

BIJLAGE 1

Houten hoogbouw projecten

OPDRACHTGEVER

Arcadis

Afdeling gebouwen

Lichtenauerlaan 100
3062 ME Rotterdam

Begeleider:

Gerard van engelen
Senior Specialist Structural Engineering

LEERINSTELLING

Hogeschool Rotterdam

Opleiding Civiele Techniek

G.J. de Jonghweg 4-6
3015GG Rotterdam

Begeleider:

Sven van Rosmalen

AFSTUDEERDERS

Roel Majoor
Maarten Schoen

Gerard van Engelen:

.....

Inhoud

1.	Inleiding.....	2
2.	Houten hoogbouwprojecten.....	4
2.1.	Dalston Lane.....	4
2.1.1.	Constructie.....	4
2.1.2.	Typerende verbinding.....	4
2.2.	Lifecycle tower 1.....	6
2.2.1.	Verbinding.....	6
2.3.	Treet.....	8
2.3.1.	Verbinding.....	8
2.3.2.	Fundering.....	10
2.4.	Brock Commons.....	11
2.5.	FFTT.....	12
2.5.1.	Constructie.....	12
2.5.2.	Typerende verbindingen.....	13
2.6.	SOM timber tower.....	14
2.6.1.	Typerende verbindingen.....	15
2.6.1.1.	Wand-ligger verbinding.....	15
2.6.1.2.	Vloer-ligger verbinding.....	16
2.6.1.3.	Kolom verbinding.....	16

1. Inleiding

De laatste tijd neemt de hoogte van houten hoogbouw toe. Onlangs is in dit jaar de ruwbouw van het gebouw Brock Commons afgerond met een hoogte van 53m. Dit is een hybride systeem wat bestaat uit een stabiliteitsconstructie van twee betonnen kernen in combinatie met vloeren en kolommen van hout. Eerder dit jaar is ook het houten hoogbouw project Treet afgerond. Dit gebouw is iets minder hoog met 45 meter dan Brock Commons, maar hier bestaat de stabiliteitsconstructie ook uit hout. Het percentage houtgebruik ligt bij het gebouw in Treet hierdoor ook een stuk hoger. In tabel 1 staan recente houten hoogbouwprojecten weergegeven. Hierbij worden twee verschillende methodes toegepast, een houten kolom-ligger systeem of CLT panelen.

Tabel 1 - Houten hoogbouw projecten

Naam gebouw/ ontwikkelaar	Stad	Land	Hoogte	Aantal houten verdiepingen	Type draagconstructie	Maximale overspanning binnen gebouw	Opleveringsjaar
Dalston Lane	London	Engeland	33m	7	Cross Laminated Timber (CLT)	5m	2016/17
Murray Grove	London	Engeland	30	8	Cross Laminated Timber (CLT)		2009
WIDC	Prince George	Canada	27,5m	8	Combinatie kolom-ligger & massief hout	9,5	2014
T3	Minneapolis	VS	30	7	Kolom-ligger		2016
Patch 22	Amsterdam	Nederland	30m	7	Kolom-ligger	9,5m	2016
LifeCycle tower 1	Dornbirn	Australië	27m	8	Kolom-ligger combinatie van beton & hout	9,4m	2012
Treet	Bergen	Noorwegen	53m	14	Kolom-ligger i.c.m. beton & CLT	8	2016
Brock Commons	Vancouver	Canada	53	17	Kolommen i.c.m. CLT	4	2016

In dit verslag wordt de opbouw van de huidige hoogste gebouwen in hout behandeld (Treet en Brock commons). Hiernaast wordt Dalston lane besproken om te onderzoeken hoe het bouwen met CLT in werking zit en Lifecycle tower one, omdat beweerd wordt dat dit systeem toepasbaar is tot en met 30 verdiepingen.

Naast de gerealiseerde projecten worden ook twee innovatieve ontwerpen behandeld voor hoogbouw in hout. Deze ontwerpen zijn nog in de ontwikkelingsfase en moeten eerst getest worden alvorens dit gebruikt kan worden. In de ontwerpen zijn nieuwe verbindingsmethode met behulp van beton of staal uitgewerkt, om zo een te grote belasting loodrecht op de vezel te vermijden. De innovatieve projecten zijn:

- SOM timber tower
- FTTT

1.1. CLT

Cross-laminated timber (CLT) wordt bij verschillende hoogbouwproject gebruikt. Bij deze hoogbouwprojecten worden de CLT panelen gebruikt voor de stabiliteitswanden en de opbouw van de vloeren. In dit hoofdstuk wordt achtergrond informatie van dit product gegeven met de bijbehorende voor- en nadelen.

CLT panelen bestaan uit kruiselings verlijmde platen en wordt standaard gefabriceerd uit Spruce en Fir(dennenboom en spar. Een CLT paneel wordt meestal uit 3, 5 of 7 lagen opgebouwd. De panelen worden doorgaans gebruikt voor vloeren, muren en daken. De panelen zijn in grote lengtematen verkrijgbaar met een maximale breedte van 5,5m en een lengte van 30m en een hoogte van 500mm, deze afmetingen worden echter niet heel veel geproduceerd. De standaard maatvoering die op grote schaal verkrijgbaar is gaan tot breedtes van 3m en lengtes van 18m en 300mm hoog.

De CLT panelen zijn prefab en worden verbonden met eenvoudig vervaardigbare verbindingen, dit resulteert in een snelle bouwtijd. Hierbij kunnen de meeste bouwactiviteiten worden uitgevoerd door een klein aantal timmerlieden welke alleen gebruik maken van handgereedschap. Een groep met ervaring kan 750m² per dag aanleggen. Over het algemeen kan een CLT gebouw twee keer zo snel worden opgetrokken als een zelfde gebouw van prefab betondelen.

Het uitzetten en krimpen van hout is aanzienlijk minder doordat de panelen kruiselings worden verlijmt. De panelen passen (mede hierdoor) extreem precies en maatvast door de CNC gestuurde fabrieksmontage.

CLT absorbeert vocht uit een ruimte als deze vochtig is en staat dat weer af wanneer de lucht in de ruimte droger is. Hiernaast heeft CLT ook een hoge thermische massa en isolerende eigenschappen, wat de gebouwen meer energie-efficiënt maakt met het opwarmen en koelen. CLT heeft een vochtpercentage van 12%. Voordat het hout vlam vat moet het interne water verdampt zijn. Een verkoold oppervlak beschermt vervolgens de binnenste lagen. Dit maakt dat CLT langer de dragende functie kan bieden dan staal of beton en brandveilig is. Aan het einde van de levensduur kan het CLT gerecycled worden.

1.1.1. Nadelen

Aan het CLT product zitten ook nadelen verbonden. Zo is het lastig om de panelen te buigen of een andere vorm mee te geven. Dit maakt de architectonische vrijheid van de architect beperkt. Voor het plaatsen van de CLT panelen is altijd een kraan nodig vanwege het hoge gewicht van de massieve panelen. Bij complexe constructies worden de constructie berekeningen moeilijk.

2. Houten hoogbouwprojecten

2.1. Dalston Lane

Bij de constructie aan de Dalston Lane is voor de gehele constructie gebruik gemaakt van hout. Hiervoor is voor alle constructie onderdelen gebruik gemaakt van Cross Laminated timber.

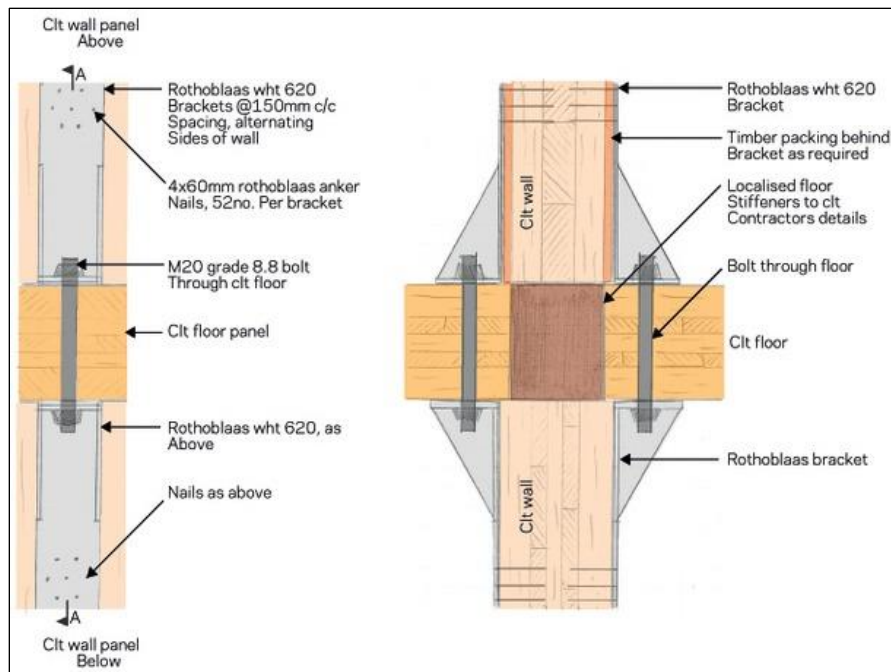
2.1.1. Constructie

Het project aan de Dalston Lane is gelegen in London. Bij dit project is een appartementen gebouw met een winkelfunctie op de begane grond gerealiseerd. Voor de winkelruimte is gebruik gemaakt van beton. Voor de appartementen is gebruikgemaakt van massiefhoutbouw. Met behulp van CLT panelen zijn de wanden en vloeren gerealiseerd. Doormiddel van stijve verbindingen wordt de stabiliteit verzorgd. Doordat alle panelen prefab worden aangevoerd is het mogelijk de opbouw twee keer sneller te realiseren ten opzichte van een zelfde gebouw uit beton. Doordat alle uitsparingen voor ramen, leidingen, etc vooraf kunnen worden aangebracht wordt het geluidsniveau door het gebruik van eenvoudig licht materieel op de bouwplaats sterk teruggebracht. Tevens zijn hierdoor minder werklieden nodig.

De wand- en vloerpanelen worden vervolgens afgedekt met isolatie, gipsplaten aan de binnenzijde en een bakstenen buitenlaag. De gipsplaten spelen mee in de brandbestendigheid. De drie kernen binnen de constructie worden wegens de brandbestrijding bekleed met twee lagen gipsplaten.

2.1.2. Typerende verbinding

Binnen de constructie kan gebruik worden gemaakt van relatief simpele verbindingen in horizontale richting, als hoekstalen en spijkerplaten. Het knelpunt wanneer hoger dan 30 meter wordt gebouwd zit in de verticale verticale verbinding. Tussen de verschillende verdiepingen wordt gebruik gemaakt van een verbinding welke niet stijf genoeg is wanneer hoger dan 30 meter wordt gebouwd. De stijfheid wordt ontleend aan stalen pennen tussen de wanden in verticale richting en hoekstalen tussen de wanden en de vloeren in horizontale richting, zie figuur 1.

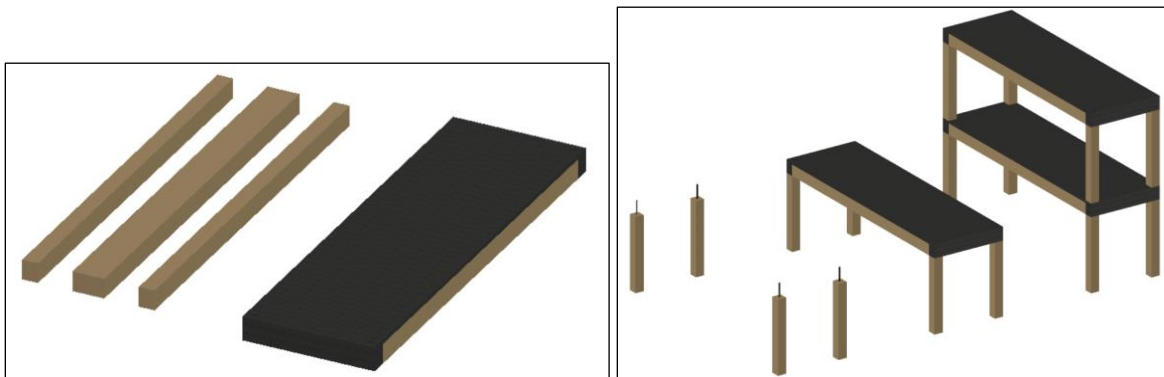


Figuur 1 - Verticale verbinding CLT wanden (Pearson, 2016)

Voor meer stijfheid zal de bovenstaande verbinding zwaarder moeten worden uitgevoerd, wat ten koste gaat van de ruimte op de verdieping. Dit is mogelijk, echter gaat de bruikbaarheid van de ruimte hierdoor verloren, waardoor dit niet tegen elkaar opweegt.

2.2. Lifecycle tower 1

LifeCycle Tower 1 is een gebouw van acht verdiepingen gemaakt met een combinatie van beton en hout, welke is gerealiseerd in Dornbirn (Australië). De stabiliteit van het gebouw wordt voorzien doormiddel van een betonnen kern. De overige draagconstructie is gerealiseerd met een innovatief systeem genaamd “Cree”. Dit systeem is gebaseerd op de kolom-ligger structuur en bestaat uit houten kolommen met een hybride vloerconstructie van hout en beton. Deze vloerconstructie is opgebouwd uit betonnen dwarsbalken die een geheel vormen met het vloerdek van beton. Dit wordt vervolgens door houten langsliggers ondersteund. Doordat de gelamineerde liggers tussen de betonnen dwarsbalken liggen is het mogelijk om de kolommen door te stapelen op de vloerpanelen. De drukkracht van de kolommen wordt niet door de gelamineerde liggers, maar door de betonnen dwarsbalk doorgegeven. Hierdoor wordt het eerder beschreven probleem van een te grote belasting loodrecht op de vezel in een houten ligger vermeden. Door de gelamineerde liggers onder het betonnen dek dicht naast elkaar te leggen is het betondek slank en wordt er neemt het hout gebruik toe ten opzichten van beton. Tevens is door de combinatie met beton een grotere overspanning mogelijk ten opzichte van Brock Commons, wat resulteert in meer binnenruimte en is dus geschikter voor een kantoorfunctie. De ruimte onder het betondek en tussen de gelamineerde liggers wordt gebruikt voor voorzieningen als kabels en leidingen. De ontwikkelaar van het systeem geeft aan dat het toepasbaar is tot en met 30 verdiepingen (~100 meter). Tot nu toe is dit systeem alleen nog maar voor LifeCycle Tower 1 gebruikt met een hoogte van 8 verdiepingen (~30 meter). Figuur 2 geeft een overzicht van de opbouw van het systeem. (Cree Building the Natural Change, 2016)

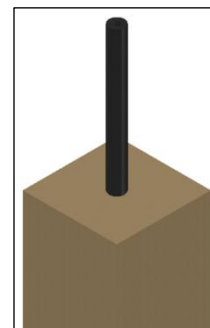


Figuur 2 - Opbouw van vloer (links) & opbouw systeem (rechts)

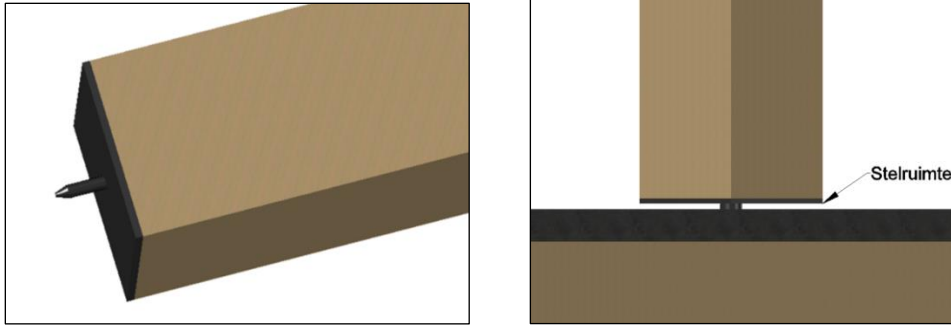
De gevelelementen worden ook van gelamineerd hout gemaakt. Aan deze gevel kunnen de kolommen vooraf worden gemonteerd om tijd te besparen op de bouwplaats.

2.2.1. Verbinding

Aan de bovenkant van de kolommen worden buizen van hoge sterkte staal aangebracht, zie figuur 3. De gaten in het vloerelement, welke in de hoeken van het element zitten, worden over de stalen buizen in de kolom heen geschoven. Na het plaatsen van het vloerelement steken de stalen buizen 12,5mm boven het vloerdek uit, zie figuur 4 (rechts). Deze ruimte dient als stelruimte voor de kolom en wordt afgestort met betonmortel. De houten kolommen hebben aan de onderkant een staalplaat met een uitstekende pin, zie figuur 4 (links). Deze pin wordt in de uitstekende stalen buizen geschoven van de onderliggende kolom.



Figuur 3 - Bovenkant kolom

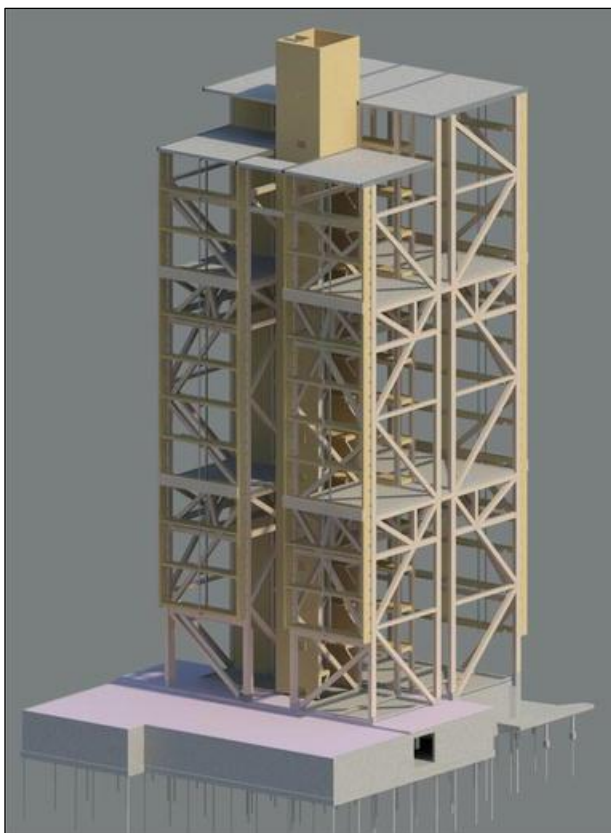


Figuur 4 - Stalen voetplaat met pin aan kolom (links) & stelruimte kolom en vloerelement (rechts)

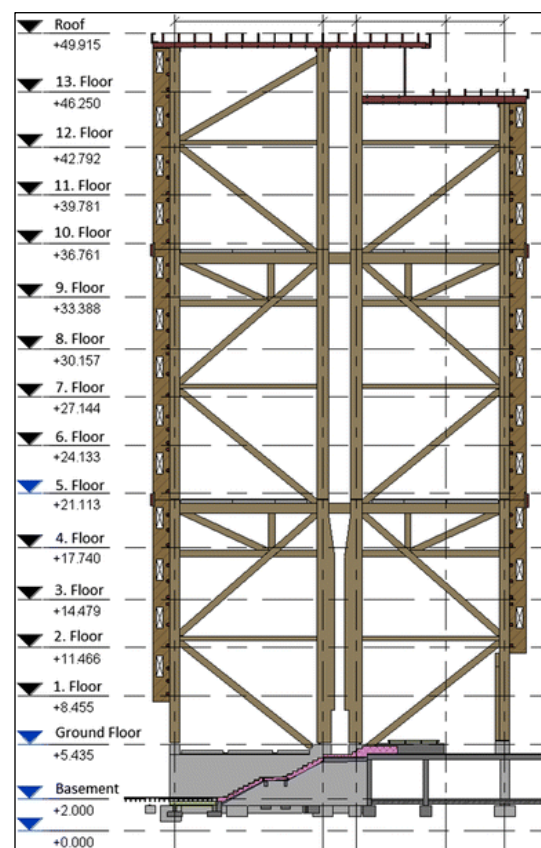
De vloeren van het systeem brengen doormiddel van schijfwerking de horizontale krachten over naar de kern. Afhankelijk van de constructie is het mogelijk om de vloeren onderling te koppelen, zodat de schijfwerking over meerdere vloeren naar de kern werkt.

2.3. Treet

Treet is momenteel het hoogste houten hoogbouw project wat gerealiseerd is. De draag- en stabiliteitsconstructie is gerealiseerd met een vakwerkconstructie van gelamineerde liggers aan de buitenzijde van het gebouw. De gevelconstructie draagt de windkrachten direct af op de gelamineerde vakwerkconstructie en beschermt het tevens tegen windinvloeden. De binnenzijde van het gebouw is opgebouwd uit geprefabriceerde CLT modulen en staan nagenoeg onafhankelijk van de gelamineerde draagconstructie, waardoor geen horizontale krachten ten gevolgen van de wind in de CLT modulen terecht komt. De CLT modulen worden verticaal om de vijf verdiepingen door de betonvloer ontlast. Belasting loodrecht op de vezel op treedt in de CLT modulen wel op, echter door de ontlasting van de betonvloer na 5 verdiepingen wordt dit niet te groot. Een bijkomende functie van de betonvloer is het realiseren van de grote overspanning tussen de kolommen van het vakwerk en het extra belasten van de vakwerkconstructie. Een optredend probleem bij houten hoogbouw is namelijk het gewicht van hout. Doordat de houtconstructie relatief een stuk lichter is ten opzichte van bijvoorbeeld beton of staal, resulteert dit in een groter dynamisch gedrag. De betonvloer voegt extra gewicht aan de vakwerkconstructie toe wat het dynamische gedrag ten gevolgen van de wind vermindert. De kern is gemaakt doormiddel van CLT panelen dit is uitsluitend voor het vervaardigen van de liftschaft en het trappenhuis en biedt geen stabiliserende functie. In figuur 5 en 6 is een overzicht van de constructie te zien.



Figuur 6 - 3D weergave Treet (Malo, Abrahamsen, & Bjertnaes, 2016)



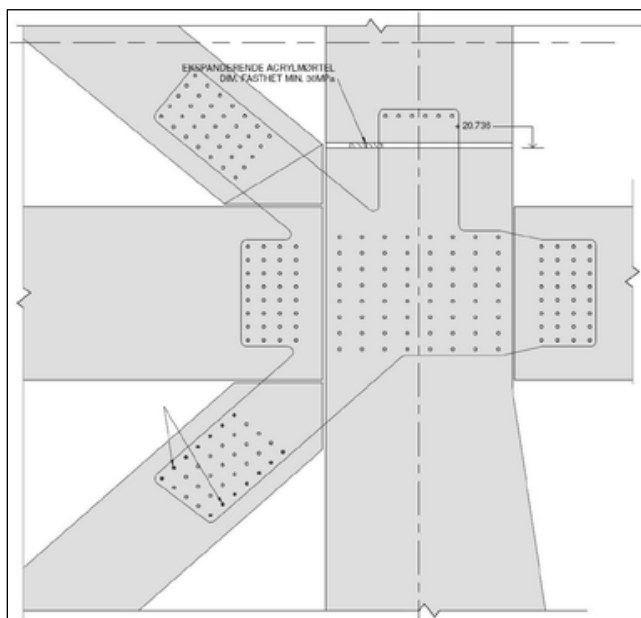
Figuur 5 - Vakwerkconstructie Treet (Malo, Abrahamsen, & Bjertnaes, 2016)

2.3.1. Verbinding

De typische verbinding is opgebouwd uit drie stalen platen welke binnen in de gelamineerde liggers geplaatst zijn. Afhankelijk van de optredende krachten in de verbinding worden deze verbonden met een verschillend aantal stalen deuvels. Voor dit project is niet naar andere verbindingsmogelijkheden gekeken, omdat beide engineers en de glulam producent vertrouwen in dit verbindingstype hebben. De sterkte en vermoeingseigenschappen van deze verbinding zijn meermalen onderzocht en terug te vinden in de literatuur. Echter zijn niet alle eigenschappen van deze verbinding goed gedocumenteerd. Zo schrijft de richtlijn in Eurocode 5 voor dat de stijfheid van de verbinding evenredig is aan het aantal deuvels en afschuifplaten. Hierin tegen is middels experimenten aangetoond dat de stijfheid onevenredig is aan het aantal deuvels en dat de stijfheid lager is. (Malo, Abrahamsen, & Bjertnaes, 2016). Het bepalen van de stijfheid van de verbindingen was essentieel voor de controle van het gebouw in de bruikbaarheidsgrenstoestand. Hierom is nader onderzoek verricht naar de stijfheid van dit verbindingstype.

De kolommen van het vakwerkconstructie worden onderling doorgestapeld zodat geen verticale belasting wordt overgedragen naar de liggers. De kolommen worden vooraf met een kleine tussenruimte geplaatst die gevuld wordt met expanserende arcylmortel. Deze tussenlaag zorgt voor een goede overdracht van de drukkrachten tussen de kolommen. Door het lage gewicht van de constructie ondanks de betonvloeren die zijn toegevoegd treedt een maximale trekkracht in de kolom op van 296kN. Bij het doorstapelen van de kolommen is door deze lage trekkracht ook een kleine staalplaat met een deuvel verbinding toegepast.

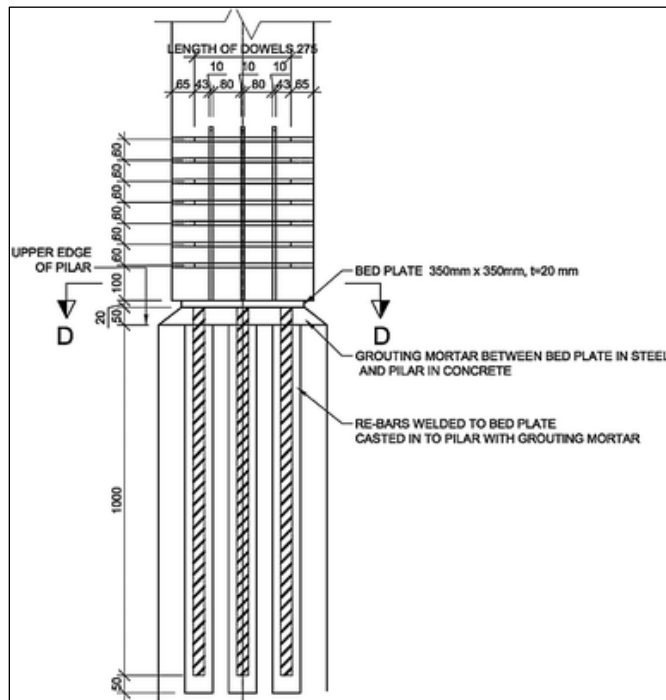
Het overzicht van de verbinding is weergegeven in figuur 7. Hierin is te zien dat de staalplaat uit een stuk is vervaardigd, zodat de krachten goed over gedragen worden. Het staalplaat zorgt ervoor dat de trek en druk-krachten in de liggers en schoren worden overgebracht. Tevens neemt het een afschuifkracht op van de ligger.



Figuur 7 - Staalplaat-deuvel verbinding (Malo, Abrahamsen, & Bjertnaes, 2016)

2.3.2. Fundering

Vanwege een trekkracht in de kolom ten gevolgen van de windbelasting worden de kolommen in de betonnen fundering verankerd. De verbinding wordt gemaakt door middel van een voetplaat welke verbonden is aan drie stalen platen. Deze drie platen worden in de kolom op dezelfde wijze bevestigd zoals eerder beschreven, namelijk doormiddel van deuvels. Aan de onderkant van de voetplaat worden wapeningstaven die uit het beton steken gelast. Vervolgens wordt de tussenruimte volgestort met grout mortel. Zie Figuur 8 voor een overzicht van de verbinding met de betonnen fundering.



Figuur 8 - Verbinding met de betonnen fundering (Malo, Abrahamsen, & Bjertnaes, 2016)

2.4. Brock Commons

Het gebouw 'Brock Commons' is gelegen op de campus van 'The British University of Columbia' te Canada. Bij dit gebouw is gebruik gemaakt van een stabiliserende betonnen kern. Hierdoor kon een relatief eenvoudige houten draagconstructie worden gebruikt van kolommen, CLT wanden- en vloerpanelen. De CLT vloerpanelen dienen hierbij voor de overspanning tussen de kolommen en de belastingafdracht per verdieping op de kolommen. Binnen de constructie zijn hierom geen liggers nodig, echter resulteerde dit in relatief korte overspanningen en dus veel kolommen. De kolommen staan in een rit van 2,85 bij 4,0 meter. De vloerpanelen zijn opgelegd op de kolommen, door de kolommen door te stapelen doormiddel van een stalen element treedt geen verticale belastingafdracht plaats via de vloeren. De vloerpanelen worden vervolgens door middel van een houten inleg plaat gekoppeld voor schijfwerking ten behoeve van de overdracht van de horizontale windbelasting naar de betonnen kern.



Figuur 9 - Stalen oplegging vloer (Naturally:wood, 2016)



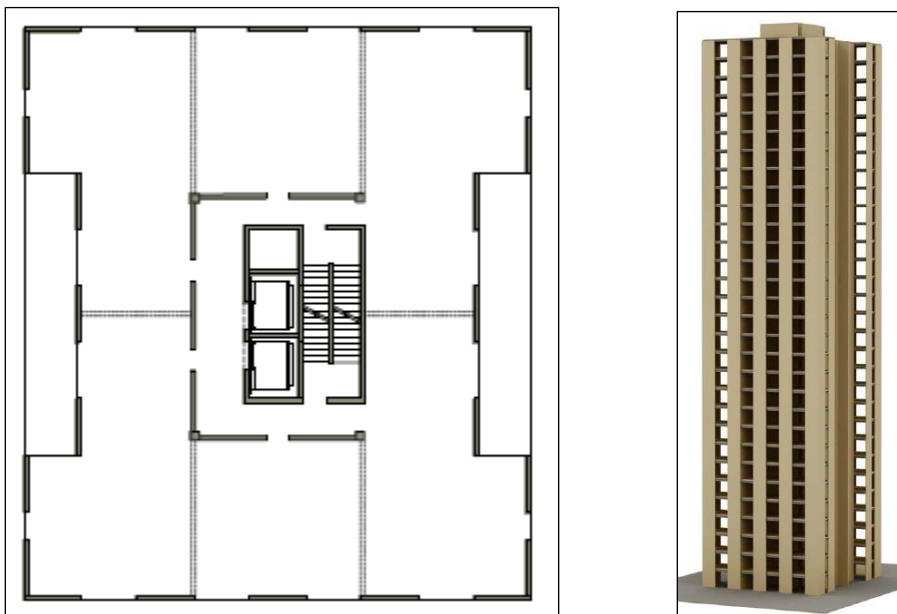
Figuur 10 - Vloersysteem Brock Commons (Naturally:wood, 2016)

2.5. FFFT

Het volgende ontwerp is nog niet gerealiseerd, binnen dit ontwerp is gebruik gemaakt van het FFFT systeem. Het FFFT systeem bestaat voornamelijk uit hout.

2.5.1. Constructie

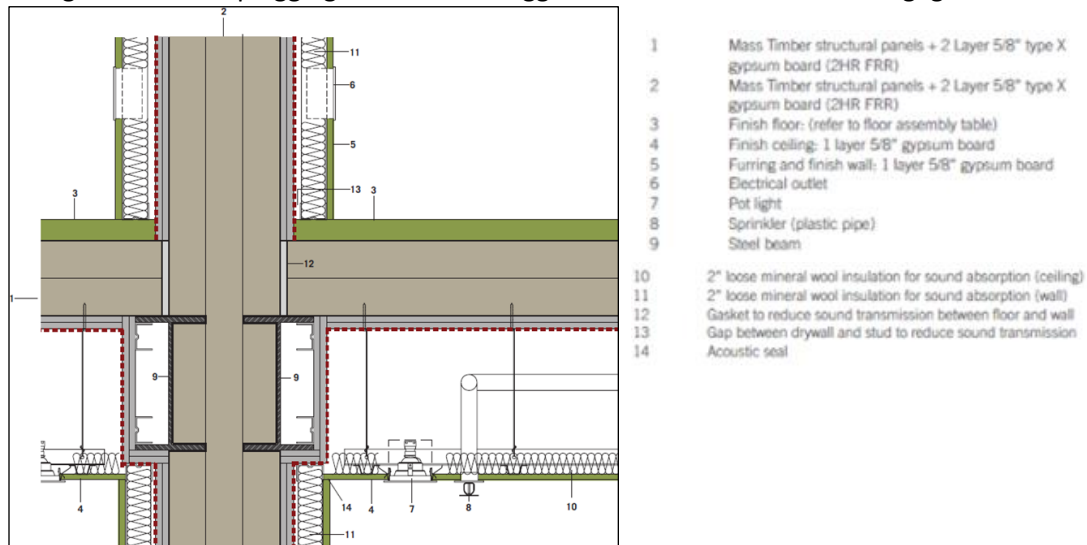
De liggers binnen het ontwerp zijn uitgevoerd in staal. Met dit systeem zijn vier verschillende draagstructuren ontworpen die toepasbaar zijn voor verschillende bouwhoogtes. De zwaarst uitgevoerde variant heeft een maximale hoogte van 30 verdiepingen. De draagconstructie bestaat uit een stabiliteitskern in het midden en wanden in de gevel van massief houten panelen. De verdiepsvloeren zijn tevens uitgevoerd met behulp van massieve houten panelen. Deze worden opgelegd op de stalen liggers, welke in de massieve wanden zijn opgelegd. In figuur 11 is de opbouw van de zwaarst uitgevoerde draagconstructie weergegeven. (BTY Group, 2012)



Figuur 11– FFFT ontwerp plattegrond (links) & 3d model (rechts)

2.5.2. Typerende verbindingen

Door stalen liggers toe te passen worden vermeden dat de draagconstructie, in dit geval de stabiliteitswand wordt doorgestapeld op de vloer wat zou resulteren in belasting loodrecht op de vezel. In figuur 12 is de oplegging van de stalen liggers in de stabiliteitskern weergegeven.



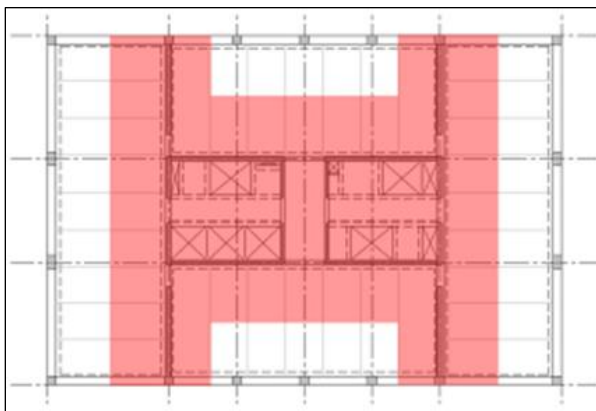
Figuur 122 – FFTT ontwerp verbinding staalliggers met stabiliserende

De wanden zijn opgebouwd uit drie massieve panelen, opgebouwd uit lamellen, welke met elkaar worden verlijmt. De stalen liggers worden in de buitenste panelen van de wand gezet als te zien in figuur 12. De drukkracht die van de bovenliggende wand op het stalen profiel werkt zorgt mede voor een goede verankering van het staal. Door een grote drukkracht van de wand wordt het staalprofiel opgevuld met hout zodat deze niet in kan knikken.

Op dit moment zijn nog geen hoogbouw project gerealiseerd doormiddel van het FFTT systeem. Om het systeem toe te kunnen passen zijn meerdere vervolg onderzoeken en testen omtrent de verbindingen en massieve hout panelen benodigd.

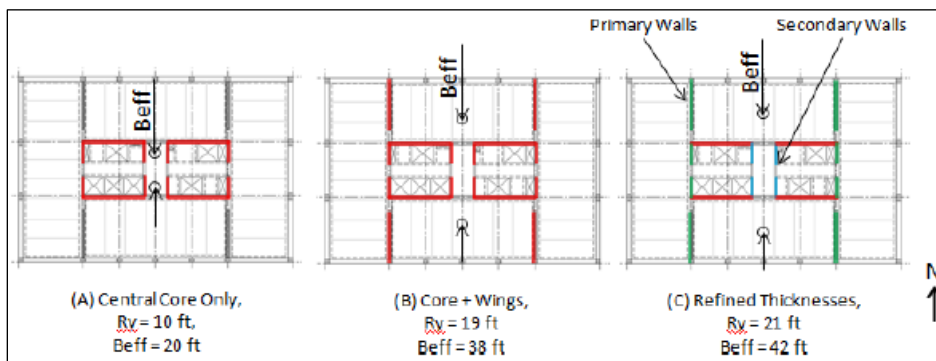
2.6. SOM timber tower

Het ontwerp voor de SOM Timber Tower rolt uit een onderzoeksproject omtrent de ontwikkeling van hoogbouw met hout als voornaamst constructiemateriaal. Voor dit ontwerp is 'Dewitt-Chestnut Apartments' met 42 verdiepingen als referentie ontwerp aangenomen. Het SOM systeem heeft maakt binnen de hoofddraagconstructie voornamelijk gebruik van hout, op de hoog belaste locaties van het systeem wordt gewapend beton gebruikt. Dit komt er op neer dat de stabiliteits constructie, de kolommen en de vloerpanelen met behulp van hout worden geconstrueerd, de liggers zijn van beton. Het gehele gebouw bestaat hierdoor uit ongeveer 70% hout en 30% beton. De stabiliteitsconstructie van het gebouw is opgebouwd uit een kern en vier wanden van massief houten panelen (CLT of soortgelijke panelen). Het ontwerp van de stabiliteitskern en -wanden wordt weergegeven in figuur 13. Het gearceerde gebied in de afbeelding geeft weer welke verticale belasting door de stabiliteitsconstructie wordt gedragen. Ongeveer 65% van de verticale belasting wordt door deze constructie opgenomen. Deze verticale belasting zorgt ervoor dat er geen trek ontstaat ten gevolge van de wind. De mogelijkheid bestaat er om dit percentage hoger te maken als er toch trek zal ontstaan in de stabiliteitsconstructie.



Figuur 133 – Op te nemen gebied verticale belasting (Skidmore, Owings & Merrill LLP, 2013)

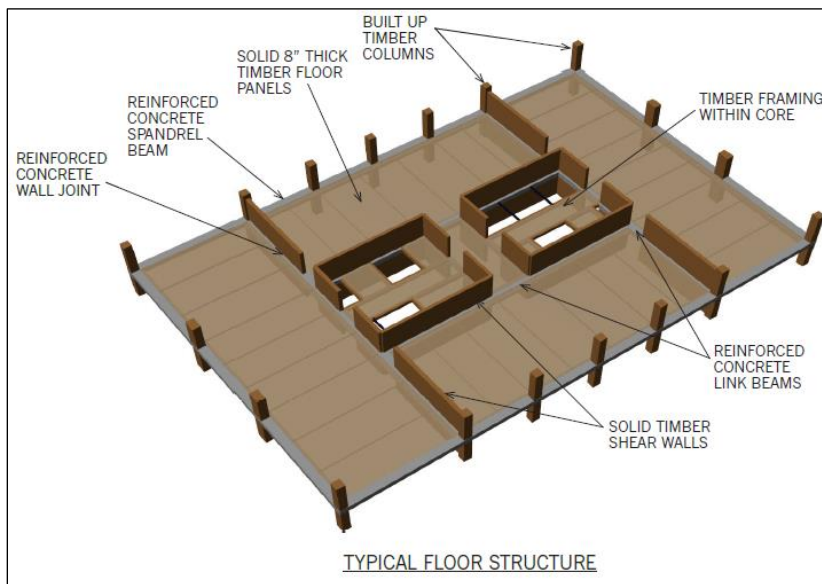
Door het plaatsen van 4 stabiliteitswanden heeft de stabiliteitsconstructie een grotere effectieve breedte om het stabiliserende moment te leveren. Om de effectieve breedte nog verder te vergroten kan ervoor worden gekozen de primaire wanden verzwaard en de secundaire lichter uit te voeren. In figuur 14 wordt dit principe schematisch weergegeven.



Figuur 14 – Principe vergroten effectieve breedte (Skidmore, Owings & Merrill LLP, 2013)

2.6.1. Typerende verbindingen

Een betonnen balk welke rondom het gebouw loopt en bij de stabiliteitskern en -wanden, maakt de verbinding tussen de houten elementen mogelijk. De houten elementen, wanden en kolommen, worden verbonden doormiddel van overlappende wapeningsstaven die door de betonnen verbinding heen lopen. Deze wapeningsstaven worden in de constructieve houten elementen geplaatst met behulp van geboorde gaten die opgevuld worden met een versterkte epoxy verbinding. De balken zijn versterkt met wapeningstaal om zo lange overspanningen mogelijk te maken en de individuele wanden goed te kunnen koppelen. Dit is nodig zodat de kern en stabiliteitswanden als een geheel fungeert. Bij de verbinding worden stalen constructie elementen toegevoegd om zo een ruimte te creëren die later aangestort kan worden. Hierdoor kunnen de overlappende staven die uit de houten constructie elementen steken goed verbonden worden. Op figuur 15 is een standaard vloer weergegeven. Hierop is goed te zien dat er een betonnen balk ligt tussen de kolommen en stabiliteitswanden.



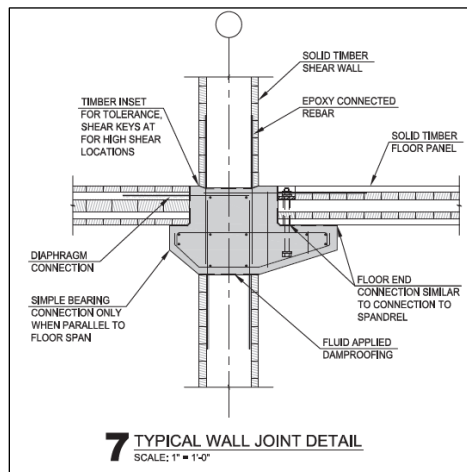
Figuur 145 – Opbouw SOM constructie (Skidmore, Owings & Merrill LLP, 2013)

2.6.1.1. Wand-ligger verbinding

De wand krijgt te maken met horizontale windkrachten en verticale drukkrachten. Gezien de drukkrachten met name onder in de constructie groter zijn dan de horizontale windbelasting, worden de meeste lamellen waar het wandpaneel uit is opgebouwd, met de vezel in de verticale richting gelegd. In figuur 16 is te zien dat de twee buitenste lagen van het paneel in de horizontale richting liggen en het binnenste in de verticale richting. Bij de vloeren is de verhouding in beide richtingen beter verdeeld gezien de krachten afdracht hier altijd loodrecht op de vezel is. Door de lamel richting beter te verdelen treedt minder krimp op.

In figuur 16 is tevens weergegeven hoe de wanden worden doorgesloten door middel van wapeningsstaven. De wapeningsstaven worden doormiddel van een epoxy verbinding in de houten delen aangebracht. Voor een betere afdracht van de afschuifkrachten is de wand iets verzonken in de

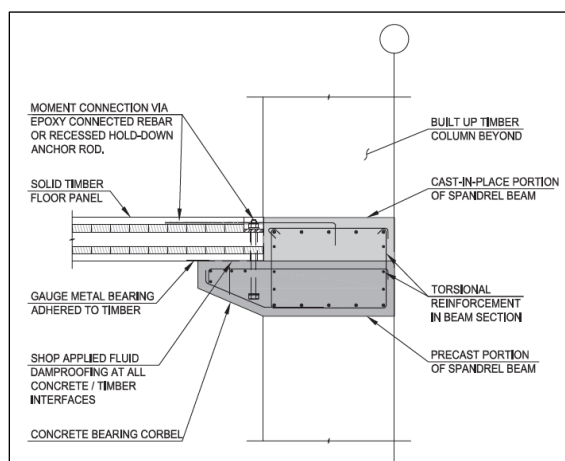
betonnen ligger. Het is niet duidelijk of deze verbinding volledig in het werk gestort wordt of dat er gebruik gemaakt wordt van gains voor het koppelen van de kolommen.



Figuur 156 – Dwarsdoorsnede wand-ligger verbinding (Skidmore, Owings & Merrill LLP, 2013)

2.6.1.2. Vloer-ligger verbinding

In figuur 17 is de verbinding tussen de ligger en de vloerpanelen weergegeven. De houten vloerpanelen worden opgelegd op een betonnen prefab liggerdeel. In verticale richting worden de vloerpanelen over een staaf gelegd welke vervolgens doormiddel van een bout wordt gekoppeld. In horizontale richting wordt de vloer met behulp van wapeningsstaven verbonden aan, het in het werk te storen deel van, de betonnen ligger. Ter bescherming van het hout is een staalplaat aangebracht aan de onderzijde van het vloerpaneel, ter hoogte van het uiteinde van het prefab gedeelte van de betonnen ligger.

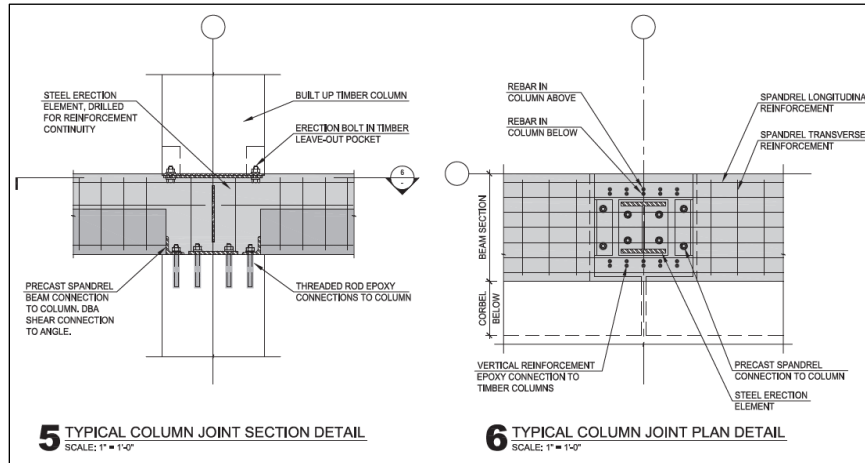


Figuur 167 – Doorsnede vloer-ligger verbinding (Skidmore, Owings & Merrill LLP, 2013)

2.6.1.3. Kolom verbinding

Als eerder vermeld worden de liggers gedeeltelijk prefab aangeleverd en gedeeltelijk in het werk gestort. Als in figuur 17 en 18 is het prefab gedeelte het onderste gedeelte van de ligger en ligt dit tussen de kolommen waardoor het gedeelte tussen de kolommen en op de ligger in het werk gestort dient te worden. Aan de uiteinden van deze prefab ligger wordt een hoekstaal bevestigd waarmee deze

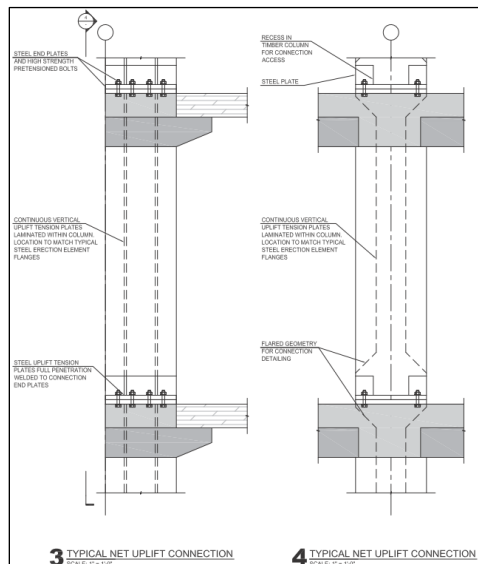
op de kolommen bevestigd kunnen worden, figuur 19. Door de balken op deze wijze aan de kolom vast te maken blijft er een open ruimte boven de kolom. De kolommen worden vervolgens doormiddel van een stalen element verbonden alvorens de tussenruimte en het bovenste gedeelte van de ligger wordt afgestort.



Figuur 178 – Doorsnede en bovenaanzicht kolom verbinding (Skidmore, Owings & Merrill LLP, 2013)

Wanneer meer trek optreedt in de kolommen zal de verbinding als zojuist beschreven niet meer voldoen in de koppeling met het hout. In dat geval kan worden gekozen om een doorlopend stalen element in de houten kolom aan te brengen, zie hiervoor figuur 19.

Het constructieve systeem is ontwikkeld met behulp van eerste basis benadering en wordt verwacht te presteren zoals is voorgenomen. Deze verwachtingen moet bevestigd worden doormiddel van extra onderzoek en fysieke testen voordat ze uitgevoerd kunnen worden in echte gebouwen.



Figuur 19 – Aanzichten kolomverbinding met staalplaat (Skidmore, Owings & Merrill LLP, 2013)

Bibliografie

- APAwood. (2016, Augustus 29). *Cross Laminated Timber*. Retrieved from APAwood:
<http://www.apawood.org/cross-laminated-timber>
- BTY Group. (2012). *The Case For Tall Wood Buildings*.
- CLT, *Cross-laminated timber*. (2016, september 14). Retrieved from Joost de Vree:
<http://www.joostdevree.nl/shtmls/clt.shtml>
- Cree Building the Natural Change*. (2016, september 20). Retrieved from
<http://www.creebyrhomborg.com/en/technology/>
- Cross Laminated Timber*. (2016, september 14). Retrieved from JM concepten:
<http://jmconcepten.nl/cross-laminated-timber.html>
- Cross-laminated Timber Construction*. (2016, september 14). Retrieved from Tesseract Design:
<http://www.tesseract-design.com/cross-laminated-timber-construction.html>
- Hubert, R. (n.d.). *LifeCycle Tower - The Natural Change in Urban Architecture*. Austria.
- Malo, K., Abrahamsen, R., & Bjertnaes, M. (2016). Some structural design issues of the 14 storey timber framed building "Treet" in Norway. *European Journal of Wood and Wood Products*, 407-424.
- Naturally:wood*. (2016, September 27). Retrieved from <http://www.naturallywood.com/emerging-trends/tall-wood/ubc-brock-commons>
- Pearson, A. (2016, September 14). *Over: Dalston Lane*. Retrieved from Building.co.uk:
<http://www.building.co.uk/dalston-lane-tall-timber/5079749.article>
- Siem, J. (2014). Four dowels in a column compared to an one dowel connection. *WCTE 2014 - World Conference on Timber Engineering*, Proceedings.
- Skidmore, Owings & Merrill LLP. (2013). *Timber Tower Research Project*. Chicago .

BIJLAGE 2

Houten kolom-ligger verbindingen

OPDRACHTGEVER

Arcadis

Afdeling gebouwen

Lichtenauerlaan 100
3062 ME Rotterdam

Begeleider:

Gerard van engelen
Senior Specialist Structural Engineering

LEERINSTELLING

Hogeschool Rotterdam

Opleiding Civiele Techniek

G.J. de Jonghweg 4-6
3015GG Rotterdam

Begeleider:

Sven van Rosmalen

AFSTUDEERDERS

Roel Majoor
Maarten Schoen

Gerard van Engelen:

.....

