde kruipwaarde k_{def} : formule (0-1). In de NEN-EN-1995-1-1 is een en ander geformuleerd via formule (1-2), in principe identiek aan formule (0-1).

$$u_{fin,g} = u_{inst,g} \cdot (k_{def} + 1) \quad (1-1)$$

Waarin:

$u_{fin,g}$ = uiteindelijk optredende vervorming (mm);

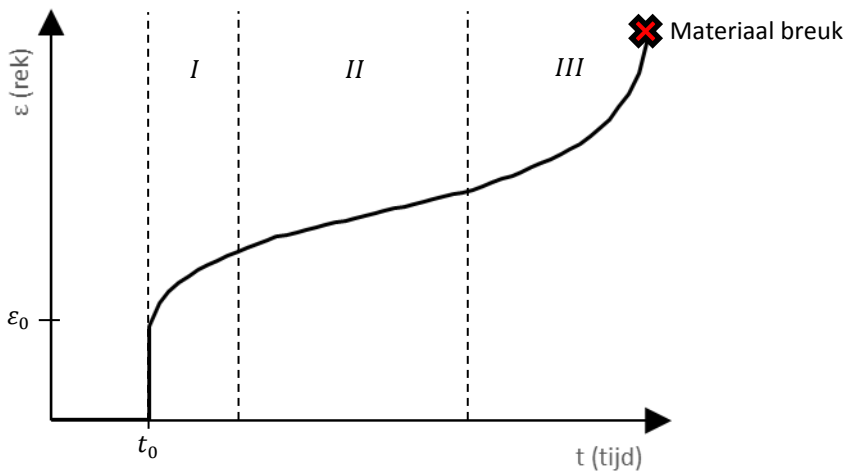
$u_{inst,g}$ = direct optredende vervorming t.g.v. de permanente belasting (mm);

k_{def} = kruipfactor (-).

De kruipfactor wordt opgesteld afhankelijk van de verwachte levensduur (referentieperiode) van het bouwwerk. In ETAG TR019 [12] (European

Technical Approval Guideline Technical Report 19) wordt een forfaitaire waarde $k_{def} = 7,0$ voor harde schuimen aangegeven, gebaseerd op een kruiponderzoek op polyurethaan schuim (PUR). Vanwege twijfel over de juistheid van $k_{def} = 7,0$ voor EPS toepassingen, zijn experimentele onderzoeken opgestart; eerst bij Kingspan Unidek (2011), later ook bij de TU/e (2015).

Voor hardschuimen, zoals EPS, kan kruip, in de tijd toenemende vervorming bij constante belasting, opgedeeld worden in 3 fases, Figuur 1-5. Op tijdstip t_0 vindt een directe rek ε_0 (onmiddellijk optredende vervorming) in het materiaal plaats. Vervolgens begint de primaire kruipfase met een hoge kruipsnelheid. Daarna neemt de kruipsnelheid af; dit is te wijten aan versteviging in het materiaal. Wanneer de kruipsnelheid constant is geworden (er is evenwicht tussen versteviging en thermische verzachting) begint de secundaire kruip fase. Deze fase duurt doorgaans lang en zorgt voor een constante toename van de rek over de tijd. Wanneer de rek een zekere hoogte heeft bereikt, zullen er inwendig scheuren of gaten in het materiaal ontstaan waardoor de effectieve oppervlakte van de doorsnede afneemt. Hierdoor neemt de rek verder toe waardoor de inwendige scheuren en gaten in grootte en aantallen toenemen. Deze toename in rek wordt de tertiaire kruip fase genoemd, die eindigt in materiaalbreek.



Figuur 1-5: kruip gedrag onder een constante belasting; *I* = primaire kruipfase, *II* = secundaire kruipfase, *III* = tertiaire kruipfase.

Omdat de secundaire kruipfase vaak de langst durende fase is valt de levensduur van het bouwwerk of materiaal meestal binnen de primaire en secundaire kruip fase. Doorgaans dient voor woningbouw en utiliteitsbouw

een verwachte levensduur van 50 jaar aangehouden te worden. De kruipwaarde k_{def} is daarom afgestemd op deze referentie periode.

Als het kruipgedrag spanningsafhankelijk is zal het materiaal bij een hoge constante belasting een hogere kruipsnelheid vertonen ten opzichte van een materiaal met een lage constante belasting. Dit leidt tot een hogere kruipwaarde en het risico dat de tertiaire kruip fase wordt bereikt. Tertiaire kruip is inmiddels aangetoond bij de proefstukken die tot 58% van de maximale afschuifcapaciteit worden belast. Binnen deze reeks zijn twee proefstukken bezwaken binnen 6 jaar .

2 Onderzoek

Het onderzoek richt zich voornamelijk op de invloed van houten latten als verstijvers in een sandwich element. Door middel van experimenteel en numeriek onderzoek kan de buigstijfheid, afschuifstijfheid en de afschuifcoëfficiënt berekend worden. Wanneer deze uitkomsten met de analytische resultaten worden vergeleken is het mogelijk om het effect van de houten elementen te analyseren. De invloed van niet-lineair materiaal gedrag wordt hierbij ook onderzocht.

Voor het kruip gerelateerde deel van dit onderzoek wordt het spanningsniveau in de bestaande kruip testen berekend door middel van een numeriek model. De verkregen spanningsniveaus worden vergeleken met de kruipwaardes die voortkomen uit het experimentele onderzoek. Hieruit volgt of EPS spanning gerelateerd kruip gedrag vertoont.

3 Experimenteel onderzoek

3.1 Verstijfde sandwich panelen

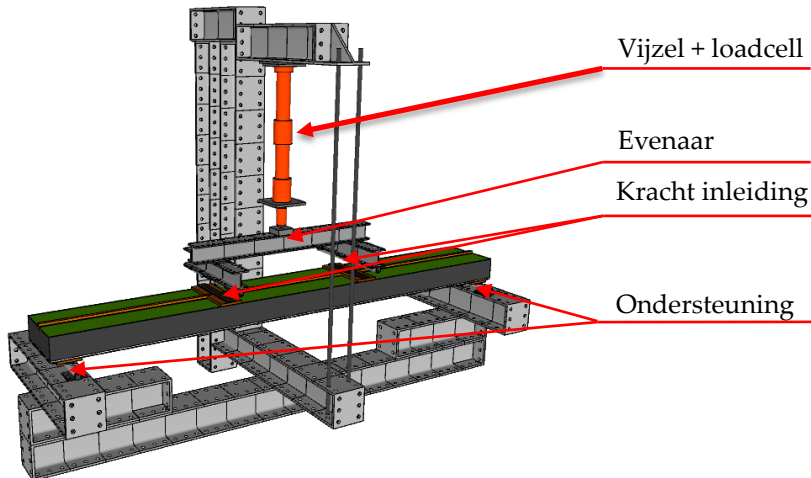
Om de invloed van de houten latten als verstijvers in het Aero sandwich element te onderzoeken worden hoofdzakelijk twee verschillende onderzoeken uitgevoerd, opgedeeld in twee fases:

Fase één:

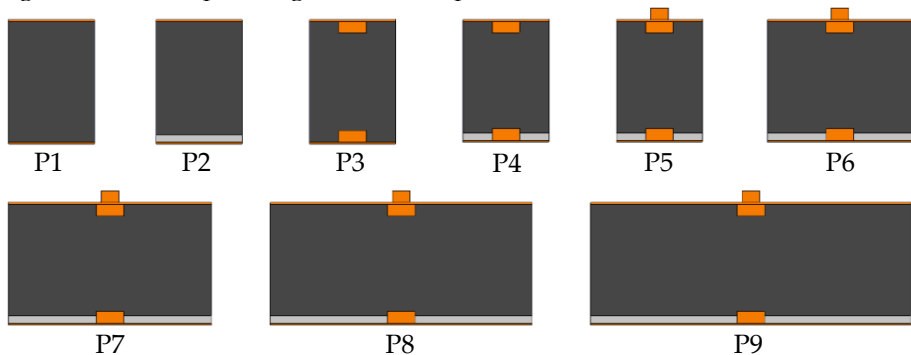
Deze fase omvat een uitgebreid materiaal onderzoek naar de gemiddelde waardes van alle toegepaste materialen in het Aero sandwich element. Per materiaal wordt de druk-, trek-, afschuifsterkte, elasticiteitsmodulus onder trek en druk en de glijdingsmodulus experimenteel bepaald. De experimenten worden uitgevoerd aan de hand van de EN 408 [13] en EN 789 [14].

Fase twee:

Deze fase omvat een vier-punts-buigtest met verschillende sandwich proefstukken, Figuur 3-1. Alle sandwich panelen zijn weergegeven in Figuur 3-2 en Tabel 3-1. Voor alle proefstukken wordt de buigstijfheid, afschuifstijfheid en afschuifcoëfficiënt uit gemeten vervormingen met behulp van analytische formules berekend. Experimenten met proefstukken P1 t/m P4, met een breedte $b = 145 \text{ mm}$, zijn bedoeld ter validatie van de analytische formules. Experimenten met proefstukken P5 t/m P9 geven meer informatie over de invloed van de houten elementen in relatie tot de breedte van het proefstuk. Vanaf P5 wordt elk proefstuk 100 mm breder (50 mm per zijde). De breedte van alle proefstukken is beschreven in Tabel 3-2. De maatvoering van de houten latten (verstijvers en tengels) en de hoogte van elk materiaal is toegepast zoals beschreven in Figuur 1-4. Elk proefstuk heeft een lengte van 4500 mm.



Figuur 3-1: Test opstelling fase twee experimenteel onderzoek.



Figuur 3-2: Proefstukken fase twee experimenteel onderzoek.

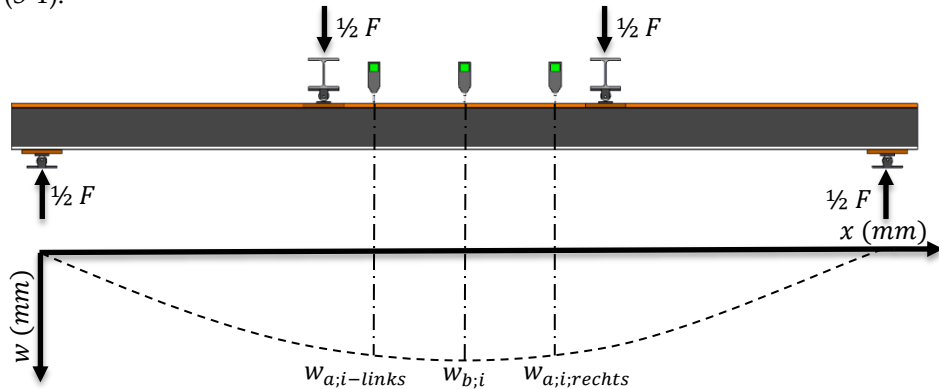
Tabel 3-1: materiaal overzicht per proefstuk (× = aanwezig in proefstuk).

Proefstuk	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
Spaanplaat	×	×	×	×	×	×	×	×	×
EPS kern	×	×	×	×	×	×	×	×	×
Gipsplaat		×		×	×	×	×	×	×
Houten verstijvers			×	×	×	×	×	×	×
Houten tengels					×	×	×	×	×

Tabel 3-2: breedte proefstukken.

proefstuk	breedte b [mm]
P1 t/mP5	145
P6	245
P7	345
P8	445
P9	545

De vervorming van elk proefstuk wordt gemeten tussen de krachtsinleidingen (waar het moment constant is en dwarskracht gelijk aan nul), Figuur 3-3. Met deze vervorming is het mogelijk om de buigstijfheid te berekenen via formule (3-1).



Figuur 3-3: vervormingsmeting fase twee t.b.v. buigstijfheid: w = vervorming, x = locatie lengte proefstuk.

$$EI = \frac{(F_2 - F_1)al_1^2}{16(u_2 - u_1)} \quad (3-1)$$

Waarin:

$F_2 - F_1$ = verschil in belasting binnen lineair traject proefstuk [N];

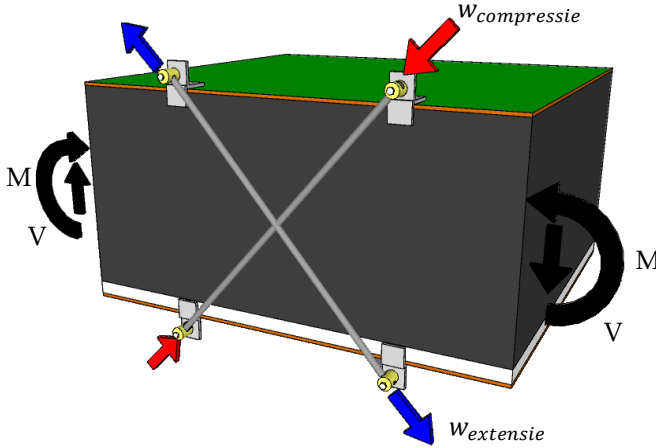
a = afstand tussen krachtsinleiding en ondersteuning [mm];

l_1 = afstand tussen buitenste vervormingsmeters [mm];
 $u_2 - u_1$ = verschil in vervorming gerelateerd aan $F_2 - F_1$ [mm].

Het verschil in vervorming ($u_2 - u_1$) wordt bepaald met formule (3-2).

$$u_i = w_{b,i} - \frac{w_{a,i-links} + w_{a,i-rechts}}{2} \quad i = 1,2 \quad (3-2)$$

De gemiddelde afschuifmodulus wordt gemeten door middel van diagonalen waar de schuifkracht maximaal is, Figuur 3-4. Per proefstuk zijn acht diagonalen geplaatst en de glijdingsmodulus wordt berekend aan de hand van het gemiddelde van alle metingen. De gemiddelde glijdingsmodulus wordt berekend met formule (3-3).



Figuur 3-4: diagonalen voor meting gemiddelde glijdingsmodulus; rode pijlen duiden op verkorting diagonaal, blauwe pijlen op verlenging.

$$G_{ave} = \left(\frac{3}{2} - \left(\frac{h_0^2}{4h_{ave}^2} \right) \right) \left(\frac{h_0}{b_{ave} \cdot h_{ave}} \right) \left(\frac{V_2 - V_1}{u_2 - u_1} \right) \quad (3-3)$$

Waarin:

h_0 = lengte diagonaal [mm];

h_{ave} = gemiddelde hoogte proefstuk [mm];

b_{ave} = gemiddelde breedte proefstuk [mm];

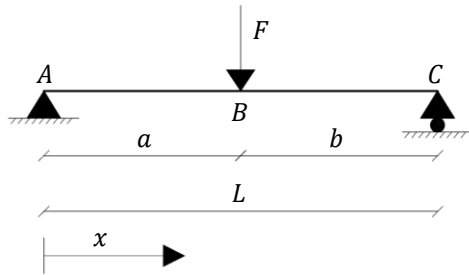
$V_2 - V_1$ = verschil in dwarskracht over lineair traject [N];

$u_2 - u_1$ = verschil in vervorming diagonaal gerelateerd aan $V_2 - V_1$ [mm].

Het verschil in vervorming van de diagonaal wordt berekend met formule (3-4).

$$u_i = \frac{|w_{compressie,i}| + |w_{extensie,i}|}{2} \quad i = 1,2 \quad (3-4)$$

Vanuit het experiment is de vervorming, de buigstijfheid en de afschuifstijfheid bepaald. Om de afschuifcoëfficiënt te kunnen bepalen is gebruik gemaakt van de vergeet-me-nietjes van De Groot [1] voor een puntlast, Figuur 3-5. Het vergeet-me-nietje is uitgebreid tot een vier-punts-buigtest.



$$w_{A-B}(x) = \left(-\frac{Fa}{L} + F\right) \left(-\frac{x^3}{6EI} + \frac{x}{GA}\right) + \left(\frac{Fa^3}{6EIL} - \frac{Fa^2}{2EI} + \frac{FaL}{3EI}\right) x$$

$$w_{B-C}(x) = \left(-\frac{Fa}{L}\right) \left(-\frac{x^3}{6EI} + \frac{x}{GA}\right) - \frac{Fax^2}{2EI} + \left(\frac{Fa^3}{6EIL} + \frac{FaL}{3EI}\right) x + \frac{Fa}{GA} - \frac{Fa^3}{6EI}$$

Figuur 3-5: mechanicaschema puntlast met vergeet-me-nietje Timoshenko balk theorie.

