

2018 • 2019
Faculteit Industriële ingenieurswetenschappen
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Masterthesis

Ontwikkelen van modelleringsstrategieën voor het ontwerp van
houtbouwstructuren

PROMOTOR :

Prof. dr. ing. Bram VANDOREN

dr. ing. Rik STEENSELS

Koenraad Mattheus, Glenn van Vugt

Scriptie ingediend tot het behalen van de graad van master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Gezamenlijke opleiding UHasselt en KU Leuven



KU LEUVEN



KU LEUVEN

2018 • 2019

Faculteit Industriële ingenieurswetenschappen
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Masterthesis

Ontwikkelen van modelleringsstrategieën voor het ontwerp van
houtbouwstructuren

PROMOTOR :

Prof. dr. ing. Bram VANDOREN

dr. ing. Rik STEENSELS

Koenraad Mattheus, Glenn van Vugt

Scriptie ingediend tot het behalen van de graad van master in de industriële wetenschappen: bouwkunde



Voorwoord

Voor u ligt de scriptie ‘Het ontwikkelen van modelleringsstrategieën voor houtbouwstructuren’. Het onderzoek naar modelleringsstrategieën is uitgevoerd in samenwerking met de *Construction Engineering Research Group (CERG)*.

Tijdens het academiejaar 2017-2018 werkten we in het kader van onze bachelorproef rond kruislaaghoutstructuren. Na succesvolle afronding van het schakeljaar tot de master industriële wetenschappen bouwkunde, kregen we de kans tijdens de masterproef om hierop verder te bouwen. Deze scriptie draagt bij tot het dimensioneren van houtbouwstructuren, waardoor studie bureau’s een vlotter en economischer ontwerp kunnen realiseren.

Onder toezicht van onze begeleiders, prof. dr. ing. Bram Vandoren en dr. ing. Rik Steensels, werkten we een theoretische onderzoeksvraag uit. Zij zorgden voor aangename uitdagingen doorheen de ganse periode. Bij deze willen we hen bedanken voor de fijne begeleiding en ondersteuning tijdens dit traject. Zij stonden steeds klaar om onze vragen te beantwoorden waardoor we zelfs voorop liepen ten opzichte van de planning. Tot slot willen we Renaat Mattheus in het bijzonder bedanken. Zijn kritische blik op taalkundig gebied heeft ons geholpen deze scriptie naar een hoger niveau te tillen.

We wensen u veel leesplezier toe.

Glenn van Vugt

Koenraad Mattheus

Diepenbeek, 3 juni 2019

Lijst van tabellen

2.1	Dimensies CLT-panelen	6
2.2	Coëfficiënten ψ voor gebouwen	24
2.3	Partiële factoren per belastingcombinatie	25
2.4	Gevolgklasse volgens EC0 [33, p.36]	25
3.1	Wandopbouw MATLAB-code	28
4.1	Overzicht E -modulus	34
4.2	Schrankweerstandtool: Interface-elementen en sneltoetsen	35
4.3	Schrankweerstandtool: Nodige inputgegevens per verbindingstype	41
4.4	Schrankweerstandtool: Inputgegevens wandopbouw	44
4.5	Schrankweerstandtool: Inputgegevens berekening windlast	46
4.6	Schrankweerstandtool: Provincies	46
5.1	Vergelijking matrixelementen voorbeeld 1	53
5.2	Vergelijking matrixelementen voorbeeld 2	53
5.3	Overzicht E -modulus	54
5.4	Overzicht G -modulus	55
5.5	Schrankweerstand: Schrankende wanden	56
5.6	Schrankweerstand: Schrankweerstand tool	57
5.7	Schrankweerstand: Handberekening	57
A.1	Handberekening kruislaaghout: Gegevens	65
A.2	Handberekening kruislaaghout: Traagheidsmoment hoofdlagen	65
A.3	Handberekening kruislaaghout: Traagheidsmoment dwarslagen	66
A.4	Handberekening kruislaaghout: Gegevens	67
A.5	Handberekening kruislaaghout: Traagheidsmoment hoofdlagen	67
A.6	Handberekening kruislaaghout: Traagheidsmoment dwarslagen	68
C.1	Handberekening schrankweerstand: Verbindingsmiddelen	71
C.2	Handberekening schrankweerstand: Plaatmateriaal en omgeving	71
C.3	Handberekening schrankweerstand: Geometrie buitenmuren	72
C.4	Handberekening schrankweerstand: Geometrie schrankende wanden	74
C.5	Handberekening schrankweerstand: Verbindingssterkte nagelverbindingen	75
C.6	Handberekening schrankweerstand: Verbindingssterkte nagelverbindingen	77
C.7	Handberekening schrankweerstand: Wandopbouw	78
C.8	Handberekening schrankweerstand: Schrankweerstand per wandzijde	79
C.9	Handberekening schrankweerstand: Schrankweerstand per wand	80

C.10 Handberekening schrankweerstand: Schrankweerstand en windbelasting per richting	81
C.11 Handberekening schrankweerstand: Rotatiecentrum	82
C.12 Handberekening schrankweerstand: Moment hefboomsarm	83
C.13 Handberekening schrankweerstand: Polair traagheidsmoment	83
C.14 Handberekening schrankweerstand: Torsie	84
C.15 Handberekening schrankweerstand: Totale belasting	85
C.16 Handberekening schrankweerstand: Analyse schrankweerstand	85

Lijst van figuren

2.1	Foto's CLT [8]	6
2.2	Krachtswerking CLT-paneel [19, p. 3]	7
2.3	Zwaartepunt CLT	8
2.4	Isolatiematerialen HSB	8
2.5	Foto's HSB [1]	9
2.6	Foto's materialen buitenopbouw HSB [6]	9
2.7	Doorsnedes HSB [13]	10
2.8	Schijfwerking [22]	13
2.9	Structuur met meerdere verdiepingen [22]	14
2.10	Tie-downs houtskeletstijl [12]	15
2.11	Volledig verankerde wand	15
2.12	Berekening schrankweerstand individueel veld volledig verankerde wand	16
2.13	Partieel verankerde wand	17
2.14	Interne krachtsverdeling in partieel verankerde wand	19
2.15	Superpositie verankeringsstoestand partieel verankerde wand	19
2.16	Aanmaken nieuw materiaal in Diamonds	23
3.1	CLT-tool	28
3.2	Knooppunten mesh voor 1 wand HSW	29
3.3	Krachtverplaatsingsdiagram voor één wand HSB	29
3.4	Opbouw tweewandig paneel	29
3.5	Principeschets Diamonds	30
3.6	Momentbelasting M_w ten gevolge van krachtenkoppel externe windbelasting $F_{w,ext}$ en schrankweerstand $F_{v,tot}$	31
4.1	Berekeningsvoorbeeld 1 met CLT-tool	33
4.2	Berekeningsvoorbeeld 2 met CLT-tool	34
4.3	Krachtverplaatsingsdiagram	34
4.4	Driewandig paneel in Diamonds	35
4.5	Schrankweerstandtool: Disclaimer	36
4.6	Schrankweerstandtool: Interface-elementen	36
4.7	Schrankweerstandtool: Selectie verdieping +2	37
4.8	Schrankweerstandtool: Ingeladen grondplan verdieping +2	38
4.9	Schrankweerstandtool: Identificatie buitenste muren extern venster	38
4.10	Schrankweerstandtool: Identificatie buitenste muren interface	39
4.11	Schrankweerstandtool: Identificatie eerste schrankende muur verdieping +2	39

4.12	Schrankweerstandtool: Identificatie alle schrankende muren verdieping +2	40
4.13	Schrankweerstandtool: Identificatie schrankende muren verdieping +2 interface .	40
4.14	Schrankweerstandtool: Selectie type verbindingsmiddel	41
4.15	Schrankweerstandtool: Ingave en berekening nagelverbinding	42
4.16	Schrankweerstandtool: Ingave en berekening nietverbinding	42
4.17	Schrankweerstandtool: Gedetailleerde weergave verbinding	43
4.18	Schrankweerstandtool: Gedetailleerde weergave nagelverbinding	43
4.19	Schrankweerstandtool: Ingave wandopbouw 1	45
4.20	Schrankweerstandtool: Ingave wandopbouw alle wanden	45
4.21	Schrankweerstandtool: Berekening en output windlast	47
4.22	Schrankweerstandtool: Berekening en output schrankweerstand	48
4.23	Schrankweerstandtool: Ingave geometrie verdieping +1	49
4.24	Schrankweerstandtool: Wandopbouw verdieping +1	49
4.25	Schrankweerstandtool: Bepaling schrankweerstand verdieping +1	50
4.26	Schrankweerstandtool: Ingave geometrie gelijkvloers	50
4.27	Schrankweerstandtool: Wandopbouw gelijkvloers	51
4.28	Schrankweerstandtool: Bepaling schrankweerstand gelijkvloers	51
5.1	Ratio's per aantal panelen	54
A.1	Handberekening kruislaaghout: Opbouw	65
A.2	Handberekening kruislaaghout: Opbouw	67
B.1	Eenwandig paneel in Diamonds	69
B.2	Tweewandig paneel in Diamonds	69
B.3	Vierwandig paneel in Diamonds	69
B.4	Vijfwandig paneel in Diamonds	70
B.5	Zeswandig paneel in Diamonds	70
B.6	Zevenwandig paneel in Diamonds	70
C.1	Vloerplan verdieping +2	71
C.2	Handberekening schrankweerstand: Overzicht buitenmuren	72
C.3	Handberekening schrankweerstand: Zwaartepunt	73
C.4	Handberekening schrankweerstand: Overzicht schrankende wanden	74
C.5	Handberekening schrankweerstand: Zwaartepunt per wand	81

Lijst met afkortingen en symbolen

Afkortingen

CLT	<i>cross laminated timber</i> , kruislaaghout
EC0	Eurocode 0
EC5	Eurocode 5
EEM	eindige-elementenmethode
ETA	<i>European technical approval</i> , Europese technische goedkeuring
HSB	houtskeletbouw
HSW	houtskeletwanden
RF	reductiefactor

Griekse letters

α	hoek tussen de diagonaal en de onderste regel van een HSB-wand
β	verhouding stuksterkte van de houten elementen
ϵ_{xx}	rek in de x-richting
ϵ_{zz}	rek in de z-richting
$\gamma_{g,j}$	partiële factor voor blijvende belasting j
$\gamma_{q,i}$	partiële factor voor veranderlijke belasting i
γ_{xz}	hoekvervorming
κ_{xx}	kromming rond de x-as
κ_{zz}	kromming rond de z-as
λ	invloedsfactor schrankweerstand
ν	Poisson-factor
$\psi_{0,i}$	factor in verband met de combinatie waarde van een veranderlijke belasting
$\psi_{1,i}$	factor in verband met de frequente waarde van een veranderlijke belasting

$\psi_{2,i}$	factor in verband met de quasi-blijvende waarde van een veranderlijke belasting
$\rho_{\text{eq},k}$	karacteristieke equivalente dichtheid
ρ_k	karacteristieke dichtheid
$\tau_{x,i}$	torsiekracht op wand i in x-richting
$\tau_{y,i}$	torsiekracht op wand i in y-richting

Latijnse letters

a	afstand tussen het zwaartepunt van de laag en van de doorsnede
$A_{0,\text{net}}$	netto oppervlakte langslagen
$A_{90,\text{net}}$	netto oppervlakte dwarslagen
A_d	accidentiele belasting
B	wandbreedte
b	breedte van de doorsnede
c	invloedsfactor o.b.v. de geometrie van de doorsnede
d	dikte van de laag
d_h	diameter van de kop van de nagel
D_{11}	matricelement voor de axiale stijfheid
D_{12}	matricelement voor de axiale stijfheid
D_{21}	matricelement voor de axiale stijfheid
D_{22}	matricelement voor de axiale stijfheid
D_{33}	matricelement voor de axiale stijfheid
D_{44}	matricelement voor de buigstijfheid
D_{45}	matricelement voor de buigstijfheid
D_{54}	matricelement voor de buigstijfheid
D_{55}	matricelement voor de buigstijfheid
D_{66}	matricelement voor de buigstijfheid
E	elasticiteitsmodulus
$E_{0,\text{mean}}$	gemiddelde elasticiteitsmodulus van de hoofdlagen
$E_{90,\text{mean}}$	gemiddelde elasticiteitsmodulus van de dwarslagen
E_{diamonds}	werkende elasticiteitsmodulus in Diamonds

E_d	ontwerpwaarde belastingcombinatie
$E_{\text{matlab,A}}$	aangepaste elasticiteitsmodulus uit MATLAB-berekening
E_{matlab}	elasticiteitsmodulus uit MATLAB-berekening
$E_{x,\text{mean}}$	gemiddelde waarde van de elasticiteitsmodulus in x-richting
$E_{y,\text{mean}}$	gemiddelde waarde van de elasticiteitsmodulus in y-richting
$E_{z,\text{mean}}$	gemiddelde waarde van de elasticiteitsmodulus in z-richting
$F_{\text{ax,Rk}}$	karacteristieke axiale uittreksterkte
$F_{c,\text{Rd}}$	rekenwaarde van een reactiekracht in druk
$F_{f,\text{Rk}}$	karacteristieke sterkte per afschuifvlak en per verbindingsmiddel
$f_{h,1,k}$	karacteristieke stuiksterkte van het plaatmateriaal
$f_{h,2,k}$	karacteristieke stuiksterkte van het frame
F_p	externe verticale kracht
$F_{t,\text{Rd}}$	rekenwaarde van een reactiekracht in trek
$F_{v,\text{Rd}}$	rekenwaarde van de sterkte van het verbindingsmiddel per snede; rekenwaarde van het horizontaal effect op een wandschijf
f_{vloei}	vloeigrens van het verbindingsmiddel
$F_{\text{totaal},x,i}$	totale belasting op wand i in x-richting
$F_{\text{totaal},y,i}$	totale belasting op wand i in y-richting
$F_{\text{wind},x,\text{tot}}$	totale windbelasting in horizontale richting
$F_{\text{wind},x,i}$	windbelasting in horizontale richting op wand i
$F_{\text{wind},y,\text{tot}}$	totale windbelasting in verticale richting
$F_{\text{wind},y,i}$	totale windbelasting in verticale richting op wand i
$G_{0,\text{mean}}$	gemiddelde glijdingsmodulus van de hoofdlagen
$G_{\text{tor},\text{mean}}$	glijdingsmodulus in het vlak ten gevolge van torsie
$G_{k,j}$	karacteristieke waarde van blijvende belasting j
$G_{xy,\text{mean}}$	glijdingsmodulus uit het vlak in xy-richting
$G_{xz,\text{mean}}$	glijdingsmodulus uit het vlak in xz-richting
$G_{yz,\text{mean}}$	glijdingsmodulus in het vlak in yz-richting
H	wandhoogte
$h_{i,0,\text{net}}$	netto hoogte per hoofdlaag

I	traagheidsmoment
$I_{0,\text{net}}$	traagheidsmoment hoofdlagen
$I_{90,\text{net}}$	traagheidsmoment dwarslagen
$I_{p,x,i}$	polair traagheidsmoment van wand i in x-richting
$I_{p,y,i}$	polair traagheidsmoment van wand i in y-richting
k_{mod}	modificatiefactor voor belastingduur en vochtgehalte
K_{ser}	stijfheid van de verbindingsmiddelen
K_{twist}	correctiefactor verdraaiing
L	lengte van de wand
L_x	breedte van de verdieping in x-richting
L_y	breedte van de verdieping in y-richting
M_w	torsiemoment
m_{xx}	buigend moment rond de x-as in de plaat per lengte-eenheid
m_{xz}	buigend moment rond de xz-as in de plaat per lengte-eenheid
$M_{y,\text{Rk}}$	karacteristieke vloeimoment van het verbindingsmiddel
m_{zz}	buigend moment rond de z-as in de plaat per lengte-eenheid
n_w	aantal wanden
n_{xx}	normaalkracht in de plaat volgens de x-as in de plaat per lengte-eenheid
n_{xz}	normaalkracht in de plaat volgens de xz-as in de plaat per lengte-eenheid
n_{zz}	normaalkracht in de plaat volgens de z-as in de plaat per lengte-eenheid
O_i	afstand van het zwaartepunt per laag tot de rand van de doorsnede
P_0	verticale puntlast op de leidende stijl
q_{wind}	belasting ten gevolge van de wind
$Q_{k,i}$	karacteristieke waarde van met de gelijktijdig optredende veranderlijke belasting i
$R_{w,x}$	schransweerstand in x-richting
$R_{w,y}$	schransweerstand in y-richting
t_1	plaatdikte
t_2	indringinslengte nagel
u	verdeelde verbindingssterkte partieel verankerde wand

v_1	kracht in de verbindingsmiddelen bij een onverankerde wand in horizontale richting
$v_{b,0}$	windsnelheid
v_{vloei}	kracht in de verbindingsmiddelen bij vloeien
w_1	kracht in de verbindingsmiddelen bij een onverankerde wand in verticale richting
$w_{2,extern}$	verankerde verticale kracht ten gevolge van een verticale kracht werkzaam op de leidende stijl
x_1	x-coördinaat van het eerste punt
x_2	x-coördinaat van het tweede punt
x_c	x-coördinaat van het midden van de wand
x_{GC}	x-coördinaat van het geometrisch midden van de structuur
x_{RC}	x-coördinaat van het rotatiecentrum van de verdieping
y_1	y-coördinaat van het eerste punt
y_2	y-coördinaat van het tweede punt
y_c	y-coördinaat van het midden van de wand
y_{GC}	y-coördinaat van het geometrisch midden van de structuur
y_{RC}	y-coördinaat van het rotatiecentrum van de verdieping
z_s	zwaartepunt
$z_{x,i}$	hefboomsarm van wand i in x-richting ten opzichte van het rotatiecentrum
$z_{y,i}$	hefboomsarm van wand i in y-richting ten opzichte van het rotatiecentrum

Symbolen

#	wandnummer
\emptyset	diameter van het verbindingsmiddel

Inhoudsopgave

Voorwoord	i
Lijst van tabellen	iii
Lijst van figuren	v
Lijst met afkortingen en symbolen	vii
Abstract	xv
1 Inleiding	1
1.1 Situering	1
1.2 Probleemstelling	1
1.3 Doelstellingen	2
1.4 Leeswijzer	3
2 Literatuurstudie	5
2.1 Kruislaaghout	5
2.1.1 Opbouw	5
2.1.2 Materiaalkarakteristieken	6
2.1.3 Geometrie	7
2.2 Houtskeletbouw	8
2.2.1 Opbouw	8
2.2.2 Verbindingen	11
2.2.3 Schrankweerstand	13
2.3 Software	22
2.3.1 Diamonds Buildsoft	22
2.4 Ontwerpsituaties	23
2.4.1 Uiterste grenstoestanden	23
2.4.2 Bruikbaarheidsgrenstoestanden	24
2.4.3 Waarden van de coëfficiënten ψ	24
2.4.4 Waarden van de partiële factoren γ	25
3 Methode	27
3.1 Kruislaaghout	27
3.2 Houtskeletwanden	28
3.2.1 MATLAB	28
3.2.2 Diamonds	30

3.3	Schrankweerstandtool	30
3.3.1	Verdeling externe windbelasting	30
3.3.2	Excentriciteit externe windbelasting	31
4	Resultaten	33
4.1	Stijfheidsmatrix kruislaaghout	33
4.2	Stijfheid houtskeletwanden	34
4.3	Schrankweerstand	35
4.3.1	Opstarten tool	35
4.3.2	Geometrie	36
4.3.3	Verbindingssterkte	41
4.3.4	Wandopbouw	44
4.3.5	Berekening	46
4.3.6	Schrankweerstand eerste en gelijkvloerse verdieping	48
5	Bespreking	53
5.1	Kruislaaghout	53
5.2	Houtskeletbouw	54
5.3	Schrankweerstand	56
6	Conclusie	59
	Bibliografie	61
	Bijlagen	63
A	Handberekening kruislaaghout	65
A.1	CLT: Berekening 1	65
A.2	CLT: Berekening 2	67
B	Resultaten houtskeletwanden	69
C	Handberekening schrankweerstand	71

Abstract

Nederlands

In de praktijk verloopt het ontwerpen van houtbouwstructuren meestal volgens een eindig-elementenmethode met behulp van Eurocode 5-controles. Een volledige 3D-berekening met behulp van commerciële analysesoftware is vaak niet mogelijk vanwege de beperkte software-integratie van de standaardcontroles (Eurocode 5) en het gebrek aan kennis van de stijfheidsparameters zoals verbindingen en paneelstijfheden.

De ontwikkeling van twee *tools*, op basis van MATLAB, biedt een oplossingsstrategie om enerzijds een stijfheidsmatrix voor kruislaaghout te bekomen en anderzijds de schrankweerstand van houtskeletwanden te toetsen. Verder wordt een oplossingsstrategie bedacht om houtskeletwanden te modelleren in analytische commerciële 3D-software aan de hand van een algoritme binnen MATLAB. De berekening van dit algoritme verloopt niet-lineair op basis van de Newton-Raphson methode. Tot slot is het resultaat van deze ontworpen tools noodzakelijk om houtbouwstructuren binnen de 3D-software Diamonds Buildsoft te implementeren.

Na het gebruik van de ontworpen tools is het modelleren van kruislaaghout mogelijk en wordt de schrankweerstand van houtskeletwanden geanalyseerd. Daarnaast leiden de resultaten tot een verband om de stijfheid van houtskeletwanden, afhankelijk van het aantal wanden in het paneel en de geometrie, correct te implementeren binnen 3D-software. Verder onderzoek naar dit deelaspect is aangewezen, waarvoor deze masterproef een basis vormt.

Abstract

English

In engineering practice, timber frame structures are usually designed following a finite element approach using Eurocode 5 checks. A complete 3D calculation using commercial analytical software is often not possible due to the limited software integration of the standard verifications (Eurocode 5) and the lack of knowledge of the stiffness parameters such as connections and panel stiffnesses.

The development of two tools, based on MATLAB, offers a solution strategy to, on the one hand, become a stiffness matrix for cross laminated timber and, on the other hand, evaluate the racking resistance of timber frame walls. Furthermore, a solution strategy is devised to model timber frame walls in analytical commercial 3D software using an algorithm in MATLAB. The calculation of this algorithm is non-linear based on the Newton-Raphson method. Finally, the result of the designed tool is necessary to implement these custom-made wooden structures within the 3D software Diamonds Buildsoft.

After using the designed software tools, modelling cross laminated timber is possible and the racking resistance of the timber frame walls are analysed. In addition, the results lead to a stiffness related to timber frame walls, depending on the number of walls in the panel and the geometry, to implement correctly within 3D software. Further research into this aspect is appropriate for which this master's thesis forms a basis.

Hoofdstuk 1

Inleiding

1.1 Situering

Eén van de onderzoekslijnen van de onderzoeksgroep CERG bestaat uit de studie van het gedrag van structuurcomponenten in beton en andere (semi-) brosse materialen. Een eerste zwaartepunt van deze onderzoekslijn ligt in de studie van het gedrag van structuurcomponenten in gebouwen. De klemtoon ligt op de ontwikkeling van eindige-elementenmodellen die toelaten om residuele sterkte, levensduur en schade te bepalen in hout-, metselwerk- en betonconstructies. De invloed van verscheidene ingrepen in het gebouw op de stabiliteit en de draagstructuur wordt bestudeerd en geanalyseerd. Dit behelst zowel de invloed van het veranderen van mechanische belastingen door herinrichting van het gebouw als het veranderen van thermische en hygrische omstandigheden door bouwfysische aanpassingen. Bovendien worden de resultaten van deze onderzoeken vergeleken met experimentele resultaten uit het eigen onderzoekslabo. Aan de hand van het vastgestelde schadepatroon en in combinatie met de numerieke resultaten zal men proberen schade te voorkomen.

Dit onderzoek gaat dieper in op twee verschillende soorten van houten draagconstructies, met name houtskeletbouw (HSB) en kruislaaghout (CLT; EN: Cross-Laminated Timber), wat kaders in het onderzoeksdomein van CERG. Het gebruik van deze materialen situeert zich vooral bij laagbouw, met CLT als een relatief nieuwe methode van houtbouw. Eerst volgen zelfontworpen tools om enerzijds CLT-structuren te dimensioneren in commerciële analytische 3D-software en anderzijds de schrankweerstand van HSB te analyseren. Daarna volgt een oplossingsmethode om de stijfheid van houtskeletwanden (HSW) te bepalen en toe te kennen in commerciële analytische 3D-software.

1.2 Probleemstelling

In de praktijk verloopt het ontwerpen van houtbouwstructuren zoals CLT en HSB doorgaans op een element-per-elementbasis. Een volledige driedimensionale berekening in commerciële analysesoftware is vaak niet mogelijk omwille van de beperkte ondersteuning van de rekennorm (Eurocode 5) of de complexiteit van het invoeren van de structuur. Verder gaat het niet om één soort materiaal maar een samenstelling van verschillende materialen. Dit probleem beperkt het dimensioneren van houtbouwstructuren voor alle bouwkundig ingenieurs. Ondanks dat houtbouwstructuren veel perspectieven bieden, is om die reden de werking hiermee minder

toegankelijk. Uiteindelijk is het in de hedendaagse maatschappij de bedoeling om zo optimaal mogelijk materialen te gebruiken alsook te dimensioneren.

Aangezien CLT een relatief nieuw materiaal is, zijn er nog niet veel concrete dimensioneringsmethodes beschikbaar. In het geval van HSB is de configuratie een heikel punt vanwege de complexe samenstelling door verscheidene houtmaterialen met elk hun specifieke eigenschappen. De bepaling van de globale stijfheid verloopt moeilijk en dit is noodzakelijk om tot een implementering binnen 3D-software te komen.

Zonder verdere optimalisatie behalen deze houtbouwstructuren niet hun volledige potentieel.

1.3 Doelstellingen

Het schetsen van het structureel gedrag van CLT en HSB is nog steeds niet volledig geoptimaliseerd. De hoofddoelstelling van deze scriptie is om beide houtbouwstructuren in commerciële 3D-software te kunnen modelleren.

MATLAB biedt een platform om een oplossingsmethodologie uit te werken volgens een eindige-elementenmethode met een zelf gegenereerde tools van de structuren. Hieruit volgt een stijfheid van het materiaal, dat het structureel gedrag zo goed mogelijk tracht te schetsen. De ontwikkeling van de tools draagt bij tot een geoptimaliseerd implementatieproces. Deze tools dienen als hulpmiddel om zo accuraat mogelijk te dimensioneren, omdat de samenstelling van CLT en HSB kan bestaan uit verschillende houtmaterialen met elk hun eigen specifieke geometrische eigenschappen. Het implementeren binnen 3D-software (Buildsoft Diamonds) kan pas plaatsvinden wanneer het materiaalgedrag van een welbepaalde structuur gegenereerd is.

De optimalisatie van een schrankweerstandtools, ontworpen door dr. ing. R. Steensels, en de eigen ontworpen tools trachten een vooruitgang van dimensioneren te bewerkstelligen. Gedurende het academiejaar 2018-2019 zal de uitkomst van de 3D-software met de ontworpen tools een structureel beeld geven van verscheidene opstellingen, met als einddoel in juni betere modellering van deze houtbouwstructuren te verwerven binnen 3D-software.

ONDERZOEKSVRAGEN

1. Ontwerp een tool om de stijfheid van CLT te bepalen.
2. Optimaliseer de schrankweerstandtool.
3. Stel een oplossingsprocedure op om de stijfheid van een houstkeletwand te bepalen.

1.4 Leeswijzer

Hoofdstuk 2 start met de literatuurstudie die de toegevoegde materialen met bijhorende dimensioneringsregels bevat. Naast de materialen bevat hoofdstuk 2 eveneens de werking van de gebruikte softwareprogramma's.

De beschrijving van de ontworpen tools, met op de eerste plaats de CLT tools, komen aan bod in hoofdstuk 3. Daarnaast worden de HSB-oplossingsstrategie en de schrankweerstand tools besproken. De tools reiken een oplossingsstrategie aan voor de stijfheid van beide houtbouwstructuren.

De resultaten van zowel de CLT tool als van de schrankweerstandtool zijn neergeschreven in hoofdstuk 4. Daarnaast bevat hoofdstuk 4 de resultaten van de berekening van de stijfheid voor houtskeletwanden en de werkende waarden voor de stijfheid in Buildsoft Diamonds.

De resultaten worden besproken in hoofdstuk 5: enerzijds de vergelijking tussen de tools en de handberekeningen, anderzijds een verband voor de stijfheid van houtskeletwanden.

Tot slot komt in hoofdstuk 6 een conclusie aan bod met aanvullende suggesties tot verder onderzoek.

Hoofdstuk 2

Literatuurstudie

Hout is een onuitputtelijke en recycleerbare grondstof. Het is een bijzonder bouw materiaal. Het is licht van gewicht, sterk en, in tegenstelling tot staal, gemakkelijk te verwerken. Hout kan zowel binnen als buiten toegepast worden, maar zal onder bepaalde omstandigheden beschermd moeten worden tegen weersomstandigheden, vocht, insecten- en schimmelaantastingen. Hout is traditioneel een veelvuldig toegepast bouw- en constructiemateriaal vanwege de beschikbaarheid en flexibiliteit.

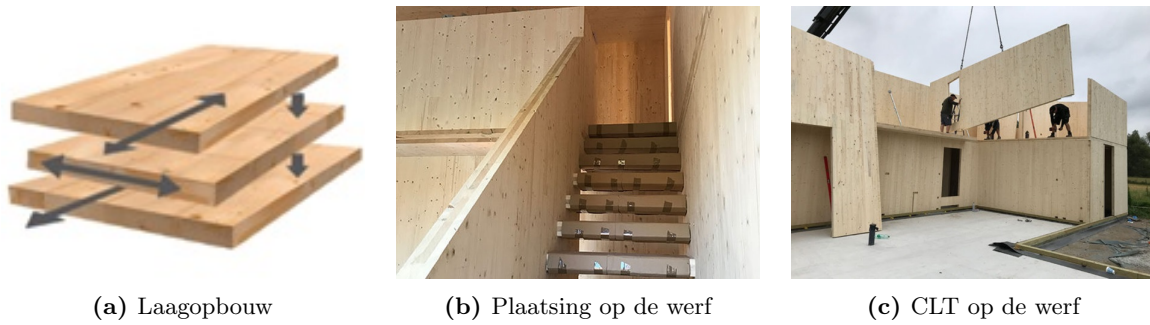
CLT is een relatief nieuwe bouw methode die voornamelijk in Duitsland en Oostenrijk volop verder ontwikkelt. De specifieke opbouw van dit type houtmassiefbouw heeft tamelijk wat voordelen in vergelijking met staal- of betonbouw én is bovendien goedkoper. CLT biedt meer designvrijheid door hun bijzondere stevigheid [2].

Houtskeletbouw is veruit de bekendste toepassing in de houtwoningbouw. Meer dan acht op de tien nieuwbouwwoningen in hout worden vandaag opgebouwd volgens dit principe. Voor renovaties of uitbreidingen loopt dat zelfs op tot negen op de tien woningen. Houtskeletbouw vandaag is een compleet gelijkaardig en volwaardig alternatief voor een traditioneel gebouwde woning. De houtskeletbouwwoning van vandaag is immers weinig vergelijkbaar met die van honderden jaren geleden. Moderne houtskeletbouwwoningen zijn echte topscorers, zowel op het vlak van thermische als akoestische isolatie. Een houtskeletwoning presteert op energievlak zeer goed, vaak een stuk beter dan traditionele woningen [7] [11].

2.1 Kruislaaghout

2.1.1 Opbouw

CLT-panels zijn opgebouwd uit langs- en dwarslagen. Het absolute minimum bedraagt drie lagen, waarbij de verschillende lagen aan elkaar gelijmd zijn. Figuur 2.1 toont de opbouw van een CLT op de werf. De panels zijn PEFC-gecertificeerde producten, dit wil zeggen: het gebruikte hout kent zijn oorsprong in duurzame bossen. Momenteel bestaat de toepassing vooral uit zachthoutsoorten, meestal sparrowhout met een sterkteklasse C24. Hardhoutsoorten bevinden zich nog in de testfase, maar tot op heden bestaat er nog geen hardhoutsoort die tegemoetkomt aan de vereisten [15, p. 8] [19, p. 2].



Figuur 2.1: Foto's CLT [8]

Tabel 2.1 toont de huidige meest gangbare maten van CLT. In sommige gevallen kunnen deze dimensies zelfs opgetrokken worden tot 30 m bij 4,80 m [15, p. 9].

Tabel 2.1: Dimensies CLT-panelen

	Lengte	Breedte	Dikte
Maximale afmeting	16 m	3 m	300 mm

2.1.2 Materiaalkarakteristieken

De toepassing van CLT beperkt zich tot constructiedelen van klimaatklasse 1 of 2. De klimaatklassen zijn in EC5 als volgt gedefinieerd [27, p. 28]:

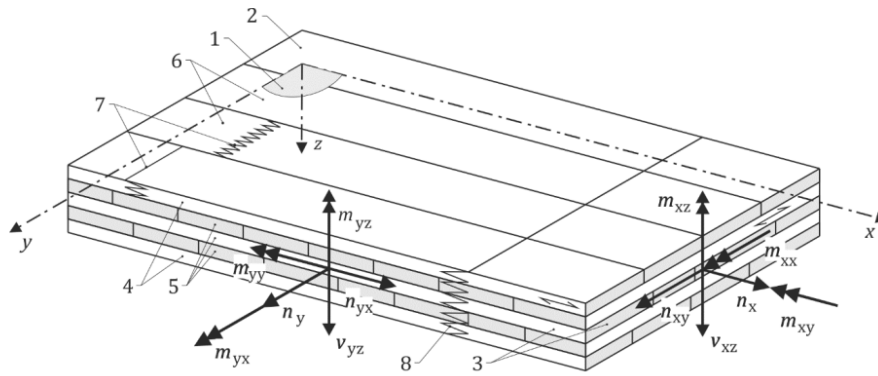
- Klimaatklasse 1: gekenmerkt door een vochtgehalte in de materialen dat overeenkomt met een temperatuur van 20 °C en een relatieve vochtigheid van de omringende lucht die slechts gedurende enkele weken per jaar hoger is dan 65%.
- Klimaatklasse 2: gekenmerkt door een vochtgehalte in de materialen dat overeenkomt met een temperatuur van 20 °C en een relatieve vochtigheid van de omringende lucht die slechts gedurende enkele weken per jaar hoger is dan 85%.
- Klimaatklasse 3: gekenmerkt door klimaatomstandigheden die leiden tot hogere vochtgehalten dan klimaatklasse 2.