Inhoud

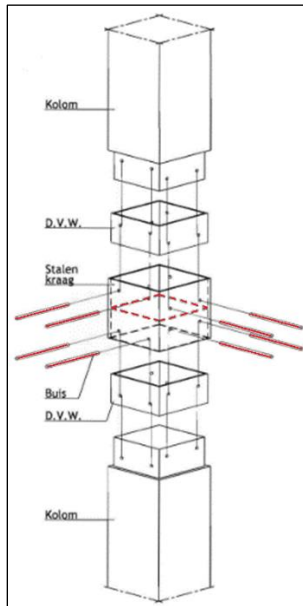
1. Inleiding.....	2
2. Overzicht verbindingen	3
3. Beschrijving verbindingen & voor- en nadelen.....	6
3.1. Verbinding 1.....	6
3.1.1. Beschrijving	6
3.1.2. Voor- en nadelen	6
3.2. Verbinding 2.....	7
3.2.1. Beschrijving	7
3.2.2. Voor- en nadelen	7
3.3. Verbinding 3.....	7
3.3.1. Beschrijving	7
3.3.2. Voor- en nadelen	8
3.4. Verbinding 4.....	8
3.4.1. Beschrijving	8
3.4.2. Voor- en nadelen	8
3.5. Verbinding 5.....	9
3.5.1. Beschrijving	9
3.5.2. Voor- en nadelen	9
3.6. Verbinding 6.....	9
3.6.1. Beschrijving	9
3.6.2. Voor- en nadelen	10
3.7. Verbinding 7.....	10
3.7.1. Omschrijving	10
3.7.2. Voor- en Nadelen	10
4. Conclusie.....	11
Bibliografie.....	12

1. Inleiding

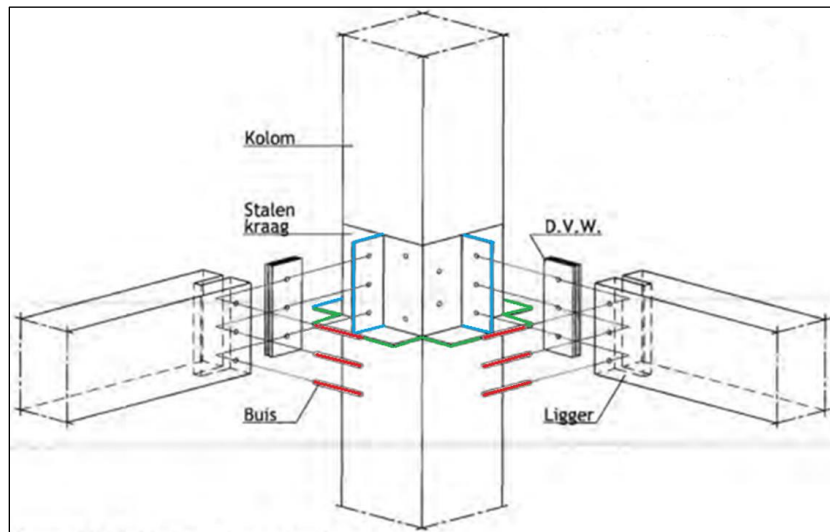
In dit hoofdstuk worden zes verschillende kolom-ligger verbindingen behandeld voor hoogbouw in hout. Bij het tot stand brengen van de verbindingen is gebruik gemaakt van staal of beton.

2. Overzicht verbindingen

1. Onderlinge koppeling van de kolommen en koppeling met de liggers door middel van een stalen koker aan de buitenzijde van de kolom in combinatie met buizen of deuvels

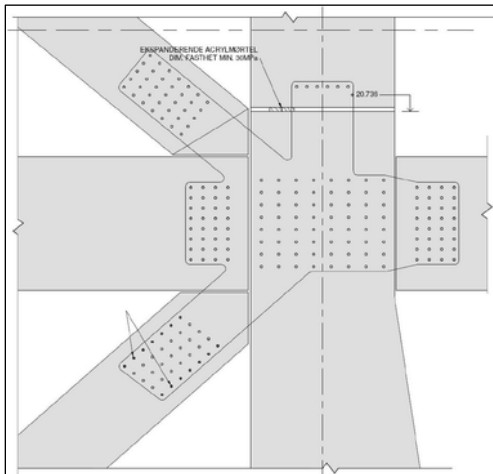


Figuur 1 – Verbinding 1, koppeling kolom-kolom
(Berkmortel, 2009))



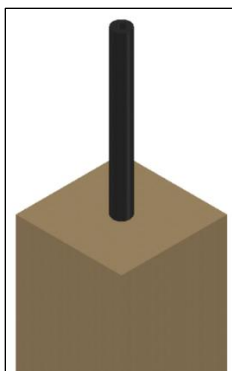
Figuur 2 – Verbinding 1, koppeling ligger-kolom
(Berkmortel, 2009))

2. Onderlinge koppeling van de kolommen en koppeling met de liggers door middel van één of in dit geval meerdere staalplaten binnen in de liggers en kolom in combinatie met deuvels.

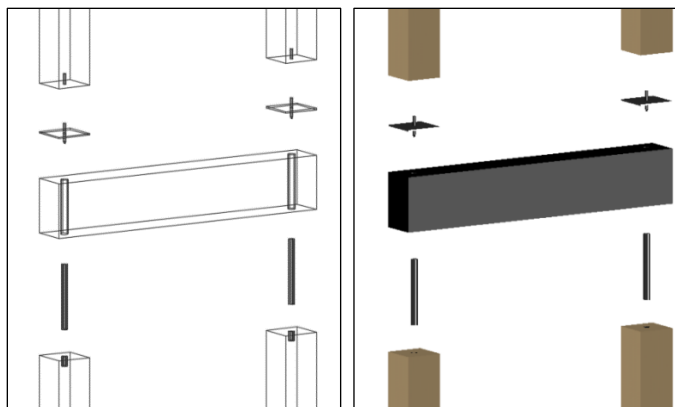


Figuur 3 – Verbinding 2, zij aanzicht (Malo, Abrahamsen, & Bjertnaes, 2016)

3. Onderlinge koppeling van de kolommen en koppeling met de vloerelementen door middel van tubes waar de vloer elementen overheen vallen, de volgende kolom op wordt geplaatst door middel van uitstekende pinnen en het geheel vervolgens wordt afgestort.

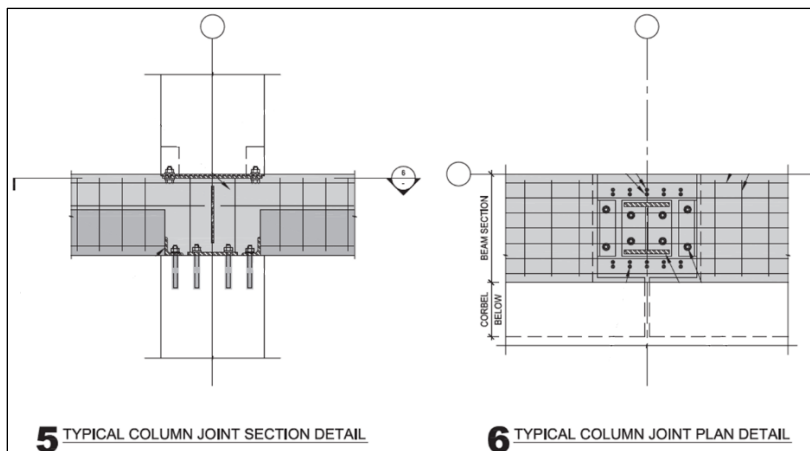


Figuur 4 – Verbinding 3, bovenzijde kolom



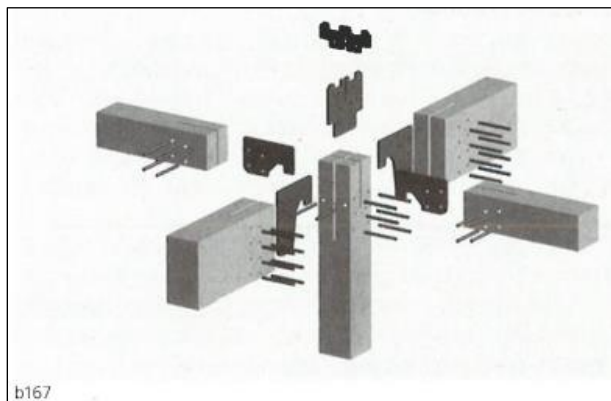
Figuur 5 – Detail 3, explosietekening kolom-ligger verbinding

4. Onderlinge koppeling van de kolommen door middel van stekken met een betonnen deels prefab / deels IHWG ligger. Koppeling van het vloerpaneel doormiddel van metalen pen in verticale richting en stekken in horizontale richting.



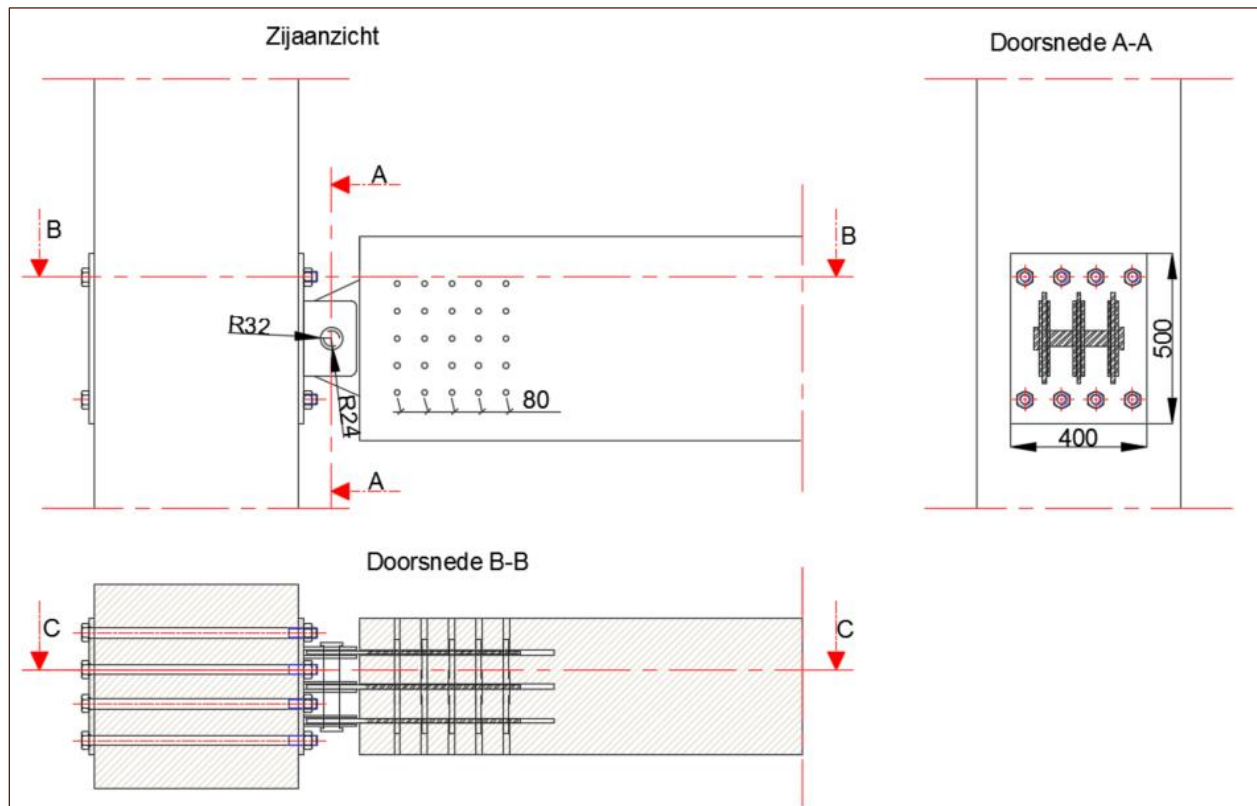
Figuur 6 – Verbinding 4, dwarsdoorsnede en bovenaanzicht (Skidmore, Owings & Merrill LLP, 2013)

5. Onderlinge koppeling van de kolommen niet duidelijk. Koppeling van de liggers door middel van stalen elementen en deuvels.



Figuur 7 – Verbinding 5, 3D weergave (Kolb, 2008)

6. Onderlinge koppeling van de kolommen en koppeling met de liggers door middel van meerdere staalplaten in de ligger in combinatie met deuvels met een uitwendig scharnier.



Figuur 8 - Scharnierende kolom-ligger verbinding (Eigen illustratie)

7. Opgelegde vloeren tussen stalen elementen die de kolommen koppelt.



Figuur 9 - Vloersysteem Brock Commons (Naturally:wood, 2016)

3. Beschrijving verbindingen & voor- en nadelen

3.1. Verbinding 1

3.1.1. Beschrijving

Bij dit detail wordt gebruik gemaakt van een stalen element in de vorm van een koker om de kolommen en de liggers te verbinden. Met deze verbinding wordt doorstapeling loodrecht op de vezel door middel van het stalen element voorkomen.

Vier pennen (gearceerd met rood, figuur 1) zorgen voor de koppeling van de kolom aan het stalen element en brengen eventuele trekkrachten over tussen aangekoppelde liggers. In het midden van de stalen koker is een horizontale staalplaat aangebracht (gestippeld met rood, figuur 1). Deze staalplaat brengt verticale belasting van het staalement over naar de kolom. Verticale belasting van de vier pennen wordt hierdoor voorkomen. De kolom wordt verjongt ter hoogte van de stalen koker en ontstaat een gladde afwerking. Om de krachten tussen de stalen koker en de kolom beter over te brengen wordt Densified Veneer Wood(DVW) toegepast. DVW heeft een hogere druk en treksterkte in beide richtingen van het materiaal en is goed te verlijmen met het hout, hierdoor treed onder andere minder snel vroegtijdig splijten van het hout op. Dit DVW wordt in een ring om de kolom en in de liggers rondom het staalement aangebracht, als te zien in figuur 1.

Aan de stalen koker kunnen meerdere T-stukken worden gelast (IHW dan wel prefab) ten behoeve van de koppeling met liggers. De ligger wordt opgelegd op het horizontale deel(gearceerd met groen, figuur 1) en brengt de dwarskracht over naar de stalen koker. Het verticale deel (blauw, figuur 2) zit naast de koker ook aan het horizontale deel vast gelast om buiging hiervan tegen te gaan en een gedeelte van de dwarskracht over te dragen naar de koker. Hiernaast zijn er in het verticale deel uitsparingen aangebracht om trekkrachten in de ligger middels 3 pennen (weergegeven met rood, figuur 2) naar de stalen koker over te brengen. Deze pennen worden verticaal niet belast, doordat de ligger opgelegd wordt op het horizontale deel. Bij de montage schuift het verticale staal element in de vooraf aangebrachte uitsparing in de ligger.

Voor de koppeling van raveling kan worden gekozen om dit door middel van een staalplaat met T-stuk te realiseren. Voor de koppeling tussen de ravelligger en het T-stuk wordt 1 pen gebruikt(rood), dit omdat hier geen trekkracht in speelt. De koppeling met de hoofdligger is niet door middel van een koker, tevens doordat geen trekkracht speelt in de raveling, hier worden twee pennen gebruikt. Op deze manier is de verbinding niet in beide richtingen scharnierend. Bij deze koppeling wordt ter versterking ook DVW toegepast.

3.1.2. Voor- en nadelen

Voordelen van dit type verbinding zijn een eenvoudige koppeling en een korte doorlooptijd. Hiernaast speelt speling op de pen verbinding een minder belangrijke rol door de aangebrachte horizontale platen voor de oplegging.

Nadelen zijn dat het staal niet in het hout is aangebracht, waardoor het geen bescherming heeft tegen brand. Hierbij is het gebruik van het staal relatief hoog ten opzichte van de overige details.

3.2. Verbinding 2

3.2.1. Beschrijving

Bij dit type verbinding wordt belasting loodrecht op de vezel vermeden door staalplaten toe te passen binnen in de liggers en de kolom. Doormiddel van de staalplaat wordt een verbinding tussen de kolom, ligger en schoren tot stand gebracht. In dit geval zijn drie dezelfde staalplaten binnen de gelamineerde liggers aangebracht met een tussenruimte van 80mm.

De staalplaat wordt in uitsparingen in de liggers en kolommen geschoven waarna deze gekoppeld worden met behulp van deuvels. In de afbeelding is tevens te zien dat deze verbinding ook mogelijk is zonder schoren. Trek- en drukkrachten worden overgebracht, tevens wordt een afschuifkracht vanuit de ligger opgenomen in de staalplaten.

Met deze verbinding kunnen kolommen over meerdere verdiepingen doorlopen. Wanneer een doorkoppeling moet worden gemaakt kan dit tevens met behulp van dezelfde staalplaat. Dit is een relatief kleine verbinding ten opzichte van de andere (met rood omcirkelde gedeelte), mits hier geen trekkracht in optreedt (in dit geval treedt 296kN trek op). De kolommen worden vooraf met een kleine tussenruimte geplaatst die gevuld wordt met expanderende arcyilmortel. Deze tussenlaag zorgt voor een goede overdracht van de drukkrachten tussen de kolommen en voorkomt dat door een afwijking een te grote of de volledige drukkracht op de staalplaat ontstaat.

3.2.2. Voor- en nadelen

Een groot voordeel van deze verbinding is dat er bescherming tegen brand wordt geboden doordat de staalplaat in het hout is aangebracht. Hiernaast kan met behulp van deze verbinding een kolom doorlopen over meerdere verdiepingen.

Het nadeel van deze verbinding in relatie tot hoogbouw is dat het kolom oppervlak wordt gereduceerd ter plaatse van de staalplaat, dit zorgt voor een gereduceerde opneembare normaalkracht. Sterkte en vermoeiingseigenschappen van deze verbinding zijn meerdere malen onderzocht en terug te vinden in verschillende literatuur, echter niet alle eigenschappen van deze verbinding zijn goed gedocumenteerd. Dit maakt het lastig om aan deze verbinding te rekenen en hiervoor een ontwerp te maken.

3.3. Verbinding 3

3.3.1. Beschrijving

Dit detail is ontwikkeld door (Cree Building the Natural Change, 2016) en bestaat uit een combinatie van prefabbeton en hout. De liggers worden van prefabbeton gemaakt zodat er doorstapeling van liggers tussen de kolommen mogelijk is. Dit maakt dat er niet zozeer een verbindingselement nodig is zoals bij de overige details. Aan de betonnen liggers worden houten gelamineerde langsliggers bevestigd met een relatief kleine hard op hard afstand, dit resulteert in een relatief dunne benodigde betonnen vloer gestort kan worden. Het gehele element wordt in een keer prefab gemaakt en hoeft enkel in gehesen en verbonden te worden op de werkplaats.

In de houten kolommen worden aan de bovenzijde buizen van hoge sterkte staal aangebracht. Deze buizen worden door uitsparingen van de betonnen liggers heen geschoven. Na het plaatsen van het prefab element steken de stalen buizen voor een klein gedeelte boven de betonnen ligger uit. De

volgende houten kolom heeft aan de onderzijde een stalen voetplaat met uitstekende pinnen. Deze pinnen aan de onderzijde wordt in de uitstekende stalen buizen van de onderliggende kolom geschoven om de kolom te positioneren. Doordat de stalen buis zich boven het vloerdek bevindt zit er een ruimte tussen het vloerelement en de kolom, welke aangestort wordt om het geheel te verbinden, op deze manier wordt de kolom tegelijkertijd ook gesteld.

3.3.2. Voor- en nadelen

Met deze verbinding en bouwsysteem is het mogelijk vanwege de snelle montage een hoge productiviteit te halen op de bouwplaats. Hiernaast is het ontwikkeld om toe te passen in combinatie met een betonnen kern als stabiliteitsconstructie, wat ook het geval is bij het kenniskwartier. Het is mogelijk om relatief grote overspanningen te maken met het vloersysteem van hout. Door middel van mortel zijn de kolommen gemakkelijk te stellen.

Het nadeel van deze verbinding is dat relatief veel gebruik wordt gemaakt van beton vergeleken met andere verbindingen/systemen. Hiernaast is weinig vormvrijheid mogelijk met dit systeem.

3.4. Verbinding 4

3.4.1. Beschrijving

Bij deze verbinding bestaat de constructie niet volledig uit hout. Houten vloerpanelen en kolommen worden gecombineerd met betonnen liggers. Deze liggers zijn deels vervaardigd uit prefabbeton en worden na het plaatsen aangestort om zodoende een moment vaste koppeling te maken met de stekken vanuit de houten vloerpanelen. De prefab delen van de betonnen ligger worden in de uitvoeringsfase op een relatief klein gedeelte opgelegd, dit wordt gedaan door middel van een stalen hoekprofiel.

De kolommen worden tevens door gekoppeld door middel van deze betonnen ligger. De kolommen bevatten aan de onder- en bovenkant een stalen voetplaat, deze worden door middel van twee verticale staalplaten gekoppeld tijdens de uitvoeringsfase. Het stalen element creëert een ruimte tijdens de uitvoeringsfase welke tegelijk met de aanstort van de prefabliggers wordt afgestort met beton. Hiernaast dient het stalen element ervoor om eventuele trekkrachten in de kolom over brengen.

De koppeling tussen het houten vloerpaneel en de betonnen ligger wordt gerealiseerd doormiddel van metalen pen in verticale richting tussen het houten paneel en het prefab gedeelte en stekken in horizontale richting tussen het houten vloerpaneel en het in het werk te storten deel.

3.4.2. Voor- en nadelen

Het grootste voordeel is dat het mogelijk is om een sterke verbinding te maken welke een moment op kan nemen. Daarnaast lopen deze liggers in een keer door wat resulteert in een betere doorgave van druk en trekkrachten door de liggers.

Het nadeel van deze verbinding is dat er alsnog relatief veel beton gebruikt wordt vergeleken met de andere verbindingen.

3.5. Verbinding 5

3.5.1. Beschrijving

Binnen dit detail wordt gebruik gemaakt van stalen elementen om de liggers met de kolom te verbinden.

In het midden van de kolom worden twee verticale staalplaten aangebracht in een daarvoor gemaakte uitsparing. Deze platen worden vervolgens met deuvels aan de kolom bevestigd. Hiertoe dienen sleuven te worden uitgefreesd in de kolom, net als bij detail 2, dit kan met bijvoorbeeld een CNC-frees. Vervolgens wordt op dezelfde manier een staalplaat in de ligger aangebracht. De ligger wordt door middel van het stalen element in de kolom opgelegd, het staal voorkomt belasting loodrecht op de vezel. Een nok aan het stalen element in de kolom voorkomt het uitschuiven van het ligger element, het gaat hier dus om een scharnierend opgelegde verbinding. Doordat de stalen elementen in een sleuf worden gemonteerd, loopt het overgrote deel van de kolom door.

In het detail is niet aangegeven hoe kolommen verticaal worden door gekoppeld. Echter doordat de stalen elementen in de kolom worden aangebracht ontstaat geen kracht loodrecht op de vezel wanneer een kolom op de huidige kolom zou worden geplaatst. In figuur 7 is te zien dat de staalplaten van boven worden ingebracht, echter is het ook mogelijk om door middel van een CNC-frees de uitsparingen vanaf de zijkant te maken. Dit maakt het mogelijk de kolom over meerdere verdiepingen te laten lopen.

3.5.2. Voor- en nadelen

Een groot voordeel van deze verbinding is dat het staal zich in het hout bevindt en hierdoor bescherming ondervindt tegen brand. Tevens is de montage op de bouwplaats gemakkelijk doordat de staalementen vooraf, prefab, kunnen worden gemonteerd.

Een nadeel is het relatief kleine oppervlak waarop de ligger wordt opgelegd en wordt overgedragen (door middel van deuvels), de belasting wordt niet goed gespreid. Naar verwachting zal dit echter geen problemen opleveren. Tevens wordt de doorsnede van de kolom hierdoor gereduceerd, wat bij de hoogte van het huidige ontwerp een rol gaat spelen.

3.6. Verbinding 6

3.6.1. Beschrijving

In de ligger is gebruik gemaakt van eenzelfde staalplaat-deuvel verbinding zoals bij Treet. De staalplaten zijn ook hier in het hout verwerkt. De drie staalplaten zitten bevestigd aan een uitwendig scharnier met een pin. Deze pin draagt de dwarskracht over naar 6 staalplaten welke aan een grote staalplaat vastgelast zitten. De staalplaat wordt verticaal tegen de kolom geplaatst en middels grote bouten die door de gehele kolomdoorsnede lopen vastgemaakt aan de kolom. Aan de andere zijde van de kolom zit ook een staalplaat om zo eventuele horizontale belasting in de ligger goed over te dragen naar de kolom. De oppervlakte spanning van de bouten wordt zo beter verspreid.

Door deze verbinding toe te passen kunnen de kolommen doorlopen over meerdere verdiepingen. Aangezien de lengte van de kolommen beperkt blijft moeten deze meerdere keren gekoppeld worden middels een staalplaat-deuvel verbinding. Deze verbinding zit altijd onder of boven de kolom-liggerverbinding en nooit op dezelfde hoogte.

3.6.2. Voor- en nadelen

Bij deze verbindingen zitten de staalplaten in de ligger verwerkt, waardoor ter plekke van de ligger het staal goed beschermt is tegen brand. Alle elementen kunnen vooraf aan de liggers en kolommen bevestigd worden, enkel de pin van het scharnier moet nog bevestigd worden tijdens de montage..

Doordat het scharnier uitwendig is zit een groot gedeelte van het staal buiten de houten ligger. Deze stalen elementen zullen goed beschermd moeten worden tegen brand. Hiernaast is de preciezie waarmee de houten ligger geplaatst moeten worden erg nauwkeurig. Doordat de pin in het scharnier weinig toleranties heeft ten opzichte van de staalplaten is dit een secuur werkje.

3.7. Verbinding 7

3.7.1. Omschrijving

Aan de bovenzijde van elke kolom wordt een stalen opzet stuk geplaatst met een voetplaat. Op deze stalenvoetplaat zit een ronde buis gelast waarop de volgende kolom bevestigd wordt. Doordat deze buis aanzienlijk minder groot is ontstaat een ruimte om de vloeren op te leggen. De stabiliteit van deze constructie wordt altijd ontleed aan een betonnen stabiliteitskern of wand. De vloeren worden onderling gekoppeld om zo schijfwerking te creëren wat de windbelasting overdraagt naar de betonnen kern.

3.7.2. Voor- en Nadelen

Dit bouwsysteem is zeer snel in elkaar te zetten doordat alles prefab gemaakt wordt en de montage relatief simpel uit te voeren is.

Aangezien geen liggers gebruikt worden met dit systeem zijn de overspanningen die gehaald kan worden door de vloer gering. Dit resulteert in een dicht kolommen rooster wat beperkingen geeft met de ruimte indeling van het gebouw.

4. Conclusie

Bij houtverbindingen kan gebruik worden gemaakt van bijvoorbeeld spijkers, schroeven, deuvels en buizen. Wanneer houtverbindingen met grote krachten gefabriceerd worden valt het op, wat tevens op te maken valt uit de besproken verbindingen onder 4.2., dat er geen gebruik wordt gemaakt van spijkers en schroeven. Voor sterke industriële verbindingen wordt gebruik gemaakt van deuvels en buizen.

Verbinding 1 is zeer geschikt voor de doorkoppeling van kolommen en aankoppeling van liggers, de doorsnede van de kolom blijft volledig intact wat belangrijk is voor de opneembare normaalkracht van de kolom. Doordat het staalement zich niet in het hout bevindt is de verbinding niet goed bestand tegen brand waarvoor verdere maatregelen genomen moeten worden.

Verbinding 2 is tevens zeer geschikt, een groot voordeel is de brandwerendheid van de verbinding doordat de staalplaten in de ligger worden aangebracht. Hiernaast is het voordelig dat de kolommen eventueel door kunnen lopen over meerdere verdiepingen. De verbinding in de huidige vorm is echter wel moment vast en niet goed toepasbaar in combinatie met een betonnen stabiliserende kern.

Uit verbinding 3 en 4 valt te leren dat beton ook een mogelijkheid is voor de doorkoppeling van kolommen en aankoppeling met liggers. Met beton kunnen eventueel moment vaste verbindingen worden gerealiseerd. Hierbij geeft beton ook meer gewicht aan de constructie wat voordelen kan bieden wanneer de constructie te licht blijkt te zijn en trek op treed in de kolommen.

Hiernaast kunnen we eruit leren dat het zeer goed mogelijk is verankeringen in het hout te lamineren.

Verbinding 5 lijkt op verbinding 2. De doorkoppeling van de kolommen is niet geheel duidelijk, echter de verbinding met de liggers is in dit geval scharnierend wat de verbinding goed toepasbaar maakt in combinatie met de betonnen kern in het ontwerp.

Verbinding 6 komt op hetzelfde principe neer als verbinding 2. Echter zit bij deze verbinding het scharnierpunt buiten de kolom. Dit maakt deze verbinding gevoeliger tijdens brand. Hiernaast wordt de krachtafdracht naar de kolom over meerdere bouten verspreid in tegenstelling tot verbinding 2.

Verbindingen die niet meer behandeld worden in het verslag zijn:

- Verbinding 2, aangezien deze verbinding niet onder een hoek anders dan loodrecht op de kolom aangesloten kan worden
- Verbinding 3, Omdat hierbij liggers van beton gebruikt moeten worden
- Verbinding 4, Omdat hierbij liggers van beton gebruikt moeten worden.
- Verbinding 7, Omdat de overspanning te gering is voor een gebouw met een kantorfunctie

Bibliografie

Berkmortel, J. v. (2009). *Hoogbouwsysteem in Hout*. Eindhoven: Technische Universiteit Eindhoven.

Cree Building the Natural Change. (2016, september 20). Opgehaald van <http://www.creebyrhomborg.com/en/technology/>

Hubert, R. (sd). *LifeCycle Tower - The Natural Change in Urban Architecture*. Austria.

Kolb, J. (2008). *Systems in Timber Engineering*. Birkhäuser Architecture.

Malo, K., Abrahamsen, R., & Bjertnaes, M. (2016). Some structural design issues of the 14 storey timber framed building "Treet" in Norway. *European Journal of Wood and Wood Products*, 407-424.

Naturally:wood. (2016, September 27). Opgehaald van <http://www.naturallywood.com/emerging-trends/tall-wood/ubc-brock-commons>

Skidmore, Owings & Merrill LLP. (2013). *Timber Tower Research Project*. Chicago .

BIJLAGE 3

Afbeeldingen ontwerp varianten kolom-ligger
verbinding

OPDRACHTGEVER

Arcadis

Afdeling gebouwen

Lichtenauerlaan 100
3062 ME Rotterdam

Begeleider:

Gerard van engelen

Senior Specialist Structural Engineering

LEERINSTELLING

Hogeschool Rotterdam

Opleiding Civiele Techniek

G.J. de Jonghweg 4-6
3015GG Rotterdam

Begeleider:

Sven van Rosmalen

AFSTUDEERDERS

Roel Majoor

Maarten Schoen

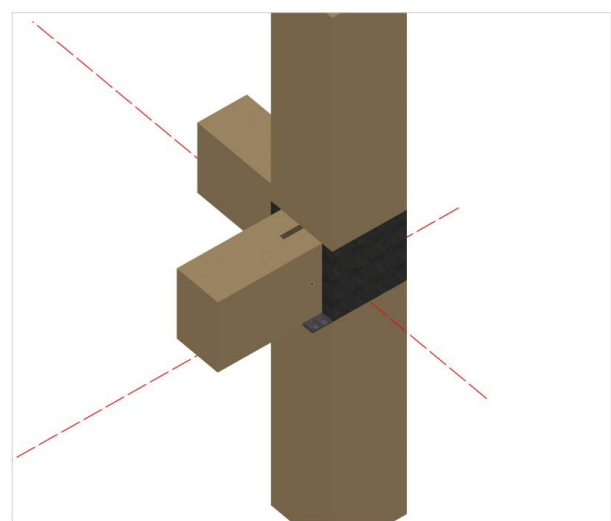
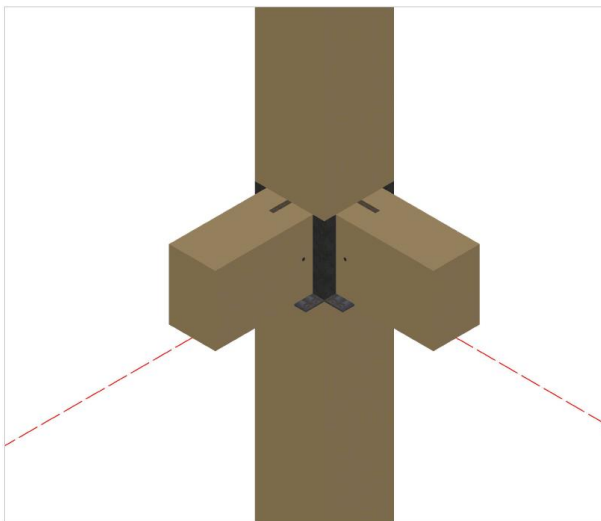
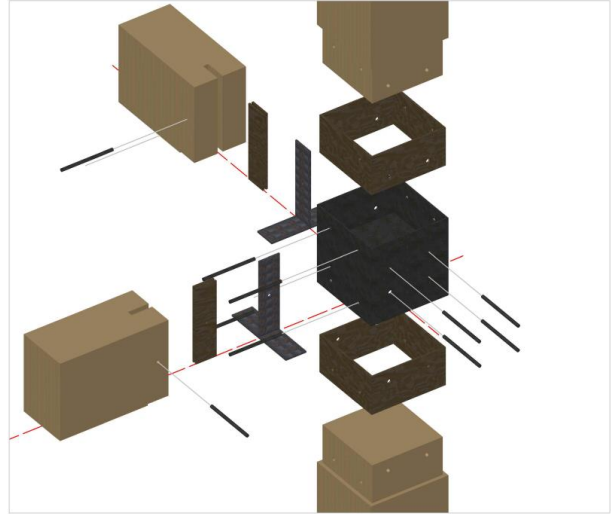
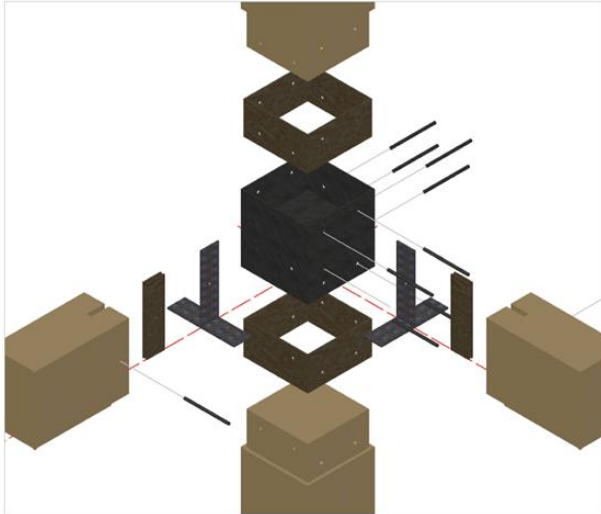
Gerard van Engelen:

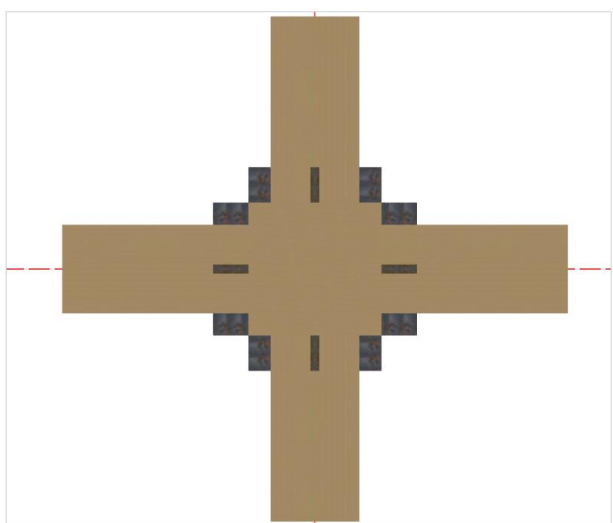
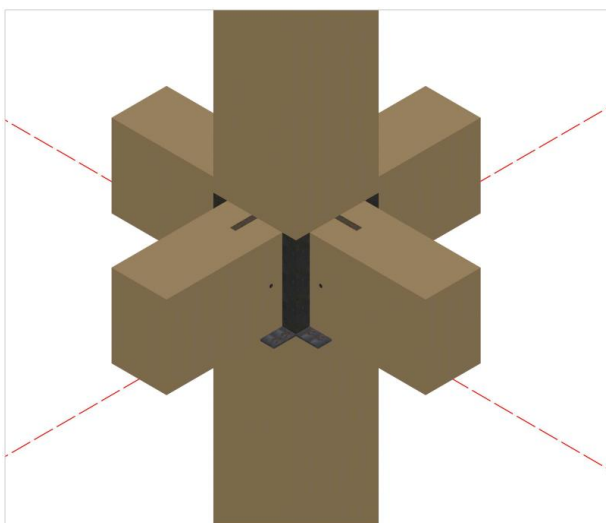
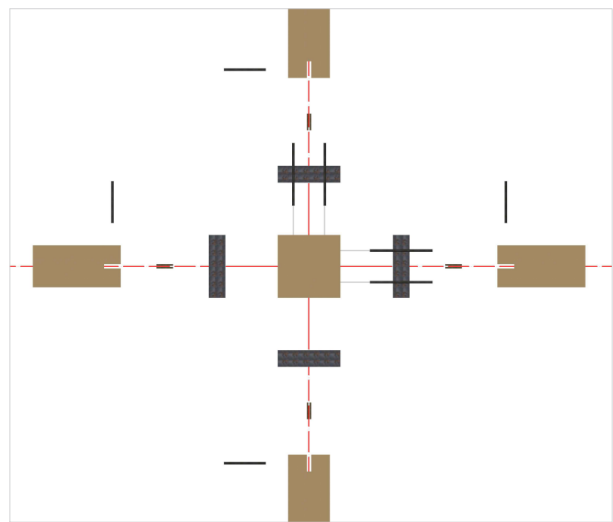
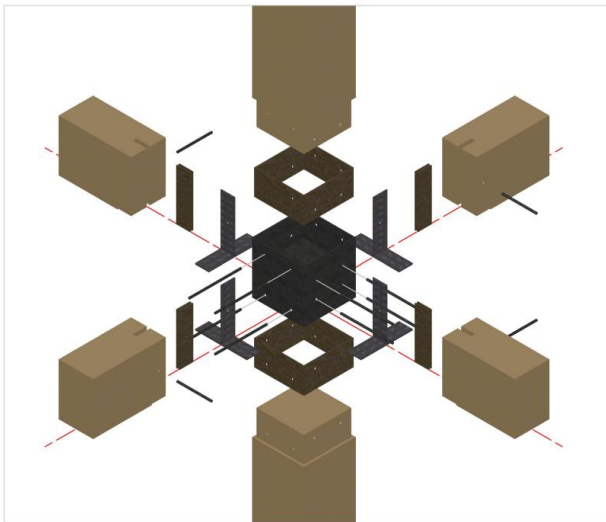
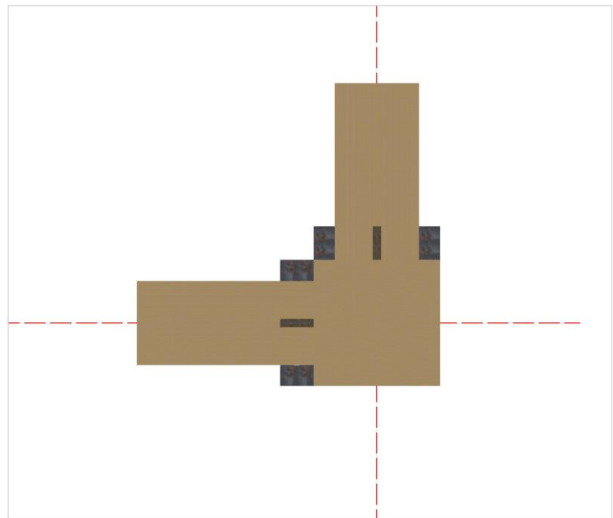
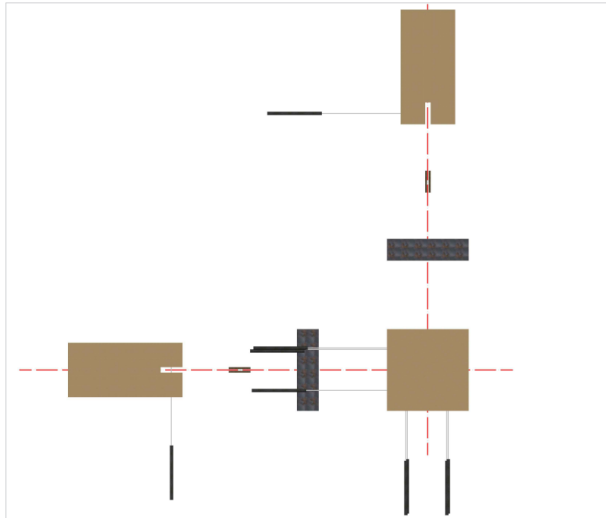
.....

1. Inleiding

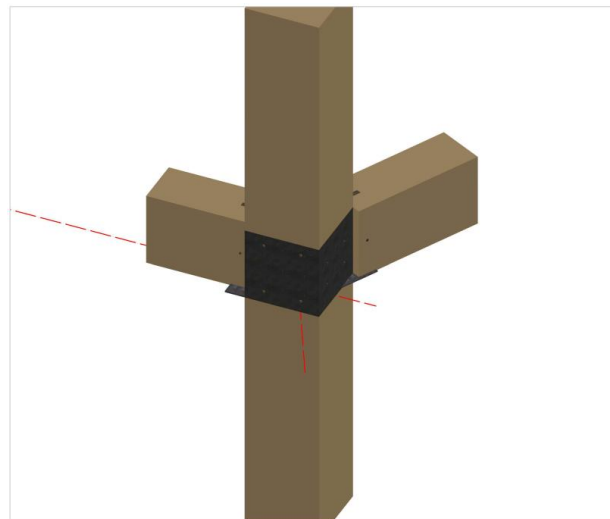
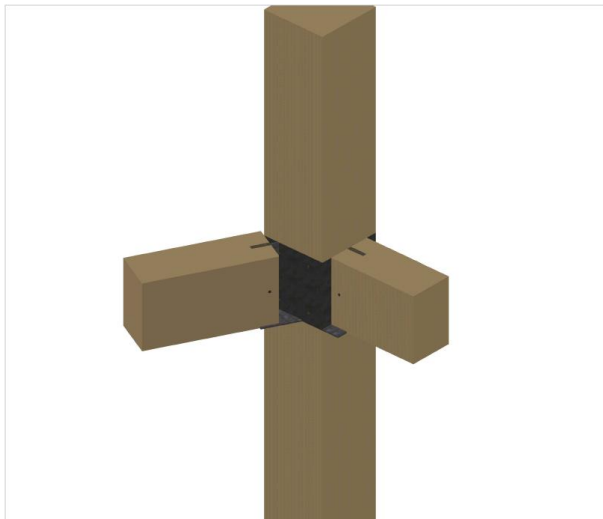
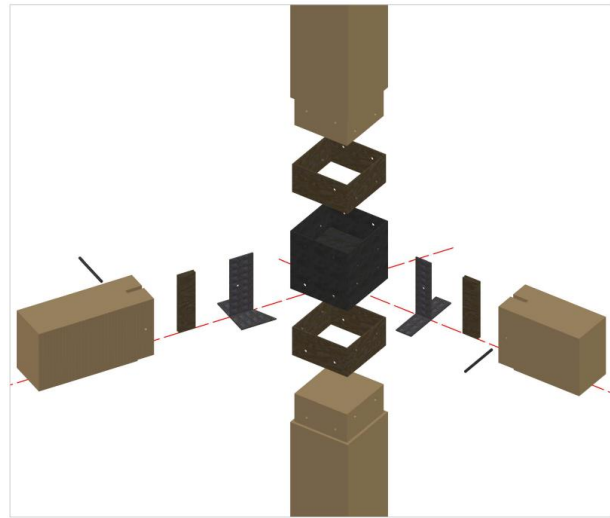
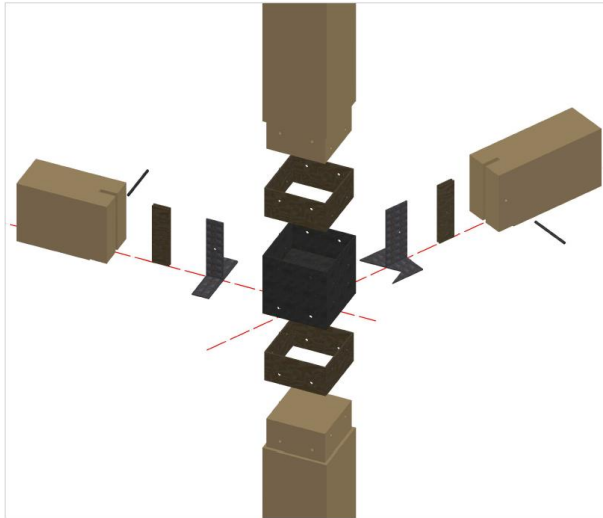
2. Variant 1

2.1. Verbinding onder 90 graden

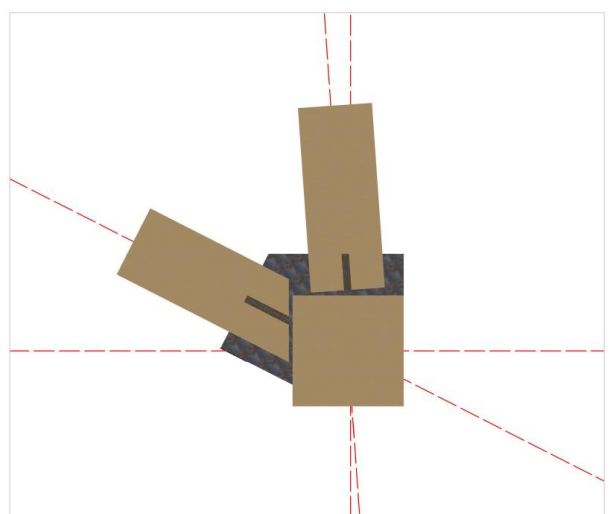
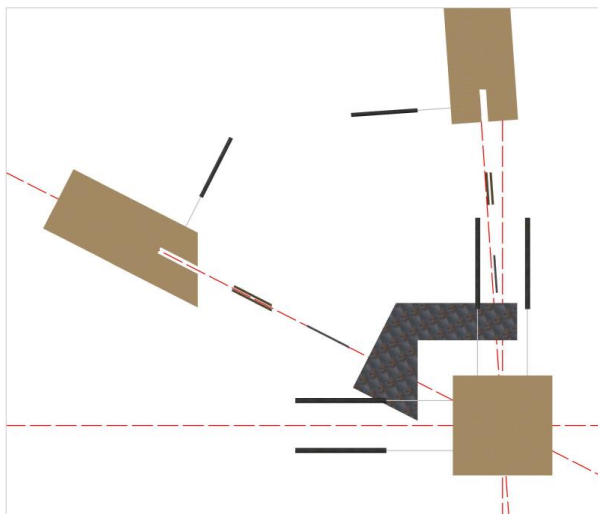
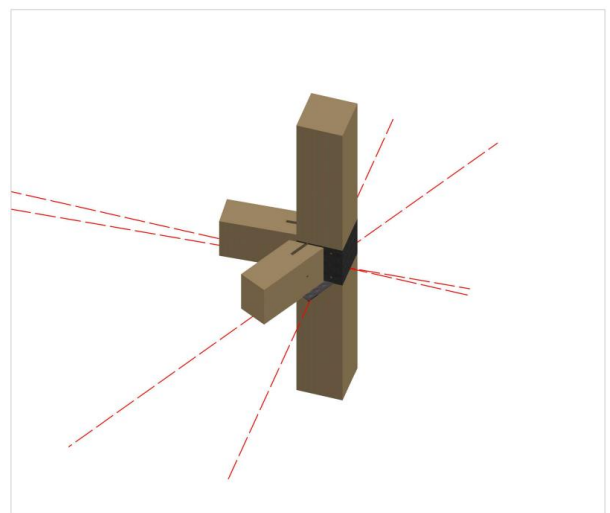
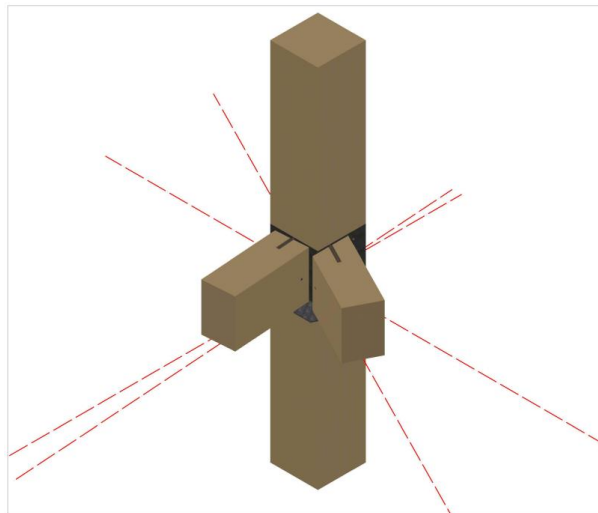
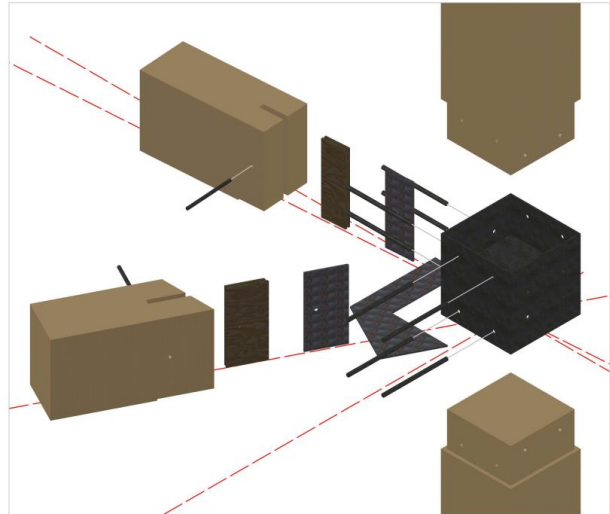
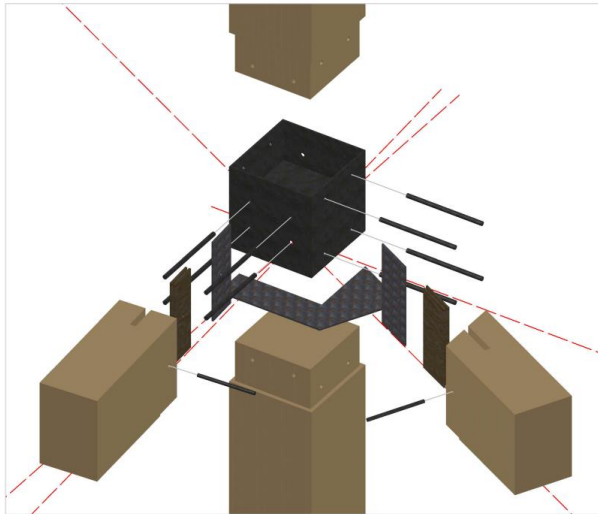