Door middel van een regressie analyse, waarbij het vier-punts-buigtest vergeet-me-nietje als vormfunctie fungeert, kan de afschuifcoëfficiënt met de afschuifstijfheid bepaald worden ($G\kappa_{regressie}$). De afschuifcoëfficiënt kan vervolgens bepaald worden door middel van vergelijking (3-5).

$$\kappa = \frac{G\kappa_{regressie}}{GA_{meting}} \quad (3-5)$$

Waarin:

κ = afschuifcoëfficiënt [-];

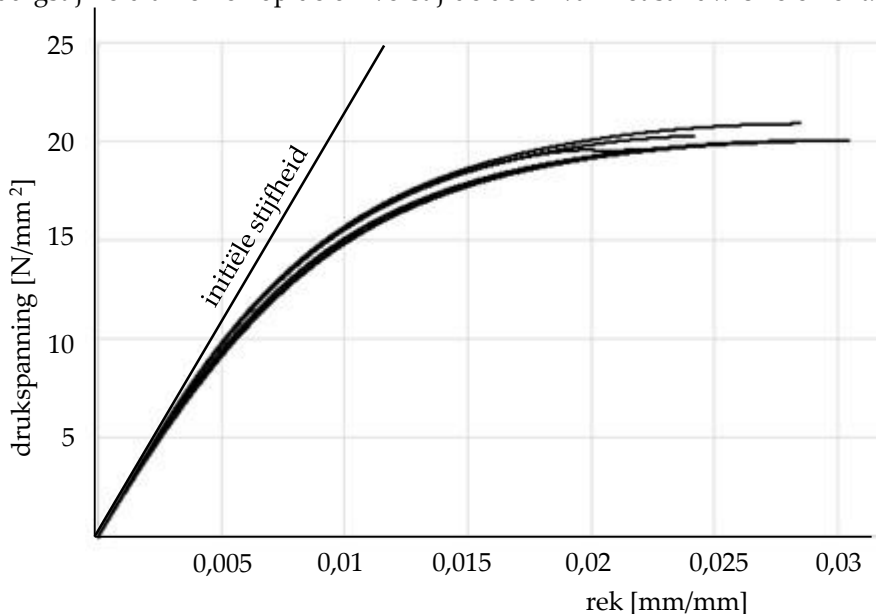
$G\kappa_{regressie}$ = afschuifstijfheid en afschuifcoëfficiënt verkregen vanuit regressie analyse [N];

GA_{meting} = afschuifstijfheid verkregen uit diagonaal meting [N].

3.2 Resultaten experimenteel onderzoek verstijfde sandwich elementen

3.2.1 Fase één

Vanuit het materiaal onderzoek is gebleken dat alle materialen, op gips na, niet-lineaire materiaal eigenschappen vertonen wanneer het materiaal op druk wordt belast. Figuur 3-6 vertoont de verkregen resultaten van spaanplaat op druk. Bij afname van de elasticiteitsmodulus zal de buigstijfheid afnemen op de on-verstijfde delen van het sandwich element.



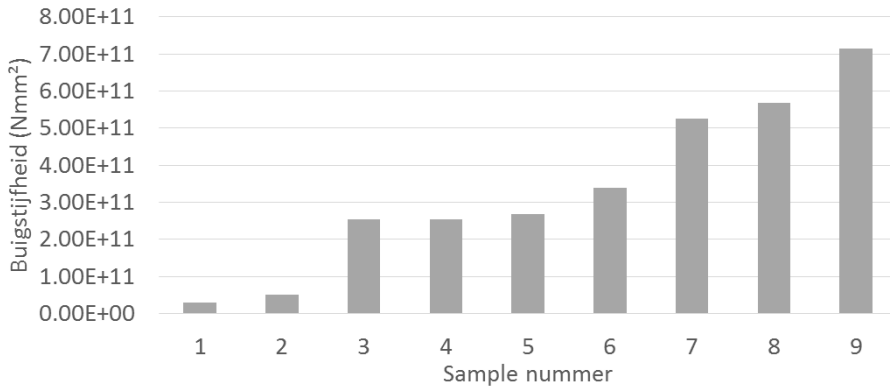
Figuur 3-6: spanning-rek diagram spaanplaat op druk.

Dit experiment is meerdere keren uitgevoerd om een beeld te krijgen van de variatie in de elasticiteitsmodulus. Gebleken is dat spaanplaat een sterke variatie vertoont in de initiële stijfheid ($1912 \text{ N/mm}^2 < E < 3040 \text{ N/mm}^2$). Om controle te houden op de stijfheidsvariatie binnen de sandwich element proeven is elk toegepast materiaal uit één batch verkregen en bestaat elke serie uit 6 proefstukken: totaal $9 \cdot 6 = 54$ vier-punts buigproeven.

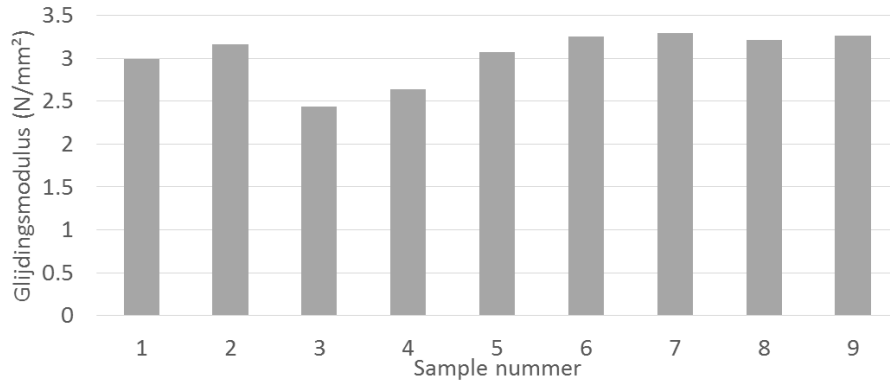
3.2.2 Fase twee

De gemiddelde berekende resultaten van alle proefstukken zijn gebundeld tot één diagram. De gemiddelde buigstijfheid resultaten, gemeten op het midden van de proefstukken, zijn te zien in Figuur 3-7, bepaald met formule (3-1), de

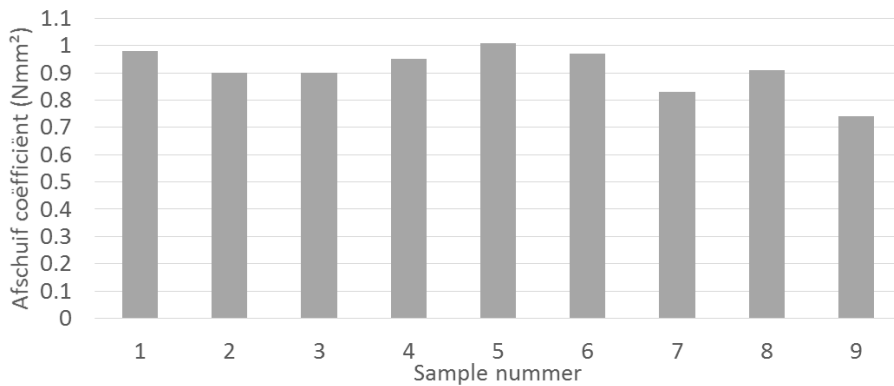
gemiddelde glijdingsmodulus resultaten in Figuur 3-8, bepaald met formule (3-3) en de gemiddelde afschuifcoëfficiënt in Figuur 3-9, bepaald met formule (3-5).



Figuur 3-7: gemiddelde buigstijfheid resultaten per serie.



Figuur 3-8: gemiddelde glijdingsmodulus resultaten per serie.



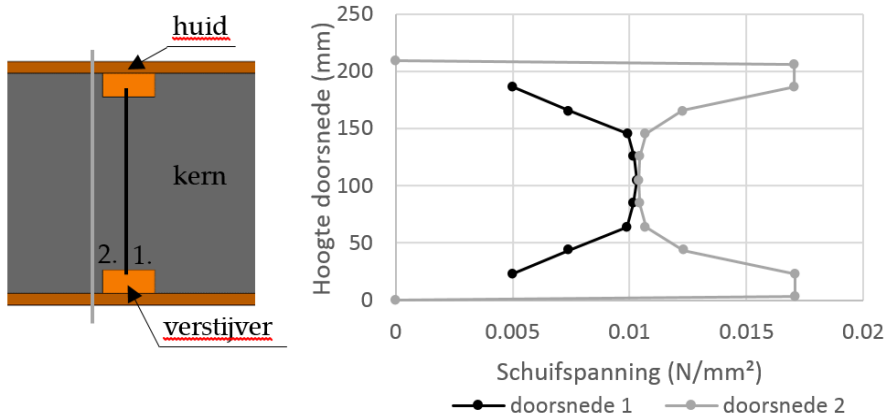
Figuur 3-9: gemiddelde afschuifcoëfficiënt per serie – gemiddelde over alle series: afschuifcoëfficiënt $\kappa = 0.91$.

Doordat iedere serie een hogere stijfheid heeft dan de vorige neemt het verschil in meetbare vervorming (u_1 rep. u_2 ; formule (3-4)) per proefstuk af waardoor deze verschilmeting onnauwkeuriger wordt. Gevolg: het resultaat van formule (3-1) voor het berekenen van de buigstijfheid wordt onnauwkeuriger. Deze onnauwkeurigheden hebben ervoor gezorgd dat de buigstijfheid voor de serie P7 en P9 hoger uitvalt dan verwacht en, als gevolg, dat de afschuifcoëfficiënt lager uitvalt.

Serie P5 is uitgevoerd met een verlijmd houten tengel, maar de resultaten impliceren een gelijke buigstijfheid als serie P4 (zonder tengel). Dit moet verder uitgezocht worden door middel van numeriek onderzoek. Wanneer de numerieke modellen aangeven dat de spanning in de tengels overeenkomt met de analytische berekeningen, dan is de gelijke buigstijfheid te wijden aan een slechte lijmverbinding.

Wanneer de houten elementen worden toegepast (vanaf serie P3), is er een daling in de gemiddelde gemeten glijdingsmodulus zichtbaar. Doordat de houten elementen niet verlijmd zijn met het EPS, vanwege economische en uitvoeringstechnische redenen, kunnen de afschuifspanningen niet via de kern het hout in – interactie tussen de kern en de houten verstijvers is uitsluitend mogelijk via de lijmvlakken EPS–huid en huid–verstijver.

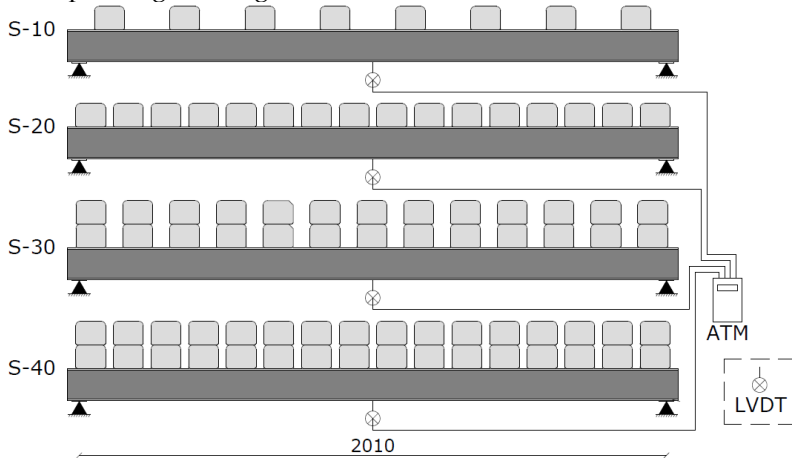
De transverse schuifspanning nabij de verstijver is door middel van een numeriek model onderzocht. De resultaten zijn zichtbaar in Figuur 3-10. De toename van de schuifspanning in doorsnede 2 is mogelijk te wijten aan een afname van het kern oppervlak, door de plaatsing van een verstijver. De invloed van de verstijver op de afschuifstijfheid wordt door middel van numeriek onderzoek nader onderzocht.



Figuur 3-10: transverse spanningsverloop in de kern.

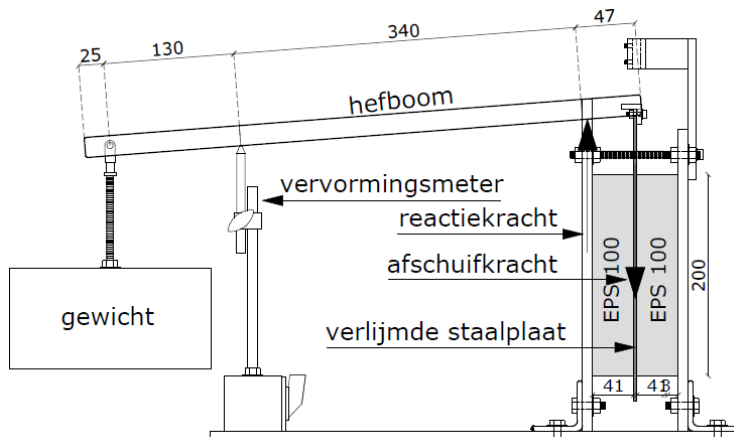
3.3 Kruipgedrag EPS

Om het kruip gedrag in EPS te meten is door Castelijns [8] een kruipopstelling opgebouwd, Figuur 3-11. De proefstukken omvatten staal sandwich elementen met een EPS 70 kern. Elk proefstuk wordt belast door dood gewicht. Het gewicht belast het EPS op de volgende numeriek gevalideerde spanningsniveaus: 9%, 18%, 27% en 36% van de maximale schuifsterkte. De overspanning bedraagt 2010 mm.



Figuur 3-11: kruip opstelling EPS TU/e.

Kingspan Unidek gebruikt een kruipopstelling waarbij EPS 100 op afschuiving wordt belast, Figuur 3-12. Deze opstelling belast, wederom numeriek gevalideerd, het EPS op 28%, 43% en 58% van de maximale schuifsterkte. In beide opstellingen wordt de vervorming gemeten.



Figuur 3-12: kruip opstelling EPS Kingspan Unidek.

Vanuit de gemeten vervorming wordt de kruipfactor k_{def} berekend m.b.v. formule (3.6) – in principe identiek aan formule (1-2).

$$k_{def} = \frac{w(t = 50 \text{ jaar})}{w(t = 0)} - 1 \quad (3-6)$$

Waarin:

$$\begin{aligned} w(t = 50 \text{ jaar}) &= \text{optredende vervorming bij referentie periode} \\ &\quad (t = 50 \text{ jaar}); \\ w(t = 0) &= \text{initiële vervorming } (t = 0). \end{aligned}$$

De initiële vervorming dient gemeten te worden direct na het aanbrengen van de belasting. Op basis van de over een beperkt tijdsbestek t wordt een vergelijking (op basis van regressieanalyse) tussen de vervorming op tijdstip t , $w(t)$, en de beginvervorming, $w(t=0)$ opgesteld. De optredende vervorming bij $t = 50$ jaar wordt vervolgens voorspeld door extrapolatie. Parametrisch onderzoek heeft aangetoond dat de regressie vergelijking van Dinwoodie [15] (ook wel de Taylor vijf-elementen regressie vergelijking genoemd), formule (3-7), de meest accurate voorspelling van de vervorming geeft.

$$w_{tot} = B_0 [1 - e^{(-B_1 t)}] + B_2 t^{B_3} \quad (3-7)$$

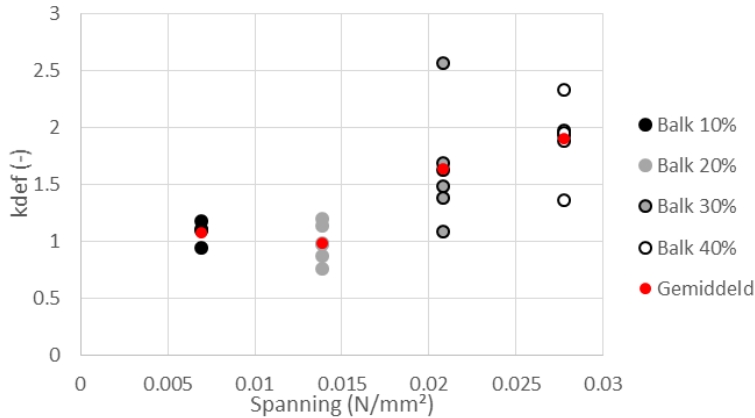
Waarin:

$$\begin{aligned} B_i &= \text{regressie coëfficiënten } i = 1,2,3,4 \text{ (-)}; \\ t &= \text{tijd.} \end{aligned}$$

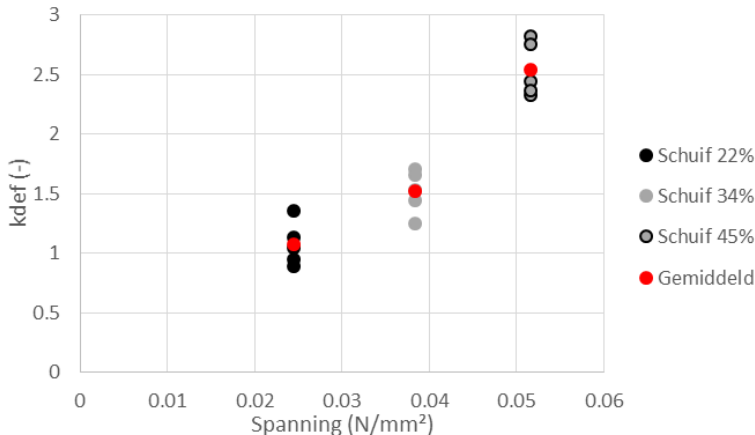
Elke serie, belast op verschillende belastingniveaus (9%, 18%, 27% en 36% van de maximale afschuifsterkte van de balk kruip experimenten en 28%, 43% en 58% van de afschuif kruip experimenten), bevat 6 proefstukken om een zekere controle te houden op de materiaal spreiding en afwijkingen. Elk proefstuk is individueel geanalyseerd en vervolgens, via de vermelde regressieanalyse, samengevoegd tot een gemiddelde kruipfactor.