Hierdoor is het dus mogelijk om een dak, een plafond, een muur en een balk uit te voeren met CLT.

Ten gevolge van de oriëntatie bevatten de beide lagen een verschil in stijfheid. Aangezien de plaatsing van de langslagen (0°) gebeurt in functie van de hoofddraagrichting, hebben zij de grootste stijfheid. Uit veronderstelling dragen de dwarslagen (90°) niet bij aan de stijfheid.

De elasticiteitsmodulus bevat de lasten in het vlak waar alleen de hoofdlagen, parallel aan de vezel, bijdragen tot de stijfheden $E_{x,\text{mean}}$ en $E_{y,\text{mean}}$. Hieruit volgt dat er geen stijfheid rond de z-as $E_{z,\text{mean}}$ is want anders falen de tussenliggende lagen.

De schuifmodulus bevat de lasten uit het vlak $G_{xz,\text{mean}}$, de lasten in het vlak - $G_{xy,\text{mean}}$, $G_{yx,\text{mean}}$ en $G_{\text{tor},\text{mean}}$ - en tot slot een afschuiving die plaatsvindt in en uit het vlak [15, p. 10-12] [19, p. 8]. Figuur 2.2 geeft de inwendige krachswerking van een CLT-paneel weer.



Figuur 2.2: Krachtswerking CLT-paneel [19, p. 3]

- | | |
|-------------------------|---------------------------------------|
| 1. vlak van het element | 5. binnenste lagen |
| 2. lateraal vlak | 6. lamellen |
| 3. zijkant | 7. vingerlasverbinding in de lamellen |
| 4. buitenste lagen | 8. grote vingerlasverbinding |

2.1.3 Geometrie

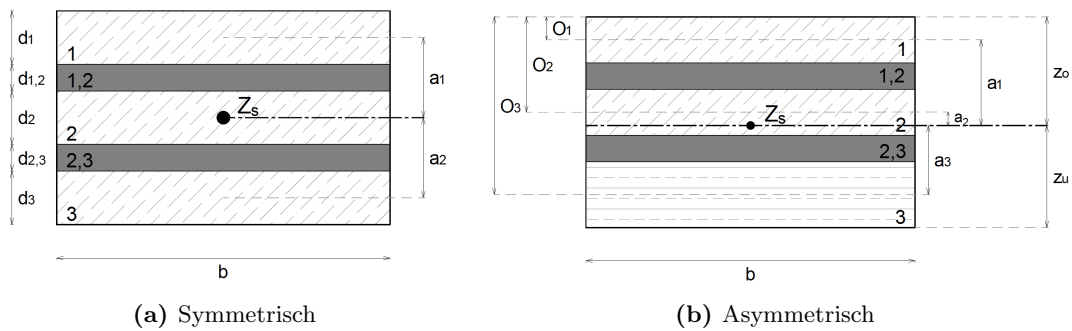
Omdat CLT een houten structuur is en dus orthotroop van gedrag is, verschillen de doorsnede-eigenschappen per richting. De bepaling van de effectieve doorsnede gebeurt op basis van de oriëntatie van de lasten en de effectieve lagen die bijdragen tot de weerstand van het materiaal. Later zal de effectieve doorsnede bijdragen tot de effectieve axiale stijfheid $(EA)_{ef}$.

$$A_{0,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \quad (2.1)$$

$$A_{90,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \quad (2.2)$$

CLT bestaat uit een symmetrische of asymmetrische doorsnede (figuur 2.3). Een symmetrische doorsnede betekent dat de effectieve lagen en tussenliggende lagen elk afzonderlijk dezelfde afmetingen hebben. De asymmetrische doorsnede daarentegen bestaat uit verschillende afmetingen voor de effectieve lagen. De symmetrie van de doorsnede heeft een invloed op het bepalen van het zwaartepunt z_s .

$$z_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b_i \cdot d_i \cdot O_i}{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b_i \cdot d_i} \quad (2.3)$$


Figuur 2.3: Zwaartepunt CLT

Zoals bij de effectieve doorsnede dragen de effectieve lagen ook alleen bij tot het bepalen van het (effectieve) traagheidsmoment. Hierbij moet ook rekening gehouden worden met de bijkomende vervorming door afschuifflexibiliteit van de transversale lagen. Verder draagt het traagheidsmoment ook bij tot de effectieve buigstijfheid $(EI)_{ef}$ [15, p. 21-35].

$$I = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2 \quad (2.4)$$

2.2 Houtskeletbouw

2.2.1 Opbouw

HSB bestaat uit een binnen- en buitenopbouw. De binnenopbouw bestaat uit verticale houten steunstijlen geplaatst om een bepaalde afstand. Doorgaans bedraagt deze afstand 60 cm. Hiertussen bevindt zich ook de isolatie. Enkele voorbeelden van mogelijk isolatiemateriaal zijn [20]:

- minerale wol zoals rotswol en glaswol als platen of dekens,
- isolatiematerialen van vernieuwbare grondstoffen zoals papiercellulose, hennep, ... en
- cellenbeton of cellenglas ter hoogte van de aansluiting op de betonplaat ter hoogte van het maaiveld.

Figuur 2.4 toont enkele van deze materialen.


Figuur 2.4: Isolatiematerialen HSB

Figuur 2.5 toont hoe een houtskeletwand er in de praktijk uitziet.



(a) Productie in de fabriek



(b) Plaatsing wand op de werf



(c) Plaatsing op de werf

Figuur 2.5: Foto's HSB [1]

De buitenopbouw bestaat uit een afwerkingspaneel dat ook mee zorgt voor de afschuifweerstand van de gehele constructie. Dit afwerkingspaneel hangt af van de bestemming van de HSB-structuur (vloer, wand of dak). Bij buitenplaatsing dient het afwerkingspaneel te voldoen aan gebruiksklasse 3 gezien de grote kans op uitloging. Mogelijke plaattypes zijn:

- multiplex/triplex,
- massiefhouten platen,
- vezelplaten (hardboard, zachtboard ...)
- spaanplaten,
- OSB,
- ...

Figuur 2.6 toont bovenstaande materialen.



(a) Multiplex



(b) Massiefhouten plaat



(c) Hardboard vezelplaat



(d) Zachtboard vezelplaat



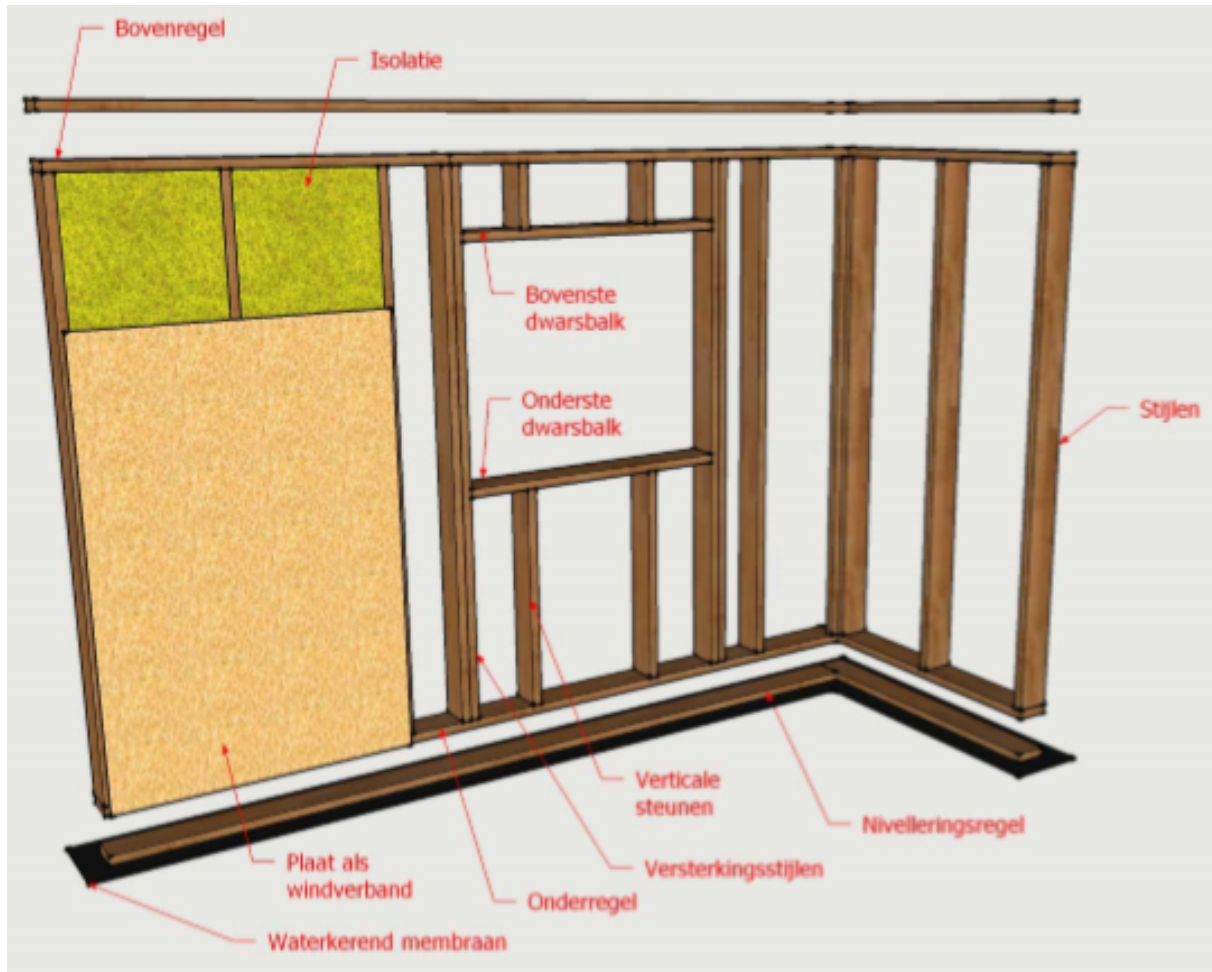
(e) Spaanplaat



(f) OSB

Figuur 2.6: Foto's materialen buitenopbouw HSB [6]

Figuur 2.7 toont een doorsnede van een HSB-wand met aanduiding van terminologie.



Figuur 2.7: Doorsnedes HSB [13]

De bepaling van de maximale hoogte voor deze houtbouwstructuur valt voorlopig niet onder strikte regelgeving. De enige regel die momenteel aanwezig is, is dat de maximale hoogte kan bepaald worden op basis van de horizontale doorbuiging (of uitwijking) van de wand. Deze regel stelt dat de maximale uitwijking gelijk is aan $H/500$. Uit deze formule kan een maximale hoogte bepaald worden aan de hand van een opgelegde maximale uitwijking [13]. Logischer wijze hangt de maximale hoogte ook wel samen met de dimensie, klimaatklasse en sterkte van de gebruikte houtsoort. Houtskeletbouwproducenten, bijvoorbeeld ETEX, bieden tot op heden wanden aan met een maximale hoogte van vier meter [4].

De stijl- en regelwerken bestaan uit naaldhout en de muurplaat mag van naald- en/of loofhout zijn. De noodzakelijke materiaalkarakteristieken - zoals bijvoorbeeld de elasticiteitsmodulus, glijmodulus en materiaaldichtheid - zijn afhankelijk van het gekozen materiaal. Dit geeft een indicatie van het verschil in waarde per materiaal [32, p. 2].

2.2.2 Verbindingen

De verbindingen bij HSB worden tot stand gebracht door gebruik van verbindingsmiddelen zoals:

- nagels,
- bouten,
- nieten,
- staalplaten,
- schroeven,
- slijtringen,
- deuvels,
- tand- en groef.

Voor elk van deze mogelijkheden zijn verschillende berekeningsvoorwaarden voorhanden in Eurocode 5 (EC5). Deze masterproef beschouwt enkel verbindingen met nagels en nieten[27]. Door de bevestiging van een plaatmateriaal op het houtskeletframe is HSB een hout-op-hout verbinding.

Voor hout-op-hout verbindingen met één afschuifvlak is de sterkte van de verbindingsmiddelen gelijk aan de laagste waarde van de volgende Johansen-vergelijkingen [16, p. 32-33]:

$$F_{f,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{a) } f_{h,1,k} t_1 d \\ \text{b) } f_{h,2,k} t_2 d \\ \text{c) } \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] d + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ \text{d) } 1.05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ \text{e) } 1.05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + 2\beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ \text{f) } 1.15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (2.5)$$

met

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \quad (2.6)$$

waarbij $F_{f,Rk}$ is de karakteristieke sterkte per afschuifvlak en per verbindingsmiddel, d de diameter van het verbindingsmiddel, t_1 de plaatdikte, t_2 is de indringing van het verbindingsstuk in het houtmateriaal van het frame, $f_{h,i,k}$ de karakteristieke stuksterkte van het materiaal i . De gebruikte materialen zijn uiteraard de houtsoort gebruikt in het houtskelet frame en het materiaal van de beplating. Afhankelijk van het materiaal moet de waarde van $f_{h,i,k}$ door een andere formule bepaald worden. Deze formules bevinden zich in EC5, maar verfijningen van deze formules kunnen voorgesteld worden in bijvoorbeeld ETA's.

De sterkte van de verbinding tussen het houtskeletframe en het plaatmateriaal is bepalend voor de schrankweerstand van het wandelement. Binnen EC5 wordt de sterkte van nagel- en nietverbindingen op een gelijkaardige manier bepaald namelijk met behulp van de Johansen-vergelijkingen.

Voor de berekening van de stuiksterkte voor plaatmateriaal zijn volgende formules van toepassing:

$$f_{h,1,k} = \begin{cases} 0.11\rho_k d^{-0,3} & \text{voor multiplex} \\ 30d^{-0,3}t_1^{0,6} & \text{voor hardboard (EN622-2)} \\ 65d^{-0,7}t_1^{0,1} & \text{voor spaanplaat en OSB} \\ 30d^{-0,8}t_1^{0,7} & \text{voor cementgebonden spaanplaat (EN634-2)} \\ 107d^{-1,3} & \text{voor cementgebonden spaanplaat (EN12467)} \\ 127d^{-0,7} & \text{voor Rigidur H (ETA08/0143)} \\ 7d^{-0,7}t_1^{0,9} & \text{voor Fermacell (ETA03/0050)} \end{cases} \quad (2.7)$$

De bepaling van de stuiksterkte voor het houtmateriaal van het frame gebeurt aan de hand van de volgende vergelijking:

$$f_{h,2,k} = 0,082\rho_k d^{-0,3} \quad (2.8)$$

Verder in vergelijking 2.5, is $M_{y,Rk}$ het karakteristieke vloeimoment van het verbindingsmiddel. Dit vloeimoment is gelijk aan:

$$M_{y,Rk} = \begin{cases} 150d^3 & \text{voor nietverbindingen} \\ 0.3f_{vloei}d^{2,6} & \text{voor nagelverbindingen} \end{cases} \quad (2.9)$$

met f_{vloei} de vloeigrens van het gebruikte staal van de nagelverbinding.

De laatste onbehandelde parameter van vergelijking 2.5 is $F_{ax,Rk}$. Dit is de karakteristieke axiale uittreksterkte van het verbindingsmiddel.

$$F_{ax,Rk} = \begin{cases} f_{ax,k}dt_2 & \text{voor nietverbindingen} \\ \min \begin{cases} f_{ax,k}dt_2 \\ f_{ax,k}dt_1 + f_{head,k}d_h^2 \end{cases} & \text{voor nagelverbindingen} \end{cases} \quad (2.10)$$

waarbij d_h de diameter van de kop van de nagel is,

$$d_h = \begin{cases} 0 & d < 2,65 \\ 2,25d & 2,65 < d < 3,75 \\ 2d & d > 3,75 \end{cases} \quad (2.11)$$

$f_{ax,k}$ is de karakteristieke uittreksterkte aan de puntzijde

$$f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \rho_k^2 \quad (2.12)$$

en $f_{ax,k}$ is de karakteristieke doortreksterkte van de nagelkop.

$$f_{head,k} = 70 \cdot 10^{-6} \rho_k^2 \quad (2.13)$$

met ρ_k de karakteristieke dichtheid van het hout in kg/m^3 .

De stijfheid K_{ser} van de verbindingsmiddelen wordt ook berekend in overeenstemming met de voorschriften uit EC5. Deze berekening maakt gebruik van een equivalente dichtheid $\rho_{\text{eq,k}}$ die de massadichtheid van het soort hout gebruikt in het frame $\rho_{1,k}$ gecombineerd met de massadichtheid van het gebruikte plaatmateriaal $\rho_{2,k}$.

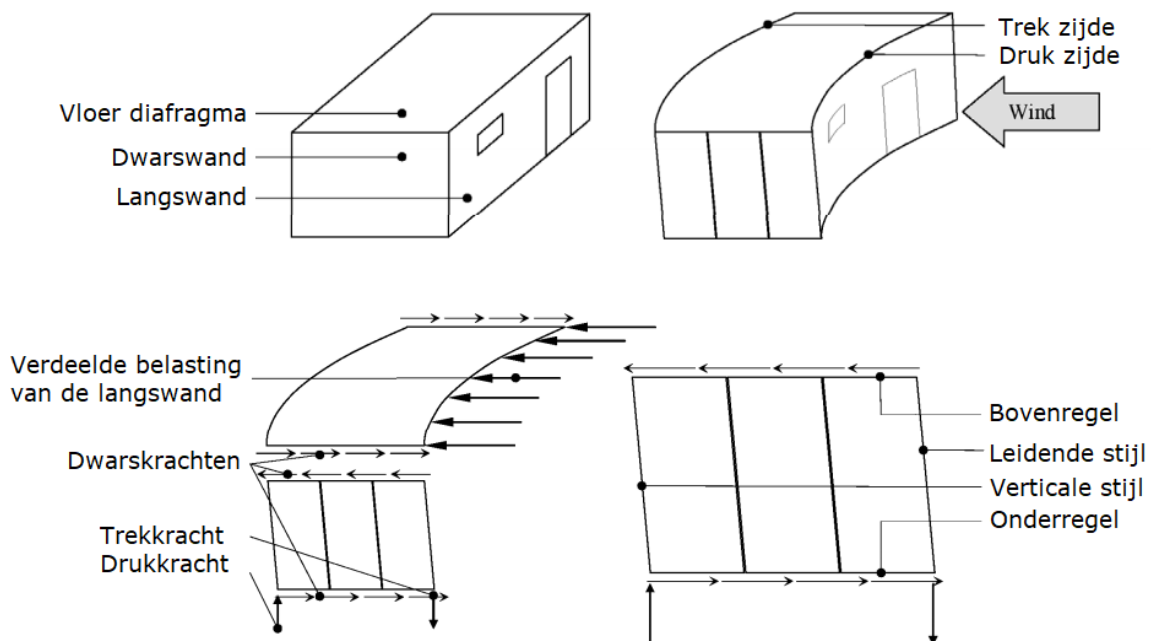
$$\rho_{\text{eq,k}} = \sqrt{\rho_{1,k}\rho_{2,k}} \quad (2.14)$$

De bepaling van de stijfheid K_{ser} van de verbinding verloopt als volgt:

$$K_{\text{ser}} = \begin{cases} \frac{\rho_{\text{eq,k}}^{1.5} d^{0.8}}{30} & \text{voor nagelverbindingen} \\ \frac{\rho_{\text{eq,k}}^{1.5} d^{0.8}}{80} & \text{voor nietverbindingen} \end{cases} \quad (2.15)$$

2.2.3 Schrankweerstand

Een gebouw is onderhevig aan verticale en horizontale belastingen. Onder andere het eigen gewicht, de sneeuw en andere opgelegde belastingen zoals het gebruik vormen de verticale belastingen. Horizontale krachten zijn hoofdzakelijk afkomstig van windlasten, maar ook aardbevingen kunnen dit effect veroorzaken. Figuur 2.8 toont de krachtwerking van een gebouw opgebouwd uit één laag. Wanneer de windlast aangrijpt op één van de gevels, wordt de belasting afgeleid naar de ondergrond en naar de dakplaat. De stabiliteitswanden, ook wel schrankende wanden genoemd, vangen deze krachten op door middel van schijfwerving van de dakplaat. De controle op de aanwezigheid van voldoende schrankende wanden is noodzakelijk. De schrankweerstand is de horizontale weerstand van de constructie.

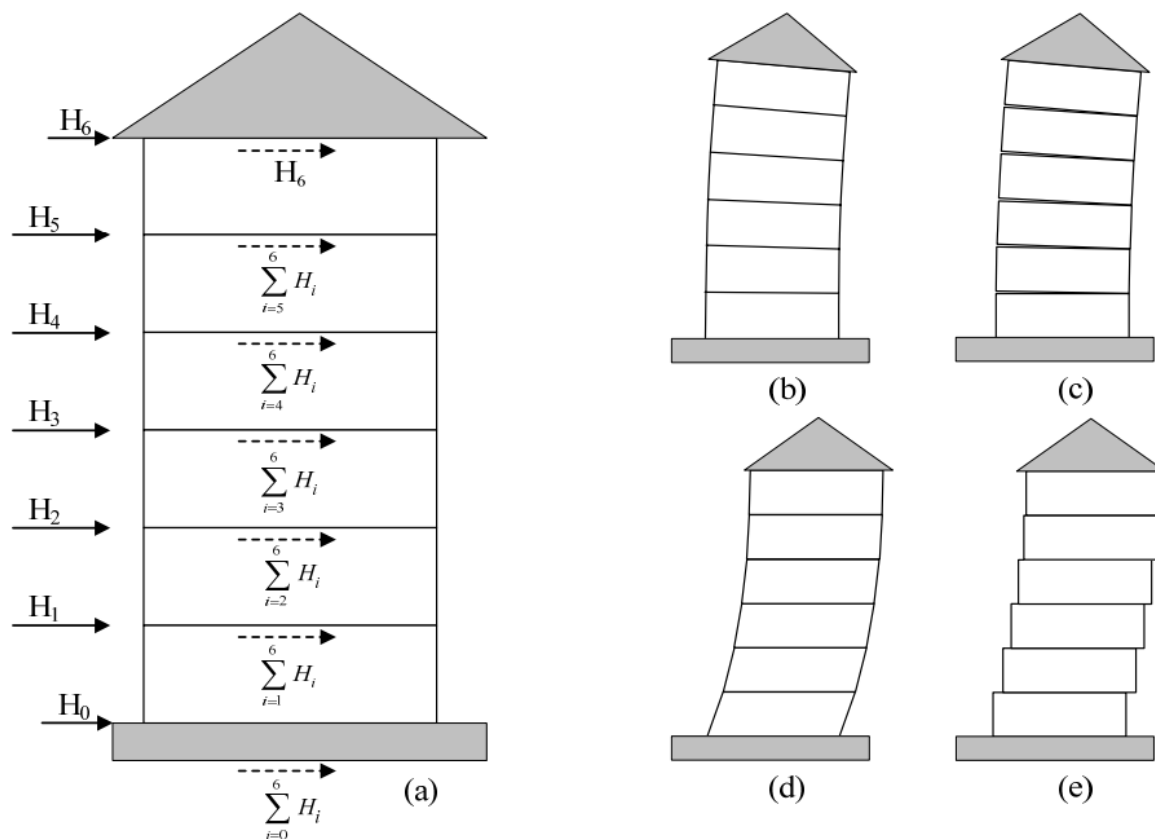


Figuur 2.8: Schijfwerving [22]

DEFINITIE

Een hout skelet wand die wordt blootgesteld aan een kracht in zijn vlak, en berekend is om aan deze kracht weerstand te bieden, wordt een schrankende wand of stabiliteitswand genoemd. De weerstand die deze wand heeft ten opzicht van deze last noemen we de schrankweerstand [18].

Het structureel gedrag uit Figuur 2.8 geldt ook voor een gebouw met meerdere bouwlagen. Figuur 2.9a verduidelijkt dat de schuifkrachten ter hoogte van de onderregel overgebracht worden naar de bouwlaag daaronder en niet rechtstreeks naar de fundering. Figuren 2.9b en 2.9c geven de trekkrachten weer die ontstaan ter hoogte van de leidende stijlen. Die trekkrachten kunnen ervoor zorgen dat de verschillende bouwlagen van elkaar scheiden. Het optillen en scheiden van de bouwlagen is het gevolg van hoofdzakelijk het relatief lage gewicht van een hout skeletstructuur in vergelijking met een betonnen structuur. Door de uiterste stijlen volledig te verankeren wordt het optillen en scheiden van de bouwlagen verhinderd, alsook de verticale verplaatsing. Figuren 2.9d en 2.9e tonen dat de verschillende lagen niet over elkaar schuiven dankzij de verankering [21] [22].

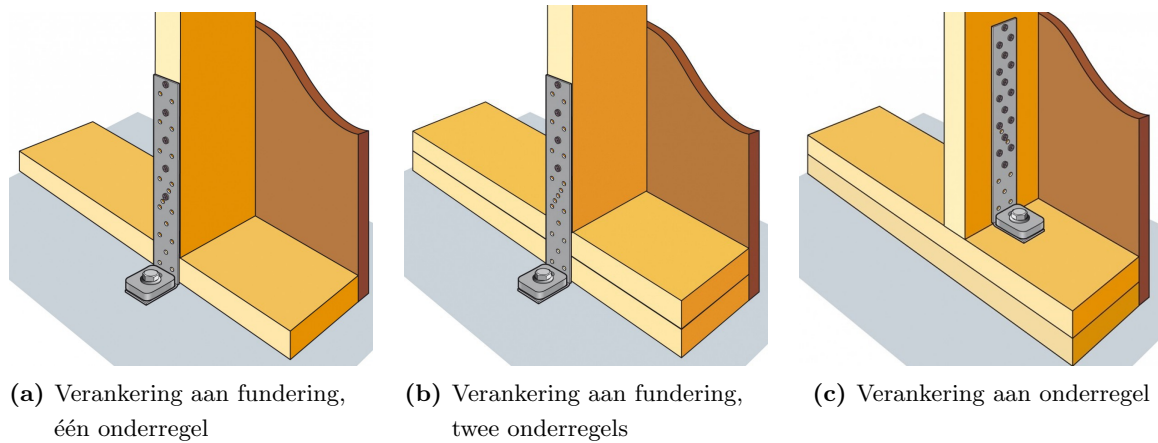


Figuur 2.9: Structuur met meerdere verdiepingen [22]

In de handleiding van de schrankweerstandtool in het kader van het TETRA-project SYNERGYTIMB wordt de werking beschreven van enerzijds volledig verankerde wanden en anderzijds partieel verankerde wanden [16, p. 34-39].

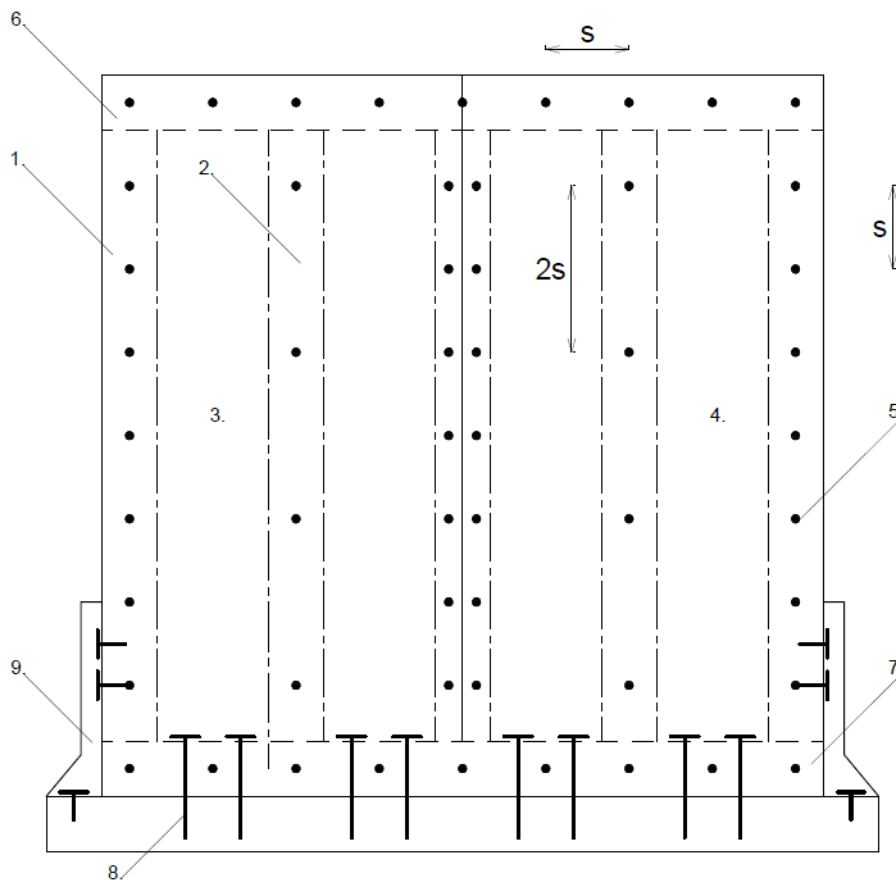
2.2.3.1 Volledig verankerde wanden

Een volledig verankerde wand bestaat uit de combinatie van een verankering van de onderregel en een verankering van de verticale eindstijlen. Figuur 2.10 geeft drie mogelijke verankeringwijzen weer.



Figuur 2.10: Tie-downs houtskeletstijl [12]

Figuur 2.11 verduidelijkt de opbouw van een volledig verankerde wand, waarbij s de tussenafstand van de verbindingsmiddelen is.

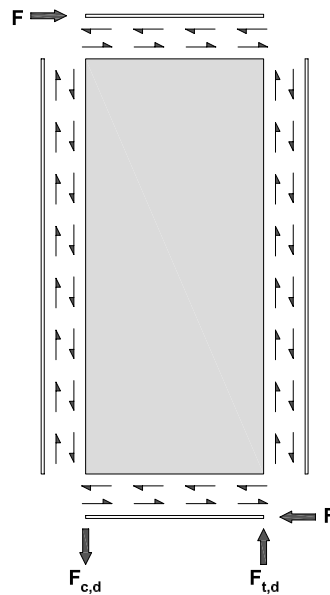


Figuur 2.11: Volledig verankerde wand

- | | |
|----------------------------------|--|
| 1. leidende stijl | 6. bovenregel |
| 2. verticale stijl | 7. onderregel |
| 3. plaat 1 | 8. verankering onderregel in de ondergrond |
| 4. plaat 2 | 9. verankering leidende stijl in de ondergrond d.m.v. een tie-down |
| 5. verbindingsmiddel plaat-stijl | |

2.2.3.1.1 Krachtswerking

De krachtswerking van volledig verankerde wanden is weergegeven in figuur 2.12. Doordat de leidende stijl van de wand verankerd is aan de onderregel zullen alle verbindingsmiddelen in gelijke mate bijdragen aan de schrankweerstand en verloopt de belasting op het plaatmateriaal zuiver op afschuiving. De maximale schrankweerstand is met andere woorden gelijk aan het product van de gemiddelde sterkte van de verbindingsmiddelen en het aantal verbindingsmiddelen met de onderregel. Verder zijn in figuur 2.12 ook de optredende verticale reactiekrachten $F_{c,d}$ en $F_{t,d}$ weergegeven. Deze reactiekrachten werken het kantelmoment ten gevolge van de belasting F tegen.



Figuur 2.12: Berekening schrankweerstand individueel veld volledig verankerde wand

2.2.3.1.2 Evaluatie schrankweerstand

De schrankweerstand $F_{v,Rd}$ wordt in EC5 berekend met behulp van formule 2.16

$$F_{v,Rd} = 1.2 \cdot \frac{F_{t,Rd} \cdot B \cdot c}{s} \quad (2.16)$$

met $F_{t,Rd}$ de rekenwaarde van de sterkte van een individueel op afschuiving belast verbindingsmiddel in Newton, B de breedte van het wandpaneel, s de afstand tussen de verbindingsmiddelen en

$$c = \begin{cases} 1 & \text{voor } b \geq b_0 \\ \frac{b}{b_0} & \text{voor } b < b_0 \end{cases} \quad (2.17)$$

waarin $b_0 = H/2$ met H de hoogte van de wand.