2.2. Verbinding onder 117 graden

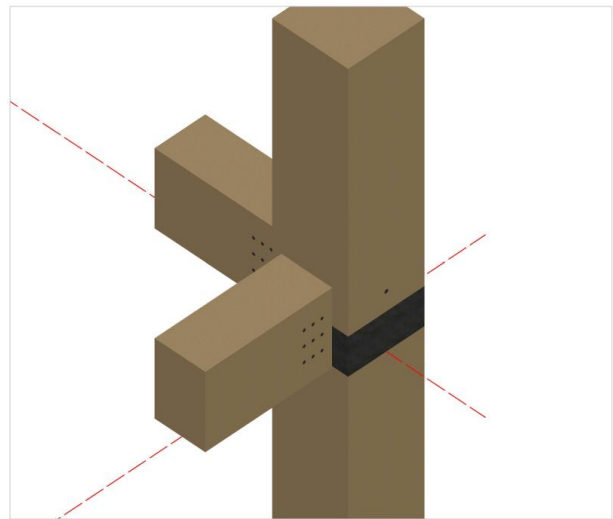
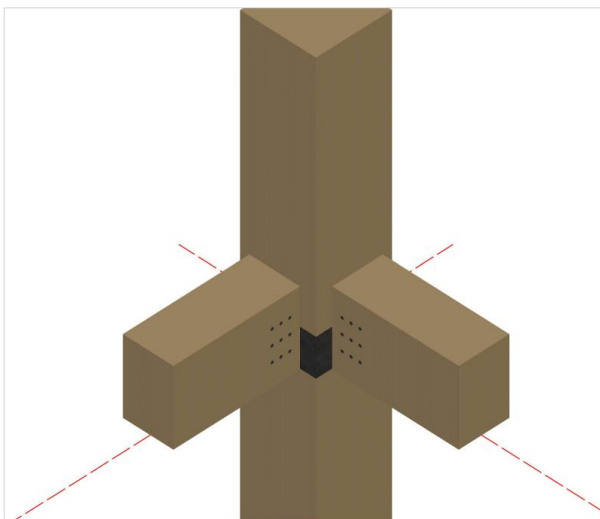
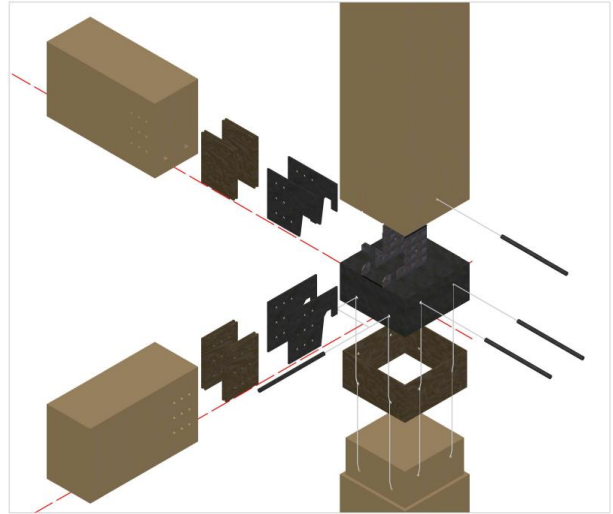
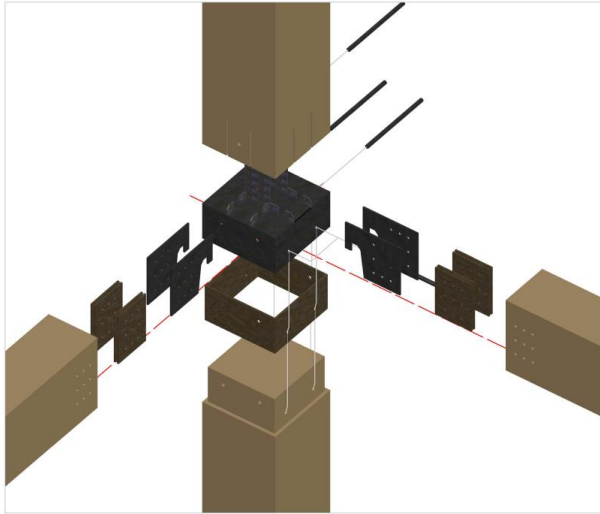


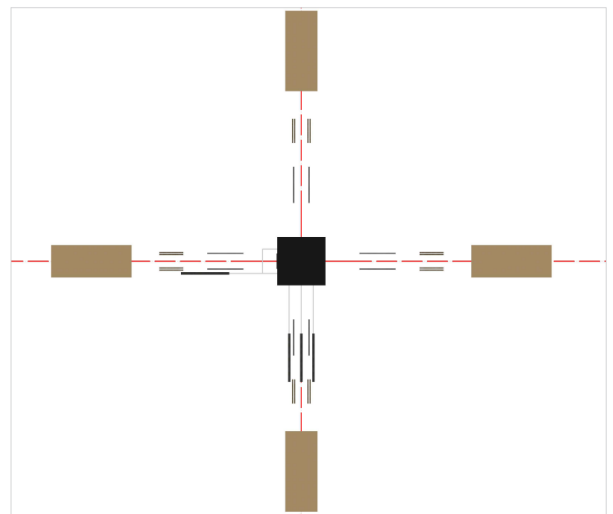
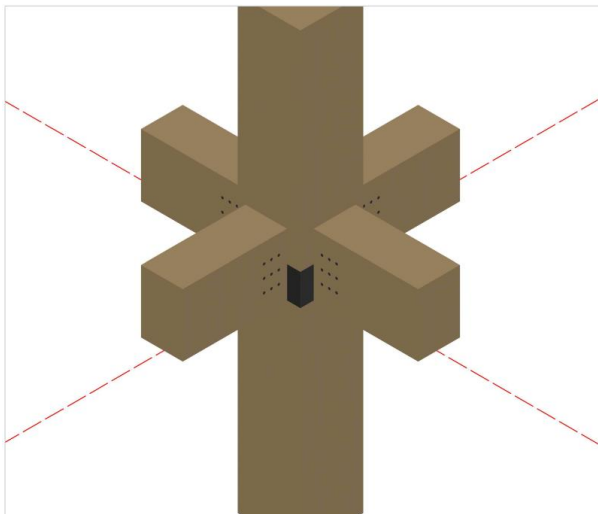
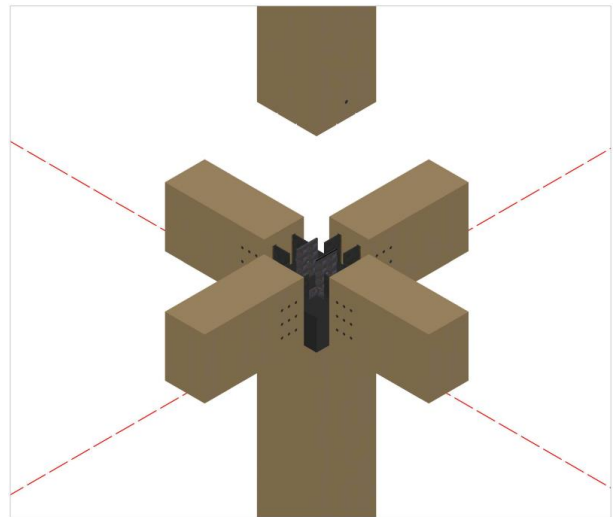
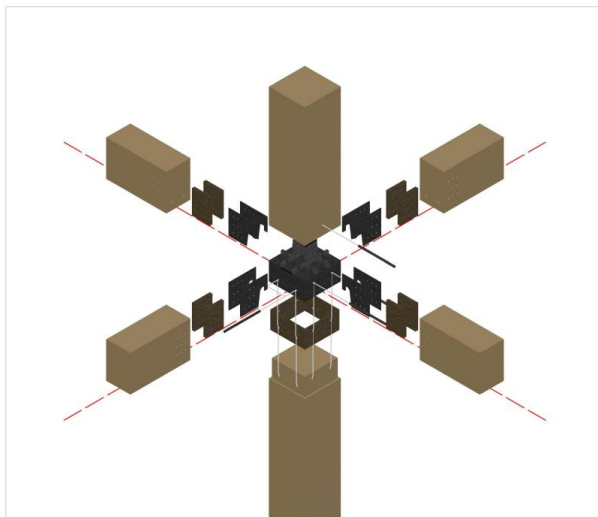
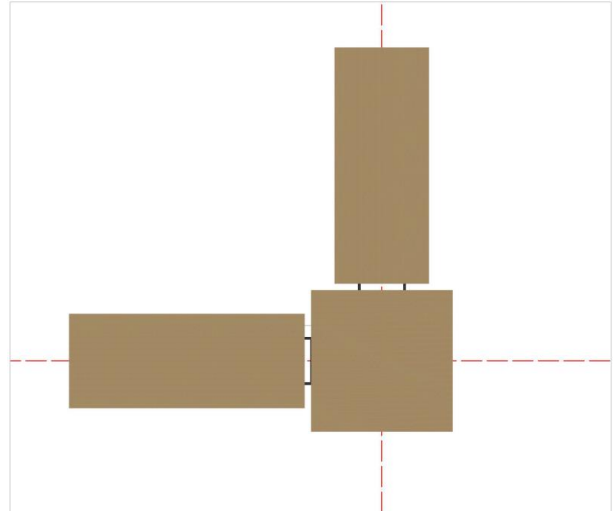
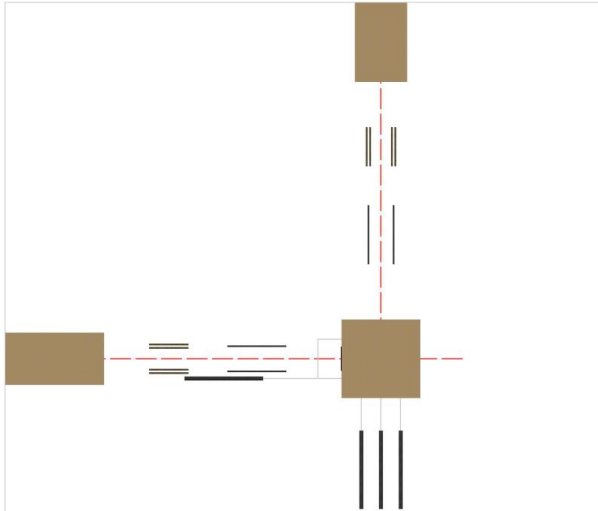
2.3. 59 graden



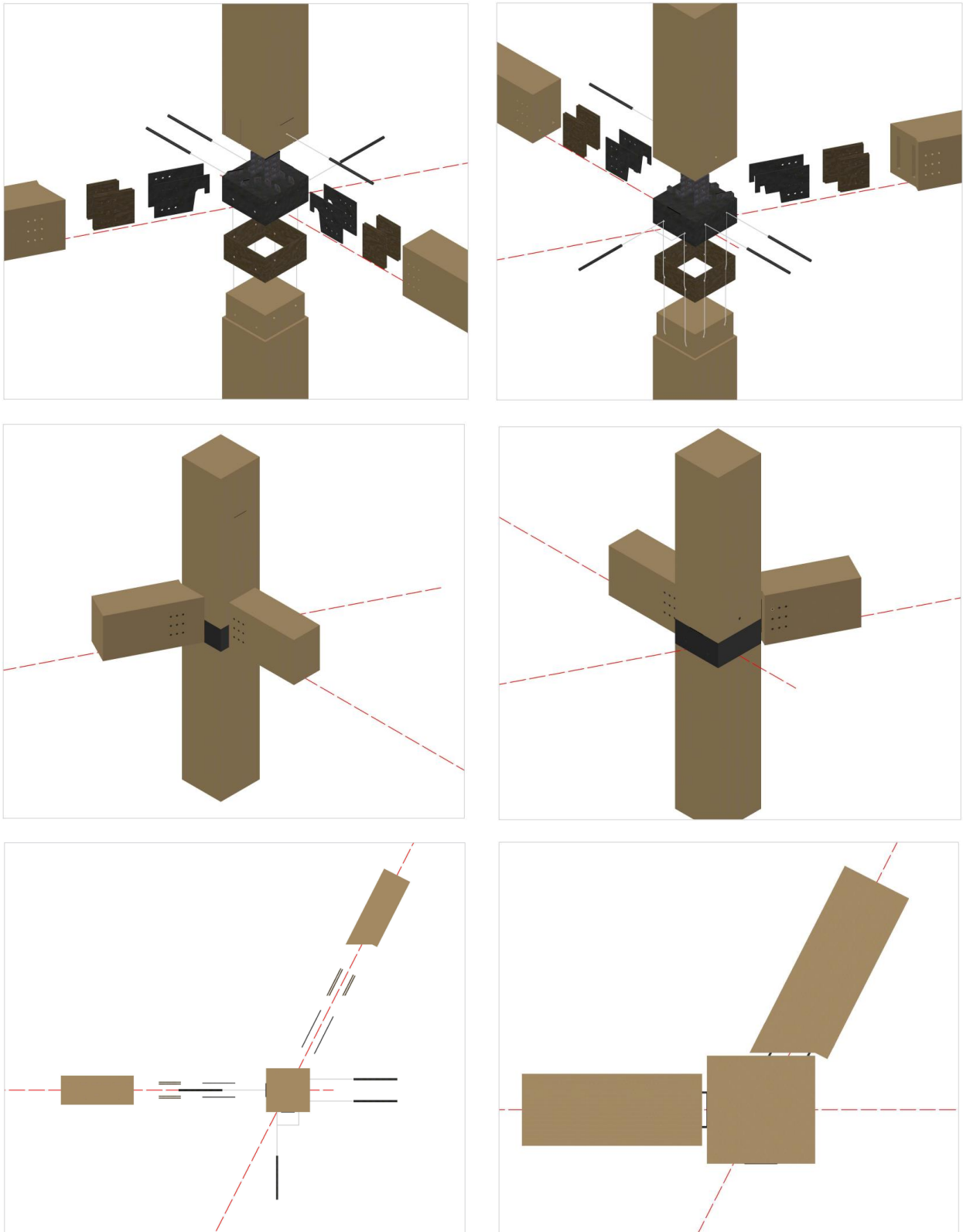
3. Variant 2

3.1. Verbinding onder 90 graden

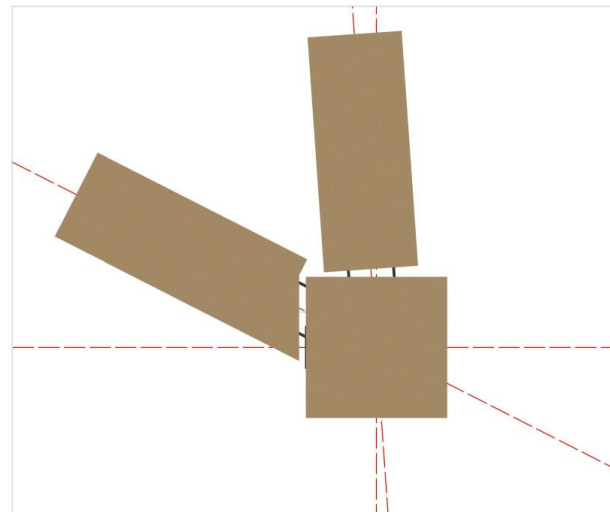
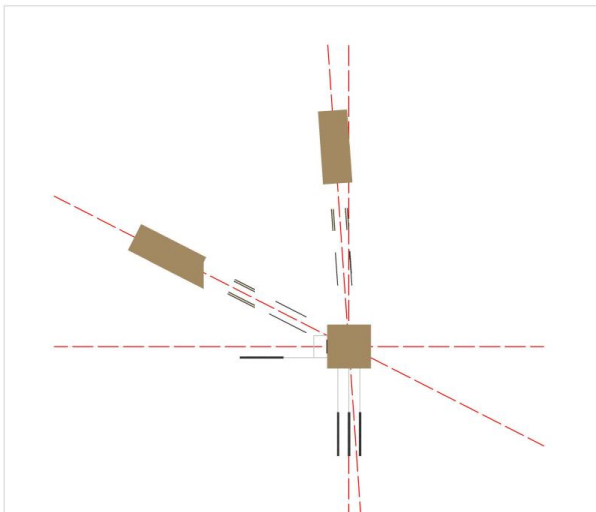
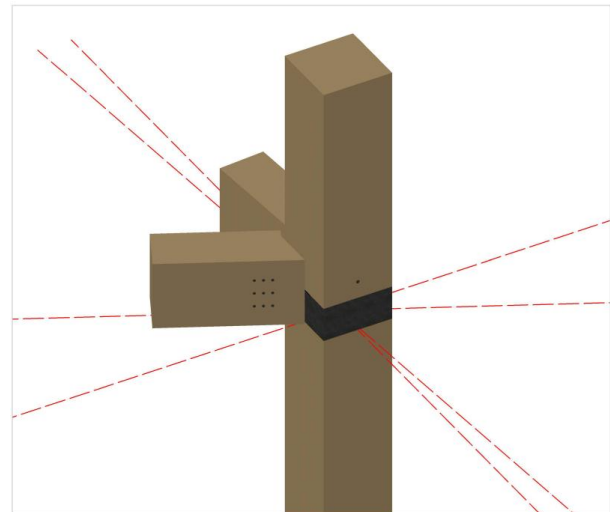
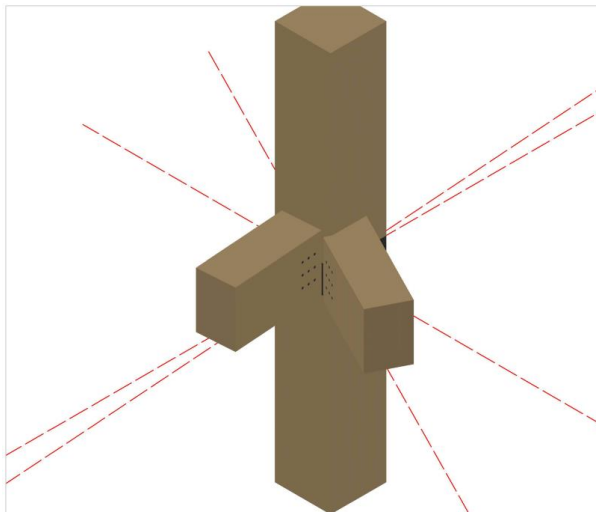
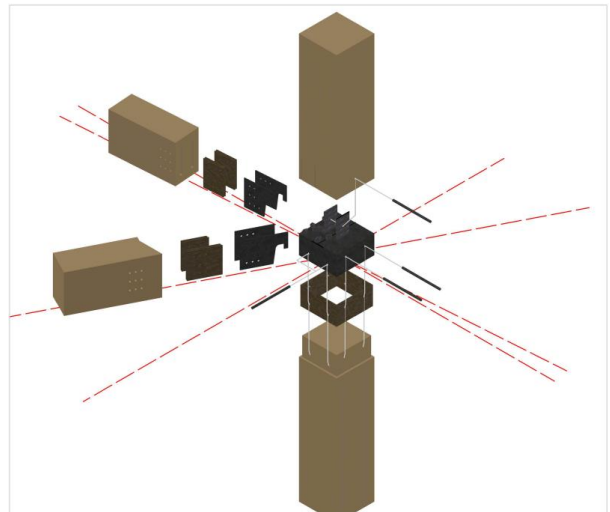
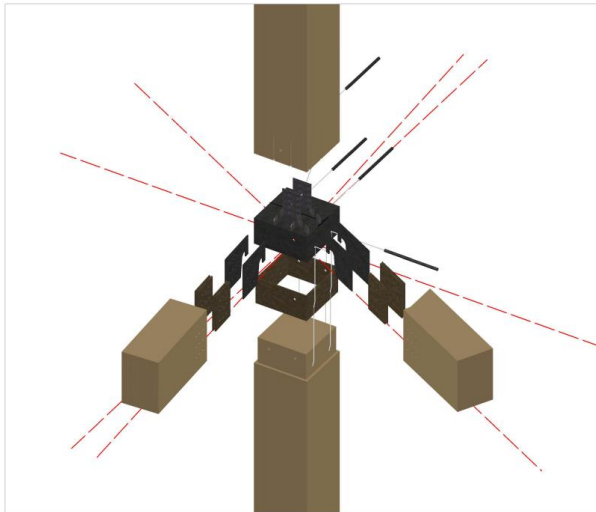




3.2. Verbinding onder 117 graden



3.3. 59 graden



BIJLAGE 4

Uitgebreid overzicht met uitkomsten

OPDRACHTGEVER

Arcadis

Afdeling gebouwen

Lichtenauerlaan 100
3062 ME Rotterdam

Begeleider:

Gerard van engelen
Senior Specialist Structural Engineering

LEERINSTELLING

Hogeschool Rotterdam

Opleiding Civiele Techniek

G.J. de Jonghweg 4-6
3015GG Rotterdam

Begeleider:

Sven van Rosmalen

AFSTUDEERDERS

Roel Majoor

Maarten Schoen

Gerard van Engelen:

.....

Inhoud

1.	Inleiding.....	2
2.	Resultaten analyse excel.....	3
2.1	Verandering van het aantal deuvelds in een rij	3
2.1.1.	Parallel aan de vezelrichting	3
2.1.2.	Loodrecht op de vezelrichting	4
2.1.3.	Invloed van tussenafstand a_1	5
2.2.	1 staalplaat in de ligger	7
2.2.1.	Verandering deuveldiameter	7
2.2.2.	Verandering dikte staalplaat.....	8
2.3.	2 staalplaten in de ligger.....	9
2.3.1.	Verandering deuveldiameter	9
2.3.2.	Verandering dikte staalplaat.....	10
2.4.	3 staalplaten in de ligger.....	13
2.4.1.	Verandering deuveldiameter	13
2.4.2.	Verandering dikte staalplaat.....	14
2.5.	Vergelijking tussen 1,2 en 3 staalplaten in de ligger.....	17
2.5.1.	Parallel aan de vezelrichting	17
2.5.2.	Loodrecht op de vezelrichting.....	18
2.6.	Veranderen deuveldsterkte	19
2.6.1.	Parallel aan de vezelrichting	19

1. Inleiding

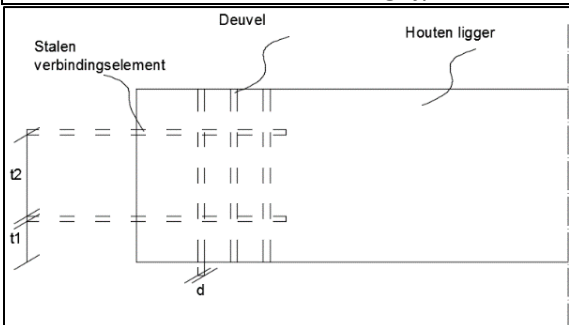
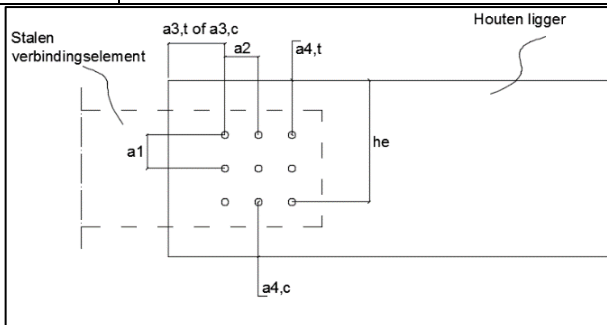
Om de verbinding te optimaliseren en aan de hand hiervan een ontwerp op te stellen is met excel berekend wat het veranderen van verschillende parameters voor invloed op de draagvermogen van de verbinding zijn. De parameters die bij dit onderzoek veranderd zijn staan hieronder weergegeven:

- Verandering van de diameter deuvel
- Verandering van de dikte van de staalplaat
- Verandering van het aantal staalplaten in de verbinding
- Verandering van het aantal deuvels in een rij
- Verandering deuvelsterkte

De verbinding wordt volgens de geldende Eurocode berekend:

NEN-EN 1995-1-1+C1+A1: Ontwerp en berekening van houtconstructies – Deel 1-1: Algemeen – Gemeenschappelijke regels en regels voor gebouwen

Tabel 1 - Parameters berekeningen deuvelverbinding

Gelijkblijvende paramaters	Veranderlijke paramaters
<u>Houtkwaliteit GL 30h</u> Elasticiteitsmodules, $F_{0,g,mean} = 13600 \text{ N/mm}$ Dichtheid, $\rho_{g,k} = 430 \text{ kg/m}^3$	<u>Houtkwaliteit GL 30h</u> t_1, t_2, t_3
<u>Materiaaleigenschappen staalplaat</u> Treksterkte staal, $f_{u,k} = 235 \text{ N/mm}^2$	<u>Materiaaleigenschappen staalplaat</u> Dikte staalplaat Aantal staalplaten in de ligger
<u>Materiaaleigenschappen van de deuvel</u> Tussenafstand 2 $a_2 = 60 \text{ mm}$ Eindafstand $a_{3,t} / a_{3,c} = 120 \text{ mm}$ Randafstand 1 $a_{4,t} = 80 \text{ mm}$ Randafstand 2 $a_{4,c} = 80 \text{ mm}$ Hoek waaronder de kracht aangrijpt, $\alpha = 90^\circ$	<u>Materiaaleigenschappen van de deuvel</u> Diameter deuvel d Tussenafstand 1 a_1 Aantal rijen n Aantal kolommen m Treksterkte, $f_{u,k}$
	

2. Resultaten analyse excel

2.1 Verandering van het aantal deuvels in een rij

Tabel 2 - Gelijkblijvende parameters

t ₁	93,5 mm
t ₂	187 mm
Dikte staalplaat	12 mm
Aantal staalplaten	2
Tussenafstand a ₁	80 mm
Aantal rijen deuvels	1

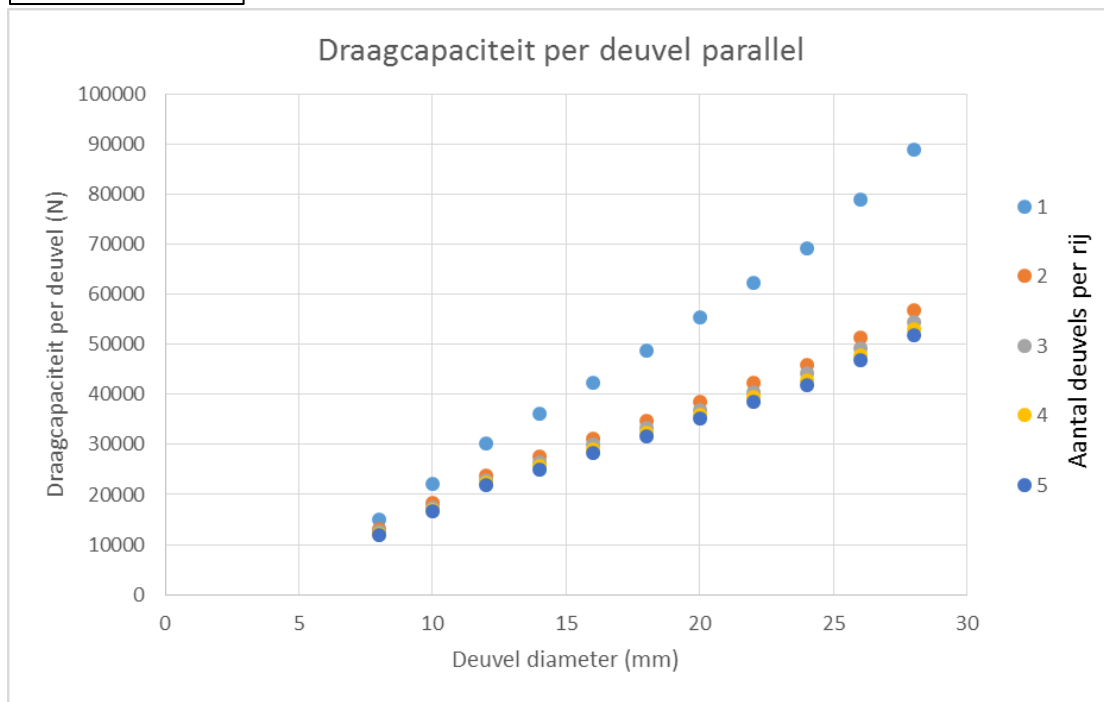
Tabel 3 - Variabele parameters

Deuvel diameter	8-28 mm
Aantal deuvels per rij	1-5

2.1.1. Parallel aan de vezelrichting

Bij een toename van het aantal deuvels in een rij neemt de draagcapaciteit van de gehele verbinding onevenredig toe. Dit houdt in dat de draagcapaciteit per deuvel verminderd, wanneer meerdere deuvels in een rij toegepast worden. In figuur 1 is de verminderde draagcapaciteit per deuvel te zien voor 1 tot en met 5 deuvels in een rij. Wat opvalt is dat het verschil in draagcapaciteit tussen 1 deuvel per rij en meerdere deuvels in een rij aanzienlijk is. Dit komt, omdat er pas vanaf 2 deuvels in een rij een reductiefactor meegenomen wordt met de berekening die in eerste instantie de draagcapaciteit per deuvel aanzienlijk doet verminderen. Bij het toepassen van meer dan 2 deuvels in een rij neemt de draagcapaciteit per deuvel in kleine stapjes af.

$$n_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \\ n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \end{array} \right.$$



Figuur 1 - Draagcapaciteit per deuvel parallel aan de vezelrichting voor een verschillend aantal deuvels in een rij en deuveldiameters

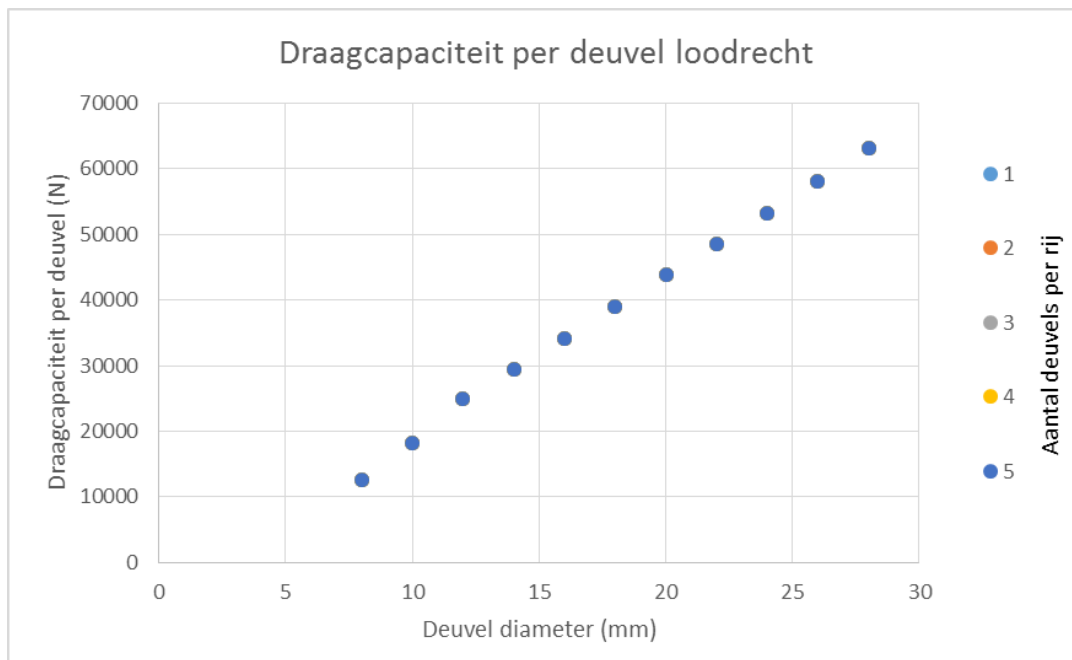
Tabel 4 - Resultaten draagcapaciteit deugel

Draagcapaciteit per deugel rekenwaarde parallel					
	Nr. deugels in een rij				
	1	2	3	4	5
Deugel diameter					
8	14914,95	13032,77	12514,8067	12159,908	11891,57
10	22043,85	18216,76	17492,91	16996,838	16621,77
12	30264,52	23895,84	22946,32	22295,6	21803,6
14	36181,89	27487,99	26395,74	25647,2	25081,24
16	42359,67	31124,78	29888,0167	29040,45	28399,6
18	48777,34	34800,35	33417,5333	32469,875	31753,36
20	55413,5	38507,19	36977,0667	35928,475	35135,64
22	62246,18	42236,77	40558,4667	39408,3	38538,66
24	69252,95	45980,02	44152,9667	42900,875	41954,16
26	78925,82	51364,05	49323,1	47924,375	46866,82
28	88961,47	56832,4	54574,1333	53026,525	51856,36

2.1.2. Loodrecht op de vezelrichting

Bij een toename van het aantal deugels in een rij neemt de draagcapaciteit van de gehele verbinding evenredig toe. Dit houdt in dat de draagcapaciteit per deugel hetzelfde blijft, wanneer meerdere deugels in een rij toegepast worden. In figuur 2 is de gelijkblijvende draagcapaciteit per deugel te zien voor 1 tot en met 5 deugels in een rij. Dit is af te leiden uit het feit dat bij de berekening van de eurocode N_{ef} gelijk gesteld wordt aan n voor de richting loodrecht op de vezel.

$$n_{ef} = n$$



Figuur 2 - Draagcapaciteit per deugel loodrecht op de vezelrichting voor een verschillend aantal deugels in een rij en deugeldiameters

Tabel 5 - Resultaten draagcapaciteit per deuvel

Draagcapaciteit per rij deuvels rekenwaarde loodrecht					
	Nr. deuvels in een rij				
	1	2	3	4	5
Deuvel diameter					
8	12516,36	12516,36	12516,3567	12516,358	12516,36
10	18306,42	18306,43	18306,4233	18306,423	18306,42
12	24877,28	24877,29	24877,2833	24877,285	24877,28
14	29444,41	29444,41	29444,4	29444,405	29444,4
16	34134,39	34134,4	34134,4	34134,4	34134,4
18	38928,55	38928,57	38928,5667	38928,565	38928,56
20	43808,22	43808,22	43808,22	43808,22	43808,22
22	48493,36	48493,36	48493,3667	48493,35	48493,36
24	53208,95	53208,95	53208,9333	53208,95	53208,94
26	58095,81	58095,8	58095,8	58095,8	58095,8
28	63134,26	63164,25	63164,2667	63164,25	63164,26

2.1.1.3. Invloed van tussenafstand a_1

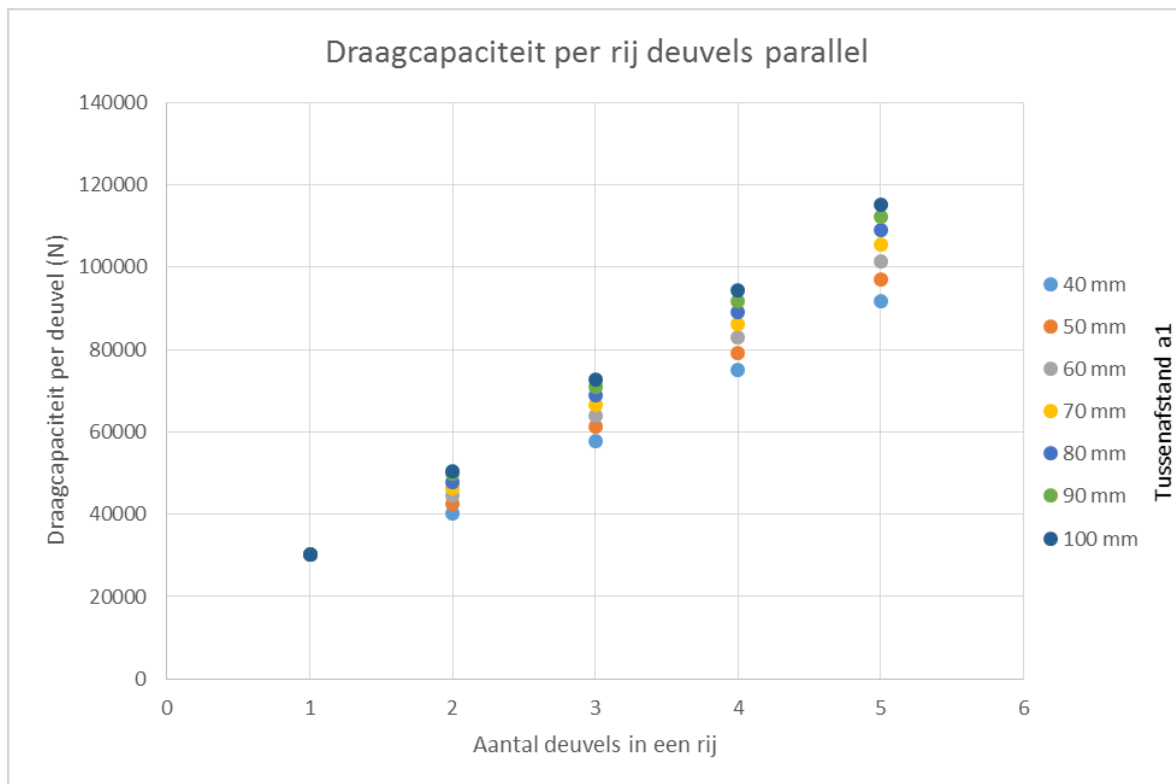
Tabel 6 - Gelijkblijvende parameters

t_1	93,5 mm
t_2	187 mm
Dikte staalplaat	12 mm
Aantal staalplaten	2
Deuvel diameter	12 mm
Aantal rijen deuvels	1

Tabel 7 - Variabele parameters

Tussenafstand a_1	40-100 mm
Aantal deuvels per rij	1-5

Het vergroten van de tussenafstand parallel aan de vezel resulteert in een grotere draagcapaciteit van de rij deuvels. In figuur 3 is de toename van de draagcapaciteit te zien bij een toename van de tussenafstand a_1 . Uit de grafiek blijkt dat de draagcapaciteit van de verbinding met kleine hoeveelheden toeneemt bij het vergroten van de tussenafstand. Om de kleinste totale rij lengte te verkrijgen is het toepassen van deuvels met een kleine tussenafstand voordeliger. Dit blijkt bijvoorbeeld uit het feit dat een verbinding van 3 deuvels met een tussenafstand van 40mm een grotere capaciteit heeft dan een verbinding van 2 deuvels met een tussenafstand van 80mm. De totale rijlengte is hetzelfde maar de verbinding met de kleine tussenafstand is sterker.



Figuur 3 - Draagcapaciteit per rij deuvels parallel aan de vezelrichting voor een verschillende tussenafstand a_1 en aantal deuvels in een rij

Tabel 8 – Resultaten draagcapaciteit per rij deuvels

Draagcapaciteit per rij deuvels rekenwaarde parallel							
	Tussenafstand a_1						
	40 mm	50 mm	60 mm	70 mm	80 mm	90 mm	100 mm
Aantal deuvels in een rij							
1	30264,5	30264,5	30264,5	30264,5	30264,5	30264,5	30264,5
2	40187,8	42493,5	44475,2	46222,6	47791,7	49754,6	50533,5
3	57886,4	61207,5	64061,9	66578,9	68839	70896,1	72788,3
4	74993,2	79295,6	82993,6	86254,4	89182,4	91847,5	94298,9
5	91672,8	96932,2	101452,7	105438,7	109018	112275,8	115272,5

2.2. 1 staalplaat in de ligger

Tabel 9 - Gelijkblijvende parameters

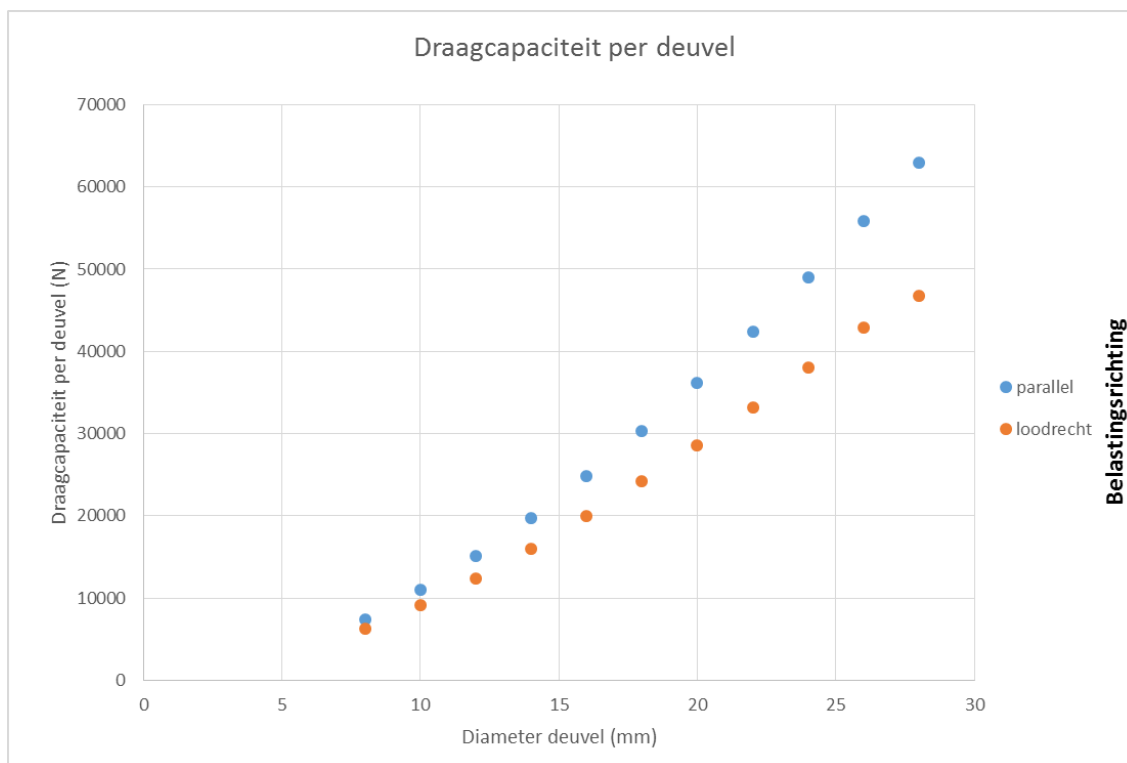
t_1	193 mm
Dikte staalplaat	12 mm
Aantal staalplaten	1
Aantal rijen deuvels	1
Aantal deuvels per rij	1

Tabel 10 - Variabele parameters

Diameter deuvel	8-28 mm
-----------------	---------

2.2.1. Verandering deuvel diameter

Het vergroten van de deuvel diameter resulteert in een groei van de draagcapaciteit per deuvel die steiler loopt dan een lineaire functie. In figuur 4 is te zien dat bij de diameter van 26mm een kleine knik zit bij de draagcapaciteit per deuvel loodrecht op de vezelrichting. Dit komt doordat het maatgevende bezwijkmechanisme veranderd van h naar g. Deze verandering van bezwijkmechanisme zal altijd als eerst optreden bij de richting loodrecht in de vezel, omdat de stuiksterkte in deze richting lager ligt. Hierdoor wordt het bezwijken van het hout door stuik eerder maatgevend ten opzichte van de richting parallel aan de vezel. Verder is uit de grafiek op te maken dat de totale draagcapaciteit per deuvel groter is in de richting parallel aan de vezel dan de richting loodrecht op de vezel. Echter kan bij een verbinding met meerdere deuvels in een rij toch de richting loodrecht op de vezel sterker zijn door de reductiefactor die toegepast wordt bij meerdere deuvels in een rij parallel aan de vezel.



Figuur 4 - Draagcapaciteit per deuvel parallel en loodrecht aan de vezelrichting voor verschillende deuvel diameters

Tabel 11 - Resultaten draagcapaciteit per deuvel

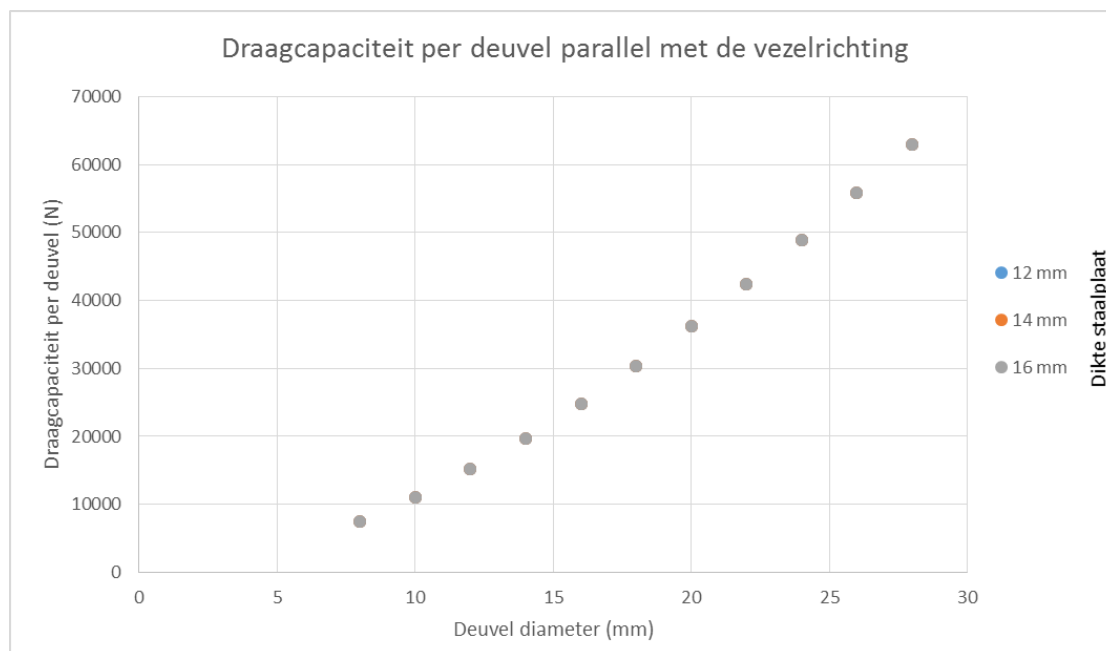
Draagcapaciteit per deuvel		
	Richting	
	parallel	loodrecht
Deuvel diameter		
8	7457,48	6258,18
10	11021,93	9153,21
12	15132,26	12438,64
14	19743,13	16066,73
16	24813,72	19995,46
18	30306,35	24187,1
20	36185,55	28607,19
22	42417,43	33223,9
24	48969,23	38007,49
26	55808,99	42929,99
28	62905,26	46793,06

2.2.2. Verandering dikte staalplaat

Tabel 12 - Variabele parameters

Diameter deuvel	8-28 mm
Dikte staalplaat	12-16

Het veranderen van de dikte van de staalplaat heeft geen invloed op de draagcapaciteit van de deuvelverbinding. Dit komt doordat de formule die gebruikt moet worden voor het berekenen van een hout-staal-hout verbinding niet afhankelijk is van de dikte van de staalplaat. Hierdoor moet er bij elke dikte dezelfde formule ingevuld worden, waarbij de dikte van het staalplaat niet in meegenomen is en dus de draagcapaciteit gelijk blijft. De dikte staalplaat zal echter wel getoetst moeten worden op bezwijken. Voor de richting loodrecht op de vezel geldt hetzelfde verhaal.



Figuur 5 - Draagcapaciteit per deuvel parallel aan de vezelrichting voor verschillende deuveldiameters en staalplaat diktes

Tabel 13 - Resultaten draagcapaciteit per deugel

Draagcapaciteit per deugel rekenwaarde parallel			
	Dikte staalplaat		
	12 mm	14 mm	16 mm
Deugel diameter			
8	7457,481	7457,481	7457,481
10	11021,93	11021,93	11021,93
12	15132,26	15132,26	15132,26
14	19743,13	19743,13	19743,13
16	24813,72	24813,72	24813,72
18	30306,35	30306,35	30306,35
20	36185,55	36185,55	36185,55
22	42417,43	42417,43	42417,43
24	48969,23	48969,23	48969,23
26	55808,99	55808,99	55808,99
28	62905,26	62905,26	62905,26

2.3. 2 staalplaten in de ligger

Tabel 14 - Gelijkblijvende parameters

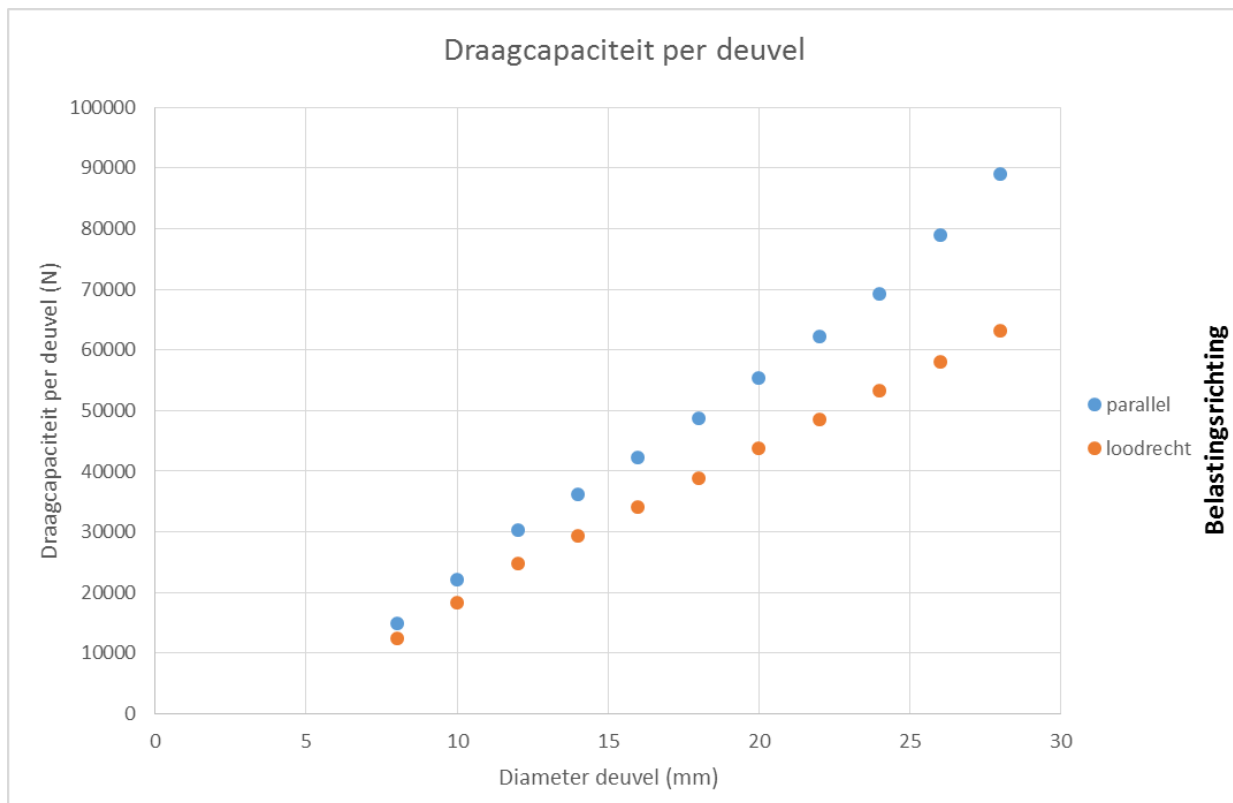
t ₁	93,5 mm
t ₂	187 mm
Dikte staalplaat	12 mm
Aantal staalplaten	2
Aantal deugels per rij	1
Aantal rijen deugels	1

Tabel 15 - Variabele parameters

Diameter deugel	8-28 mm
-----------------	---------

2.3.1. Verandering deugeldiameter

De toename van de draagcapaciteit per deugel neemt minder gestaag toe dan bij een verbinding met een staalplaat in het midden. Bovendien zijn in figuur 6, 2 knikken te zien parallel aan de vezel en 1 knik loodrecht aan de vezel. Dit wordt veroorzaakt, doordat tijdens het toenemen van de deugeldiameter een verschuiving plaats vindt welk bezwijkmechanisme maatgevend is.