3.4 Experimentele resultaten kruip gedrag

Het resultaat van de kruipproeven is grafisch weergegeven in Figuur 3-13, waarden verkregen via de in Figuur 3.11 aangegeven proefopstelling, en Figuur 3-14, waarden verkregen via de in Figuur 3-12 aangegeven proefopstelling.



Figuur 3-13: gemiddelde kruipwaarde k_{def} uitgezet tegen de theoretische inwendige (schuif) spanning in EPS 70.



Figuur 3-14: gemiddelde kruipwaarde k_{def} uitgezet tegen theoretische inwendige (schuif) spanning in EPS 100.

Ondanks het afwijkende gedrag van de S-10 balk serie, die een wat hogere kruipfactor te zien geeft dan volgens het resultaat op de andere spanningsniveaus doet verwachten, is te zien dat bij een toenemende inwendige spanning, de kruipwaarde toeneemt. Dit betekent dat de kruipsnelheid beïnvloedt wordt door het inwendige spanningsniveau.

Er moet gesteld worden dat de waarden in Figuur 3-13 en Figuur 3-14 specifiek gelden voor respectievelijk EPS 70 platinum en EPS-100 platinum. De kruipfactoren kunnen verschillen ten aanzien van andere typen EPS. Wel kan gesteld worden dat de kruipwaarde aanzienlijk lager uitvalt dan de eerder vermelde waarde in ETAG TR019 [12] waarin voor hardschuimen $k_{def} = 7,0$ wordt vermeld.

4 Conclusies

De buigstijfheid neemt sterk toe na toevoeging van de houten verstijvers. Echter impliceren de experimentele resultaten dat de afschuifstijfheid afneemt met toevoeging van de verstijvers. Mogelijk is dit gerelateerd aan de toename van de schuifspanning nabij de verstijvers. Dit wordt nader onderzocht door middel van numeriek onderzoek.

De op basis van formule (3-5) bepaalde (experimentele) afschuifcoëfficiënt sluit aan op de hypothese van Bert en Birman [6]. Een gemiddelde waarde van $\kappa = 0.91$ is gevonden voor de proefstukken. Dit impliceert dat 91% van de afschuifstijfheid in rekening mag worden gebracht, wat aansluit op de hypothese gevisualiseerd door Figuur 1-3. De resultaten dienen door middel van numeriek onderzoek verder gevalideerd te worden, met betrekking tot de houten elementen.

Ten behoeve van kruip worden lagere kruipwaardes gevonden en impliceren de resultaten dat het kruip gedrag van EPS beïnvloed wordt door de inwendige spanning.

5 Referenties

- [1] W. d. Groot, "Buigings- en dwarskrachtvervorming van sandwich panelen," 2008, Technische Universiteit Eindhoven, Eindhoven.
- [2] R.A.Luimes, "Local behaviour of structural sandwich elements at an intermediate support," 2011, Technische Universiteit Eindhoven, Eindhoven.
- [3] T. W. C. Houben, "Sandwich elements Stiffeners and creep behaviour," 2015, Technische Universiteit Eindhoven, Eindhoven.
- [4] S. Timoshenko, "On the correction for shear of the differential equation for transverse vibrations of prismatic bars," *philosophical magazine series 6*, ISSN: 1941-5982, 1921, pp. 744-746.
- [5] T. Kaneko, "On Timoshenko's correction for shear in vibrating beams," 1975, Great Britain.
- [6] V. Birman and C. W. Bert, "On the choice of shear correction factor in sandwich structures," 2007, SAGE publications.
- [7] P. Madabhusi-Raman and J. F. Davalos, "Static shear correction factor for laminated rectangular beams," in *Composites part B: Engineering volume 27*, 1996, Elsevier, pp. 285-293.

- [8] L. J. J. Castelijns, "Sandwich elements, openings and creep behaviour; sandwichelementen Sparingen en kruipgedrag", 2014, Eindhoven.
- [9] L. P. Kollár and G. S. Springer, *Mechanics of Composite Structures*, 2003, Cambridge United Kingdom: Cambridge University Press.
- [10] H. G. Allen, *Analysis and design of structural sandwich panels*, London, 1969, United Kingdom: Pergamon Press.
- [11] H. Huang and G. A. Kardomateas, "Buckling and initial postbuckling behaviour of sandwich beams including transverse shear," 2002, *AIAA Journal* 40, pp. 2331-2335.
- [12] European Organisation For Technical Approvals, "EOTA TR019, Calculation models for prefabricated wood-based Loadbearing stressed skin panels for use in roofs," 2005.
- [13] TGB houtconstructies, NEN-EN 408:2010+A1:2012 en, "Houtconstructies – Hout voor houtconstructies en gelijmd gelamineerd hout – bepaling van enkele fysische- en mechanische eigenschappen, 2012, Delft.
- [14] TGB houtconstructies, NEN-EN 789:2004 en, "Houtconstructies – Beproevingmethoden – Bepaling van de mechanische eigenschappen van houtachtige plaatmaterialen, 2004, Delft.
- [15] J. M. Dinwoodie, J. A. Higgins, B. H. Paxton and D. J. Robson, "Creep research on particleboard - 15 years work at the UK building research establishment", 1990, in *Holz als Roh- und Werkstoff* 48, pp. 5-10.

Designing Geosymbiosis and Sustainable Shelter – Holistic Design Challenges for Sustainability

Prof. Takeshi Shiratori
Setsunan University, Osaka

Abstract

This paper introduces Geosymbiotic Design approach, a transdisciplinary approach to sustainable design including but not limited to designing buildings, where issues that were not a major part of a discipline's concern are now challenged for holistic sustainability. *Geosymbiosis* is a vision and the attitude to strive for "the harmonic coexistence of all living forms on Earth", a neologism given birth by the author (Shiratori 2010). Geosymbiotic approach aims to gradually expand the understanding of other issues, the Geosymbiosis-inhibiting-issues (Gi-issues); ranging broadly from social issues such as poverty to environmental issues needing "cradle to cradle" approach. Gi-issues that directly or indirectly obstruct our holistic symbiosis are now put to challenge. The research projects presented will show the underlying Gi-issues and their building/structural/other design decisions made for sustainable Geosymbiotic shelters. The patented Kusabi-Nageshi (K-N) joint system research conducted at TU/E in the past for shear walls, its additional modification that passed the minister-license for public usage, and the ongoing new investigation that applies simply cut Bamboo strips with the patent pending new joint are briefly introduced, while reviewing their Gi-issues and the possibilities of the new Geosymbiotic Design approach.

1 Geosymbiosis and Geosymbiotic Design

1.1 Geosymbiosis for holistic sustainability

For holistic sustainability, the term *Geosymbiosis* is given a new meaning, as "a vision and the attitude to strive for the harmonic coexistence of all living forms on Earth (Shiratori 2010)". The term which was used in the microbial research is now used to establish a new direction in the academic research. When one pursues sustainable architecture/building, sooner or later the pursuit will come across with problematic issues that belong to other disciplines. Geosymbiosis simply sets our mono-discipline-oriented minds to open conscious to other issues that surround the investigative topics.

1.2 Geosymbiotic Design approach

The Geosymbiotic Design approach is a transdisciplinary approach that actively expand its disciplinary regions of investigation that cross reference to other disciplines, while significant evaluation is given to its results in terms of its effectiveness in promoting Geosymbiosis. In other words, all accomplishments must be evaluated if each is still sustainable for the rest of the life forms. Usage of materials, processes, and technologies that are unsafe which cause irreversible negative impacts to our environment must be avoided, which is a lesson researchers (should) have re-acknowledged in all sciences, especially from the Fukushima Nuclear Power Plant disaster in 2011, Japan. While still in 2018 January 5th, today, it is worth mentioning that TEPCO has not found effective means to stop the Radioactive materials from leaking to our environment, while major electric companies are rushing to reactivate some of the ceased Nuclear power plants, somehow proving that the safety is assured. Geosymbiotic Design approach is advocated to prevent such sciences and human behavior in any field to invade our sustainable future for all, while promoting all disciplines to become transdisciplinary in seeking innovations.

1.3 Early stages of Geosymbiotic Design approach explored

The early stages of Geosymbiotic Design approach were explored in developing the Kusabi-Nageshi (K-N) timber joint system. The choices made as Design criteria (shown as Dc-# in this paper) during the research were all conscious decisions that were aimed to solve as many Geosymbiosis-inhibiting-issues (Gi-issues), which will be explored in the next chapter.

2 Geosymbiotic Design of timber structures

2.1 The Kusabi - Nageshi (K-N) timber joint system

In brief, the K-N joint's structural performance, stiffness and strength can be described by three elements; Embedment, Friction, and Pre-stress (Figure 1). The joint uses embedment of notched post(s) to horizontal members to achieve its ductility and seismic energy absorption. The basic concept is modeled after Japanese traditional timber joints, but the design is modified for additional features of "gap filling" and "adding pre-stress". A timber of square shaped section is cut horizontally twice to bring the basic shapes significant to bring the wedge like function of the joint. Large triangular sectioned Sandwiching beams (*Nageshi*, in Japanese) are designed to push the smaller triangular wedge like members when tightening the penetrating bolt. This action can diminish the gap formed between the members, while further tightening can bring pre- and post-stressing that favorably act as the friction force to add stiffness to the joint. "Post-"stressing in this case refers to

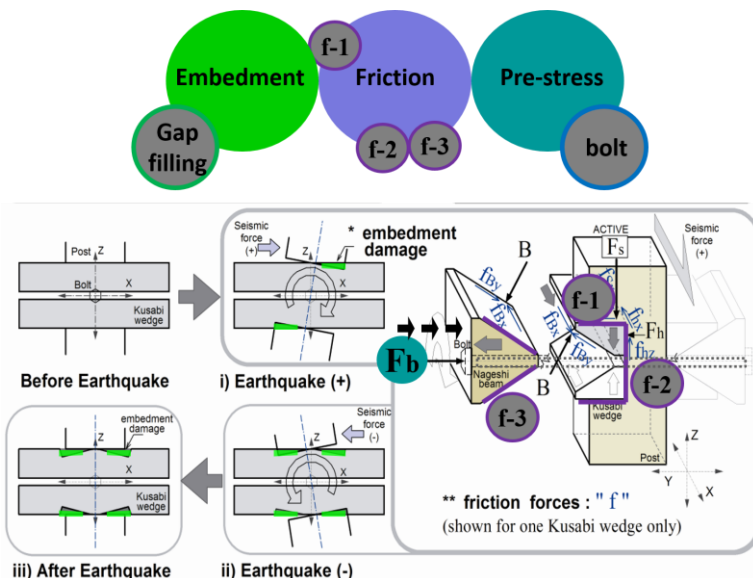


Figure 1: K-N joint contributors: Embedment, Friction, and Pre-stress

tightening after a seismic damage. Since numerical data and analytical details

are already published in depth among several reports [1][2][3], the focus of this Chapter will be revisiting the design from another angle, the Geosymbiosis.

2.1.1 Distribution of wood species within a structural system

In terms of sustainable building material in Japan, timber or wood has been one of our most available sustainable structural materials historically seen in our traditional structures, having nearly 69% of nation's land surface area

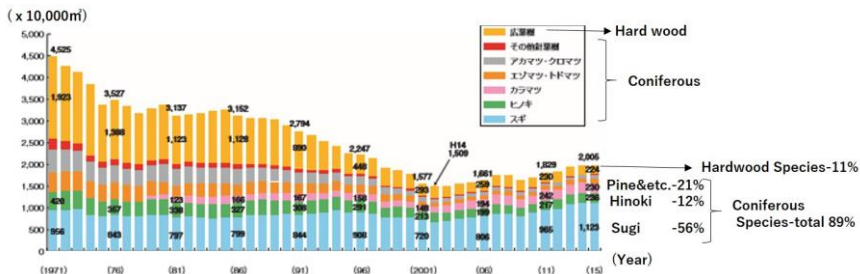


Figure 2: Japanese Domestic Wood Production Volume Changes by Species, 1971 to 2015 [4]

being forests. After the last World war, the nation has promoted growing Coniferous wood species, particularly *Sugi* (*Cryptomeria Japonica d. don*) and *Hinoki* (*Chamaecyparis obtusa*) species favored for its straight and fast growing properties, aimed for the timber members in post-and-beam construction, which was the most popular structural method in Japan.

For the K-N joint applied shear wall design, the distribution of wood species is done to accommodate their availability and to be rational in achieving higher structural properties (Dc-1). Sugi is abundant being the most grown wood species in Japanese artificial forests, and still covers nearly 56%(Fig.2) of all domestic wood species produced in 2015 [4]. Hinoki is known for its higher durability against moisture and weathering, and often gave impression to have higher density which contributed to favor Hinoki over Sugi traditionally. The amount of wood production is less than Sugi, as it grows slower than Sugi. Sugi is used for staggered posts that require more amounts. Hinoki is used for Nageshi and Kusabi, the members that receive embedment, where use of timber with higher density, that contributes to higher compression strength perpendicular to grain, are recommended.

2.1.2 Small Size: Using timber of small section 90 x 90mm

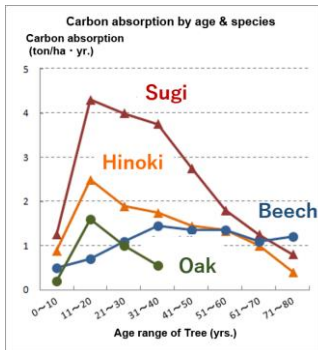


Figure 4: Carbon absorption by age and species. [5]

While there are regional differences, Sugi takes about average 35 years and Hinoki 45 years to reach the mature physical properties for structural usage and enough log diameter sizes to make 2 timber posts of 105 to 120 mm square. Thus approximately 40 years since planting were the common targeted cutting cycle for posts, which was not followed in most Japanese plantations. Thus, the challenge was in the use of small square sectioned Sugi and Hinoki timbers of 90mmx90mm with a pith (Dc-2), which was found available to process from the

abandoned logs on site, from the first thinning practice starting around the 15th to 19th year of many artificial coniferous plantations. It was important to design a structural system that can make use of the underutilized small timbers of such and to produce profitable cycle (Dc-3) to induce the thinning practices. The first thinning is known to be one of the most important to nurture good, straight, and knot-free surfaced logs. Thinning also brings sunlight for lower layer vegetation to grow which are important to avoid soil erosion. Meanwhile, missing the 1st thinning is a beginning of knotty timber production, which can only be recovered by producing larger sectioned timbers that take longer span of maintenance. Economic concerns over operations are important factors to consider at the production site of the timbers, which are often over looked. In the best timing to harvest, unfortunately the imported timber price has been so low and competitive that it has made harvesting of domestic logs not profitable (actually requiring more cost to cut than profit) putting many artificial plantation owners to delay their cutting cycles. The Carbon storage is another important aspect for Gi-

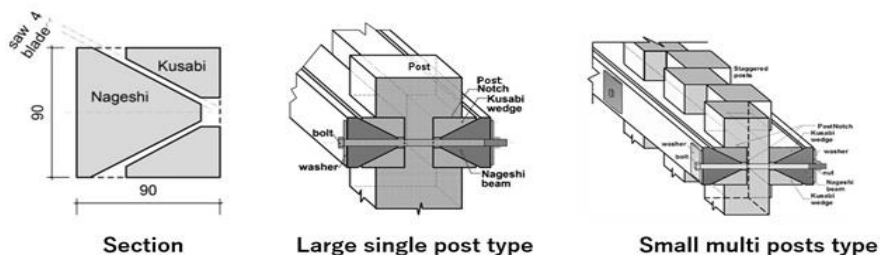


Figure 3: K-N joint: Section and Usage types in Post-and-Beam, according to available post

issues, and while it differs among species, a report [5] shows that around 15 to 20 years old, Sugi and Hinoki are each at peak of annual increase of the Carbon absorption amount. This fact suggests that Carbon storage is not only about using timber, or growing larger and aged trees, but simultaneously to keep the cycle of planting new trees in appropriate rotations.

2.1.3 Gap diminishing and pre- and post-stressing wedge effect

The gap filling and additional pre-stressing function served a very important role in eliminating the initial slack in the load-deformation curve, where the gap became even more critical when using the juvenile timbers of unstable quality, where drying shrinkage is more severe (Dc-4).