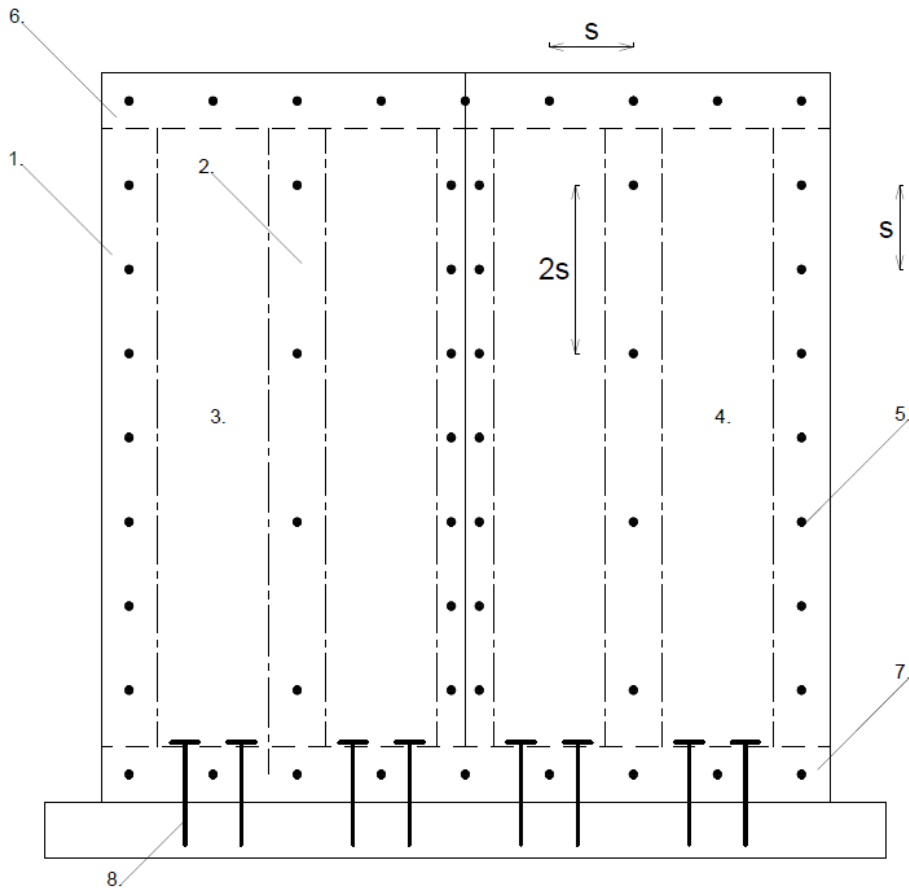
De grootte van de reactiekrachten is gelijk aan:

$$F_{t,Rd} = F_{c,Rd} = \frac{F_{v,Rd} \cdot H}{L} \quad (2.18)$$

Met L de lengte van de wand.

2.2.3.2 Partieel verankerde wanden

Indien enkel de onderregel verankerd is in de ondergrond betreft het een partieel verankerde of gedeeltelijk verankerde wand. Figuur 2.13 toont het principe van een partieel verankerde wand, waarbij s de tussenafstand van de verbindingsmiddelen is.



Figuur 2.13: Partieel verankerde wand

- | | |
|--------------------|--|
| 1. leidende stijl | 5. verbindingsmiddel plaat-stijl |
| 2. verticale stijl | 6. bovenregel |
| 3. plaat 1 | 7. onderregel |
| 4. plaat 2 | 8. verankering onderregel in de ondergrond |

2.2.3.2.1 Krachtswerking

Bij partieel verankerde wanden is de inwendige krachtsverdeling in de stijlen en het plaatmateriaal weergegeven in figuur 2.14. In deze figuur is een wand weergegeven waarvan de leidende stijl niet met een tie-down verankerd is aan de onderregel. De horizontale kracht F veroorzaakt wederom een belasting op de wand. Als gevolg van deze belasting ontstaat er een kantelmoment en leidt het tot een opheffing van de leidende stijl van de onderregel. Het opvangen van de verticale verankering van de wand gebeurt door de verbindingsmiddelen tussen het plaatmateriaal en de onderregel.

Er is ook duidelijk zichtbaar dat het plaatmateriaal voor het eerste veld van de wand niet onder een zuivere afschuifbelasting valt. Het opheffen van de leidende stijl samen met het plaatmateriaal onder invloed van het kantelmoment induceert geen krachten in de verbindingen tussen deze stijl en het plaatmateriaal. Aan de andere zijde van het eerste veld zijn er wel verticale schuifspanningen in de verbindingsmiddelen op te merken door het globale krachtenevenwicht van het plaatmateriaal. De verticale krachten rechts van de eerste plaat zijn in evenwicht met de neerwaartse verdeelde krachten tussen het plaatmateriaal en de onderregel. De verticale krachten rechts van de eerste plaat worden via de stijl overgezet naar het plaatmateriaal in het tweede veld van de wand. Deze krachten zullen hier een verankerende rol opnemen. Naarmate het einde van de wand zal het plaatmateriaal zich met andere woorden meer en meer in een verankerde toestand bevinden. In figuur 2.14 is het kantelmoment dat ontstaat door de belasting F helemaal opgenomen na veld twee en zal het derde veld zich dus in een volledig verankerde toestand bevinden. Hoeveel velden nodig zijn om deze toestand te bekomen is afhankelijk van de sterkte van de verbindingen, de hoogte- en breedteverhouding van de wandvelden en de grootte van de optredende belasting. De evaluatie van de waarde van de schrankweerstand is gebaseerd op de berekeningsmethode ontwikkeld door prof. dr. ir. Kurt De Proft.

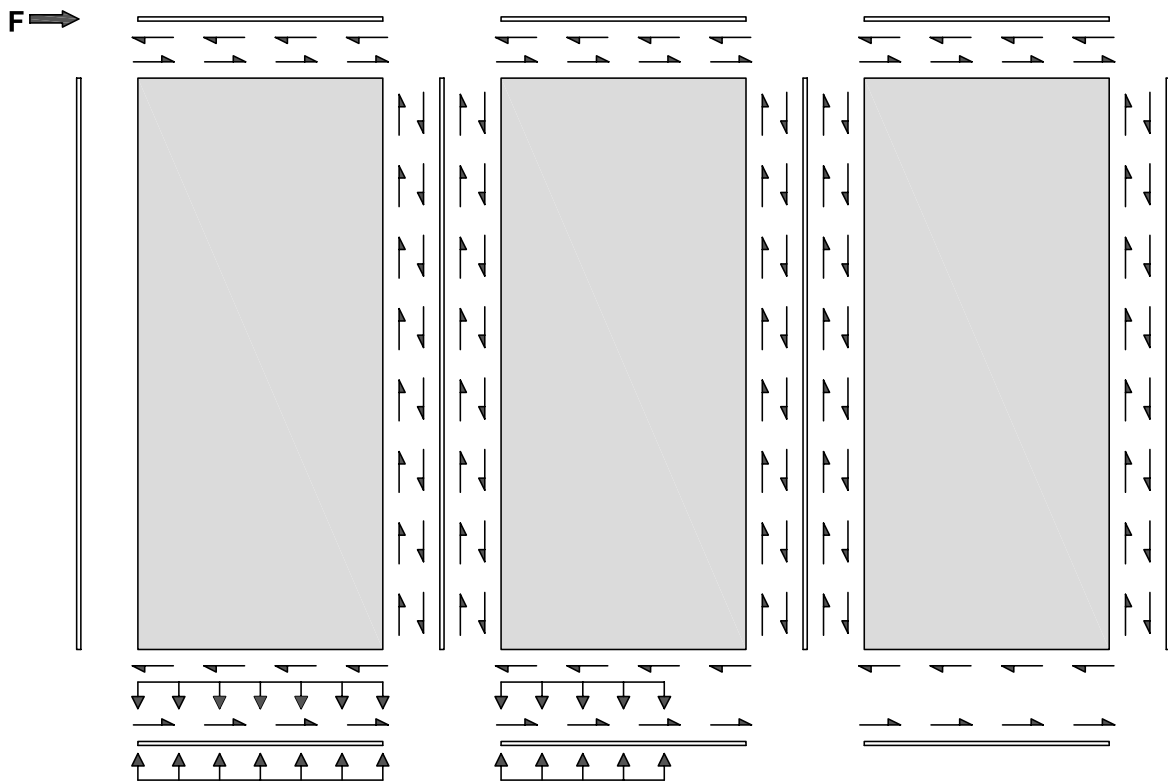
2.2.3.2.2 Evaluatie schrankweerstand

Figuur 2.15 geeft de krachtswerking in de verbindingen rondom het plaatmateriaal voor één veld van de wand weer. Dit is noodzakelijk voor de berekening van de schrankweerstand van een partieel verankerde wand. Wanneer dit veld het eerste veld van de wand is en er geen verankerende verticale kracht op de leidende stijl plaatsneemt zal w_2 gelijk zijn aan nul. Indien het beschouwde paneel niet het eerste veld is zal er een verankerende kracht met een grootte gelijk aan w_2 plaatsgrijpen. Deze verankerende kracht wordt geïnduceerd door het voorgaande paneel. Ten slotte kan het ook nog zijn dat er een verticale kracht werkzaam is op de leidende stijl. Deze kracht ($w_{2,\text{extern}}$) zal ook een verankerende werking hebben gelijk aan:

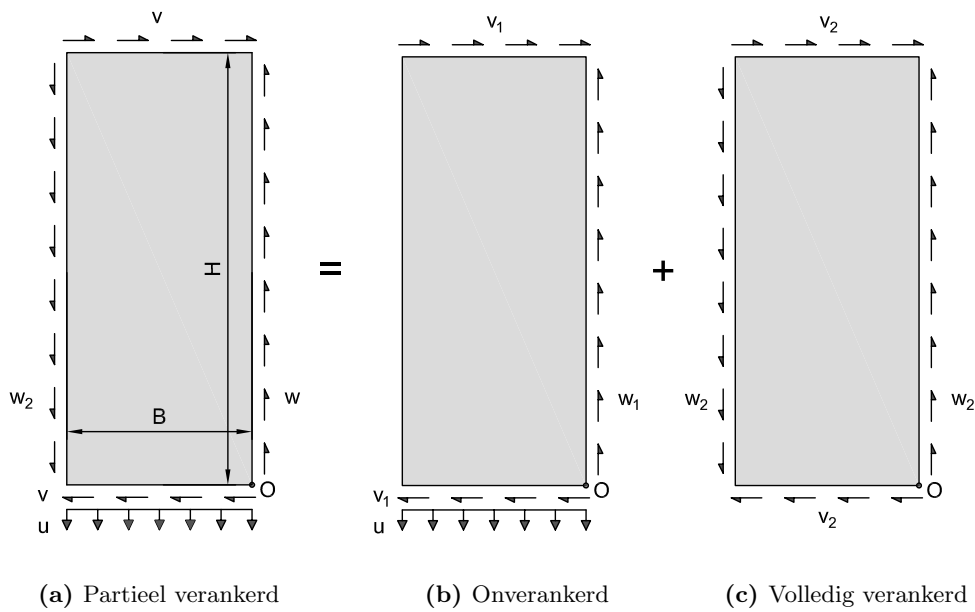
$$w_{2,\text{extern}} = \frac{P_0}{H} \quad (2.19)$$

Enkel de krachten in de verbindingsmiddelen rondom het plaatmateriaal zijn weergegeven aangezien ook enkel deze krachten bijdragen aan de schrankweerstand. In figuur 2.15 is ook te zien dat de krachtswerking van het beschouwde partieel verankerd paneel (figuur 2.15a) opgedeeld kan worden in een onverankerd (figuur 2.15b) en volledig verankerd paneel (figuur 2.15c). De superpositie van beide aspecten geeft dan de krachtswerking van het partieel verankerd paneel binnen de wand weer. Dit leidt tot het uitschrijven van dit paneel.

Eerst kijken naar het onverankerde element leidt tot de berekening van de schrankweerstand



Figuur 2.14: Interne krachtsverdeling in partieel verankerde wand



Figuur 2.15: Superpositie verankeringsstoestand partieel verankerde wand

van het partieel verankerde wandelement (figuur 2.15b). Het rotatie-evenwicht rond het punt O verloopt als volgt:

$$Bu\frac{B}{2} - v_1BH = 0 \quad (2.20)$$

Na het herschrijven van deze vergelijking volgt:

$$\frac{u}{v_1} = \frac{2H}{B} \quad (2.21)$$

Uit het verticale evenwicht van het onverankerde paneel volgt de afleiding van de waarde van w_1 :

$$w_1H = uB \quad (2.22)$$

$$w_1 = \frac{uB}{H} \quad (2.23)$$

Met het kijken naar het geheel van het partieel verankerd wandpaneel zijn er twee faalmodi op het niveau van de verbindingen mogelijk: ofwel vloeien de verbindingsmiddelen tussen het plaatmateriaal en de onderregel onder het kantelmoment van de optredende belasting, ofwel vloeien de verbindingen aan de rechtse stijl en zal de plaat zijn maximale schrankweerstand bereikt hebben. Stel dat de verbindingen onderaan de plaat vloeien. De resulterende kracht in de verbindingsmiddelen is gelijk aan de vloeibelasting (v_{vloei}):

$$v_{\text{vloei}}^2 = (v_1 + v_2)^2 + u^2 \quad (2.24)$$

waarbij

$$v_{\text{vloei}} = \frac{F_{\text{f,Rd}}}{s} \quad (2.25)$$

met $F_{\text{f,Rd}}$ de sterkte van het verbindingsmiddel en s de tussenafstand tussen twee opeenvolgende verbindingsmiddelen.

De verticale belasting in de rechtse stijl van het wandpaneel kan nu ook geschreven worden als:

$$w = w_2 + w_1 = w_2 + \frac{uB}{H} \quad (2.26)$$

Er kan nu een stelsel van vergelijkingen worden gevormd met vergelijkingen 2.23, 2.24 en 2.26. Ervan uitgaande dat de waarde van w_2 op voorhand gekend is (deze is ofwel nul ofwel gelijk aan de verticale belasting op de leidende stijl gedeeld door de hoogte ofwel gelijk aan de verankerende kracht van het voorgaande paneel) beschikken we over drie onbekenden en drie vergelijkingen. De oplossing van het stelsel van vergelijkingen geeft de waardes weer van de onbekende grootheden:

$$v_2 = \frac{B\sqrt{B^2v_{\text{vloei}}^2 + 4H^2(v_{\text{vloei}}^2 - v_1^2)} - B^2v_1^2}{B^2 + 4H^2} \quad (2.27)$$

$$w_2 = v_{\text{vloei}} - 2v_2 \quad (2.28)$$

$$u = 2\frac{H}{B}v_2 \quad (2.29)$$

De volledige krachtstoestand (w_2 , w , u en v) in het partieel verankerde wandpaneel is nu gekend.

Indien er vloeien optreedt in de rechtse stijl ($w=v_{\text{vloei}}$) voordat de verbindingen met de onderregel vloeien, kan de volledige schrankweerstand van het wandpaneel aangesproken worden.

De berekening van de schrankweerstand verloopt analoog. Dit leidt tot de volgende vergelijkingen:

$$w = v_{\text{vloei}} \quad (2.30)$$

$$u = \frac{H(v_1 - v_{\text{vloei}})}{B} \quad (2.31)$$

$$v_2 = \frac{uB}{2H} \quad (2.32)$$

$$v = v_1 + v_2 \quad (2.33)$$

Voor beide faalmodi van de verbindingsmiddelen is nu de waarde van v berekend. Het verkrijgen van de schrankweerstand van dit paneel gebeurt door de waarde voor alle wandpanelen te berekenen en te vermenigvuldigen met de lengte van het wandpaneel. De schrankweerstand van de volledige wand is de som van de schrankweerstand van alle individuele wandpanelen.

2.3 Software

2.3.1 Diamonds Buildsoft

Diamonds Buildsoft is een eindige-elementensoftware (EEM) voor de berekening van structuren in staal, beton en hout. Het softwarepakket bestaat standaard uit een hele resem materialen, die terug te vinden zijn in de bibliotheek. Het toekennen van een materiaalsoort kan voor elk gemodelleerd structuuronderdeel. Het probleem stelt zich echter in het ontbreken van CLT én HSB in de bibliotheek van Diamonds.

2.3.1.1 Kruislaaghout

Zowel het gebruik van de bibliotheek als het toekennen van een stijfheidsmatrix zijn methodes om materiaaleigenschappen van CLT toe te kennen aan een constructiedeel in Diamonds, zie vergelijking 2.34. De stijfheidsmatrix beschrijft zowel de axiale stijfheid (D_{11} - D_{33}) en de buigstijfheid (D_{44} - D_{66}) [17].

$$\begin{pmatrix} n_{xx} \\ n_{zz} \\ n_{xz} \\ m_{xx} \\ m_{zz} \\ m_{xz} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & 0 & - & - & - \\ D_{21} & D_{22} & 0 & - & - & - \\ 0 & 0 & D_{33} & - & - & - \\ - & - & - & D_{44} & D_{45} & 0 \\ - & - & - & D_{54} & D_{55} & 0 \\ - & - & - & 0 & 0 & D_{66} \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{zz} \\ \gamma_{xz} \\ \kappa_{xx} \\ \kappa_{zz} \\ \rho_{xz} \end{pmatrix} \quad (2.34)$$

Op te merken bij de CLT-stijfheidsmatrix is dat de termen D_{12} , D_{21} , D_{45} en D_{54} allen gelijk zijn aan nul. Dit is het gevolg van de aanname dat de Poisson-factor $\nu = 0$. De berekening gebeurt alsof er geen lijm aanwezig is aangezien de lijm geen technische toelating heeft voor belastingen. De overige matrixelementen kunnen als volgt bepaald worden:

$$D_{11} = \sum_{i=1}^n h_{i,0,\text{net}} \cdot E_{0,\text{mean}} \quad (2.35)$$

$$D_{22} = \sum_{i=1}^n h_{i,90,\text{net}} \cdot E_{90,\text{mean}} \quad (2.36)$$

$$D_{33} = G_{0,\text{mean}} \cdot d \cdot K_{\text{shear}} \quad (2.37)$$

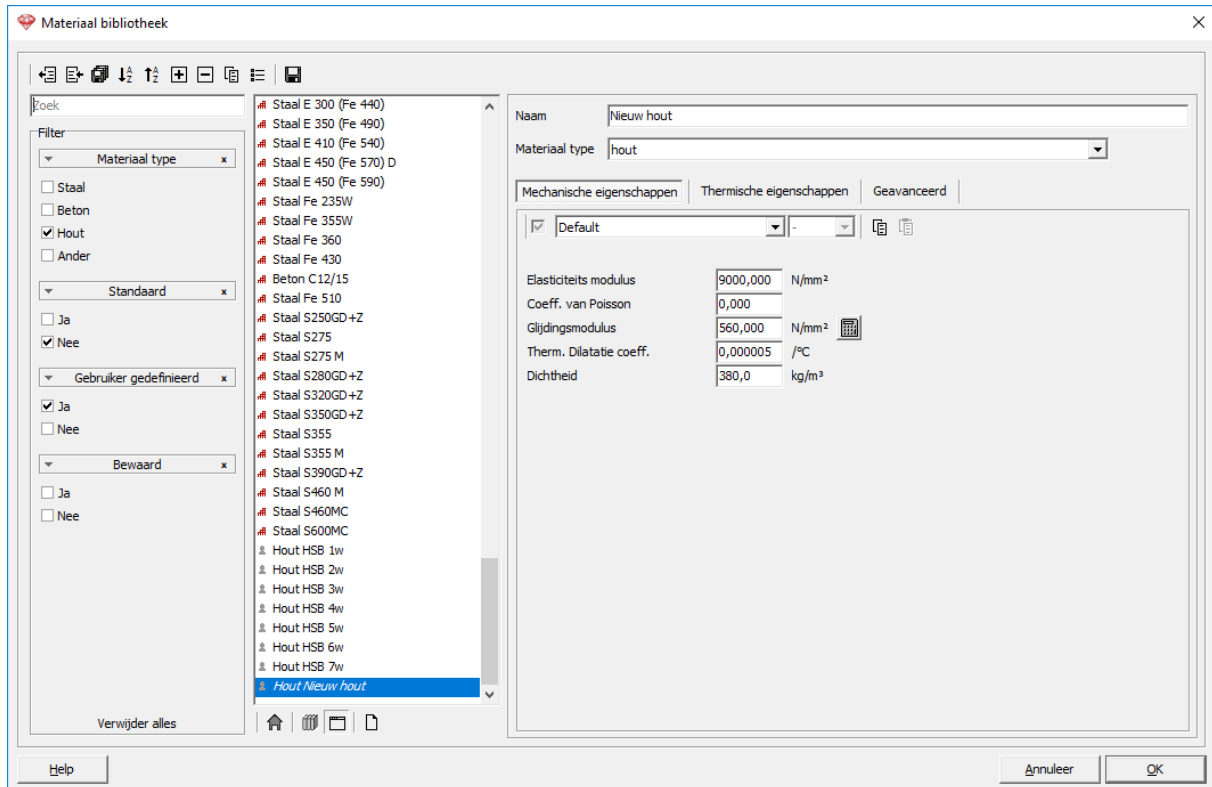
$$D_{44} = E_{0,\text{mean}} \cdot I_{0,\text{net}} \quad (2.38)$$

$$D_{55} = E_{0,\text{mean}} \cdot I_{90,\text{net}} \quad (2.39)$$

$$D_{66} = K_{\text{twist}} \cdot G_{0,\text{mean}} \cdot \frac{b \cdot d^3}{12} \quad (2.40)$$

2.3.1.2 Houtskeletbouw

HSB is een samenstelling van meerdere constructielementen. Een stijfheidsmatrix opstellen voor een HSB-constructiedeel is dan ook geen sinecure. Naast het toekennen van een stijfheidsmatrix biedt Buildsoft Diamonds de mogelijkheid om een materiaal aan te maken (figuur 2.16). Door bepaalde eigenschappen aan het materiaal toe te kennen, genereert Diamonds een stijfheid voor het materiaal. De belangrijkste parameter hiervoor is de elasticiteitsmodulus.



Figuur 2.16: Aanmaken nieuw materiaal in Diamonds

2.4 Ontwerpsituaties

Eurocode 0 (EC0) definieert de te gebruiken ontwerpsituaties [30].

2.4.1 Uiterste grenstoestanden

De uiterste grenstoestand heeft betrekking op:

- de veiligheid van personen, en/of
- de veiligheid van de constructie.

Afhankelijk van de situatie is een bepaalde belastingscombinatie vereist. De mogelijke combinaties in de uiterste grenstoestand zijn:

- de fundamentele combinatie:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{g,j} G_{k,j} + \gamma_{q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.41)$$

- de buitengewone combinatie:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ of } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.42)$$

- de aardbevingscombinatie:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.43)$$

2.4.2 Bruikbaarheidsgrenstoestanden

Grenstoestanden die vallen onder de bruikbaarheidsgrenstoestanden hebben betrekking op:

- het functioneren van de constructie of delen ervan, onder normaal gebruik,
- het comfort van mensen,
- het uiterlijk van de bouwwerken.

De beschikbare belastingcombinaties in de gebruiksgrenstoestand zijn:

- de karakteristieke combinatie:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.44)$$

- de frequente combinatie:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.45)$$

- de quasi-blijvende combinatie:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.46)$$

2.4.3 Waarden van de coëfficiënten ψ

Tabel 2.2 toont de ψ -coëfficiënten voor gebouwen [29]:

Tabel 2.2: Coëfficiënten ψ voor gebouwen

Belasting	ψ_0	ψ_1	ψ_2
<i>Voorgescreven belastingen in gebouwen volgens categorie [31]</i>			
Categorie A: woon-, verblijfruimtes	0,7	0,5	0,3
Categorie B: kantoorruimtes	0,7	0,5	0,3
Categorie C: vergaderruimtes	0,7	0,7	0,6
Categorie D: winkelruimtes	0,7	0,7	0,6
Categorie E: opslagruimtes	1,0	0,9	0,8
Categorie F: verkeerruimte/parking voor lichte voertuigen	0,7	0,7	0,6
Categorie G: verkeerruimte/parking voor middelzware voertuigen	0,7	0,5	0,3
Categorie H: daken	0	0	0
<i>Sneeuw- en ijsbelasting [23]</i>			
Voor geheel België (hoogte $H \leq 1000$ m)	0,5	0	0
<i>Windbelasting gebouwen [24]</i>			
Temperatuur (uitgezonderd brand) [25]	0,6	0,2	0
Zettingen [28]	1,0	1,0	1,0
Bijzondere belastingen tijdens de uitvoering [26]	1,0	-	0,2

2.4.4 Waarden van de partiële factoren γ

De tabellen en waarden van de factoren γ en ψ werden opgesteld volgens Bijlage A1 "Toepassing op gebouwen en houden rekening met de aanpassingen voor België gegeven in de ANB [29]. De waarde van de gegeven factoren in tabel 2.3 komen overeen met een gevolgklasse CC2 (gewone gevallen) [5]. Tabel 2.4 weergeeft de drie verschillende gevolgklasse gedefinieerd door EC0.

Tabel 2.3: Partiële factoren per belastingcombinatie

	G		Q
	Ongunstig	Gunstig	
UGT			
Blijvend/tijdelijk			
A) Evenwicht	1,10	0,90	1,50
B) Structurele weerstand	1,35	1,00	1,50
C) Fundering	1,00	1,00	1,10
Buitengewoon	1,00	1,00	1,00
Seismisch	1,00	1,00	1,00
GGT			
Karakteristiek, frequent en quasi-blijvend	1,00	1,00	1,00

Tabel 2.4: Gevolgklasse volgens EC0 [33, p.36]

Overeenstemming NBN B 03-001	Gevolgklasse	Beschrijving	Voorbeelden van gebouwen en constructies
Verhoogde veiligheid	CC3	Zware gevolgen in termen van verlies van mensenlevens, of erg zware gevolgen op economisch, sociaal of milieuvlak	Tribunes, openbare gebouwen, waar gebreken zware gevolgen kunnen hebben (bv. concertzalen)
Gewone veiligheid	CC2	Middelmatige gevolgen in termen van verlies van mensenlevens, of aanzienlijke gevolgen op economisch, sociaal of milieuvlak	Residentiële of openbare gebouwen en kantoorgebouwen, waar gebreken middelmatige gevolgen kunnen hebben (bv. kantoorgebouwen)
Verminderde veiligheid	CC1	Zwakke gevolgen in termen van verlies van mensenlevens, of verwaarloosbare gevolgen op economisch, sociaal of milieuvlak	Agrarische gebouwen, waartoe de mensen normaal geen toegang hebben (bv. opslagruimten), serres

Hoofdstuk 3

Methode

Om de vooraf bepaalde ontwerpvoorwaarden voor beide houtbouwstructuren in kaart te brengen, is het noodzakelijk om een juiste methodiek op te stellen. Deze methodiek is bedoeld om het structureel gedrag zo correct mogelijk te schetsen en het dimensioneren van deze houtbouwstructuren binnen een commerciële analysesoftware te kunnen optimaliseren.

Hoofdstuk 3 bespreekt eerst de ontwikkelde tool voor kruislaaghout. Vervolgens zal een stijfheidsverband voor houtskeletwanden weergegeven worden door middel van het gebruik van MATLAB. Tot slot bevat dit hoofdstuk een optimalisering en bespreking van een reeds bestaande tool om de schrankweerstand te evalueren.

3.1 Kruislaaghout

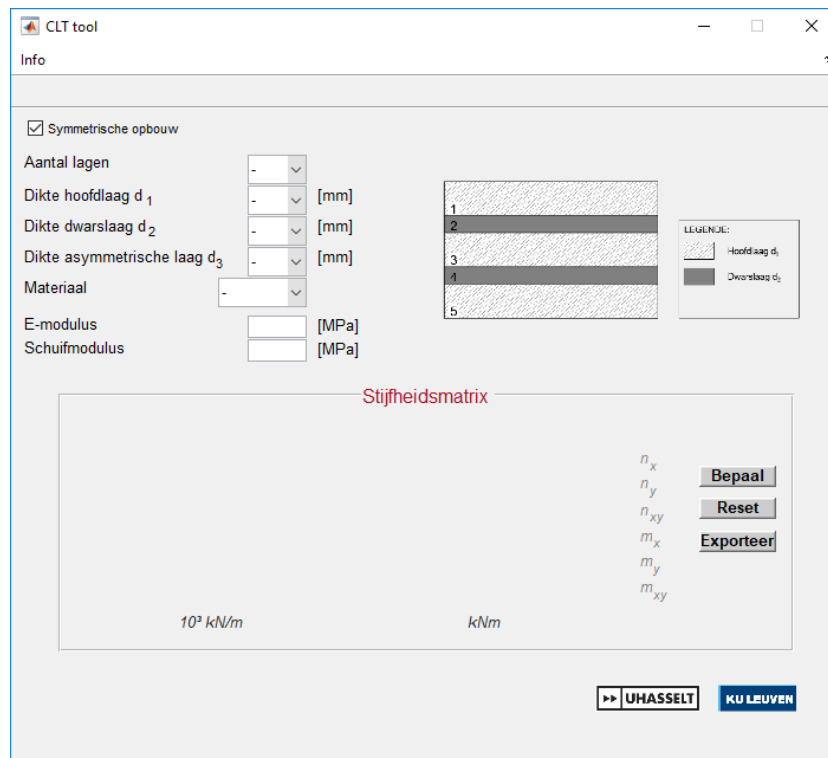
De ontwikkeling van een tool om de stijfheidsmatrix van een CLT-paneel te bepalen zorgt voor een eenvoudige berekeningswijze. De bepaling van de stijfheidsmatrix gebeurt met behulp van volgende parameters (figuur 4.1):

- symmetrie opbouw,
- dikte lagen,
- materiaaleigenschappen.

Mogelijke materialen om te selecteren in de tool zijn:

- GL24h,
- GL28h,
- GL32h,
- GL36h.

Door het selecteren van een materiaal, worden de bijhorende elasticiteitsmodulus en schuifmodulus ingevuld. Het is ook mogelijk om andere eigenschappen toe te kennen aan de opbouw.



Figuur 3.1: CLT-tool

3.2 Houtskeletwanden

3.2.1 MATLAB

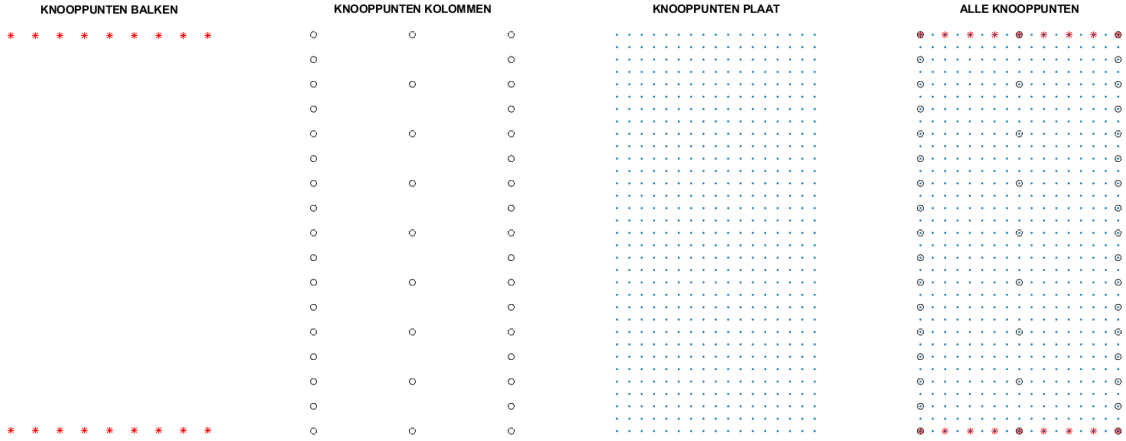
In de eindige-elementenmethode wordt de constructie opgedeeld in een eindig aantal elementen. Al deze elementen worden aan elkaar gekoppeld door middel van knooppunten (*nodes*). Aan deze koppelingen worden, afhankelijk van het soort element, een aantal randvoorwaarden gesteld. De mesh is het geheel van deze aan elkaar verbonden elementen. Het aanmaken van een mesh is noodzakelijk om een EEM-berekening uit te voeren.

Tabel 3.1 toont de vereiste gegevens van de wandopbouw voor de meshgenerator. De meshgenerator maakt een mesh aan door enkele parameters te specificeren.

Tabel 3.1: Wandopbouw MATLAB-code

omschrijving		
hoogte wand	2400	mm
tussenafstand hoofdkolommen	1200	mm
dimensie mesh buitenkolommen	150	mm
dimensie mesh middenkolom	300	mm
dimensie mesh balken	150	mm
dimensie mesh plaat	75	mm
aantal wanden	1	

Figuur 3.2 illustreert de mesh van een éénwandig paneel, met een duidelijk onderscheid tussen de verschillende structurele elementen.



Figuur 3.2: Knooppunten mesh voor 1 wand HSW

Na het genereren van de mesh start de uitvoering van een niet-lineaire berekening. De uitwerking gebeurt met behulp van een MATLAB-code gebaseerd op de methode van Newton-Raphson. Het resultaat is een krachtverplaatsingsdiagram (figuur 3.3).

De richtingscoëfficiënt van de grafiek indiceert de E -modulus van het materiaal. Vanwege het niet-lineaire gedrag van het materiaal verandert de richtingscoëfficiënt bij elke iteratiestap. Vergelijking 3.1 beschrijft dit verband:

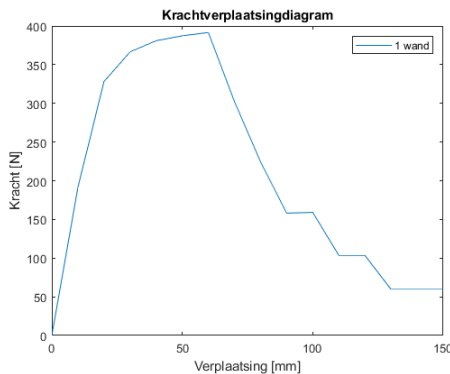
$$E_{\text{matlab}} = \frac{F}{u} \tag{3.1}$$

Vergelijking 3.2 bepaalt de aangepaste elasticiteitsmodulus $E_{\text{matlab,A}}$ op basis van de geometrie:

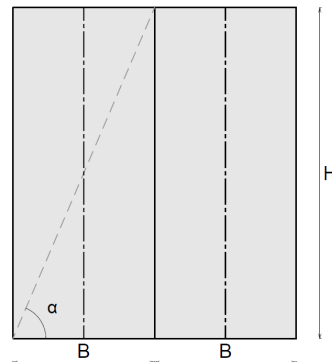
$$E_{\text{matlab,A}} = \frac{E_{\text{matlab}} \cdot \cos \alpha}{n} \tag{3.2}$$

Figuur 3.4 toont de hoek α , terwijl vergelijking 3.3 de bepaling van de hoek α beschrijft.

$$\alpha = \text{Bgtg} \frac{H}{B} \tag{3.3}$$



Figuur 3.3: Krachtverplaatsingsdiagram voor één wand HSB

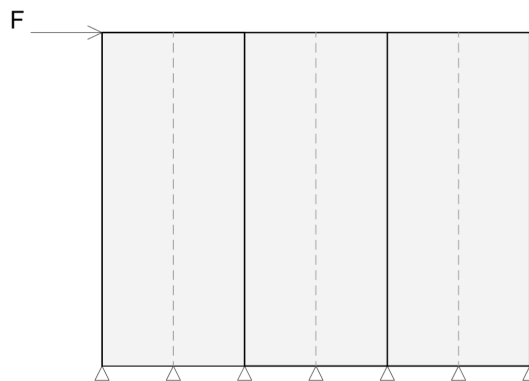


Figuur 3.4: Opbouw tweewandig paneel

3.2.2 Diamonds

De elasticiteitsmodulus, bekomen uit het krachtverplaatsingsdiagram, vormt de basis in de zoektocht naar een werkende elasticiteitsmodulus in Diamonds. Figuur 3.5 illustreert een principeschets van het model in Diamonds. Het modelleren van de balken en stijlen is analoog met de werkelijke opstelling. Door een nieuw materiaal aan te maken krijgt het plaatmateriaal een structureel gedrag. Scharnieropleggingen zijn voorzien onderaan de structuur.