Figuur 6 - Draagcapaciteit per deuvel parallel en loodrecht aan de vezelrichting voor verschillende deuveldiameters

Tabel 16 - Resultaten draagcapaciteit per deuvel

Draagcapaciteit per deuvel		
	Richting	
	parallel	loodrecht
Deuvel diameter		
8	14914,95	12516,36
10	22043,85	18306,42
12	30264,52	24877,28
14	36181,39	29444,41
16	42359,67	34134,39
18	48777,34	38928,55
20	55413,5	43808,22
22	62246,18	48493,36
24	69252,95	53208,95
26	78925,82	58095,81
28	88961,47	63134,26

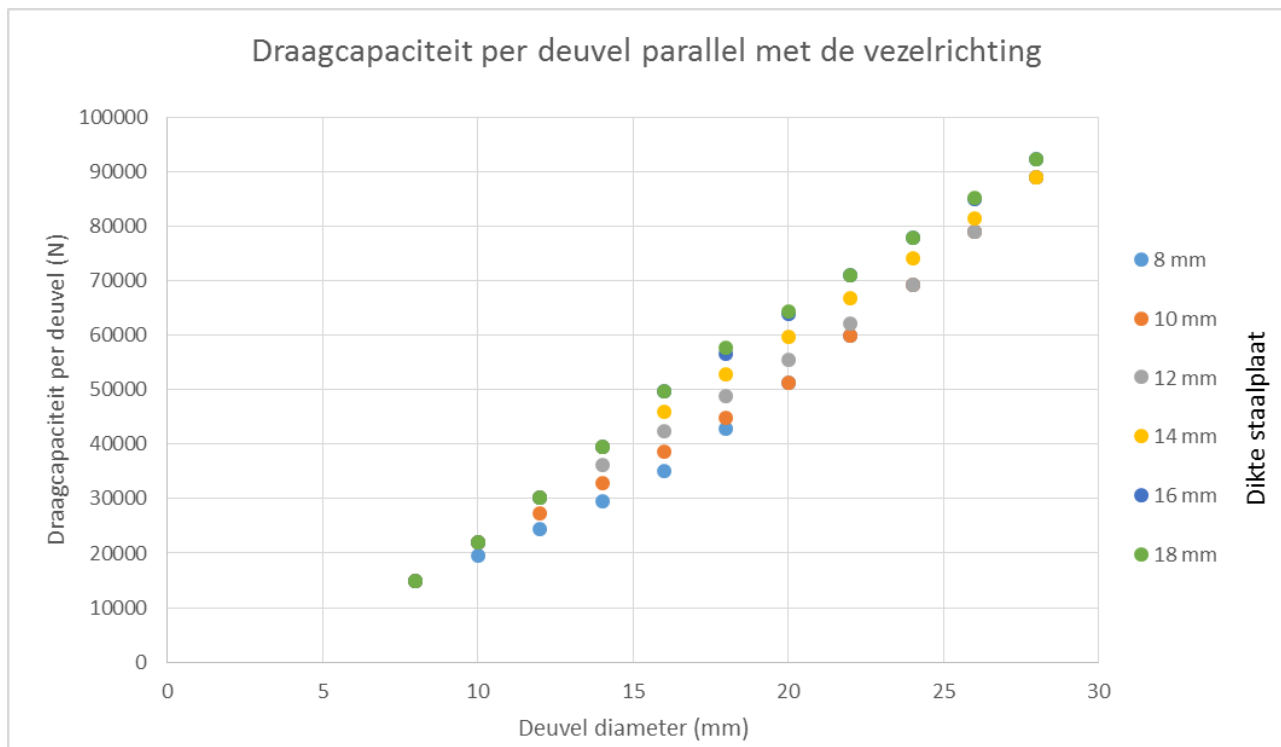
2.3.2. Veranderingering dikte staalplaat

Tabel 17 - Variabele parameters

Dikte staalplaat	8-18 mm
Diameter deuvel	8-28

2.3.2.1. Parallel aan de vezelrichting

Het veranderen van de dikte van de staalplaat heeft invloed op de draagcapaciteit van de verbinding. Bij het toepassen van dunne staalplaten ligt de draagcapaciteit van verbinding lager in vergelijking met dikke staalplaten. Dit komt, doordat een dunne staalplaat eerder de classificatie dik verlaat bij het toenemen van de deuvel diameter. Op het moment dat dit het geval is wordt de draagcapaciteit berekend door een interpolatie van formule k en m, waarvan de uitkomst lager ligt wanneer alleen formule m gebruikt wordt. Dit houdt in dat de maximale draagcapaciteit van een deuvelverbinding met 2 staalplaten wordt bereikt als de classificatie van de staalplaat dik is of bezwijkmechanisme g maatgevend is. Uit figuur 7 is op te maken welke dikte van het staalplaat minimaal gebruikt moet worden om de maximale draagcapaciteit te bereiken. Bij een dikte van iets boven de 16mm is het punt bereikt waarop voor elke deuvel diameter een maximale draagcapaciteit behaald wordt.



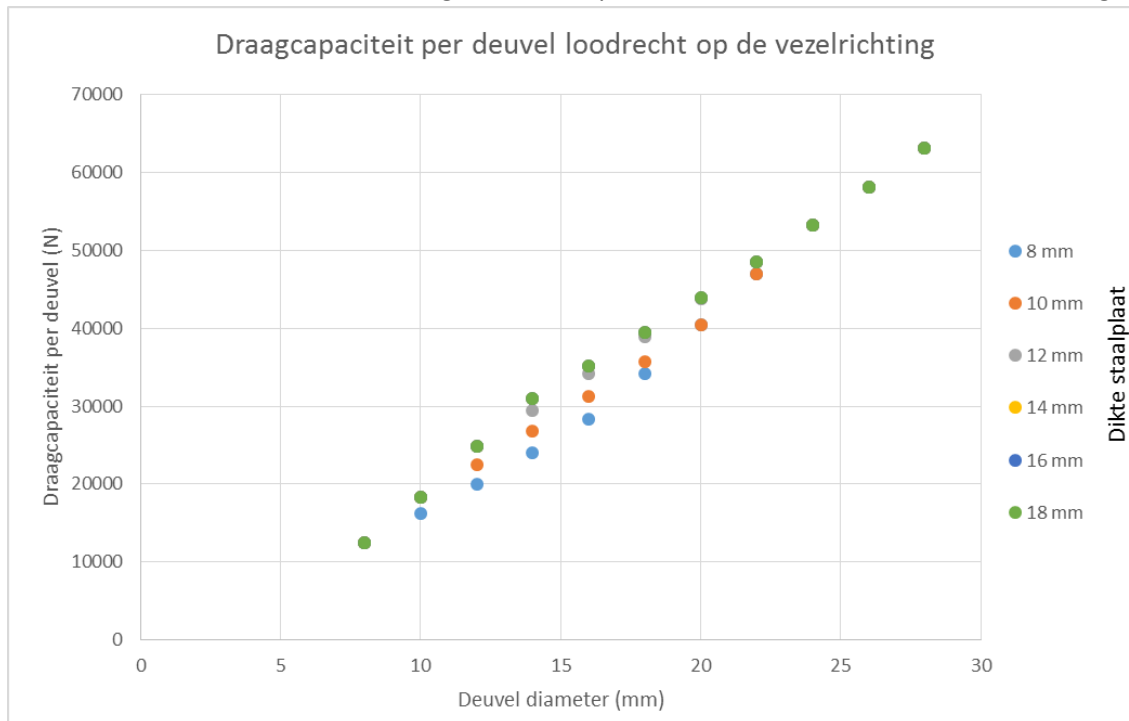
Figuur 7 - Draagcapaciteit per deuvel parallel aan de vezelrichting voor verschillende deuveldiameters en staalplaat diktes

Tabel 18 - Resultaten draagcapaciteit per deugel

Draagcapaciteit per deugel rekenwaarde parallel						
	Dikte staalplaat					
	8 mm	10 mm	12 mm	14 mm	16 mm	18 mm
Deugel diameter						
8	14914,95	14914,95	14914,95	14914,95	14914,95	14914,95
10	19461,25	22043,85	22043,85	22043,85	22043,85	22043,85
12	24355,01	27309,76	30264,52	30264,52	30264,52	30264,52
14	29573,18	32877,54	36181,89	39486,3	39486,3	39486,25
16	35091,9	38725,78	42359,67	45993,55	49627,5	49627,44
18	42859,66	44832,22	48777,34	52722,46	56667,6	57625,14
20	51174,1	51174,1	55413,5	59652,9	63892,3	64267,4
22	59987,32	59987,32	62246,18	66763,91	71045,1	71045,14
24	69252,95	69252,95	69252,95	74033,87	77973,3	77973,28
26	78925,82	78925,82	78925,82	81440,61	85064,1	85095,81
28	88961,47	88961,47	88961,47	88961,47	92327,3	92327,32

2.3.2.2. Loodrecht op de vezelrichting

In de richting loodrecht op de vezelrichting treedt hetzelfde effect bij het verdikken van de staalplaat als parallel aan de vezelrichting. Echter doordat de stuiksterkte van het hout loodrecht op de vezelrichting zwakker is wordt bezwijkmechanisme eerder maatgevend dan bij de richting parallel aan de vezel. Dit resulteert erin dat de maximale draagcapaciteit van de verbinding voor alle diameters bij een lagere staaldikte bereikt wordt, namelijk rond de 13mm. Aangezien de kracht van de toegepaste verbinding voor het kenniskwartier in de richting loodrecht op de vezel belast wordt is deze dikte maatgevend.



Figuur 8 - Draagcapaciteit per deugel loodrecht op de vezelrichting voor verschillende deugeldiameters en staalplaat diktes

Tabel 19 - Resultaten draagcapaciteit per deugel

Draagcapaciteit per deugel rekenwaarde Loodrecht						
	Dikte staalplaat					
	8 mm	10 mm	12 mm	14 mm	16 mm	18 mm
Deugel diameter						
8	12516,36	12516,36	12516,36	12516,36	12516,36	12516,36
10	16161,69	18306,42	18306,42	18306,42	18306,42	18306,42
12	20019,69	22448,49	24877,28	24877,28	24877,28	24877,28
14	24066,31	26755,36	29444,41	30973,42	30973,42	30973,42
16	28277,86	31206,12	34134,39	35201,2	35201,2	35201,2
18	34205,73	35780	38928,55	39511,58	39511,58	39511,58
20	40456,68	40456,68	43808,22	43934,12	43934,12	43934,12
22	46985,69	46985,69	48493,36	48493,36	48493,36	48493,36
24	53208,95	53208,95	53208,95	53208,95	53208,95	53208,95
26	58095,81	58095,81	58095,81	58095,81	58095,81	58095,81
28	63134,26	63134,26	63134,26	63134,26	63134,26	63134,26

2.4. 3 staalplaten in de ligger

Tabel 20 - Gelijkblijvende parameters

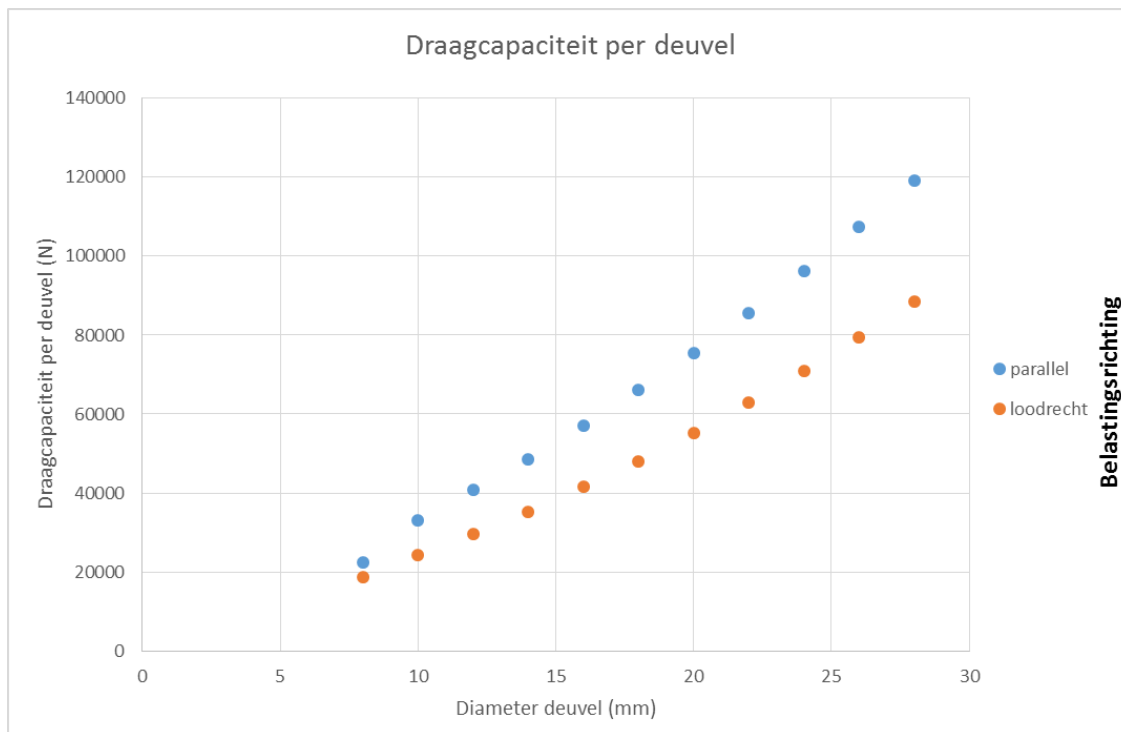
t ₁	60,167 mm
t ₂	120,33 mm
t ₃	120,33 mm
Dikte staalplaat	12 mm
Aantal staalplaten	3
Aantal deugels per rij	1
Aantal rijen deugels	1

Tabel 21 - Variabele parameter

Diameter deugel	8-28 mm
-----------------	---------

2.4.1. Verandering deugeldiameter

Bij het veranderen van de deugeldiameter valt op dat bij deze verbinding al zeer snel bezwijkmechanisme g wordt bereikt. Dit zorgt ervoor dat de draagcapaciteit na een deugel dikte van 10mm voor de richting parallel als loodrecht geleidelijk toeneemt, omdat hierna de maatgevende bezwijkmechanisme niet meer verandert.



Figuur 9 - Draagcapaciteit per deuvel parallel en loodrecht aan de vezelrichting voor verschillende deuveldiameters

Tabel 22 - Resultaten draagcapaciteit per deuvel

Draagcapaciteit per deuvel		
	Richting	
	parallel	loodrecht
Deuvel diameter		
8	22372,4	18774,54
10	33065,8	24167,05
12	40744,1	29552,04
14	48663,9	35310,71
16	57070,6	41490,76
18	66001,2	48126,18
20	75483,7	55238,42
22	85538,12	62837,48
24	96176,76	70923,09
26	107404,5	79485,79
28	119219,4	88508

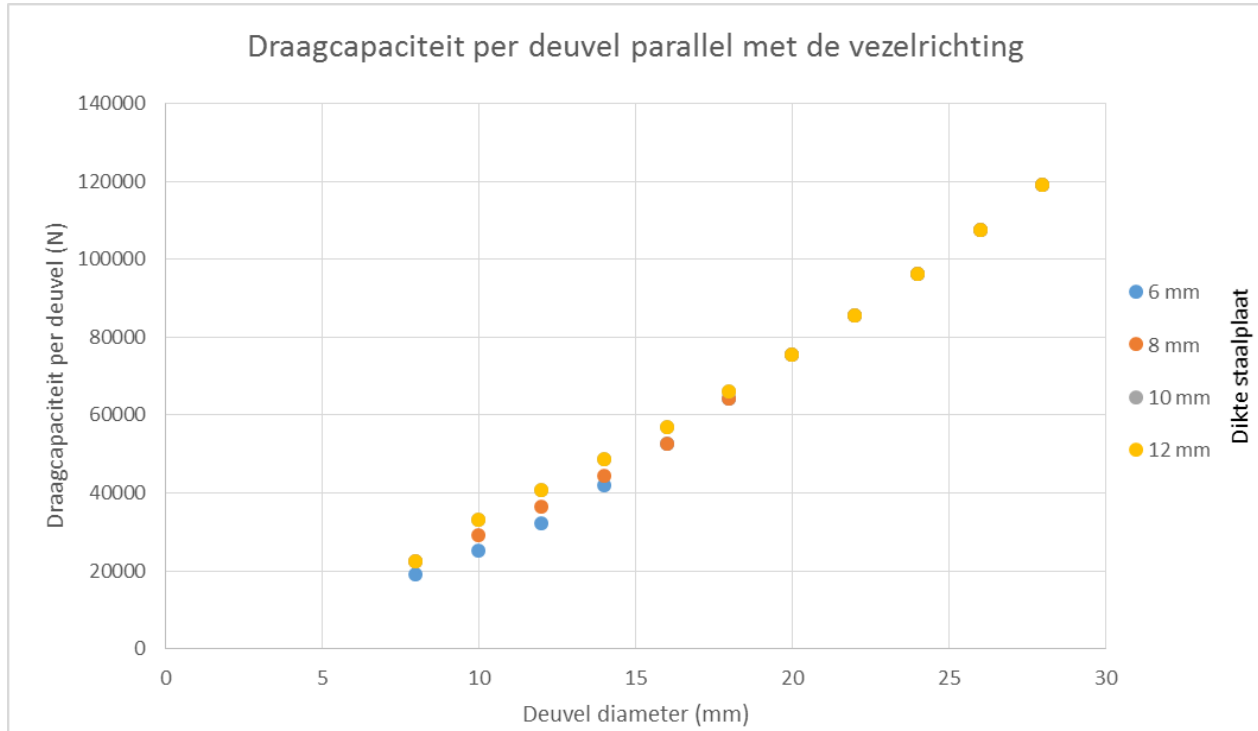
2.4.2. Verandering dikte staalplaat

Tabel 23 - Variabele parameters

Diameter deuvel	8-28 mm
Dikte staalplaat	6-12 mm

2.4.2.1. Parallel aan de vezelrichting

Bij het vergroten van de dikte van de staalplaat treedt hetzelfde verschijnsel op als bij twee staalplaten in de ligger. Echter doordat bij deze verbinding bezwijkmechanisme g eerder maatgevend is parallel aan de vezel ligt het punt waarop het verdikken van de staalplaat geen effect meer heeft al bij een staalplaat dikte van 10mm. Hiernaast is het verlies in draagcapaciteit minder bij een kleine staaldikte.



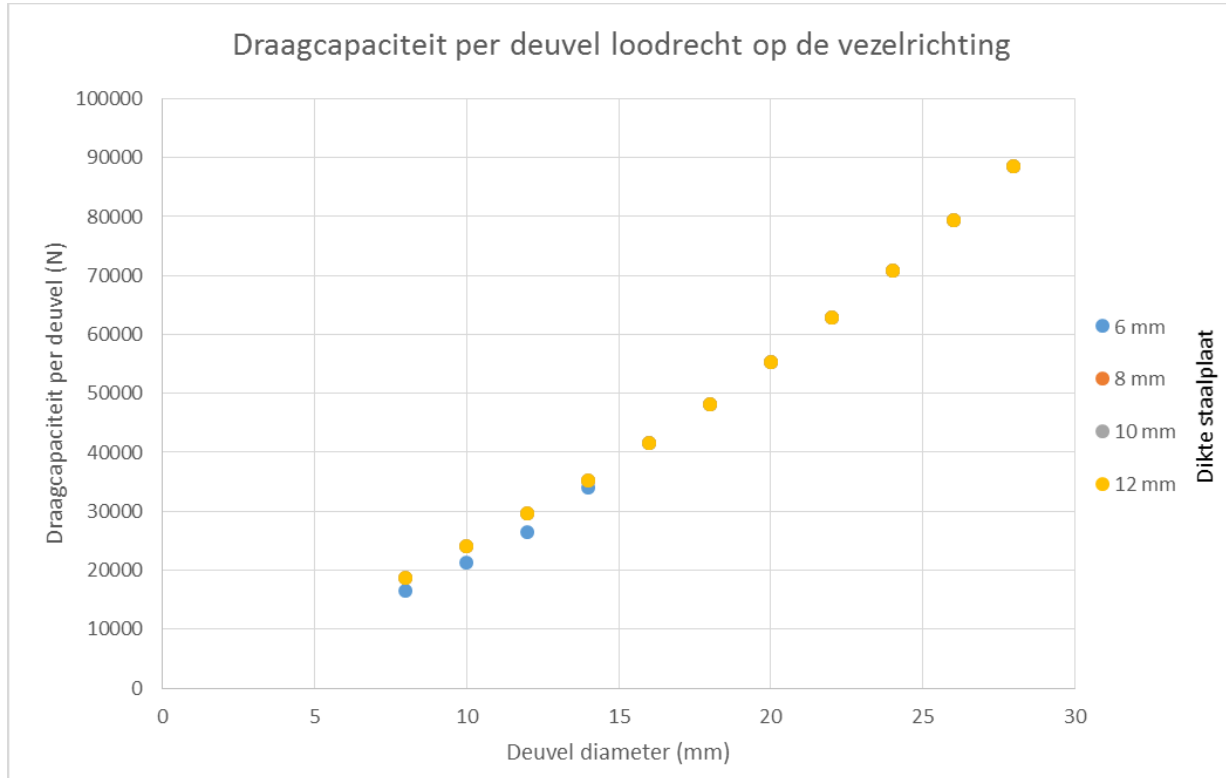
Figuur 10 - Draagcapaciteit per deuvel parallel aan de vezelrichting voor verschillende deuveldiameters en staalplaat diktes

Tabel 24 - Resultaten draagcapaciteit per deuvel

Draagcapaciteit per deuvel rekenwaarde parallel				
	Dikte staalplaat			
	6 mm	8 mm	10 mm	12 mm
Deuvel diameter				
8	19096,07	22372,44	22372,44	22372,44
10	25317,98	29191,88	33065,78	33065,78
12	32100,37	36532,51	40744,08	40744,08
14	41881,5	44359,77	48663,91	48663,91
16	52637,85	52637,85	57070,63	57070,63
18	64289,48	64289,48	66001,17	66001,17
20	75483,67	75483,67	75483,67	75483,67
22	85538,12	85538,12	85538,12	85538,12
24	96176,76	96176,76	96176,76	96176,76
26	107404,5	107404,5	107404,5	107404,5
28	119219,4	119219,4	119219,4	119219,4

2.4.2.2. Loodrecht op de vezelrichting

Voor de richting loodrecht op de vezel geldt hetzelfde verhaal. In deze richting ligt het punt waarop bezwijkmechanisme g bereikt wordt nog eerder, waardoor het verdikken van de staalplaat geen effect meer heeft bij een staalplaat dikte van 8mm.



Figuur 11 - Draagcapaciteit per deuvel loodrecht op de vezelrichting voor verschillende deuveldiameters en staalplaat diktes

Tabel 25 - Resultaten draagcapaciteit per deuvel

Draagcapaciteit per deuvel rekenwaarde Loodrecht				
	Dikte staalplaat			
	6 mm	8 mm	10 mm	12 mm
Diameter deuvel				
8	16551,97	18774,54	18774,54	18774,54
10	21353,84	24167,05	24167,05	24167,05
12	26386,34	29552,04	29552,04	29552,04
14	34082,68	35310,71	35310,71	35310,71
16	41490,76	41490,76	41490,76	41490,76
18	48126,18	48126,18	48126,18	48126,18
20	55238,42	55238,42	55238,42	55238,42
22	62837,48	62837,48	62837,48	62837,48
24	70923,09	70923,09	70923,09	70923,09
26	79485,79	79485,79	79485,79	79485,79
28	88508	88508	88508	88508

2.5. Vergelijking tussen 1,2 en 3 staalplaten in de ligger

Tabel 26 - Gelijkblijvende parameters

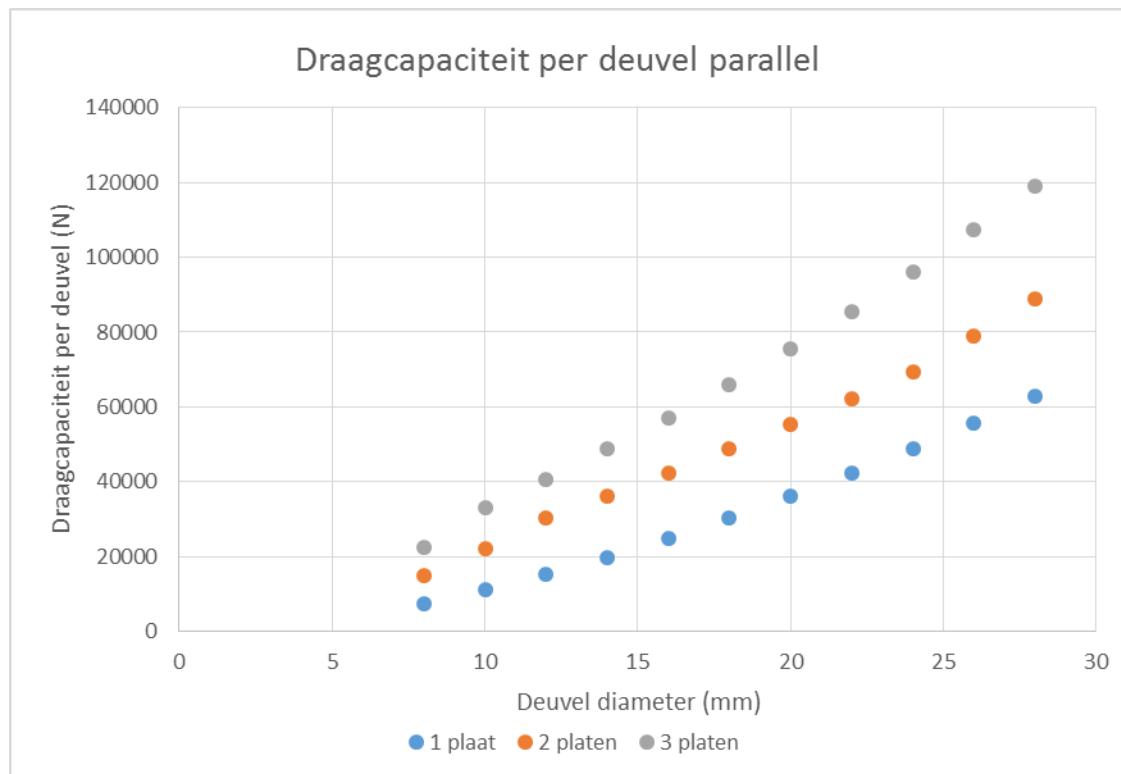
Dikte staalplaat	12 mm
Aantal deuvels per rij	1
Aantal rijen deuvels	1

Tabel 27 - Variabele parameters

Diameter deuvel	8-28 mm
Aantal staalplaten	1-3
t_1	60,167-193 mm
t_2	0 – 187 mm
t_3	0 – 120,33 mm

2.5.1. Parallel aan de vezelrichting

Bij een toename van het aantal staalplaten in de ligger neemt de maximale draagvermogen bij een gelijkblijvende deuveldiameter toe. Dit komt doordat de deuvel meer afschuifvlakken heeft en een kleinere slankheid ratio. Dit resulteert echter ook in het feit dat bij een verbinding met 3 staalplaten eerder bezwijkmechanisme g maatgevend is. Het toepassen van meerdere staalplaten in de verbinding bevordert de draagcapaciteit van de verbinding, maar vraagt extra aandacht voor het realiseren van een taaie verbinding.



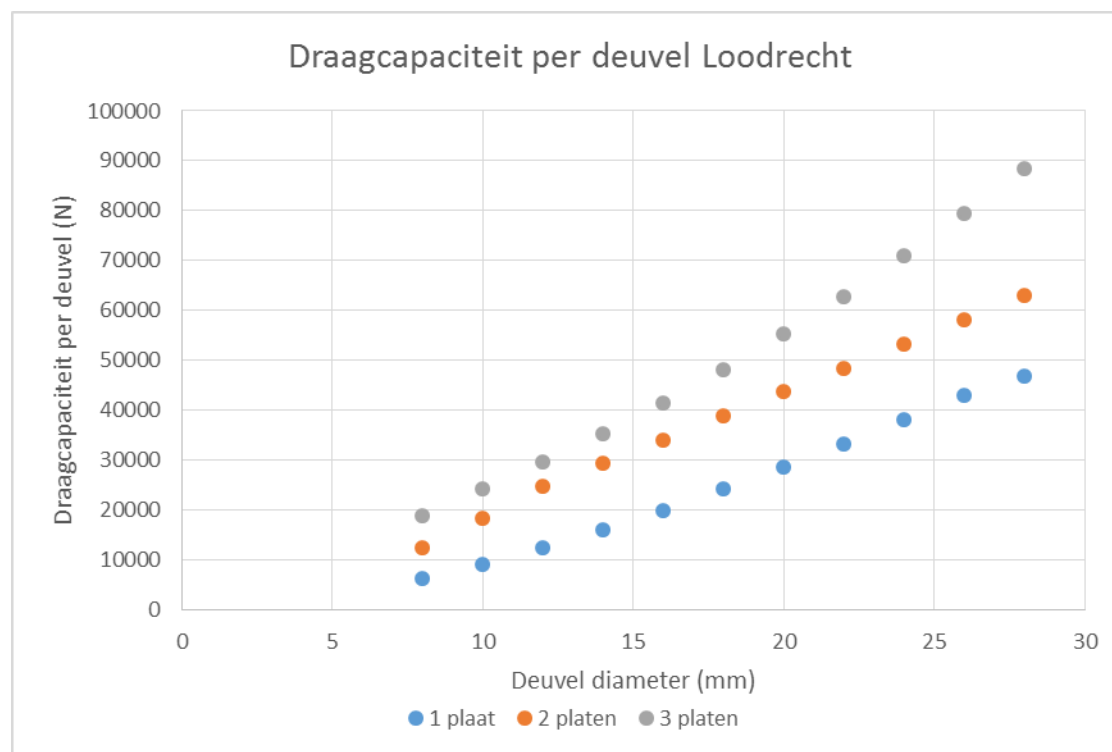
Figuur 12 - Draagcapaciteit per deuvel parallel aan de vezelrichting voor een verschillend aantal staalplaten en deuveldiameters

Tabel 28 - Resultaten draagcapaciteit per deugel

Draagcapaciteit per deugel rekenwaarde parallel			
	Aantal staalplaten		
	1 plaat	2 platen	3 platen
Deugel diameter			
8	7457,481	14914,95	22372,44
10	11021,93	22043,85	33065,78
12	15132,26	30264,52	40744,08
14	19743,13	36181,89	48663,91
16	24813,72	42359,67	57070,63
18	30306,35	48777,34	66001,17
20	36185,55	55413,5	75483,67
22	42417,43	62246,18	85538,12
24	48969,23	69252,95	96176,76
26	55808,99	78925,82	107404,5
28	62905,26	88961,47	119219,4

2.5.2. Loodrecht op de vezelrichting

In de richting loodrecht op de vezel is ongeveer dezelfde lijn in de draagvermogen van de verbinding te zien als bij de richting parallel op de vezel. Hier treedt echter nog eerder bezwijkmechanisme g op, waardoor het realiseren van een taaie verbinding lastiger wordt.



Figuur 13 - Draagcapaciteit per deugel loodrecht op de vezelrichting voor een verschillend aantal staalplaten en deugeldiameters

Tabel 29 - Resultaten draagcapaciteit per deuvel

Draagcapaciteit per deuvel rekenwaarde loodrecht			
	Aantal staalplaten		
	1 plaat	2 platen	3 platen
Diameter deuvel			
8	6258,18	12516,36	18774,54
10	9153,21	18306,42	24167,05
12	12438,64	24877,28	29552,04
14	16066,73	29444,41	35310,71
16	19995,46	34134,39	41490,76
18	24187,1	38928,55	48126,18
20	28607,19	43808,22	55238,42
22	33223,9	48493,36	62837,48
24	38007,49	53208,95	70923,09
26	42929,99	58095,81	79485,79
28	46793,06	63134,26	88508

2.6. Veranderen deuvelsterkte

Tabel 30 - Gelijkblijvende parameters

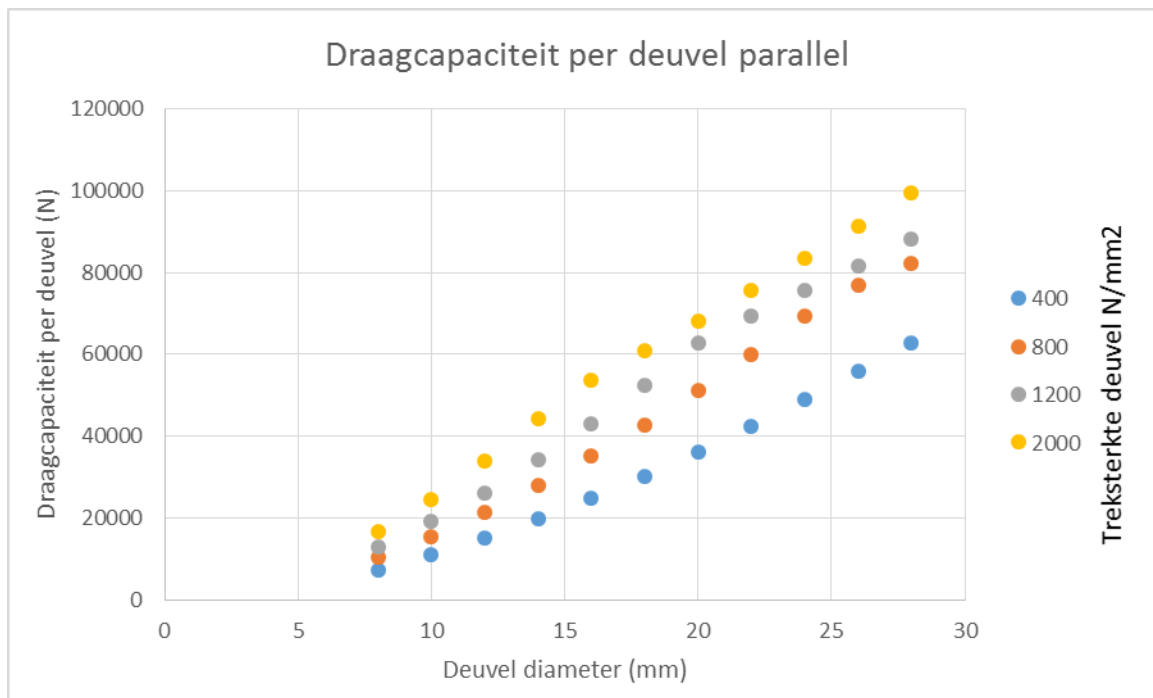
t_1	193 mm
Dikte staalplaat	12 mm
Aantal staalplaten	1
Aantal deuvels per rij	1
Aantal rijen deuvels	1

Tabel 31 - Variabele parameters

Diameter deuvel	8-28 mm
Treksterkte deuvel	400-2000 N/mm ²

2.6.1. Parallel aan de vezelrichting

Door het vergroten van de treksterkte van de deuvel wordt het draagvermogen van de verbinding groter. In figuur 14 is te zien hoe de draagvermogen per deuvel toeneemt bij een grotere treksterkte van de deuvel. Middels het gebruiken van een sterkere deuvel kan dezelfde draagcapaciteit gehaald worden als bij een verbinding met 2 of 3 staalplaten in de ligger. Echter zorgt resulteert dit versterken van de deuvel in het eerder bereiken van het ongewenste bezwijkmechanisme g. Dit is af te lezen in tabel 33.



Figuur 14 - Draagcapaciteit per deuvel parallel aan de vezelrichting voor een verschillende deuvelsterkte en deuveldiameters

Tabel 32 - Resultaten draagcapaciteit per deuvel

Draagcapaciteit per deuvel rekenwaarde parallel				
	Treksterkte deuvel			
	400	800	1200	2000
Diameter deuvel				
8	7457,481	10546,47	12916,74	16675,43
10	11021,93	15587,36	19090,54	24645,78
12	15132,26	21400,25	26209,85	33836,76
14	19743,13	27921	34196,1	44146,97
16	24813,72	35091,9	42978,62	53778
18	30306,35	42859,66	52492,14	60870,65
20	36185,55	51174,1	62675,22	68147,79
22	42417,43	59987,31	69336,63	75629,1
24	48969,23	69252,95	75521,86	83330,83
26	55808,99	76859,07	81756,29	91265,86
28	62905,26	82158,48	88049,49	99443,73

Tabel 33 - Maatgevende bezwijkmechanisme loodrecht op de vezelrichting

Bezwijkmechanisme Loodrecht				
	Treksterkte deuvel			
	400	800	1200	2000
Diameter deuvel				
8	h	h	h	h
10	h	h	h	h
12	h	h	h	h
14	h	h	h	g
16	h	h	g	g
18	h	h	g	g
20	h	g	g	g
22	h	g	g	g
24	h	g	g	g
26	h	g	g	g
28	g	g	g	g

BIJLAGE 5

Excel berekening maatgevende ligger volgens
Eurocode 5

OPDRACHTGEVER

Arcadis

Afdeling gebouwen

Lichtenauerlaan 100
3062 ME Rotterdam

Begeleider:

Gerard van engelen

Senior Specialist Structural Engineering

LEERINSTELLING

Hogeschool Rotterdam

Opleiding Civiele Techniek

G.J. de Jonghweg 4-6
3015GG Rotterdam

Begeleider:

Sven van Rosmalen

AFSTUDEERDERS

Roel Majoor

Maarten Schoen

Gerard van Engelen:

.....

Ligger berekening

Bepalen belastingen (Invoer)

Werkende breedte = 7,7 m

Blijvende belastingen (G_k) per meter

E.G. vloer

Breedte 7,7 m

Dikte 0,32 m

P 5 kN/m³

E.G. ligger

Breedte 0,45 m

Hoogte 0,7 m

P 4,3 kN/m³

veranderlijke belastingen (Q_k) per meter

Kantoor belasting

Breedte 7,7 m

Q 2,5 kN/m²

Scheidingswanden

Breedte 7,7 m

Q 1,2 kN/m²

Bepalen belastingen (Uitvoer)

G_k ligger (totaal)

E.G. vloer

7,7 * 1 * 0,32 * 5 = 12,3 kN/m¹

E.G. ligger

0,45 * 1 * 0,7 * 4,3 = 1,35 kN/m¹ +

Totaal 13,7

Q_k ligger (totaal)

Vloerbelasting kantoor

7,7 * 1 * 2,5 = 19,25 kN/m¹

scheidingswanden

7,7 * 1 * 1,2 = 9,24 kN/m¹ +

Totaal 28,5 kN/m¹

gewicht vloerpaneel volgens stora enso

Belasting combinaties (Invoer)

Opgelegde belasting verdieping:

ψ_0 = 0,5

Belasting combinaties (Uitvoer)

6.10a

1,5 * 13,7 + 1,65 * 0,5 * 28,5 = 44,0

6.10b

1,3 * 13,7 + 1,65 * 1 * 28,5 = 64,8

Controle ligger (Invoer)				Controle ligger (Uitvoer)				VOLDOET		Sterkte		
Buigsterkte: 30 / $\gamma_m \cdot k_{mod} =$ 19,2 N/mm ²				Moment								
Zwaarst belaste ligger 64,79 kN/m				= 1/8 *	q	*	l^2					
				= 0,125 *	65	*	9,12 ²	=	673,6	kNm		
Afmetingen ligger				Weerstandsmoment								
Lengte 9,12 m		γ_m 1,25		= 1/6 *	b	*	h^2					
Breedte 0,45		k_{mod} 0,8		= 0,167 *	450	*	700 ²	=	36750000	mm ³		
Hoogte 0,7				σ								
Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h				= M /	W							
$f_{m,g,k}$ 30 N/mm ²	Buigsterkte			= 673,6 /	36750000	=	18,3	N/mm ²				
$f_{t,0,g,k}$ 24 N/mm ²	Treksterkte											
$E_{0,g,mean}$ 13600 N/mm	Elasticiteits modulus											
$\rho_{g,k}$ 430 kg/m ³	Dichtheid											
$f_{v,g,k}$ 3,5 N/mm ²	Afschuifsterkte loodrecht op vezel											
Gegevens deuvel				Dwarskracht								
Aantal deuvels in een kolom 5 st.				$\tau_d = \frac{Q \cdot l}{2}$	= 295,4	kN						
Diameter deuvel 14 mm				$F_{v,d} = A_r \cdot F_{v,g,d}$	= 635,0	kN						
				$A_r =$	$b \cdot h$ - aantal deuvels in kolom * diameter * breedte ligger							
				$A_r =$	283500 mm ²							
				$f_{v,g,k} =$	2,24 N/mm ²							
				UC =	295 /	635	=	0,47				

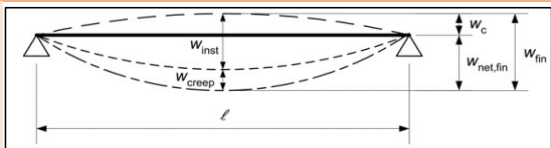
Controle ligger vervorming (Invoer)		Controle ligger (Uitvoer)		VOLDOET	Vervorming
W_{inst} = 30,4 tot 18,2		$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q_1} + \sum u_{fin,Q_i}$ (2.2)			
$W_{net,fin}$ = 36,48 tot 26,1		waarin: $u_{fin,G} = u_{inst,G} (1 + k_{def})$ voor de blijvende belasting G (2.3)			
W_{fin} = 60,8 tot 30,4		$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1} (1 + \varphi_{2,1} k_{def})$ voor de overheersende veranderlijke belasting Q_1 (2.4)			
Gegevens ligger: lengte = 9120 mm W_c = 10 mm $I = 1/12 \cdot b \cdot h^3 = 1,29E+10 \text{ mm}^4$		$u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i} (\varphi_{0,i} + \varphi_{2,i} k_{def})$ voor de gelijktijdige veranderlijke belastingen Q_i ($i > 1$) (2.5)			
Eigen gewicht vloer 12,32 kN/m Eigen gewicht ligger 1,35 kN/m Kantoorbelasting 19,25 kN/m Scheidingswanden 9,24 kN/m		W_{inst} = 21,71	$U_{fin,Q,2}$ = 4,47	$U_{fin,Q,2}$ (NB2011) = 3,52	
k_{def} 0,8 φ_2 0,3 φ_0 0,7 φ_0 NB2011 0,5		$U_{fin,g}$ = 12,7	U_{fin} = 29,44	U_{fin} (NB2011) = 28,49 < 61	
		$U_{fin,Q,1}$ = 12,29	$U_{net,fin}$ = 19,44	$U_{net,fin}$ (NB2011) = 18,49 < 36	
		Aanbeveling:		= 18,49 < 15	

	W_{inst}	$W_{net,fin}$	W_{fin}
Beam on two supports	$\ell/300$ to $\ell/500$	$\ell/250$ to $\ell/350$	$\ell/150$ to $\ell/300$
Cantilevering beams	$\ell/150$ to $\ell/250$	$\ell/125$ to $\ell/175$	$\ell/75$ to $\ell/150$

7.2 Limiting values for deflections of beams

(1) The components of deflection resulting from a combination of actions (see 2.2.3(5)) are shown in Figure 7.1, where the symbols are defined as follows, see 2.2.3:

- W_c is the precamber (if applied);
- W_{inst} is the instantaneous deflection;
- W_{creep} is the creep deflection;
- W_{fin} is the final deflection;
- $W_{net,fin}$ is the net final deflection.



Het eigen gewicht van de ligger is iets groter in het rekenprogramma van Stora Enso. Hiernaast wordt in $U_{fin,Q,2}$ de waarde voor φ_{10} op 1 aangenomen bij Stora Enso, hierom verschilt de uitkomst in doorbuiging iets. Wanneer wij dit juist aannemen komen de uitkomsten overeen.

Controle ligger stabiliteit

(invoer)

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,d}}{\sigma_{m,crit}}}$$

$$\sigma_{m,crit} = M_{y,crit}/W_y = \frac{\pi * \sqrt{E_{0,05} * I_z * G_{0,05} * I_{tor}}}{L_{ef} * W_y}$$

$E_{0,05}$ is de 5-percentielwaarde van de elasticiteitsmodulus evenwijdig aan de vezelrichting;

$G_{0,05}$ is de 5-percentielwaarde van de afschuivingsmodulus evenwijdig aan de vezelrichting;

I_z is het traagheidsmoment om de z-as (zwakke as);

I_{tor} is het torsietraagheidsmoment;

L_{ef} is de meewerkende balklengte, afhankelijk van de steunpuntsvoorwaarden en de belastingsconfiguratie, volgens tabel 6.1;

W_y is het weerstandsmoment om de y-as (sterke as).

$$f_{m,d} = 19,2$$

$$E_{0,05} = 10800 \text{ N/mm}^2$$

$$G_{0,05} = 540 \text{ N/mm}^2$$

$$I_z = 5,32E+09$$

$$I_{tor} = 1,27E+10$$

$$L_{ef} = 10133$$

$$W_y = 36750000$$

$$I^a = 0,9 \text{ (op 2 steunp. Bij gelijkv. Verd. Belas.)}$$

$$a = 700$$

$$b = 450$$

$$a/b = 1,56$$

$$\beta = 0,20$$

Controle ligger stabiliteit

(uitvoer)

VOLDOET

$$\sigma_{m,crit} = 167,6$$

$$\lambda_{rel,m} = 0,34$$

Kies k_{crit} nummer: 1.

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{voor } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} & \text{voor } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{voor } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

Nummer:

1.	$k_{crit} = 1$
2.	$k_{crit} = 1,31$
3.	$k_{crit} = 8,73$

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \text{ geeft: } 18,33 \leq 1 * 19,2$$

$$18,33 \leq 19,2 \text{ VOLDOET}$$

(3) Indien er enkel een moment M_y optreedt om de sterke y-as, behoren de spanningen aan de volgende uitdrukking te voldoen:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad (6.33)$$

(1)P De kipstabiliteit moet zijn getoetst zowel in het geval van alleen een moment M_y om de sterke y -as, als in het geval van een combinatie van een moment M_y met een drukkracht N_c .

(2) De relatieve slankheid bij buiging behoort als volgt te zijn genomen:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \tag{6.30}$$

waarin $\sigma_{m,crit}$ is de kritische buigspanning berekend volgens de klassieke stabiliteitstheorie en gebruikmakend van de 5-percentielstijfheidswaarden.

De kritische buigspanning behoort als volgt te zijn genomen:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{\ell_{ef} W_y} \tag{6.31}$$

Rectangle [\[edit \]](#)

$$J \approx \beta ab^3$$

where

a is the length of the long side

b is the length of the short side

β is found from the following table:

a/b	β
1.0	0.141
1.5	0.196
2.0	0.229
2.5	0.249
3.0	0.263
4.0	0.281
5.0	0.291
6.0	0.299
10.0	0.312
∞	0.333

6.3.3 Liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk

(1)P De kipstabiliteit moet zijn getoetst zowel in het geval van alleen een moment M_y om de sterke y -as, als in het geval van een combinatie van een moment M_y met een drukkracht N_c .

(2) De relatieve slankheid bij buiging behoort als volgt te zijn genomen:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \tag{6.30}$$

waarin $\sigma_{m,crit}$ is de kritische buigspanning berekend volgens de klassieke stabiliteitstheorie en gebruikmakend van de 5-percentielstijfheidswaarden.

De kritische buigspanning behoort als volgt te zijn genomen:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{\ell_{ef} W_y} \tag{6.31}$$

waarin:

$E_{0,05}$ is de 5-percentielwaarde van de elasticiteitsmodulus evenwijdig aan de vezelrichting;

$G_{0,05}$ is de 5-percentielwaarde van de afschuivingsmodulus evenwijdig aan de vezelrichting;

I_z is het traagheidsmoment om de z -as (zwakke as);

I_{tor} is het torsietraagheidsmoment;

ℓ_{ef} is de meewerkende balklengte, afhankelijk van de steunpuntsvoorwaarden en de belastingsconfiguratie, volgens tabel 6.1;

W_y is het weerstandsmoment om de y -as (sterke as).

Brand																																																																				
Bepalen rekenwaarde sterkte eigenschappen gelamineerd hout bij brand					Bepalen inbranddiepte ligger																																																															
<table><thead><tr><th colspan="4">Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h</th></tr></thead><tbody><tr><td>$f_{m,g,k}$</td><td>30</td><td>N/mm²</td><td>Buigsterkte</td></tr><tr><td>$f_{t,0,g,k}$</td><td>24</td><td>N/mm²</td><td>Treksterkte</td></tr><tr><td>$E_{0,g,mean}$</td><td>13600</td><td>N/mm</td><td>Elasticiteits modulus</td></tr><tr><td>$E_{0,g,05}$</td><td>11300</td><td>N/mm</td><td>Elasticiteits modulus</td></tr></tbody></table> Voor de toetsing van de draagkracht van de ligger bij brand moeten de 20 percentielwaarden van de sterkte eigenschappen gebruikt worden <table><thead><tr><th>20% - fractielwaarde van stijfheid</th><th>20% - fractielwaarde van sterkte eigenschap</th></tr></thead><tbody><tr><td>$S_{20} = k_{fi} S_{05}$</td><td>$f_{20} = k_{fi} f$</td></tr></tbody></table> Tabel 2.1 — Waarden voor k_{fi} <table><tbody><tr><td>Gezaagd hout</td><td>1,25</td></tr><tr><td>Gelijmd gelamineerd hout</td><td>1,15</td></tr></tbody></table> $k_{fi} = 1,15$ <table><thead><tr><th colspan="4">Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h</th></tr></thead><tbody><tr><td>$f_{m,g,k,20}$</td><td>34,5</td><td>N/mm²</td><td>Buigsterkte</td></tr><tr><td>$f_{t,0,g,k,20}$</td><td>27,6</td><td>N/mm²</td><td>Treksterkte</td></tr><tr><td>$E_{0,g,20}$</td><td>12995</td><td>N/mm</td><td>Elasticiteits modulus</td></tr></tbody></table>					Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h				$f_{m,g,k}$	30	N/mm ²	Buigsterkte	$f_{t,0,g,k}$	24	N/mm ²	Treksterkte	$E_{0,g,mean}$	13600	N/mm	Elasticiteits modulus	$E_{0,g,05}$	11300	N/mm	Elasticiteits modulus	20% - fractielwaarde van stijfheid	20% - fractielwaarde van sterkte eigenschap	$S_{20} = k_{fi} S_{05}$	$f_{20} = k_{fi} f$	Gezaagd hout	1,25	Gelijmd gelamineerd hout	1,15	Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h				$f_{m,g,k,20}$	34,5	N/mm ²	Buigsterkte	$f_{t,0,g,k,20}$	27,6	N/mm ²	Treksterkte	$E_{0,g,20}$	12995	N/mm	Elasticiteits modulus	Het effect van hoekafrondingen moet meegenomen worden bij een ligger, dus wordt de inbranddiepte berekend als de schijnbare inbranddiepte: ---> $d_{char,n} = \beta_n t$ $d_{char,n} = \beta_n * t = 84 \text{ mm}$ $\beta_n = 0,7$ schijnbare inbrandsnelheid $t = 120$ tijdsduur van de blootstelling aan brand $p = 430$ volumieke massa <table><thead><tr><th></th><th>β_0</th><th>β_n</th></tr><tr><th></th><th>mm/min</th><th>mm/min</th></tr></thead><tbody><tr><td>a) Naaldhout en beuken</td><td></td><td></td></tr><tr><td>Gelijmd gelamineerd hout met een karakteristieke volumieke massa van $\geq 290 \text{ kg/m}^3$</td><td>0,65</td><td>0,7</td></tr><tr><td>Gezaagd hout met een karakteristieke volumieke massa van $\geq 290 \text{ kg/m}^3$</td><td>0,65</td><td>0,8</td></tr></tbody></table> Oorspronkelijke afmetingen: Breedte = 450 mm Hoogte = 700 mm Afmetingen na 120 min brand: Breedte = 282 mm Hoogte = 616 mm Type verbinding: Connections with fasteners in shear with side members of wood and wood-based panels						β_0	β_n		mm/min	mm/min	a) Naaldhout en beuken			Gelijmd gelamineerd hout met een karakteristieke volumieke massa van $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7	Gezaagd hout met een karakteristieke volumieke massa van $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,8
Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h																																																																				
$f_{m,g,k}$	30	N/mm ²	Buigsterkte																																																																	
$f_{t,0,g,k}$	24	N/mm ²	Treksterkte																																																																	
$E_{0,g,mean}$	13600	N/mm	Elasticiteits modulus																																																																	
$E_{0,g,05}$	11300	N/mm	Elasticiteits modulus																																																																	
20% - fractielwaarde van stijfheid	20% - fractielwaarde van sterkte eigenschap																																																																			
$S_{20} = k_{fi} S_{05}$	$f_{20} = k_{fi} f$																																																																			
Gezaagd hout	1,25																																																																			
Gelijmd gelamineerd hout	1,15																																																																			
Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h																																																																				
$f_{m,g,k,20}$	34,5	N/mm ²	Buigsterkte																																																																	
$f_{t,0,g,k,20}$	27,6	N/mm ²	Treksterkte																																																																	
$E_{0,g,20}$	12995	N/mm	Elasticiteits modulus																																																																	
	β_0	β_n																																																																		
	mm/min	mm/min																																																																		
a) Naaldhout en beuken																																																																				
Gelijmd gelamineerd hout met een karakteristieke volumieke massa van $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7																																																																		
Gezaagd hout met een karakteristieke volumieke massa van $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,8																																																																		
Belasting combinaties (Invoer)					Belasting combinaties (Uitvoer)																																																															
Brand					Combinatie t.g.v. brand																																																															
$\psi = 0,3$					6.11a																																																															
					1 * 13,7 + 1 * 0,3 * 28,5 = 22,2 kN/m																																																															

Toetsing ligger met gereduceerde doorsnedemethode

$k_{mod} = 1$ (invoer)

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}}$$

$$S_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{S_{20}}{\gamma_{M,fi}}$$

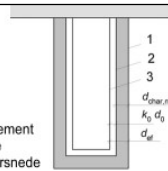
(5) De rekenwaarden van de sterkte- en stijfheidseigenschappen van de effectieve doorsnede behoren te zijn berekend met $k_{mod,fi} = 1,0$.

$$K_{mod,fi} = 1$$

$$\gamma_{M,fi} = 1$$

Verklaring

- 1 initieel oppervlak van het element
- 2 grens van de restdoorsnede
- 3 grens van de effectieve doorsnede



Tabel 4.1 — Bepaling van k_0 voor onbeschermd oppervlakken met t in min (zie figuur 4.2a)

	k_0
$t < 20$ min	$t/20$
$t \geq 20$ min	1,0

$$d_{char,n} = 84 \text{ mm}$$

$k_{mod} = 1$ (uitvoer)

Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h			
$f_{d,fi,m,g}$	34,5	N/mm ²	Buigsterkte
$f_{d,fi,t,0,g}$	27,6	N/mm ²	Treksterkte
$S_{d,fi}(E_{0,g,g})$	12995	N/mm	Elasticiteits modulus

Gereduceerde dwarsdoorsnede:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 = 91 \text{ mm}$$

$$d_0 = 7 \text{ mm} \quad (\text{Standaard gegeven})$$

$$k_0 = 1 \quad \text{voor onbeschermd oppervlakten}$$

$$d_{char,n} = 84 \text{ mm}$$

Ligger afmetingen na 120 min brand:

$$\text{Breedte} = 282 \text{ mm}$$

$$\text{Hoogte} = 616 \text{ mm}$$

Ligger afmetingen na 120 min brand met gereduceerde dwarsdoorsnede:

$$\text{Breedte} = 268 \text{ mm}$$

$$\text{Hoogte} = 609 \text{ mm}$$

Weerstandsmoment

$$= \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = 0,167 \cdot 268 \cdot 609^2 = 16566018 \text{ Nmm}^3$$

M_{max}

$$= \frac{\sigma}{34,5} \cdot W = 16566018 \cdot 571,5 \text{ kNm}$$

Optredend moment M

$$\frac{1}{8} \cdot Q \cdot L^2 = 0,13 \cdot 22,2 \cdot 9,12^2 = 231,0 \text{ kNm}$$

$\sigma_{m,d} = M/W$

$$\frac{231,03 \cdot 10^6}{16566018} = 13,95$$

UC

$$\frac{\sigma_{m,d}}{13,95} / \frac{f_{m,k}}{34,5} = 0,40 < 1,0 \quad \text{VOLDOET}$$

Toetsing ligger met gereduceerde materiaaleigenschappen methode

k mod = verschillend (invoer)

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}}$$

$$S_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{S_{20}}{\gamma_{M,fi}}$$

$$Y_{M,fi} = 1$$

Ligger afmetingen na 120 min brand:

$$\text{Breedte} = 282 \text{ mm}$$

$$\text{Hoogte} = 616 \text{ mm}$$

$$p = \text{de omtrek van de aan brand blootgestelde doorsnede (in m)}$$

$$A_r = \text{oppervlakte restdoorsnede (in m}^2\text{)}$$

$$p = 1,51 \text{ m}$$

$$A_r = 0,17 \text{ m}^2$$

k mod = verschillend (uitvoer)

$$\text{Voor de buigsterkte} \quad k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{200} \frac{p}{A_r} = 0,96$$

$$\text{Voor de druksterkte} \quad k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{125} \frac{p}{A_r} = 0,93$$

$$\text{voor de treksterkte}/E_{mod} \quad k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{330} \frac{p}{A_r} = 0,97$$

Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h			
$f_{t,m,g,d}$	32,99656 N/mm ²	Buigsterkte	
$f_{t,t,0,g,d}$	26,87106 N/mm ²	Treksterkte	
$E_{t,0,g,d}$	12651,79 N/mm	Elasticiteits modulus	

$$\begin{aligned} &\text{Weerstandsmoment} \\ &= \frac{1}{6} * b * h^2 \\ &= 0,167 * 282 * 616^2 = 17834432 \text{ Nmm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\frac{M_{max}}{\sigma} * W \\ &= 33,0 * 17834432 = 588,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\frac{\sigma_{m,d} = M/W}{231,0 * 10^6 / 17834432} = 12,95$$

$$\begin{aligned} &\text{UC} \\ &\frac{\sigma_{m,d}}{13,0} / \frac{f_{m,k}}{34,5} = 0,38 < 1,0 \quad \text{VOLDOET} \end{aligned}$$

BIJLAGE 6

Handberekening ligger ter controle Excel berekening
Bijlage 6

OPDRACHTGEVER

Arcadis

Afdeling gebouwen

Lichtenauerlaan 100
3062 ME Rotterdam

Begeleider:

Gerard van engelen

Senior Specialist Structural Engineering

LEERINSTELLING

Hogeschool Rotterdam

Opleiding Civiele Techniek

G.J. de Jonghweg 4-6
3015GG Rotterdam

Begeleider:

Sven van Rosmalen

AFSTUDEERDERS

Roel Majoor

Maarten Schoen

Gerard van Engelen:

.....