2.1.4 Seismic Retrofitting: Sustainability of structure and usage

Another Gi-issue, concerns of Japan being a seismic prone nation, called for sustainability against earthquakes. Seismic retrofitting function was necessary (Dc-5). The seismic damage was induced to small replaceable parts (Kusabi). On the other hand, the recovery of stiffness and strength simply by retightening of the penetrating bolt was made possible by the damage inducing design. The ease of rehabilitation of structures is important for reducing life cycle costs of housings and quality of life of earthquake survivors.

2.2 Horizontal and Vertical: New K-N joint application

As part of the investigation in finding structural usage for locally produced

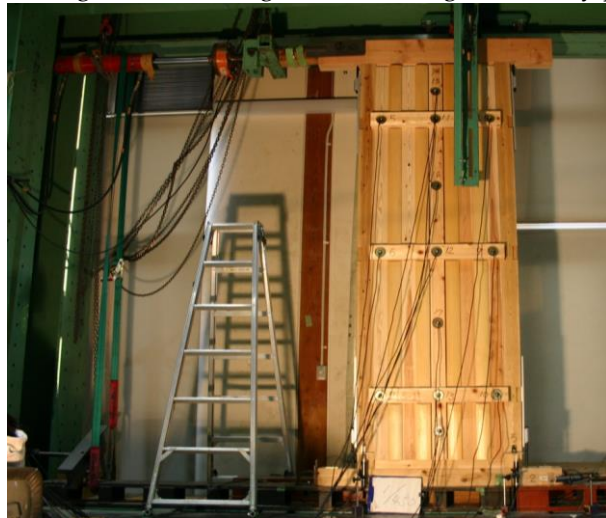


Figure 5: Testing setup and photo of the New Vertical & Horizontal Hinoki K-N joint with aesthetical circular profile *Kitayama Maruta* Sugi posts.

Sugi timbers in Kyoto, (Kyoto material initiative use-promotion project funded by MAFF) the K-N joint needed to adapt larger dimensioned timber posts. Once a popular branded specialty log, *Kitayama Maruta* is a general term that includes polished round logs and artificially and naturally striated logs, which were famous of Northern Kyoto region. Due to the decline in demands for such expensive yet culturally special and aesthetical posts (often found one in each traditional Japanese style housings' guest rooms), the pruning practice using time taking hand hatches to achieve high quality knot-free surface has been delayed from original cycles. This resulted in only producing one post to sell per tree, without being affected by big branches (big knots), instead of three in the past. Urgent need was to make use of even 30% of what was planted in the past, to overcome the financial crisis and plant the next generation seedlings. New design for a shear wall that can adapt the round profile with facial aesthetical skin was necessary (Fig.5).

2.2.1 Adaptation to forest's conditions: Larger dimensioned Sugi timber

The log dimension has outgrown than the foresters' targeted size, resulting in timber of minimum 115mm in one size to make good use of the Kitayama logs. to meet these natural profiles of uneven diameter and shapes called for further modification of the joint and post design (Dc-5). Many local lumber mills were having difficulty meeting the criterion set by the architectural code that states moisture content lower than 15% for timbers for structural usage. Local lumber mills preferred air dried timbers over kiln dried, where latter often caused inner cracks that will risk lowering structural performances. Kiln is also costly and required expensive equipment that only large corporations can afford. Although not juvenile in material properties like those seen in small dimensioned logs, larger dimensioned Sugi timbers with pith often showed difficulty in drying the inner zone. The design called for the traditional log processing technique called "*Se wari*" or back slit cut to reach the pith of the logs for posts, to be adapted. This processing practice induces faster air drying of the logs to reach the code required moisture content of "lower than 20%" while avoiding intensive Kiln drying by machines. Adjustment to fill the gaps formed by drying shrinkage in longer terms were necessary and the addition of Vertical (former wall had only Horizontal) K- N joint (Fig.5, 6) enabled the eliminating of gaps "between" the posts (Dc-6).

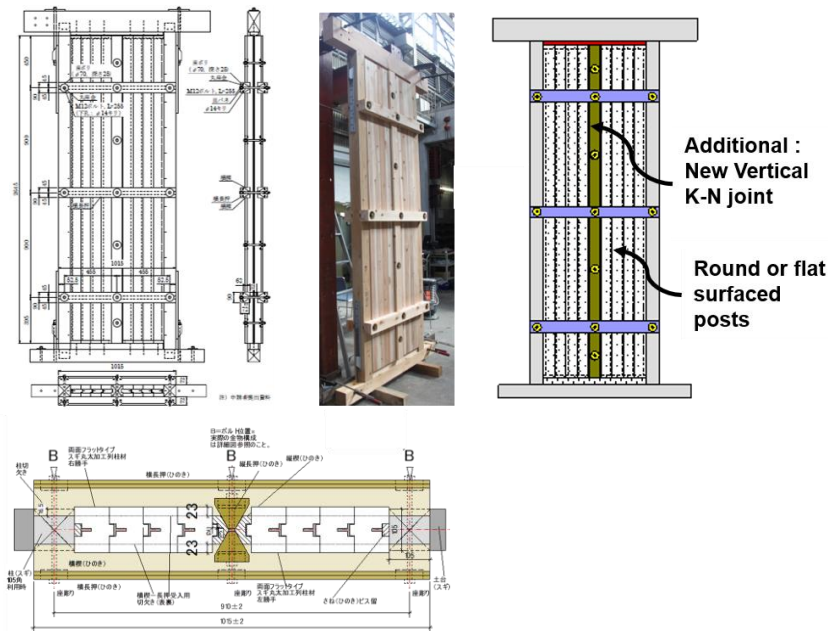


Figure 6: Drawings and photo of the New "Vertical" K-N joint added Sugi Shear wall.

The results of the Cyclic loading Shear wall test results shown in Fig.6. The test conducted was under severe regulations in minute details, which included the tightening of the bolts to designated $36\text{N} \cdot \text{m}$, leaving the specimens over night for the timber members to settle in place, then releasing to $0\text{N} \cdot \text{m}$ next day before the testing, and simply hand tightening the bolts. This obviously was to diminish the effect of pre-stressing at the joints, due to the uncertainty of the relaxation in the bolts over time, causing loss of all the beneficial pre-stressing effect. Additional friction force as resistive element, thus contributing to stiffness of the wall, was not included in the testing. The bolts were accommodated with a specific set of disc-washers, which in the past during the long term relaxation observation [6] showed the ability to maintain about 76% of the initial pre-stressing over 300days under semi-outdoor conditions with changing temperature and humidity (11kN applied and then 1st and 2nd scheduled re-tightening done at 11th and 50th day for the observation). However, this was not accounted for to assure the wall's longer terms' performance. As the technology for IoT advances, the control over maintaining pre-stress is presumed to be much more reliable and even be responsive to seismic frequency, but for the moment, after 10 years since its first design, official public use of K-N joint applied Shear wall without any pre-stressing at the bolts has been approved by the Japanese government. Test results for the approval is shown (Fig.6), and the thickening of the

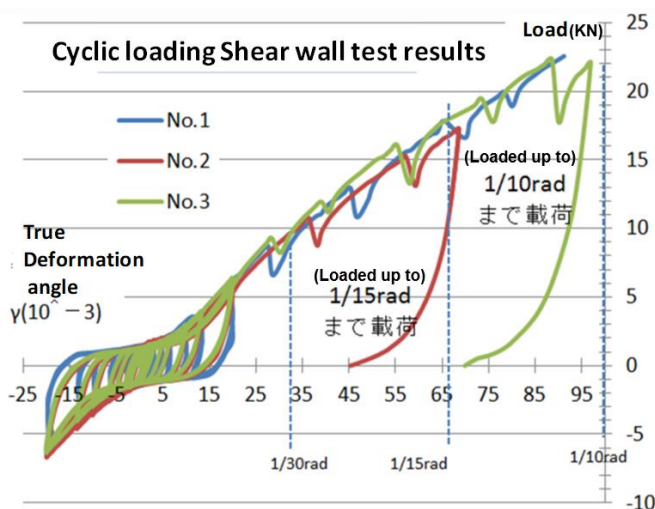


Figure 6: Cyclic Loading Shear wall test results

hysteresis along the horizontal axis shows the effect of friction still happening which is using some of the incoming seismic energy adversely for friction.

2.3 Countermeasure to forest invaders: Bamboo application

Specie [8],[9],[10]	Compression F _c (N/mm ²)	Tensile F _t (N/mm ²)	Bending F _b (N/mm ²)	Shear F _s (N/mm ²)
Madake	53.1	279	18.6	(15.8)
Sugi	21.6	16.2	27.0	1.8

Figure 7: Madake Mechanical Properties [7][8]

F_s for Madake from different source, only for reference.

In this sub-chapter, an ongoing investigation in Bamboo application will be presented in brief, as another Geosymbiotic design approach. Bamboo has become problem for the Japanese forests, being one of the invasive fast growing grass in Japan, spreading its tall

profile of maximum 20 to 22m in height, shading everything underneath in forests, which called for a new use in sustainable structural design. In particular, *Madake* (*Phyllostachys reticulata* C.Koch) is of focus being one of the most grown Bamboo species in Japan with high Tensile strength [7], but this research is intended for application in other Bamboo species as well.

2.3.1 Practical utilization of Bamboo 's Tensile strength: Bamboo as strips

The Tensile strength is known to be the most advantageous in using the material, however the difficulty is in using the strength without cracking/splitting the bamboo. The nodes make the full bamboo stronger but at the same time not easy to use as it can induce cracking as the bamboo dries.

Despite of its long use in human history, research in Bamboo material's structural usage is rather recent. The difficulty is in the Bamboo's mechanical properties not having enough tested data accumulation which makes the material as structural member rather unfit for quantitative research. Meanwhile, it is important for Geosymbiotic design approach to find the usage of Bamboo in structures without special chemical treatments or usage of adhesives often hazardous to life forms. Many previous attempts to use round Bamboo for structural usage showed expensive hardware components and overcomplicated joint designs, while brittle rupture was seen without the usage of the tensile strength of the material to its advantage. Bamboo strips seemed more appropriate to consider, without any special treatment and for maximum usage of the Bamboo stem, the nodes and internodes were not separated and used as simply cut Bamboo strips containing both (Dc-7). When designing with natural materials, not being selective of the existing differences in the materials are crucial if to make full usage of the resources.

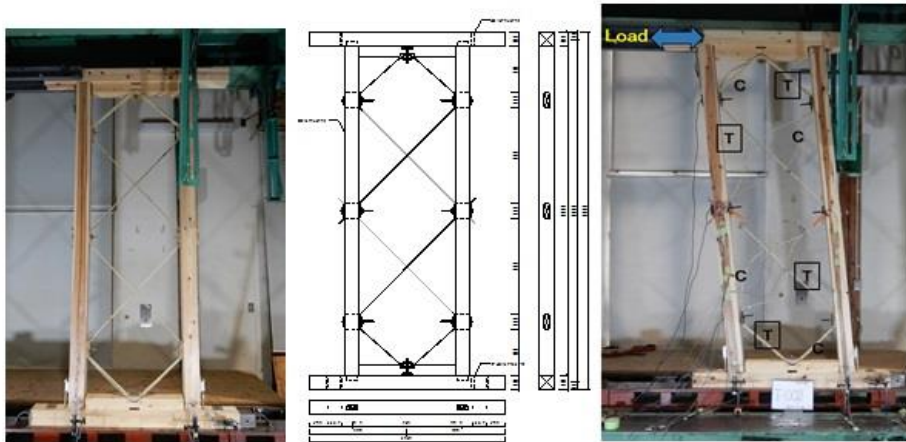
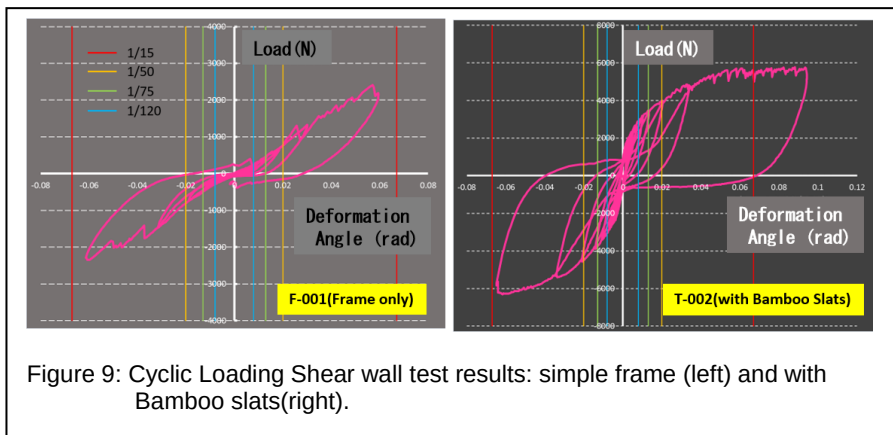


Figure 8: Bamboo Slat Shear wall testing: Before testing, drawing, and visual deformation/tension in the slats during the testing.

The strips contain both the inner skin and outer skin which has different elasticity and strength, and the latter is often found to be higher in strength. However, the layers making the outer skin tends to rupture if bent excessively to the outer direction, thus slats positioned in alternative directions are paired, and the joint to hold them in place were designed in combination with wood, by modifying the K-N joint design (new joint under Japanese patent submission, thus details are omitted). The important innovation was in the way the slats were situated to avoid being bent excessively to the weak direction that induces rupture, while the slats were locally bent to inner

direction using hot water prior to set up. The applied new shear wall design allowed Bamboo slats to be tensioned/pre-stressed. This has shown an interesting visual deformation/tension of the strips which is very straight forwardly advantageous over the wood diagonals, where wood diagonals often showed buckling rupture at large deformations. Bamboo strip diagonals simply deform and rest without any apparent compression force acting upon them when they do not use their tensile strength. Comparison of the Load-Deformation graph between the wooden frame without the strip(control) and with the strips are shown in Figure 9. Using the strips with nodes to a reliable level will need further investigations, however the design showed another possible direction in using the fast growing sustainable material for Geosymbiosis.



2.4 Geosymbiosis: conscious choices for the big change

From Dc1 to Dc7, each design criteria have been shown to demonstrate how Geosymbiosis was achieved by having conscious design decisions made. By introducing Geosymbiosis in research, one can see the changes in outcomes, which will be further challenged in the next section.

3 Geosymbiotic Sustainable Shelter

In this chapter, the design researches presented are challenging even more deeply into transdisciplinary Geosymbiosis-inhibiting-issues that may seem way out of reach for traditional engineering approach. The outcomes will show how fruitful the approach can be, bringing all kinds of new and innovative findings.

3.1 Geosymbiotic workshop: new approach to research

The Geosymbiotic Workshop is held annually at different parts of the world to find innovative solutions together with the local collaborators for the Gi-issues, guided by the Geosymbiotic Diagram (Fig.10), which uses three principles; Innovation, Sustainable Development, and Humanity. Perhaps the first time in Engineering research, Humanity is clearly stated to follow.