Het opleggen van een kracht linksbovenaan op de structuur brengt een bepaalde vervorming teweeg. De zoektocht naar een elasticiteitsmodulus, waarbij de output in Diamonds overeenstemt met het krachtverplaatsingsdiagram uit MATLAB, verloopt door *trial and error*. Vervolgens wordt een verband gezocht tussen de berekende en gevonden waarden.



Figuur 3.5: Principeschets Diamonds

3.3 Schrankweerstandtool

3.3.1 Verdeling externe windbelasting

De ontwerptool volgt een bepaalde oplossingsstrategie waarbij de windbelasting verdeeld wordt over de ingegeven wanden naargelang de waarde van de schrankweerstand. Er wordt immers vanuit gegaan dat een wand met een hogere schrankweerstand een hogere stijfheid heeft. Bijgevolg zal deze wand ook een grotere windlast naar zich toe trekken en opnemen.

Allereerst wordt de schrankweerstand voor alle ingegeven wanden geëvalueerd. Bij een wand met tweezijdige beplating wordt de totale schrankweerstand berekend volgens de voorschriften van EC5. Voor deze wanden is aangenomen dat de bijdrage van de beplating aan de totale schrankweerstand afhankelijk is van de verhouding van de sterkte en stijfheid van de toegepaste verbindingen. De volgende regels worden gevolgd:

- Indien zowel de sterkte en stijfheid van de gebruikte verbindingmiddelen gelijk zijn, is de totale schrankweerstand gelijk aan de som van de schrankweerstand van de beplating van beide zijden van de wand.
- Indien enkel de stijfheid van de gebruikte verbindingmiddelen gelijk is, is de totale schrankweerstand gelijk aan de som van de schrankweerstand van de beplating met de verbindingmiddelen met een hogere sterkte en 75% van de schrankweerstand van de beplating verbonden met verbindingmiddelen met een lagere sterkte.

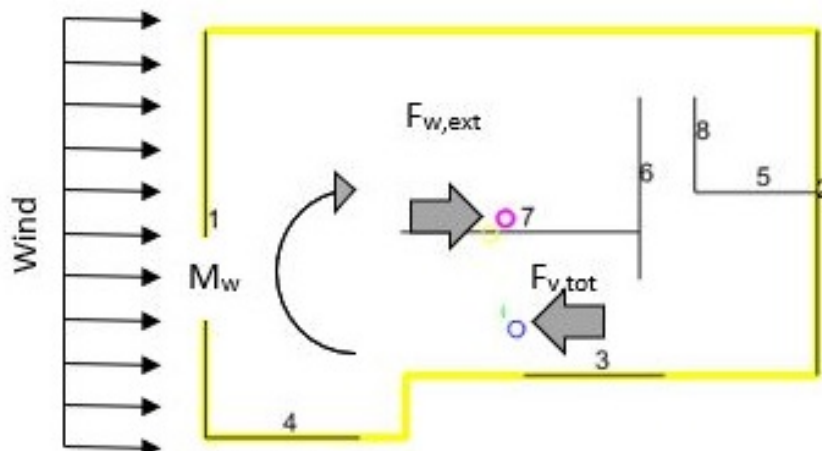
- Indien zowel de sterkte en stijfheid van de gebruikte verbindingsmiddelen niet gelijk zijn is de totale schrankweerstand gelijk aan de som van de schrankweerstand met de verbindingsmiddelen met een hogere sterkte en 50% van de schrankweerstand van de beplating verbonden met verbindingsmiddelen met een lagere sterkte.

Nu de schrankweerstand van alle wanden bepaald is, kan de relatieve bijdrage van elke afzonderlijke wand tot de totale schrankweerstand van de ingegeven verdieping bepaald worden door het quotiënt van deze getallen. Deze verhouding zal ook gebruikt worden om de optredende windbelasting te verdelen over de afzonderlijke wanden.

3.3.2 Excentriciteit externe windbelasting

Bijkomend aan het in rekening nemen van de grootte van de schrankweerstand van de afzonderlijke wanden bij de verdeling van de windbelasting, zal het programma ook rekening houden met een mogelijke excentriciteit van de windbelasting ten gevolge van de verdeling van de weerstandbiedende wanden.

Figuur 3.6 illustreert de werking van deze excentrische windbelasting. Eén van de eerste stappen die uitgevoerd moeten worden in de tool is het bepalen van het geometrische zwaartepunt (magenta bolletje) van het ingegeven grondplan. In dit zwaartepunt zal de externe windbelasting $F_{w,ext}$ aangrijpen. De weerstandbiedende schrankweerstand $F_{v,tot}$ van de wanden zal echter aangrijpen in het rotatiecentrum van de weerstandbiedende wanden (blauwe bolletje). Dit punt wordt door de tool ook automatisch berekend met behulp van het middelpunt van elke wand en de grootte van schrankweerstand van elke wand. Indien het geometrische zwaartepunt en het weerstandbiedende zwaartepunt echter niet overeenkomen zal er een krachtkoppel gevormd worden bestaande uit de optredende externe windbelasting en de weerstandbiedende schrankweerstand. Dit is geïllustreerd in figuur 3.6 door de grijze pijlen. Bijgevolg ontstaat er dus een torsiemoment M_w ten gevolge van de excentriciteit tussen de optredende en weerstandbiedende kracht. Dit moment kan een bijkomende belasting op de wanden creëren. Deze bijkomende belasting kan ook teruggevonden worden in de overzichtstabel in het tabblad Berekening.



Figuur 3.6: Momentbelasting M_w ten gevolge van krachtkoppel externe windbelasting $F_{w,ext}$ en schrankweerstand $F_{v,tot}$

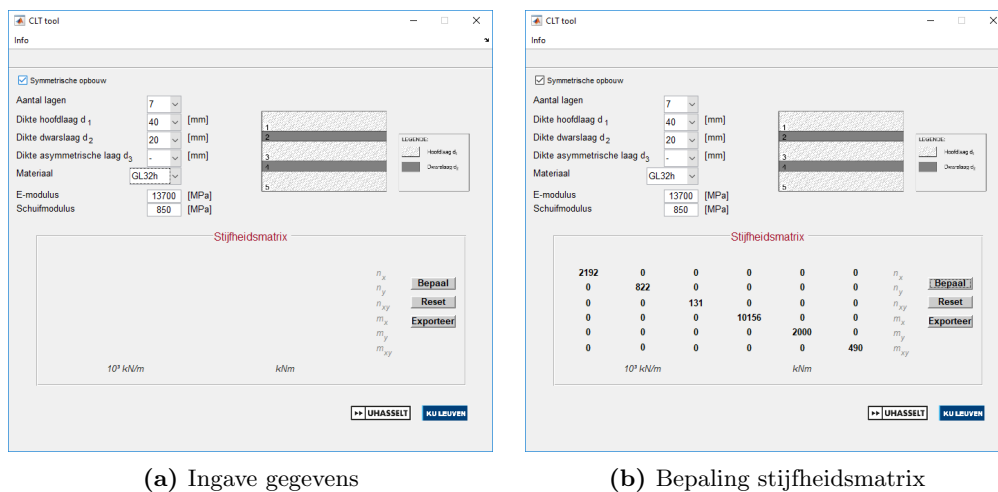
Hoofdstuk 4

Resultaten

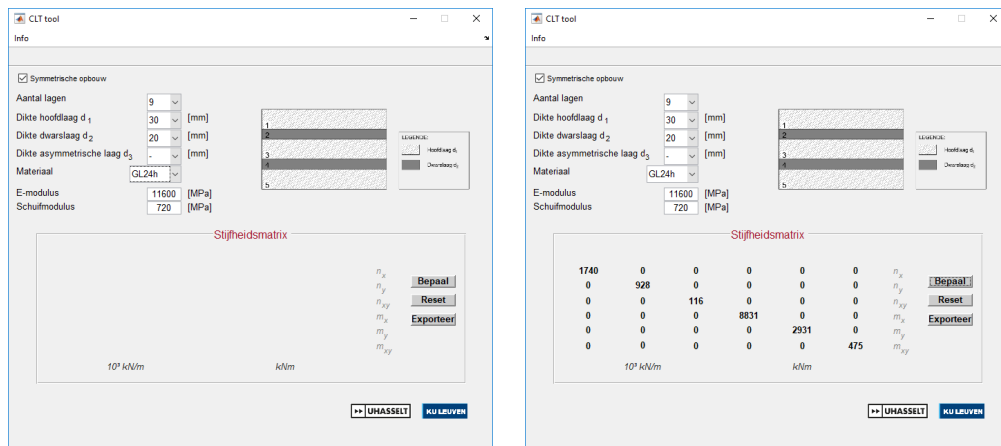
Hoofdstuk 4 bevat een overzicht van de resultaten uit de ontworpen tools. Eerst wordt voor CLT een stijfheidsmatrix bepaald voor een gekozen configuratie. Nadien volgen de resultaten voor een verschillend aantal aaneengeschakelde wandelementen voor de stijfheid van een houtskeletwand. Tot slot beschrijft dit hoofdstuk de geoptimaliseerde schrankweerstandtool aan de hand van een voorbeeld.

4.1 Stijfheidsmatrix kruislaaghout

Figuren 4.1 en 4.2 illustreren een berekening met de CLT-tool. Bijlagen A.1 op pagina 65 en A.2 op pagina 67 bevatten vergelijkende handberekeningen.



Figuur 4.1: Berekeningsvoorbeeld 1 met CLT-tool



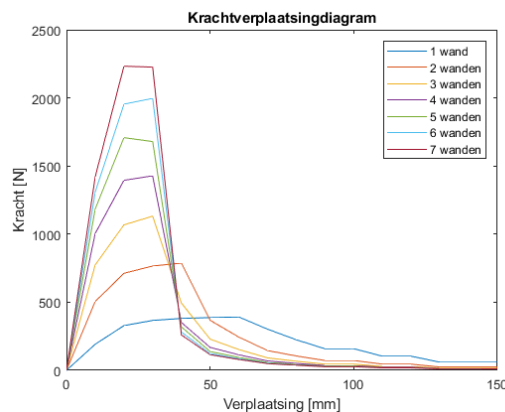
(a) Ingave gegevens

(b) Bepaling stijfheidsmatrix

Figuur 4.2: Berekeningsvoorbeeld 2 met CLT-tool

4.2 Stijfheid houtskeletwanden

Figuur 4.3 geeft het krachtverplaatsingsdiagram weer voor de samenstelling van één tot zeven wanden.



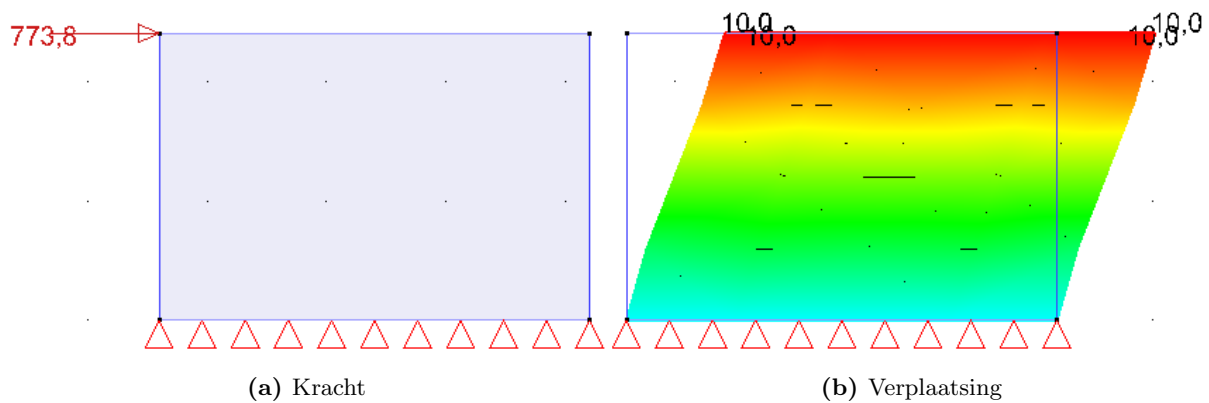
Figuur 4.3: Krachtverplaatsingsdiagram

Tabel 4.1 vermeldt per aantal wanden n in een paneel de opgelegde kracht F , de E -modulus uit de niet-lineaire berekening E_{matlab} , de aangepaste E -modulus $E_{matlab,A}$ en de werkende E -modulus in Diamonds $E_{diamonds}$. De vermelde waarden zijn van toepassing bij een opgelegde verplaatsing van 10 mm.

Tabel 4.1: Overzicht E -modulus

n		1	2	3	4	5	6	7
F	[N]	191,40	505,28	773,75	1004,20	1184,10	1306,90	1419,41
E_{matlab}	[MPa]	19,14	50,53	77,37	100,42	118,41	130,69	141,94
$E_{matlab,A}$	[MPa]	8,56	11,30	11,53	11,23	10,59	9,74	9,07
$E_{diamonds}$	[MPa]	8,56	15,30	16,70	17,00	16,30	15,30	14,40

Figuur 4.4a toont de opgelegde kracht in Buildsoft Diamonds en figuur 4.4b geeft de bijhorende verplaatsing weer voor een driewandig paneel. Bijlage B op pagina 69 toont de resultaten voor de overige beschouwde wanden.




Figuur 4.4: Driewandig paneel in Diamonds



4.3 Schrankweerstand

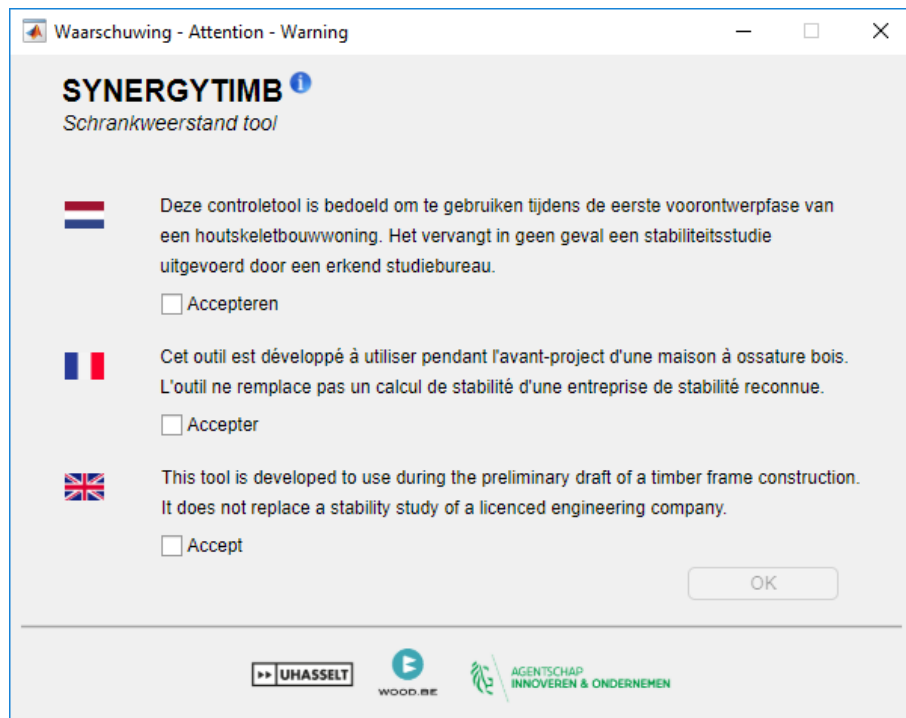
Ter illustratie van het resultaat van de schrankweerstandtool behandelt dit onderdeel een uitgewerkt voorbeeld. Dit voorbeeld betreft een eenvoudige privéwoning van drie verdiepingen. Tijdens de eerste stap wordt de geometrie gedefinieerd. Daarna volgt de toekenning van de verbindingsterkte. Tot slot is de wandopbouw vereist. Bijlage C op pagina 71 vermeldt de gegevens en bevat een vergelijkende handberekening.

4.3.1 Opstarten tool

Bij het openen van de tool verschijnt een disclaimer. De tool opent enkel na het accepteren van de disclaimer. Afhankelijk van de gekozen taal, opent de tool in het Nederlands, Frans of Engels (figuur 4.5). Het icoon  voorziet een link naar de website van SYNERGYTIMB. Tabel 4.2 toont de interface-elementen met hun symbool en sneltoets.

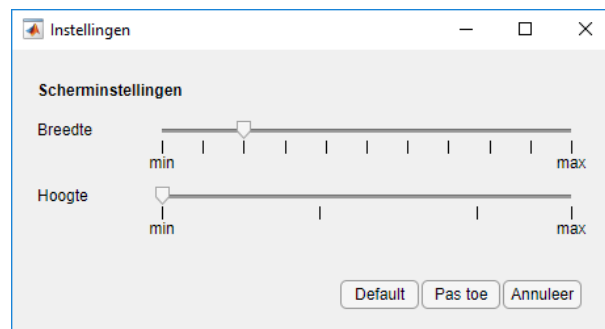
Tabel 4.2: Schrankweerstandtool: Interface-elementen en sneltoetsen

Symbool	Beschrijving	Sneltoets (CTRL+)
	Open een nieuw bestand	N
	Open een bestand	O
	Sla het huidig bestand op	S
	Vernieuw venster	R
	Open instellingen	I
-	Sluit de tool	Q



Figuur 4.5: Schrankweerstandtool: Disclaimer

Figuur 4.6 toont het venster dat opent bij het selecteren van het icoontje instellingen. Hier kan de resolutie van de tool aangepast worden.



Figuur 4.6: Schrankweerstandtool: Interface-elementen

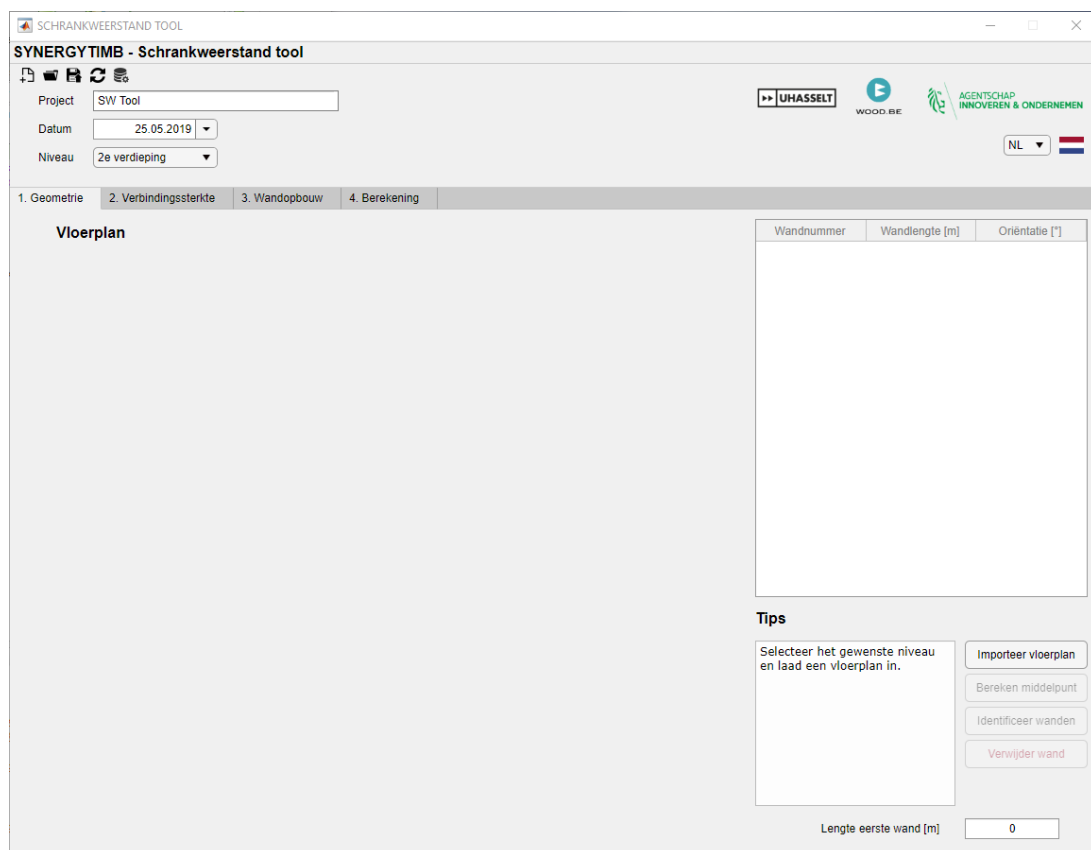
4.3.2 Geometrie

De eerste stap bestaat uit het selecteren van het niveau, het inladen van het grondplan en het ingeven van de geometrie (figuur 4.7). In het tabblad geometrie kan via de volgende stappen de geometrie van de structuur worden ingegeven:

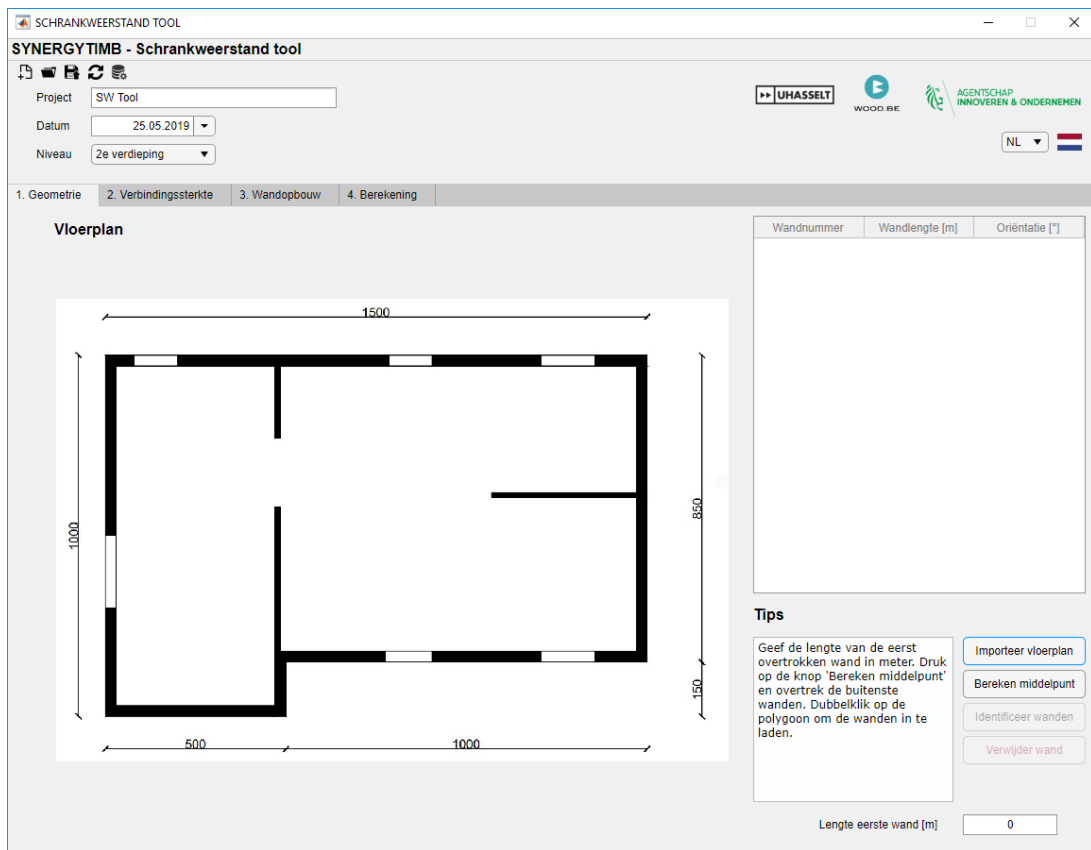
- Selecteer het te controleren niveau.
- Laad het grondplan in via de knop **Importeer grondplan**. Kies de gewenste afbeelding en klik op openen. Figuur 4.8 toont een ingeladen plan.
- Bereken het geometrische middelpunt van de structuur:
 - Geef rechtsonderaan de lengte in van de eerste muur

- Druk op de knop **Bereken middelpunt**
 - Klik de hoekpunten van de buitenmuren aan. Sluit de polygoon door op het eerst ingegeven hoekpunt te klikken (figuur 4.9).
 - Dubbelklik op de polygoon indien deze goed geplaatst is. Het pop-up venster sluit en de buitenmuren worden ingeladen op het grondplan (figuur 4.10)
- Druk op de knop **Identificeer wanden**.
- Sleep over de wanden die een schrankende functie krijgen. Figuur 4.11 toont het pop-up venster na ingave van de eerste schrankende wand. Figuur 4.12 toont de ingave van alle schrankende wanden waarna het venster gesloten wordt door op **Alle wanden ingeven** te drukken.
 - Dubbelklik op de wand om deze te registreren.
 - Herhaal bovenstaande drie stappen voor alle schrankende wanden.

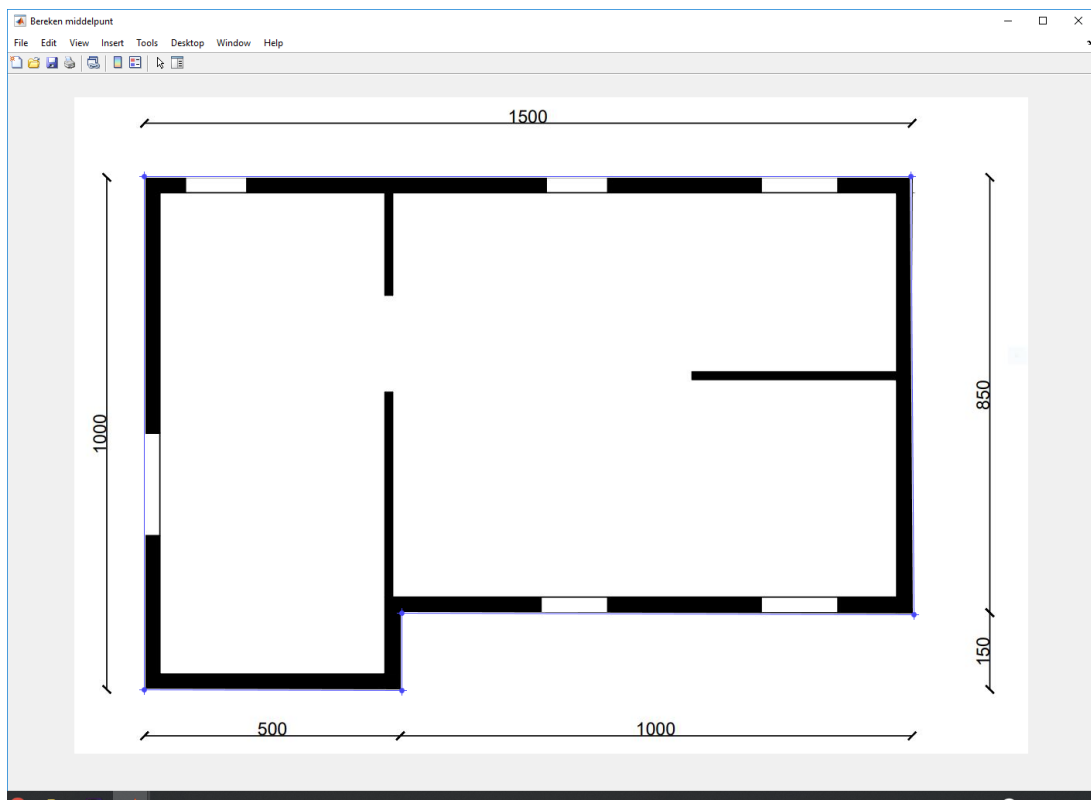
Figuur 4.13 illustreert de buitenmuren in het geel en de schrankende wanden in het rood. De tabel rechts naast het plan geeft de lengte en oriëntatie per wand weer. Wand met raam- of deuropeningen dienen als aparte wanden ingegeven te worden. Bij een verkeerde ingave kan een wand eenvoudig worden verwijderd met behulp van de knop **Verwijder ingave wand**.