Inhoud

1.	Inleiding.....	2
2.	Algemene materiaaleigenschappen	3
3.	Belastingen.....	4
3.1.	Belastingcombinaties.....	4
4.	Controle ligger.....	5
4.1.	Sterkte.....	5
4.2.	Vervorming	5
4.3.	Stabiliteit.....	7
4.4.	Brand.....	8
4.4.1.	Belastingen.....	8
1.1.	Belastingcombinaties.....	8
1.1.1.	Rekenwaarde sterkteeigenschappen.....	9
1.1.2.	Inbranddiepte	9
1.1.3.	Gereduceerde doorsnede methode	10
1.1.4.	Gereduceerde materiaaleigenschappen methode.....	11
1.1.5.	Conclusie.....	12

Versie	Datum	Opmerkingen
0.1	2-12-2016	Eerste uitgave
1.0	13-12-2016	Opmerkingen van PTi verwerkt

1. Inleiding

Deze berekening dient ter controle van de Excelsheet uit bijlage 5 en de uitkomsten hiervan komen dan ook overeen met de uitkomsten van de Excel sheet. In deze berekening wordt het draagvermogen van de ligger getoetst.

Voor de berekeningen zijn de volgende normen gehanteerd:

Eurocode	NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011	Grondslagen van het constructief ontwerp
Eurocode	NEN-EN 1990+A1+A1/C2/NB:2011	Nationale bijlage bij NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011
Eurocode 1	NEN-EN 1991-1-1+C1:2011	Belastingen op constructies
Eurocode 1	NEN-EN 1991-1-1+C1/NB:2011	Nationale bijlage bij NEN-EN 1991-1-1+C1:2011
Eurocode 5	NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011	Algemeen - Ontwerp en berekening Houtconstructies: Gemeenschappelijke regels en regels voor gebouwen
Eurocode 5	NEN-EN 1995-1-1+C1+A1/NB:2011	Nationale bijlage bij NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011
Eurocode 5	NEN-EN 1995-1-2+C2:2011	Ontwerp en berekening van houtconstructies bij brand
Eurocode 5	NEN-EN 1995-1-2/NB:2011	Nationale bijlage bij NEN-EN 1995-1-2+C2:2011
NL norm	NEN-EN 14080:2013	Houtconstructies – Gelijmd gelamineerd hout en gelijmd massief hout

2. Algemene materiaaleigenschappen

Vochtgehalte bij 20°C en een relatieve vochtigheid hoger dan 85% geeft: Klimaatklasse 2

Belastingduurklasse middellang, kortste van alle belasting duur klassen (opgelegde vloerbelasting) is maatgevend.

[art. 2.3.1.2 en art. 2.3.1.3, NEN-EN 1995-1-1]

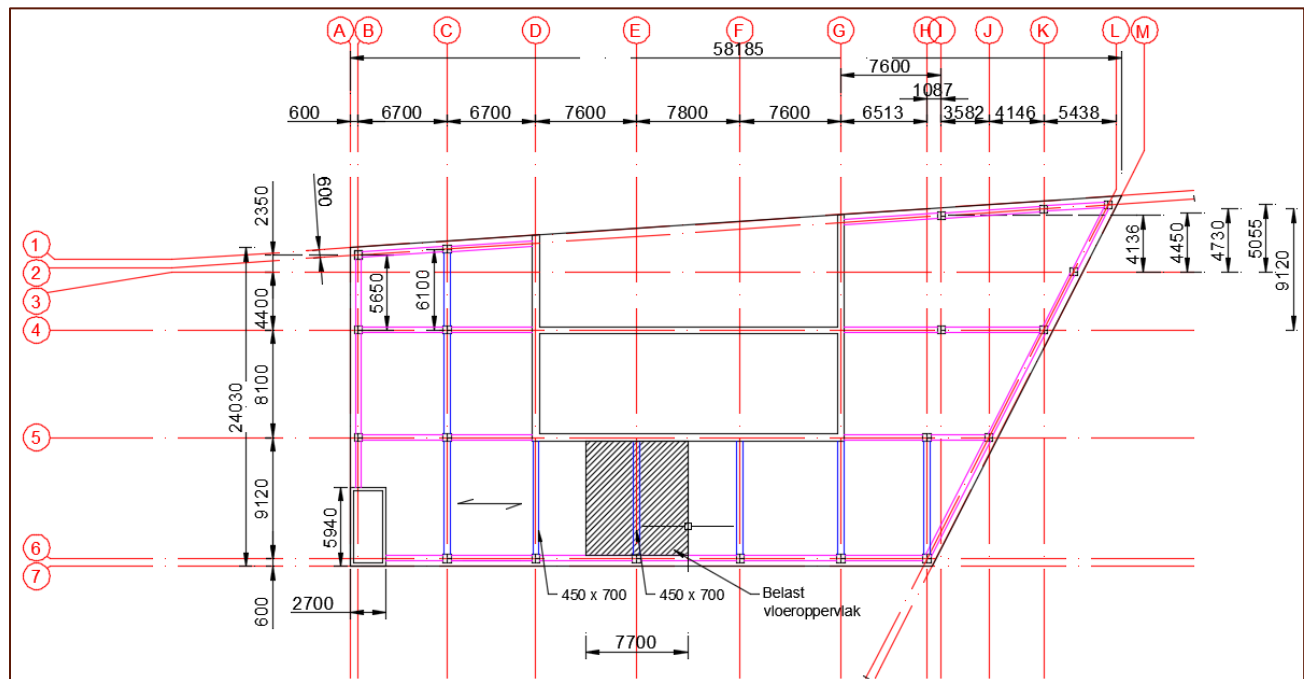
Materiaaleigenschappen gelamineerde ligger: Houtkwaliteit GL 30h [Tabel 5, NEN-EN 14080]

Houtkwaliteit GL 30h (blijkt slecht leverbaar, GL 24h is de standaard)

Karakteristiek:

Buigsterkte,	$F_{m,g,k}$	=	30 N/mm ²	
Treksterkte vezelrichting,	$F_{t,0,g,k}$	=	24 N/mm ²	
Treksterkte loodrecht op vezelrichting	$F_{t,90,g,k}$	=	2,5 N/mm ²	
Afschuifsterkte loodrecht op de vezelrichting	$F_{v,g,k}$	=	3,5 N/mm ²	$F_{v,g,d} = 3,5 * 0,8 / 1,25 = 2,24$
Elasticiteitsmodules,	$E_{0,g,mean}$	=	13600 N/mm	
Elasticiteitsmodules,	$E_{0,g,05}$	=	11300 N/mm	
Dichtheid,	$\rho_{g,k}$	=	430 kg/m ³	
Breedte ligger	b	=	450 mm	
Hoogte ligger	h	=	700 mm	
Diameter deuveld	d	=	14 mm	
Aantal deuvels in een kolom		=	5	
Reductie dwarsdoorsnede t.g.v. 1 deuvel	r	=	14 * 450 = 6300 mm ²	
Gereduceerde dwarsdoorsnede	A_r	=	450*700 - (5 * 6300) = 283500 mm ²	
Tijdsduur blootstelling aan brand, eis	t	=	120 minuten	

Belast oppervlak en locatie desbetreffende ligger



3. Belastingen

[NEN-EN 1991-1-1+C1]

Werkende vloerbreedte op ligger: 7,7 meter

Blijvende belastingen G_k :

Eigen gewicht vloer: $7,7 * 1 * 0,32 * 5 = 12,32 \text{ kN/m}^1$

Dichtheid: 5 kN/m^3

Dikte: 0,32 meter

Eigen gewicht ligger: $1 * 0,45 * 0,7 * 4,3 = 1,36 \text{ kN/m}^1$

Breedte: 0,45 meter

Hoogte: 0,7 meter

Dichtheid: 4,3 kN/m^3

$\underline{\hspace{1cm}}^+$
13,68 kN/m^1

Veranderlijke belastingen Q_k :

Kantoorbelasting: $7,7 * 1 * 2,5 = 19,25 \text{ kN/m}^1$ [Tabel NB.1 – 6.2., NEN-EN 1991-1-1/NB]

Gebouwen: 2,5 kN/m^2

Scheidingswanden: $7,7 * 1 * 1,2 = 9,24 \text{ kN/m}^1$

1,2 kN/m^2

$\underline{\hspace{1cm}}^+$
28,49 kN/m^1

3.1. Belastingcombinaties

Opgelegde belasting geeft $\psi_0 = 0,5$

[tab. NB.2 – A1.1 NEN-EN 1990+A1+A1/NB]

6.10a

$1,5 * 13,6 + 1,65 * 0,5 * 28,49 = 44 \text{ kN/m}^1$

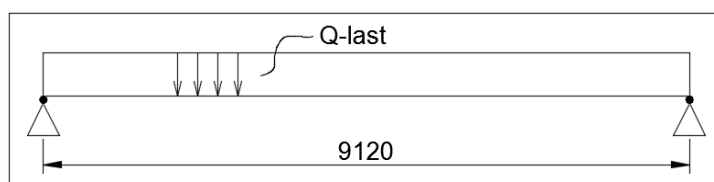
[Art. 6.4.3.2. NEN-EN 1991-1-1+C1]

6.10b

$1,3 * 13,6 + 1,65 * 1 * 28,49 = 65 \text{ kN/m}^1$

[Art. 6.4.3.2. (3) NEN-EN 1991-1-1+C1]

3.2. Schema



$Q = 65 \text{ kN/m}$

4. Controle ligger

4.1. Sterkte

Optredend moment:

$$M = \frac{1}{8} * q * l^2 = \frac{1}{8} * 65 * 9,12^2 = 674 \text{ kNm}$$

Weerstandsmoment:

$$W = \frac{1}{6} * b * h^2 = \frac{1}{6} * 450 * 700^2 = 36.750.000 \text{ mm}^3$$

$\sigma_{m,d}$:

$$\frac{M}{W} = \frac{674 * 10^6}{36750000} = 18,34 \text{ N/mm}^2$$

UC:

$$\sigma_{m,d} / f_{m,d} = 18,34 / 19,2 = 0,96 < 1,0 \text{ voldoet} \quad [\text{Art. 6.1.6 NEN-EN 1995-1-1}]$$

Dwarskracht:

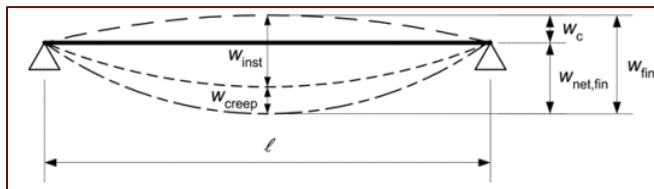
$$\tau_d = \frac{Q * l}{2} = \frac{65 * 9,12}{2} = 296 \text{ kN}$$

$$f_{v,d} = A_r * F_{v,g,d} = 283500 * 2,24 = 635 \text{ kN}$$

UC:

$$\tau_d / f_{v,d} = 296 / 635 = 0,47 < 1,0 \text{ voldoet} \quad [\text{Art. 6.1.7 NEN-EN 1995-1-1}]$$

4.2. Vervorming



[Figuur 7.1 NEN-EN 1995-1-1]

Eigen gewicht vloer: 12,32 kN/m¹

Eigen gewicht ligger: 1,36 kN/m¹

Opgelegde vloerbelasting: 19,25 kN/m¹

Scheidingswanden: 9,24 kN/m¹

Traagheidsmoment I: $\frac{1}{12} * b * h^3 = \frac{1}{12} * 450 * 700^3 = 1,29 * 10^{10} \text{ mm}^4$

K_{def} = 0,8

[tabel 3.2, NEN-EN 1990+A1+A1]

ψ_2 = 0,3

[tab. NB.2 – A1.1 NEN-EN 1990+A1+A1/NB]

ψ_0 = 0,5

[tab. NB.2 – A1.1 NEN-EN 1990+A1+A1/NB]

	W_{inst}	$W_{net,fin}$	W_{fin}
Ligger op twee steunpunten	$\varnothing 300 - \varnothing 500$	$\varnothing 250 - \varnothing 350$	$\varnothing 150 - \varnothing 300$
Ligger in uitkraging	$\varnothing 150 - \varnothing 250$	$\varnothing 125 - \varnothing 175$	$\varnothing 75 - \varnothing 150$

[Tabel 7.2 NEN-EN 1995-1-1]

$$W_{inst} = 9120/300 = 30,40\text{mm} \quad \text{tot} \quad 9120/500 = 18,24\text{mm}$$

$$W_{net,fin} = 9120/250 = 36,48\text{mm} \quad \text{tot} \quad 9120/350 = 26,06\text{mm}$$

$$W_{fin} = 9120/250 = 60,80\text{mm} \quad \text{tot} \quad 9120/350 = 30,40\text{mm}$$

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q_1} + \sum u_{fin,Q_i} \quad (2.2)$$

waarin:

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} (1 + k_{def}) \quad \text{voor de blijvende belasting } G \quad (2.3)$$

$$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1} (1 + \varphi_{2,1} k_{def}) \quad \text{voor de overheersende veranderlijke belasting } Q_1 \quad (2.4)$$

$$u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i} (\varphi_{0,i} + \varphi_{2,i} k_{def}) \quad \text{voor de gelijktijdige veranderlijke belastingen } Q_i (i > 1) \quad (2.5)$$

[Art 2.2.3. NEN-EN 1995-1-1]

$$W_{inst} = \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 42,17 \cdot 9120^4}{384 \cdot 13600 \cdot 1,29 \cdot 10^{10}} = 21,65\text{mm}$$

$$U_{fin,g} = \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \cdot (1 + k_{def}) = \frac{5 \cdot 13,68 \cdot 9120^4}{384 \cdot 13600 \cdot 1,29 \cdot 10^{10}} \cdot (1 + 0,8) = 12,64\text{mm}$$

$$U_{fin,Q,1} = \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \cdot (1 + k_{def} \cdot \Psi_2) = \frac{5 \cdot 19,25 \cdot 9120^4}{384 \cdot 13600 \cdot 1,29 \cdot 10^{10}} \cdot (1 + 0,8 \cdot 0,3) = 12,25\text{mm}$$

$$U_{fin,Q,2} = \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \cdot (\Psi_0 + k_{def} \cdot \Psi_2) = \frac{5 \cdot 9,24 \cdot 9120^4}{384 \cdot 13600 \cdot 1,29 \cdot 10^{10}} \cdot (0,5 + 0,8 \cdot 0,3) = 3,51\text{mm}$$

$$U_{fin} = U_{fin,g} + U_{fin,Q,1} + U_{fin,Q,2} = 12,64 + 12,25 + 3,51 = 28,4 \text{ mm} < 61 \text{ mm, voldoet}$$

$$U_{net,fin} = U_{fin} - W_c = 29,34 - 10 = 18,4 \text{ mm} < 36 \text{ mm, voldoet [Figuur 7.1 NEN-EN 1995-1-1]}$$

- Een toog van 10mm wordt toegepast
- Ondersteuning waarop scheidingswanden rusten wordt een doorbuiging van niet meer dan 15mm aanbevolen.

4.3. Stabiliteit

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} * f_{m,d} \text{ geeft: } 18,33 \leq 1 * 19,2, \text{voldoet} \quad [\text{Art. 6.3.3. (3) NEN-EN 1995-1-1}]$$

Waarin:

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{voor } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{voor } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{voor } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad [\text{Art. 6.3.3. (4) NEN-EN 1995-1-1}]$$

Waarin:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,d}}{\sigma_{m,crit}}} = 0,34 \quad [\text{Art. 6.3.3.(2) NEN-EN 1995-1-1}]$$

Waarin:

$$f_{m,d} = 19,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi * \sqrt{E_{0,05} * I_z * G_{0,05} * I_{tor}}}{L_{ef} * W_y} \quad [\text{Art. 6.3.3.(2) NEN-EN 1995-1-1}]$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{3,14 * \sqrt{10800 * 5,32 * 10^9 * 540 * 1,27 * 10^{10}}}{10133,33 * 36750000} = 167,1 \text{ N/mm}^2$$

Waarin:

$$F_{m,d} = 19,2 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{0,05} = 10800 \text{ N/mm}^2$$

$$G_{0,05} = 540 \text{ N/mm}^2$$

$$I_z = 5,32 * 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{tor} = \beta * h * (b^3) = 0,19967 * 700 * (450^3) = 1,27 * 10^{10} \text{ mm}^4 \quad [\text{figuur 1}]$$

$$L_{ef} = L / I^a = 9120 / 0,9 = 10133,33 \text{ m}$$

$$W_y = 36750000 \text{ mm}^3$$

$$I^a = 0,9 \text{ voor een ligger op twee steunp. Bij gelijkmatig verdeelde belasting}$$

$$a = h = 700 \text{ mm}$$

$$b = b = 450 \text{ mm}$$

$$a/b = 1,56$$

$$\beta = 0,19967$$

$$\text{Geeft: } \lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{19,2}{172,9}} = 0,33$$

$$\text{Geeft: } K_{crit} = 1$$

Rectangle [edit]

$$J \approx \beta a b^3$$

where

a is the length of the long side

b is the length of the short side

β is found from the following table:

a/b	β
1.0	0.141
1.5	0.196
2.0	0.229
2.5	0.249
3.0	0.263
4.0	0.281
5.0	0.291
6.0	0.299

Figuur 1 - Torsiemoment
Bron: wikipedia

4.4. Brand

4.4.1. Belastingen

Werkende vloerbreedte op ligger: 7,7 meter

Blijvende belastingen G_k :

Eigen gewicht vloer: $7,7 * 1 * 0,32 * 5 = 12,32 \text{ kN/m}^1$

Dichtheid: 5 kN/m^3

Dikte: 0,32 meter

Eigen gewicht ligger: $1 * 0,45 * 0,7 * 4,3 = 1,36 \text{ kN/m}^1$

Breedte: 0,45 meter

Hoogte: 0,7 meter

Dichtheid: 4,3 kN/m^3

+
13,68 kN/m^1

Veranderlijke belastingen Q_k :

Kantoorbelasting: $7,7 * 1 * 2,5 = 19,25 \text{ kN/m}^1$ [Tabel NB.1 – 6.2., NEN-EN 1991-1-1/NB]

Gebouwen: 2,5 kN/m^2

Scheidingswanden: $7,7 * 1 * 1,2 = 9,24 \text{ kN/m}^1$

1,2 kN/m^2

+
28,49 kN/m^1

5.1. Belastingcombinaties

Geen combinatie met wind dus uitsluitend $\psi_{2,1} = 0,3$ [Tabel NB.7 & A1.1, NEN-EN 1990+A1+A1]

6.11a

$1,0 * 13,6 + 1,0 * 0,3 * 28,49 = 22 \text{ kN/m}^1$ [Tabel NB.7 – A1.3, NEN-EN 1990+A1+A1/NB]

A1.3.2 Rekenwaarden van belastingen in buitengewone en ontwerp- en berekeningssituatie

(1) De partiële factoren voor belastingen wat betreft de uiterste grenstoestanden in geval van buitengewone en ontwerp- en berekeningssituatie (formules 6.11a tot en met 6.12b) behoren gelijk aan 1,0 te zijn. ψ -waarden zijn gegeven in tabel A1.1.

OPMERKING Voor de aardbevingsontwerpsituatie zie ook EN 1998.

Tabel NB.7 – A1.3 — Rekenwaarden van belastingen voor het gebruik in buitengewone en aardbevingsbelastingcombinaties

Ontwerpsituatie	Blijvende belastingen		Overheersende buitengewone of aardbevingsbelasting	Veranderlijke belastingen gelijktijdig met de overheersende	
	Ongunstig	Gunstig		Belangrijkste (indien aanwezig)	Andere
Buitengewoon (Vgl. 6.11a/b)	$1,0 G_{k,j,\text{sup}}$	$1,0 G_{k,j,\text{inf}}$	$1,0 A_d$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}^a$	$\psi_{2,i} Q_{k,i} (i > 1)$
Aardbeving (Vgl. 6.12a/b)	$1,0 G_{k,j,\text{sup}}$	$1,0 G_{k,j,\text{inf}}$	$1,0 A_{ek}$ of $1,0 A_{Ed}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i} (i > 1)$

^a Uitsluitend voor wind in combinatie met brand bij het beoordelen van disproportionele schade volgens NEN-EN 1991-1-7; voor overige gevallen $\psi_{2,1}$.

5.1.1. Rekenwaarde sterkte-eigenschappen

$$f_{20} = k_{fi} \cdot f$$

[art 2.3 (3) NEN-EN 1995-1-2]

$$S_{20} = k_{fi} \cdot S_{05}$$

[art 2.3 (3) NEN-EN 1995-1-2]

Waarin:

$$k_{fi} = 1,15 \quad (\text{voor 'Connections with fasteners in shear with side members of wood and wood-based panels'})$$

[Tabel 2.1, NEN-EN 1995-1-2]

Geeft:

$$f_{m,g,k,20} = 1,15 \cdot 30 = 34,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,0,g,k,20} = 1,15 \cdot 24 = 27,6 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{0,g,20} = 1,15 \cdot 11300 = 12995 \text{ N/mm}$$

5.1.2. Inbranddiepte

Het effect van hoekafrondingen moet meegenomen worden bij een ligger, dus wordt de inbranddiepte berekend als de schijnbare inbranddiepte.

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t = 0,7 \cdot 120 = 84 \text{ mm}$$

[art. 3.4.2 (2), NEN-EN 1995-1-2]

Waarin:

$$\text{Schijnbare inbrandsnelheid} \quad \beta_n = 0,7$$

[tabel 3.1, NEN-EN 1995-1-2]

$$\text{Tijdsduur blootstelling aan brand} \quad t = 120 \text{ minuten}$$

$$\text{Volumieke massa} \quad \rho = 430 \text{ kg/m}^3$$

	β_n	β_n
	mm/min	mm/min
a) Naaldhout en beuken		
Gelijmd gelamineerd hout met een karakteristieke volumieke massa van $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Gezaagd hout met een karakteristieke volumieke massa van $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,8

Oorspronkelijke afmetingen ligger: 450 x 700mm (b x h)

Afmetingen na inbranddiepte: 282 x 616mm (b x h)

5.1.3. Gereduceerde doorsnede methode

(5) De rekenwaarden van de sterkte- en stijfheidseigenschappen van de effectieve doorsnede behoren te zijn berekend met $k_{mod,fi} = 1,0$.

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}} \quad S_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{S_{20}}{\gamma_{M,fi}}$$

[art. 2.3, NEN-EN 1995-1-2]

Waarin:

$k_{mod,fi} = 1,0$ [art. 4.2.2 (5), NEN-EN 1995-1-2]

$\gamma_{M,fi} = 1,0$ [art. 2.3, NEN-EN 1995-1-2B]

$f_{m,g,k,20} = 34,5 \text{ N/mm}^2$

$f_{t,0,g,k,20} = 27,6 \text{ N/mm}^2$

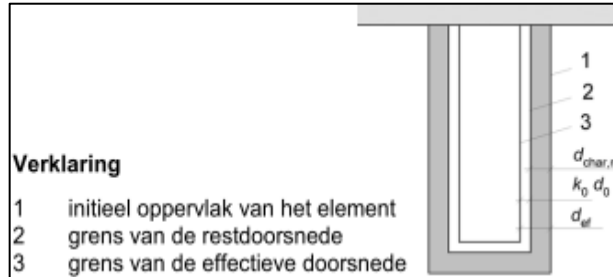
$S_{0,g,20}(E_{0,g,20}) = 12995 \text{ N/mm}$

Geeft:

$f_{d,fi,m,g} = 1 * 34,5 / 1 = 34,5 \text{ N/mm}^2$

$f_{d,fi,t,0,g} = 1 * 27,6 / 1 = 27,6 \text{ N/mm}^2$

$S_{d,fi}(E_{0,g,d}) = 1 * 12995 / 1 = 12995 \text{ N/mm}$



[figuur. 4.1, NEN-EN 1995-1-2]

Tabel 4.1 — Bepaling van k_0 voor onbeschermd oppervlakken met t in min (zie figuur 4.2a)

	k_0
$t < 20 \text{ min}$	$t/20$
$t \geq 20 \text{ min}$	1,0

Gereduceerde dwarsdoorsnede $d_{ef} = d_{char,n} + k_0 + d_0$

[art. 4.2.2 (1), NEN-EN 1995-1-2]

Waarin:

$d_0 = 7 \text{ mm}$ (standaard gegeven)

[art. 4.2.2 (1), NEN-EN 1995-1-2]

$k_0 = 1$ (voor onbeschermd oppervlakten)

[tabel. 4.1, NEN-EN 1995-1-2]

$d_{char,n} = 84 \text{ mm}$

Geeft:

$84 + 1 * 7 = 91 \text{ mm}$

Breedte ligger: $450 - 2 * 91 = 268 \text{ mm}$

Hoogte ligger: $700 - 91 = 609 \text{ mm}$

Optredend moment:

$$M = \frac{1}{8} * q * l^2 = \frac{1}{8} * 22 * 9,12^2 = 230 \text{ kNm}$$

Weerstandsmoment:

$$W = \frac{1}{6} * b * h^2 = \frac{1}{6} * 268 * 609^2 = 16.566.018 \text{ mm}^3$$

M_{Max} :

$$\sigma * w = 34,5 * 16.566.018 = 571 \text{ kNm}$$

$\sigma_{m,d}$:

$$\frac{M}{W} = \frac{230 * 10^6}{16556018} = 13,89 \text{ N/mm}^2$$

UC:

$$\sigma_{m,d} / f_{m,k} = 13,18 / 34,5 = 0,40 \leq 1,0, \text{voldoet}$$

5.1.4. Gereduceerde materiaaleigenschappen methode

$$\boxed{f_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}}} \quad \boxed{S_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{S_{20}}{\gamma_{M,fi}}} \quad [\text{art. 2.3, NEN-EN 1995-1-2}]$$

Waarin:

[art. 4.2.3 (3), NEN-EN 1995-1-2]

Voor de buigsterkte: $k_{mod,fi} = \boxed{1,0 - \frac{1}{200} \frac{p}{A_r}} = 1,0 - ((1/200) * (1,514/0,17)) = 0,96$

Voor de druksterkte: $k_{mod,fi} = \boxed{1,0 - \frac{1}{125} \frac{p}{A_r}} = 1,0 - ((1/125) * (1,514/0,17)) = 0,93$

Voor de treksterkte en E_{mod} : $k_{mod,fi} = \boxed{1,0 - \frac{1}{330} \frac{p}{A_r}} = 1,0 - ((1/330) * (1,514/0,17)) = 0,97$

Waarin:

Omtrek van de aan brand blootgestelde doorsnede

$$P = 1,514 \text{ m}$$

Oppervlakte restdoorsnede

$$A_r = 0,173712 \text{ m}^2$$

Hoogte = 0,616 m

Breedte = 0,282 m

Geeft:

$$f_{fi,m,g,d} = 0,96 * 34,5 = 32,99 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{fi,t,0,g,d} = 0,97 * 27,6 = 26,87 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{0,g,d} = 0,97 * 12995 = 12651 \text{ N/mm}$$

Optredend moment:

$$M = \frac{1}{8} * q * l^2 = \frac{1}{8} * 22 * 9,12^2 = 230 \text{ kNm}$$

Weerstandsmoment:

$$W = \frac{1}{6} * b * h^2 = \frac{1}{6} * 282 * 616^2 = 17.834.423 \text{ mm}^3$$

M_{Max} :

$$\sigma * W = 32,99 * 17.834.423 = 588 \text{ kNm}$$

$\sigma_{m,d}$:

$$\frac{M}{W} = \frac{230 * 10^6}{17834423} = 12,89 \text{ N/mm}^2$$

UC:

$$\sigma_{m,d} / f_{m,k} = 12,89 / 34,5 = 0,37 \leq 1,0, \text{voldoet}$$

5.1.5. Conclusie

De berekening op basis van de gereduceerde doorsnede en de gereduceerde materiaaleigenschappen voldoet in beide gevallen ruim. De uitkomst uit beide methoden komt praktisch overeen, de gereduceerde materiaaleigenschappen methode geeft een iets lagere uitkomst en wordt daarom als maatgevend bevonden.

BIJLAGE 7A

Excelberekening deuvelverbinding

OPDRACHTGEVER

Arcadis

Afdeling gebouwen

Lichtenauerlaan 100

3062 ME Rotterdam

Begeleider:

Gerard van engelen

Senior Specialist Structural Engineering

LEERINSTELLING

Hogeschool Rotterdam

Opleiding Civiele Techniek

G.J. de Jonghweg 4-6

3015GG Rotterdam

Begeleider:

Sven van Rosmalen

AFSTUDEERDERS

Roel Majoor

Maarten Schoen

Gerard van Engelen:

.....

Berekening deuvelfverbinding

Bepalen rekenwaarde materiaal eigenschap (invoer)

volgens NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011

Klimaatklasse

- 1 vochtgehalte bij 20°C en een rel. vochtigheid hoger dan 65%
- 2 vochtgehalte bij 20°C en een rel. vochtigheid hoger dan 85%
- 3 klimaatomstandigheden met hogere vochtgehalten t.o.v. k2

Klimaatklasse: 2

Belastingduurklasse: Middellang

(kortste maatgevend)

γ_M 1,30 (Voor verbindingen)

Tabel 2.2 — Voorbeelden van toekenning van belastingduurklassen

Belastingduurklasse	Belastingsvoorbeelden
Blijvend	Eigen gewicht
Lang	Opslag
Middellang	Opgelegde vloerbelasting
Kort	Sneeuw, wind
Zeer kort	Bijzondere belasting

Tabel 2.1 — Belastingduurklassen

Belastingduurklasse	Grootteorde van de cumulatieve duur van de karakteristieke belasting
Blijvend	Langer dan 10 jaar
Lang	6 maanden – 10 jaar
Middellang	1 week – 6 maanden
Kort	Minder dan 1 week
Zeer kort	

Bepalen rekenwaarde materiaal eigenschap (uitvoer)

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M} \rightarrow X_k = f_{m,g,k} \& f_{t,0,g,k} \& \rho_{g,k}$$

k_{mod} 0,8
(afhankelijk van klimaat en belastingduurklasse)

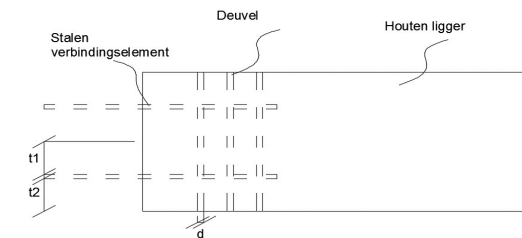
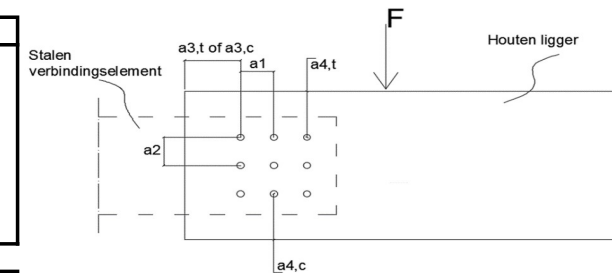
Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h				Rekenwaarde waarde	
$f_{m,g,k}$	30	N/mm ²	Buigsterkte	18,5	N/mm ²
$f_{t,0,g,k}$	24	N/mm ²	Treksterkte	14,8	N/mm ²
$E_{0,g,mean}$	13600	N/mm	Elasticiteits modulus	nvt	N/mm
$\rho_{g,k}$	430	kg/m ³	Dichtheid	264,6	kg/m ³

Materiaal eigenschappen deuvelf			
d	16	mm	diameter
$f_{u,k}$	400	N/mm ²	Treksterkte
Tussenafstand 1 (a_1)		60	mm
Tussenafstand 2 (a_2)		60	mm
Eindafstand ($a_{3,t}$ of $a_{3,c}$)		120	mm
Randafstand 1 ($a_{4,t}$)		80	mm
Randafstand 2 ($a_{4,c}$)		80	mm

Materiaal eigenschappen staalplaat		
t	12	mm dikte
$f_{u,k}$	235	N/mm ² Treksterkte

Slankheid ratio		
$\lambda = \frac{t}{d}$	t =	93 mm
	d =	16 mm
	$\lambda =$	5,81
	$\lambda =$	> 4
VOLDOET		

ligger hoogte	700 mm
328 <	700
VOLDOET	



Bepalen stuiksterkte (invoer)

Bepalen stuiksterkte invoer

Hoek α waaronder de kracht aangrijpt = 90 graden

Houtsoort = LVL

Reductie waarde k_{90} : 1,54 k_{90}

$$k_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015 d & \text{for softwoods} \\ 1,30 + 0,015 d & \text{for LVL} \\ 0,90 + 0,015 d & \text{for hardwoods} \end{cases}$$

Bepalen stuiksterkte (uitvoer)

Stuiksterkte hout parallel aan de vezelrichting

$$f_{h,0,k} = 0,082 (1 - 0,01 d) \rho_k = f_{h,0,k} \quad 29,6 \text{ N/mm}^2$$

Stuiksterkte onder een hoek met de vezelrichting

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = f_{h,\alpha,k} \quad 19,2 \text{ N/mm}^2$$

Stuiksterkte loodrecht op de vezelrichting

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = f_{h,90,k} \quad 19,2 \text{ N/mm}^2$$

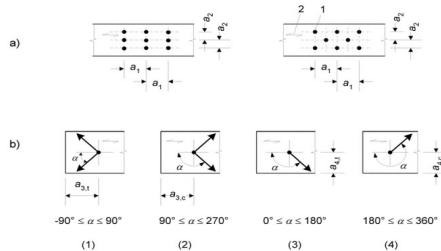
Berekening vloeimoment deuveld

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} = M_{y,Rk} \quad 162141,1 \text{ Nmm}$$

Bepalen minimale (tussen) deuvelfafstanden (invoer)

Richting van de reactiekracht in de deuvelfverbinding:

hoek $\alpha = 270 \quad 0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$



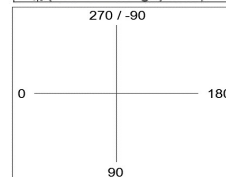
Key:
(1) Loaded end
(2) Unloaded end
(3) Loaded edge
(4) Unloaded edge
1 Fastener
2 Grain direction

Figure 8.7 – Spacings and end and edge distances
(a) Spacing parallel to grain in a row and perpendicular to grain between rows, (b) Edge and end distances

Bepalen minimale (tussen) deuvelfafstanden (uitvoer)

Table 8.5 – Minimum spacings and edge and end distances for dowels

Spacing and edge/end distances (see Figure 8.7)	Angle	Minimum spacing or edge/end distance
a_1 (parallel to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3 + 2 \cos \alpha) d$
a_2 (perpendicular to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$
$a_{3,t}$ (loaded end)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7 d; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (unloaded end)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max(a_{3,t} \sin \alpha d; 3 d)$ $\max(a_{3,t} \sin \alpha d; 3 d)$ $\max(a_{3,t} \sin \alpha d; 3 d)$
$a_{4,t}$ (loaded edge)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max((2 + 2 \sin \alpha) d; 3 d)$
$a_{4,c}$ (unloaded edge)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$



Tussenafstand $\alpha_1 = 48 \text{ mm}$

Tussenafstand $\alpha_2 = 48 \text{ mm}$

Eindafstand $a_{3,t}$ of $a_{3,c} = 112 \text{ mm}$

($\alpha_{3,t} |\sin \alpha|$) is aangenomen in plaats van ($\alpha_{3,t} |\sin \alpha|$)d

Randafstand $\alpha_{4,t} = 64 \text{ mm}$ Boven

Randafstand $\alpha_{4,c} = 48 \text{ mm}$ Onder

Gekozen tussenafstand

$\alpha_1 =$	60 mm	VOLDOET
$\alpha_2 =$	60 mm	VOLDOET
$\alpha_1 =$	120 mm	VOLDOET

Gekozen randafstand

$\alpha_{4,t}$	80 mm	VOLDOET
$\alpha_{4,c}$	80 mm	VOLDOET

Bepalen max. tolerantie waarden bouten, gaten en ringen

(1) The minimum dowel diameter should be 6 mm. The tolerances on the dowel diameter should be - 0/+0,1 mm. Pre-bored holes in the timber members should have a diameter not greater than the dowel.

10.4.3 Bolts and washers

(1) Bolt holes in timber should have a diameter not more than 1 mm larger than the bolt. Bolt holes in steel plates should have a diameter not more than 2 mm or 0,1d (whichever is the greater) larger than the bolt diameter d .

(2) Washers with a side length or a diameter of at least $3d$ and a thickness of at least $0,3d$ should be used under the head and nut. Washers should have a full bearing area.

(3) Bolts and lag screws should be tightened so that the members fit closely, and they should be re-tightened if necessary when the timber has reached equilibrium moisture content to ensure that the load-carrying capacity and stiffness of the structure is maintained.

(4) The minimum diameter requirements given in Table 10.1 apply to bolts used with timber connectors, where:

d_c is the connector diameter, in mm;

d is the bolt diameter, in mm

d_1 is the diameter of centre hole of connector.

Minimale diameter deuvel $d \geq 6$ mm

Maximale diameter $d < 30$ mm

Bepalen max. tolerantie waarden bouten, gaten en ringen (uitvoer)

Gekozen diameter deuvel

16 mm

VOLDOET

Gat toleranties voor deuvels in hout

$d = 17$ mm

Gat toleranties voor deuvels in staal

$d = 18$ mm

Minimale afmetingen sluitring

$d = 48$ mm

diameter sluitring

$t = 4,8$ mm

dikte sluitring

Table 10.1 – Requirements for diameters of bolts used with timber connectors

Type of connector EN 912	d_c	d minimum	d maximum
	mm	mm	mm
A1 – A6	≤ 130	12	24
A1, A4, A6	> 130	$0,1 d_c$	24
B		$d_1 - 1$	d_1

Bepalen klassificatie staalplaat (invoer)

Het draagvermogen van de staal-hout verbinding hangt af van de dikte van de staalplaat. Er wordt onderscheid gemaakt tussen dunne, dikke staalplaten. Afhankelijk van de dikte moet er met een andere formule de draagvermogen berekend worden.

Dunne staalplaten wanneer: $t \leq 0,5d$

Dikke staalplaat wanneer: $t \geq d$
met max gat tolerantie van $0,1 \cdot d$

Bij een staalplaat die tussen dun en dik in zit worden beide formules geïntepoleerd

Bepalen klassificatie staalplaat (invoer)

Bepalen dikte van de staalplaat voor berekening sterkte deuvel verbinding, Voorwaarden voor indelen naar dikte is:

$t =$ dikte gekozen staalplaat = 12 mm

$d =$ diameter gekozen deuvel = 16 mm

Dunne staalplaat 8 mm

Dikke staalplaat 16 mm

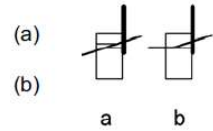
Kwalificatie staalplaat: Tussen

Tolerantie op gat diameter: 1,6 mm

Berekening draagvermogen volgens eurocode (schema's)

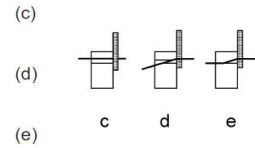
Dunne staalplaat in enkelsnedige verbinding

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 f_{h,k} t_1 d \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$



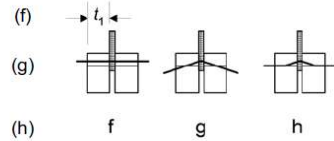
Dikke staalplaat in enkelsnedige verbinding

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} t_1 d \\ f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$



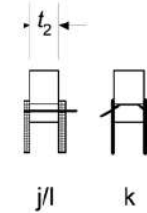
Staalplaat van elke dikte als middelste element in een dubbelsnedige verbinding

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \\ f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$



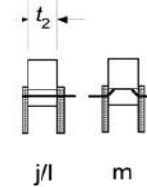
Dunne staalplaten als buitenste element in een dubbelsnedige verbinding

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(j)} \\ \text{(k)} \end{array}$$



Dikke staalplaat als buitenste elementen in een dubbelsnedige verbinding

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(l)} \\ \text{(m)} \end{array}$$



where:

- $F_{v,Rk}$ is the characteristic load-carrying capacity per shear plane per fastener;
- $f_{h,k}$ is the characteristic embedment strength in the timber member;
- t_1 is the smaller of the thickness of the timber side member or the penetration depth;
- t_2 is the thickness of the timber middle member;
- d is the fastener diameter;
- $M_{y,Rk}$ is the characteristic fastener yield moment;
- $F_{ax,Rk}$ is the characteristic withdrawal capacity of the fastener.

Draagcapaciteit meersnedige verbinding (invoer)

De weerstand van elk afschuifvlak moet berekend worden door aan te nemen dat elk afschuifvlak onderdeel is van een three member verbinding

Bezwijkmode (e), (f) en (j/l) mogen niet gecombineerd worden

Invoer

t_1	93,5 mm	
t_2	187 mm	
Afschuifvlakken deuvel	4 st.	
Aant. deuvels in een rij	3 st.	
Aantal rijen	3 st.	
Hoek α	90 Graden	
Stuiksterkte hout parallel aan de vezelrichting	29,6 N/mm ²	
Stuiksterkte onder hoek met de vezelrichting	19,2 N/mm ²	
Stuiksterkte loodrecht op de vezelrichting	19,2 N/mm ²	
Vloeimoment deuvel	162141,1 N/mm	

Draagcapaciteit meersnedige verbinding (uitvoer)

Alle staalplaten

g	$F_{v,Rk}$	=	20760	N	in vezelrichting
g	$F_{v,Rk}$	=	14300	N	in hoek α met de vezelrichting
h	$F_{v,Rk}$	=	20161	N	in vezelrichting
h	$F_{v,Rk}$	=	16246	N	in hoek α met de vezelrichting

Dunne staalplaten

Dun	k	$F_{v,Rk}$	=	14256	N	in vezelrichting
	k	$F_{v,Rk}$	=	11488	N	in hoek α met de vezelrichting

Dikke staalplaten

Dik	m	$F_{v,Rk}$	=	20161	N	in vezelrichting
	m	$F_{v,Rk}$	=	16246	N	in hoek α met de vezelrichting

Tussen

Tussen staalplaten

interpolatie	$F_{v,Rk}$	=	17209	N	in vezelrichting
tussen k & m	$F_{v,Rk}$	=	13867	N	in hoek α met de vezelrichting

Min waarden uit de formule 'g' & 'h' & k('Dun') OF m('Dik') OF k&m('Tussen') = draagcapaciteit per afschuifvlak

min g,h,k,m	$F_{v,Rk}$	=	17209	N	in vezelrichting
	$F_{v,Rk}$	=	13867	N	in hoek α met de vezelrichting

Wanneer de staalplaat geclassificeerd is als 'tussen' wordt de waarde voor de op te nemen kracht per afschuifvlak berekend door het interpoleren tussen de waarden van de dun en dik geclassificeerde staalplaten. Hierom zijn de waarden voor de dunne en dikke staalplaten in dit geval wel berekend.

Effectieve deuvels en totaal draagcapaciteit (invoer)		Aantal effectieve deuvels en totaal draagcapaciteit (uitvoer)	
Bij een meervoudige deuvelverbinding moet een reductiefactor meegenomen worden als er meerdere deuvels in een rij zitten Afschuifvlakken deuvel 4 st. Aant. deuvels in een rij 3 st. Aantal rijen 3 st. Hoek α 90 Graden draagcapaciteit per afschuifvlak in vezelrichting 17209 N in hoek α met de vezelrichting 13867 N k_{mod} = 0,8 γ_M = 1,3 Bij hoeken tussen $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ kan n_{ef} worden bepaald door lineaire interpolatie		Effectieve deuvels in een rij parallel aan de vezelrichting $n_{ef} = \min \left\{ \frac{n}{n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}}} \right\}$ $n_{ef,P}$ = 1,97 Effectieve deuvels in een rij loodrecht op de vezelrichting $n_{ef} = n$ $n_{ef,L}$ = 3 Effectieve deuvels in een rij in een hoek α op de vezelrichting $(= N_{ef,P} + (N_{ef,L} - N_{ef,P}) / 90 * \alpha)$ $F_{v,d,Rk} = n_{ef} F_{v,Rk}$ n_{ef} = 3 Draagcapaciteit per rij deuvels (= aantal effectieve deuvels * aantal afschuifvlakken * draagcapaciteit per afschuifvlak) $F_{v,Rk}$ = 135593 N in vezelrichting $F_{v,\alpha,Rk}$ = 166405 N in hoek α met de vezelrichting Draagcapaciteit per rij deuvels rekenwaarde (= draagcapaciteit deuvel * k_{mod} / γ_M) $F_{v,Rd}$ = 83442 N in vezelrichting $F_{v,\alpha,Rd}$ = 102403 N in hoek α met de vezelrichting Draagcapaciteit totaal (= draagcapaciteit per rij deuvels * aantal rijen) $F_{v,d,tot}$ = 250325 N in vezelrichting $F_{v,\alpha,d,tot}$ = 307210 N in hoek α met de vezelrichting	
Stijfheid verbinding (invoer)		Stijfheid verbinding (uitvoer)	
$\rho_{g,k}$ = 430 kG/m³ d = 16 mm Bij staal-hout of beton-hout verbindingen, mag K_{ser} vermenigvuldigd worden met 2 De verschuivingmodulus van een verbinding bij de uiterste grenstoestand K_u behoort te worden genomen als:		Elastische vervorming verbinding per afschuifvlak $K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} d}{23}$ = 12406 N/mm per afschuifvlak Elastische vervorming gehele verbinding (= $K_{ser} * \text{aant. rijen deuvels} * \text{aant. deuvels} / \text{rij} * \text{aant. afschuifvlakken} / \text{deuvel}$) $K_{ser,tot}$ 446609 N/mm (bruikbaarheidsgrenstoestand) K_u 297739 N/mm (uiterste grenstoestand) $K_u = \frac{2}{3} K_{ser}$	

Vervorming (invoer)			Vervorming (uitvoer)		
Lengte ligger:	9,12m		Speling deuvel gatin houten ligger	1	mm
Opleg reactie:			Speling deuvel gat in stalen element	2	mm
T.g.v. het eigengewicht	G =	53804 N	u _{speling,tot}	3	mm
Overheersende veranderlijke belasting	Q ₁ =	87780 N	Uit tabel 7.1 volgt dat de speling bij de vervorming opgeteld moet worden		
Overige veranderlijke belasting	Q _i =	42134 N	u _{inst}	3,41	mm
Ψ ₀	0,7 NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011 - Tabel A1.1		(= (G + Q ₁ + Q _i)/K _{ser,tot} + U _{speling,tot})		
Ψ ₂	0,3 NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011 - Tabel A1.1		u _{fin,g}	0,22	mm
k _{def}	0,8 Klimaat klasse 2 aangenomen, Nog nader bepalen		u _{fin,Q,1}	0,24	mm
(3) Bij verbindingen bestaande uit houten elementen met eenzelfde tijdsafhankelijk gedrag behoort de waarde van k _{def} te zijn verdubbeld.			u _{fin,Q,i}	0,09	mm
(4) Bij een verbinding bestaande uit twee houtachtige elementen met een verschillend tijdsafhankelijk gedrag behoort de uiteindelijke vervorming te zijn berekend met de volgende vervormingsfactor k _{def} :			waarin:		
$k_{def} = 2 \sqrt{k_{def,1} \cdot k_{def,2}}$			$u_{fin,G} = u_{inst,G} (1 + k_{def})$ voor de blijvende belasting <i>G</i>		
staal hout verbinding dus geen vermenigvuldiging factor			$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1} (1 + \varphi_{2,1} k_{def})$ voor de overheersende veranderlijke belasting <i>Q</i> ₁		
			$u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i} (\varphi_{0,i} + \varphi_{2,i} k_{def})$ voor de gelijktijdige veranderlijke belastingen <i>Q</i> _{<i>i</i>} (<i>i</i> > 1)		

(5)P It shall be taken into account that the load-carrying capacity of steel-to-timber connections with a loaded end may be reduced by failure along the perimeter of the fastener group.