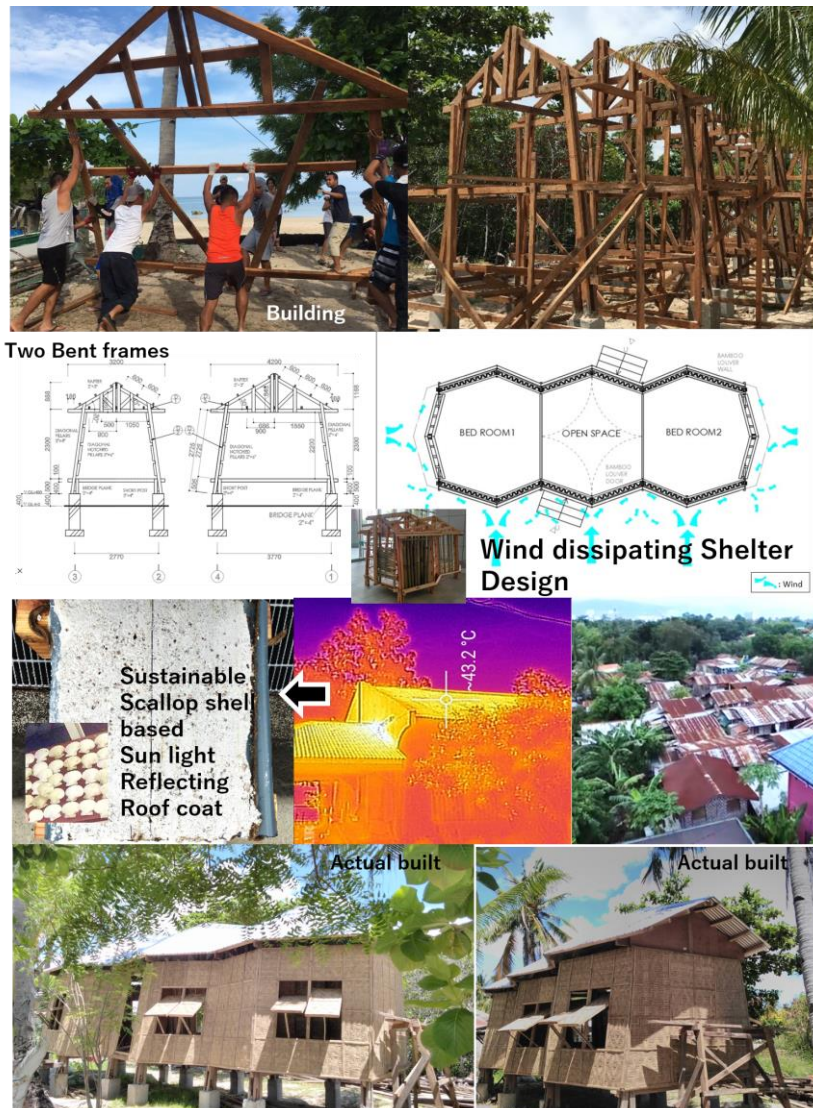


Figure 11: Wind dissipating sustainable shelter design for Bantayan communities, Philippines. Geosymbiotic workshop 2016 collaboration outcome

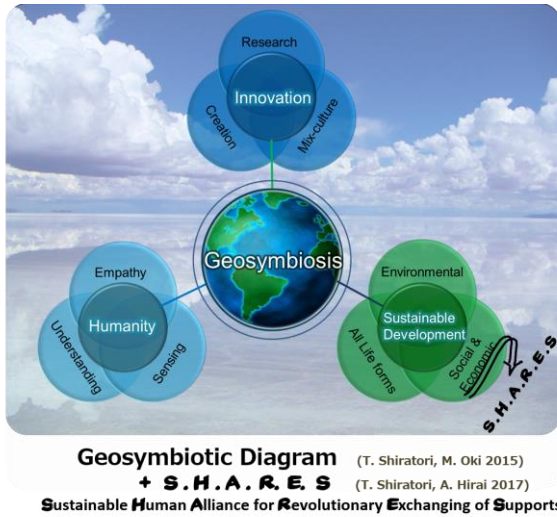


Figure 10: Geosymbiotic Diagram

In 2016, we have designed and built a timber shelter that is constructed manually for communities exposed to strong winds periodically, and without electricity. The hot climate also makes their tin roof to be as high as 43.2 degrees already in the early afternoon. In short, we came up with a new wind dissipating shelter design using Coco lumber, with a

sustainable scallop shell based sunlight reflecting roof coating (Fig.11), collaborative effort with University of San Carlos, Cebu, Philippines. Only through collaboration based research to guide us in the design, were we able to find transdisciplinary innovations.

In 2017, a project named the End to End was conducted, to challenge the systematic violence in Canada towards the indigenous communities, and collaborated with the Indigenous Youth in Sagkeeng First Nation in Manitoba. D.I.Y Timber Unit Responsive To Living and Environment / T.U.R.T.L.E was designed and proposed to the Band Chief and Council, and the building of the timber shelter was designed to be a Youth innovation and empowerment project, where youths were learning to build their own houses in the future. This time, the community to collaborate was suffering with many incidents, including the shortage of good housings, the Missing and Murdered Indigenous Women and Girls (MMIWGs) cases, and the negative cycles starting from the Canadian government's imposing of assimilation and cultural genocide. Now designing of a shelter needed to go beyond just a safe building, but also to be a part of stopping systemic violence while bringing culture and spirit, and the identity based on their traditional living with Mother Earth. Circle, was a shape that is beyond merely a shape, and a symbol of unity and wholeness, and even their notion of time was inclusive in the circle. The proposal, DIY timber shelter, T.U.R.T.L.E which took its name also from Canada being called the Turtle Island, took its new structural

member, the Circle (Hexagonal) Beam and plan as a base for the shelter design. Strong blizzard is expected in the winter and the Circle beam is to act



Figure 11: Timber Unit Responsive To Living and Environment, T.U.R.T.L.E.

A design for D.I.Y timber shelter which respected indigenous culture. The building of the shelter became a Youth innovation project that was aimed to educate youth to hand build something together to unify the divided community.

as the tying ring and the structure was mixing of post-and-beam and balloon framing. The design also gave a vision to make addition as the family members increase while still keeping a unified community feeling.

The design received two honorable Eagle Feather from the Chief, and another from the family of the youths.

3.2 Geosymbiotic Design holistic approach: Summary

The Geosymbiosis approach, or simply Geosymbiotic Design, becomes very important in the era where world conflicts are intense, and inflict danger to provoke another War. Starting from one's discipline but academics must open our eyes to the Geosymbiosis-inhibiting-issues around us and challenge to move all researches toward transdisciplinary and holistic solution findings aimed for sustainability for all life forms, as briefly introduced in this paper. The exploration of the new approach has just begun, but the executed holistic design challenges are bringing a whole new set of promising results, including new human alliances among all the collaborators around the world.



Fig.12 Youth from two Nations are connected

Collaboration and smiles are significant part of the Geosymbiotic design.

4 References

- [1] **Shiratori, T.**, Leijten, A.J.M., Komatsu, K. (2011).Optimisation of pre/post-stressed embedment-type timber joint. *Proceedings of the ICE- Structures and Buildings*, V164/2:91-104.
 - [2] **Shiratori, T.**, Leijten, A.J.M., Komatsu, K. (2009). The structural behaviour of a pre-stressed column–beam connection as an alternative to the traditional timber joint system. *Engineering Structures*; V31/11:2526-2533.
 - [3] **Shiratori, T.**, Komatsu, K., Leijten, A.J.M. (2008). Modified traditional Japanese timber joint system with retrofitting abilities. *Structural Control and*
-

Health Monitoring; V15-7:1036-1056.

- [4] **Forestry Agency** Ministry of Agriculture, Forestry and Fisheries, Japan (2015). *Annual Report on Forest and Forestry in Japan Fiscal year 2015* (graph produced based on Fig.III-2: Volume of domestic wood production), <http://www.rinya.maff.go.jp/j/kikaku/hakusyo/27hakusyo/attach/pdf/index-1.pdf> Dec.25, 2017
- [5] **Forestry Agency** Ministry of Agriculture, Forestry and Fisheries, Japan (2015). *Annual Report on Forest and Forestry in Japan Fiscal year 2004* (graph produced based on Fig.III-2: Volume of domestic wood production), <http://www.rinya.maff.go.jp/j/kikaku/hakusyo/27hakusyo/attach/pdf/index-1.pdf> Dec.25, 2017
- [6] **Shiratori, T.** (2010). Developmental Research of the novel “Kusabi-Nageshi(K-N)” joint system: Modification and structural analysis of a pre-stressed traditional timber joint system, PhD thesis, Kyoto University.
- [7] **Kawamura, K.** (1941) *Chikukin Concrete*, Sankaido Publishings
- [8] **Ota, M.** (1955). Studies on the Properties of Bamboo Stem (Part 13) : On the Relation between Shearing Strength Parallel to Grain and Moisture Content of Bamboo Splint, *Research Institution of University Forests, Faculty of Agriculture, Kyushu University. Annual Report*

Eenheid in Verscheidenheid

Dr. Ad Leijten

Technische Universiteit Eindhoven

Samenvatting

Door het bereiken van zijn AOW gerechtigde leeftijd kijkt de schrijver terug op zijn onderzoek- en onderwijs carrière aan de TU-Delft (1985-2006) en TU-Eindhoven (2006-2017). Na het noemen van personen waarvan hij veel heeft geleerd en die in zijn loopbaan belangrijk waren, wordt aandacht besteed aan achtergronden van enkele onderzoeksprojecten. Van twee onderzoeken die hebben geleid tot voorstellen aan de Eurocode 5 commissie, zoals voor druk loodrecht op de vezel en trek loodrecht op de vezel door verbindingen, worden achtergronden gegeven.



Dr.ir. Ad Leijten

1. Werkkring

Het is mij gegeven nu terug te kijken op een aaneengesloten carrière in het houtonderzoek en onderwijs waarin ik heb veel mogen zien en ervaren. Het leegruimen van mijn kamer deed mij denken aan de stad Rome. Hoe dieper je graaft hoe meer historie je ontwaard. Niemand zal de lezing herinneren met de titel "Eenheid in Verscheidenheid" die mijn leermeester en inspirator Prof.



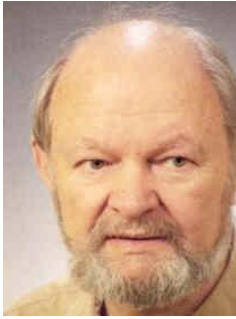
Prof.ir. Jan Kuipers

Ir. Jan Kuipers uitsprak bij zijn aanstelling als lector aan de TU-Delft in 1957 dus ruim 60 jaar geleden. Hij is de man die velen de weg wees en belangstelling kweekte voor het construeren met hout en een van de grondleggers werd van de Vereniging van Houtconstructeurs. Wie had gedacht dat ik in mijn carrière eveneens te maken zou krijgen met het brengen van "Eenheid in verscheidenheid". André Jorissen en ik studeerden kort na elkaar af bij Prof. Jan Kuipers. Hem zou ik nog vaak tegen komen. Bij zijn afstuderen had ik al een voorgevoel dat hij professorabel was. Andere afstudeerders kwam ik minder frequent of helemaal niet meer tegen. Toen ik bij de Houtgroep in Delft werd aangesteld moest ik nog veel leren. De houtgroep bestond voor lange tijd uit maar liefst negen personen waarvan er zes zich bezig

Ir. Jan Kuipers uitsprak bij zijn aanstelling als lector aan de TU-Delft in 1957 dus ruim 60 jaar geleden. Hij is de man die velen de weg wees en belangstelling kweekte voor het construeren met hout en een van de grondleggers werd van de Vereniging van Houtconstructeurs. Wie had gedacht dat ik in mijn carrière eveneens te maken zou krijgen met het brengen van "Eenheid in verscheidenheid". André Jorissen en ik studeerden



Ir. Joop Raadschelders



Dr.ir. Tom van der Put

hielden met houtonderzoek en drie met onderwijs. Tot deze laatste behoorden natuurlijk Prof. Jan Kuipers, Ir. Rakers en de huidige voorzitter van de Vereniging van Houtconstructeurs (VHC) Ir. Joop Raadschelders. De

wetenschapper bij uitstek was Tom van der Put, die een fabelachtig vermogen bezat om zaken te verklaren en theorieën te ontwikkelen en toe te passen waar anderen alleen maar huilend bij wegreunden. Het is aan Tom te danken dat er

nieuwe wetenschappelijke inzichten ontstonden om theorieën toe te passen op hout waarvan niemand dacht dat dit mogelijk was. Op de laboratoriumvloer



Hylke Katsma

hadden we Hylke Katsma, een bijzondere man, met een ongeëvenaard vermogen om uitgekende test- en meetopstellingen te ontwerpen waarmee precies dat gemeten kon worden wat je wilde weten. Van hem heb ik geleerd dat het beproeven van hout niet zo simpel is en dat een goed doordachte testopstelling echt belangrijk is. Nog steeds is de belangrijkste vraag die in het lab



Peter

wordt gesteld "Wat wil je precies meten". Als rechtgeaarde Fries wist Hylke het altijd beter vandaar dat we vaak lange discussies hadden maar waarvan ik veel heb opgestoken. De meettechnicus Peter Stolle, had als echte Rotterdammer "hard werken" hoog in zijn vaandel staan. Elektronisch registreerde hij elke week, tot hij met de vut ging, de vervormingen van de langeduurproeven op honderden verbindingen. De proevenseries waren gestart in 1963 door Vermeyden en Kuipers en behoorde



Prof.dr.ir. André

tot de langst durende verbindingproeven ter wereld. Verder voerde hij alle proeven uit voor het promotieonderzoek van André Jorissen en dat waren er meer dan 700. Deze gegevens worden nog steeds door (buitenlandse) onderzoekers geanalyseerd. Peter reed altijd op zijn brommer naar Delft en als het grof vuil weer eens werd buiten gezet in de woonwijken die hij passeerde, om opgehaald te worden, kwam hij vaak met iets aanzetten dat in zijn

ogen nog bruikbaar of minder bruikbaar was voor zijn werk. In dit plaatje past "last but not least" natuurlijk Prof. dr. ir. André Jorissen die vanaf 2006 mijn belangrijkste collega op de Faculteit Bouwkunde (TU-Eindhoven) zou worden. Aan André ben ik veel verschuldigd, niet alleen verliep onze samenwerking zeer harmonieus ook vulden we elkaar goed aan op het gebied van onderwijs en onderzoek. Gelukkig had ook deze Faculteit eveneens een uitstekend geoutilleerd laboratorium en zeer deskundige medewerkers waarvan ik heb geprofiteerd.

2. **Standaardisatie in Europa**

In de tachtiger jaren, kort naar mijn aanstelling aan de TU-Delft, werd de roep om eenheid binnen Europa sterker. Ook op ons vakgebied en met name in normalisatieland kwam er beweging. Een Europees Normlisatiebureau kortweg CEN, een samenwerkend verband van alle EU normalisatie bureaus, werd opgericht in Brussel. Deze organisatie zou verantwoordelijk worden voor alle toekomstige EN normen. Gedurende de eerste jaren werd er veel energie gestoken in het brengen van eenheid in de verscheidenheid van bepalingsmethodes voor hout eigenschappen. Jan Kuipers was de stuwende kracht achter het schrijven van een standaard beproevingsmethode voor houtverbindingen, die resulteerde in de ISO 6891 en later werd getransformeerd in EN26891. Later zou ik 19 jaar voorzitter worden van de Europese Werkgroep "Test Methoden" van CEN/TC124, de technische commissie voor houtproducten, en aan de wieg staan van vele EN-beproevingsnormen. De eerste TC124 vergaderingen waren erg formeel. De drie grote landen, Duitsland, Frankrijk en het Verenigd Koninkrijk, brachten elk hun eigen tolk mee. Elke zin van de voorzitter, de Deen Prof. Hans Larsen, de grondlegger van de Eurocode 5, moest eerst worden vertaald, als de tolken het jargon al kenden, voordat de volgende zin werd uitgesproken. Het financieren van die tolken was een kostbare zaak en men zon op een manier om ze aan de kant schuiven temeer omdat we wisten dat de hoofdafgevaardigden van de drie grote landen allemaal Engels spraken. Zo kwamen we in Zürich



Prof. Hans Larsen

bijeen waar een oplopende discussie ontstond tussen de Fransen en de Engelsen. Omdat de Franse tolk niet alle vaktermen aankon en Demanch, als hoofd van de Franse delegatie, stond te popelen om de Engelsman van repliek te dienen, was daar het moment waarop we hadden gewacht. Demach begon ineens in het Engels. Het was even stil maar al snel stak de Engelsman John

Sunley zijn hand op en vroeg om de franse vertaling... .. algehele hilariteit. De vergadering daarop waren er geen tolken meer.

3. Eurocode 5

Toen de CEN van de grond kwam om handelsbarrières te slechten, lag het voor de hand dat er een Eurocode Hout moest komen. Een Eurocode was toen niet meer dan een droom maar wel een die werkelijkheid zou worden. De Europese Commissie zag het nut hiervan daarom financierde de EU het Eurocode project en zou dit blijven doen. De man die heel zijn leven gevochten heeft voor een goede praktische en bruikbare Eurocode voor Houtconstructie berekeningen is, zoals eerder genoemd, Prof. Hans Larsen uit Denemarken die ons helaas enkele jaren gelden is overleden. De ENV 1988 (Europese voornorm) was helemaal door hem geschreven, hoewel er formeel een groep van vijf andere schrijvers was aangesteld. Hans Larsen legde hierdoor de basis voor een Eurocode 5 als de meest vooraanstaande berekeningsnorm voor houten draagconstructies ter wereld wordt beschouwd. Voordat het zover was zouden compromissen gevonden moeten worden omdat de rekenregels in de verschillende EU-landen soms ver uiteen lagen. Soms leek het wel of er vooroorlogse stellingen, met name tussen Duitsland en Frankrijk, werden betrokken. Tot mijn verrassing werd ik gekozen in het schrijversteam van de Eurocode 5: 2004 samen met Luke Whale (UK), Patrick Rouger (F) en Ernst Gehri (Zw) en Jürgen König (S). Het was geen gemakkelijke bevalling. André Jorissen als Nederlands afgevaardigde kan ervan meepraten. Er waren voorstellen die achtereenvolgens werden afgestemd, weer goedgekeurd en de keer daarop afgekeurd. Er waren behalve technische ook politieke afwegingen. Sommige landen hadden de grootste moeite om te accepteren dat hun Nationale norm zou worden vervangen waardoor hun Nationale (TGB) commissie de controle over de inhoud verloor. Iedereen moest water bij de wijn doen. Door een Nationale Bijlage, die niet in conflict mocht zijn met de Eurocode, werd een opening geschapen. Sommige landen hielden zich hier niet aan en schoven onwelgevallige voorstellen terzijde met het argument dat ze niet veilig waren.