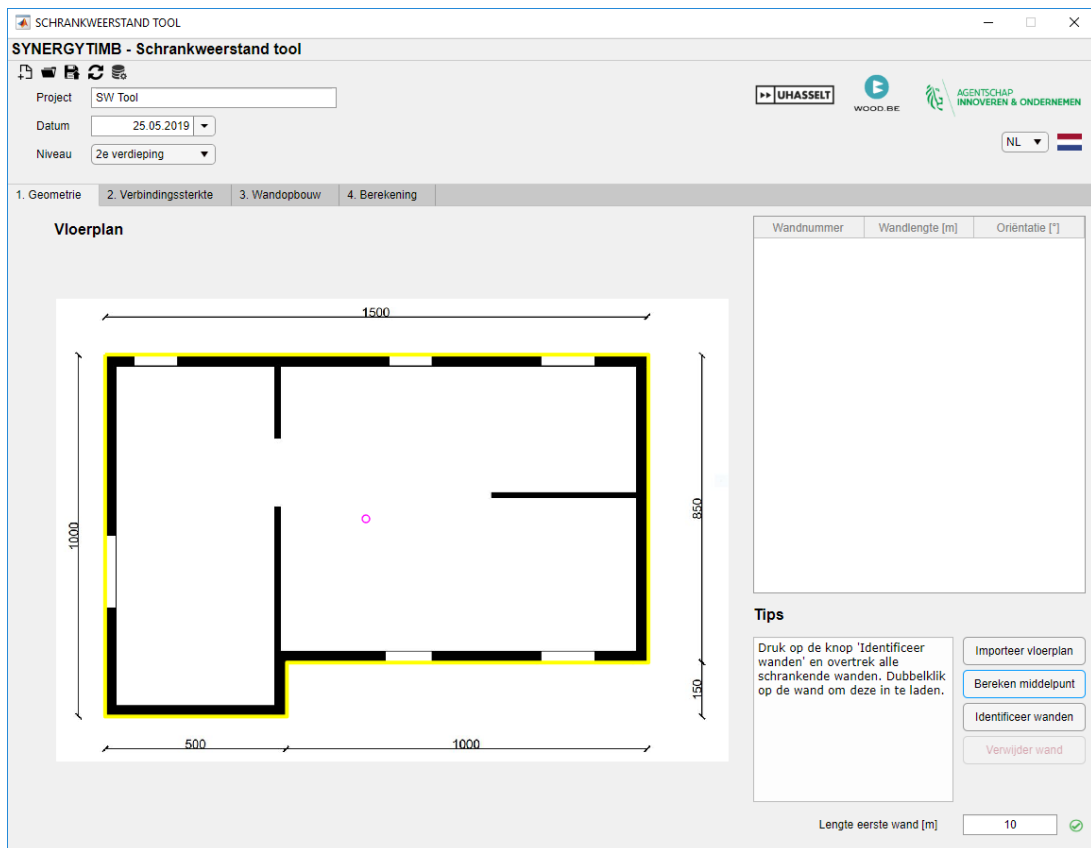
Figuur 4.7: Schrankweerstandtool: Selectie verdieping +2



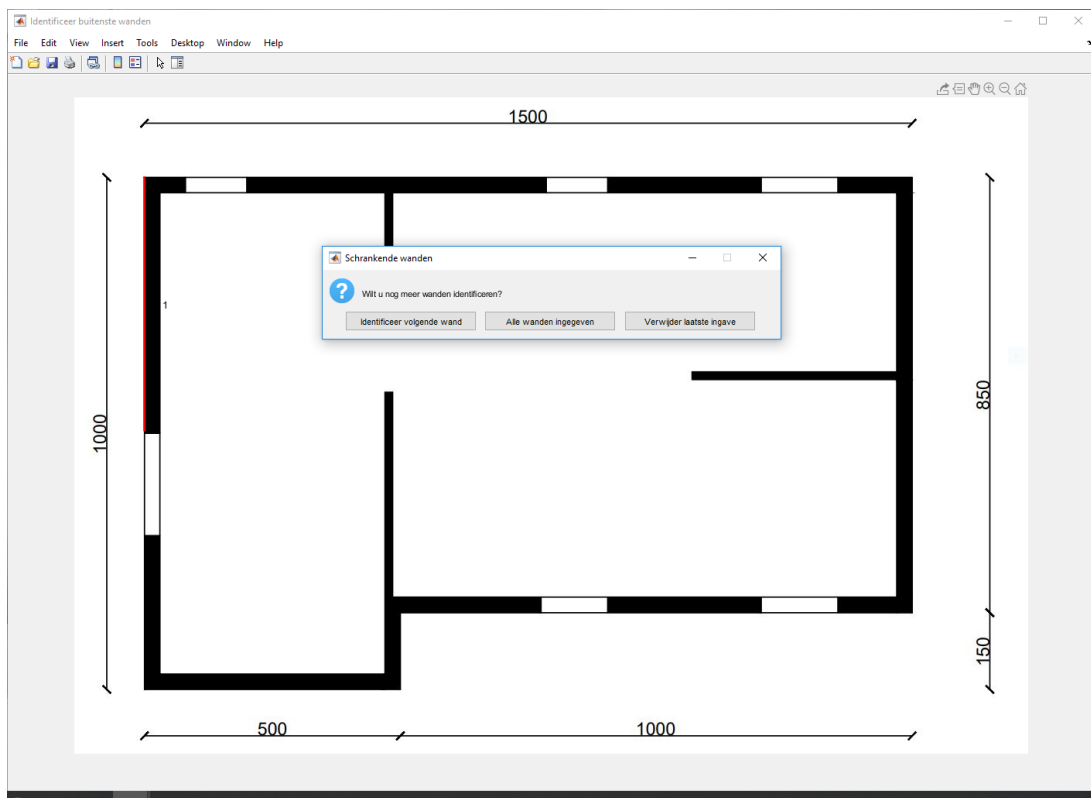
Figuur 4.8: Schrankweerstandtool: Ingeladen grondplan verdieping +2



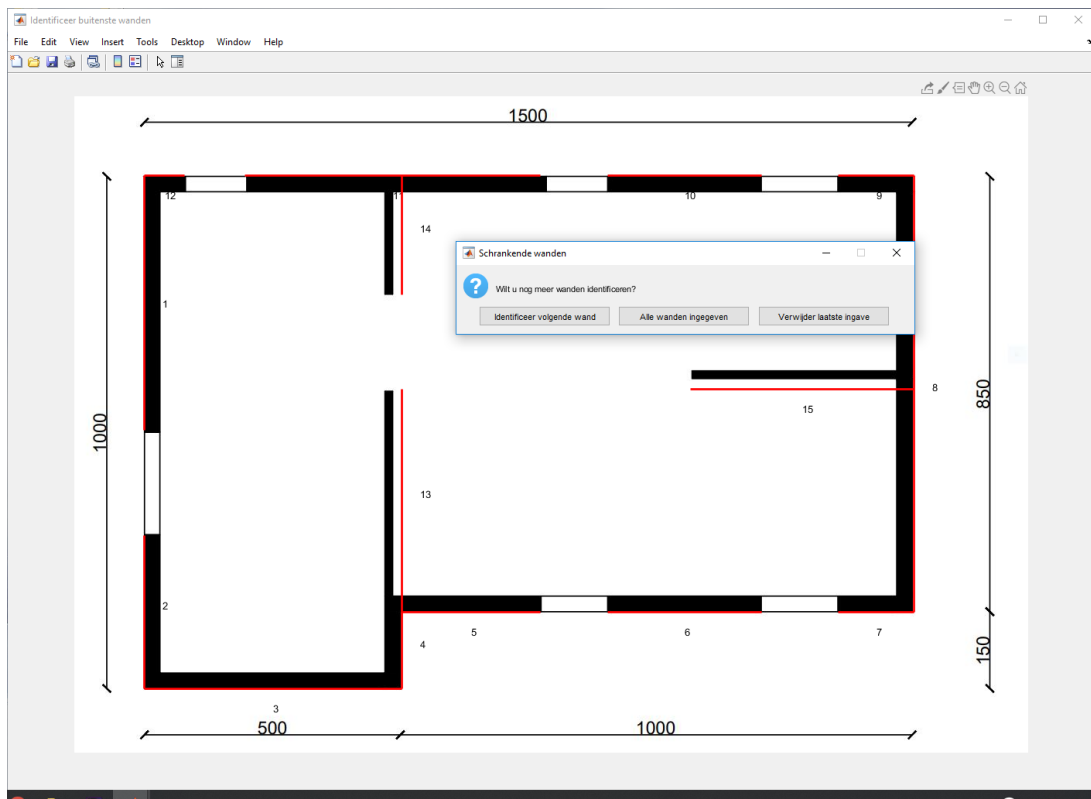
Figuur 4.9: Schrankweerstandtool: Identificatie buitenste muren extern venster



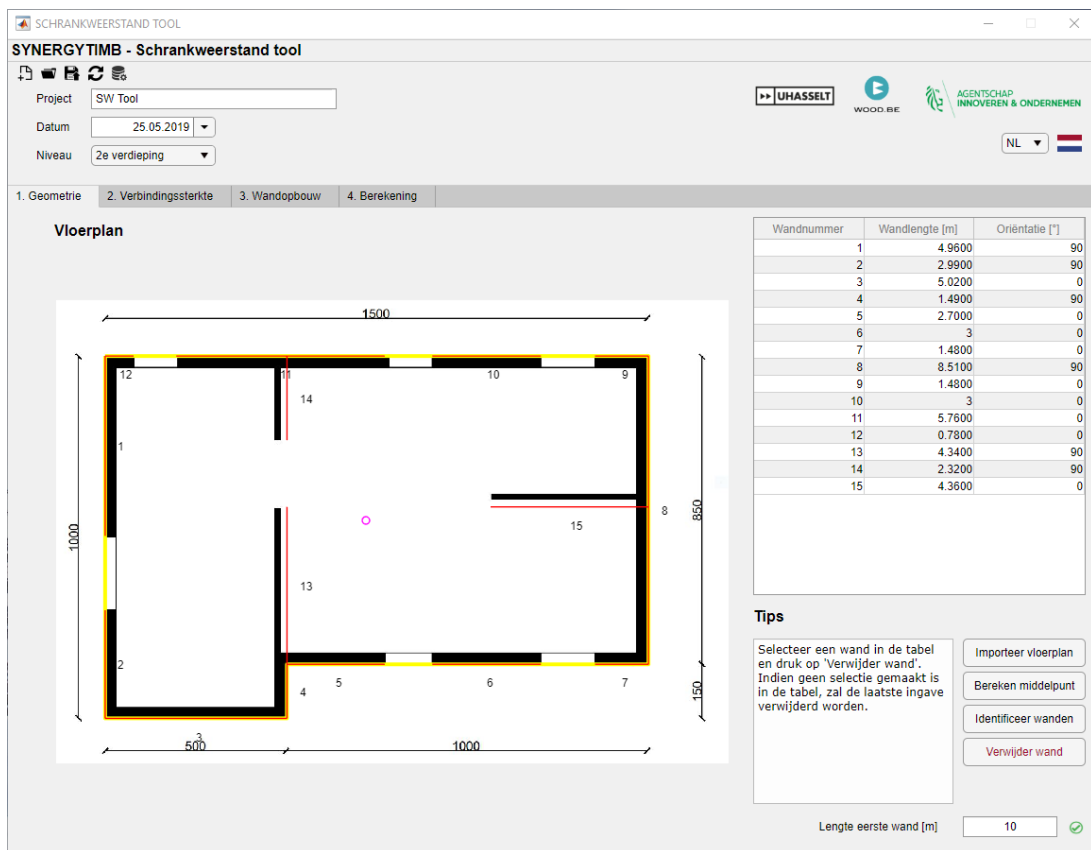
Figuur 4.10: Schrankweerstandtool: Identificatie buitenste muren interface



Figuur 4.11: Schrankweerstandtool: Identificatie eerste schrankende muur verdieping +2



Figuur 4.12: Schrankweerstandtool: Identificatie alle schrankende muren verdieping +2



Figuur 4.13: Schrankweerstandtool: Identificatie schrankende muren verdieping +2 interface

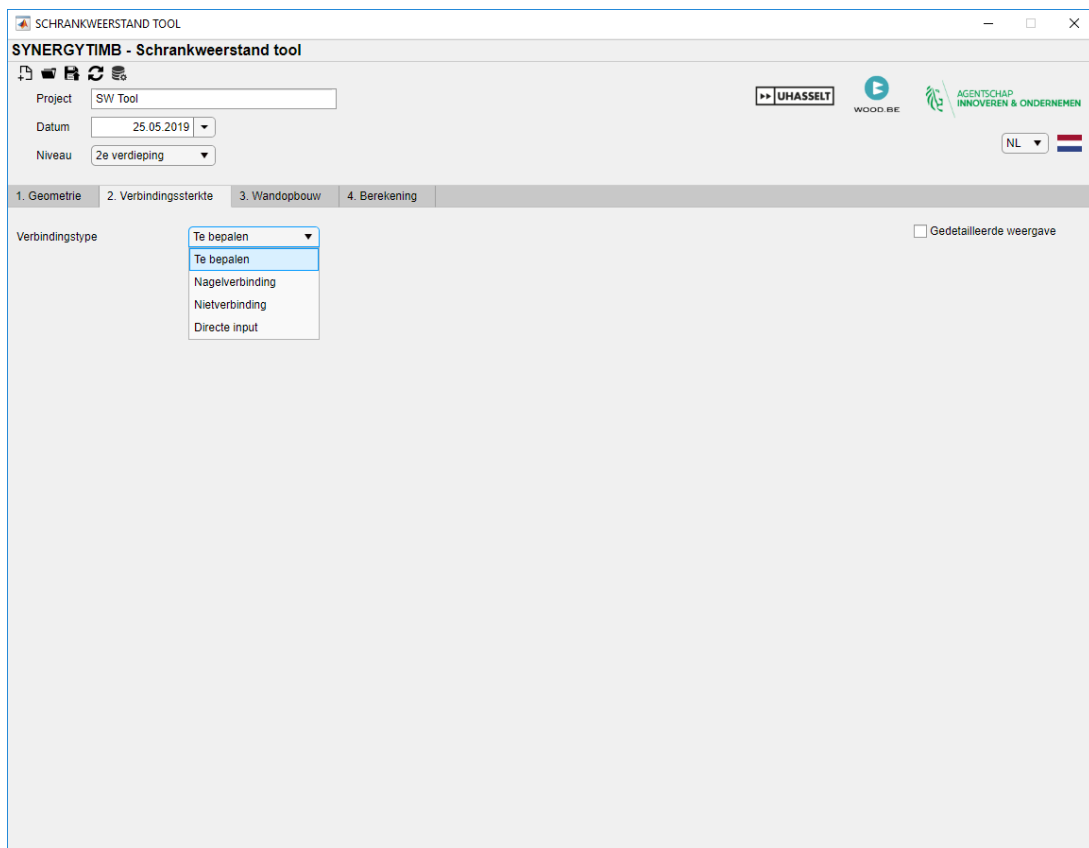
4.3.3 Verbindingssterkte

Na het definiëren van de geometrie worden de gebruikte verbindingsmiddelen toegekend. Het beoogde type verbindingsmiddel dient geselecteerd te worden (figuur 4.14). De keuze bestaat uit nagelverbindingen (figuur 4.15), nietverbindingen (figuur 4.15) en een directe input. Tabel 4.3 toont de nodige inputgegevens per verbindingstype.

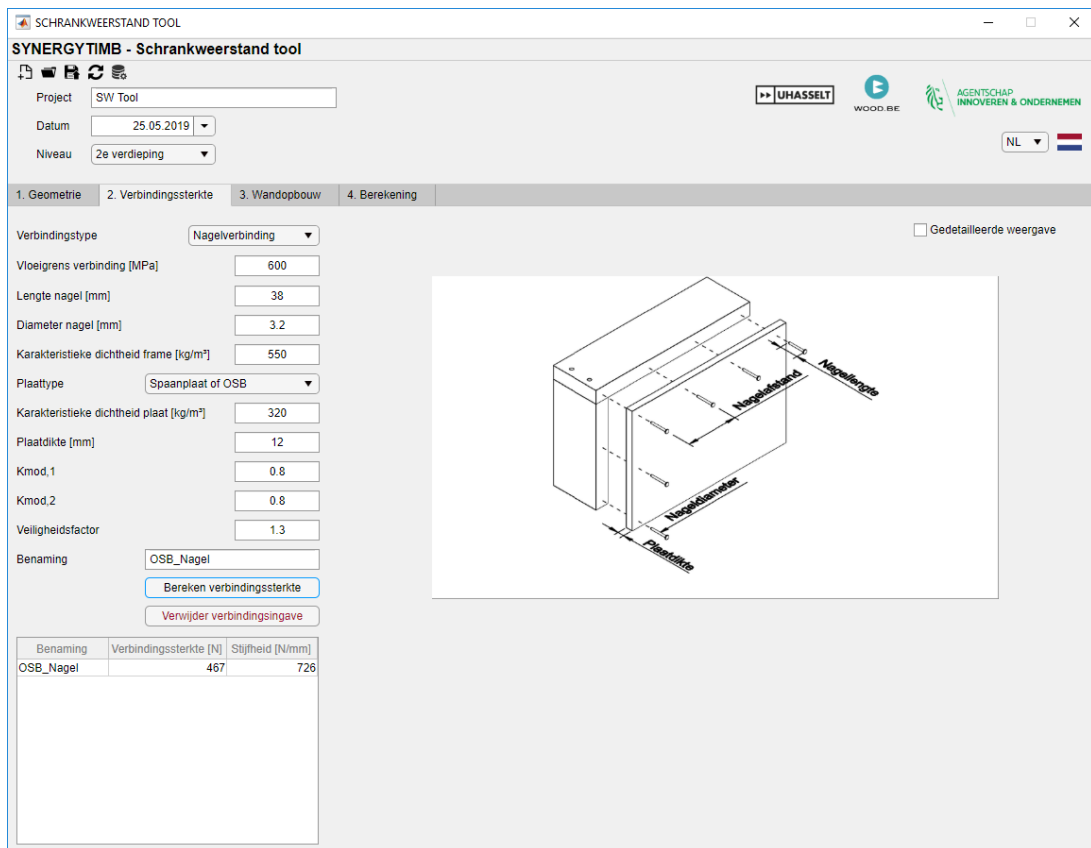
Tabel 4.3: Schrankweerstandtool: Nodige inputgegevens per verbindingstype

			nagel	niet	directe input
vloiegrens	f_{vloei}	[MPa]	✓		
lengte	ℓ	[mm]	✓	✓	
dikte verbindingsmiddel	t	[mm]		✓	
diameter	\emptyset	[mm]	✓		
karakteristieke dichtheid frame	$\rho_{k,\text{frame}}$	[kg/m ³]	✓	✓	
plaattype		[-]	✓	✓	
karakteristieke dichtheid plaat	$\rho_{k,\text{plaat}}$	[kg/m ³]	✓	✓	
plaatdikte	t_{plaat}	[mm]	✓	✓	
verbindingsterkte	$F_{Rd,i}$	[N]			✓
verschuivingsmodulus	K_{ser}	[N/mm]			✓

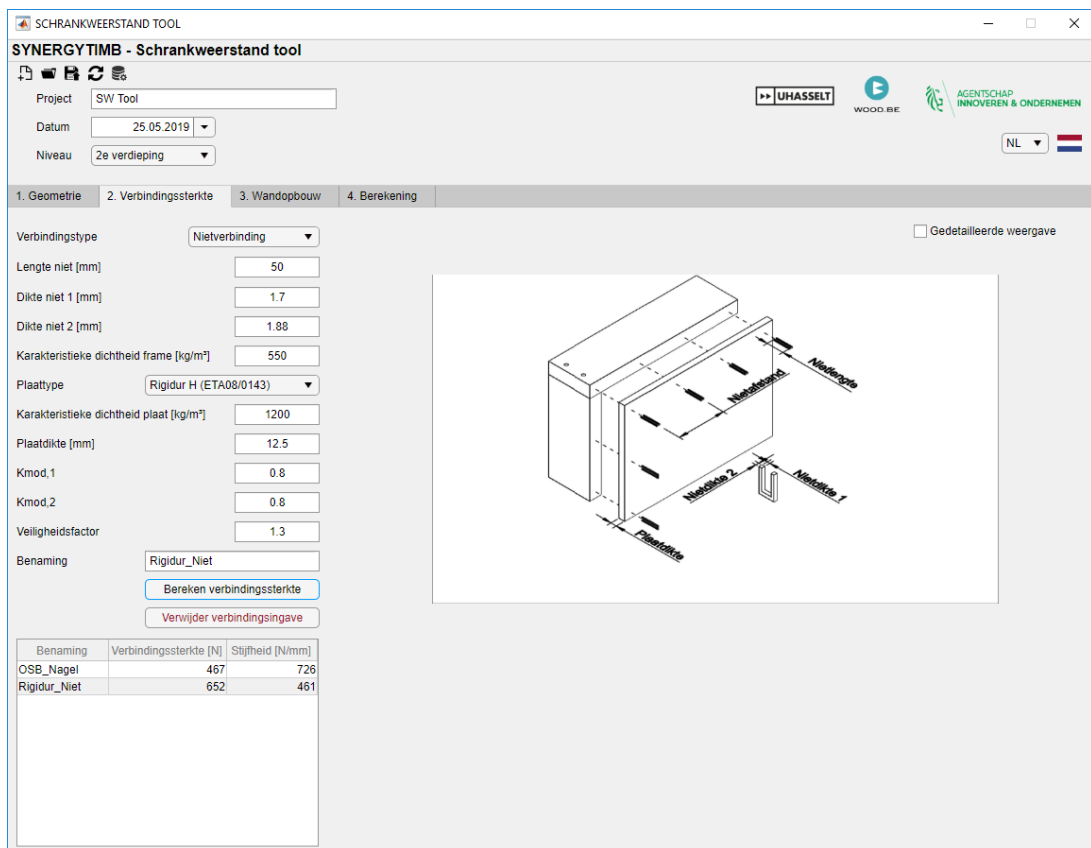
Bij een verkeerde ingave kan een verbinding eenvoudig worden verwijderd met behulp van de knop **Verwijder verbinding**.



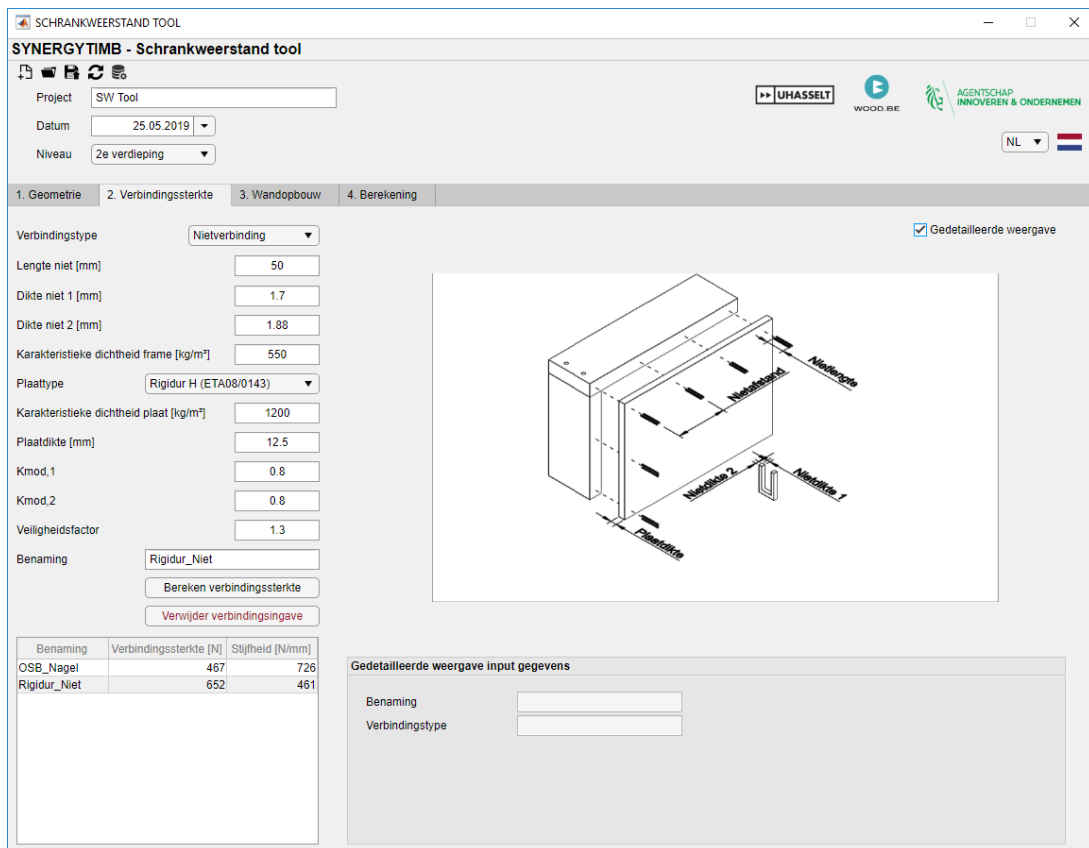
Figuur 4.14: Schrankweerstandtool: Selectie type verbindingsmiddel



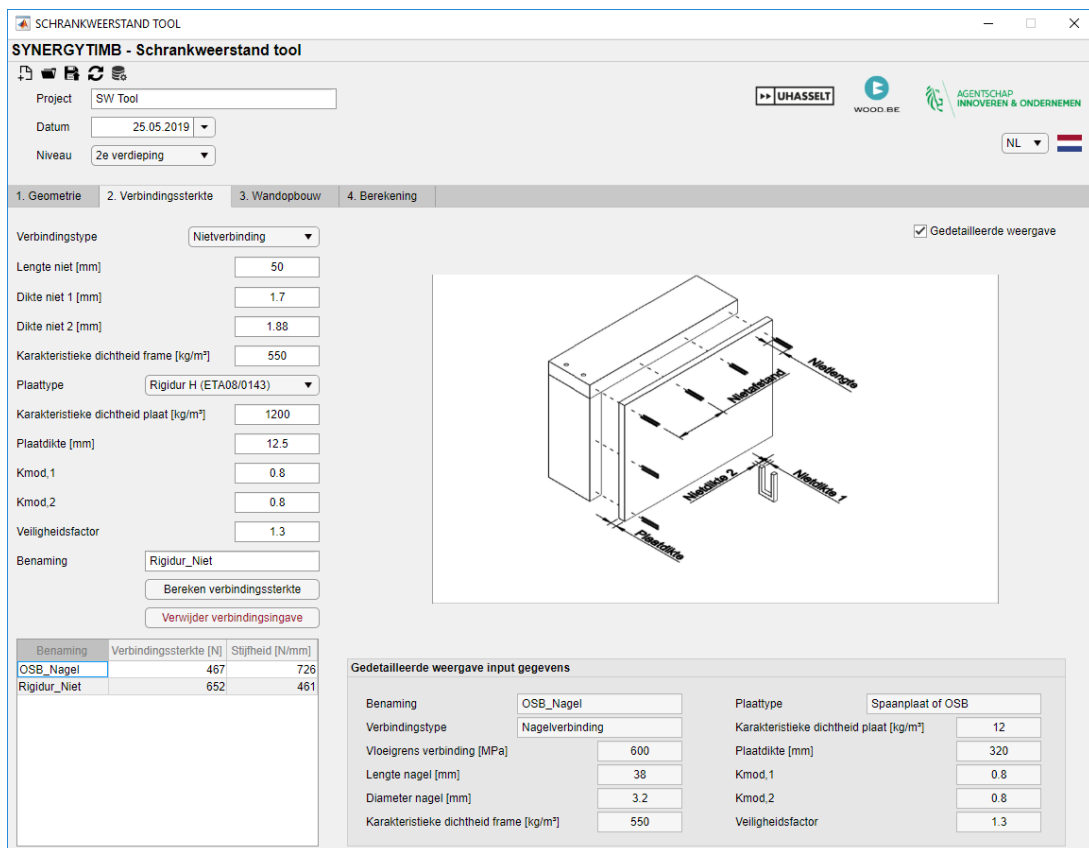
Figuur 4.15: Schrankweerstandtool: Ingave en berekening nagelverbinding



Figuur 4.16: Schrankweerstandtool: Ingave en berekening nietverbinding



Figuur 4.17: Schrankweerstandtool: Gedetailleerde weergave verbinding



Figuur 4.18: Schrankweerstandtool: Gedetailleerde weergave nagelverbinding

4.3.4 Wandopbouw

Tabel 4.4 vermeldt de nodige inputgegevens voor de wandopbouw. De wandopbouw kan toegepast worden op individuele wanden met behulp van de knop **Importeer wandopbouw** (figuur 4.19), maar ook op alle wanden door gebruik te maken van de knop **Pas wandopbouw toe op alle wanden** (figuur 4.20). Tevens bestaat de mogelijkheid om een verkeerd ingegeven wand te selecteren en te verwijderen met de knop **Verwijder ingave wandopbouw** of alle wanden door gebruik te maken van de knop **Verwijder alle**.

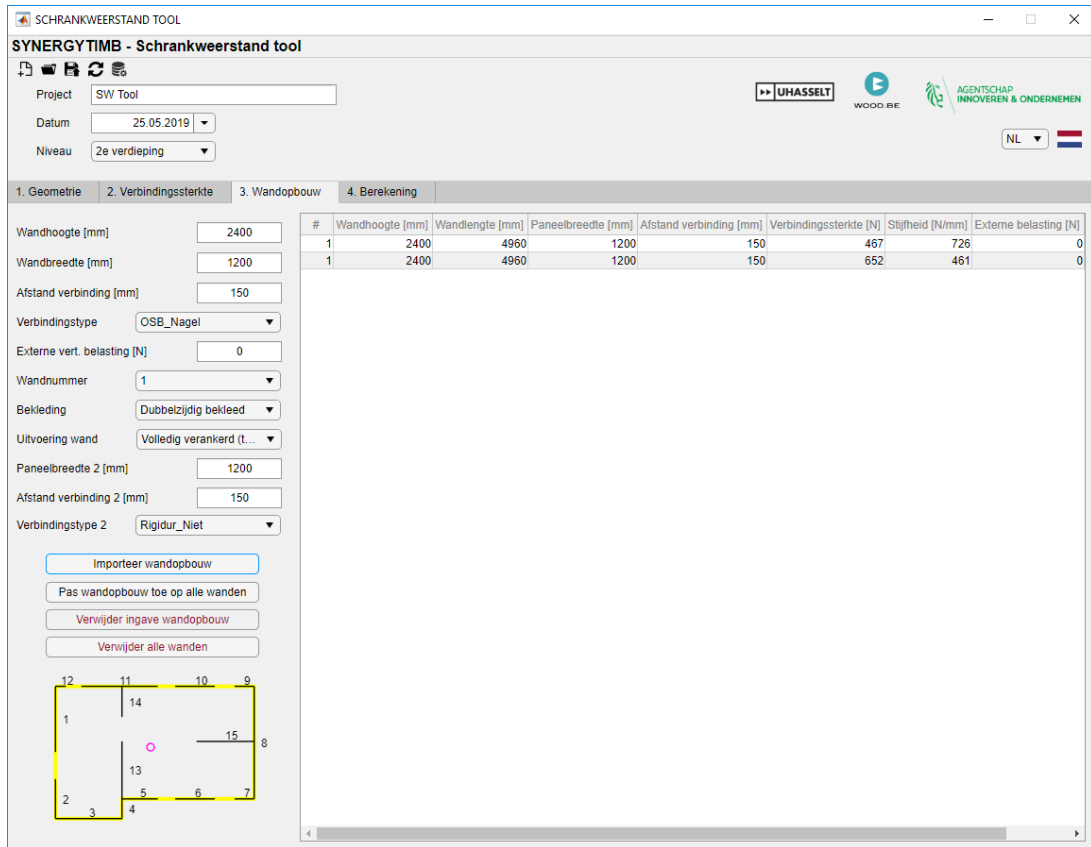
Tabel 4.4: Schrankweerstandtool: Inputgegevens wandopbouw

parameter	symbool	eenheid
wandhoogte	H	[mm]
paneelbreedte	B	[mm]
afstand verbinding	s	[mm]
verbindingstype	-	[-]
externe verticale kracht	F_p	[N]

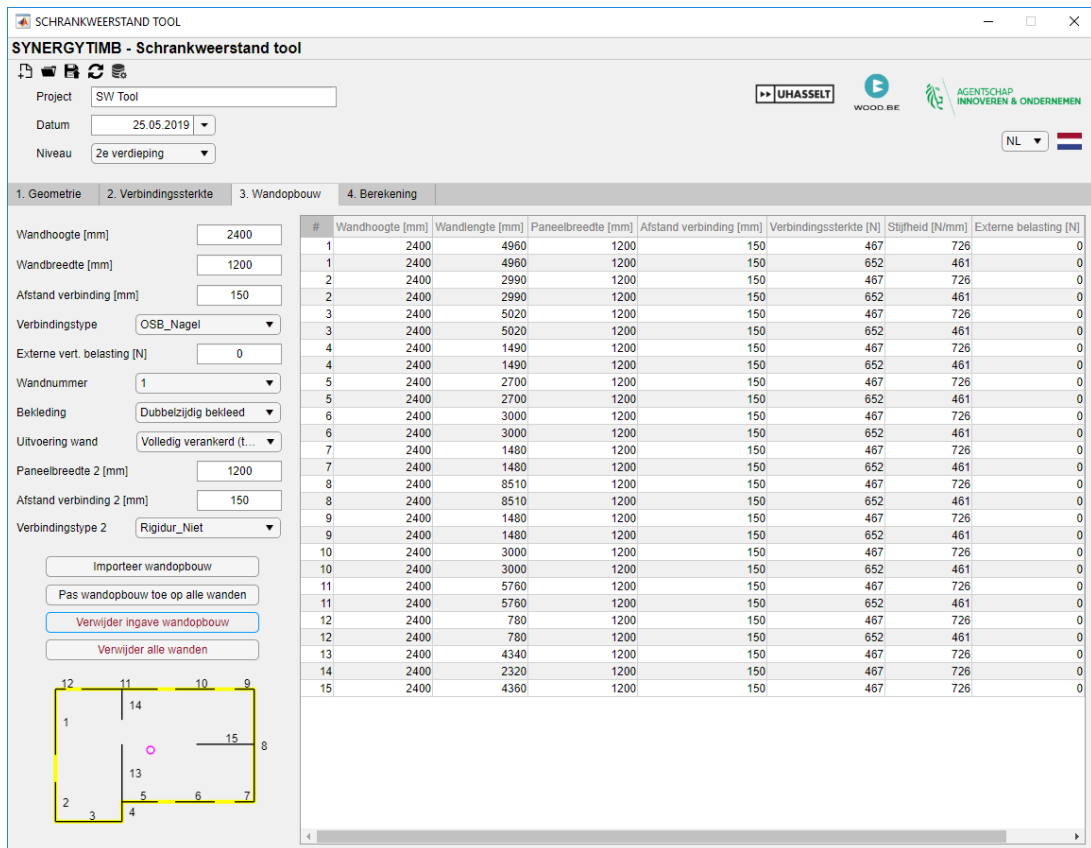
Het dropdownmenu voor het verbindingstype bestaat uit de ingegeven verbindingstypes in het tabblad Verbindingssterkte. De externe verticale belasting is steeds een puntlast die aangrijpt bovenaan elke verticale stijl.

Naast de gegevens uit tabel 4.4 dient aangegeven te worden of de wand een enkelzijdige of dubbelzijdige bekleding heeft. In het geval van een dubbelzijdige bekleding dient het tweede paneel gespecificeerd te worden aan de hand van de inputgegevens uit tabel 4.4, behalve de wandhoogte en de externe verticale belasting.

Een andere vereiste is de verankering van het element. Volledige verankering houdt in dat een tie-down voorzien is aan de leidende stijlen van de wand langs twee richtingen. Partieel verankerd houdt in dat er geen tie-downs zijn voorzien, maar dat de verankering van de wand wordt voorzien via de verbindingsmiddelen tussen de plaat het houtskeletframe, waarvan de onderregel op zijn beurt verankerd is met de fundering.



Figuur 4.19: Schrankweerstandtool: Ingave wandopbouw 1



Figuur 4.20: Schrankweerstandtool: Ingave wandopbouw alle wanden

4.3.5 Berekening

De evaluatie van de schrankweerstand wordt tenslotte uitgevoerd in het tabblad Berekening. Allereerst vindt de bepaling van de windbelasting op deze structuur plaats. Deze verloopt volgens Eurocode 1-4. Tabel 4.5 bevat de benodigde inputgegevens.

Tabel 4.5: Schrankweerstandtool: Inputgegevens berekening windlast

parameter	eenheid
vloerhoogte t.o.v. maaiveld	[m]
plafondhoogte t.o.v. maaiveld	[m]
aangeblazen wandlengte x	[m]
aangeblazen wandlengte y	[m]
provincie	[-]
type gebied	[-]

De bepaling van de aangeblazen lengtes verloopt automatisch op basis van de overtrokken buitenmuren. Aanpassing van deze waarden is steeds mogelijk.

De tool is van toepassing op Belgische provincies, die in vier klassen onderverdeeld worden. Tabel 4.6 verduidelijkt de indeling hiervan.

Tabel 4.6: Schrankweerstandtool: Provincies

	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 3	Klasse 4
Antwerpen		✓		
Henegouwen		✓		
Limburg		✓		
Luik			✓	
Luxemburg				✓
Namen			✓	
Oost-Vlaanderen	✓			
Vlaams-Brabant		✓		
Waals-Brabant		✓		
West-Vlaanderen	✓			

De mogelijke type gebieden zijn:

- zee,
- vlak - horizontaal zonder obstakels,
- landelijk met isolerende obstakels,
- dorpen, voorsteden, industrie of woud en
- steden.

Door op de knop **Bereken windlast** te drukken berekent de tool de windlast (figuur 4.21).