NOTE: A method of determining the strength of the fastener group is given in Annex A (informative).

Tabel 3.2 — Waarden van k_{def} voor hout en houtachtige materialen

Materiaal	Norm	Klimaatklasse		
		1	2	3
Gelijmd gelamineerd hout	EN 14080	0,60	0,80	2,00

$$K_{\text{mean,fin}} = \frac{K_{\text{mean}}}{(1 + k_{\text{def}})}$$

7.1 Joint slip

(1) For joints made with dowel-type fasteners the slip modulus K_{ser} per shear plane per fastener under service load should be taken from Table 7.1 with ρ_m in kg/m³ and d or d_e in mm. For the definition of d_e , see EN 13271.

NOTE: In EN 26891 the symbol used is k_s instead of K_{ser} .

Table 7.1 – Values of K_{ser} for fasteners and connectors in N/mm in timber-to-timber and wood-based panel-to-timber connections

Fastener type	K_{ser}
Dowels	$\rho_m^{1,5} d / 23$
Bolts with or without clearance ^a	
Screws	
Nails (with pre-drilling)	
Nails (without pre-drilling)	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30$
Staples	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 80$
Split-ring connectors type A according to EN 912	
Shear-plate connectors type B according to EN 912	$\rho_m d / 2$
Toothed-plate connectors:	
– Connectors types C1 to C9 according to EN 912	$1,5 \rho_m d / 4$
– Connectors type C10 and C11 according to EN 912	$\rho_m d / 2$

^a The clearance should be added separately to the deformation.

Tabel 3.1 — Waarden van k_{mod}

Materiaal	Norm	Klimaat-klasse	Belastingsduurklasse				
			Blijvend	Lang	Middellang	Kort	Zeer kort
Gelijmd gelamineerd hout	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Tabel NB.2 – A1.1 — ψ -factoren voor gebouwen

Belasting	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Voorgeschreven belastingen in gebouwen, categorie			
Categorie A: woon- en verblijfsruimtes	0,4	0,5	0,3
Categorie B: kantoorruimtes	0,5	0,5	0,3
Categorie C: bijeenkomst-ruimtes	0,6/0,4 ^a	0,7	0,6
Categorie D: winkelruimtes	0,4	0,7	0,6
Categorie E: opslagruimtes	1,0	0,9	0,8
Categorie F: verkeersruimte, voertuiggewicht ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categorie G: verkeersruimte ^b , 30 kN < voertuiggewicht ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categorie H: daken	0	0	0
Sneeuwbelasting	0	0,2	0
Belasting door regenwater	0	0	0
Windbelasting	0	0,2	0
Temperatuur (geen brand)	0	0,5	0
^a De waarde 0,6 geldt voor delen van het gebouw die in geval van een calamiteit zwaar kunnen worden belast door een mensenmenigte (vluchtroutes, trappen enz.); de waarde 0,4 geldt in overige gevallen. ^b Met verkeersruimte wordt in dit geval een ruimte bedoeld waar voertuigen kunnen rijden, bijvoorbeeld parkeergarages.			

(3) For steel-to-timber or concrete-to-timber connections, K_{ser} should be based on ρ_m for the timber member and may be multiplied by 2,0.

Tabel 2.3 — Aanbevolen partiële factoren γ_M voor materiaaleigenschappen en weerstanden

Fundamentele combinaties:	
Gezaagd hout	1,3
Gelijmd gelamineerd hout	1,25
LVL, multiplex, OSB	1,2
Spaanplaten	1,3
Vezelplaten, hard	1,3
Vezelplaten, medium	1,3
Vezelplaten, MDF	1,3
Vezelplaten, zacht	1,3
Verbindingen	1,3
Metalen hechtplaten	1,25
Bijzondere combinaties	1,0

$f_{m,0,rep}$	buigsterkte evenwijdig aan de vezel
$E_{0,ser,rep}$	elasticiteitsmodulus evenwijdig aan de vezel in de bruikbaarheidsgrenstoestand
ρ_{rep}	volumieke massa
$f_{t,0,rep}$	treksterkte evenwijdig aan de vezel
$f_{t,90,rep}$	treksterkte loodrecht op de vezel
$f_{c,0,rep}$	druksterkte evenwijdig aan de vezel
$f_{c,90,rep}$	druksterkte loodrecht op de vezel
$f_{v,0,rep}$	schuifsterkte
$E_{0,u,rep}$	elasticiteitsmodulus evenwijdig aan de vezel in de uiterste grenstoestand
$E_{90,ser,rep}$	elasticiteitsmodulus loodrecht op de vezel bij naaldhout
$E_{90,ser,rep}$	elasticiteitsmodulus loodrecht op de vezel bij loofhout
$G_{ser,rep}$	afschuivingmodulus

ter vergelijking met het gebouw treet			
gegevens treet		totaal	uitkomst treet
diameter deuvels	12	12702,0067	609696,3239 447
Pm =	430*2 =	840	
aantal deuvels	12		

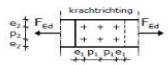
447 /	(2/3)	=	670,5
670,5 /	2	=	335,25
335,25 *	1,25	=	419,0625
419,0625 /	1,25	=	335,25
335,25 *	2	=	670,5
670,5 *	(2/3)	=	447

Table 5 — Characteristic strength and stiffness properties an N/mm² and densities in kg/m³ for homogeneous glulam

Property	Symbol	Glulam strength class						
		GL 20h	GL 22h	GL 24h	GL 26h	GL 28h	GL 30h	GL 32h
Bending strength	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Tensile strength	$f_{t,0,g,k}$	16	17,6	19,2	20,8	22,3	24	25,6
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Compression strength	$f_{c,0,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Shear strength (shear and torsion)	$f_{v,g,k}$	3,5						
Rolling shear strength	$f_{r,g,k}$	1,2						
Modulus of elasticity	$E_{0,g,mean}$	8 400	10 500	11 500	12 100	12 600	13 600	14 200
	$E_{0,g,05}$	7 000	8 800	9 600	10 100	10 500	11 300	11 800
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Shear modulus	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Rolling shear modulus	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Density	$\rho_{g,k}$	340	370	385	405	425	430	440
	$\rho_{g,mean}$	370	410	420	445	460	480	490

Controle staalplaat

Invoer



e = eindafstand
p = steek
e1 en p1 : evenwijdig aan krachtrichting
e2 en p2 : loodrecht op krachtrichting

minimumwaarden volgens Eurocode 3	maximumwaarden volgens Eurocode 3	bout- diameter d _b	minimale boutafstanden			
			p ₁	p ₂	e ₁	e ₂
e ₁ ≥ 1,2 d _b	e ₁ ≤ 4 t + 40 mm	M12	35	35	20	20
e ₂ ≥ 1,5 d _b	e ₂ ≤ 4 t + 40 mm	M16	40	45	25	25
p ₁ ≥ 2,2 d _b	p ₁ ≤ 14 t of 200 mm	M20	50	55	30	30
p ₂ ≥ 3,0 d _b	p ₂ ≤ 14 t of 200 mm	M24	60	65	35	35
		M30	70	80	40	40

Bout diameter = M16

p1 = 60 mm
p2 = 60 mm
e1 = 50 mm
e2 = 120 mm

f_{ub} = 400 N/mm²
f_u = 235 N/mm²
Diameter deuvel = 16 mm
Dikte staalplaat = 12 mm
d0 = 18 mm
Speling op gat = 2 mm

Partiele veiligheid Y_{M2} = 1,25

Totaal aantal deuvels = 9 st.

Oplegreactie = 260000 N

Uitvoer

p1 min = 40 < 60 **VOLDOET**
p2 min = 45 < 60 **VOLDOET**
e1 min = 25 < 50 **VOLDOET**
e2 min = 25 < 120 **VOLDOET**

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

a_b is de minimale waarde van: 1 ; f_{ub}/f_u ; a_d

1
f_{ub}/f_u = 1,702128
a_d = Eindbouten: e₁/(3*d₀) = 0,93
Binnenste bouten: p₁/(3*d₀)-(1/4) = 0,86

Geeft:

Eindbouten: Binnenste bouten:
a_b = 0,93 a_b = 0,86

k₁ is de minimale waarde van: 2,8 * (e₂/d₀) - 1,7 ; 1,4 * (p₂/d₀) - 1,7 ; 2,5
2,5

2,8 * (e₂/d₀) - 1,7 = 16,97
1,4 * (p₂/d₀) - 1,7 = 2,97

Geeft:

Eindbouten: Binnenste bouten:
k₁ = 2,5 k₁ = 2,5

Eind/randbouten:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 83556 \text{ N}$$

Binnenste bouten:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 77707 \text{ N}$$

Optredende kracht per deuvel = optredende oplegreactie / totaal aantal deuvels
= 28888,89 < 77706,67 Voldoet

Controle splijtsterkte ligger (invoer) NL

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

Modificatie facor	1 (voor verbindingen)
Belaste randafstand	410 mm
Hoogte ligger	700 mm
Breedte ligger	400 mm

Controle splijtsterkte ligger (uitvoer) NL

$$F_{90,Rk} = 176169,2$$

$$F_{90,Rk} = F_{90,Rk} * Y_m * k_{mod} = 108412 \text{ N}$$

Controle splijtsterkte ligger (invoer) DUI

$$F_{uit} = t_{ef}^{0.8} h^{0.8} k_z k_s k_r k_g f_{t,90}$$

t_{ef}	=	96 mm
h	=	700 mm
$f_{t,90}$	=	treksterkte loodrecht op de vezelrichting
		2,5 N/mm ²
k_z	=	12,68
h_e	=	410 mm
k_s	=	1,0
l_r	=	152 mm
k_r	=	1,37
nr	=	3
$h_{i,1}$	=	350 mm
$h_{i,2}$	=	290 mm
$h_{i,3}$	=	$h_e = 410 \text{ mm}$
k_g	=	1
s	=	30

Controle splijtsterkte ligger (uitvoer) DUI

$$k_z = 6.5 + \frac{18h_e^2}{h^2}$$

$$k_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.0 \\ 0.7 + \frac{1.4l_r}{h} \end{array} \right.$$

$$k_r = \frac{n_r}{\sum_{i=1}^{n_r} \left(\frac{h - h_e}{h - h_i} \right)^2}$$

$$k_g = \begin{cases} 0.5 & , 2s \geq 2h \\ 1.0 & , 2s \leq 0.5h \\ \frac{2s}{4h} + 0.5 & , 0.5h \leq 2s \leq 2 \end{cases}$$

$$F_{uit,d} = 317561 \text{ N} \quad (\text{karakteristiek})$$

$$F_{uit,d} = 195422 \text{ N} \quad (\text{rekenwaarde})$$

Brand

Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h

$f_{m,g,k}$	30 N/mm ²	Buigsterkte
$f_{t,0,g,k}$	24 N/mm ²	Treksterkte
$E_{0,g,mean}$	13600 N/mm	Elasticiteits modulus
$E_{0,g,05}$	11300 N/mm	Elasticiteits modulus

Voor de toetsing van de draagkracht van de ligger bij brand moeten de 20 percentielwaarden van de sterkte eigenschappen gebruikt worden

20% - fractielwaarde van stijfheid	20% - fractielwaarde van sterkte eigenschap
$S_{20} = k_{fi} S_{05}$	$f_{20} = k_{fi} f$

Tabel 2.1 — Waarden voor k_{fi}

Gezaagd hout	1,25
Gelijmd gelamineerd hout	1,15

$k_{fi} = 1,15$

Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h

$f_{m,g,k,20}$	34,5 N/mm ²	Buigsterkte
$f_{t,0,g,k,20}$	27,6 N/mm ²	Treksterkte
$E_{0,g,20}$	12995 N/mm	Elasticiteits modulus

Bepalen inbranddiepte ligger

Het effect van hoekafrondingen moet meegenomen worden bij een ligger, dus wordt de inbranddiepte berkend als de schijnbare inbranddiepte

$$d_{char,n} = \beta_n t$$

$d_{char,n} = \beta_n * t = 84 \text{ mm}$
 $\beta_n = 0,7$ schijnbare inbrandsnelheid
 $t = 120$ tijdsduur van de blootstelling aan brand
 $P = 430$ volumieke massa

	β_b	β_n
	mm/min	mm/min
a) Naaldhout en beuken		
Gelijmd gelamineerd hout met een karakteristieke volumieke massa van $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Gezaagd hout met een karakteristieke volumieke massa van $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,8

Oorspronkelijke afmetingen:

Breedte = 450 mm
 Hoogte = 700 mm

Afmetingen na 120 min brand:

Breedte = 282 mm
 Hoogte = 616 mm

Type verbinding:

Connections with fasteners in shear with side members of wood and wood-based panels

Toetsing Deuvelverbinding

$E_{d,fi} < R_{d,t,fi}$ (invoer)

$$R_{d,t,fi} = n \cdot (R_{20} / Y_{M,fi}) = 163346$$

$R_{d,t,fi}$ = de ontwerpwaarde voor de draagcapaciteit
 R_{20} = de 20% waarde van de draagcapaciteit bij normale temperaturen (zonder effect van de belastingduur en vocht)
 η = conversie factor
 $Y_{M,fi}$ = partiele veiligheids factor voor hout in brand

Note 2: Design resistances are applied for connections, see 6.2.2 and 6.4. For connections a conversion factor η is given in 6.2.2.1.

$$\begin{aligned}
 R_{20} &= k_{fi} \cdot R_k = 1,15 \cdot 499215 = 574097,8 \text{ N} \\
 k_{fi} &= 1,15 \\
 R_k &= 499215
 \end{aligned}$$

$$Y_{M,fi} = 1$$

$$\begin{aligned}
 n &= e^{(-k \cdot t_{d,fi})} = e^{-1,257} = 0,28 \\
 k &= 0,085 \text{ (mits } d > 12 \text{ mm)} \\
 t_{d,fi} &= 14,79
 \end{aligned}$$

k is een parameter gegeven in tabel 6.3;

$t_{d,fi}$ is de rekenwaarde van de brandweerstand van de onbeschermde verbinding, in min.

$E_{d,fi} < R_{d,t,fi}$ (uitvoer)

$$E_{d,fi} < R_{d,t,fi} \text{ geeft: } 117000 < 163346 \text{ VOLDOET}$$

6.2.2.2 Beschermde verbindingen

(1) 6.2.1.2 is van toepassing, behalve dat $t_{d,fi}$ behoort te zijn berekend volgens uitdrukking (6.7).

(2) Als alternatieve methode voor de bescherming van kop- en zij-oppervlakken van elementen, mogen de eind- en randafstanden worden vergroot met a_{fi} overeenkomstig uitdrukking (6.1). Echter, voor brandweerstanden van meer dan 30 min behoren de eindafstanden te zijn vergroot met $2a_{fi}$. Deze vergroting van de eindafstand geldt ook voor middenhout in een verbinding.

$$t_{d,fi} = \frac{1}{k} \ln \frac{\eta_{fi} \eta_0 k_{mod} Y_{M,fi}}{Y_M K_{fi}} = 14,79$$

De waarde van η_{fi} moet gelijk aan 0,45 zijn genomen, behalve voor opgelegde belastingen volgens klasse E1 van NEN-EN 1991-1-1:2002 (ruimten waar gemakkelijk goederen kunnen worden opgestapeld, inclusief toegangsruimten) in welk geval de waarde van η_{fi} gelijk aan 0,7 moet zijn genomen.

$$\eta_{fi} = 0,45$$

$$\eta_0 = 1,18$$

$$k_{mod} = 0,8$$

$$k_{fi} = 1,15$$

$$Y_M = 1,30$$

$$Y_{M,fi} = 1$$

$$k = 0,085$$

$$\text{Oplegreactie} = 260000 \text{ N}$$

$$\text{sterkte deuvelverb} = 307210 \text{ N}$$

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d = 117000$$

$$\eta_{fi} = 0,45$$

$$E_d = 260000$$

Vervorming Deuvelverbinding

4.3 Vereenvoudigde regels voor de berekening van constructieve elementen en onderdelen

4.3.1 Algemeen

(1) Druk loodrecht op de vezel mag zijn verwaarloosd.

(2) Afschuiving mag zijn verwaarloosd in rechthoekige en cirkelvormige doorsneden. Voor liggers met een uitkeping behoort te zijn gecontroleerd dat de restdoorsnede bij de uitkeping ten minste 60 % bedraagt van de doorsnede die is benodigd in een situatie zonder brand.

4.3.2 Liggers

(1) Indien het stabiliteitsverband bezwijkt gedurende de vereiste brandtijd, behoort de kipstabiliteit van de ligger te zijn beschouwd zonder enige zijdelingse steun van het verband.

$$K_{fi} = K_u \cdot \eta_f = 199485 \text{ N/mm}$$

$$K_u = 297739 \text{ N/mm}$$

$$\eta_f = 0,67$$

$$((G + Q_1 + Q_2) / K_{fi} + U_{speling,tot}) = 3,92 \text{ mm}$$

4.3.4 Staven verbonden met mechanische verbindingsmiddelen

(1) P Voor staven verbonden met mechanische verbindingsmiddelen, moet de reductie van verschuivingsmodulus door brand in rekening zijn gebracht.

(2) De slipmodulus K_f voor het geval brand behoort te zijn bepaald als:

$$K_{fi} = K_u \eta_f$$

waarin:

K_{fi} is de verschuivingsmodulus bij brand, in N/mm;

K_u is de verschuivingsmodulus voor de uiterste grenstoestand bij kamertemperatuur overeenkomstig EN 1995-1-1 2.2.2(2), in N/mm;

η_f is een omrekenfactor overeenkomstig tabel 4.2.

Tabel 4.2 — Omrekenfactor η_f

Nagels en schroeven	0,2
Bouten, stiften, ringdeuvels, plaatdeuvels en kramplaten	0,67

Tabel 6.3 — Parameter k

Verbinding met	k	Maximumprijs voor de geldigheid van parameter k in een onbeschermde verbinding min
Nagels en schroeven	0,08	20
Bouten hout-op-hout met $d \geq 12 \text{ mm}$	0,065	30
Bouten staal-op-hout met $d \geq 12 \text{ mm}$	0,085	30
Stiften hout-op-hout * met $d \geq 12 \text{ mm}$	0,04	40
Stiften staal-op-hout * met $d \geq 12 \text{ mm}$	0,085	30
Verbindingsmiddelen volgens EN 912	0,065	30

* De waarden voor stiften zijn afhankelijk van de aanwezigheid van een bout per iedere vier stiften.

BIJLAGE 7B

Handberekening deuvolverbinding ter controle
excelsheet

OPDRACHTGEVER

Arcadis

Afdeling gebouwen

Lichtenauerlaan 100
3062 ME Rotterdam

Begeleider:

Gerard van engelen

Senior Specialist Structural Engineering

LEERINSTELLING

Hogeschool Rotterdam

Opleiding Civiele Techniek

G.J. de Jonghweg 4-6
3015GG Rotterdam

Begeleider:

Sven van Rosmalen

AFSTUDEERDERS

Roel Majoor

Maarten Schoen

Gerard van Engelen:

.....

Inhoud

1. Inleiding.....	3
2. Algemene materiaaleigenschappen	4
3. Checks vooraf.....	5
3.1. Slankheidsratio	5
3.2. Liggerhoogte	5
3.3. Classificatie staalplaat.....	5
3.4. Minimale rand, tussen en eind afstand(en).....	5
4. Controle deugelverbinding	6
4.1. Bepalen stuiksterkte	6
4.2. Vloeimoment deugel.....	6
4.3. Draagvermogen deugel.....	7
4.3.1. Draagcapaciteit per afschuifvlak in vezelrichting	7
4.3.2. Draagcapaciteit per afschuifvlak in hoek α met de vezelrichting	8
4.3.3. Karakteristiek draagvermogen per rij deugels.....	8
4.3.4. Rekenwaarde draagvermogen totaal	9
4.4. Stijfheid verbinding.....	9
4.4.1. Bruikbaarheidsgrenstoestand	9
4.4.2. Uiterste grenstoestand	9
4.5. Vervorming	10
4.5.1. Belastingen.....	10
4.5.2. Speling op de verbinding.....	10
4.5.3. Vervorming.....	11
4.6. Spleetsterkte	11
4.6.1. Nederlandse code	11
4.6.2. Duitse code DIN:1058	12
4.7. Controle staalplaat.....	13
4.7.1. Tussenafstanden	13
4.7.2. Stuik boutgout.....	14
4.1. Brand.....	15
4.1.1. Belastingen.....	15
4.1.2. Belastingcombinaties	15

4.1.3.	Inbranddiepte	16
4.1.4.	Toetsing verbinding op sterkte tijdens brand	17
4.1.5.	Toetsing op vervorming	18

Versie	Datum	Opmerkingen
0.1	2-12-2016	Eerste uitgave
1.0	13-12-2016	Opmerkingen van PTi verwerkt

1. Inleiding

Deze berekening dient ter controle van de Excelsheet uit bijlage 7 en de uitkomsten hiervan komen dan ook overeen met de uitkomsten van de Excel sheet. In deze berekening wordt het draagvermogen van de deuvelverbinding berekend en wordt de vervorming bepaald.

Voor de berekeningen zijn de volgende normen gehanteerd:

Eurocode	NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011	Grondslagen van het constructief ontwerp
Eurocode	NEN-EN 1990+A1+A1/C2/NB:2011	Nationale bijlage bij NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011
Eurocode 1	NEN-EN 1991-1-1+C1:2011	Belastingen op constructies
Eurocode 1	NEN-EN 1991-1-1+C1/NB:2011	Nationale bijlage bij NEN-EN 1991-1-1+C1:2011
Eurocode 3	NEN-EN 1993-1-8+C2:2011	Ontwerp en berekening van staalconstructies
Eurocode 5	NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011	Algemeen - Ontwerp en berekening Houtconstructies: Gemeenschappelijke regels en regels voor gebouwen
Eurocode 5	NEN-EN 1995-1-1+C1+A1/NB:2011	Nationale bijlage bij NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011
Eurocode 5	NEN-EN 1995-1-2+C2:2011	Ontwerp en berekening van houtconstructies bij brand
Eurocode 5	NEN-EN 1995-1-2/NB:2011	Nationale bijlage bij NEN-EN 1995-1-2+C2:2011
NL norm	NEN-EN 14080:2013	Houtconstructies – Gelijmd gelamineerd hout en gelijmd massief hout

2. Algemene materiaaleigenschappen

Vochtgehalte bij 20°C en een relatieve vochtigheid hoger dan 85% geeft: Klimaatklasse 2

Belastingduurklasse middellang, kortste van alle belasting duur klassen (opgelegde vloerbelasting) is maatgevend.

[art. 2.3.1.2 en art. 2.3.1.3, NEN-EN 1995-1-1]

Rekenwaarden (X_d) van een bepaalde karakteristieke materiaaleigenschap (X_k) kunnen worden bepaald aan de hand van de volgende formule:

$$X_d = k_{\text{mod}} * \frac{X_k}{\gamma_m} = 0,8 * \frac{X_k}{1,3}$$

[art. 2.4.1., NEN-EN 1995-1-1]

Waarin:

$k_{\text{mod}} = 0,8$, op basis van de klimaat- en belastingduur klasse

[tabel 3.1, NEN-EN 1995-1-1]

$\gamma_m = 1,3$, bij verbindingen

[tabel 2.3, NEN-EN 1995-1-1]

Materiaaleigenschappen gelamineerde ligger: Houtkwaliteit GL 30h

[Tabel 5, NEN-EN 14080]

Karakteristiek:

Buigsterkte, $F_{m,g,k} = 30 \text{ N/mm}^2$

Treksterkte vezelrichting, $F_{t,0,g,k} = 24 \text{ N/mm}^2$

Treksterkte loodrecht op vezelrichting $F_{t,90,g,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$

Elasticiteitsmodules, $E_{0,g,\text{mean}} = 13600 \text{ N/mm}$

Dichtheid, $\rho_{g,k} = 430 \text{ kg/m}^3$

Breedte ligger $b = 400 \text{ mm}$

Hoogte ligger $h = 700 \text{ mm}$

Rekenwaarde:

$$0,8 * \frac{30}{1,3} = 18,46 \text{ N/mm}^2$$

$$0,8 * \frac{24}{1,3} = 14,77 \text{ N/mm}^2$$

$$0,8 * \frac{2,5}{1,3} = 1,6 \text{ N/mm}^2$$

nvt.

nvt.

Materiaaleigenschappen voor de staalplaat

Dikte staalplaat, $t = 12 \text{ mm}$

Treksterkte staal, $f_{u,k} = 235 \text{ N/mm}^2$

Aantal staalplaten toegepast $= 2 \text{ st.}$

Materiaaleigenschappen van de deuvel

Diameter, $d = 16 \text{ mm}$

Treksterkte, $f_{u,k} = 400 \text{ N/mm}^2$

Tussenafstand 1, $a_1 = 60 \text{ mm}$

Tussenafstand 2, $a_2 = 60 \text{ mm}$

Eindafstand, $a_{3,t} / a_{3,c} = 120 \text{ mm}$

Randafstand 1, $a_{4,t} = 80 \text{ mm}$

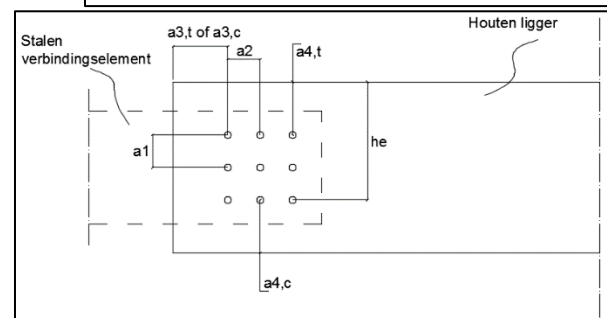
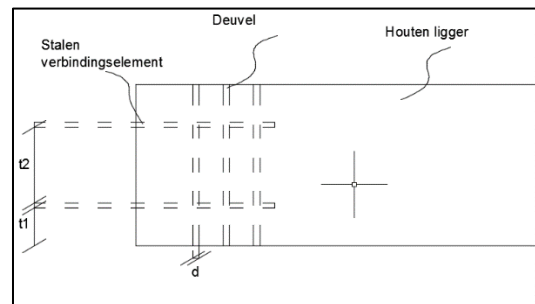
Randafstand 2, $a_{4,c} = 80 \text{ mm}$

Inbedding 1, $T_1 = 93 \text{ mm}$

Inbedding 2, $T_2 = 186 \text{ mm} ((= 2 * T_1 \text{ in dit geval})$

Hoek waaronder de kracht aangrijpt, $\alpha = 90 \text{ graden}$

Aantal afschuifvlakken per deuvel $= 4$ (2 afschuifvlakken per staalplaat)



3. Checks vooraf

3.1. Slankheidsratio

$$\text{Slankheidsratio} = \lambda = \frac{t}{d} = \frac{93}{16} = \frac{93}{16} = 5,8125 > 4, \text{voldoet}$$

[zie par. 3.5, hoofdverslag]

Waarin:

$t = 93$ (= kleinste waarde van t_1 of t_2)

d = diameter deugel

3.2. Liggerhoogte

Controle liggerhoogte:

$$2 * a_2 + a_{4,t} + a_{4,c} + d = 2 * 60 + 80 + 80 + 16 = 296\text{mm} < 600, \text{voldoet}$$

3.3. Classificatie staalplaat

'Dun' wanneer $t \leq d/2 \rightarrow t < 16/2 \rightarrow t \leq 8$

'Dik' wanneer $t \geq d \rightarrow t \geq 16 \rightarrow$

[art. 8.2.3. (1) NEN-EN 1995-1-1]

'Tussen' wanneer $d/2 < t < d \rightarrow 8 < t < 16$

Geeft:

$t = 12 \rightarrow 8 < 12 < 16$, geeft classificatie staalplaat: tussen

3.4. Minimale rand, tussen en eind afstand(en)

[Tabel. 8.2. NEN-EN 1995-1-1]

Tussenafstand 1, $a_{1,\text{gekozen}} = 60\text{mm}$
minimale afstand = $(3 + 2 \cos \alpha) * d = (3 + 2 \cos 90) * 16 = 48$, voldoet

Tussenafstand 2 $a_{2,\text{gekozen}} = 60\text{mm}$
minimale afstand = $3d = (3 + 2 \cos 90) * 16 = 48$, voldoet

Eindafstand, $a_{3,t,\text{gekozen}} / a_{3,c,\text{gekozen}}$ (omdat $\alpha = 270^\circ$) = 120mm
minimale afstand = maximum van $(a_{3,t} * \sin \alpha) * d$ of $3d$
 $a_{3,t} = 7d$ of 80mm $\rightarrow 7 * 16 = 112\text{mm}$
 $(a_{3,t} * \sin \alpha) * d = (112 * \sin 270) * 16 = 1792$ (niet realistisch)
 $(a_{3,t} * \sin \alpha) \text{ wordt aangenomen} = (112 * \sin 270) = 112$, voldoet

Randafstand 1 $a_{4,t,\text{gekozen}} = 80\text{ mm}$
minimale afstand = maximum van $(2 + 2 \sin \alpha) * d$ of $3d$
 $(2 + 2 |\sin 270|) * 16 = (2 + |2 * 1|) * 16 = 64$, voldoet
 $3d = 3 * 16 = 48$

Randafstand 2 $a_{4,c,\text{gekozen}} = 80\text{ mm}$
minimale afstand = $3d = 3 * 16 = 48$, voldoet

4. Controle de uvelverbinding

4.1. Bepalen stuiksterkte

Hoek waaronder de kracht aangrijpt, $\alpha = 90^\circ$

Reductiewaarde voor LVL, $k_{90} = 1,3 + 0,015 * d$ [Art. 8.5.1.1 (2), NEN-EN 1995-1-1]

Waarin:

d = diameter de uvel

$$k_{90} = 1,3 * 0,015 * 16 = 1,54$$

Stuiksterke

Parallel aan de vezelrichting:

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \rho_k$$
 [Art. 8.5.1.1 (2), NEN-EN 1995-1-1]

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * 16) * 430 = 29,62 \text{ N/mm}^2$$

Onder hoek $\alpha (= 90^\circ)$ met de vezelrichting:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} * \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$
 [Art. 8.5.1.1 (2), NEN-EN 1995-1-1]

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{29,62}{1,54 * \sin^2 90 + \cos^2 90} = 19,23 \text{ N/mm}^2$$

4.2. Vloeimoment de uvel

$$M_{y,Rk} = 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6}$$
 [Art. 8.5.1.1 (1), NEN-EN 1995-1-1]

$$M_{y,Rk} = 0,3 * 400 * 16^{2,6} = 1,62 * 10^5 \text{ Nmm}$$

4.3. Draagvermogen deugel

4.3.1. Draagcapaciteit per afschuifvlak in vezelrichting

De draagcapaciteit per afschuifvlak is de minimale waarde uit bezwijkmechanisme g, h, en k of m. Bezwijkmechanisme 'k' wanneer de staalplaat is geclassificeerd als zijnde dun en 'm' wanneer de staalplaat is geclassificeerd als dik. Wanneer de staalplaat is geclassificeerd als 'tussen' dient de minimale waarde genomen te worden gevolgd uit de bezwijkmechanismen g, h en de interpolatie tussen k en m. [art. 8.1.1, 8.1.2 & 8.1.3 NEN-EN 1995-1-1]

4.3.1.1. Bezwijkmechanisme 'g'

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d \\ f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases} \quad \begin{matrix} (f) \\ (g) \\ (h) \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{Diagram (f): } t_1 \\ \text{Diagram (g): } f, g, h \\ \text{Diagram (h): } f, g, h \end{matrix} \quad [\text{art. 8.2.3 NEN-EN 1995-1-1}]$$

$$f_{h,1,k} * t_1 * d * \left(\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} * d * t_1^2}} - 1 \right) + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

Waarin:

$$f_{h,1,k} = 29,62 \text{ N/mm}^2$$

$$t_1 = 93,5 \text{ mm (kleinste waarde van } t_1 \text{ en } t_2)$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$M_{y,Rk} = 162141 \text{ Nmm}$$

$$F_{ax,Rk} = 0\% \text{ voor stiften}$$

$$F_{v,Rk} = 29,62 * 93,5 * 16 * \left(\sqrt{2 + \frac{4 * 162141}{29,62 * 16 * 93,5^2}} - 1 \right) + \frac{0}{4} = 20760 \text{ N}$$

4.3.1.2. Bezwijkmechanisme 'h'

$$F_{v,Rk} = 2,3 * \sqrt{M_{y,Rk} * f_{h,1,k} * d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$$F_{v,Rk} = 2,3 * \sqrt{162141 * 29,62 * 16} + \frac{0}{4} = 20161 \text{ N}$$

4.3.1.3. Interpolatie tussen bezwijkmechanisme 'k' & 'm'

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases} \quad \begin{matrix} (j) \\ (k) \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{Diagram (j): } t_2 \\ \text{Diagram (k): } j/l, k \end{matrix} \quad \begin{matrix} F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases} \quad \begin{matrix} (l) \\ (m) \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{Diagram (l): } t_2 \\ \text{Diagram (m): } j/l, m \end{matrix}$$

Zoals te zien wordt voor bezwijkmechanisme 'm' dezelfde formule gebruikt als voor bezwijkmechanisme 'h'.

$$F_{v,Rk} = 1,15 * \sqrt{2 * M_{y,Rk} * f_{h,1,k} * d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1,15 * \sqrt{2 * 162141 * 29,62 * 16} + \frac{0}{4} = 14256 \text{ N}$$

Bezwijkmechanisme $k = 14256N$ voor dunne staalplaten ($< 8mm$)

Bezwijkmechanisme $m (= h) = 20161N$ voor dikke staalplaten ($> 16mm$)

Interpolatie $k - m =$ voor tussen platen ($12 mm$ huidig), geeft:

$$k - m = Bk + (Bm - Bk)/(t_{dik} - t_{dun}) * t_{tussen} - t_{dun}$$
$$F_{v,Rk} = 14256 + (20161 - 14256)/(16 - 8) * (12 - 8) = 17208N$$

4.3.1.4. Minimale waarde uit bezwijkmechanisme 'g', 'h' en de interpolatie tussen 'k' & 'm'

De minimale en dus maatgevende waarde voor de draagcapaciteit per afschuifvlak volgt uit de interpolatie tussen bezwijkmechanisme 'k' & 'm', dit gaf een waarde van $17208N$.

4.3.2. Draagcapaciteit per afschuifvlak in hoek α met de vezelrichting

4.3.2.1. Bezwijkmechanisme 'g'

$$F_{v,\alpha,Rk} = 19,23 * 93,5 * 16 * \left(\sqrt{2 + \frac{4 * 162141}{19,23 * 16 * 93,5^2}} - 1 \right) + \frac{0}{4} = 14300N$$

4.3.2.2. Bezwijkmechanisme 'h'

$$F_{v,\alpha,Rk} = 2,3 * \sqrt{162141 * 19,23 * 16} + \frac{0}{4} = 16246N$$

4.3.2.3. Interpolatie tussen bezwijkmechanisme 'k' & 'm'

$$F_{v,\alpha,Rk} = 1,15 * \sqrt{2 * 162141 * 19,23 * 16} + \frac{0}{4} = 11487N$$

$$F_{v,\alpha,Rk} = 11487 + \frac{(16246 - 11487)}{16 - 8} * (12 - 8) = 13867N$$

4.3.3. Karakteristiek draagvermogen per rij deuveld

4.3.3.1. Draagvermogen parallel aan de vezelrichting

$$F_{v,Rk} = N_{ef,P} * [\text{draagvermogen per afschuifvlak}] * [\text{aantal afschuifvlakken per deuvel}]$$

Waarin:

$$N_{ef} = \text{aantal effectieve deuvelds in een rij} = \min: N^{0,9} * \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \text{ of } n \quad [\text{art. 8.5.1.1 (4), NEN-EN 1995-1-1}]$$

Geeft:

$$n^{0,9} * \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} = 3^{0,9} * \sqrt[4]{\frac{60}{13*16}} = 1,97$$

$$n = 3$$

$$F_{v,Rk} = 1,97 * [17208] * [4] = 135588N, \text{ per rij deuvelds}$$

4.3.3.2. Draagvermogen in hoek 90° met de vezelrichting

$$F_{v,\alpha,Rk} = N_{ef,\alpha} * [\text{draagvermogen per afschuifvlak}] * [\text{aantal afschuifvlakken per deuvel}]$$

Waarin:

N_{ef} = aantal effectieve deuvels in een rij = $n = 3$

$$F_{v,\alpha,Rk} = 3 * [13867] * [4] = 166404N, \text{ per rij deuvels}$$

4.3.4. Rekenwaarde draagvermogen totaal

4.3.4.1. Draagvermogen parallel aan de vezelrichting

$$F_{v,Rd} = F_{v,Rk} * k_{mod} / \gamma_m \quad [\text{art. 2.4.1 (1), NEN-EN 1995-1-1}]$$

$$F_{v,Rd} = 135588 * 0,8 * 1,3 = 83438N$$

$$F_{v,Rd,tot} = F_{v,Rd} * [\text{aantal rijen deuvels}] = 83438 * 3 = 250314N$$

4.3.4.2. Draagvermogen in hoek α met de vezelrichting

$$F_{v,\alpha,Rd} = F_{v,\alpha,Rk} * k_{mod} / \gamma_m = 166404 * 0,8 * 1,3 = 102402N$$

$$F_{v,\alpha,Rd,tot} = F_{v,\alpha,Rd} * [\text{aantal rijen deuvels}] = 102402 * 3 = 307206N$$

4.4. Stijfheid verbinding

4.4.1. Bruikbaarheidsgrenstoestand

$$\text{Elastische vervorming per afschuifvlak, } K_{ser} = \rho_m^{1,5} * d/23 \quad [\text{tab. 7.1 NEN-EN 1995-1-1}]$$

Bij staal-hout of beton-hout verbindingen, mag K_{ser} worden vermenigvuldigd met 2.

$$K_{ser} = 430^{1,5} * 16/23 * 2 = 12405N/mm, \text{ per afschuifvlak}$$

Elastische vervorming voor de gehele verbinding, $K_{ser,tot} = K_{ser} * [\text{aantal rijen deuvels}] * [\text{aantal deuvels per rij}] * [\text{aantal afschuifvlakken per deuvel}] =$

$$K_{ser} = 12405 * 3 * 3 * 4 = 446608N/mm$$

4.4.2. Uiterste grenstoestand

$$\text{Elastische vervorming in de uiterste grenstoestand, } K_u = \frac{2}{3} * K_{ser} \quad [\text{art. 2.1 NEN-EN 1995-1-1}]$$

$$K_u = \frac{2}{3} * 446608 = 297739N/mm$$

4.5. Vervorming

4.5.1. Belastingen

Belastingen werkend op de ligger:

[Tabel NB.1 – 6.2., NEN-EN 1991-1-1/NB]

G _k ligger (totaal)									
E.G. vloer									
		7,7	*	1	*	0,32	*	4,3	=
								10,5952	kN/m ¹
E.G. ligger									
		0,4	*	1	*	0,7	*	4,3	=
								1,204	kN/m ¹
									+
								Totaal	11,7992
Q _k ligger (totaal)									
Vloerbelasting kantoor									
		7,7	*	1	*	2,5		=	
								19,25	kN/m ¹
scheidingswanden									
		7,7	*	1	*	1,2		=	
								9,24	kN/m ¹
									+
								Totaal	28,49 kN/m ¹

Voor de vervorming dienen geen belastingcombinaties uitgevoerd te worden.

$$\text{Oplegreactie totaal} = (9,12\text{m} * (28,49 + 11,7992)) / 2 = 184 \text{ kN}$$

$$\text{Oplegreactie t.g.v. E.G.} = (9,12\text{m} * (11,7992)) / 2 = 54 \text{ kN}$$

$$\text{Oplegreactie t.g.v. vloerbelasting} = (9,12\text{m} * (19,25)) / 2 = 88 \text{ kN}$$

$$\text{Oplegreactie t.g.v. overige veranderlijke belasting} = (9,12\text{m} * (9,24)) / 2 = 42 \text{ kN}$$

4.5.2. Speling op de verbinding

[tab. 7.1 NEN-EN 1995-1-1]

Uit tabel 7.1 van dat de speling bij de vervorming opgeteld moet worden.

$$\text{Spling op het gat in het stalen element} = 1\text{mm}$$

$$\text{Spling op het gat in de houten ligger} = 2\text{mm}$$

$$U_{\text{Spling, tot}} = 3\text{mm}$$

4.5.3. Vervorming

Initiele vervorming na aanbrengen belasting

$$u = \frac{F}{K_u} = 0,122mm$$

$$u_{inst,G} = \frac{54804}{446608} = 0,122mm$$

$$u_{inst,Q,i} = \frac{87780}{446608} = 0,196mm$$

$$u_{inst,Q,i} = \frac{42132}{446608} = 0,09mm$$

Vervorming met kruip

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q,1} + u_{fin,Q,i} \quad [art. 2.2.3, NEN-EN 1990+A1+A1]$$

Waarin:

$$u_{fin,G} = u_{inst,G}(1 + k_{def})$$

$$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1}(1 + \varphi_{2,1}k_{def})$$

$$u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i}(\varphi_{0,i} + \varphi_{2,1}k_{def})$$

Waarin:

$$\varphi_0 = 0,7$$

[tabel A1.1, NEN-EN 1990+A1+A1]

$$\varphi_2 = 0,3$$

[tabel A1.1, NEN-EN 1990+A1+A1]

$$k_{def} = 0,8$$

[tabel 3.2, NEN-EN 1990+A1+A1]

$$u_{fin,G} = 0,122 * (1 + 0,8) = 0,22mm$$

$$u_{fin,Q,1} = 0,20 * (1 + 0,3 * 0,8) = 0,24mm$$

$$u_{fin,Q,i} = 0,09 * (0,7 + 0,3 * 0,8) = 0,09mm$$

Geeft:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q,1} + u_{fin,Q,i} = 0,22 + 0,24 + 0,09 = 0,55mm$$

Bij de totale vervorming dient de speling op de verbinding opgeteld te worden,

Geeft:

$$u_{fin} = u_{fin} + u_{speling,tot} = 0,55 + 3 = 3,55mm$$

$$u_{inst} = \frac{183718}{446608} + 3 = 3,41mm$$

4.6. Splijtsterkte

4.6.1. Nederlandse code

$$f_{90,Rk} = 14 * b * w * \sqrt{\frac{h_e}{(1 - \frac{h_e}{h})}} = 14 * 400 * 1 * \sqrt{\frac{410}{(1 - \frac{410}{700})}} = 176169N \quad [art. 8.1.4, NEN-EN 1995-1-1]$$

$$f_{90,Rd} = f_{90,Rk} / \gamma_m * k_{mod} = 176169 / 1,3 * 0,8 = 112.748N \quad [art. 2.4.1 (1), NEN-EN 1995-1-1]$$

4.6.2. Duitse code DIN:1058

$$F_{uit,d} = t_{ef}^{0,8} h^{0,8} k_z k_s k_r k_g f_{t;90} = 96^{0,8} * 700^{0,8} * 12,68 * 1 * 1,37 * 1 * 2,5 = 315991 N$$

$$F_{uit,r} = F_{uit,d} / \gamma_m * k_{mod} = 315991 / 1,3 * 0,8 = 194456 N$$

Waarin:

Effectieve breedte t_{ef} = minimumwaarde van:
 - Deuvel lengte = 400mm
 - Breedte ligger = 400mm
 - 6 * diameter deuvel = 6 * 16 = 96mm

Geeft:

$t_{ef} = 96 \text{ mm}$

Hoogte $h = 700 \text{ mm}$

Factor $K_z = 6,5 + \frac{18 * h_e^2}{h^2} = 6,5 + \frac{18 * 410^2}{700^2} = 12,68$

Waarin:

Rand afstand tot de verste rij deuvels $h_e = 410 \text{ mm}$

Factor $K_s = \text{Maximum van } 1,0 \text{ of } 0,7 + \frac{1,4 * l_r}{h} = 0,7 + \frac{1,4 * 152}{700} = 1$

Waarin:

Lengte rij deuvels $l_r = 152 \text{ mm}$

Factor $K_r = \frac{n_r}{\sum_{i=1}^{n_r} \left(\frac{h-h_e}{h-h_i} \right)^2}$

Waarin:

Aantal rijen deuvels $n_r = 3$

Randafstand tot rij i $h_1 = 410 \text{ mm}$

$h_2 = 350 \text{ mm}$

$h_3 = 290 \text{ mm}$

$$\frac{3}{\sum_{i=1}^{n_r} \left(\frac{700 - 410}{700 - h_i} \right)^2} = \frac{3}{1 + 0,69 + 0,5} = 1,37$$

Geeft: $k_r = 1,37$

Factor $K_g =$
 0,5 Als $2s \geq 2h = 2 * 30 \geq 2 * 700$
 1,0 Als $2s \leq 2h = 2 * 30 \leq 2 * 700$
 0,5 Als $0,5h \leq 2s \leq 2 = 0,5 * 700 \leq 2 * 30 \leq 2$

Waarin:

0,5 * de afstand tussen 2 deuvels $s = 30 \text{ mm}$

Geeft: $k_g = 1,0$

4.7. Controle staalplaat

4.7.1. Tussenafstanden

Afstanden en tussenafstanden, zie figuur 3.1	Minimale maat	Maximale maat ^{1) 2) 3)}		
		Constructies vervaardigd van staalsoorten overeenkomstig EN 10025 met uitzondering van staalsoorten overeenkomstig EN 10025-5		Constructies vervaardigd van staalsoorten overeenkomstig EN 10025-5
		Staal blootgesteld aan het buitenklimaat of aan andere corrosieve invloeden	Staal niet blootgesteld aan het buitenklimaat of aan andere corrosieve invloeden	Onbehandeld staal
Eindafstand e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Grootste waarde van $8t$ of 125 mm
Randafstand e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Grootste waarde van $8t$ of 125 mm
Afstand e_3 in sleufgaten	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Afstand e_4 in sleufgaten	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Steek p_1	$2,2d_0$	Kleinste waarde van $14t$ of 200 mm	Kleinste waarde van $14t$ of 200 mm	Kleinste waarde van $14t_{min}$ of 175 mm
Steek $p_{1,0}$		Kleinste waarde van $14t$ of 200 mm		
Steek $p_{1,i}$		Kleinste waarde van $28t$ of 400 mm		
Steek p_2 ⁵⁾	$2,4d_0$	Kleinste waarde van $14t$ of 200 mm	Kleinste waarde van $14t$ of 200 mm	Kleinste waarde van $14t_{min}$ of 175 mm

¹⁾ De waarden voor steekmaten, rand- en eindafstanden zijn niet gemaximeerd, behalve in de volgende gevallen:
— voor op druk belaste elementen, om lokaal plooiën te vermijden en om corrosie te voorkomen in (aan het buitenklimaat) blootgestelde elementen (de grenswaarden zijn gegeven in de tabel), en
— voor (aan het buitenklimaat) blootgestelde op trek belaste elementen, om corrosie te voorkomen (de grenswaarden zijn gegeven in de tabel).
²⁾ De weerstand tegen lokaal plooiën van de op druk belaste plaat tussen de verbindingsmiddelen behoort te zijn berekend overeenkomstig EN 1993-1-1 waarbij de kniklengte gelijk is aan $0,6 p_1$. Het is niet noodzakelijk om lokaal plooiën tussen de verbindingsmiddelen te toetsen indien p_1/t kleiner is dan 9ϵ . De randafstand behoort niet groter te zijn dan de eisen voor lokaal plooiën van een uitstekende flens in de op druk belaste elementen, zie EN 1993-1-1. De eindafstand is niet beïnvloed door deze eis.
³⁾ t is de dikte van het dunste buitenste aangesloten onderdeel.
⁴⁾ De geometrische begrenzingen voor sleufgaten zijn in de in 1.2.7 vermelde verwijzingsnormen (groep 7) aangegeven.
⁵⁾ Voor verspringende rijen verbindingsmiddelen mag een minimale tussenafstand tussen twee rijen $p_2 = 1,2d_0$ zijn gebruikt, mits de minimale afstand, L , tussen elke twee verbindingsmiddelen groter dan of gelijk is aan $2,4d_0$, zie figuur 3.1b).

[tab. 3.3 NEN-EN 1993-1-8]

Minimale afstanden voor M16:

$$e_1 = 1,2 \cdot d_0 = 22 \text{ of } 25, 25 = \text{maatgevend}$$

$$e_2 = 1,2 \cdot d_0 = 25 \text{ of } 25, 25 = \text{maatgevend}$$

$$p_1 = 2,2 \cdot d_0 = 40 \text{ of } 40, 40 = \text{maatgevend}$$

$$p_2 = 2,4 \cdot d_0 = 43 \text{ of } 45, 45 = \text{maatgevend}$$

Maximale afstanden voor M16:

$$4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 16 + 40 = 104 \text{ mm}$$

$$4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 16 + 40 = 104 \text{ mm}$$

$$14 \cdot t \text{ of } 200 \text{ mm} = 224 \text{ of } 200 = 204 \text{ mm}$$

$$14 \cdot t \text{ of } 200 \text{ mm} = 224 \text{ of } 200 = 204 \text{ mm}$$

Gekozen waarden:

$$e_1 = 50 \text{ mm}, > 25, < 104, \text{ voldoet}$$

$$e_2 = a_{3,c} = 120 \text{ mm}, > 25, < 104, \text{ voldoet}$$

$$p_1 = a_2 = 60, > 40, < 204, \text{ voldoet}$$

$$p_2 = a_1 = 60, > 45, < 204, \text{ voldoet}$$

4.7.2. Stuijk boutgout

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

[tab. 3.4 NEN-EN 1993-1-8]

Waarin:

a_b is de kleinste waarde van a_d ; $\frac{f_{ub}}{f_u}$; 1

In de richting van de krachtsoverdracht:

$$\text{Eindbouten: } a_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{50}{3 \cdot 18} = 0,93$$

$$\text{Binnenste bouten: } a_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{60}{3 \cdot 18} - \frac{1}{4} = 0,86$$

Waarin:

$$d_o = d + \text{speling} = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

Geeft:

$$a_b = \min; 0,93/0,86; \frac{400}{235} = 1,7; 1 = 0,93/0,86$$

k_1 is de kleinste waarde van:

Loodrecht op de richting van de krachtsoverdracht:

Randbouten

$$k_1 = 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{120}{18} - 1,7 = 16,97$$

$$k_1 = 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \cdot \frac{60}{18} - 1,7 = 2,97$$

$$k_1 = 2,5$$

Binnenste bouten

$$k_1 = 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \cdot \frac{60}{18} - 1,7 = 2,97$$

$$k_1 = 2,5$$

Voor eind/randbouten:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,93 \cdot 235 \cdot 16 \cdot 12}{1,25} = 83555$$

Waarin:

$$a_b = 0,93$$

$$k_1 = 2,5$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad (\text{voor pennen})$$

Voor binnenste bouten:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 0,86 \cdot 235 \cdot 16 \cdot 12}{1,25} = 77706 \text{ N}$$

Waarin:

$$a_b = 0,86$$

$$k_1 = 2,5$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

4.1. Brand

4.1.1. Belastingen

Werkende vloerbreedte op ligger: 7,7 meter

Blijvende belastingen G_k :

Eigen gewicht vloer: $7,7 * 1 * 0,32 * 5 = 12,32 \text{ kN/m}^1$

Dichtheid: 5 kN/m^3

Dikte: 0,32 meter

Eigen gewicht ligger: $1 * 0,45 * 0,7 * 4,3 = 1,36 \text{ kN/m}^1$

Breedte: 0,45 meter

Hoogte: 0,7 meter

Dichtheid: 4,3 kN/m^3

$\frac{+}{13,68 \text{ kN/m}^1}$

[Tabel NB.1 – 6.2., NEN-EN 1991-1-1/NB]

Veranderlijke belastingen Q_k :

Kantoorbelasting: $7,7 * 1 * 2,5 = 19,25 \text{ kN/m}^1$

Gebouwen: 2,5 kN/m^2

Scheidingswanden: $7,7 * 1 * 1,2 = 9,24 \text{ kN/m}^1$

1,2 kN/m^2

$\frac{+}{28,49 \text{ kN/m}^1}$

4.1.2. Belastingcombinaties

Geen combinatie met wind dus uitsluitend $\psi_{2,1}$ aanhouden [Tabel NB.7 – A1.3, NEN-EN 1990+A1+A1/NB]

$\psi_{2,1} = 0,3$

[Tabel A1.1, NEN-EN 1990+A1+A1]

6.11a

$1,0 * 13,6 + 1,0 * 0,3 * 28,49 = 22 \text{ kN/m}^1$

[Tabel NB.7 – A1.3, NEN-EN 1990+A1+A1/NB]

A1.3.2 Rekenwaarden van belastingen in buitengewone en ontwerp- en berekeningssituatie

(1) De partiële factoren voor belastingen wat betreft de uiterste grenstoestanden in geval van buitengewone en ontwerp- en berekeningssituatie (formules 6.11a tot en met 6.12b) behoren gelijk aan 1,0 te zijn. ψ -waarden zijn gegeven in tabel A1.1.