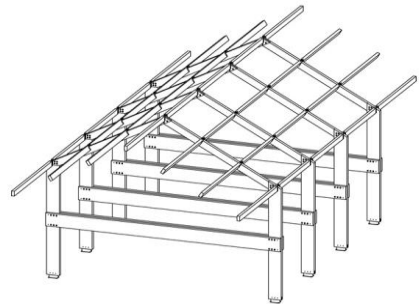
Figuur 1: De Lignistone® versterkte buisverbinding

4. Onderzoeksprojecten

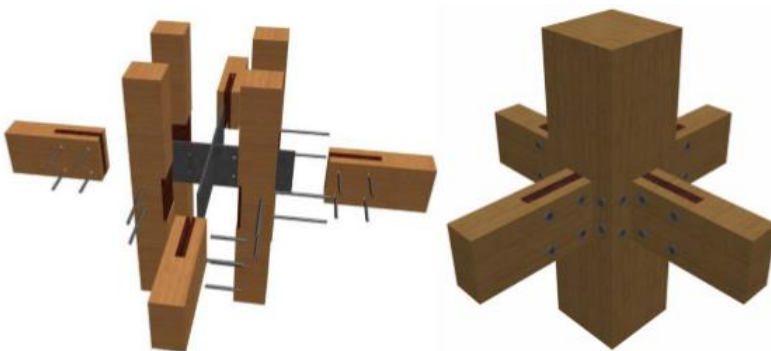
4.1 De Lignostone® Versterkte Buisverbinding

Wat ik ook gezien heb in al die jaren waren interessante hout projecten. Het eerste en meest omvangrijke project was

het ontwikkelen van de met Lignostone® versterkte houtverbindingen met de expanderende stalen buis, Figuur.1. Na het verkrijgen van EU-subsidie hebben Hylke Katsma en ik samen met buitenlandse partners proeven uitgevoerd om deze innovatieve verbinding voor praktische toepassing rijp te maken. Vele afstudeerders van de TU-Delft en de TU-Eindhoven hebben hier hun tanden in gezet en met succes. De eerste toepassing bestond uit een groot vakwerk dat in 1996 door de Firma De GrootVroomshoop voor een zwembad in Gramsbergen, werd geplaatst. Daarna kwamen er nog vele bouwwerken bij waarvoor verwezen wordt naar de website van Lignostone®, Figuur 2. Een droom werd gerealiseerd namelijk een sterke, stijve en taaie verbinding die eenvoudig te berekenen bleek. Student Daniel Brandon vervolgde het onderzoek naar het gedrag van twee tegen elkaar geplaatste staalplaat-buisverbindingen, Figuur 3. Hij toonde aan dat de rotatie stijfheid hiervan overeenkomt met één afzonderlijke verbinding. Dit als gevolg van het tegen elkaar aan komen van de platen waardoor wordt de hefboomsarm voor het overbrengen van het moment wordt vergroot.

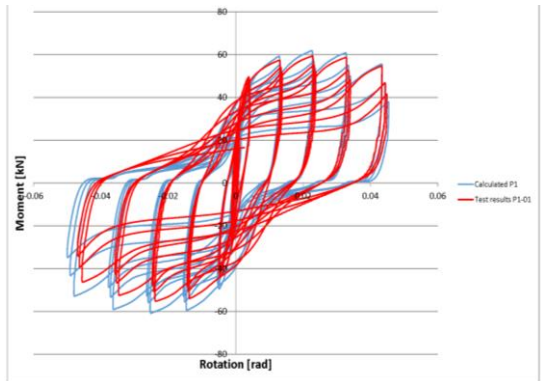
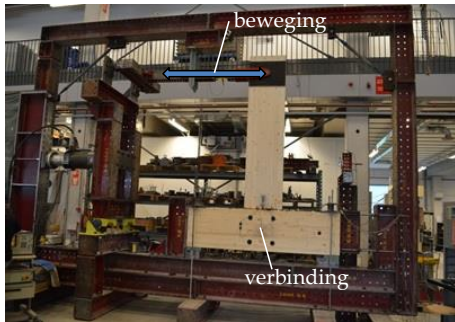


Figuur 2. Toepassing in portalen



Figuur. 3: Toepassing van de buisverbinding in kruisverbindingen door D. Brandon.

Ruud van Bakel (TU/e) studeerde af op een onderzoek naar het aardbevingsgedrag van de verbinding. Hij toonde aan dat de energieabsorptie bij aardbevingen groot genoeg is om een gedrags- of behaviour factor q van 4 of 5 in berekeningen te hanteren.

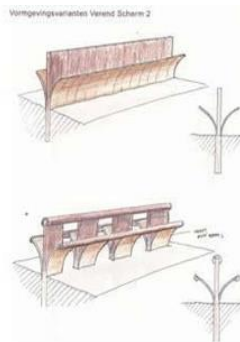
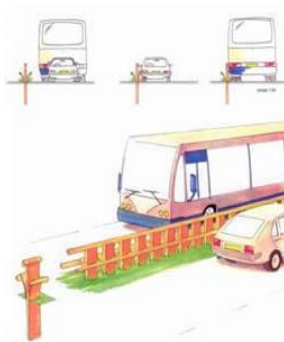


Figuur 4: Proefopstelling voor bepaling energieabsorptie (links); het moment-rotatie gedrag volgens Ruud van Bakel.

De verbinding wordt nu in de markt gebracht door de firma Lignostone®.

4.2 De Houtengeleiderail

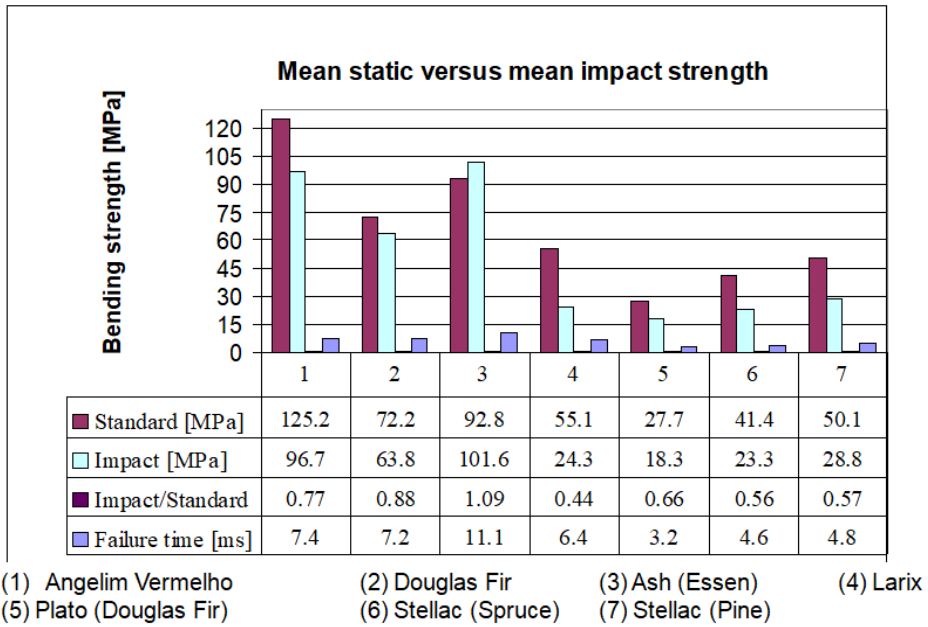
Een ander project betrof het ontwerpen van een houten geleiderail in



samenwerking met het TNO, Centrum Hout en Rijkswaterstaat. De vervuiling van het grondwater door de loslatende zinklaag van de stalen vangrail werd toen gezien als een probleem. De houten geleiderail bezat dit euvel niet. Het werd een slim ontwerp waarbij de schade bij kleine

Figuur 5: Het ontwerp voor een houten geleiderail
aanrijdingen nauwelijks zichtbaar zouden zijn en herstel niet direct noodzakelijk dit i.t.t de stalen geleiderail waar aanrij schade altijd zichtbaar is. Bij aanrijding door een voertuig is de belastingssnelheid voor het hout veel hoger dan gebruikelijk bij toepassing in gebouwen .Vandaar dat een

onderzoek naar de weerstand bij hoge belastingsnelheden werd uitgevoerd. Door een 200kg zwaar



Figuur 6: Overzicht van de statische- en impact sterkte

gewicht van enkele meter hoogte te laten vallen op een ligger van een bepaalde houtsoort kon met een hoge snelheidcamera het moment van bezwijken worden vastgesteld. De dynamische sterkte werd vergeleken met die van de standaard beproevingsmethode waar een buigproef ongeveer 5min duurt. Er werden verschillende houtsoorten onderzocht waaronder, Angelim Vermelho uit Brazilië, Douglas, Essen en enkele thermisch gemodificeerde houtsoorten zoals, Douglas, Vuren en Dennen, Figuur 6. Uit deze grafiek blijkt dat de houtsoort Essen als enige een hogere dynamische sterkte heeft dan de statische. Verder bleek dat de thermisch gemodificeerde houtsoorten de helft van hun oorspronkelijke buigsterkte waren verloren door het verduurzamingproces. Niet verwonderlijk dat Essen voor hamerstelen wordt gebruikt. Uit duurzaamheidoverwegingen werd voor het tropisch hardhout Angelim Vermelho gekozen. Proeven werden verricht overeenkomstig de EN1317 waarbij een bus van 13ton en een 700kg wegende personenauto onder een hoek van 30° met respectievelijk 80 en 100km/h op de geleiderail werden losgelaten. Twee criteria waren van belang: - het voertuig mocht niet terugkaatsen als een biljartbal en de versnelling van het hoofd van de bestuurder moest lager blijven dan 1g. De geschetste geleiderail van Figuur 5

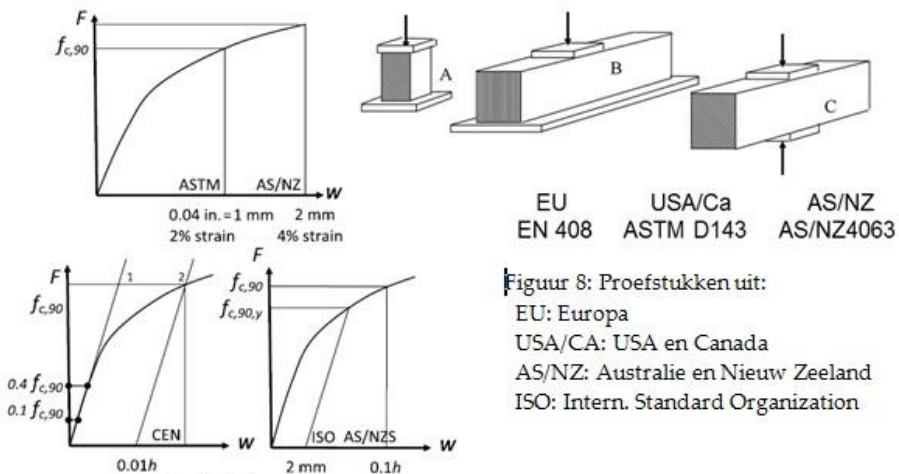
voldeed aan de eisen. Tot grote commerciële toepassingen is het niet gekomen omdat enerzijds Rijkswaterstaat geen prioriteit aan het project gaf en anderzijds de kosten hoger bleken van voor een stalen geleiderail.

4.3 Onderzoeken voor Eurocode 5- EN1995-1-1

Ander onderwerpen die mijn aandacht verschillende jaren vasthielden waren afkomstig van Tom van der Put die de theoretisch onderbouwing leverde. Ik voerde meestal experimenten uit om de juistheid van zijn theorie aan te tonen. De twee omvangrijkste onderwerpen waren: - druk spanningen loodrecht op de vezel bij oplettingen, - het splijten van balken door verbindingen die trek krachten loodrecht op de vezel tot gevolg hebben. Beide onderwerpen kwamen aan bod bij het schrijven van de Eurocode 5. Hier volgen enkele achtergronden.

4.3.1 Druk loodrecht op de vezel

Belastingsituaties met druk loodrecht op de vezel komen zeer veel voor. Ter plaatse van oplettingen wordt het hout belast in een van de zwakste richtingen. Bij over belasting treedt geen brosse breuk op maar een sterke plastische vervorming. Deze vervormingen kunnen leiden tot schade aan aanpalende constructie- of bouwonderdelen. Aan de waarde van de druksterkte loodrecht op de vezel zoals die te vinden is in de sterkteklassen, werd in de jaren negentig flink gesleuteld. Dat kwam omdat bij het herdefiniëren van de druksterkte er nogal verschil van mening bestond en nog



Figuur 7: Verschillende definities van de druksterkte

bestaat. Niet alleen wordt de druksterkte op andere continenten verschillend gedefinieerd tevens zijn proefstukken verschillend en de wijze van belasten, Figuur 7 en 8. Binnen Werkgroep 1 van CEN/TC124 werd besloten een fysisch correcte bepaling deze eigenschap vast te leggen in EN408 door voor een prismatische proefstuk te kiezen dat over de volledige oppervlak wordt belast. De definitie werd eveneens aangepast wat tot een halvering van de sterkteklas waarde leidde. Ter compensatie van de sterkte werden nieuwe rekenregels voor Eurocode 5 ontworpen. Zo ontstonden de formules in EN1995-1-1: 2004 waarbij spreiding van de spanningen onder een kleine hoek in rekening werd gebracht, Figuren 9 en 10. Dit fenomeen van spanningsspreiding was niet nieuw maar al in 1981 door Hall en Madsen in Canada, aangetoond.

$$\text{End support} \quad \sigma_{c,90} = \frac{F_c}{b l} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad \text{intermediate support}$$

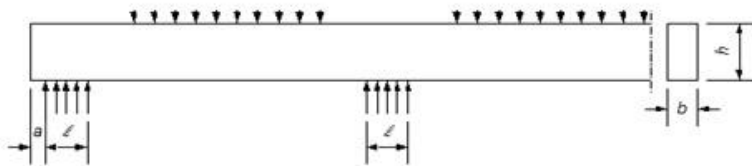
$$k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{\ell}{250} \right) \left(1 + \frac{h}{12\ell} \right) \quad k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{\ell}{250} \right) \left(1 + \frac{h}{6\ell} \right)$$

met:

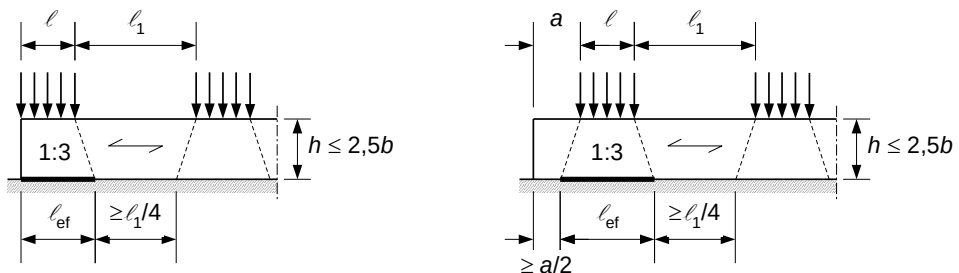
ℓ is de contact lengte in mm

h is de ligger hoogte in mm

Aanvullende grootheden staan in de volgende figuur



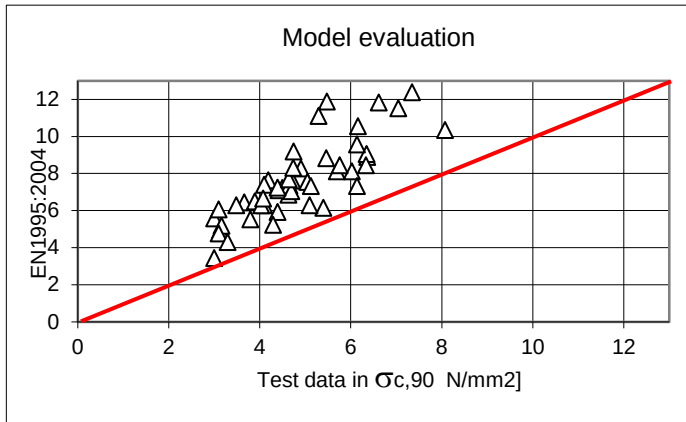
Figuur 9: Rekenregels voor druk loodrecht bij opleggingen volgens EN1995-1-1:2004



Figuur 10: Spreiding van de drukspanningen volgens EN1995-1-1:2004

Na de introductie van deze rekenregels werd op een vergadering van de Eurocode 5 commissie in Stockholm de resultaten van deze nieuwe rekenregels gepresenteerd. Het bleek mis te zijn, uit experimenten volgde dat deze nieuwe rekenregels tot te hoge waarden voor de draagkracht leidde. Er was duidelijk teveel gerepareerd. In Figuur 11 zijn de met de EN1995:2004 berekende waarden uitgezet tegen de proefresultaten. Als de rekenregels dezelfde waarden geven als de resultaten van de

proeven liggen alle driehoekjes op de diagonaal. Zoals te zien is liggen ze allemaal boven de diagonaal en dus waren de Eurocode 5:2004 regels niet



realistisch
(onveilig).