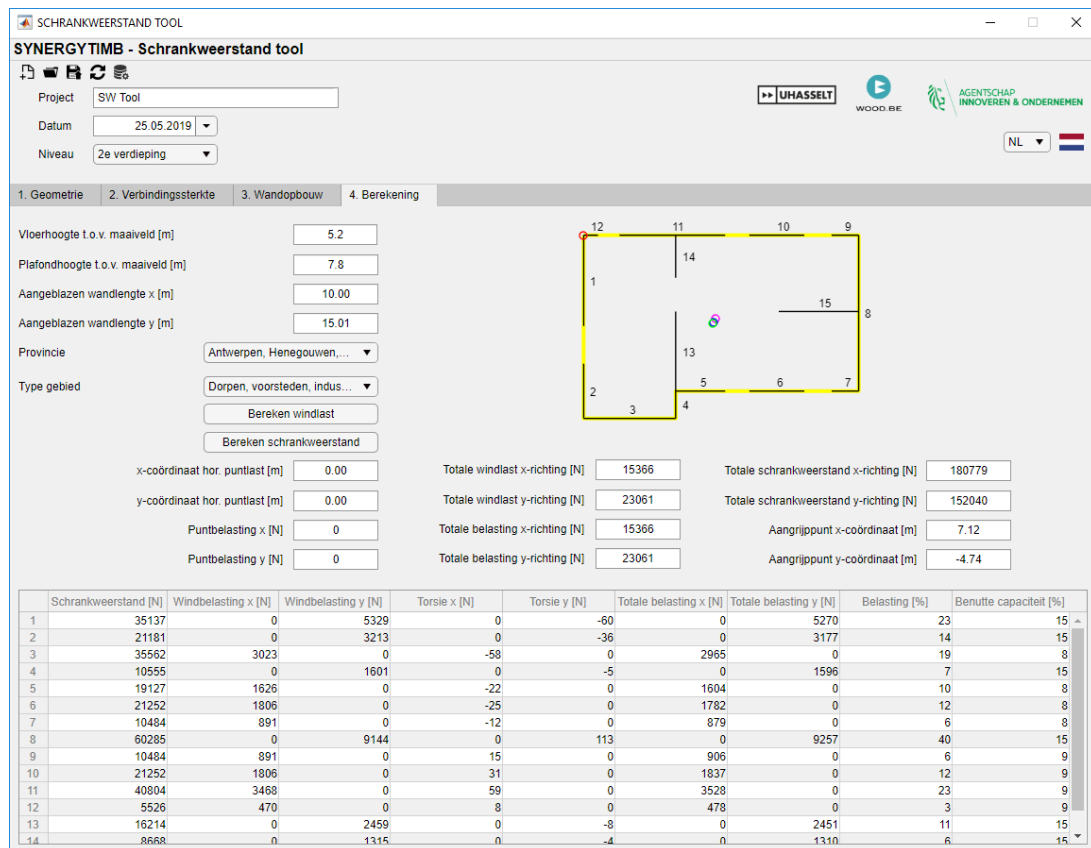
Schrankweerstand [N]	Windbelasting x [N]	Windbelasting y [N]	Torsie x [N]	Torsie y [N]	Totale belasting x [N]	Totale belasting y [N]	Belasting [%]	Benutte capaciteit [%]

Figuur 4.21: Schrankweerstandtool: Berekening en output windlast

Met behulp van de knop **Bereken schrankweerstand** evalueert de tool de schrankweerstand van het ingeladen vloerplan (figuur 4.22).

Indien gewenst kan een bijkomende (horizontaal werkende) puntlast worden ingegeven. Dit kan bijvoorbeeld de windbelasting zijn van een hoger gelegen verdieping. De x- en y-coördinaten kunnen bepaald zijn uit een eerdere schrankweerstandanalyse van de bovenstaande verdieping. De coördinaten worden automatisch ingevuld indien de analyse van de hoger gelegen verdieping in hetzelfde bestand plaatsvond. Hetzelfde geldt voor de waarde van de puntbelasting in de x- en y-richting.

Uit de output van de schrankweerstandberekening kan het aangrijpingspunt van de volledige windbelasting op deze verdieping worden uitgelezen. Dit aangrijpingspunt houdt rekening met de grootte van de schrankweerstand en de geometrische positie van de wanden. Wanneer de schrankweerstand van de onderliggende verdieping wordt ingegeven kan nu de totale windbelasting van deze verdieping ingegeven worden als horizontale puntlast op de bovenstaande coördinaten. Op deze manier kan de windbelasting over meerdere verdiepingen in rekening genomen worden. Dit wordt nu geïllustreerd voor de gelijkvloerse structuur. Binnen deze tool is het ook enkel mogelijk om de invloed van de horizontale belasting te verifiëren en te begroten. Reactiekrachten in de tie-downs onder volledig verankerde toestand worden niet meegenomen. Verder is er ook geen mogelijkheid om deze verticale belasting in deze tie-downs mee te nemen naar onderliggende bouwlagen.



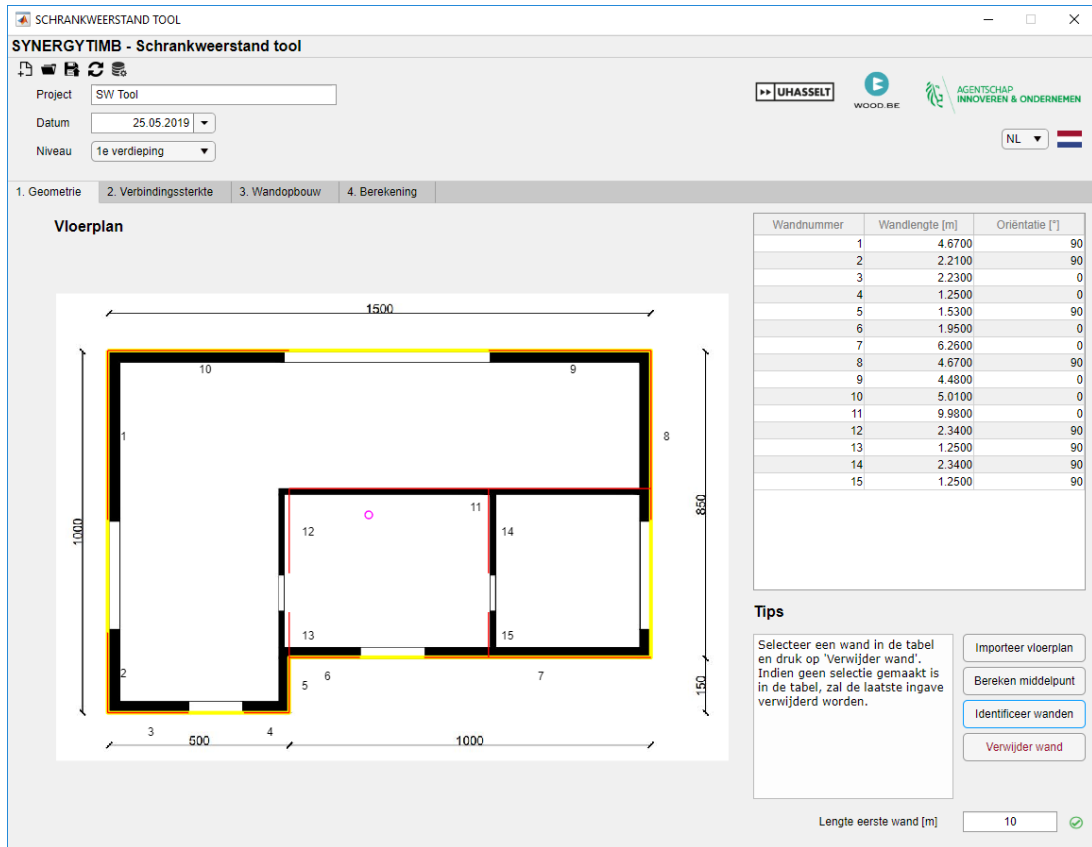
Figuur 4.22: Schrankweerstandtool: Berekening en output schrankweerstand

4.3.6 Schrankweerstand eerste en gelijkvloerse verdieping

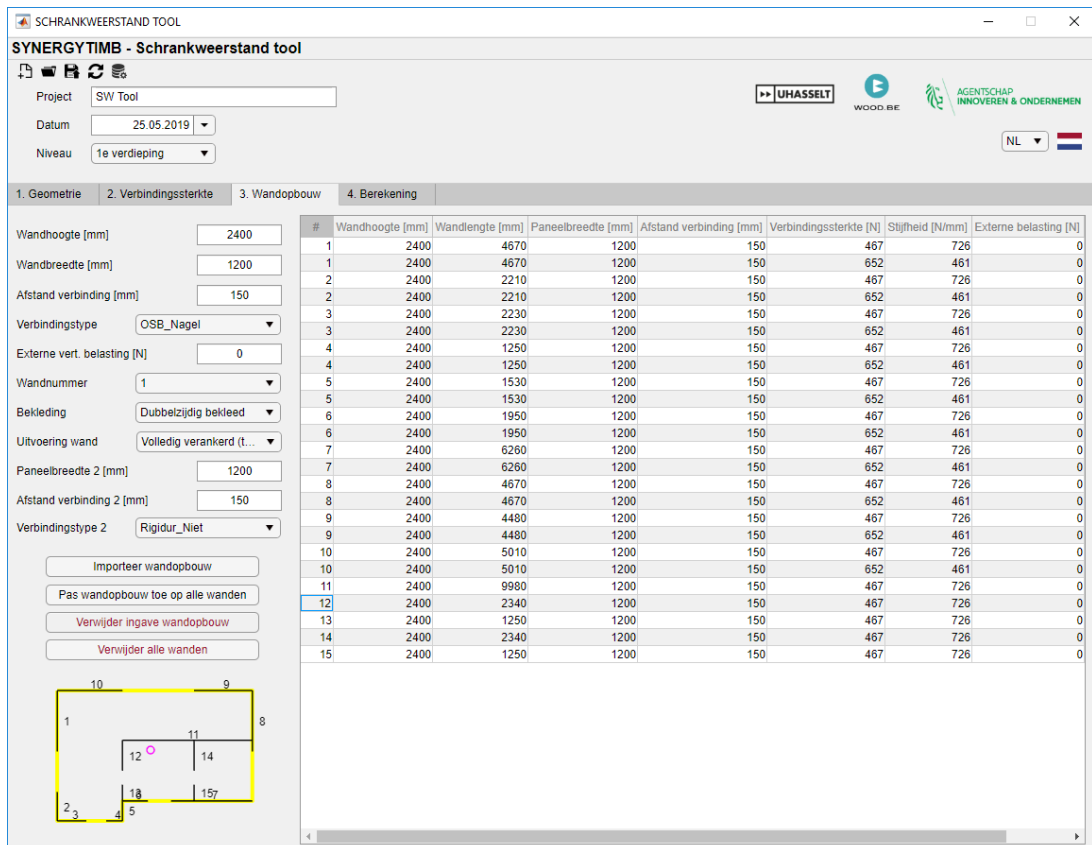
De bovenstaande werkwijze wordt herhaald voor het grondplan op de eerste verdieping en het gelijkvloers. Hierbij wordt ook via de horizontale puntlast de invloed van de bovenliggende verdieping in rekening genomen.

1. Ingave geometrie (figuur 4.23 en figuur 4.26).
2. Bepaling sterkte en stijfheid van de verbindingen
3. Toekenning wandopbouw (figuur 4.24 en figuur 4.27).
4. Berekening schrankweerstand (figuur 4.25 en figuur 4.28).

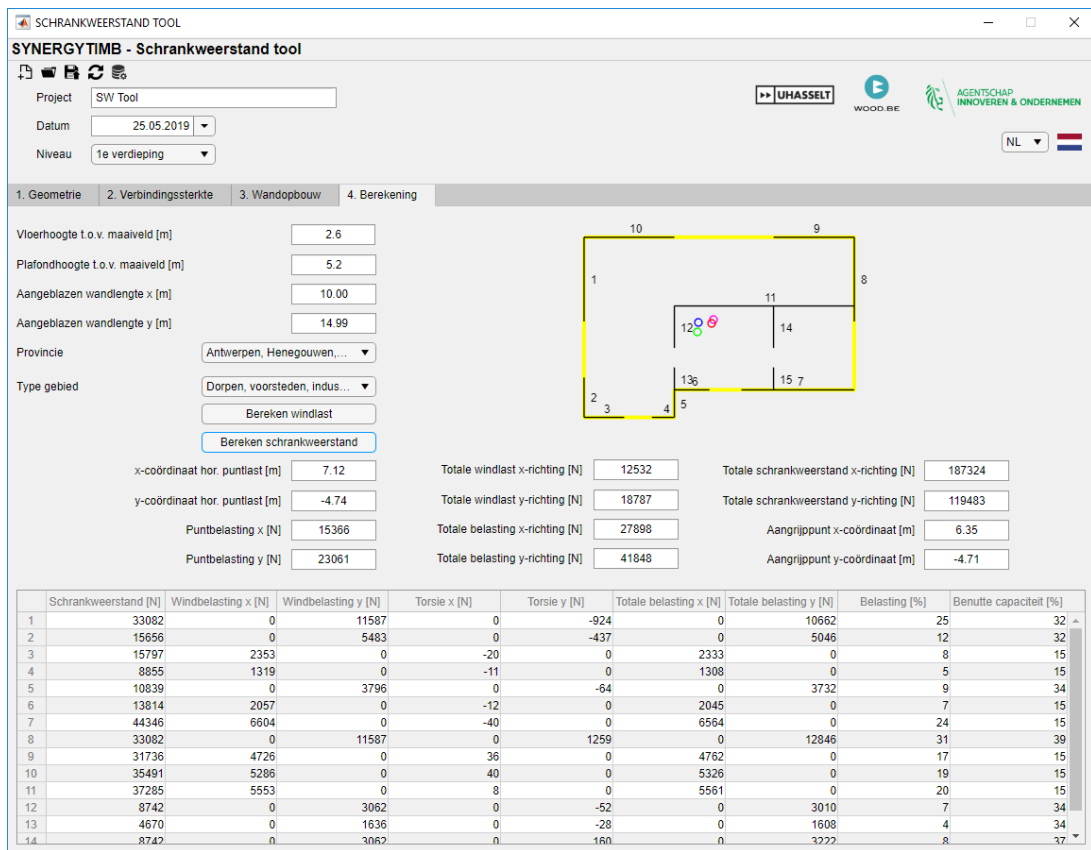
Merk op dat bij de berekening van de schrankweerstand nu een extra puntlast, gelijk aan de windlast op de bovenstaande verdieping, is ingegeven op de coördinaten die geëvalueerd zijn tijdens de analyse van deze verdieping.



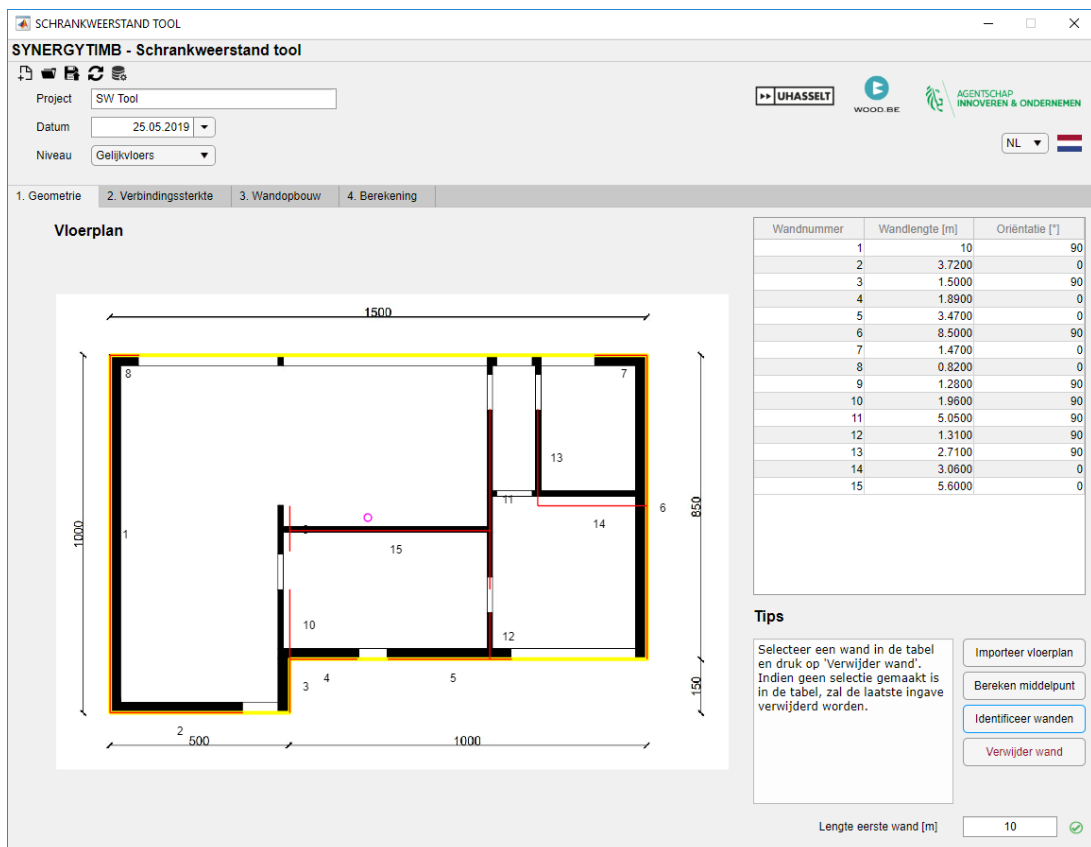
Figuur 4.23: Schrankweerstandtool: Ingave geometrie verdieping +1



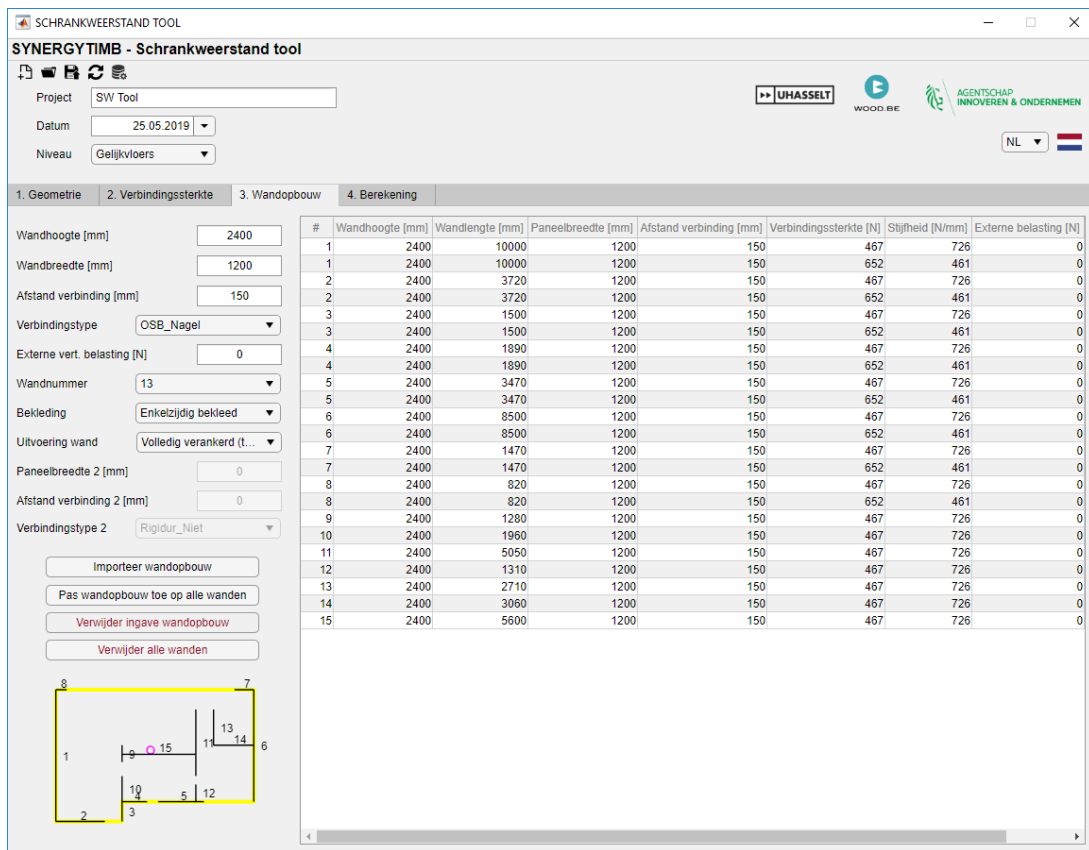
Figuur 4.24: Schrankweerstandtool: Wandopbouw verdieping +1



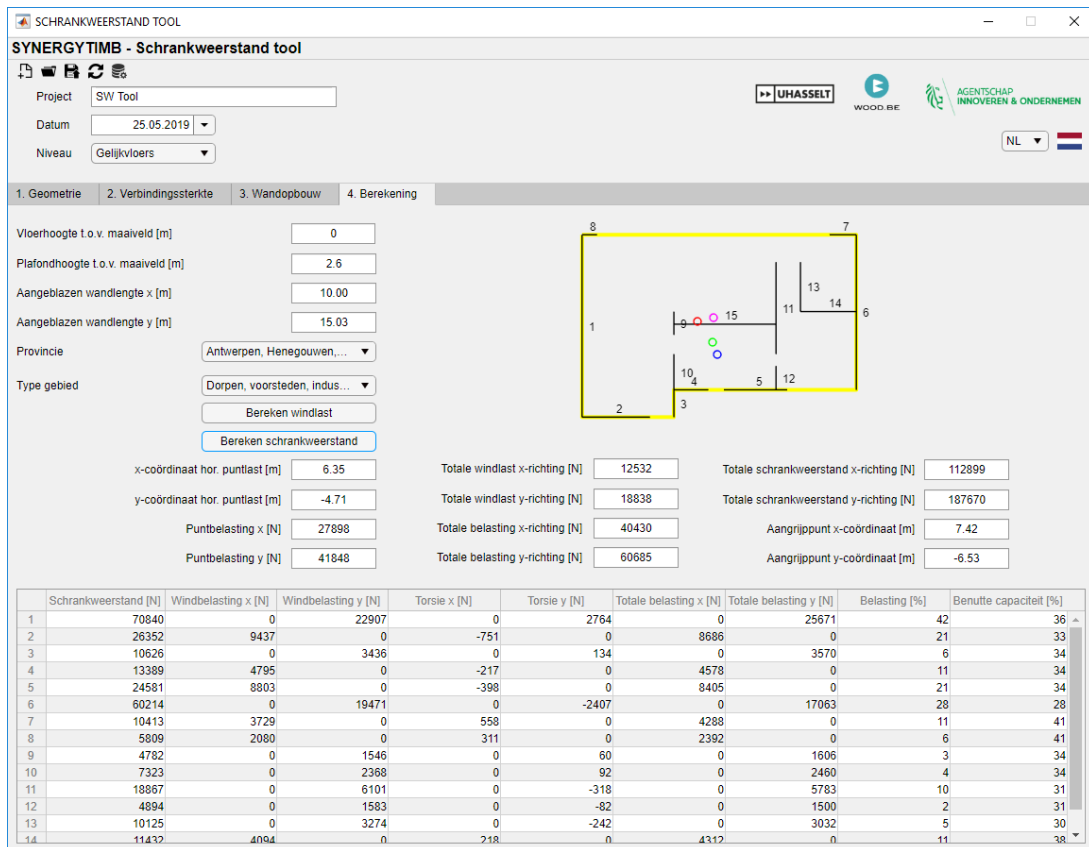
Figuur 4.25: Schrankweerstandtool: Bepaling schrankweerstand verdieping +1



Figuur 4.26: Schrankweerstandtool: Ingave geometrie gelijkvloers



Figuur 4.27: Schrankweerstandtool: Wandopbouw gelijkvloers



Figuur 4.28: Schrankweerstandtool: Bepaling schrankweerstand gelijkvloers

Hoofdstuk 5

Bespreking

Hoofdstuk 5 analyseert de gevonden resultaten. Voor CLT en de schrankweerstand wordt het resultaat uit de ontworpen tools vergeleken met een analoge handberekening. Dit is noodzakelijk om de juistheid van de tool te verifiëren. Tot slot volgt een bespreking over een mogelijk verband om de stijfheid van een houtskeletwand te bepalen.

5.1 Kruislaaghout

Tabellen 5.1 en 5.2 tonen de waarden van de matrixelementen bepaald met de CLT-tool (zie 4.1 op pagina 33) en middels handberekeningen (zie bijlage A.1 op pagina 65 en bijlage A.2 op pagina 67).

Tabel 5.1: Vergelijking matrixelementen voorbeeld 1

	D_{11} [10 ³ kN/m]	D_{22} [10 ³ kN/m]	D_{33} [kN/m]	D_{44} [kNm]	D_{55} [kNm]	D_{66} [kNm]
CLT-tool	2.192	822	131	10.156	2.000	490
handberekening	2.192	822	131	10.156	2.000	490

Tabel 5.2: Vergelijking matrixelementen voorbeeld 2

	D_{11} [10 ³ kN/m]	D_{22} [10 ³ kN/m]	D_{33} [kN/m]	D_{44} [kNm]	D_{55} [kNm]	D_{66} [kNm]
CLT-tool	1.740	928	116	8.831	2.931	475
handberekening	1.740	928	116	8.831	2.931	475

De vergelijking van de resultaten toont geen verschil tussen de berekeningen met de CLT-tool en de handberekeningen. Aangezien het algoritme zuiver uit vooraf bepaalde parameters bestaat, is dit een verwacht resultaat.

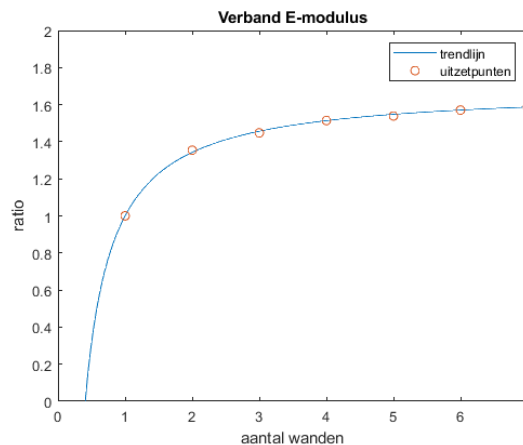
5.2 Houtskeletbouw

De verhouding van de werkende elasticiteitsmodulus E_{diamonds} tot de aangepaste E-modulus $E_{\text{matlab,A}}$ resulteert in de ratio, beschreven door vergelijking 5.2.

$$\text{ratio} = \frac{E_{\text{diamonds}}}{E_{\text{matlab,A}}} \quad (5.1)$$

Door de gevonden ratio's uit te zetten in een grafiek, komt er een patroon tevoorschijn. De blauwe trendlijn in Figuur 5.1 benadert dit patroon, beschreven door vergelijking 5.2.

$$y = -\frac{0,685}{x} + 1,685 \quad (5.2)$$



Figuur 5.1: Ratio's per aantal panelen

Vergelijking 6.1 toont het volledige verband:

$$E_{\text{diamonds}} = \left(-\frac{0,685}{n} + 1,685 \right) \cdot \frac{E_{\text{matlab}} \cdot \cos \alpha}{n} \quad (5.3)$$

De toepassing van de formule levert een minimaal verschil op met de gevonden waarden voor E_{diamonds} . Tabel 5.3 vergelijkt beide waarden.

Tabel 5.3: Overzicht E-modulus

n		1	2	3	4	5	6	7
E_{matlab}	[MPa]	19,14	50,53	77,37	100,42	118,41	130,69	141,94
$E_{\text{diamonds,vergelijking}}$	[MPa]	8,56	15,20	16,83	17,04	16,44	15,34	14,43
E_{diamonds}	[MPa]	8,56	15,30	16,70	17,00	16,30	15,30	14,40

De beschouwde situatie is een belasting op zuivere afschuiving. Zodoende neemt Buildsoft Diamonds glijdingsmodulus G in rekening. De glijdingsmodulus G is recht evenredig met de elasticiteitsmodulus E en wordt bepaald door het verband:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (5.4)$$

waarbij Poisson-factor ν gelijk is aan 0,4125.

Tabel 5.4 vermeldt per aantal wanden n in een paneel de G -modulus uit de niet-lineaire berekening G_{matlab} , de G -modulus op basis van de vergelijking $G_{\text{matlab,vergelijking}}$ en de werkende G -modulus in Diamonds G_{diamonds} . De vermelde waarden zijn van toepassing bij een opgelegde verplaatsing van 10 mm.

Tabel 5.4: Overzicht G -modulus

n		1	2	3	4	5	6	7
G_{matlab}	[MPa]	6,78	17,89	27,39	35,55	41,92	46,26	50,24
$G_{\text{diamonds,vergelijking}}$	[MPa]	3,03	5,38	5,96	6,03	5,81	5,43	5,11
G_{diamonds}	[MPa]	3,03	5,42	5,91	6,02	5,77	5,42	5,10

Belangrijk om te vermelden is dat bovenstaand verband enkel van toepassing is op houtskeletwanden met de beschouwde randvoorwaarden. Het opgestelde verband is afhankelijk van:

- de breedte van de houtskeletwand,
- de hoogte van de houtskeletwand,
- de dimensie van de stijlen,
- de dimensie van de boven- en onderregel,
- de verankeringssterkte,
- de tussenafstand van de verbindingsmiddelen,
- de stijfheid van het gebruikte plaatmateriaal,
- ...

5.3 Schrankweerstand

Tabellen 5.6 en 5.7 geven de output weer van de berekende schrankweerstand van verdieping +2 uit het voorbeeld (pagina 35-51) voor respectievelijk de berekening met de tool en de handberekening. De schrankweerstandberekening met de tool (figuur 4.14 op pagina 41) geeft licht afwijkende waarden in vergelijking met de handberekening (bijlage C op pagina 71). De ingave van de wanden is hiervan de oorzaak. Tabel 5.5 toont de wandlengte voor de handberekening en de tool met daarnaast de vermelding van het verschil tussen beide ingaven.

Tabel 5.5: Schrankweerstand: Schrankende wanden

	L_{HB} [mm]	L_{tool} [mm]	ΔL [mm]
1	5.000	4.960	40
2	3.000	2.990	10
3	5.000	5.020	20
4	1.500	1.490	10
5	2.750	2.700	50
6	3.000	3.000	0
7	1.450	1.480	30
8	8.500	8.510	10
9	1.450	1.480	30
10	3.000	3.000	0
11	5.850	5.760	90
12	500	780	280
13	4.300	4.340	40
14	2.300	2.320	20
15	4.300	4.360	60

Wand 3, 5, 8, 12 en 13, aangeduid in het grijs in tabel 5.6 en 5.7, ondervinden het grootste verschil. Dit verschil zorgt bij elke wand voor een afwijking van 1% op gebied van de opname van belastingen ten opzichte van de totale belasting in de betreffende richting. De capaciteit, de verhouding tussen de totale belasting $F_{\text{totaal},j,i}$ en de weerstand $R_{w,j,i}$ vertoont afwijkingen tot 2%. Dit komt voort uit de onnauwkeurigheid tijdens het overtrekken van de wanden, waarbij in het voorbeeld een grotere aanblaaslengte aangeduid is met een grotere windbelasting als gevolg.

Tabel 5.6: Schrankweerstand: Schrankweerstand tool

	$R_{w,j,i}$	$F_{wind,x,i}$	$F_{wind,y,i}$	$\tau_{x,i}$	$\tau_{y,i}$	$F_{totaal,x,i}$	$F_{totaal,y,i}$	$\frac{F_{totaal,j,i}}{F_{totaal,j}}$	$\frac{F_{totaal,j,i}}{R_{w,j,i}}$
	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[%]	[%]
1	35.137	-	5.329	-	-60	-	5.270	23	15
2	21.181	-	3.213	-	-36	-	3.177	14	15
3	35.562	3.023	-	-58	-	2.965	-	19	8
4	10.555	-	1.601	-	-5	-	1.596	7	15
5	19.127	1.626	-	-22	-	1.604	-	10	8
6	21.252	1.806	-	-25	-	1.782	-	12	8
7	10.484	891	-	-12	-	879	-	6	8
8	60.285	-	9.144	-	113	-	9.257	40	15
9	10.484	891	-	15	-	906	-	6	9
10	21.252	1.806	-	31	-	1.837	-	12	9
11	40.804	3.468	-	59	-	3.528	-	23	9
12	5.526	470	-	8	-	478	-	3	9
13	16.214	-	2.459	-	-8	-	2.451	11	15
14	8.668	-	1.315	-	-4	-	1.310	6	15
15	16.289	1.385	-	3	-	1.387	-	9	9

Tabel 5.7: Schrankweerstand: Handberekening

	$R_{w,j,i}$	$F_{wind,x,i}$	$F_{wind,y,i}$	$\tau_{x,i}$	$\tau_{y,i}$	$F_{totaal,x,i}$	$F_{totaal,y,i}$	$\frac{F_{totaal,j,i}}{F_{totaal,j}}$	$\frac{F_{totaal,j,i}}{R_{w,j,i}}$
	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[%]	[%]
1	32.695	-	3.577	-	-148	-	5.216	23	16
2	19.617	-	2.146	-	-89	-	3.130	14	16
3	32.695	3.041	-	-29	-	3.011	-	20	9
4	9.809	-	1.073	-	-13	-	1.596	7	16
5	17.982	1.672	-	-11	-	1.661	-	11	9
6	19.617	1.824	-	-12	-	1.812	-	12	9
7	9.482	882	-	-6	-	876	-	6	9
8	55.582	-	6.080	-	280	-	9.399	41	17
9	9.482	882	-	8	-	889	-	6	9
10	19.617	1.824	-	16	-	1.840	-	12	9
11	38.254	3.558	-	31	-	3.588	-	23	9
12	3.270	304	-	3	-	307	-	2	9
13	14.829	-	1.622	-	-20	-	2.415	10	16
14	7.932	-	868	-	-11	-	1.292	6	16
15	14.829	1.379	-	2	-	1.383	-	9	9

Hoofdstuk 6

Conclusie

Deze thesis behandelt oplossingsstrategieën voor houtbouwstructuren. Enkele tools zijn ontwikkeld met daarnaast een procedure om de stijfheid van houtskeletwanden te bepalen en te modelleren in commerciële analytische 3D-software.

Het onderzoek start in Hoofdstuk 2 waar een theoretische achtergrond van de houtbouwstructuren weergegeven is. CLT bestaat uit hoofd- en dwarslagen, waarbij verondersteld wordt dat enkel de hoofdlagen bijdragen aan de stijfheid. De bepalingen uit EC5 vormen de basis van de schrankweerstandberekening. De verbindingen in de houtskeletstructuur bepalen de schrankweerstand. Naast de theoretische achtergrond komt ook de werking van de gebruikte software aan bod.