OPMERKING Voor de aardbevingsontwerpsituatie zie ook EN 1998.

Tabel NB.7 – A1.3 — Rekenwaarden van belastingen voor het gebruik in buitengewone en aardbevingsbelastingscombinaties

Ontwerpsituatie	Blijvende belastingen		Overheersende buitengewone of aardbevingsbelasting	Veranderlijke belastingen gelijktijdig met de overheersende	
	Ongunstig	Gunstig		Belangrijkste (indien aanwezig)	Andere
Buitengewoon (Vgl. 6.11a/b)	1,0 $G_{k,j,sup}$	1,0 $G_{k,j,inf}$	1,0 A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}^a$	$\psi_{2,i} Q_{k,i} (i > 1)$
Aardbeving (Vgl. 6.12a/b)	1,0 $G_{k,j,sup}$	1,0 $G_{k,j,inf}$	1,0 A_{ek} of 1,0 A_{Ed}	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i} (i > 1)$

^a Uitsluitend voor wind in combinatie met brand bij het beoordelen van disproportionele schade volgens NEN-EN 1991-1-7; voor overige gevallen $\psi_{2,1}$.

4.1.3. Inbranddiepte

Het effect van hoekafrondingen moet meegenomen worden bij een ligger, dus wordt de inbranddiepte berekend als de schijnbare inbranddiepte.

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t = 0,7 \cdot 120 = 84 \text{ mm}$$

[art. 3.4.2, NEN-EN 1995-1-2]

Waarin:

Schijnbare inbrandsnelheid	β_n	= 0,7	[tabel 3.1, NEN-EN 1995-1-2]
Tijdsduur blootstelling aan brand	t	= 120 minuten	
Volumieke massa	ρ	= 430 kg/m ³	

	β_0	β_n
	mm/min	mm/min
a) Naaldhout en beuken		
Gelijmd gelamineerd hout met een karakteristieke volumieke massa van $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Gezaagd hout met een karakteristieke volumieke massa van $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,8

Oorspronkelijke afmetingen ligger: 450 x 700mm (b x h)

Afmetingen na inbranddiepte: 282 x 616mm (b x h)

4.1.4. Toetsing verbinding op sterkte tijdens brand

$$R_{d,t,fi} = \eta * (R_{20} / Y_{M,fi})$$

[art. 2.3 (2), NEN-EN 1995-1-2]

$$R_{d,t,fi} = 0,28 * (574097,8/1) = 163345,8 \text{ N}$$

(R_{20} verschilt iets met excel vanwege het afronden bij de handberekening, de waarde wordt hierom uit excel gehaald i.p.v. uit dit bestand, dit bestand geeft $R_{20} = 574096$)

Waarin:

$R_{d,t,fi}$	=	de ontwerpwaarde voor de draagcapaciteit
R_{20}	=	de 20% waarde van de draagcapaciteit bij normale temperaturen (zonder effect van de belastingduur en vocht)
η	=	omrekenfactor factor
$Y_{M,fi}$	=	partiele veiligheidsfactor voor hout in brand

Note 2: Design resistances are applied for connections, see 6.2.2 and 6.4. For connections a conversion factor η is given in 6.2.2.1.

$$R_{20} = k_{fi} * R_k = 1,15 * 499215 = 574096 \text{ N} \quad [\text{art. 2.3 (4), NEN-EN 1995-1-2}]$$

Waarin:

$$k_{fi} = 1,15$$

$$R_k = F_{v,\alpha,d,tot} / k_{mod} * Y_M = 307209 / 0,8 * 1,3 = 499214 \text{ N}$$

($F_{v,\alpha,d,tot}$ verschilt iets met excel vanwege het afronden bij de handberekening, de waarde wordt hierom uit excel gehaald i.p.v. uit dit bestand, dit bestand geeft $F_{v,\alpha,d,tot} = 307209$)

$$Y_{M,fi} = 1$$

$$\eta = e^{-k*t_{d,fi}} = e^{-0,085*14,8} = 0,28 \quad [\text{art. 6.2.2.1 (2), NEN-EN 1995-1-2}]$$

Waarin:

$$k = 0,085 \text{ wanneer } d > 12\text{mm}$$

$$t_{d,fi} = 14,80$$

k	is een parameter gegeven in tabel 6.3;
$t_{d,fi}$	is de rekenwaarde van de brandweerstand van de onbeschermde verbinding, in min.

Waarin:

$$t_{d,fi} = -\frac{1}{k} \ln \frac{n_{fi} * n_0 * k_{mod} * Y_{M,fi}}{Y_M * k_{fi}} = -\frac{1}{0,085} * \ln \frac{0,45 * 1,18 * 0,8 * 1}{1,3 * 1,15} = 14,80$$

Waarin:

η_{fi}	= 0,45	[art. 2.4.2, NEN-EN 1995-1-2/NB]
η_0	= $F_{v,\alpha,d,tot} / E_d = 260000 / 307209 = 1,18$	
k_{mod}	= 0,8	[art. 2.3.1.2, NEN-EN 1995-1-1]
k_{fi}	= 1,15	[tabel 2.1, NEN-EN 1995-1-2]
Y_M	= 1,3	[tabel 3.1, NEN-EN 1995-1-1]
$Y_{M,fi}$	= 1	[art. 2.3, NEN-EN 1995-1-2/NB]
k	= 0,085	[tabel 6.3, NEN-EN 1995-1-2]
E_d oplegreactie	= 260000 N	
$F_{v,\alpha,d,tot}$	= 307209 N	

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} * E_d$$

[art. 2.4.2 van NEN-EN 1995-1-2]

$$E_{d,fi} = 0,45 * 260000 = 117000 \text{ N}$$

Waarin:

$$\eta_{fi} = 0,45$$

[art. 2.4.2, NEN-EN 1995-1-2/NB]

$$E_d = 260000 \text{ N}$$

Geeft:

$$E_{d,fi} < R_{d,t,fi}$$

[art. 2.4.1 van NEN-EN 1995-1-2]

$$117000 < 163345,8, \text{ voldoet}$$

4.1.5. Toetsing op vervorming

$$K_{fi} = k_u * \eta_f$$

[art. 4.3.4 (2) van NEN-EN 1995-1-2]

$$K_{fi} = 297739 * 0,67 = 199485 \text{ N}$$

Waarin:

$$K_u = 297739 \text{ N}$$

$$\eta_f = 0,67$$

[tabel 4.2 van NEN-EN 1995-1-2]

Geeft:

$$u = (G + Q_1 + Q_i) / K_{fi} + U_{speling,tot} = 183718 / 199485 + 3 = 3,92 \text{ mm}$$

Waarin:

$$G = \text{oplegreactie t.g.v. eigen gewicht} = 53804 \text{ N}$$

$$Q_1 = \text{oplegreactie t.g.v. veranderlijke belasting 1} = 87780 \text{ N}$$

$$Q_2 = \text{oplegreactie t.g.v. veranderlijke belasting 1} = 42134 \text{ N}$$

$$\text{Totaal} = 183718 \text{ N}$$

$$K_{fi} = 199485$$

$$U_{speling,tot} = 1 + 2 = 3 \text{ mm}$$

$$\text{Speling van de deuvel in het gat van de houten ligger} = 1 \text{ mm}$$

$$\text{Speling van de deuvel in het gat van de staalplaat} = 2 \text{ mm}$$

BIJLAGE 8A

Excelberekening maatgevende deugelverbinding

OPDRACHTGEVER

Arcadis

Afdeling gebouwen

Lichtenauerlaan 100
3062 ME Rotterdam

Begeleider:

Gerard van engelen

Senior Specialist Structural Engineering

LEERINSTELLING

Hogeschool Rotterdam

Opleiding Civiele Techniek

G.J. de Jonghweg 4-6
3015GG Rotterdam

Begeleider:

Sven van Rosmalen

AFSTUDEERDERS

Roel Majoor

Maarten Schoen

Gerard van Engelen:

.....

Berekening deuvelfverbinding

Bepalen rekenwaarde materiaal eigenschap (invoer)

volgens NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011

Klimaatklasse

- 1 vochtgehalte bij 20°C en een rel. vochtigheid hoger dan 65%
- 2 vochtgehalte bij 20°C en een rel. vochtigheid hoger dan 85%
- 3 klimaatomstandigheden met hogere vochtgehalten t.o.v. k2

Klimaatklasse:

2

Belastingduurklasse:

Middellang

(kortste maatgevend)

γ_M

1,30 (Voor verbindingen)

Tabel 2.2 — Voorbeelden van toekenning van belastingduurklassen

Belastingduurklasse	Belastingvoorbeelden
Blijvend	Eigen gewicht
Lang	Opslag
Middellang	Opgelegde vloerbelasting
Kort	Sneeuw, wind
Zeer kort	Bijzondere belasting

Tabel 2.1 — Belastingduurklassen

Belastingduurklasse	Grootteorde van de cumulatieve duur van de karakteristieke belasting
Blijvend	Langer dan 10 jaar
Lang	6 maanden – 10 jaar
Middellang	1 week – 6 maanden
Kort	Minder dan 1 week
Zeer kort	

Bepalen rekenwaarde materiaal eigenschap (uitvoer)

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M} \longrightarrow X_k = f_{m,g,k} \& f_{t,0,g,k} \& \rho_{g,k}$$

k_{mod}

0,8

(afhankelijk van klimaten belastingduurklasse)

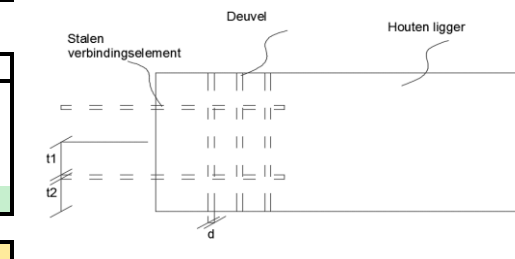
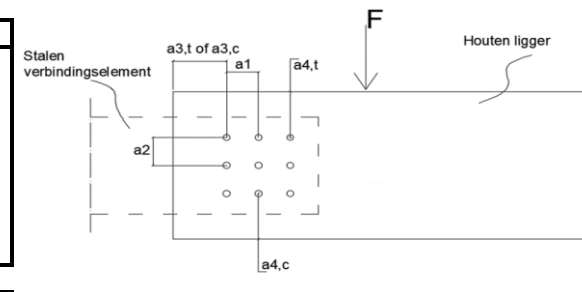
Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h				Rekenwaarde waarde	
$f_{m,g,k}$	30	N/mm ²	Buigsterkte	18,5	N/mm ²
$f_{t,0,g,k}$	24	N/mm ²	Treksterkte	14,8	N/mm ²
$E_{0,g,mean}$	13600	N/mm	Elasticiteits modulus	nvt	N/mm
$\rho_{g,k}$	430	kg/m ³	Dichtheid	264,6	kg/m ³

Materiaal eigenschappen deuvelf			
d	12	mm	diameter
$f_{u,k}$	400	N/mm ²	Treksterkte
Tussenafstand 1 (a_1)	60	mm	
Tussenafstand 2 (a_2)	60	mm	
Eindafstand ($a_{3,t}$ of $a_{3,c}$)	120	mm	
Randafstand 1 ($a_{4,t}$)	80	mm	
Randafstand 2 ($a_{4,c}$)	80	mm	

Materiaal eigenschappen staalplaat		
t	12	mm dikte
$f_{u,k}$	235	N/mm ² Treksterkte

Slankheid ratio		
$\lambda = \frac{t}{d}$	t = 64 mm	
	d = 12 mm	
	$\lambda = 5,33$	
	$\lambda = > 4$	
VOLDOET		

ligger hoogte	700 mm
532 <	700
VOLDOET	



Bepalen stuiksterkte (invoer)

Bepalen stuiksterkte invoer

Hoek α waaronder de kracht aangrijpt = 90 graden

Houtsoort = LVL

Reductie waarde k_{90} : 1,48 k_{90}

$$k_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015 d & \text{for softwoods} \\ 1,30 + 0,015 d & \text{for LVL} \\ 0,90 + 0,015 d & \text{for hardwoods} \end{cases}$$

Bepalen stuiksterkte (uitvoer)

Stuiksterkte hout parallel aan de vezelrichting

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01 d) \rho_k = f_{h,0,k} \quad 31,0 \quad \text{N/mm}^2$$

Stuiksterkte onder een hoek met de vezelrichting

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = f_{h,\alpha,k} \quad 21,0 \quad \text{N/mm}^2$$

Stuiksterkte loodrecht op de vezelrichting

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = f_{h,90,k} \quad 21,0 \quad \text{N/mm}^2$$

Berekening vloeimoment deuveld

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} = M_{y,Rk} \quad 76745 \quad \text{Nmm}$$

Bepalen minimale (tussen) deuvelfafstanden (invoer)

Richting van de reactiekracht in de deuvelfverbinding:

hoek α = 270 $0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$

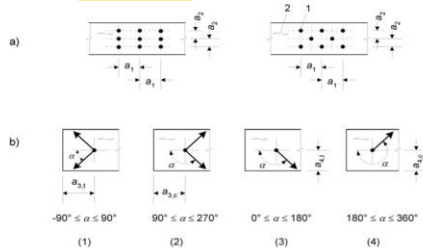
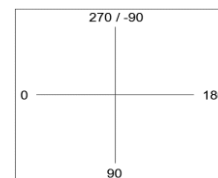


Figure 8.7 – Spacings and end and edge distances
(a) Spacing parallel to grain in a row and perpendicular to grain between rows, (b) Edge and end distances

Bepalen minimale (tussen) deuvelfafstanden (uitvoer)

Table 8.5 – Minimum spacings and edge and end distances for dowels

Spacing and edge/end distances (see Figure 8.7)	Angle	Minimum spacing or edge/end distance
a_1 (parallel to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3 + 2 \cos \alpha) d$
a_2 (perpendicular to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$
$a_{3,l}$ (loaded end)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7 d; 80 \text{ mm})$
$a_{3,e}$ (unloaded end)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max(a_{3,l} \sin \alpha d; 3 d)$ $3 d$ $\max(a_{3,l} \sin \alpha d; 3 d)$
$a_{4,l}$ (loaded edge)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max((2 + 2 \sin \alpha) d; 3 d)$
$a_{4,e}$ (unloaded edge)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$



Tussenafstand α_1 = 36 mm

Tussenafstand α_2 = 36 mm

Eindafstand $a_{3,t}$ of $a_{3,c}$ = 84 mm

($\alpha_{3,t} |\sin \alpha|$) is aangenomen in plaats van ($\alpha_{3,t} |\sin \alpha|$)d

Randafstand $\alpha_{4,t}$ = 48 mm Boven

Randafstand $\alpha_{4,c}$ = 36 mm Onder

Gekozen tussenafstand

α_1 =	60 mm	VOLDOET
α_2 =	60 mm	VOLDOET
α_1 =	120 mm	VOLDOET

Gekozen randafstand

$\alpha_{4,t}$	80 mm	VOLDOET
$\alpha_{4,c}$	80 mm	VOLDOET

Bepalen max. tolerantie waarden bouten, gaten en ringen

(1) The minimum dowel diameter should be 6 mm. The tolerances on the dowel diameter should be $-0/+0,1$ mm. Pre-bored holes in the timber members should have a diameter not greater than the dowel.

10.4.3 Bolts and washers

(1) Bolt holes in timber should have a diameter not more than 1 mm larger than the bolt. Bolt holes in steel plates should have a diameter not more than 2 mm or $0,1d$ (whichever is the greater) larger than the bolt diameter d .

(2) Washers with a side length or a diameter of at least $3d$ and a thickness of at least $0,3d$ should be used under the head and nut. Washers should have a full bearing area.

(3) Bolts and lag screws should be tightened so that the members fit closely, and they should be re-tightened if necessary when the timber has reached equilibrium moisture content to ensure that the load-carrying capacity and stiffness of the structure is maintained.

(4) The minimum diameter requirements given in Table 10.1 apply to bolts used with timber connectors, where:

d_c is the connector diameter, in mm;

d is the bolt diameter, in mm

d_i is the diameter of centre hole of connector.

Minimale diameter deuvel $d \geq 6$ mm

Maximale diameter $d < 30$ mm

Bepalen max. tolerantie waarden bouten, gaten en ringen (uitvoer)

Gekozen diameter deuvel 12 mm **VOLDOET**

Gat toleranties voor deuvels in hout

$d = 13$ mm

Gat toleranties voor deuvels in staal

$d = 14$ mm

Minimale afmetingen sluitring

$d = 36$ mm

diameter sluitring

$t = 3,6$ mm

dikte sluitring

Table 10.1 – Requirements for diameters of bolts used with timber connectors

Type of connector EN 912	d_c	d minimum	d maximum
	mm	mm	mm
A1 – A6	≤ 130	12	24
A1, A4, A6	> 130	$0,1 d_c$	24
B		$d_i - 1$	d_i

Bepalen klassificatie staalplaat (invoer)

Het draagvermogen van de staal-hout verbinding hangt af van de dikte van de staalplaat. Er wordt onderscheid gemaakt tussen dunne, dikke staalplaten. Afhankelijk van de dikte moet er met een andere formule de draagvermogen berekend worden.

Dunne staalplaten wanneer: $t \leq 0,5d$

Dikke staalplaat wanneer: $t \geq d$
met max gat tolerantie van $0,1 \cdot d$

Bij een staalplaat die tussen dun en dik in zit worden beide formules geïntepoleerd

Bepalen klassificatie staalplaat (invoer)

Bepalen dikte van de staalplaat voor berekening sterkte deuvel verbinding, Voorwaarden voor indelen naar dikte is:

$t =$ dikte gekozen staalplaat = 12 mm

$d =$ diameter gekozen deuvel = 12 mm

Dunne staalplaat 6 mm

Dikke staalplaat 12 mm

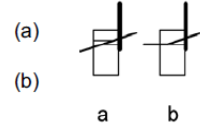
Kwalificatie staalplaat: Dik

Tolerantie op gat diameter: 1,2 mm

Berekening draagvermogen volgens eurocode (schema's)

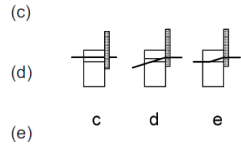
Dunne staalplaat in enkelsnedige verbinding

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 f_{h,k} t_1 d \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$



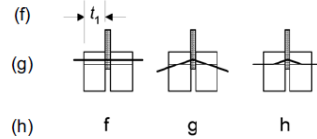
Dikke staalplaat in enkelsnedige verbinding

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} t_1 d \\ f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$



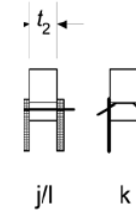
Staalplaat van elke dikte als middelste element in een dubbelsnedige verbinding

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \\ f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$



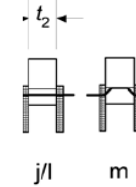
Dunne staalplaten als buitenste element in een dubbelsnedige verbinding

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (j) \\ (k) \end{array}$$



Dikke staalplaat als buitenste elementen in een dubbelsnedige verbinding

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (l) \\ (m) \end{array}$$



where:

- $F_{v,Rk}$ is the characteristic load-carrying capacity per shear plane per fastener;
- $f_{h,k}$ is the characteristic embedment strength in the timber member;
- t_1 is the smaller of the thickness of the timber side member or the penetration depth;
- t_2 is the thickness of the timber middle member;
- d is the fastener diameter;
- $M_{y,Rk}$ is the characteristic fastener yield moment;
- $F_{ax,Rk}$ is the characteristic withdrawal capacity of the fastener.

Draagcapaciteit meersnedige verbinding (invoer)

De weerstand van elk afschuifvlak moet berekend worden door aan te nemen dat elk afschuifvlak onderdeel is van een three member verbinding

Bezwijkmode (e), (f) en (j/l) mogen niet gecombineerd worden

Invoer

t_1	64 mm
t_2	128 mm
Afschuifvlakken deugel	4 st.
Aant. deugels in een rij	6 st.
Aantal rijen	4 st.
Hoek α	90 Graden

Stuiksterkte hout parallel aan de vezelrichting	31,03 N/mm ²
Stuiksterkte onder hoek met de vezelrichting	20,97 N/mm ²
Stuiksterkte loodrecht op de vezelrichting	20,97 N/mm ²
Vloeimoment deugel	76745,42 N/mm

Draagcapaciteit meersnedige verbinding (uitvoer)

Alle staalplaten

g	$F_{v,Rk}$	=	11526	N	in vezelrichting
g	$F_{v,Rk}$	=	8306	N	in hoek α met de vezelrichting
h	$F_{v,Rk}$	=	12295	N	in vezelrichting
h	$F_{v,Rk}$	=	10106	N	in hoek α met de vezelrichting

Dunne staalplaten

Dun	k	$F_{v,Rk}$	=	Nvt.	N	in vezelrichting
	k	$F_{v,Rk}$	=	Nvt.	N	in hoek α met de vezelrichting

Dikke staalplaten

Dik	m	$F_{v,Rk}$	=	12295	N	in vezelrichting
	m	$F_{v,Rk}$	=	10106	N	in hoek α met de vezelrichting

Tussen staalplaten

Tussen	interpolatie	$F_{v,Rk}$	=	Nvt.	N	in vezelrichting
	tussen k & m	$F_{v,Rk}$	=	Nvt.	N	in hoek α met de vezelrichting

Minimale waarden uit de formule 'g' & 'h' & k('Dun') OF m('Dik') OF k&m('Tussen') = draagcapaciteit per afschuifvlak

min g,h,k,m	$F_{v,Rk}$	=	11526	N	in vezelrichting
	$F_{v,Rk}$	=	8306	N	in hoek α met de vezelrichting

Wanneer de staalplaat geclassificeerd is als 'tussen' wordt de waarde voor de op te nemen kracht per afschuifvlak berekend door het interpoleren tussen de waarden van de dun en dik geclassificeerde staalplaten. Hierom zijn de waarden voor de dunne en dikke staalplaten in dit geval wel berekend.

Effectieve deuvels en totaal draagcapaciteit (invoer)

Bij een meervoudige deuvelverbinding moet een reductiefactor meegenomen worden als er meerdere deuvels in een rij zitten

Afschuifvlakken deuvel	4 st.
Aant. deuvels in een rij	6 st.
Aantal rijen	4 st.
Hoek α	90 Grad

draagcapaciteit per afschuifvlak

in vezelrichting	11526 N
in hoek α met de vezelrichting	8306 N

k_{mod}	=	0,8
γ_M	=	1,3

Bij hoeken tussen $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ kan n_{ef} worden bepaald door lineaire interpolatie

Aantal effectieve deuvels en totaal draagcapaciteit (uitvoer)

Effectieve deuvels in een rij parallel aan de vezelrichting

$n_{ef,p}$	=	3,95
------------	---	------

$$n_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \\ n^{0,9} \sqrt{\frac{a_1}{13d}} \end{array} \right.$$

Effectieve deuvels in een rij loodrecht op de vezelrichting

$n_{ef,L}$	=	6
------------	---	---

$$n_{ef} = n$$

Effectieve deuvels in een rij in een hoek α op de vezelrichting

$$n_{ef} = (N_{ef,p} + (N_{ef,L} - N_{ef,p}) / 90^\circ \alpha)$$

n_{ef}	=	6
----------	---	---

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} F_{v,Rk}$$

Draagcapaciteit per rij deuvels (= aantal effectieve deuvels * aantal afschuifvlakken * draagcapaciteit per afschuifvlak)

$F_{v,Rk}$	=	182108 N	in vezelrichting
$F_{v,\alpha,Rk}$	=	199355 N	in hoek α met de vezelrichting

Draagcapaciteit per rij deuvels rekenwaarde (= draagcapaciteit deuvel * k_{mod} / γ_M)

$F_{v,Rd}$	=	112067 N	in vezelrichting
$F_{v,\alpha,Rd}$	=	122680 N	in hoek α met de vezelrichting

Draagcapaciteit totaal (= draagcapaciteit per rij deuvels * aantal rijen)

$F_{v,d,tot}$	=	448267 N	in vezelrichting
$F_{v,\alpha,d,tot}$	=	490719 N	in hoek α met de vezelrichting

Oplegreactie:

295000

Stijfheid verbinding (invoer)

$\rho_{g,k}$	=	430 kg/m ³
d	=	12 mm

Bij staal-hout of beton-hout verbindingen, mag K_{ser} vermenigvuldigd worden met 2

De verschuivingsmodulus van een verbinding bij de uiterste grenstoestand K_u behoort te worden genomen als:

Stijfheid verbinding (uitvoer)

Elastische vervorming verbinding per afschuifvlak

K_{ser}	=	$\rho_m^{1,5} d / 23$	=	9304 N/mm	per afschuifvlak
-----------	---	-----------------------	---	-----------	------------------

Elastische vervorming gehele verbinding (= K_{ser} * aant. rijen deuvels * aant. deuvels / rij * aant. afschuifvlakken / deuvel)

$K_{ser,tot}$	893218 N/mm	(bruikbaarheidsgrenstoestand)
---------------	-------------	-------------------------------

K_u	595478 N/mm	(uiterste grenstoestand)
-------	-------------	--------------------------

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser}$$

Vervorming (invoer)			Vervorming (uitvoer)		
Lengte ligger:	9,12	meter	Speling deuvel gatin houten ligger	1	mm
Opleg reactie:			Speling deuvel gat in stalen element	2	mm
T.g.v. het eigengewicht	G =	62356 N	U _{speling,tot}	3	mm
Overheersende veranderlijke belasting	Q ₁ =	87780 N	Uit tabel 7.1 volgt dat de speling bij de vervorming opgeteld moet worden		
Overige veranderlijke belasting	Q _i =	42134 N			
Ψ ₀	0,7	NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011 - Tabel A1.1	u _{inst}	3,22	mm
Ψ ₂	0,3	NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011 - Tabel A1.1			(= (G + Q ₁ + Q _i)/K _{ser,tot} + U _{speling,tot})
k _{def}	0,8	Klimaat klasse 2 aangenomen, Nog nader bepalen			uiterste grenstoestand
(3) Bij verbindingen bestaande uit houten elementen met eenzelfde tijdsafhankelijk gedrag behoort de waarde van k _{def} te zijn verdubbeld.			u _{fin,g}	0,13	mm
(4) Bij een verbinding bestaande uit twee houtachtige elementen met een verschillend tijdsafhankelijk gedrag behoort de uiteindelijke vervorming te zijn berekend met de volgende vervormingsfactor k _{def} :			u _{fin,Q,1}	0,12	mm
$k_{def} = 2 \sqrt{k_{def,1} \cdot k_{def,2}}$			u _{fin,Q,i}	0,04	mm
staal hout verbinding dus geen vermenigvuldiging factor			u _{fin}	3,29	mm
			$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q_1} + \sum u_{fin,Q_i} \quad (2.2)$ waarin: $u_{fin,G} = u_{inst,G} (1 + k_{def}) \quad \text{voor de blijvende belasting } G \quad (2.3)$ $u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1} (1 + \varphi_{2,1} k_{def}) \quad \text{voor de overheersende veranderlijke belasting } Q_1 \quad (2.4)$ $u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i} (\varphi_{0,i} + \varphi_{2,i} k_{def}) \quad \text{voor de gelijktijdige veranderlijke belastingen } Q_i (i > 1) \quad (2.5)$		

(5)P It shall be taken into account that the load-carrying capacity of steel-to-timber connections with a loaded end may be reduced by failure along the perimeter of the fastener group.

NOTE: A method of determining the strength of the fastener group is given in Annex A (informative).

Tabel 3.2 — Waarden van k_{def} voor hout en houtachtige materialen

Materiaal	Norm	Klimaatklasse		
		1	2	3
Gelijmd gelamineerd hout	EN 14080	0,60	0,80	2,00

$$K_{\text{mean,fin}} = \frac{K_{\text{mean}}}{(1 + k_{\text{def}})}$$

7.1 Joint slip

(1) For joints made with dowel-type fasteners the slip modulus K_{ser} per shear plane per fastener under service load should be taken from Table 7.1 with ρ_m in kg/m³ and d or d_c in mm. For the definition of d_c , see EN 13271.

NOTE: In EN 26891 the symbol used is k_s instead of K_{ser} .

Table 7.1 – Values of K_{ser} for fasteners and connectors in N/mm in timber-to-timber and wood-based panel-to-timber connections

Fastener type	K_{ser}
Dowels Bolts with or without clearance ^a Screws Nails (with pre-drilling)	$\rho_m^{1,5} d / 23$
Nails (without pre-drilling)	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30$
Staples	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 80$
Split-ring connectors type A according to EN 912 Shear-plate connectors type B according to EN 912	$\rho_m d / 2$
Toothed-plate connectors: – Connectors types C1 to C9 according to EN 912 – Connectors type C10 and C11 according to EN 912	$1,5 \rho_m d / 4$ $\rho_m d / 2$
^a The clearance should be added separately to the deformation.	

Tabel 3.1 — Waarden van k_{mod}

Materiaal	Norm	Klimaat-klasse	Belastingsduurklasse				
			Blijvend	Lang	Middellang	Kort	Zeer kort
Gelijmd gelamineerd hout	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

(4) For the limitation of the rope effect $F_{\text{ax,Rk}}$ 8.2.2(2) applies.

Tabel NB.2 – A1.1 — ψ -factoren voor gebouwen

Belasting	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Voorgeschreven belastingen in gebouwen, categorie			
Categorie A: woon- en verblijfsruimtes	0,4	0,5	0,3
Categorie B: kantoorruimtes	0,5	0,5	0,3
Categorie C: bijeenkomstruimtes	0,6/0,4 ^a	0,7	0,6
Categorie D: winkelruimtes	0,4	0,7	0,6
Categorie E: opslagruimtes	1,0	0,9	0,8
Categorie F: verkeersruimte, voertuiggewicht ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categorie G: verkeersruimte ^b , 30 kN < voertuiggewicht ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categorie H: daken	0	0	0
Sneeuwbelasting	0	0,2	0
Belasting door regenwater	0	0	0
Windbelasting	0	0,2	0
Temperatuur (geen brand)	0	0,5	0
^a De waarde 0,6 geldt voor delen van het gebouw die in geval van een calamiteit zwaar kunnen worden belast door een mensenmenigte (vluchtroutes, trappen enz.); de waarde 0,4 geldt in overige gevallen. ^b Met verkeersruimte wordt in dit geval een ruimte bedoeld waar voertuigen kunnen rijden, bijvoorbeeld parkeergarages.			

(3) For steel-to-timber or concrete-to-timber connections, K_{ser} should be based on ρ_m for the timber member and may be multiplied by 2,0.

Tabel 2.3 — Aanbevolen partiële factoren γ_M voor materiaaleigenschappen en weerstanden

Fundamentele combinaties:	
Gezaagd hout	1,3
Gelijmd gelamineerd hout	1,25
LVL, multiplex, OSB	1,2
Spaanplaten	1,3
Vezelplaten, hard	1,3
Vezelplaten, medium	1,3
Vezelplaten, MDF	1,3
Vezelplaten, zacht	1,3
Verbindingen	1,3
Metalen hechtplaten	1,25
Bijzondere combinaties	1,0

$f_{m,0,rep}$ buigsterkte evenwijdig aan de vezel
 $E_{0,ser,rep}$ elasticiteitsmodulus evenwijdig aan de vezel in de bruikbaarheidsgrenstoestand
 ρ_{rep} volumieke massa
 $f_{t,0,rep}$ treksterkte evenwijdig aan de vezel
 $f_{t,90,rep}$ treksterkte loodrecht op de vezel
 $f_{c,0,rep}$ druksterkte evenwijdig aan de vezel
 $f_{c,90,rep}$ druksterkte loodrecht op de vezel
 $f_{v,0,rep}$ schuifsterkte
 $E_{0,u,rep}$ elasticiteitsmodulus evenwijdig aan de vezel in de uiterste grenstoestand
 $E_{90,ser,rep}$ elasticiteitsmodulus loodrecht op de vezel bij naaldhout
 $E_{90,ser,rep}$ elasticiteitsmodulus loodrecht op de vezel bij loofhout
 $G_{ser,rep}$ afschuivingmodulus.

ter vergelijking met het gebouw treet			
gegevens treet		totaal	uitkomst treet
diameter deuvls	12	12702,0067	609696,3239 447
Pm =	430*2 =	840	
aantal deuvls	12		

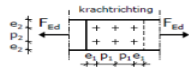
447 /	(2/3)	=	670,5
670,5 /	2	=	335,25
335,25 *	1,25	=	419,0625
419,0625 /	1,25	=	335,25
335,25 *	2	=	670,5
670,5 *	(2/3)	=	447

Table 5 — Characteristic strength and stiffness properties an N/mm² and densities in kg/m³ for homogeneous glulam

Property	Symbol	Glulam strength class						
		GL 20h	GL 22h	GL 24h	GL 26h	GL 28h	GL 30h	GL 32h
Bending strength	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Tensile strength	$f_{t,0,g,k}$	16	17,6	19,2	20,8	22,3	24	25,6
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Compression strength	$f_{c,0,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Shear strength (shear and torsion)	$f_{v,g,k}$	3,5						
Rolling shear strength	$f_{r,g,k}$	1,2						
Modulus of elasticity	$E_{0,g,mean}$	8 400	10 500	11 500	12 100	12 600	13 600	14 200
	$E_{0,g,05}$	7 000	8 800	9 600	10 100	10 500	11 300	11 800
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Shear modulus	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Rolling shear modulus	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Density	$\rho_{g,k}$	340	370	385	405	425	430	440
	$\rho_{g,mean}$	370	410	420	445	460	480	490

Controle staalplaat

Invoer



e = eindafstand
p = steek
e₁ en p₁ : evenwijdig aan krachtrichting
e₂ en p₂ : loodrecht op krachtrichting

minimumwaarden volgens Eurocode 3	maximumwaarden volgens Eurocode 3	bout- diameter d _b	minimale boutafstanden			
			p ₁	p ₂	e ₁	e ₂
e ₁ ≥ 1,2 d ₀ e ₂ ≥ 1,5 d ₀ p ₁ ≥ 2,2 d ₀ p ₂ ≥ 3,0 d ₀	e ₁ ≤ 4 t + 40 mm e ₂ ≤ 4 t + 40 mm p ₁ ≤ 14 t of 200 mm p ₂ ≤ 14 t of 200 mm	M12 M16 M20 M24 M30	35 40 50 60 70	35 45 55 65 80	20 25 30 35 40	20 25 30 35 40

Bout diameter = M12

p1 = 60 mm

p2 = 60 mm

e1 = 50 mm

e2 = 120 mm

f_{ub} = 400 N/mm²

f_u = 235 N/mm²

Diameter deugel = 12 mm

Dikte staalplaat = 12 mm

d0 = 14 mm

Speling op gat = 2 mm

Partiele veiligheid Y_{M2} = 1,25

Totaal aantal deugels = 24 st.

Oplegreactie = 295000 N

Optredende kracht per deugel = optredende oplegreactie / totaal aantal deugels
= 12291,67 < 67680

Uitvoer

p1 min	=	35	<	60	VOLDOET
p2 min	=	35	<	60	VOLDOET
e1 min	=	20	<	50	VOLDOET
e2 min	=	20	<	120	VOLDOET

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

a_b is de minimale waarde van: 1 ; f_{ub}/f_u ; a_d

f _{ub} /f _u	=	1,70			
a _d	=	Eindbouten:	e ₁ /(3*d ₀) =	1,19	
		Binnenste bouten:	p ₁ /(3*d ₀)-(1/4) =	1,18	

Geeft:

Eindbouten:		Binnenste bouten:			
a _b	=	1	a _b	=	1

k₁ is de minimale waarde van: 2,8 * (e₂/d₀) - 1,7 ; 1,4 * (p₂/d₀) - 1,7 ; 2,5

		2,5			
2,8 * (e ₂ /d ₀) - 1,7	=	22,3			
1,4 * (p ₂ /d ₀) - 1,7	=	4,3			

Geeft:

Eindbouten:		Binnenste bouten:			
k ₁	=	2,5	k ₁	=	2,5

Eind/randbouten:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 67680$$

Binnenste bouten:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 67680$$

Afschuiving staalplaat			
Invoer		Uitvoer	
berekend volgens controle bij staalprofielen		t _{max} =	135,7 N/mm ²
$t = \frac{V_{max}}{A_{lijf}}$		t =	122,9 N/mm ²
$t_{Max} = \frac{\sigma}{\sqrt{3}}$		UC =	0,91
			Voldoet
dikte staalplaat	12 mm		
Lengte staalplaat	100 mm		
Aantal staalplaten	2		
Vmax	295000 N		

Controle splijtsterkte ligger (invoer) NL

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

Modificatie factor	1	(voor verbindingen)
Belaste randafstand	449	mm
Hoogte ligger	700	mm
Breedte ligger	450	mm

Controle splijtsterkte ligger (uitvoer) NL

$$F_{90,Rk} = 222934$$

$$F_{90,Rd} = F_{90,Rk} * Y_m * k_{mod} = 137190 \text{ N}$$

Controle splijtsterkte ligger (invoer) DUI

$$F_{uit} = t_{ef}^{0.8} h^{0.8} k_z k_s k_r k_g f_{t,90}$$

t_{ef}	=	144	mm
h	=	700	mm
$f_{t,90}$	=	treksterkte loodrecht op de vezelrichting	2,5 N/mm ²
k_z	=	13,9	
h_e	=	449	mm
k_s	=	1,3	
l_r	=	300	mm
k_r	=	1,63	
n_r	=	4	
$h_{i,1}$		269	mm
$h_{i,2}$		389	mm
$h_{i,3}$		329	
$h_{i,4}$	=	h_e	= 449 mm
k_g	=	1	
s	=	30	

Controle splijtsterkte ligger (uitvoer) DUI

$$k_z = 6.5 + \frac{18h_e^2}{h^2}$$

$$k_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.0 \\ 0.7 + \frac{1.4l_r}{h} \end{array} \right.$$

$$k_r = \frac{n_r}{\sum_{i=1}^{n_r} \left(\frac{h - h_e}{h - h_i} \right)^2}$$

$$k_g = \begin{cases} 0.5 & , 2s \geq 2h \\ 1.0 & , 2s \leq 0.5h \\ \frac{2s}{4h} + 0.5 & , 0.5h \leq 2s \leq 2 \end{cases}$$

$$F_{uit,d} = 743109 \text{ N} \quad (\text{karakteristiek})$$

$$F_{uit,d} = 457298 \text{ N} \quad (\text{rekenwaarde})$$

Brand

Bepalen rekenwaarde sterkte eigenschappen gelamineerd hout bij brand

Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h			
$f_{m,g,k}$	30	N/mm ²	Buigsterkte
$f_{t,0,g,k}$	24	N/mm ²	Treksterkte
$E_{0,g,mean}$	13600	N/mm	Elasticiteits modulus
$E_{0,g,05}$	11300	N/mm	Elasticiteits modulus

Voor de toetsing van de draagkracht van de ligger bij brand moeten de 20 percentielwaardes van de sterkte eigenschappen gebruikt worden

20% - fractielwaarde van stijfheid	20% - fractielwaarde van sterkte eigenschap
$S_{20} = k_{fi} S_{05}$	$f_{20} = k_{fi} f$

Tabel 2.1 — Waarden voor k_{fi}

Gezaagd hout	1,25
Gelijmd gelamineerd hout	1,15

$$k_{fi} = 1,15$$

Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h			
$f_{m,g,k,20}$	34,5	N/mm ²	Buigsterkte
$f_{t,0,g,k,20}$	27,6	N/mm ²	Treksterkte
$E_{0,g,20}$	12995	N/mm	Elasticiteits modulus

Bepalen inbranddiepte ligger

Het effect van hoekafrondingen moet meegenomen worden bij een ligger, dus wordt de inbranddiepte bekend als de schijnbare inbranddiepte

$$d_{char,n} = \beta_n t$$

$$d_{char,n} = \beta_n * t = 84 \text{ mm}$$

$$\beta_n = 0,7 \text{ schijnbare inbrandsnelheid}$$

$$t = 120 \text{ tijdsduur van de blootstelling aan brand}$$

$$p = 430 \text{ volumieke massa}$$

	β_0 mm/min	β_n mm/min
a) Naaldhout en beuken Gelijmd gelamineerd hout met een karakteristieke volumieke massa van $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Gezaagd hout met een karakteristieke volumieke massa van $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,8

Oorspronkelijke afmetingen:

$$\text{Breedte} = 450 \text{ mm}$$

$$\text{Hoogte} = 700 \text{ mm}$$

Afmetingen na 120 min brand:

$$\text{Breedte} = 282 \text{ mm}$$

$$\text{Hoogte} = 616 \text{ mm}$$

Type verbinding:

Connections with fasteners in shear with side members of wood and wood-based panels

Toetsing Deuvelverbinding

$E_{d,fi} < R_{d,t,fi}$ (invoer)

$$R_{d,t,fi} = n \cdot (R_{20} / Y_{M,fi}) = 367329,6$$

$R_{d,t,fi}$	=	de ontwerpwaarde voor de draagcapaciteit
R_{20}	=	de 20% waarde van de draagcapaciteit bij normale temperaturen (zonder effect van de belastingduur en vocht)
n	=	conversion factor
$Y_{M,fi}$	=	partiele veiligheids factor voor hout in brand

Note 2: Design resistances are applied for connections, see 6.2.2 and 6.4. For connections a conversion factor η is given in 6.2.2.1.

$$\begin{aligned} R_{20} &= k_{fi} \cdot R_k = 1,15 \cdot 797418 = 917031 \text{ N} \\ k_{fi} &= 1,15 \\ R_k &= 797418 \end{aligned}$$

$$Y_{M,fi} = 1$$

$$\begin{aligned} n &= e^{\Lambda(-k \cdot t_{d,fi})} = e^{\Lambda(-0,915)} = 0,40 \\ k &= 0,085 \text{ (mits } d > 12 \text{ mm)} \\ t_{d,fi} &= 10,8 \end{aligned}$$

k is een parameter gegeven in tabel 6.3;

$t_{d,fi}$ is de rekenwaarde van de brandweerstand van de onbeschermd verbinding, in min.

$E_{d,fi} < R_{d,t,fi}$ (uitvoer)

$$E_{d,fi} < R_{d,t,fi} \text{ geeft: } 132750 < 367329,6 \text{ VOLDOET}$$

6.2.2.2 Beschermd verbindingen

(1) 6.2.1.2 is van toepassing, behalve dat $t_{d,fi}$ behoort te zijn berekend volgens uitdrukking (6.7).

(2) Als alternatieve methode voor de bescherming van kop- en zij-oppervlakken van elementen, mogen de eind- en randafstanden worden vergroot met a_{fi} overeenkomstig uitdrukking (6.1). Echter, voor brandweerstanden van meer dan 30 min behoren de eindafstanden te zijn vergroot met $2a_{fi}$. Deze vergroting van de eindafstand geldt ook voor stompe voegen van het middenhout in een verbinding.

$$t_{d,fi} = \frac{1}{k} \ln \frac{\eta_{fi} \eta_0 k_{mod} Y_{M,fi}}{Y_M k_{fi}} = 10,8$$

De waarde van η_{fi} moet gelijk aan 0,45 zijn genomen, behalve voor opgelegde belastingen volgens klasse E1 van NEN-EN 1991-1-1:2002 (ruimten waar gemakkelijk goederen kunnen worden opgestapeld, inclusief toegangsruimten) in welk geval de waarde van η_{fi} gelijk aan 0,7 moet zijn genomen.

$$\begin{aligned} \eta_{fi} &= 0,45 \\ \eta_0 &= 1,66 \\ k_{mod} &= 0,8 \\ k_{fi} &= 1,15 \\ Y_M &= 1,30 \\ Y_{M,fi} &= 1 \\ k &= 0,085 \\ \text{Oplegreactie} &= 295000 \\ \text{sterkte deuvelverb} &= 490718,9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{d,fi} &= \eta_{fi} \cdot E_d = 132750 \\ \eta_{fi} &= 0,45 \\ E_d &= 295000 \end{aligned}$$

Vervorming Deuvelverbinding

4.3 Vereenvoudigde regels voor de berekening van constructieve elementen en onderdelen

4.3.1 Algemeen

(1) Druk loodrecht op de vezel mag zijn verwaarloosd.

(2) Afschuiving mag zijn verwaarloosd in rechthoekige en cirkelvormige doorsneden. Voor liggers met een uitkeping behoort te zijn gecontroleerd dat de restdoorsnede bij de uitkeping ten minste 60 % bedraagt van de doorsnede die is benodigd in een situatie zonder brand.

4.3.2 Liggers

(1) Indien het stabiliteitsverband bezwijkt gedurende de vereiste brandtijd, behoort de kipstabiliteit van de ligger te zijn beschouwd zonder enige zijdelingse steun van het verband.

$$\begin{aligned} K_{fi} &= K_u \cdot n_f = 398971 \text{ N/mm} \\ K_u &= 595478 \text{ N/mm} \\ n_f &= 0,67 \end{aligned}$$

$$(\text{= } (G + Q_1 + Q_2) / K_{fi} + U_{\text{speling,tot}}) = 3,48 \text{ mm}$$

4.3.4 Staven verbonden met mechanische verbindingmiddelen

(1) P Voor staven verbonden met mechanische verbindingmiddelen, moet de reductie van verschuivingsmodulus door brand in rekening zijn gebracht.

(2) De slipmodulus K_{fi} voor het geval brand behoort te zijn bepaald als:

$$K_{fi} = K_u \cdot \eta_f \quad (4.5)$$

waarin:

K_{fi}	is de verschuivingsmodulus bij brand, in N/mm;
K_u	is de verschuivingsmodulus voor de uiterste grenstoestand bij kamertemperatuur overeenkomstig EN 1995-1-1 2.2.2(2), in N/mm;
η_f	is een omrekenfactor overeenkomstig tabel 4.2.

Tabel 4.2 — Omrekenfactor η_f

Nagels en schroeven	0,2
Bouten, stiften, ringdeuvels, plaatdeuvels en kramplaten	0,67

Tabel 6.3 — Parameter k

Verbinding met	k	Maximumperiode voor de geldigheid van parameter k in een onbeschermd verbinding min
Nagels en schroeven	0,08	20
Bouten hout-op-hout met $d \geq 12$ mm	0,065	30
Bouten staal-op-hout met $d \geq 12$ mm	0,085	30
Stiften hout-op-hout ^a met $d \geq 12$ mm	0,04	40
Stiften staal-op-hout ^a met $d \geq 12$ mm	0,085	30
Verbindingmiddelen volgens EN 912	0,065	30

^a De waarden voor stiften zijn afhankelijk van de aanwezigheid van een bout per iedere vier stiften.

BIJLAGE 8B

Excelberekening maatgevende deuvelfverbinding
aanpassing

OPDRACHTGEVER

Arcadis

Afdeling gebouwen

Lichtenauerlaan 100
3062 ME Rotterdam

Begeleider:

Gerard van engelen

Senior Specialist Structural Engineering

LEERINSTELLING

Hogeschool Rotterdam

Opleiding Civiele Techniek

G.J. de Jonghweg 4-6
3015GG Rotterdam

Begeleider:

Sven van Rosmalen

AFSTUDEERDERS

Roel Majoor

Maarten Schoen

Gerard van Engelen:

.....