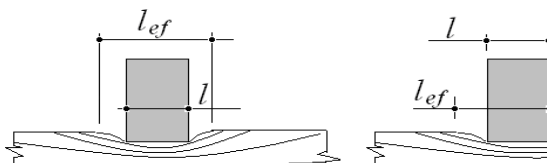
Tijdens de vergadering werd een alternatief voorstel gedaan voor regels welke leidde tot het amendement A1.

Deze regels

Figuur 11: Vergelijk van de impact- en statische sterkte

veronderstellen dat door het

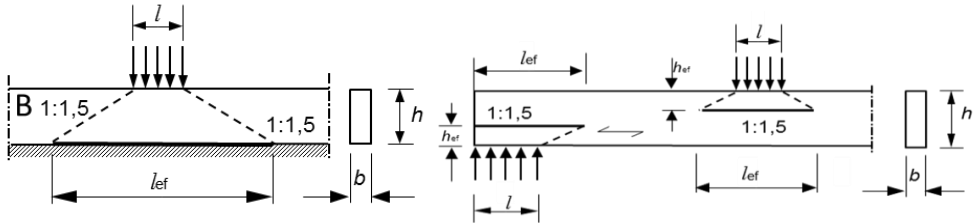
vervormen van de vezels onder de belasting een ketting- of koordeffect ontstaat. Dit effect werd in rekening gebracht door een effectief oppervlak aan te nemen dat groter is dan het belaste oppervlak. In de vezelrichting kon maximaal 30mm aan de belaste lengte evenwijdig aan de vezelrichting



Figuur 12: Door koordewerking vervormde vezels

worden toegevoegd, Figuur 12. Hoewel de resultaten inderdaad verbeterde bleven er toch een aantal eigenaardigheden aan deze methode kleven die steeds meer gingen knellen. Er zaten sprongen in deze rekenregels waarvan de achtergrond onduidelijk was; prof. Hans Larsen gebruikte het woord obscuur. Een van de tekortkomingen was dat de hoogte van de houten balk er niet toe deed terwijl experimenten het tegendeel aangaven. Verder was er

een groot verschil tussen het toepassen van gezaagd hout en gelamineerd hout. Al met al leidde dit tot verder onderzoek. In het verleden had Tom van der Put een theoretische benadering van dit probleem voor volledig ondersteunde liggers gegeven door het toepassen van de vloeilijn theorie. Uit publicaties volgde dat de resultaten verkregen met dit model goed aansloten bij een beperkt aantal proefresultaten die hij haalde uit de literatuur. Uitgangspunt is de ontwerpsterkte $f_{c,90,d}$ die met een waarde $k_{c,90}$ wordt vermenigvuldigd, Formule (1). Deze laatste parameter is afhankelijk van het belastingsgeval en hangt samen met de mate van spreiding van de drukspanningen evenwijdig aan de vezelrichting. Deze parameter wordt berekend door de wortel te nemen van het quotiënt van de belaste lengte en de lengte van de drukspanningen bij de ondersteuning, Formule (2). Aan deze parameter wordt een maximum gesteld om andere bezwijkmechanismen zoals rolafschuiving, mogelijk maatgevend bij hoge slanke doorsneden, te voorkomen.



Figuur 13: Spreidingsgebieden van de drukspanningen, links voor een volledig ondersteunde ligger en rechts bij lokale of discrete ondersteuning.

De spreiding van de drukspanningen kan zowel 1:1 genomen worden in het geval van kleine toegestane vervormingen en 1:1,5 indien 10% vervorming van de gedrukte zone acceptabel is.

$$\sigma_{c,90} = \frac{F_c}{(1)b l} \leq k_{c,90} f_{c,90,d}$$

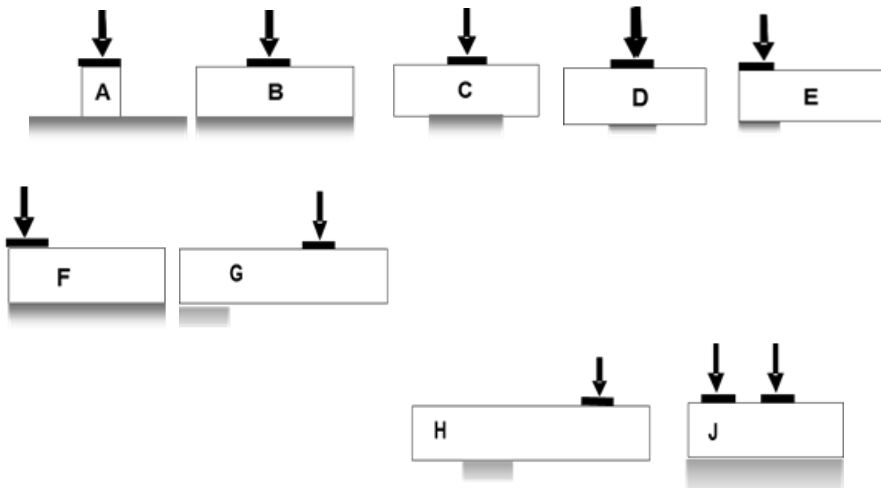
$$k_{c,90} = \sqrt{\frac{l_{ef}}{(2)l}} = \sqrt{\frac{l + (2) \times 1,5h}{l}} = \sqrt{\frac{l + 3h}{l}} \leq 4$$

Zie Figuur 13 voor verklarende grootheden.

Dat deze theorie ook toepasbaar is bij lokale ondersteuning werd door Bas de Leijer en Andre Jorissen (TU/e) succesvol onderzocht. Zij concludeerden

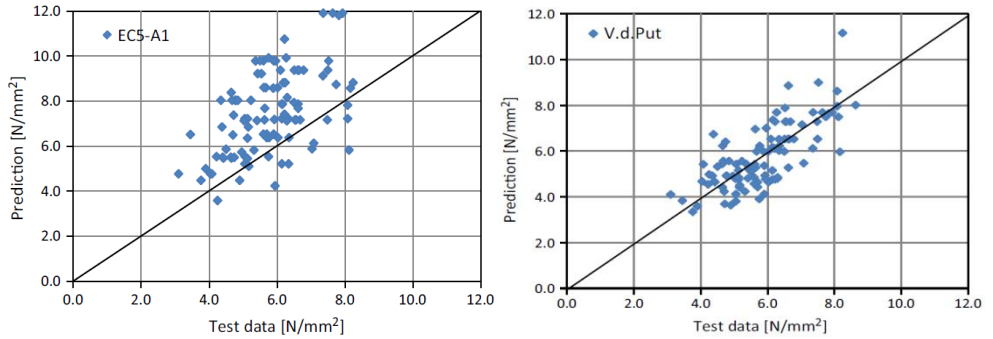
dat er een grens bestaat voor de hoogte van spanningspreiding zone, ook wel de effectieve hoogte, h_{ef} genoemd. Voor Vuren bedroeg deze 40% van de balkhoogte met een maximum van 140mm, Figuur 13.

In het kader van het Master onderwijs kon ik jaren achtereen drukproeven laten uitvoeren door studenten waardoor een indrukwekkende hoeveelheid gegevens werd verzameld. Het betrof vijf houtsoorten Vuren, Populieren, Beuken, Cumaru en Azobé, met in totaal 1017 proefresultaten verdeeld over acht belastingsgevallen B t/m J, Figuur 14. De proefstukken varieerden in afmetingen van kleine 45mm dikke



Figuur 14: Overzicht van de getoetste belastingsgevallen

vurenhouten balkjes tot gelamineerde balken van 80x600mm doorsnede. Op de tweejaarlijkse houtconferentie (WCTE 2017) die in Wenen werd gehouden presenteerde ik de resultaten en vergeleek ik de modellen. Het belangrijkste resultaat is in Figuur 15 weergegeven. In de grafiek links zijn de proefresultaten uitgezet tegen de verwachtingen van EN1995-1-1:2004/A1 en rechts daarnaast de resultaten met het Van der Put model. Elk puntje in de grafiek is het gemiddelde van één proevenserie met doorgaans 10 tot 20 proeven. Hoe dichter de wolk punten ligt om de diagonaal des te beter is de model voorspelling. Het zal duidelijk zijn dat het Van der Put model de kleinste spreiding vertoont om de diagonaal.



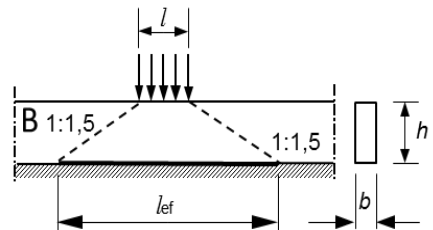
Figuur: 15: Experimentele resultaten versus de voorspelling. Links, de voorspelling met EN1995-1-1:2004/A1 en rechts met het model Van der Put.

Nieuwe rekenregels gebaseerd op dit Van der Put model liggen nu bij de Eurocode 5 commissie ter vervanging van de huidige rekenregels. Er zijn veel EU-landen die instemmen met deze wijziging. Het model is simpel en beschrijft vele praktische belastingsituaties.

De constructeur is meestal niet alleen geïnteresseerd in de druksterkte maar eveneens in de bijbehorende vervorming. Nu zijn modellen om de vervorming te voorspellen nog dunner gezaaid dan de modellen voor de sterkte. Behalve de initiële vervorming moet ook kruip in rekening worden gebracht om de eind vervorming te bepalen. Hieronder beschouwen we alleen de initiële vervorming. Een model dat hier wordt gepresenteerd is gebaseerd op het toepassen van de wet van Hooke uitgaande van de gemiddelde spanning in het spanning spreidingsgebied. Hieronder is het resultaat gegeven voor belastingsgeval B, een continue ondersteunde ligger, Figuur 16.

$$\sigma_{avg} = \frac{F_{c,90}}{2b} \left(\frac{1}{l} + \frac{1}{l_{ef}} \right)$$

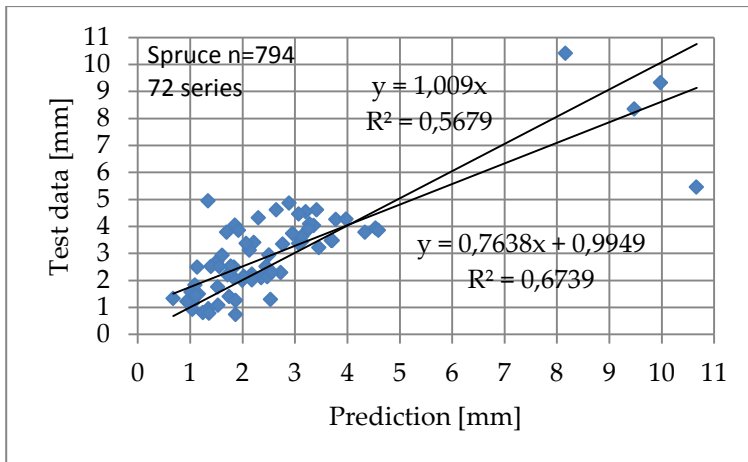
$$\delta = \varepsilon h = \frac{\sigma_{avg} h}{kE_{90}} = \frac{F_{c,90} h}{2bkE_{90}} \left(\frac{1}{l} + \frac{1}{l_{ef}} \right)$$



Figuur 16: Belastingsgeval B

De factor k die in de formule verschijnt is een correlatie factor om de model verwachtingen zo goed mogelijk aan te passen aan de experimentele resultaten. Uit de analyse blijkt dat met $k=1,0$ de beste resultaten werden verkregen. De gegevens voor deze analyse volgden uit 1164 proeven

onderverdeeld in 134 proefseries. Dezelfde vijf houtsoorten als in de sterkteproeven werden beproefd, Vuren, Populieren, Beuken, Cumaru en Azobé en voor de acht belastingsgevallen B t/m J van Figuur 14. De evaluatie van het vervormingmodel met de proefresultaten vindt plaats op dezelfde wijze als bij de sterktemodellen. In Figuur.17 zijn de resultaten voor de houtsoort Vuren weer-



Figuur 17: Initiële vervorming versus de model voorspelling voor Vuren

gegeven. Voor deze houtsoort zijn 72 series beproefd met een totaal van 794 proeven. Er zijn twee trend- of regressielijnen zichtbaar die diagonaal door de grafiek lopen. Eén daarvan loopt hier geforceerd door de oorsprong waardoor de spreidingscoëfficiënt $R^2 = 0,56$ vrij laag is. Dit duidt erop dat het model maar voor 56% de spreiding van de resultaten kan verklaren. Als deze trendlijn vrij wordt gelaten stijgt R^2 tot 0,67 waardoor dit unieke model duidelijk aan geloofwaardigheid wint. Het samenvoegen van de resultaten van alle houtsoorten leidt tot een afname van de spreidingscoëfficiënt tot 0,46 en 0,61 respectievelijk. Desalniettemin is dit het eerste model dat in staat is de vervormingen te voorspellen.

Hieronder volgen enkele delen uit het conceptvoorstel voor EN1995-1-1:2020 dat nu bij de Eurocode 5 commissie ligt ter beoordeling.

4.3.2 Voorstel voor Eurocode 5: 2020 druksterkte en vervormingen loodrecht op de vezelrichting

(1) The following expression shall be satisfied:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_p k_{c,90} f_{c,90,d}$$

$$k_{c,90} = \sqrt{\frac{l_{ef}}{F_{c,90,d}}} \leq 4$$
$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A}$$

where:

- $\sigma_{c,90,d}$ the design bearing stress perpendicular to the grain, in N/mm²;
 $k_{c,90}$ a load arrangement factor;
 k_p a factor that accounts for the degree of bearing deformation;
 $f_{c,90,d}$ the design compressive strength perpendicular to the grain, in N/mm²
 $F_{c,90,d}$ the design load perpendicular to the grain, in N.
 A the loaded area, in mm².
 l and l_{ef} the loaded length and the spreading length parallel to grain, respectively.

De achtergrond voor de k_p factor is de volgende. Door de vermenigvuldiging van de karakteristieke druksterkte met k_{mod}/γ_m ($0,85/1,3 \approx 0,6$) gaat in de berekening het spanningsniveau zo sterk naar beneden dat het hout zich lineaire elastisch gedraagt hetgeen meer op een gebruiksstadium lijkt dan op een uiterste grenstoestand. Proeven wijzen uit dat plastisch bezwijken met bijbehorende vervormingen zijn gegarandeerd. Om in de berekening hiervan gebruik te maken wordt een factor k_p geïntroduceerd die de inverse waarde van 0,6 heeft ($1/0,6=1,6$) en geldt voor een spanningspreiding van 1:1,5 en de daarbij behorende vervorming van 10% (de effectieve hoogte $h_{ef} = 100\%$). Als deze parameter wordt toegevoegd komt de sterkte op het niveau van EN1995-1-1:2004/A1. Zonder het te weten rekent men dus met al jaren lang plastisch. Bij lagere waarden van k_p horen dus lagere vervormingen.

Hieronder volgen enkele paragrafen (clauses) uit het voorstel. Het gaat

(9) For deformations of 3% of the member depth h , or 3% of the effective depth, h_{ef} the determination of the design bearing strength is calculated with $k_p=1,2$. A more accurate alternative estimation is given in (12)

(10) Where a deformation of 10% of the member depth h , or 10% of the effective depth, h_{ef} has no significant effect on member or system stability the determination of the design bearing strength is calculated with $k_p=1,6$.

Note 1: This clause results in bearing values comparable with EN1995-1-1/A1:2008.

Note 2: Higher values of k_p may apply provided the lateral deformation at the loaded area is prevented. An example is the use of joist hangers with external flanges provided they fit well and are able to withstand the lateral stresses.

(11) Where a deformation of 20% of the member depth h , or 20% of the effective depth h_{ef} , have no significant effect on member or system stability, $k_p = 2,2$ provided the member depth, $h < 50\text{mm}$ and the width $b > 2h$.

Note 1: Examples of such cases include the indentation of studs against the top and bottom plate in low buildings.

(12) When the bearing strength is calculated with $k_p = 1,2$ the bearing deformation is calculated with:

$$\Delta l = \frac{h_{ef} F_{c,90,d}}{2b E_{90,m}} \left(\frac{1}{l} + \frac{1}{l_{ef}} \right)$$

where:

- Δl the deformation of the bearing support or loaded area, in mm;
- h_{ef} is the beam depth, h in case of a full support or the effective depth, h_{ef} for discrete supported members, whichever is applicable, in mm;
- $F_{c,90,d}$ the design load of the loaded area, in N;
- $E_{90,m}$ the mean modulus of elasticity perpendicular to the grain, in N/mm²;
- b the width of the loaded area perpendicular to grain, in mm;
- l the loaded length in grain direction, in mm;
- l_{ef} is the effective spreading length of the bearing stress, in mm.