Hoofdstuk 3 beschrijft de ontwikkelde tool voor CLT waar de focus gelegd wordt op de benodigde parameters om een stijfheidsmatrix te bepalen. Vervolgens wordt de procedure beschreven om de stijfheid van een houtskeletwand te berekenen via MATLAB. Hoofdstuk 3 wordt afgesloten met de verduidelijking van het oplossingsalgoritme van de schrankweerstand tool.

De werking van beide tools wordt uitgelegd aan de hand van een voorbeeld in Hoofdstuk 4. De stijfheid van houtskeletwanden wordt bepaald met behulp van een krachtverplaatsingsdiagram. Het krachtverplaatsingsdiagram volgt uit een niet-lineaire berekening in MATLAB gebaseerd op de Newton-Raphson methode.

Na de uiteenzetting van de resultaten volgt de bespreking in Hoofdstuk 5. Hierin wordt de werking van de tools geanalyseerd aan de hand van handberekeningen. De CLT-tool vertoont geen verschil, terwijl de schrankweerstandtool afwijkende waarden oplevert die te wijten zijn aan de ingave van de wanden. Echter zijn dit minimale afwijkingen die een verwaarloosbare invloed hebben op het resultaat. Om houtskeletwanden te modelleren in analytische commerciële 3D-software is een verband gevonden:

$$E_{\text{diamonds}} = \left(-\frac{0,685}{n} + 1,685 \right) \cdot \frac{E_{\text{matlab}} \cdot \cos \alpha}{n} \quad (6.1)$$

met n het aantal wanden, E_{matlab} de berekende elasticiteitsmodulus in MATLAB en α de hoek tussen de diagonaal en de onderregel van één houtskeletwand. Waarbij het opgestelde verband afhankelijk is van:

- de breedte van de houtskeletwand,
- de hoogte van de houtskeletwand,

- de dimensie van de stijlen,
- de dimensie van de boven- en onderregel,
- de verankeringssterkte,
- de tussenafstand van de verbindingsmiddelen,
- de stijfheid van het gebruikte plaatmateriaal,
- ...

Verder onderzoek

Momenteel is bijkomend onderzoek noodzakelijk om de stijfheid van houtskeletwanden te bepalen. Deze thesis behandelt houtskeletwanden met een vaste afmeting, nl. met een breedte van 1,2 m en een hoogte van 2,4 m. Andere afmetingen voldoen niet aan het opgestelde verband. Verder onderzoek is noodzakelijk om dit verband te optimaliseren.

De schrankweerstandtool vertoont licht afwijkende waarden tijdens het definiëren van de wanden. Verdere ontwikkeling is aangewezen om een verbeterd resultaat te bekomen. Eén van de onderzoekslijnen is een PDF-bestand te kunnen inlezen, wat nog niet ondersteund wordt door MATLAB. Daarnaast zou het ingeven van de lengte en oriëntatie van de wanden met een numeriek systeem ook een oplossing kunnen bieden.

Bibliografie

- [1] AR.2 ARCHITECTEN, Houtskeletbouw. <http://www.ar2.be/houtskeletbouw.html>. Accessed: 2019-05-23.
- [2] Beneens, Houtmassiefbouw-CLT. <http://www.beneens.be/activiteiten/houtmassiefbouw-clt>. Accessed: 2019-05-23.
- [3] Dakisolatie Plaatsen, Isoleren met cellulose. <https://www.dakisolatieplaatsen.be/dakisolatie/cellulosevlokken/>. Accessed: 2019-05-23.
- [4] Etex building performance, Ontwerpgids houtskeletbouw. http://modulair-bouwen.com/wp-content/uploads/2018/06/EtexBP_BE-Ontwerpgids-Houtskeletbouw.pdf. Accessed: 2019-05-23.
- [5] *Fiche Eurocode: EN1990 + A1*.
- [6] HUBO, Assortiment. <http://www.hubo.be>. Accessed: 2019-05-23.
- [7] Livios, Bouwtechnieken: Houtskeletbouw. <https://www.livios.be/nl/bouwinformatie/bouwen-verbouwen-of-kopen/bouwtechnieken/houtbouw/houtskeletbouw/>. Accessed: 2019-05-23.
- [8] Newcraft, Realisaties. <https://newcraft.be/onze-realisaties/#1462999717719-427d1bf5-afb5>. Accessed: 2019-05-23.
- [9] Onderzoek UHasselt, CERG. <https://www.uhasselt.be/UH/Onderzoeksgroepen/DetOndgr.html?oid=1875>. Accessed: 2018-10-03.
- [10] Rockwool, Houtskeletbouw. <https://www.rockwool.be/producten/wand/rocksono-base-vario/>. Accessed: 2019-05-23.
- [11] Sibomat, Houtskeletbouw in België. <https://sibomat.be/houtskeletbouw-belgie>. Accessed: 2019-05-23.
- [12] Simpson Strong-Tie, Anker voor houtskeletstijl. <https://www.strongtie.nl/products/detail/anker-voor-houtskeletstijl/80>. Accessed: 2019-05-23.
- [13] STS 23-1, Houtskeletconstructies. <https://economie.fgov.be/sites/default/files/Files/Publications/files/STS/STS-23-1-Houtskeletconstructies.pdf>. Accessed: 2019-05-23.
- [14] Xella, Compleet bouwsysteem van kelder tot dak. <https://www.xella.be/nl/docs/Brochure-kelder-tot-dak.pdf>. Accessed: 2019-05-23.

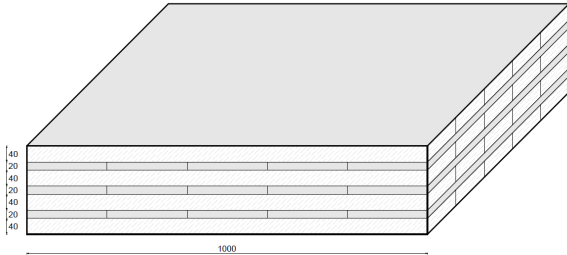
- [15] DI Josef Koppelhuber DI Dr. Markus Wallner-Novak and DI Kurt Pock. *Cross-Laminated Timber Structural Design: Basic design and engineering principles according to Eurocode*. pro:Holz, November 2014.
- [16] Bram Vandoren en Rik Steensels. Handleiding schrankweerstand tool. Hasselt, 2018.
- [17] Stora Enso. Store enso CLT. In *Technical brochure*. Sweden, 2013.
- [18] Kurt De Proft. Stabiliteit van houten constructies: uitwerken van type-oplossingen. Anderlecht, 2013.
- [19] SIS. Draft m/515 phase 1. In *Design of timber structures-part 1-1: General-Common rules and rules for timber buildings*. Sweden, 2017.
- [20] Davy Stroobants. Cursus thomas more, staal- en houtskeletbouw: Materialen houtskeletbouw. Geel, 2015.
- [21] Johan Vessby. Shear walls for multi-storey timber buildings. Linnaeus, Sweden, 2008.
- [22] Johan Vessby. Analysis of shear walls for multi-storey timber buildings. Linnaeus, Sweden, 2011.
- [23] Bureau voor Normalisatie. Eurocode 1. In *Belastingen op constructies - Deel 1-3: Algemene belastingen - Sneeuwbelasting*. Brussel, 2003.
- [24] Bureau voor Normalisatie. Eurocode 1. In *Belastingen op constructies - Deel 1-4: Algemene belastingen - Windbelasting*. Brussel, 2005.
- [25] Bureau voor Normalisatie. Eurocode 1. In *Belastingen op constructies - Deel 1-5: Algemene belastingen - Thermische belasting*. Brussel, 2005.
- [26] Bureau voor Normalisatie. Eurocode 1. In *Belastingen op constructies - Deel 1-6: Algemene belastingen - Belasting tijdens uitvoering*. Brussel, 2005.
- [27] Bureau voor Normalisatie. Eurocode 5. In *Design of timber structures-part 1-1: General-Common rules and rules for timber buildings*. Brussel, 2005.
- [28] Bureau voor Normalisatie. Eurocode 7. In *Geotechnisch ontwerp - Deel 1: Algemene regels*. Brussel, 2005.
- [29] Bureau voor Normalisatie. Eurocode 0. In *Grondslagen van het constructief ontwerp - Bijlage A.1: Toepassing op gebouwen - Nationale Belgische bijlage*. Brussel, 2007.
- [30] Bureau voor Normalisatie. Eurocode 0. In *+A1: Grondslagen van het constructief ontwerp*. Brussel, 2015.
- [31] Bureau voor Normalisatie. Eurocode 1. In *Belastingen op constructies - Deel 1-1: Algemene belastingen - Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen*. Brussel, 2015.
- [32] Belgian Woodforum. Houtskeletbouw technische fiche 9. Brussel.
- [33] WTCB. Ontwerp en dimensionering van constructies volgens eurocode 0 (en1990).

Bijlagen

A Handberekening kruislaaghout

A.1 CLT: Berekening 1

Gegevens



Figuur A.1: Handberekening kruislaaghout:
Opbouw

Tabel A.1: Handberekening kruislaaghout:
Gegevens

parameter	hoeveelheid
aantal lagen	7
dikte hoofdlaag d_1	40 mm
dikte dwarslaag d_2	20 mm
dikte asymmetrische laag d_3	-
materiaal	GL32h
E-modulus	13.700 MPa
G-modulus	850 MPa

Uitwerking

1. Geometrische eigenschappen

- Hoogte hoofdlagen

$$\sum_{i=1}^n h_{0,\text{net}} = \sum_{i=1}^4 h_{0,\text{net}} = 4 \cdot 40 \text{ mm} = 160 \text{ mm}$$

- Hoogte dwarslagen

$$\sum_{i=1}^n h_{90,\text{net}} = \sum_{i=1}^3 h_{0,\text{net}} = 3 \cdot 20 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

- Zwaartepunt

$$z_s = \frac{h_{\text{totaal}}}{2} = \frac{4 \cdot 40 \text{ mm} + 3 \cdot 20 \text{ mm}}{2} = 110 \text{ mm}$$

- Traagheidsmomenten hoofdlagen

$$I_{0,\text{net}} = \sum_{i=1}^n \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Tabel A.2: Handberekening kruislaaghout: Traagheidsmoment hoofdlagen

laag	d [mm]	b [mm]	a_i [mm]	$I_{i,0,\text{net}}$ [mm ⁴]
1	40	1000	-90	$3,29 \cdot 10^8$
2	40	1000	-30	$4,13 \cdot 10^7$
3	40	1000	30	$4,13 \cdot 10^7$
4	40	1000	90	$3,29 \cdot 10^8$
totaal				$7,41 \cdot 10^8$

- Traagheidsmoment dwarslagen

$$I_{90,\text{net}} = \sum_{i=1}^n \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Tabel A.3: Handberekening kruislaaghout: Traagheidsmoment dwarslagen

laag	d [mm]	b [mm]	a_i [mm]	$I_{i,90,\text{net}}$ [mm ⁴]
1	20	1000	-90	$7,27 \cdot 10^7$
2	20	1000	-30	$6,67 \cdot 10^7$
3	20	1000	30	$7,27 \cdot 10^7$
totaal				$1,46 \cdot 10^8$

2. Matricelementen

$$D_{11} = \sum_{i=1}^n h_{i,0,\text{net}} \cdot E_{0,\text{mean}} = 160 \text{ mm} \cdot 13.700 \text{ MPa} = 2,19 \cdot 10^6 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$D_{22} = \sum_{i=1}^n h_{i,90,\text{net}} \cdot E_{90,\text{mean}} = 60 \text{ mm} \cdot 13.700 \text{ MPa} = 8,22 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$D_{33} = G_{0,\text{mean}} \cdot d \cdot K_{\text{shear}} = 850 \text{ MPa} \cdot 220 \text{ mm} \cdot 0,7 = 1,31 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$D_{44} = E_{0,\text{mean}} \cdot I_{0,\text{net}} = 13.700 \text{ MPa} \cdot 7,41 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = 1,02 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$D_{55} = E_{0,\text{mean}} \cdot I_{90,\text{net}} = 13.700 \text{ MPa} \cdot 1,46 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = 2,00 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

$$D_{66} = K_{\text{twist}} \cdot G_{0,\text{mean}} \cdot \frac{b \cdot d^3}{12} = 0,65 \cdot 850 \text{ MPa} \cdot \frac{1000 \text{ mm} \cdot (220 \text{ mm})^3}{12} = 4,90 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

3. Stijfheidsmatrix

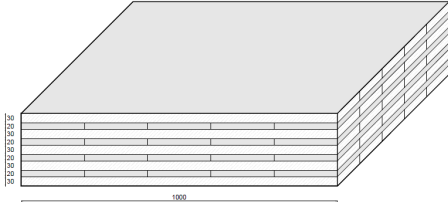
$$\begin{bmatrix} 2.192 & 0 & 0 & - & - & - \\ 0 & 822 & 0 & - & - & - \\ 0 & 0 & 131 & - & - & - \\ - & - & - & 10.156 & 0 & 0 \\ - & - & - & 0 & 2.000 & 0 \\ - & - & - & 0 & 0 & 490 \end{bmatrix}$$

10^3 kN/m

kNm

A.2 CLT: Berekening 2

Gegevens



Figuur A.2: Handberekening kruislaaghout: Opbouw

Tabel A.4: Handberekening kruislaaghout: Gegevens

parameter	hoeveelheid
aantal lagen	9
dikte hoofdlaag d_1	30 mm
dikte dwarslaag d_2	20 mm
dikte asymmetrische laag d_3	-
materiaal	GL24h
E-modulus	11.600 MPa
G-modulus	720 MPa

Uitwerking

1. Geometrische eigenschappen

- Hoogte hoofdlagen

$$\sum_{i=1}^n h_{0,\text{net}} = \sum_{i=1}^5 h_{0,\text{net}} = 5 \cdot 30 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

- Hoogte dwarslagen

$$\sum_{i=1}^n h_{90,\text{net}} = \sum_{i=1}^4 h_{0,\text{net}} = 4 \cdot 20 \text{ mm} = 80 \text{ mm}$$

- Zwaartepunt

$$z_s = \frac{h_{\text{totaal}}}{2} = \frac{5 \cdot 30 \text{ mm} + 4 \cdot 20 \text{ mm}}{2} = 115 \text{ mm}$$

- Traagheidsmomenten hoofdlagen

$$I_{0,\text{net}} = \sum_{i=1}^n \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Tabel A.5: Handberekening kruislaaghout: Traagheidsmoment hoofdlagen

laag	d [mm]	b [mm]	a_i [mm]	$I_{i,0,\text{net}}$ [mm ⁴]
1	30	1000	-100	$3,02 \cdot 10^8$
2	30	1000	-50	$7,73 \cdot 10^7$
3	30	1000	0	$2,25 \cdot 10^6$
4	30	1000	50	$7,73 \cdot 10^7$
5	30	1000	100	$3,02 \cdot 10^8$
totaal				$7,61 \cdot 10^8$

- Traagheidsmoment dwarslagen

$$I_{90,\text{net}} = \sum_{i=1}^n \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Tabel A.6: Handberekening kruislaaghout: Traagheidsmoment dwarslagen

laag	d [mm]	b [mm]	a_i [mm]	$I_{i,90,\text{net}}$ [mm ⁴]
1	20	1000	-75	$1,13 \cdot 10^8$
2	20	1000	-25	$1,32 \cdot 10^7$
3	20	1000	25	$1,32 \cdot 10^7$
4	20	1000	75	$1,13 \cdot 10^8$
totaal				$2,53 \cdot 10^8$

2. Matricelementen

$$D_{11} = \sum_{i=1}^n h_{i,0,\text{net}} \cdot E_{0,\text{mean}} = 150 \text{ mm} \cdot 11.600 \text{ MPa} = 1,74 \cdot 10^6 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$D_{22} = \sum_{i=1}^n h_{i,90,\text{net}} \cdot E_{90,\text{mean}} = 80 \text{ mm} \cdot 11.600 \text{ MPa} = 9,28 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$D_{33} = G_{0,\text{mean}} \cdot d \cdot K_{\text{shear}} = 720 \text{ MPa} \cdot 230 \text{ mm} \cdot 0,7 = 1,16 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$D_{44} = E_{0,\text{mean}} \cdot I_{0,\text{net}} = 11.600 \text{ MPa} \cdot 7,61 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = 8,83 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

$$D_{55} = E_{0,\text{mean}} \cdot I_{90,\text{net}} = 11.600 \text{ MPa} \cdot 2,53 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = 2,93 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

$$D_{66} = K_{\text{twist}} \cdot G_{0,\text{mean}} \cdot \frac{b \cdot d^3}{12} = 0,65 \cdot 720 \text{ MPa} \cdot \frac{1000 \text{ mm} \cdot (230 \text{ mm})^3}{12} = 4,75 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

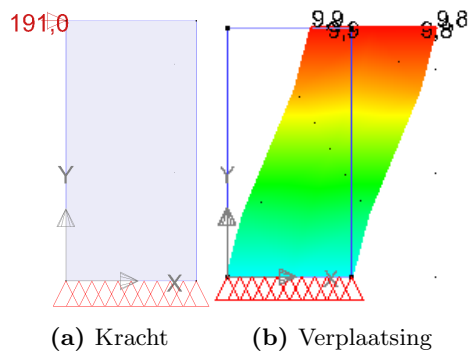
3. Stijfheidsmatrix

$$\begin{bmatrix} 1.740 & 0 & 0 & - & - & - \\ 0 & 928 & 0 & - & - & - \\ 0 & 0 & 116 & - & - & - \\ - & - & - & 8.831 & 0 & 0 \\ - & - & - & 0 & 2.931 & 0 \\ - & - & - & 0 & 0 & 475 \end{bmatrix}$$

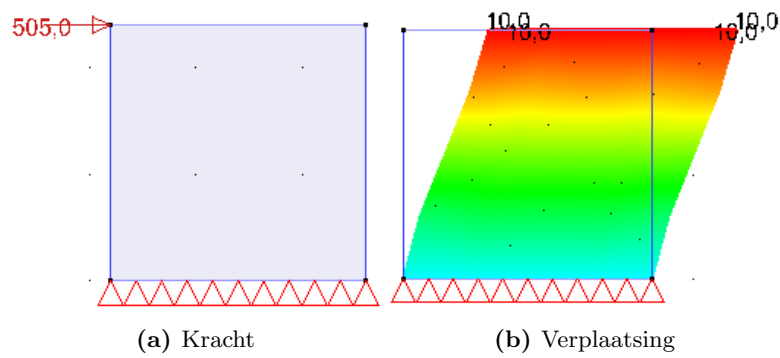
10^3 kN/m

kNm

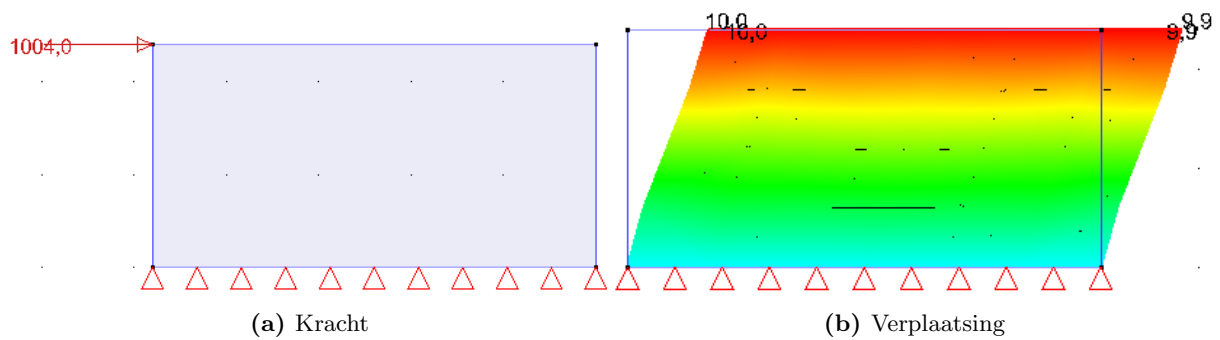
B Resultaten houtskeletwanden



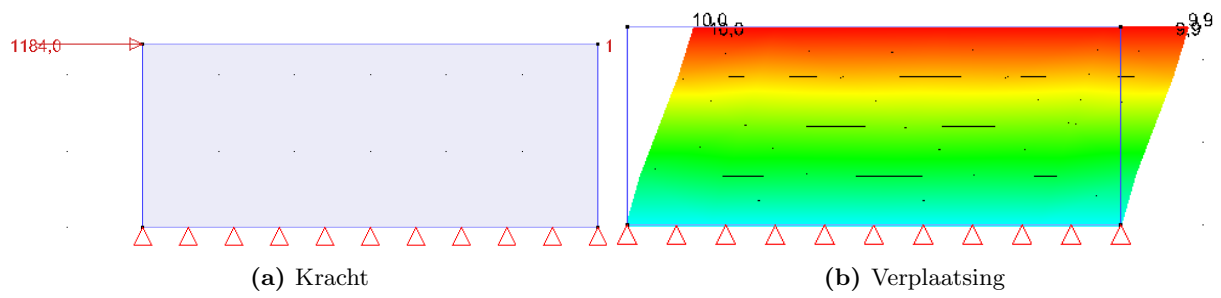
Figuur B.1: Eenwandig paneel in Diamonds



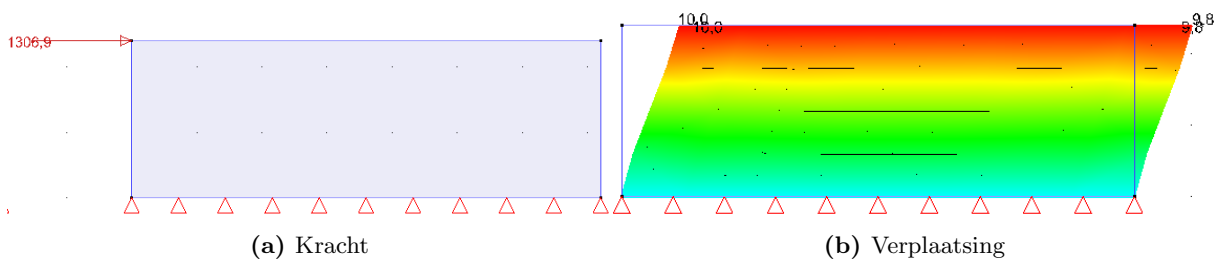
Figuur B.2: Tweewandig paneel in Diamonds



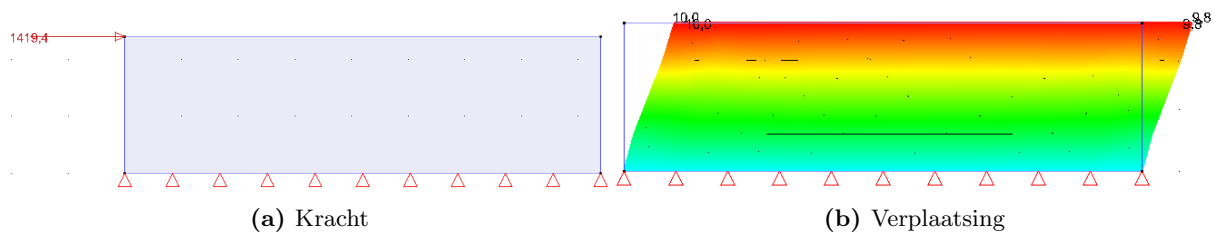
Figuur B.3: Vierwandig paneel in Diamonds



Figuur B.4: Vijfwandig paneel in Diamonds



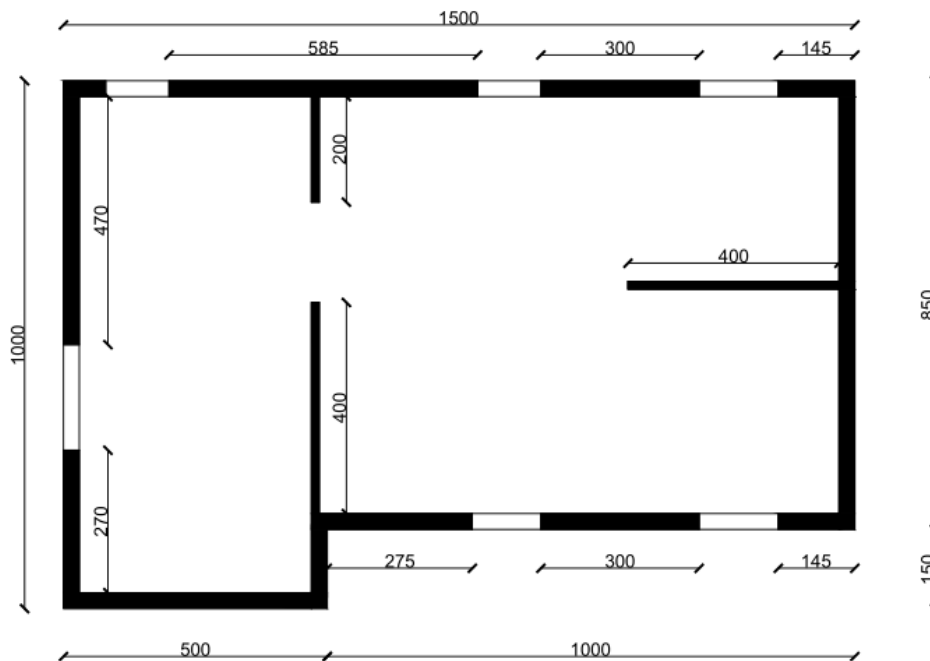
Figuur B.5: Zeswandig paneel in Diamonds



Figuur B.6: Zevenwandig paneel in Diamonds

C Handberekening schrankweerstand

Gegevens



Figuur C.1: Vloerplan verdieping +2

- Hoogte gebouw: 7,80 m (3 verdiepen van 2,60 m)
- Locatie: Dorp in provincie Antwerpen
- Wandopbouw
 - Buitenwanden: dubbel beplaat met nagel- en nietverbinding
 - Binnenwanden: enkel beplaat met nagelverbinding

Tabel C.1: Handberekening schrankweerstand: Verbindingsmiddelen

(a) Eigenschappen nagel				(b) Eigenschappen niet			
Type	ℓ	\varnothing	f_{vloei}	Type	ℓ	d_1	d_2
	[mm]	[mm]	[MPa]		[mm]	[mm]	[mm]
Nagel	38	3,2	600	Niet	50	1,88	1,70

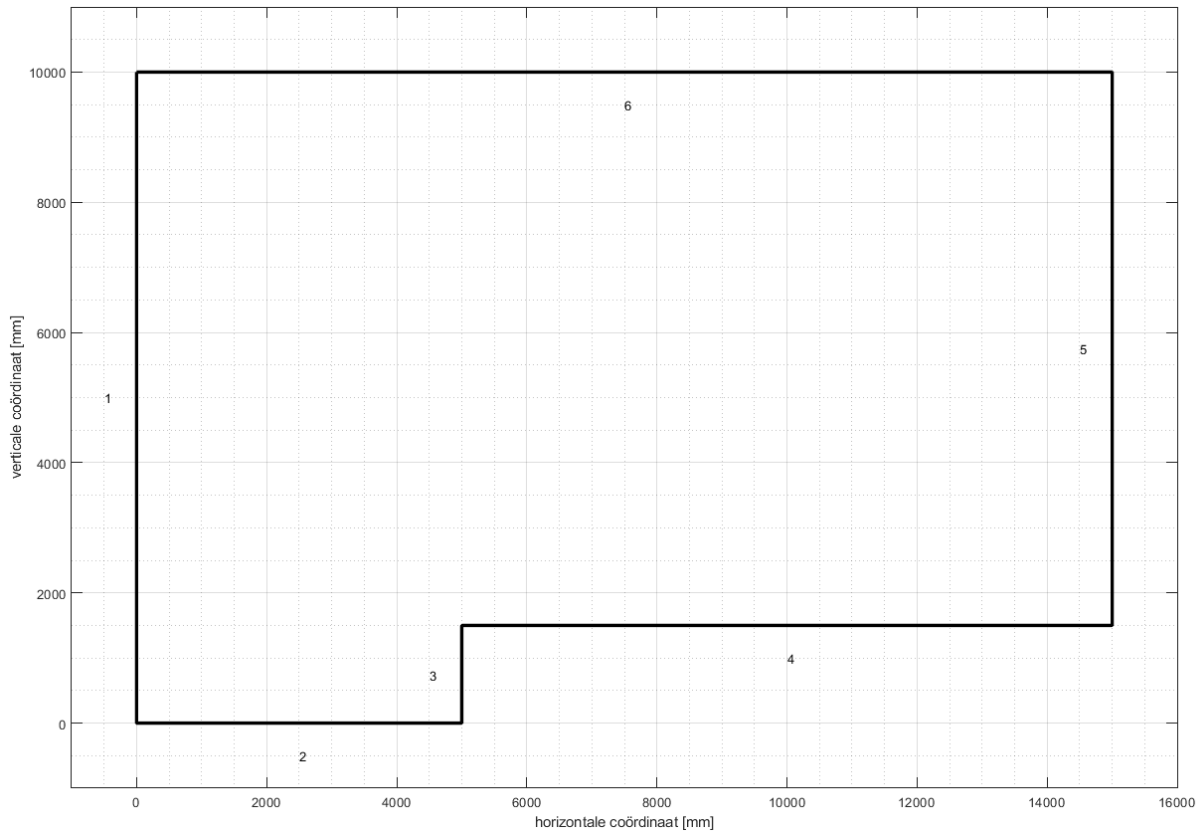
Tabel C.2: Handberekening schrankweerstand: Plaatmateriaal en omgeving

(a) Eigenschappen platen						(b) Klimaat	
$t_{plaat,nagel}$	$t_{plaat,niet}$	$\rho_{k,plaat,nagel}$	$\rho_{k,plaat,niet}$	$\rho_{k,frame}$	γ_M	$k_{mod,1}$	$k_{mod,2}$
[mm]	[mm]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]			
12	12.5	320	1.200	550	1,3	0,8	0,8

Uitwerking

1. Geometrie

- Buitenmuren



Figuur C.2: Handberekening schrankweerstand: Overzicht buitenmuren

Tabel C.3: Handberekening schrankweerstand: Geometrie buitenmuren

#	x_1 [mm]	y_1 [mm]	x_2 [mm]	y_2 [mm]	x_c [mm]	y_c [mm]	L [mm]
1	0	10.000	0	0	0	5.000	10.000
2	0	0	5.000	0	2.500	0	5.000
3	5.000	0	5.000	1.500	5.000	750	1.500
4	5.000	1.500	15.000	1.500	10.000	1.500	10.000
5	15.000	1.500	15.000	10.000	15.000	5.750	8.500
6	15.000	10.000	0	10.000	7.500	10.000	15.000

- Zwaartepunt

$$x_{GC} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i \cdot L_i}{L_{\text{totaal}}}$$

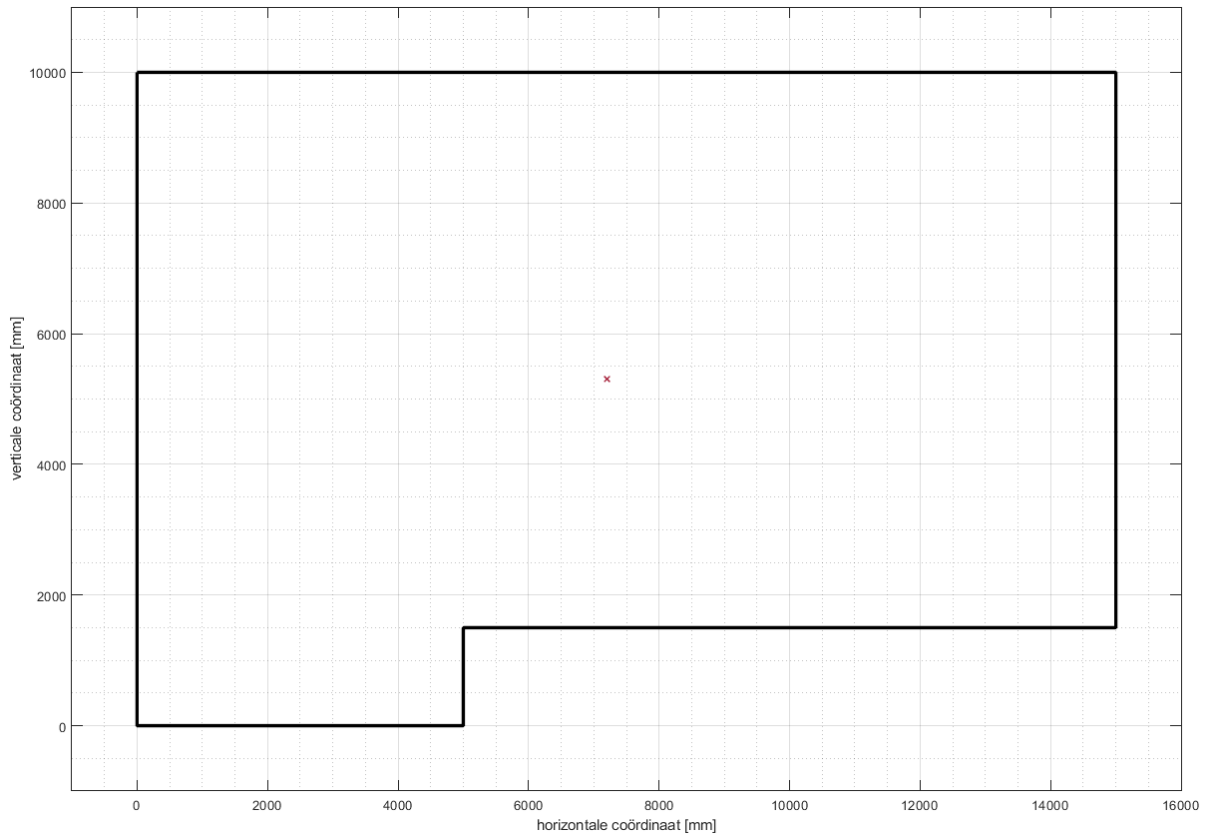
$$x_{GC} = \frac{0 \cdot 10.000 + 2.500 \cdot 5.000 + 5.000 \cdot 1.500 + 10.000 \cdot 10.000 + 15.000 \cdot 8.500 + 7.500 \cdot 15.000}{10.000 + 5.000 + 1.500 + 10.000 + 8.500 + 15.000}$$

$$x_{GC} = 7.200 \text{ mm}$$

$$y_{GC} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i \cdot L_i}{L_{\text{totaal}}}$$