(13) For serviceability conditions the initial bearing deformation is calculated with

$$\Delta l = \frac{h_{ef} F_{c,90,d}}{4b E_{90,m}} \left(\frac{1}{l} + \frac{1}{l_{ef}} \right)$$

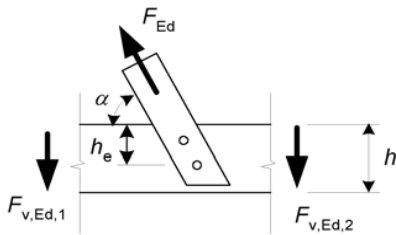
where:

- Δl the initial deformation of the bearing support or loaded area, in mm;
- h_{ef} is the beam depth, h in case of a full support or the effective depth, h_{ef} for discrete supported members, whichever is applicable, in mm;
- $F_{c,90,d}$ the serviceability design load of the loaded area, in N;
- $E_{90,m}$ the mean modulus of elasticity perpendicular to the grain, in N/mm²;
- b the width of the loaded area perpendicular to grain, in mm;
- l the loaded length in grain direction, in mm;
- l_{ef} is the effective spreading length of the bearing stress, in mm.

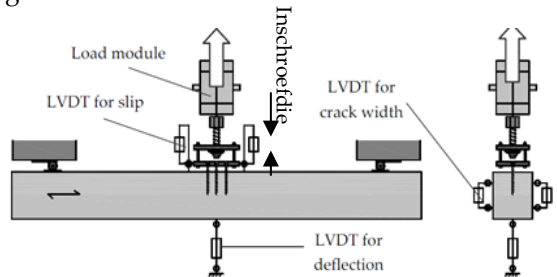
Note 1: The result is usually smaller than 1mm.

4.4 Trek loodrecht op de vezel door verbindingen.

Er zijn situaties waar verbindingen een kracht uitoefenen met een component loodrecht op de ligger, Figuur 18. Deze figuur is genomen uit de EN1995-1-1:2004 en geeft niet meer aan dan het principe van het betreffende belastingsgeval. Het zal duidelijk zijn dat de volledige kracht pas is overgebracht op de horizontale ligger ter plaatse van het verbindingmiddel met de grootste randafstand. In het geval van krachtsoverdracht door schroeven is dit de inschroefdiepte Figuur 19.



Figuur 18: Voorbeeld van trek loodrecht door verbindingen uit EN1995-1-1:2004



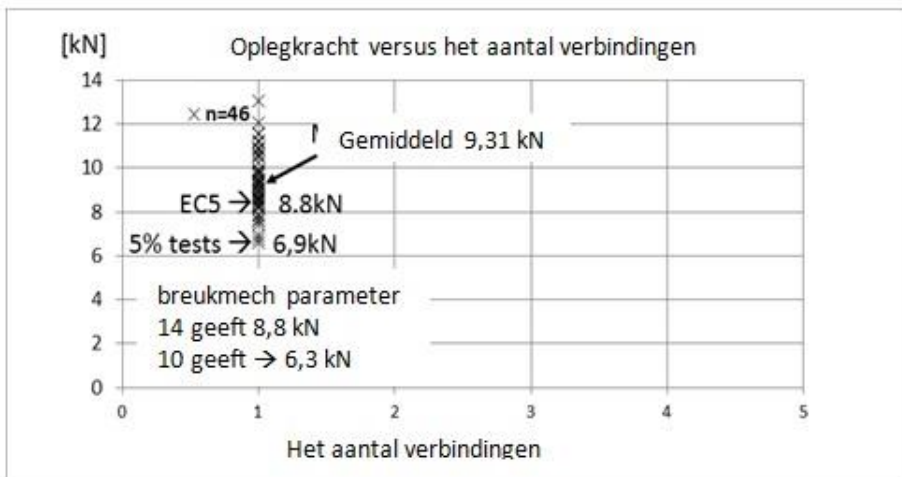
Figuur 19: Voorbeeld van trek loodrecht door schroeven volgens Schoenmakers (2010)

Tom van der Put kon door gebruik te maken van breukmechanica een uitdrukking vinden voor de splijtsterkte uitgedrukt in de dwarskracht. Dit is in tegenspraak met wat empirische bezwijkmodellen veronderstellen namelijk dat de trekspanningen loodrecht op de vezel verantwoordelijk zijn voor het splijten. Schoenmakers (2010) (TU/e) is op dit onderwerp gepromoveerd. Zijn uitgebreid experimenteel onderzoek bevestigde dat de theorie van Van der Put algemeen geldig is en dus onafhankelijk van het type verbinding, bijvoorbeeld ook voor de verbinding met schroeven in Figuur 19, dit in tegenstelling tot empirische modellen. Omdat de theorie van Van der Put is gebaseerd op dwarskracht is een dwarskracht criterium gesteld aan beide zijden van de verbinding met een waarde van 14 als breukenergie parameter als volgt:

$$F_{90,Rk} = 14bw \sqrt{\frac{h_e}{\left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}}$$

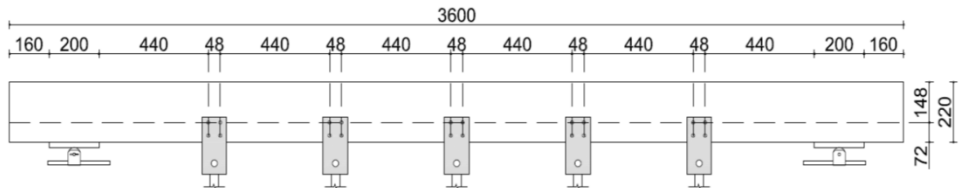
Onderzoekingen met één verbinding in het midden van de overspanning toonden aan dat deze uitdrukking soms te hoge waarden geeft. In Figuur 20 is getracht dit weer te geven. Horizontaal staan het aantal verbindingen uitgezet. In dit geval gaat het om één verbinding. Verticaal staat de oplegreactie uitgezet op het moment van splijten. Er zijn 46 proeven verricht elk weergegeven met x. De gemiddelde oplegreactie (dwarskracht) is in de figuur gegeven, 9,31kN met 6,9kN als de karakteristieke 5% waarde terwijl EN1995-1-1:2004 een 5% waarde van 8,8kN geeft en dus onveilig. In dit verband is de waarde van de breukmechanica parameter cruciaal. Oorspronkelijk werd een waarde van 10 voorgesteld in de Eurocode 5

Onderzoekingen met één verbinding in het midden van de overspanning toonden aan dat deze uitdrukking soms te hoge waarden geeft. In Figuur 20 is getracht dit weer te geven. Horizontaal staan het aantal verbindingen uitgezet. In dit geval gaat het om één verbinding. Verticaal staat de oplegreactie uitgezet op het moment van splijten. Er zijn 46 proeven verricht elk weergegeven met x. De gemiddelde oplegreactie (dwarskracht) is in de figuur gegeven, 9,31kN met 6,9kN als de karakteristieke 5% waarde terwijl EN1995-1-1:2004 een 5% waarde van 8,8kN geeft en dus onveilig. In dit verband is de waarde van de breukmechanica parameter cruciaal. Oorspronkelijk werd een waarde van 10 voorgesteld in de Eurocode 5



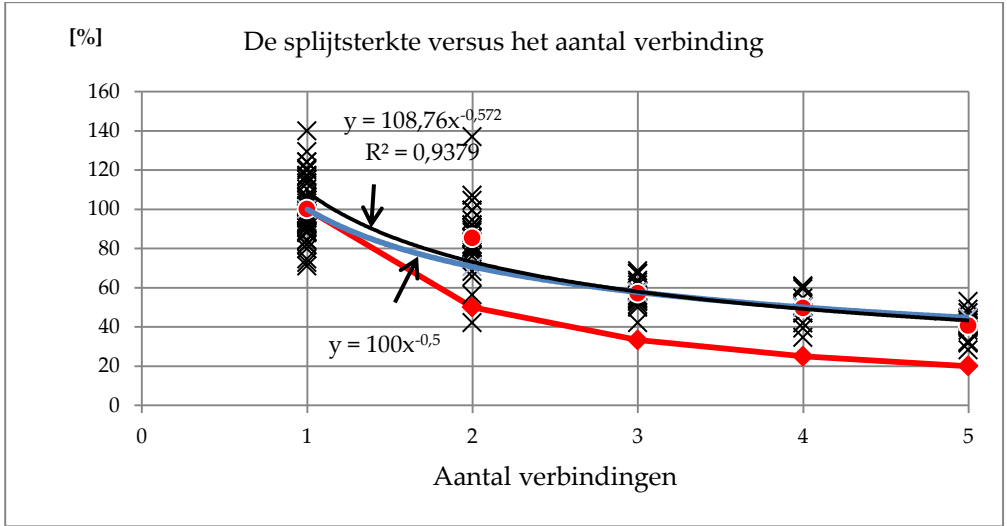
Figuur 20: Splijten door één verbinding: Schoenmakers (2010) en TU/e studenten commissie. Echter volgens deskundigen uit Noorwegen gaf dit veel te lage resultaten en zou 14 beter zijn. Een waarde van 10 geeft een karakteristieke 5% sterkte van 6,3kN en dat is dicht bij de 6,9kN die op grond van 46 proeven werd verwacht. De waarde van 10 was dus beter geweest dan 14. Geldt dit voor één verbinding er kunnen ook meerdere verbindingen worden

toegepast. In de literatuur zijn alleen maar beproevingen met twee verbindingen te vinden waaruit volgt dat de splijtsterkte niet evenredig met het aantal verbindingen toeneemt, Schoenmakers (2010). Figuur 20 geeft de mogelijkheid om de proefresultaten met meerdere verbindingen in kaart te brengen. In de afgelopen jaren werd op de TU/e het aantal verbindingen per ligger opgevoerd tot vijf, Figuur 21, waarbij de



Figuur 21: Splijtproef met vijf gelijktijdig belaste verbindingen.

balkafmeting dezelfde bleef (45x220mm). Elke verbinding bestond uit vier stiften van 12mm diameter met twee stalen zijplaten. De tussenafstand van de verbindingen bedroeg minimaal twee keer de liggerhoogte. Proeven met twee verbindingen toonden aan dat grotere tussenafstanden geen significant andere resultaten gaven. In Figuur 22 zijn alle proefresultaten weergegeven. In deze figuur is de gemiddelde splijtsterkte met één verbinding op 100% gesteld en alle andere resultaten daaraan gerelateerd. Het aantal proeven varieerde van 46 voor één verbinding, 26 voor twee, 20 voor drie, 11 voor vier en 17 voor vijf verbindingen. De invloed van het aantal verbindingen op de resultaten wordt in rekening gebracht door uit te gaan van de gemiddelde waarde van de verschillende proevenseries. Immers de waarschijnlijkheid dat de gemiddelde waarde de werkelijkheid benadert is veel groter dan dat de karakteristieke (5% waarde) dit doet per serie met zo weinig resultaten per serie.



Figuur 22: Splijtproef met één tot vijf gelijktijdig belaste verbindingen.

De gebogen rode lijn geeft de verwachting weer met het dwarskrachtcriterium van EN1995-1-1:2004 dus duidelijk veilig als het gaat om het voorspellen van de splijtsterkte met meerdere verbindingen. De blauwe en zwarte lijn zijn regressie- of trendlijnen voor het gemiddelde van de proefnemingen. De vergelijkingen van deze lijnen staan in de figuur. Belangrijk is hier om op te merken dat het aantal verbindingen, gegeven met de variabele (x) in deze vergelijkingen een exponent bezitten nagenoeg gelijk aan -0,5. Dit maakt het gemakkelijk om het aantal verbindingen in de splijtformule van EN1995-1-1:2004 te introduceren, immers daar staat ook een wortelteken. Verder blijkt uit proeven dat i.p.v. een dwarskrachtcriterium aan beide zijden van de verbinding een formulering voor de maximale splijtkracht gemakkelijker te hanteren is. De breukparameter zou in dat geval $2 \times 10 = 20$ worden maar dit geldt voor Vuren. In de Eurocode 5 werkgroep werd de wens geuit de breukmechanica parameter te relateren aan de volumieke massa teneinde deze formule aan te kunnen passen aan andere houtsoorten. Schoenmakers (2010) toonde aan dat deze breukparameter inderdaad houtsoort (volumieke massa) afhankelijk is en vandaar dat de volgende formulering is ontstaan:

$$F_{90,Rk} = k_G b_{crack} w \sqrt{\frac{h_e}{n \left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}}$$

$k_G = 0.1 \rho_k - 12$ met ρ_k in kg/m³.

Behalve het aantal verbindingen, n dat nu onder het wortelteken verschijnt zijn er ook twee parameters die enige toelichting behoeven. De breukparameter, k_G hangt samen met de karakteristieke volumieke massa, ρ_k van de houtsoort en b_{crack} geeft de ongescheurde dikte van de ligger weer. Volgens de sterkteklassen van EN338 heeft Vuren van C24 een karakteristieke volumieke massa van 350 kg/m^3 . Deze waarde gesubstitueerd geeft $k_G \approx 20$ ($0,1 \cdot 350 \cdot 12 = 23$) en voor beuken D40 en een karakteristieke volumieke massa van 550 wordt $k_G = 43$. Verificatie van dit laatste vraagt nadere studie.

Dit voorstel ligt nu bij de Eurocode 5 commissie ter vervanging van de EN1995-1-1:2004 versie. Het zal duidelijk zijn dat er heel wat onderzoek voor nodig was om de uitdrukking voor het aantal verbindingen op de juiste plaats in de formule te krijgen.

5. Slotwoord

Prof. André Jorissen, beste André. Wij kennen elkaar al lang. Onze wieg stond nog geen 20km uit elkaar hoewel ik het eerste kwam en hij enkele jaren later. Beide hebben we de HTS in Tilburg doorlopen en kwamen uit op de TU-Delft waar we afstudeerden bij Prof. Jan Kuipers. Ook gingen we het promotietraject in dat we beide succesvol afrondden, ook dit keer had ik een kleine voorsprong in tijd. We bleven regelmatig contact houden via de TGB-commissie, die regelmatig bijeen kwam. Nu we het einde naderen van onze professionele carrière ben ik hem weer voor. Ik voel het als een voorrecht om zo lang met hem in alle harmonie te hebben samengewerkt. Hij is een bijzonder mens en een zeer gewaardeerde collega. Zijn sterkste kant is de grote deskundigheid en de liefde voor het vak. Hoe hij de vele afstudeerrapporten, al of niet in conceptvorm gelezen kon krijgen en van opmerkingen kon voorzien met zijn vulpen, is mij een raadsel. Hij is voor mij met recht een waardige opvolger van Prof. Jan Kuipers. Ik hoop dat hij nog lang studenten kunt enthousiasmeren voor het vak Houtconstructies en ik wens hem het allerbeste toe voor de komende periode. Ik heb een geweldige tijd gehad.

Ook wil ik het woord richten tot al mijn collega's van de Unit Structural Design. Hoewel we allemaal specialist zijn op verschillende vakgebieden onderhouden we vriendelijke betrekkingen die we ook wel collegialiteit noemen. Respect voor elkaars vakgebied en hulpvaardigheid staan voorop in onderzoek en onderwijs. Dit alles heeft ervoor gezorgd dat ik mij altijd gedragen voelde. Er zijn werkkringen waar jaloezie, afgunst en egotripperij hoogtij vieren. Niet van dit alles in onze Unit. Bedankt voor alles wat ik van

jullie mocht ontvangen en ik hoop dat ik met gelijke munt terug betaalde. Dat jullie nu mijn gulle lach moeten ontberen is jammer maar wellicht is het een belangrijk selectie criterium voor nieuwe stafleden.

Met het secretariaat van de Unit en de medewerkers in het laboratorium heb ik altijd vriendelijke relaties mogen aanknopen. Het was alsof we elkaar al jaren kenden en we hebben wat afgelachen. De service bereidheid was om te dromen en daar kan ik alleen maar dankbaar voor zijn.

Gaf ik aan de TU-Delft slechts enkele college's per jaar op de TU/e nam dit aantal sterk toe. Ik bleek er goed in te zijn afgaande op de studenten beoordelingen. Waren college's bedoeld voor kennisoverdracht aan grote aantallen studenten, tijdens de ontwerpprojecten kon ik meer persoonlijke aandacht geven met wederzijds genoeg. Ik probeerde enig gevoel voor humor in mijn college's te brengen en naar ik begreep viel dit in de smaak. Studenten zullen mij altijd herinneren als de docent die de "koekenbakker" beschuldigde van ongelukken en ander miskleunen. Dank voor jullie aandacht, lach en applaus.