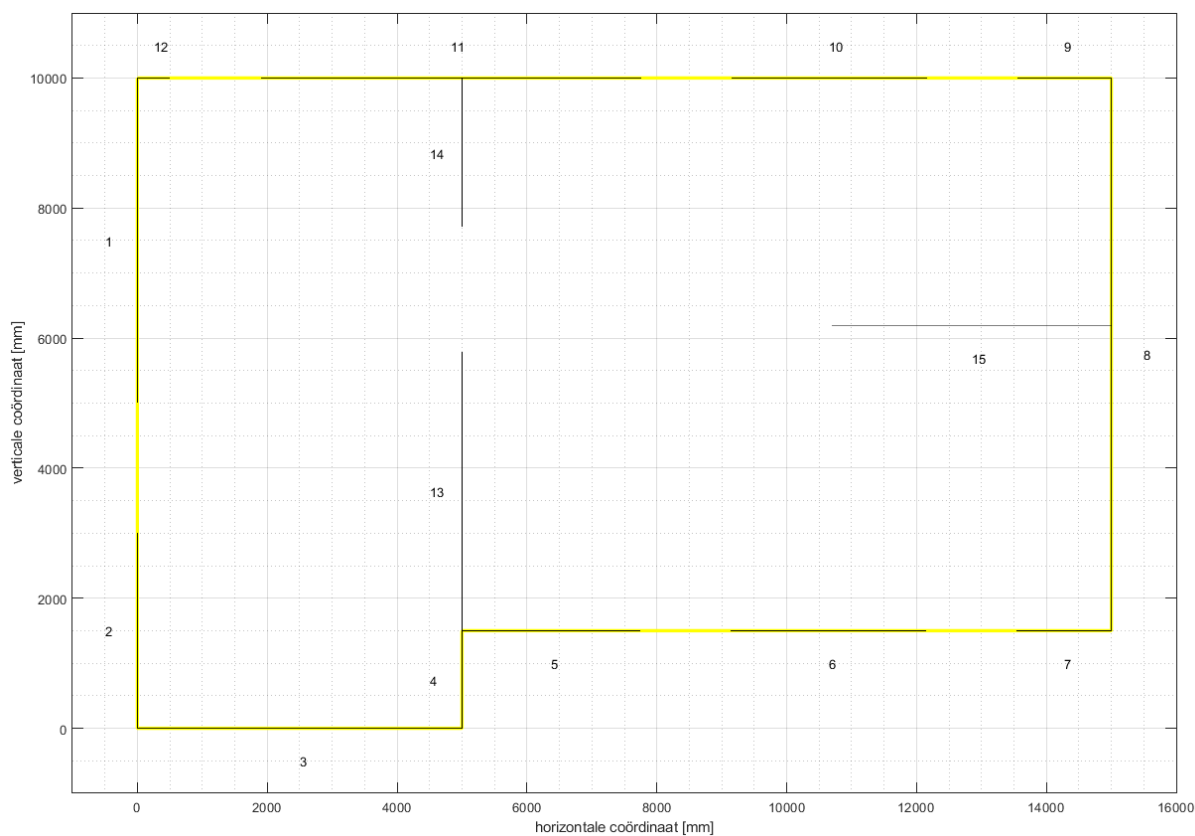
$$y_{GC} = \frac{5.000 \cdot 10.000 + 0 \cdot 5.000 + 750 \cdot 1.500 + 1.500 \cdot 10.000 + 5.750 \cdot 8.500 + 10.000 \cdot 15.000}{10.000 + 5.000 + 1.500 + 10.000 + 8.500 + 15.000}$$

$$y_{GC} = 5.300 \text{ mm}$$



Figuur C.3: Handberekening schrankweerstand: Zwaartepunt

- Schrankende wanden



Figuur C.4: Handberekening schrankweerstand: Overzicht schrankende wanden

Tabel C.4: Handberekening schrankweerstand: Geometrie schrankende wanden

#	x_1 [mm]	y_1 [mm]	x_2 [mm]	y_2 [mm]	L [mm]
1	0	10.000	0	5.000	5.000
2	0	3.000	0	0	3.000
3	0	0	5.000	0	5.000
4	5.000	0	5.000	1.500	1.500
5	5.000	1.500	7.750	1.500	2.750
6	9.150	1.500	12.150	1.500	3.000
7	13.550	1.500	15.000	1.500	1.450
8	15.000	1.500	15.000	10.000	8.500
9	15.000	10.000	13.550	10.000	1.450
10	12.150	10.000	9.150	10.000	3.000
11	7.750	10.000	1.900	10.000	5.850
12	500	10.000	0	10.000	500
13	5.000	1.500	5.000	5.800	4.300
14	5.000	10.000	5.000	7.700	2.300
15	10.700	6.200	15.000	6.200	4.300

2. Verbindingssterkte

• Nagelverbinding

– Stuksterkte

$$f_{h,1,k} = 65 \cdot d^{-0,7} \cdot t_1^{0,1} = 65 \cdot (3,2 \text{ mm})^{-0,7} \cdot (12 \text{ mm})^{0,1} = 36,92 \text{ MPa}$$

$$f_{h,2,k} = 0,082 \cdot \rho_k = 0,082 \cdot 550 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 31,82 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = \frac{31,82 \text{ MPa}}{36,92 \text{ MPa}} = 0,8618$$

– Vloeimoment

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{vlei} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 600 \text{ N} \cdot 3,2^{2,6} = 3.703,93 \text{ Nmm}$$

– Reductiefactor indringingslengte

$$\left. \begin{array}{l} 0 \quad t_2 < 8d \\ \frac{t_2}{4d} - 2 \quad 8d < t_2 < 12d \\ 1 \quad > 12d \end{array} \right\} \Rightarrow RF = \frac{t_2}{4 \cdot d} - 2 = \frac{38 \text{ mm} - 12 \text{ mm}}{4 \cdot 3,2 \text{ mm}} - 2 = 0,0313$$

– Axiale uittreksterkte

$$f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 20 \cdot 10^{-6} \cdot \left(550 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right)^2 = 6,05 \text{ MPa}$$

$$f_{head,k} = 70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 70 \cdot 10^{-6} \cdot \left(550 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right)^2 = 21,18 \text{ MPa}$$

$$F_{ax,Rk} = f_{ax,k} dt_2 = 6,05 \text{ MPa} \cdot 3,2 \text{ mm} \cdot (38 \text{ mm} - 12 \text{ mm}) = 503,36 \text{ N}$$

rekening houdend met de reductiefactor:

$$F_{ax,Rk} = RF \cdot F_{ax,Rk} = 0,0313 \cdot 503,36 \text{ N} = 15,73 \text{ N}$$

– Equivalente dichtheid

$$\rho_{eq,k} = \sqrt{\rho_{1,k} \cdot \rho_{2,k}} = \sqrt{320 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 550 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} = 419,52 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

– Stijfheid

$$K_{ser} = \frac{\rho_{eq}^{1,5} \cdot d^{0,8}}{30} = 726,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

– Verbindingssterkte

* Johansson sterkte

Tabel C.5: Handberekening schrankweerstand: Verbindingssterkte nagelverbindingen

faalmode	a	b	c	d	e	f
$F_{f,Rk}$ [N]	1.418	2.647	924	756	1.098	1.035

$$F_{f,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d \\ f_{h,2,k} t_2 d \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1.05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} dt_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1.05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + 2\beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} dt_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1.15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases}$$

* Kooreffect

$$\frac{F_{ax,Rk}}{4} = \frac{15,73 N}{4} = 3,93 N$$

$$0,15 \cdot F_{f,Rk} = 0,15 \cdot 756 N = 113,34 N$$

$$F_{f,Rk} = F_{f,Rk} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 755,59 N + 3,93 N = 759,52 N$$

* Totale verbindingsterkte

$$F_{f,Rd} = \frac{k_{mod} \cdot F_{f,Rk}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 759,52 N}{1,3} = 467,40 N$$

• Nietverbinding

– Stuksterkte

$$f_{h,1,k} = 127 \cdot d^{-0,7} = 127 \cdot \sqrt{d_1 \cdot d_2}^{-0,7} = 127 \cdot \sqrt{1,88 \text{ mm} \cdot 1,70 \text{ mm}}^{-0,7}$$

$$f_{h,1,k} = 84,57 \text{ MPa}$$

$$f_{h,2,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \cdot 550 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot (\sqrt{1,88 \text{ mm} \cdot 1,70 \text{ mm}})^{-0,3} = 37,89 \text{ MPa}$$

– Vloeimoment

$$M_{y,Rk} = 150 \cdot d^3 = 150 \cdot 1,79^3 = 857,04 \text{ Nmm}$$

– Reductiefactor

$$RF = 1$$

– Axiale uittreksterkte

$$f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \rho_k^2 = 20 \cdot 10^{-6} \cdot \left(550 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)^2 = 6,05 \text{ MPa}$$

$$F_{ax,Rk} = f_{ax,k} \cdot d \cdot t_2 = 6,05 \text{ MPa} \cdot \sqrt{1,88 \text{ mm} \cdot 1,70 \text{ mm}} \cdot 26 \text{ mm} = 281,21 N$$

– Equivalente dichtheid

$$\rho_{eq,k} = \sqrt{\rho_{1,k} \cdot \rho_{2,k}} = \sqrt{1.200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 550 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} = 812,4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

– Stijfheid

$$K_{\text{ser}} = \frac{\rho_{\text{eq}}^{1,5} \cdot d^{0,8}}{80} = 461,16 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

– Verbindingssterkte

$$F_{f,\text{Rk}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{a) } f_{h,1,k} t_1 d \\ \text{b) } f_{h,2,k} t_2 d \\ \text{c) } \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{\text{ax,Rk}}}{4} \\ \text{d) } 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,\text{Rk}}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{\text{ax,Rk}}}{4} \\ \text{e) } 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + 2\beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,\text{Rk}}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{\text{ax,Rk}}}{4} \\ \text{f) } 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,\text{Rk}} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{\text{ax,Rk}}}{4} \end{array} \right.$$

* Johansson sterkte

Tabel C.6: Handberekening schrankweerstand: Verbindingssterkte nagelverbindingen

faalmode	a	b	c	d	e	f
$F_{f,\text{Rk}}$ [N]	1.814	1.761	736	595	724	461

* Koordeffect

$$\frac{F_{\text{ax,Rk}}}{4} = \frac{281,21 \text{ N}}{4} = 70,30 \text{ N}$$

$$0,15 \cdot F_{f,\text{Rk}} = 0,15 \cdot 460,51 \text{ N} = 69,08 \text{ N}$$

$$F_{f,\text{Rk}} = F_{f,\text{Rk}} + \frac{F_{\text{ax,Rk}}}{4} = 460,51 \text{ N} + 69,08 \text{ N} = 529,59 \text{ N}$$

$$\text{Vanwege de twee benen: } F_{f,\text{Rk}} = 2 \cdot F_{f,\text{Rk}} = 2 \cdot 529,59 \text{ N} = 1.059,18 \text{ N}$$

* Totale verbindingsterkte

$$F_{f,\text{Rd}} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot F_{f,\text{Rk}}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 1.059,18 \text{ N}}{1,3} = 651,79 \text{ N}$$

3. Wandopbouw

Tabel C.7: Handberekening schrankweerstand: Wandopbouw

#	H [mm]	L [mm]	B [mm]	s [mm]	$F_{\text{Rd},i}$ [N]	K_{ser} [N/mm]	F_{extern} [N]	verankering [-]
1	2.600	5000	1.200	150	467	726	0	Volledig
1	2.600	5000	1.200	150	652	461	0	Volledig
2	2.600	3000	1.200	150	467	726	0	Volledig
2	2.600	3000	1.200	150	652	461	0	Volledig
3	2.600	5000	1.200	150	467	726	0	Volledig
3	2.600	5000	1.200	150	652	461	0	Volledig
4	2.600	1500	1.200	150	467	726	0	Volledig
4	2.600	1500	1.200	150	652	461	0	Volledig
5	2.600	2750	1.200	150	467	726	0	Volledig
5	2.600	2750	1.200	150	652	461	0	Volledig
6	2.600	3000	1.200	150	467	726	0	Volledig
6	2.600	3000	1.200	150	652	461	0	Volledig
7	2.600	1450	1.200	150	467	726	0	Volledig
7	2.600	1450	1.200	150	652	461	0	Volledig
8	2.600	8500	1.200	150	467	726	0	Volledig
8	2.600	8500	1.200	150	652	461	0	Volledig
9	2.600	1450	1.200	150	467	726	0	Volledig
9	2.600	1450	1.200	150	652	461	0	Volledig
10	2.600	3000	1.200	150	467	726	0	Volledig
10	2.600	3000	1.200	150	652	461	0	Volledig
11	2.600	5850	1.200	150	467	726	0	Volledig
11	2.600	5850	1.200	150	652	461	0	Volledig
12	2.600	500	1.200	150	467	726	0	Volledig
12	2.600	500	1.200	150	652	461	0	Volledig
13	2.600	4300	1.200	150	467	726	0	Volledig
14	2.600	2300	1.200	150	467	726	0	Volledig
15	2.600	4300	1.200	150	467	726	0	Volledig

4. Windbelasting

$$\left. \begin{array}{l} v_{b,0} = 25 \frac{m}{s} \\ \text{zone 3} \\ H = 7,80 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow q_{\text{wind}} = 591 \frac{N}{m^2}$$

$$F_{\text{wind},x,\text{tot}} = L_x \cdot H \cdot q_{\text{wind}} = 10 \text{ m} \cdot 2,6 \text{ m} \cdot 591 \frac{N}{m^2} = 15.366 \text{ N}$$

$$F_{\text{wind},y,\text{tot}} = L_y \cdot H \cdot q_{\text{wind}} = 15 \text{ m} \cdot 2,6 \text{ m} \cdot 591 \frac{N}{m^2} = 23.049 \text{ N}$$

5. Schrankweerstand

- Schrankweerstand per wand

$$R_i = \frac{1,2 \cdot L \cdot F_{\text{Rd},i} \cdot c}{s}$$

$$\text{met } c = \begin{cases} 1 & B \geq \frac{H}{2} \\ 0 & B < \frac{H}{2} \end{cases}$$

Tabel C.8: Handberekening schrankweerstand: Schrankweerstand per wandzijde

	H [mm]	L [mm]	B [mm]	s [mm]	$F_{\text{Rd},i}$ [N]	c [-]	R_i [N]
1	2.600	5.000	1.200	150	467	1	17.243
1	2.600	5.000	1.200	150	652	1	24.074
2	2.600	3.000	1.200	150	467	1	10.346
2	2.600	3.000	1.200	150	652	1	14.444
3	2.600	5.000	1.200	150	467	1	17.243
3	2.600	5.000	1.200	150	652	1	24.074
4	2.600	1.500	1.200	150	467	1	5.173
4	2.600	1.500	1.200	150	652	1	7.222
5	2.600	2.750	1.200	150	467	1	9.484
5	2.600	2.750	1.200	150	652	1	13.241
6	2.600	3.000	1.200	150	467	1	10.346
6	2.600	3.000	1.200	150	652	1	14.444
7	2.600	1.450	1.200	150	467	1	5.000
7	2.600	1.450	1.200	150	652	1	6.981
8	2.600	8.500	1.200	150	467	1	29.313
8	2.600	8.500	1.200	150	652	1	40.926
9	2.600	1.450	1.200	150	467	1	5.000
9	2.600	1.450	1.200	150	652	1	6.981
10	2.600	3.000	1.200	150	467	1	10.346
10	2.600	3.000	1.200	150	652	1	14.444
11	2.600	5.850	1.200	150	467	1	20.174
11	2.600	5.850	1.200	150	652	1	28.166
12	2.600	500	1.200	150	467	1	1.724
12	2.600	500	1.200	150	652	1	2.407
13	2.600	4.300	1.200	150	467	1	14.829
14	2.600	2.300	1.200	150	467	1	7.932
15	2.600	4.300	1.200	150	467	1	14.829

$$R_{w,i} = \max \begin{cases} R_{\text{Rd},1,i} \\ R_{\text{Rd},2,i} \end{cases} + \lambda \cdot \min \begin{cases} R_{\text{Rd},1,i} \\ R_{\text{Rd},2,i} \end{cases}$$

$$\text{met } \lambda = \begin{cases} 1,00 & K_{\text{ser},1} = K_{\text{ser},2} \ \& \ F_{\text{Rd},1,i} = F_{\text{Rd},2,i} \\ 0,75 & K_{\text{ser},1} = K_{\text{ser},2} \ \& \ F_{\text{Rd},1,i} \neq F_{\text{Rd},2,i} \\ 0,50 & K_{\text{ser},1} \neq K_{\text{ser},2} \ \& \ F_{\text{Rd},1,i} \neq F_{\text{Rd},2,i} \end{cases}$$

Tabel C.9: Handberekening schrankweerstand: Schrankweerstand per wand

	$F_{\text{Rd},1,i}$ [N]	$F_{\text{Rd},2,i}$ [N]	$K_{\text{ser},1}$ [N/mm]	$K_{\text{ser},2}$ [N/mm]	$R_{\text{Rd},1,i}$ [N]	$R_{\text{Rd},2,i}$ [N]	$R_{w,i}$ [N]
1	467	652	726	461	17.243	24.074	32.695
2	467	652	726	461	10.346	14.444	19.617
3	467	652	726	461	17.243	24.074	32.695
4	467	652	726	461	5.173	7.222	9.809
5	467	652	726	461	9.484	13.241	17.982
6	467	652	726	461	10.346	14.444	19.617
7	467	652	726	461	5.000	6.981	9.482
8	467	652	726	461	29.313	40.926	55.582
9	467	652	726	461	5.000	6.981	9.482
10	467	652	726	461	10.346	14.444	19.617
11	467	652	726	461	20.174	28.166	38.254
12	467	652	726	461	1.724	2.407	3.270
13	467	-	726	-	14.289	-	14.829
14	467	-	726	-	7.932	-	7.932
15	467	-	726	-	14.829	-	14.829

- Schrankweerstand per richting

$$R_{w,x,\text{totaal}} = \sum_{i=1}^n R_{w,x,i}$$

$$R_{w,y,\text{totaal}} = \sum_{i=1}^n R_{w,y,i}$$

- Verdeling windlast

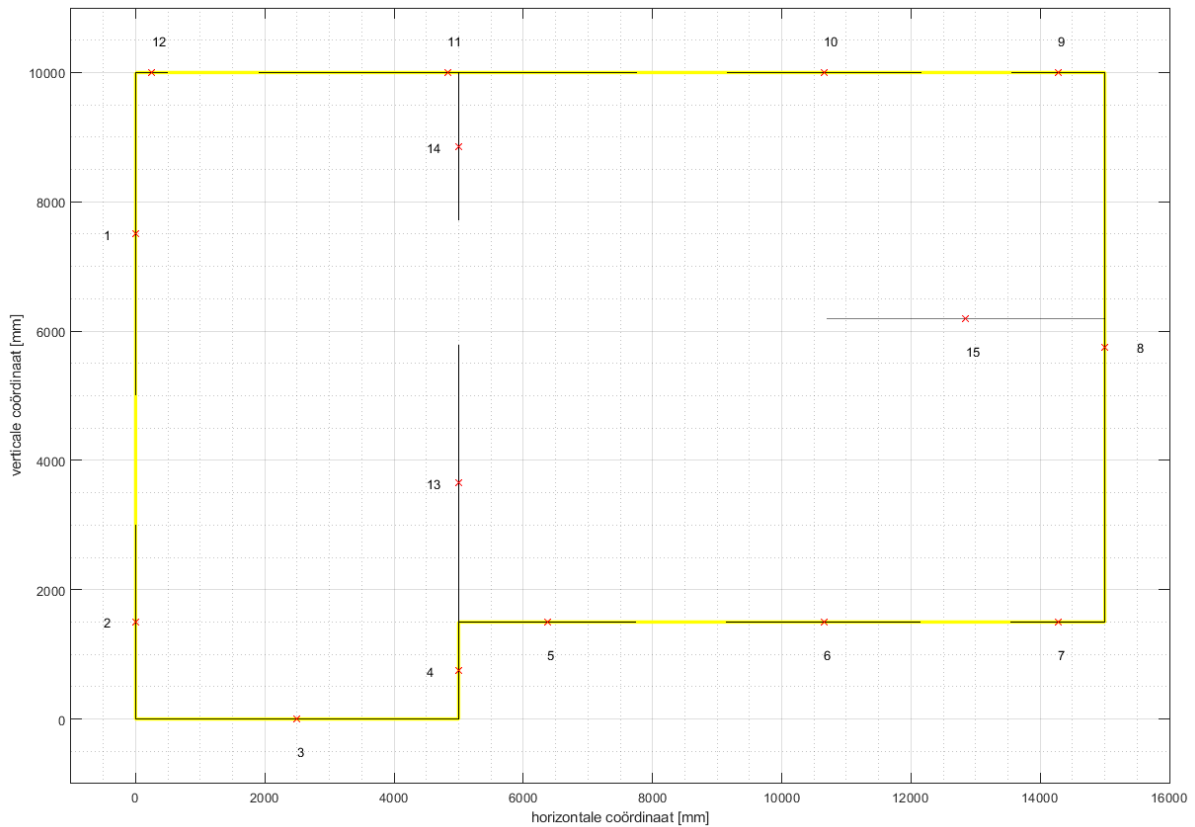
$$F_{\text{wind},x,i} = \frac{F_{\text{wind},x,i} \cdot R_{w,x,i}}{R_{w,x,\text{totaal}}}$$

$$F_{\text{wind},y,i} = \frac{F_{\text{wind},y,i} \cdot R_{w,y,i}}{R_{w,y,\text{totaal}}}$$

Tabel C.10: Handberekening schrankweerstand: Schrankweerstand en windbelasting per richting

	$R_{w,x,i}$ [N]	$R_{w,y,i}$ [N]	$F_{wind,x,i}$ [N]	$F_{wind,y,i}$ [N]
1	-	32.695	-	3.577
2	-	19.617	-	2.146
3	32.695	-	3.041	-
4	-	9.809	-	1.073
5	17.982	-	1.672	-
6	19.617	-	1.824	-
7	9.482	-	882	-
8	-	55.582	-	6.080
9	9.482	-	882	-
10	19.617	-	1.824	-
11	38.254	-	3.558	-
12	3.270	-	304	-
13	-	14.829	-	1.622
14	-	7.932	-	868
15	14.829	-	1.379	-
totaal	165.228	140.464	15.366	23.049

• Rotatiecentrum



Figuur C.5: Handberekening schrankweerstand: Zwaartepunt per wand

$$x_{\text{RC}} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{y,i} \cdot x_i}{R_{y,\text{totaal}}}$$

$$y_{\text{RC}} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{x,i} \cdot y_i}{R_{x,\text{totaal}}}$$

Tabel C.11: Handberekening schrankweerstand: Rotatiecentrum

	$R_{w,x,i}$	$R_{w,y,i}$	x_i	y_i	$\sum_{i=1}^n R_{y,i} \cdot x_i$	$\sum_{i=1}^n R_{x,i} \cdot y_i$
	[N]	[N]	[mm]	[mm]	[Nmm]	[Nmm]
1	-	32.695	0	7.500	0	-
2	-	19.617	0	1.500	0	-
3	32.695	2.500	0	0	-	0
4	-	9.809	5.000	750	4.904.252	-
5	17.982	-	6.375	1.500	-	2.697.339
6	19.617	-	10.650	1.500	-	2.942.551
7	9.482	-	14.275	1.500	-	1.422.233
8	-	55.582	15.000	5.750	83.382.289	-
9	9.482	-	14.275	10.000	-	9.481.554
10	19.617	-	10.650	10.000	-	19.617.009
11	38.254	-	4.825	10.000	-	38.253.168
12	3.270	-	250	10.000	-	3.269.502
13	-	14.829	5.000	3.650	7.420.874	-
14	-	7.932	5.000	8.850	3.969.305	-
15	14.829	-	12.850	6.200	-	9.201.884

$$x_{\text{RC}} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{y,i} \cdot x_i}{R_{y,\text{totaal}}} = \frac{99.666.720 \text{ Nmm}}{140.482 \text{ N}} = 7.095 \text{ mm}$$

$$y_{\text{RC}} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{x,i} \cdot y_i}{R_{x,\text{totaal}}} = \frac{86.885.240 \text{ Nmm}}{165.239 \text{ N}} = 5.258 \text{ mm}$$

- Moment hefboomsarm

$$z_{x,i} = x_{\text{RC}} - x_i$$

$$z_{y,i} = y_{\text{RC}} - y_i$$

Tabel C.12: Handberekening schrankweerstand: Moment hefboomsarm

	$R_{w,x,i}$ [N]	$R_{w,y,i}$ [N]	x_i [mm]	y_i [mm]	$z_{x,i}$ [mm]	$z_{y,i}$ [mm]
1	-	32.695	0	7.500	7.095	-2.242
2	-	19.617	0	1.500	7.095	3.758
3	32.695	2.500	0	0	4.595	5.258
4	-	9.809	5.000	750	2.095	4.508
5	17.982	-	6.375	1.500	720	3.758
6	19.617	-	10.650	1.500	-3.555	3.758
7	9.482	-	14.275	1.500	-7.180	3.758
8	-	55.582	15.000	5.750	-7.905	-492
9	9.482	-	14.275	10.000	-7.180	-4.742
10	19.617	-	10.650	10.000	-3.555	-4.472
11	38.254	-	4.825	10.000	2.270	-4.742
12	3.270	-	250	10.000	6.845	-4.742
13	-	14.829	5.000	3.650	2.095	1.608
14	-	7.932	5.000	8.850	2.095	-3.592
15	14.829	-	12.850	6.200	-5.755	-942

- Polair traagheidsmoment

$$I_{p,x,i} = R_{w,x,i} \cdot z_{x,i}^2$$

$$I_{p,y,i} = R_{w,y,i} \cdot z_{y,i}^2$$

$$I_{p,i} = I_{p,x,i} + I_{p,y,i}$$

$$I_{p,totaal} = \sum_{i=1}^n I_{p,i}$$

Tabel C.13: Handberekening schrankweerstand: Polair traagheidsmoment

	$R_{w,x,i}$ [N]	$R_{w,y,i}$ [N]	$z_{x,i}$ [mm]	$z_{y,i}$ [mm]	$I_{p,x,i}$ [Nmm ²]	$I_{p,y,i}$ [Nmm ²]	$I_{p,i}$ [Nmm ²]
1	-	32.695	-7.095	2.242	-	$1,64 \cdot 10^9$	$1,64 \cdot 10^9$
2	-	19.617	-7.095	-3.758	-	$2,77 \cdot 10^9$	$2,77 \cdot 10^9$
3	32.695	2.500	-4.595	-5.258	$6,90 \cdot 10^9$	-	$6,90 \cdot 10^9$
4	-	9.809	-2.095	-4.508	-	$1,99 \cdot 10^9$	$1,99 \cdot 10^9$
5	17.982	-	-720	-3.758	$9,31 \cdot 10^7$	-	$9,31 \cdot 10^7$
6	19.617	-	3.555	-3.758	$2,48 \cdot 10^9$	-	$2,48 \cdot 10^9$
7	9.482	-	7.180	-3.758	$4,89 \cdot 10^9$	-	$4,89 \cdot 10^9$
8	-	55.582	7.905	492	-	$1,34 \cdot 10^9$	$1,34 \cdot 10^9$
9	9.482	-	7.180	4.742	$4,89 \cdot 10^9$	-	$4,89 \cdot 10^9$
10	19.617	-	3.555	4.472	$2,48 \cdot 10^9$	-	$2,48 \cdot 10^9$
11	38.254	-	-2.270	4.742	$1,97 \cdot 10^9$	-	$1,97 \cdot 10^9$
12	3.270	-	-6.845	4.742	$1,53 \cdot 10^9$	-	$1,53 \cdot 10^9$
13	-	14.829	-2.095	-1.608	-	$3,84 \cdot 10^8$	$3,84 \cdot 10^8$
14	-	7.932	-2.095	3.592	-	$1,02 \cdot 10^9$	$2,48 \cdot 10^9$
15	14.829	-	5.755	942	$4,92 \cdot 10^9$	-	$4,92 \cdot 10^9$
							$3,81 \cdot 10^{10}$

- Momentbelasting

- Excentriciteit wind

$$M_{\text{wind},x} = -F_{\text{wind},x} \cdot (y_{\text{GC}} - y_{\text{RC}}) = -15.366 \text{ N} \cdot (5.300 \text{ mm} - 5.258 \text{ mm})$$

$$M_{\text{wind},x} = - 64.289 \text{ Nmm}$$

$$M_{\text{wind},y} = -F_{\text{wind},y} \cdot (x_{\text{GC}} - x_{\text{RC}}) = -15.366 \text{ N} \cdot (7.200 \text{ mm} - 7.095 \text{ mm})$$

$$M_{\text{wind},y} = - 242.925 \text{ Nmm}$$

- Puntlast

$$M_{\text{P},x} = -P_x \cdot (y_{\text{P}} - y_{\text{RC}}) = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{P},y} = -P_y \cdot (x_{\text{P}} - x_{\text{RC}}) = 0 \text{ kNm}$$

- Totaal

$$M_{x,i} = M_{\text{wind},x} + M_{\text{P},x} = - 64.289 \text{ Nmm}$$

$$M_{y,i} = M_{\text{wind},y} + M_{\text{P},y} = - 242.925 \text{ Nmm}$$

- Torsie

$$\tau_{x,i} = \frac{M_x \cdot (y_{\text{RC}} - y_i) \cdot R_{w,x,i}}{I_{\text{P}}}$$

$$\tau_{y,i} = \frac{M_y \cdot (x_{\text{RC}} - x_i) \cdot R_{w,y,i}}{I_{\text{P}}}$$

Tabel C.14: Handberekening schrankweerstand: Torsie

	$R_{w,x,i}$	$R_{w,y,i}$	x_i	y_i	$\tau_{x,i}$	$\tau_{y,i}$
	[N]	[N]	[mm]	[mm]	[N]	[N]
1	-	32.695	0	7.500	-	-148
2	-	19.617	0	1.500	-	-89
3	32.695	2.500	0	0	-29	-
4	-	9.809	5.000	750	-	-13
5	17.982	-	6.375	1.500	-11	-
6	19.617	-	10.650	1.500	-12	-
7	9.482	-	14.275	1.500	-6	-
8	-	55.582	15.000	5.750	-	280
9	9.482	-	14.275	10.000	8	-
10	19.617	-	10.650	10.000	16	-
11	38.254	-	4.825	10.000	31	-
12	3.270	-	250	10.000	3	-
13	-	14.829	5.000	3.650	-	-20
14	-	7.932	5.000	8.850	-	-11
15	14.829	-	12.850	6.200	2	-

- Totale belasting

$$F_{\text{totaal},x,i} = F_{\text{wind},x,i} + \tau_{x,i}$$

$$F_{\text{totaal},y,i} = F_{\text{wind},y,i} + \tau_{y,i}$$

Tabel C.15: Handberekening schrankweerstand: Totale belasting

	$F_{\text{wind},x,i}$ [N]	$F_{\text{wind},y,i}$ [N]	$\tau_{x,i}$ [Nm]	$\tau_{y,i}$ [Nm]	$F_{\text{totaal},x,i}$ [N]	$F_{\text{totaal},y,i}$ [N]
1	-	3.577	-	-148	-	5.216
2	-	2.146	-	-89	-	3.130
3	3.041	-	-29	-	3.011	-
4	-	1.073	-	-13	-	1.596
5	1.672	-	-11	-	1.661	-
6	1.824	-	-12	-	1.812	-
7	882	-	-6	-	876	-
8	-	6.080	-	280	-	9.399
9	882	-	8	-	889	-
10	1.824	-	16	-	1.840	-
11	3.558	-	31	-	3.588	-
12	304	-	3	-	307	-
13	-	1.622	-	-20	-	2.415
14	-	868	-	-11	-	1.292
15	1.379	-	2	-	1.383	-

- Analyse schrankweerstand

Tabel C.16: Handberekening schrankweerstand: Analyse schrankweerstand

	$R_{w,j,i}$ [N]	$F_{\text{wind},x,i}$ [N]	$F_{\text{wind},y,i}$ [N]	$\tau_{x,i}$ [N]	$\tau_{y,i}$ [N]	$F_{\text{totaal},x,i}$ [N]	$F_{\text{totaal},y,i}$ [N]	$\frac{F_{\text{totaal},y,i}}{F_{\text{totaal},y}}$ [%]	$\frac{F_{\text{totaal},y,i}}{R_{w,j,i}}$ [%]
1	32.695	-	3.577	-	-148	-	5.216	23	16
2	19.617	-	2.146	-	-89	-	3.130	14	16
3	32.695	3.041	-	-29	-	3.011	-	20	9
4	9.809	-	1.073	-	-13	-	1.596	7	16
5	17.982	1.672	-	-11	-	1.661	-	11	9
6	19.617	1.824	-	-12	-	1.812	-	12	9
7	9.482	882	-	-6	-	876	-	6	9
8	55.582	-	6.080	-	280	-	9.399	41	17
9	9.482	882	-	8	-	889	-	6	9
10	19.617	1.824	-	16	-	1.840	-	12	9
11	38.254	3.558	-	31	-	3.588	-	23	9
12	3.270	304	-	3	-	307	-	2	9
13	14.829	-	1.622	-	-20	-	2.415	10	16
14	7.932	-	868	-	-11	-	1.292	6	16
15	14.829	1.379	-	2	-	1.383	-	9	9