Berekening deuvelfverbinding

Bepalen rekenwaarde materiaal eigenschap (invoer)

volgens NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011

Klimaatklasse

- 1 vochtgehalte bij 20°C en een rel. vochtigheid hoger dan 65%
- 2 vochtgehalte bij 20°C en een rel. vochtigheid hoger dan 85%
- 3 klimaatomstandigheden met hogere vochtgehalten t.o.v. k2

Klimaatklasse:

2

Belastingduurklasse:

Middellang

(kortste maatgevend)

γ_M

1,30

(Voor verbindingen)

Tabel 2.2 — Voorbeelden van toekenning van belastingduurklassen

Belastingduurklasse	Belastingvoorbeelden
Blijvend	Eigen gewicht
Lang	Opslag
Middellang	Opgelegde vloerbelasting
Kort	Sneeuw, wind
Zeer kort	Bijzondere belasting

Tabel 2.1 — Belastingduurklassen

Belastingduurklasse	Grootteorde van de cumulatieve duur van de karakteristieke belasting
Blijvend	Langer dan 10 jaar
Lang	6 maanden – 10 jaar
Middellang	1 week – 6 maanden
Kort	Minder dan 1 week
Zeer kort	

Bepalen rekenwaarde materiaal eigenschap (uitvoer)

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M}$$

-----> $X_k =$

$f_{m,g,k}$ & $f_{t,0,g,k}$ & $\rho_{g,k}$

k_{mod}

0,8

(afhankelijk van klimaatn belastingduurklasse)

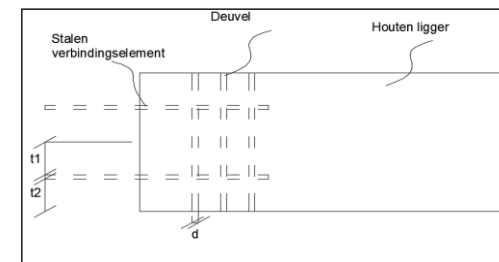
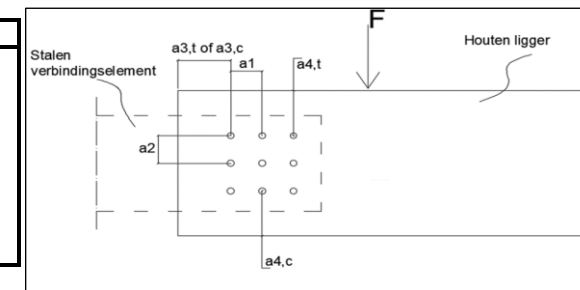
Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h				Rekenwaarde waarde	
$f_{m,g,k}$	30	N/mm ²	Buigsterkte	18,5	N/mm ²
$f_{t,0,g,k}$	24	N/mm ²	Treksterkte	14,8	N/mm ²
$E_{0,g,mean}$	13600	N/mm	Elasticiteits modulus	nvt	N/mm
$\rho_{g,k}$	430	kg/m ³	Dichtheid	264,6	kg/m ³

Materiaal eigenschappen deuvelf			
d	14	mm	diameter
$f_{u,k}$	800	N/mm ²	Treksterkte
Tussenafstand 1 (a_1)	60	mm	
Tussenafstand 2 (a_2)	60	mm	
Eindafstand ($a_{3,t}$ of $a_{3,c}$)	120	mm	
Randafstand 1 ($a_{4,t}$)	80	mm	
Randafstand 2 ($a_{4,c}$)	80	mm	

Materiaal eigenschappen staalplaat			
t	12	mm	dikte
$f_{u,k}$	235	N/mm ²	Treksterkte

Slankheid ratio			
$\lambda = \frac{t}{d}$	t =	64	mm
	d =	14	mm
	$\lambda =$	4,6	
	$\lambda =$	> 4	
VOLDOET			

ligger hoogte	700	mm
544 <	700	
VOLDOET		



Bepalen stuiksterkte (invoer)

Bepalen stuiksterkte invoer

Hoek α waaronder de kracht aangrijpt = 90 graden

Houtsoort = LVL

Reductie waarde k_{90} : 1,51 k_{90}

$$k_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015 d & \text{for softwoods} \\ 1,30 + 0,015 d & \text{for LVL} \\ 0,90 + 0,015 d & \text{for hardwoods} \end{cases}$$

Bepalen stuiksterkte (uitvoer)

Stuiksterkte hout parallel aan de vezelrichting

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01 d) \rho_k = f_{h,0,k} \quad 30,3 \quad \text{N/mm}^2$$

Stuiksterkte onder een hoek met de vezelrichting

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = f_{h,\alpha,k} \quad 20,1 \quad \text{N/mm}^2$$

Stuiksterkte loodrecht op de vezelrichting

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = f_{h,90,k} \quad 20,1 \quad \text{N/mm}^2$$

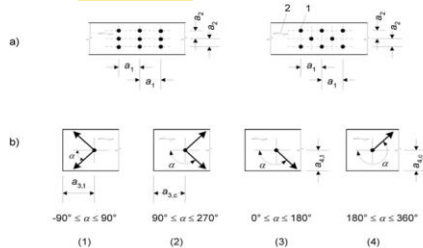
Berekening vloeimoment deuveld

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} = M_{y,Rk} \quad 229163 \text{ Nmm}$$

Bepalen minimale (tussen) deuvelfafstanden (invoer)

Richting van de reactiekracht in de deuvelfverbinding:

hoek $\alpha = 270 \quad 0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$



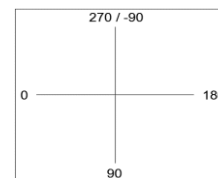
Key:
(1) Loaded end
(2) Unloaded end
(3) Loaded edge
(4) Unloaded edge
1 Fastener
2 Grain direction

Figure 8.7 – Spacings and end and edge distances
(a) Spacing parallel to grain in a row and perpendicular to grain between rows, (b) Edge and end distances

Bepalen minimale (tussen) deuvelfafstanden (uitvoer)

Table 8.5 – Minimum spacings and edge and end distances for dowels

Spacing and edge/end distances (see Figure 8.7)	Angle	Minimum spacing or edge/end distance
a_1 (parallel to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3 + 2 \cos \alpha) d$
a_2 (perpendicular to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$
$a_{3,l}$ (loaded end)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7 d; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (unloaded end)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max(a_{3,l} \sin \alpha d; 3 d)$ $3 d$ $\max(a_{3,l} \sin \alpha d; 3 d)$
$a_{4,l}$ (loaded edge)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max((2 + 2 \sin \alpha) d; 3 d)$
$a_{4,c}$ (unloaded edge)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$



Tussenafstand $\alpha_1 = 42 \text{ mm}$

Tussenafstand $\alpha_2 = 42 \text{ mm}$

Eindafstand $a_{3,t}$ of $a_{3,c} = 98 \text{ mm}$

($\alpha_{3,t} |\sin \alpha|$) is aangenomen in plaats van ($\alpha_{3,t} |\sin \alpha|$)d

Randafstand $\alpha_{4,t} = 56 \text{ mm}$ Boven

Randafstand $\alpha_{4,c} = 42 \text{ mm}$ Onder

Gekozen tussenafstand

$\alpha_1 =$	60 mm	VOLDOET
$\alpha_2 =$	60 mm	VOLDOET
$\alpha_1 =$	120 mm	VOLDOET

Gekozen randafstand

$\alpha_{4,t}$	80 mm	VOLDOET
$\alpha_{4,c}$	80 mm	VOLDOET

Bepalen max. tolerantie waarden bouten, gaten en ringen

(1) The minimum dowel diameter should be 6 mm. The tolerances on the dowel diameter should be $-0/+0,1$ mm. Pre-bored holes in the timber members should have a diameter not greater than the dowel.

10.4.3 Bolts and washers

(1) Bolt holes in timber should have a diameter not more than 1 mm larger than the bolt. Bolt holes in steel plates should have a diameter not more than 2 mm or $0,1d$ (whichever is the greater) larger than the bolt diameter d .

(2) Washers with a side length or a diameter of at least $3d$ and a thickness of at least $0,3d$ should be used under the head and nut. Washers should have a full bearing area.

(3) Bolts and lag screws should be tightened so that the members fit closely, and they should be re-tightened if necessary when the timber has reached equilibrium moisture content to ensure that the load-carrying capacity and stiffness of the structure is maintained.

(4) The minimum diameter requirements given in Table 10.1 apply to bolts used with timber connectors, where:

d_c is the connector diameter, in mm;

d is the bolt diameter, in mm

d_i is the diameter of centre hole of connector.

Minimale diameter deuvel $d \geq 6$ mm

Maximale diameter $d < 30$ mm

Bepalen max. tolerantie waarden bouten, gaten en ringen (uitvoer)

Gekozen diameter deuvel 14 mm **VOLDOET**

Gat toleranties voor deuvels in hout

$d = 15$ mm

Gat toleranties voor deuvels in staal

$d = 16$ mm

Minimale afmetingen sluitring

$d = 42$ mm

$t = 4,2$ mm

diameter sluitring

dikte sluitring

Table 10.1 – Requirements for diameters of bolts used with timber connectors

Type of connector EN 912	d_c	d minimum	d maximum
	mm	mm	mm
A1 – A6	≤ 130	12	24
A1, A4, A6	> 130	$0,1 d_c$	24
B		$d_i - 1$	d_i

Bepalen klassificatie staalplaat (invoer)

Het draagvermogen van de staal-hout verbinding hangt af van de dikte van de staalplaat. Er wordt onderscheid gemaakt tussen dunne, dikke staalplaten. Afhankelijk van de dikte moet er met een andere formule de draagvermogen berekend worden.

Dunne staalplaten wanneer: $t \leq 0,5d$

Dikke staalplaat wanneer: $t \geq d$
met max gat tolerantie van $0,1 \cdot d$

Bij een staalplaat die tussen dun en dik in zit worden beide formules geïntepoleerd

Bepalen klassificatie staalplaat (invoer)

Bepalen dikte van de staalplaat voor berekening sterkte deuvel verbinding, Voorwaarden voor indelen naar dikte is:

$t =$ dikte gekozen staalplaat = 12 mm

$d =$ diameter gekozen deuvel = 14 mm

Dunne staalplaat 7 mm

Dikke staalplaat 14 mm

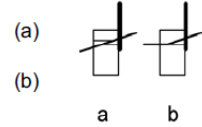
Kwalificatie staalplaat: Tussen

Tolerantie op gat diameter: 1,4 mm

Berekening draagvermogen volgens eurocode (schema's)

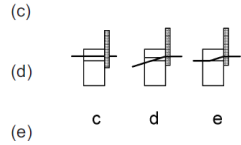
Dunne staalplaat in enkelsnedige verbinding

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 f_{h,k} t_1 d \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$



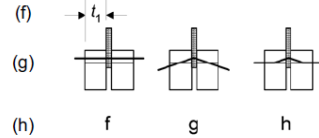
Dikke staalplaat in enkelsnedige verbinding

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} t_1 d \\ f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$



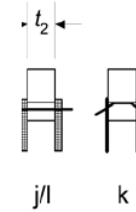
Staalplaat van elke dikte als middelste element in een dubbelsnedige verbinding

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \\ f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$



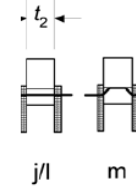
Dunne staalplaten als buitenste element in een dubbelsnedige verbinding

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(j)} \\ \text{(k)} \end{array}$$



Dikke staalplaat als buitenste elementen in een dubbelsnedige verbinding

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(l)} \\ \text{(m)} \end{array}$$



where:

- $F_{v,Rk}$ is the characteristic load-carrying capacity per shear plane per fastener;
- $f_{h,k}$ is the characteristic embedment strength in the timber member;
- t_1 is the smaller of the thickness of the timber side member or the penetration depth;
- t_2 is the thickness of the timber middle member;
- d is the fastener diameter;
- $M_{y,Rk}$ is the characteristic fastener yield moment;
- $F_{ax,Rk}$ is the characteristic withdrawal capacity of the fastener.

Draagcapaciteit meersnedege verbinding (invoer)

De weerstand van elk afschuifvlak moet berekend worden door aan te nemen dat elk afschuifvlak onderdeel is van een three member verbinding

Bezwijkmode (e), (f) en (j/l) mogen niet gecombineerd worden

Invoer

t_1	64 mm
t_2	128 mm
Afschuifvlakken deugel	4 st.
Aant. deugels in een rij	6 st.
Aantal rijen	5 st.
Hoek α	90 Graden

Stuiksterkte hout parallel aan de vezelrichting	30,3 N/mm ²
Stuiksterkte onder hoek met de vezelrichting	20,1 N/mm ²
Stuiksterkte loodrecht op de vezelrichting	20,1 N/mm ²
Vloeimoment deugel	229163 N/mm

Draagcapaciteit meersnedege verbinding (uitvoer)

Alle staalplaten

g	$F_{v,Rk}$	=	16022 N	in vezelrichting
g	$F_{v,Rk}$	=	12094 N	in hoek α met de vezelrichting
h	$F_{v,Rk}$	=	22686 N	in vezelrichting
h	$F_{v,Rk}$	=	18461 N	in hoek α met de vezelrichting

Dunne staalplaten

Dun	k	$F_{v,Rk}$	=	16041 N	in vezelrichting
	k	$F_{v,Rk}$	=	13054 N	in hoek α met de vezelrichting

Dikke staalplaten

Dik	m	$F_{v,Rk}$	=	22686 N	in vezelrichting
	m	$F_{v,Rk}$	=	18461 N	in hoek α met de vezelrichting

Tussen

Tussen staalplaten

	interpolatie	$F_{v,Rk}$	=	20787 N	in vezelrichting
	tussen k & m	$F_{v,Rk}$	=	16917 N	in hoek α met de vezelrichting

Minimale waarden uit de formule 'g' & 'h' & k('Dun') OF m('Dik') OF k&m('Tussen') = draagcapaciteit per afschuifvlak

min g,h,k,m	$F_{v,Rk}$	=	16022 N	in vezelrichting
	$F_{v,Rk}$	=	12094 N	in hoek α met de vezelrichting

Wanneer de staalplaat geclassificeerd is als 'tussen' wordt de waarde voor de op te nemen kracht per afschuifvlak berekend door het interpoleren tussen de waarden van de dun en dik geclassificeerde staalplaten. Hierom zijn de waarden voor de dunne en dikke staalplaten in dit geval wel berekend.

Effectieve deuvels en totaal draagcapaciteit (invoer)

Bij een meervoudige deuvelverbinding moet een reductiefactor meegenomen worden als er meerdere deuvels in een rij zitten

Afschuifvlakken deuvel	4 st.
Aant. deuvels in een rij	6 st.
Aantal rijen	5 st.
Hoek α	90 Graden

draagcapaciteit per afschuifvlak

in vezelrichting	16022 N
in hoek α met de vezelrichting	12094

k_{mod}	=	0,8
γ_M	=	1,3

Bij hoeken tussen $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ kan n_{ef} worden bepaald door lineaire interpolatie

Aantal effectieve deuvels en totaal draagcapaciteit (uitvoer)

Effectieve deuvels in een rij parallel aan de vezelrichting

$$n_{ef,p} = 3,8$$

$$n_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \\ n^{0,9} \sqrt{\frac{a_1}{13d}} \end{array} \right.$$

Effectieve deuvels in een rij loodrecht op de vezelrichting

$$n_{ef,L} = 6$$

$$n_{ef} = n$$

Effectieve deuvels in een rij in een hoek α op de vezelrichting

$$n_{ef} = N_{ef,p} + (N_{ef,L} - N_{ef,p}) / 90 \cdot \alpha$$

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} F_{v,Rk}$$

$$n_{ef} = 6$$

Draagcapaciteit per rij deuvels (= aantal effectieve deuvels * aantal afschuifvlakken * draagcapaciteit per afschuifvlak)

$F_{v,Rk}$	=	243578 N	in vezelrichting
$F_{v,\alpha,Rk}$	=	290250 N	in hoek α met de vezelrichting

Draagcapaciteit per rij deuvels rekenwaarde (= draagcapaciteit deuvel * k_{mod} / γ_M)

$F_{v,Rd}$	=	149894 N	in vezelrichting
$F_{v,\alpha,Rd}$	=	178615 N	in hoek α met de vezelrichting

Draagcapaciteit totaal (= draagcapaciteit per rij deuvels * aantal rijen)

$F_{v,d,tot}$	=	749469 N	in vezelrichting
$F_{v,\alpha,d,tot}$	=	893077 N	in hoek α met de vezelrichting

Oplegreactie:

295000

Stijfheid verbinding (invoer)

$\rho_{g,k}$	=	430 kg/m ³
d	=	14 mm

Bij staal-hout of beton-hout verbindingen, mag K_{ser} vermenigvuldigd worden met 2

De verschuivingsmodulus van een verbinding bij de uiterste grenstoestand K_u behoort te worden genomen als:

Stijfheid verbinding (uitvoer)

Elastische vervorming verbinding per afschuifvlak

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} d / 23 = 10855 \text{ N/mm per afschuifvlak}$$

Elastische vervorming gehele verbinding (= K_{ser} * aant. rijen deuvels * aant. deuvels / rij * aant. afschuifvlakken / deuvel)

$$K_{ser,tot} = 1302609 \text{ N/mm (bruikbaarheidsgrenstoestand)}$$

$$K_u = 868406 \text{ N/mm (uiterste grenstoestand)}$$

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser}$$

Vervorming (invoer)			Vervorming (uitvoer)		
Lengte ligger: 9,12 meter			Speling deuvel gatin houten ligger	1	mm
Opleg reactie:			Speling deuvel gat in stalen element	2	mm
T.g.v. het eigengewicht	G =	62356 N	U _{speling,tot}	3	mm
Overheersende veranderlijke belasting	Q ₁ =	87780 N	Uit tabel 7.1 volgt dat de speling bij de vervorming opgeteld moet worden		
Overige veranderlijke belasting	Q _i =	42134 N			
Ψ ₀	0,7	NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011 - Tabel A1.1	u _{inst}	3,15	mm
Ψ ₂	0,3	NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011 - Tabel A1.1	(= (G + Q₁ + Q_i)/K_{ser,tot} + U_{speling,tot}) u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q₁} + ∑ u_{fin,Q_i} (2.2)		
k _{def}	0,8	Klimaat klasse 2 aangenomen, Nog nader bepalen	u _{fin,g}	0,09	mm
(3) Bij verbindingen bestaande uit houten elementen met eenzelfde tijdsafhankelijk gedrag behoort de waarde van k _{def} te zijn verdubbeld.			u _{fin,Q,1}	0,08	mm
(4) Bij een verbinding bestaande uit twee houtachtige elementen met een verschillend tijdsafhankelijk gedrag behoort de uiteindelijke vervorming te zijn berekend met de volgende vervormingsfactor k _{def} :			u _{fin,Q,i}	0,03	mm
$k_{def} = 2 \sqrt{k_{def,1} \cdot k_{def,2}}$			u _{fin}	3,20	mm
staal hout verbinding dus geen vermenigvuldiging factor			waarin: u_{fin,G} = u_{inst,G} (1 + k_{def}) voor de blijvende belasting G (2.3) u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1} (1 + ϕ_{2,1} k_{def}) voor de overheersende veranderlijke belasting Q₁ (2.4) u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,1} (ϕ_{0,i} + ϕ_{2,i} k_{def}) voor de gelijktijdige veranderlijke belastingen Q_i (i > 1) (2.5)		
			uiterste grenstoestand 3,2 mm		

(5)P It shall be taken into account that the load-carrying capacity of steel-to-timber connections with a loaded end may be reduced by failure along the perimeter of the fastener group.

NOTE: A method of determining the strength of the fastener group is given in Annex A (informative).

Tabel 3.2 — Waarden van k_{def} voor hout en houtachtige materialen

Materiaal	Norm	Klimaatklasse		
		1	2	3
Gelijmd gelamineerd hout	EN 14080	0,60	0,80	2,00

$$K_{\text{mean,fin}} = \frac{K_{\text{mean}}}{(1 + k_{\text{def}})}$$

7.1 Joint slip

(1) For joints made with dowel-type fasteners the slip modulus K_{ser} per shear plane per fastener under service load should be taken from Table 7.1 with ρ_m in kg/m³ and d or d_c in mm. For the definition of d_c , see EN 13271.

NOTE: In EN 26891 the symbol used is k_s instead of K_{ser} .

Table 7.1 – Values of K_{ser} for fasteners and connectors in N/mm in timber-to-timber and wood-based panel-to-timber connections

Fastener type	K_{ser}
Dowels Bolts with or without clearance ^a Screws Nails (with pre-drilling)	$\rho_m^{1,5} d / 23$
Nails (without pre-drilling)	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30$
Staples	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 80$
Split-ring connectors type A according to EN 912 Shear-plate connectors type B according to EN 912	$\rho_m d / 2$
Toothed-plate connectors: – Connectors types C1 to C9 according to EN 912 – Connectors type C10 and C11 according to EN 912	$1,5 \rho_m d / 4$ $\rho_m d / 2$
^a The clearance should be added separately to the deformation.	

Tabel 3.1 — Waarden van k_{mod}

Materiaal	Norm	Klimaat-klasse	Belastingsduurklasse				
			Blijvend	Lang	Middellang	Kort	Zeer kort
Gelijmd gelamineerd hout	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

(4) For the limitation of the rope effect $F_{\text{ax,Rk}}$ 8.2.2(2) applies.

Tabel NB.2 – A1.1 — ψ -factoren voor gebouwen

Belasting	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Voorgeschreven belastingen in gebouwen, categorie			
Categorie A: woon- en verblijfsruimtes	0,4	0,5	0,3
Categorie B: kantoorruimtes	0,5	0,5	0,3
Categorie C: bijeenkomstruimtes	0,6/0,4 ^a	0,7	0,6
Categorie D: winkelruimtes	0,4	0,7	0,6
Categorie E: opslagruimtes	1,0	0,9	0,8
Categorie F: verkeersruimte, voertuiggewicht ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categorie G: verkeersruimte ^b , 30 kN < voertuiggewicht ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categorie H: daken	0	0	0
Sneeuwbelasting	0	0,2	0
Belasting door regenwater	0	0	0
Windbelasting	0	0,2	0
Temperatuur (geen brand)	0	0,5	0
^a De waarde 0,6 geldt voor delen van het gebouw die in geval van een calamiteit zwaar kunnen worden belast door een mensenmenigte (vluchtroutes, trappen enz.); de waarde 0,4 geldt in overige gevallen. ^b Met verkeersruimte wordt in dit geval een ruimte bedoeld waar voertuigen kunnen rijden, bijvoorbeeld parkeergarages.			

(3) For steel-to-timber or concrete-to-timber connections, K_{ser} should be based on ρ_m for the timber member and may be multiplied by 2,0.

Tabel 2.3 — Aanbevolen partiële factoren γ_m voor materiaaleigenschappen en weerstanden

Fundamentele combinaties:	
Gezaagd hout	1,3
Gelijmd gelamineerd hout	1,25
LVL, multiplex, OSB	1,2
Spaanplaten	1,3
Vezelplaten, hard	1,3
Vezelplaten, medium	1,3
Vezelplaten, MDF	1,3
Vezelplaten, zacht	1,3
Verbindingen	1,3
Metalen hechtplaten	1,25
Bijzondere combinaties	1,0

$f_{m,0,rep}$	buigsterkte evenwijdig aan de vezel
$E_{0,ser,rep}$	elasticiteitsmodulus evenwijdig aan de vezel in de bruikbaarheidsgrenstoestand
ρ_{rep}	volumieke massa
$f_{t,0,rep}$	treksterkte evenwijdig aan de vezel
$f_{t,90,rep}$	treksterkte loodrecht op de vezel
$f_{c,0,rep}$	druksterkte evenwijdig aan de vezel
$f_{c,90,rep}$	druksterkte loodrecht op de vezel
$f_{v,0,rep}$	schuifsterkte
$E_{0,u,rep}$	elasticiteitsmodulus evenwijdig aan de vezel in de uiterste grenstoestand
$E_{90,ser,rep}$	elasticiteitsmodulus loodrecht op de vezel bij naaldhout
$E_{90,ser,rep}$	elasticiteitsmodulus loodrecht op de vezel bij loofhout
$G_{ser,rep}$	afschuivingmodulus.

ter vergelijking met het gebouw treet			
gegevens treet		totaal	uitkomst treet
diameter deuvls	12	12702,0067	609696,3239 447
Pm =	430*2 =	840	
aantal deuvls	12		

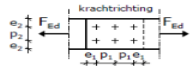
447 /	(2/3)	=	670,5
670,5 /	2	=	335,25
335,25 *	1,25	=	419,0625
419,0625 /	1,25	=	335,25
335,25 *	2	=	670,5
670,5 *	(2/3)	=	447

Table 5 — Characteristic strength and stiffness properties an N/mm² and densities in kg/m³ for homogeneous glulam

Property	Symbol	Glulam strength class						
		GL 20h	GL 22h	GL 24h	GL 26h	GL 28h	GL 30h	GL 32h
Bending strength	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Tensile strength	$f_{t,0,g,k}$	16	17,6	19,2	20,8	22,3	24	25,6
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Compression strength	$f_{c,0,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Shear strength (shear and torsion)	$f_{v,g,k}$	3,5						
Rolling shear strength	$f_{r,g,k}$	1,2						
Modulus of elasticity	$E_{0,g,mean}$	8 400	10 500	11 500	12 100	12 600	13 600	14 200
	$E_{0,g,05}$	7 000	8 800	9 600	10 100	10 500	11 300	11 800
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Shear modulus	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Rolling shear modulus	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Density	$\rho_{g,k}$	340	370	385	405	425	430	440
	$\rho_{g,mean}$	370	410	420	445	460	480	490

Controle staalplaat

Invoer



e = eindafstand
p = steek
e₁ en p₁ : evenwijdig aan krachtrichting
e₂ en p₂ : loodrecht op krachtrichting

minimumwaarden volgens Eurocode 3	maximumwaarden volgens Eurocode 3	bout- diameter d _b	minimale boutafstanden			
			p ₁	p ₂	e ₁	e ₂
e ₁ ≥ 1,2 d ₀ e ₂ ≥ 1,5 d ₀ p ₁ ≥ 2,2 d ₀ p ₂ ≥ 3,0 d ₀	e ₁ ≤ 4 t + 40 mm e ₂ ≤ 4 t + 40 mm p ₁ ≤ 14 t of 200 mm p ₂ ≤ 14 t of 200 mm	M12 M16 M20 M24 M30	35 40 50 60 70	35 45 55 65 80	20 25 30 35 40	20 25 30 35 40

Bout diameter = M14

p1 = 60 mm
p2 = 60 mm
e1 = 50 mm
e2 = 120 mm

f_{ub} = 400 N/mm²
f_u = 235 N/mm²

Diameter deugel = 14 mm
Dikte staalplaat = 12 mm
d0 = 16 mm
Speling op gat = 2 mm

Partiele veiligheid Y_{M2} = 1,25

Totaal aantal deugels = 30 st.

Oplegreactie = 295000 N

Optredende kracht per deugel = optredende oplegreactie / totaal aantal deugels
= 9833,333 < 78960

Uitvoer

p1 min = 37,5 < 60 **VOLDOET**
p2 min = 40 < 60 **VOLDOET**
e1 min = 22,5 < 50 **VOLDOET**
e2 min = 22,5 < 120 **VOLDOET**

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

a_b is de minimale waarde van: 1 ; f_{ub}/f_u ; a_d

1
f_{ub}/f_u = 1,70
a_d = Eindbouten: e₁/(3*d₀) = 1,04
Binnenste bouten: p₁/(3*d₀)-(1/4) = 1

Geeft:

Eindbouten: Binnenste bouten:
a_b = 1 a_b = 1

k₁ is de minimale waarde van: 2,8 * (e₂/d₀) - 1,7 ; 1,4 * (p₂/d₀) - 1,7 ; 2,5

2,5
2,8 * (e₂/d₀) - 1,7 = 19,3
1,4 * (p₂/d₀) - 1,7 = 3,55

Geeft:

Eindbouten: Binnenste bouten:
k₁ = 2,5 k₁ = 2,5

Eind/randbouten:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 78960$$

Binnenste bouten:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 78960$$

Afschuiving staalplaat			
Invoer		Uitvoer	
berekend volgens controle bij staalprofielen		t _{max} =	135,68 N/mm ²
$t = \frac{V_{max}}{A_{lijf}}$		t =	122,92 N/mm ²
$t_{Max} = \frac{\sigma}{\sqrt{3}}$		UC =	0,91
			Voldoet
dikte staalplaat	12 mm		
Lengte staalplaat	100 mm		
Aantal staalplaten	2		
Vmax	295000 N		

Controle splijtsterkte ligger (invoer) NL

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

Modificatie factor	1	(voor verbindingen)
Belaste randafstand	449	mm
Hoogte ligger	700	mm
Breedte ligger	450	mm

Controle splijtsterkte ligger (uitvoer) NL

$$F_{90,Rk} = 222933,8$$

$$F_{90,Rd} = F_{90,Rk} * Y_m * k_{mod} = 137190 \text{ N}$$

Controle splijtsterkte ligger (invoer) DUI

$$F_{uit} = t_{ef}^{0.8} h^{0.8} k_z k_s k_r k_g f_{t,90}$$

t_{ef}	=	168	mm
h	=	700	mm
$f_{t,90}$	=	treksterkte loodrecht op de vezelrichting	2,5 N/mm ²
k_z	=	13,91	
h_e	=	449	mm
k_s	=	1,3	
l_r	=	300	mm
k_r	=	2,042284	
n_r	=	5	
$h_{i,1}$		269	mm
$h_{i,2}$		389	mm
$h_{i,3}$		329	mm
$h_{i,4}$	=	h_e	= 449 mm
k_g	=	1	
s	=	30	mm

Controle splijtsterkte ligger (uitvoer) DUI

$$k_z = 6.5 + \frac{18h_e^2}{h^2}$$

$$k_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.0 \\ 0.7 + \frac{1.4l_r}{h} \end{array} \right.$$

$$k_r = \frac{n_r}{\sum_{i=1}^{n_r} \left(\frac{h - h_e}{h - h_i} \right)^2}$$

$$k_g = \left\{ \begin{array}{ll} 0.5 & , 2s \geq 2h \\ 1.0 & , 2s \leq 0.5h \\ \frac{2s}{4h} + 0.5 & , 0.5h \leq 2s \leq 2h \end{array} \right.$$

$$F_{uit,d} = 1050800 \text{ N} \quad (\text{karakteristiek})$$

$$F_{uit,d} = 646646 \text{ N} \quad (\text{rekenwaarde})$$

Brand

Bepalen rekenwaarde sterkte eigenschappen gelamineerd hout bij brand

Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h			
$f_{m,g,k}$	30	N/mm ²	Buigsterkte
$f_{t,0,g,k}$	24	N/mm ²	Treksterkte
$E_{0,g,mean}$	13600	N/mm	Elasticiteits modulus
$E_{0,g,05}$	11300	N/mm	Elasticiteits modulus

Voor de toetsing van de draagkracht van de ligger bij brand moeten de 20 percentielwaarden van de sterkte eigenschappen gebruikt worden

20% - fractielwaarde van stijfheid	20% - fractielwaarde van sterkte eigenschap
$S_{20} = k_{fl} S_{05}$	$f_{20} = k_{fl} f$

Tabel 2.1 — Waarden voor k_{fl}

Gezaagd hout	1,25
Gelijmd gelamineerd hout	1,15

$k_{fl} = 1,15$

Materiaal eigenschappen gelamineerd hout GL 30h			
$f_{m,g,k,20}$	34,5	N/mm ²	Buigsterkte
$f_{t,0,g,k,20}$	27,6	N/mm ²	Treksterkte
$E_{0,g,20}$	12995	N/mm	Elasticiteits modulus

Bepalen inbranddiepte ligger

Het effect van hoekafrondingen moet meegenomen worden bij een ligger, dus wordt de inbranddiepte bekend als de schijnbare inbranddiepte

$$d_{char,n} = \beta_n t$$

$d_{char,n} = \beta_n * t = 84 \text{ mm}$
 $\beta_n = 0,7$ schijnbare inbrandsnelheid
 $t = 120$ tijdsduur van de blootstelling aan brand
 $p = 430$ volumieke massa

	β_0 mm/min	β_1 mm/min
a) Naaldhout en beuken Gelijmd gelamineerd hout met een karakteristieke volumieke massa van $\geq 290 \text{ kg/m}^3$ Gezaagd hout met een karakteristieke volumieke massa van $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65 0,65	0,7 0,8

Oorspronkelijke afmetingen:

Breedte = 450 mm
 Hoogte = 700 mm

Afmetingen na 120 min brand:

Breedte = 282 mm
 Hoogte = 616 mm

Type verbinding:	Connections with fasteners in shear with side members of wood and wood-based panels
------------------	---

Toetsing Deuvelverbinding

$E_{d,fi} < R_{d,t,fi}$ (invoer)

$R_{d,t,fi} = n \cdot (R_{20} / Y_{M,fi}) = 1216659$

$R_{d,t,fi} =$ de ontwerpwaarde voor de draagcapaciteit
 $R_{20} =$ de 20% waarde van de draagcapaciteit bij normale temperaturen (zonder effect van de belastingduur en vocht)
 $n =$ conversion factor
 $Y_{M,fi} =$ partiële veiligheids factor voor hout in brand

Note 2: Design resistances are applied for connections, see 6.2.2 and 6.4. For connections a conversion factor η is given in 6.2.2.1.

$R_{20} = k_{fi} \cdot R_k = 1,15 \cdot 1451251 = 1668938 \text{ N}$
 $k_{fi} = 1,15$
 $R_k = 1451251$

$Y_{M,fi} = 1$

$n = e^{(-k \cdot t_{d,fi})} = e^{-0,31608} = 0,73$
 $k = 0,085$ (mits $d > 12\text{mm}$)
 $t_{d,fi} = 3,72$

k is een parameter gegeven in tabel 6.3;
 $t_{d,fi}$ is de rekenwaarde van de brandweerstand van de onbeschermde verbinding, in min.

$E_{d,fi} < R_{d,t,fi}$ (uitvoer)

$E_{d,fi} < R_{d,t,fi}$ geeft: $132750 < 1216659$ **VOLDOET**

6.2.2.2 Beschermde verbindingen
(1) 6.2.1.2 is van toepassing, behalve dat $t_{d,fi}$ behoort te zijn berekend volgens uitdrukking (6.7).
(2) Als alternatieve methode voor de bescherming van kop- en zij-oppervlakken van elementen, mogen de eind- en randafstanden worden vergroot met a_{fi} overeenkomstig uitdrukking (6.1). Echter, voor brandweerstand van meer dan 30 min behoren de eindafstanden te zijn vergroot met $2a_{fi}$. Deze vergroting van de eindafstand geldt ook voor **stompe voegen van het middenhout** in een verbinding.

$t_{d,fi} = \frac{1}{k} \ln \frac{\eta_{fi} \eta_0 k_{mod} Y_{M,fi}}{Y_M k_{fi}} = 3,718583$

De waarde van η_{fi} moet gelijk aan **0,45** zijn genomen, behalve voor opgelegde belastingen volgens klasse E1 van NEN-EN 1991-1-1:2002 (ruimten waar gemakkelijk goederen kunnen worden opgestapeld, inclusief toegangsruimten) in welk geval de waarde van η_{fi} gelijk aan 0,7 moet zijn genomen.

$\eta_{fi} = 0,45$
 $\eta_0 = 3,03$
 $k_{mod} = 0,80$
 $k_{fi} = 1,15$
 $Y_M = 1,30$
 $Y_{M,fi} = 1$
 $k = 0,085$
Oplegreactie = 295000
sterkte deuvelverb = 893077

$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d = 132750$
 $\eta_{fi} = 0,45$
 $E_d = 295000$

Vervorming Deuvelverbinding

4.3 Vereenvoudigde regels voor de berekening van constructieve elementen en onderdelen

4.3.1 Algemeen

- (1) Druk loodrecht op de vezel mag zijn verwaarloosd.
- (2) Afschuiving mag zijn verwaarloosd in rechthoekige en cirkelvormige doorsneden. Voor liggers met een uitkeping behoort te zijn gecontroleerd dat de restdoorsnede bij de uitkeping ten minste 60 % bedraagt van de doorsnede die is benodigd in een situatie zonder brand.

4.3.2 Liggers

- (1) Indien het stabiliteitsverband bezwijkt gedurende de vereiste brandtijd, behoort de kipstabiliteit van de ligger te zijn beschouwd zonder enige zijdelingse steun van het verband.

$K_{fi} = K_u \cdot \eta_f = 581832 \text{ N/mm}$
 $K_u = 868406$
 $\eta_f = 0,67$

$(= (G + Q_1 + Q_2) / K_{fi} + U_{spelling,tot}) = 3,33 \text{ mm}$

4.3.4 Staven verbonden met mechanische verbindingsmiddelen

- (1) P Voor staven verbonden met mechanische verbindingsmiddelen, moet de reductie van verschuivingsmodulus door brand in rekening zijn gebracht.
- (2) De slipmodulus K_{fi} voor het geval brand behoort te zijn bepaald als:

$K_{fi} = K_u \cdot \eta_f$

waarin:

- K_{fi} is de verschuivingsmodulus bij brand, in N/mm;
 K_u is de verschuivingsmodulus voor de uiterste grenstoestand bij kamertemperatuur overeenkomstig EN 1995-1-1 2.2.2(2), in N/mm;
 η_f is een omrekenfactor overeenkomstig tabel 4.2.

Tabel 4.2 — Omrekenfactor η_f

Nagels en schroeven	0,2
Bouten, stiften, ringdeuvels, plaatdeuvels en kramplaten	0,67

Tabel 6.3 — Parameter k

Verbinding met	k	Maximumperiode voor de geldigheid van parameter k in een onbeschermde verbinding min
Nagels en schroeven	0,08	20
Bouten hout-op-hout met $d \geq 12 \text{ mm}$	0,065	30
Bouten staal-op-hout met $d \geq 12 \text{ mm}$	0,085	30
Stiften hout-op-hout ^a met $d \geq 12 \text{ mm}$	0,04	40
Stiften staal-op-hout ^a met $d \geq 12 \text{ mm}$	0,085	30
Verbindingsmiddelen volgens EN 912	0,065	30

^a De waarden voor stiften zijn afhankelijk van de aanwezigheid van een bout per iedere vier stiften.

BIJLAGE 9

3D weergaven maatgevende deuvelverbinding

OPDRACHTGEVER

Arcadis

Afdeling gebouwen

Lichtenauerlaan 100

3062 ME Rotterdam

Begeleider:

Gerard van engelen

Senior Specialist Structural Engineering

LEERINSTELLING

Hogeschool Rotterdam

Opleiding Civiele Techniek

G.J. de Jonghweg 4-6

3015GG Rotterdam

Begeleider:

Sven van Rosmalen

AFSTUDEERDERS

Roel Majoor

Maarten Schoen

Gerard van Engelen:

.....

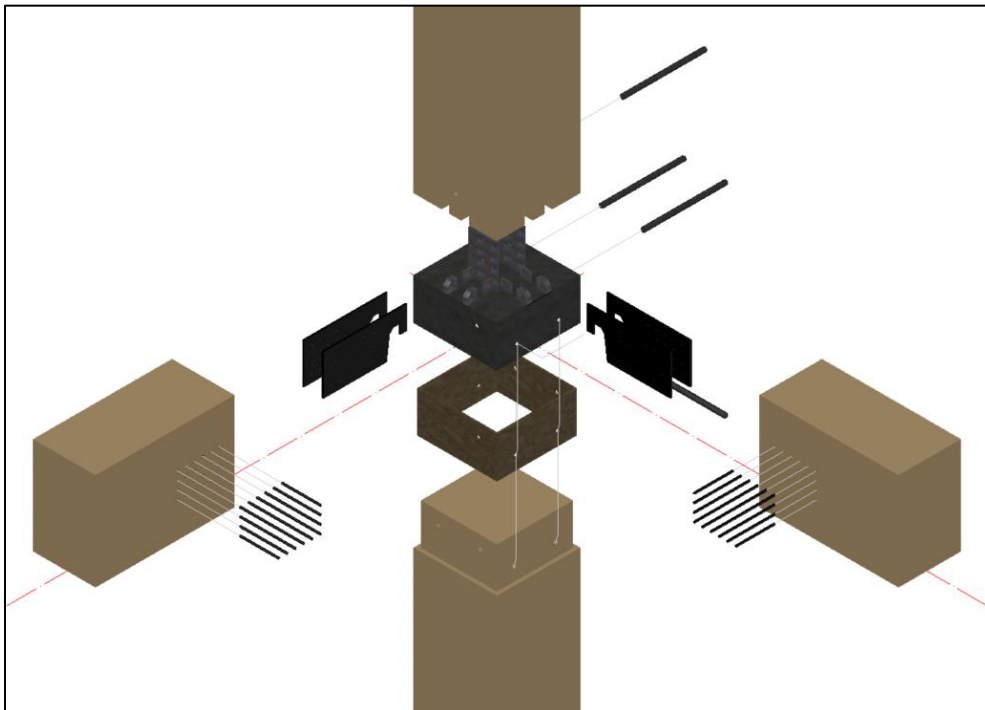
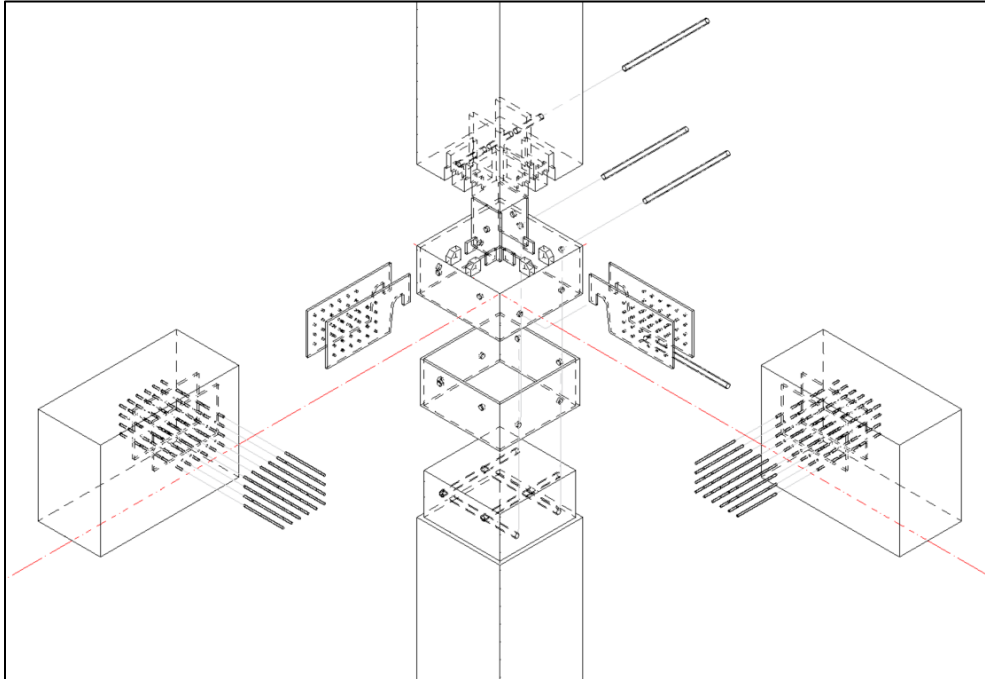
Inhoud

1.	3D weergaven optimaal ontwerp variant twee	2
1.1.	Exploded view 90 graden	2
1.2.	Imploded view 90 graden	3
1.3.	Exploded view 63 graden	4
1.4.	Imploded view 63 graden	5
1.5.	Exploded view 59 graden	6
1.6.	Imploded view 59 graden	7

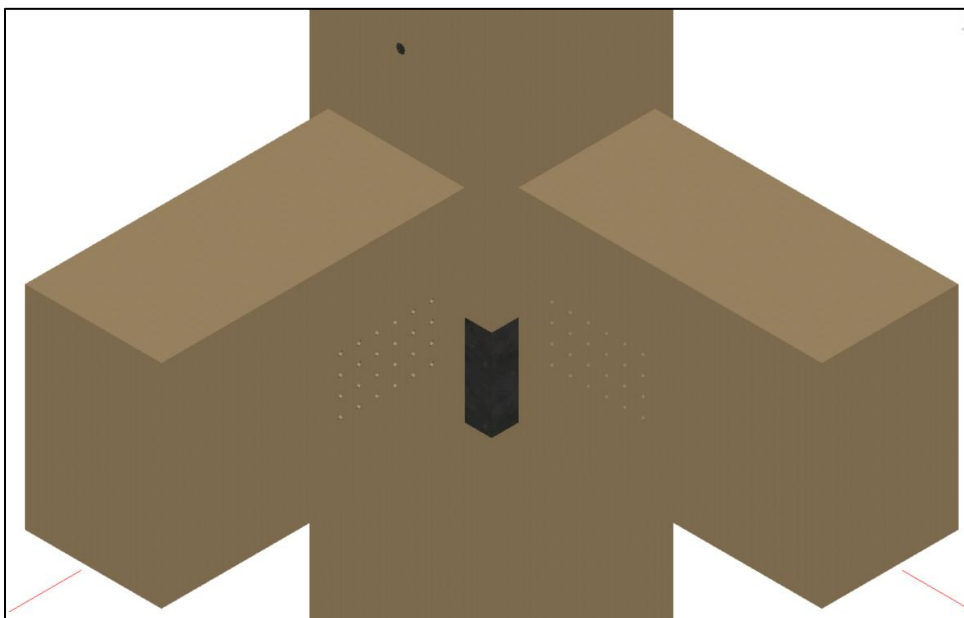
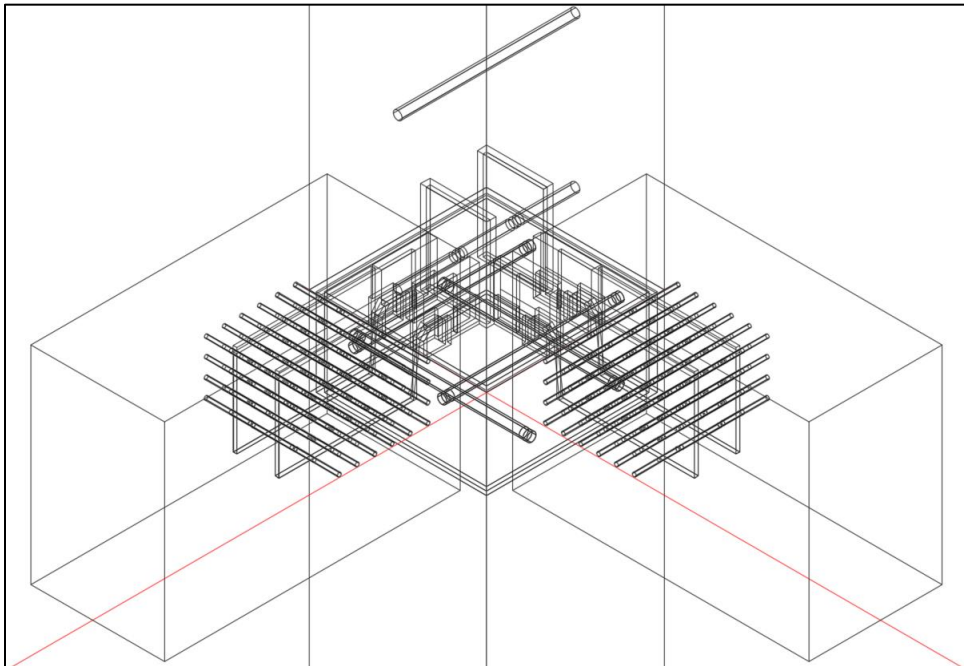
1. 3D weergaven optimaal ontwerp variant twee

In deze bijlage is het optimale ontwerp van variant twee uitgetekend en weergegeven onder verschillende hoeken met de kolom.

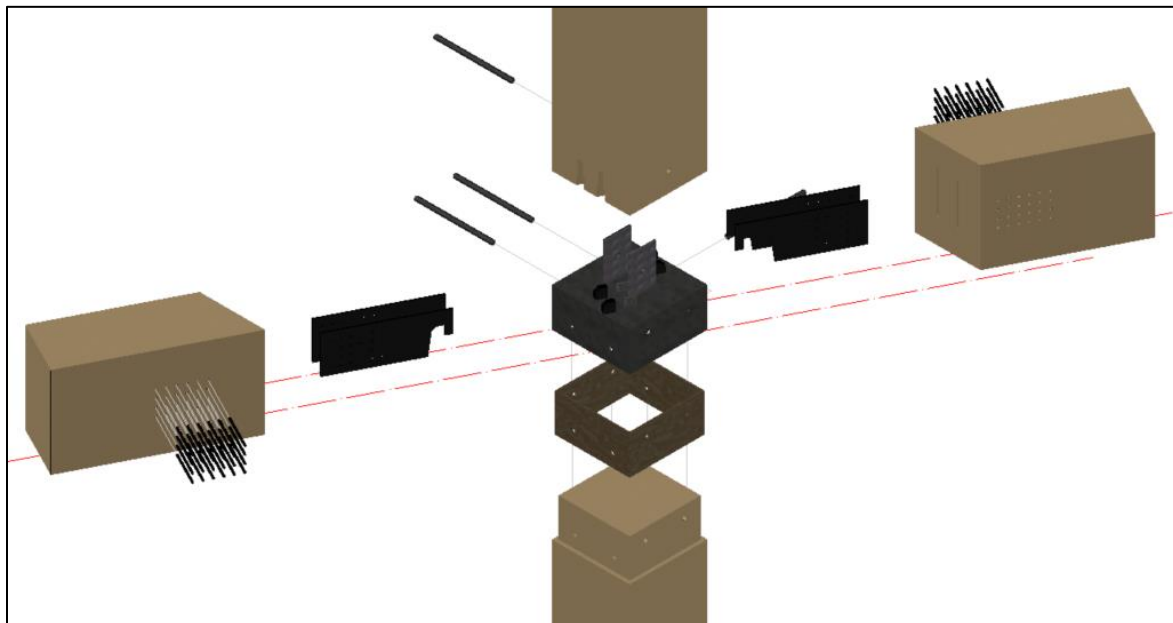
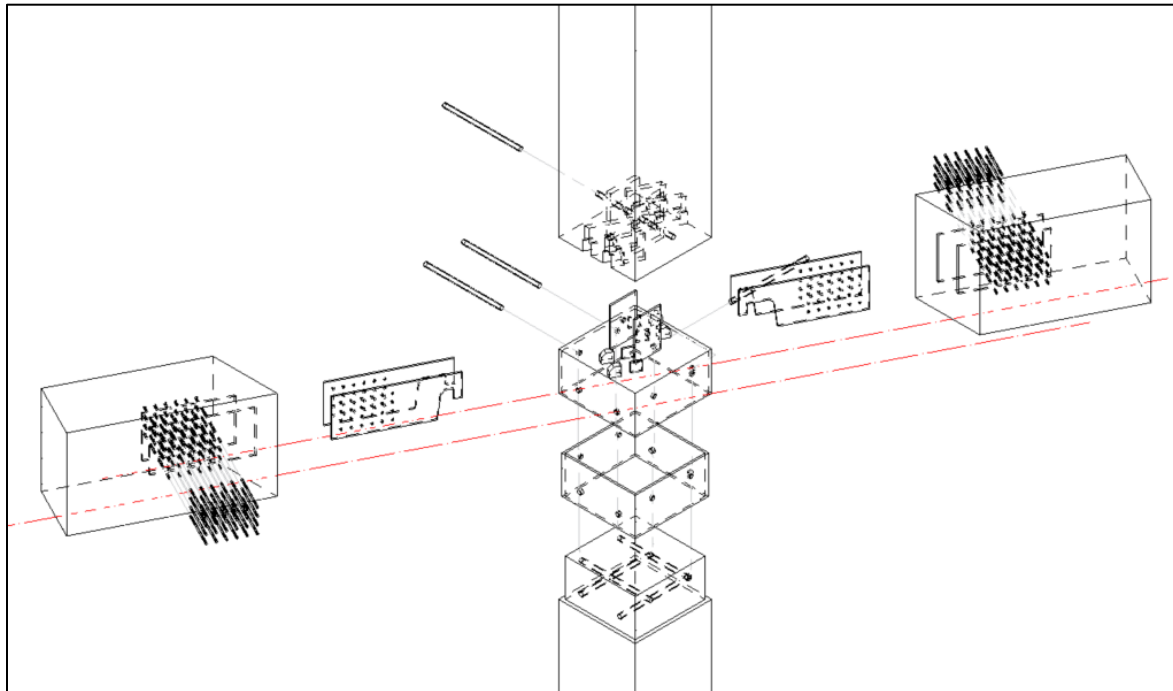
1.1. Exploded view 90 graden



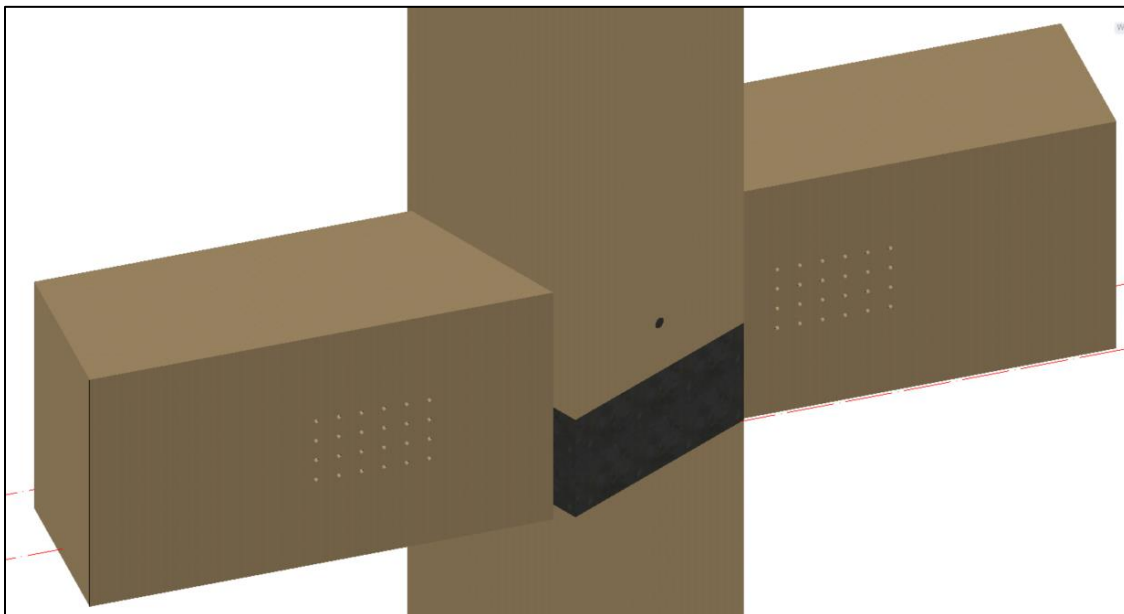
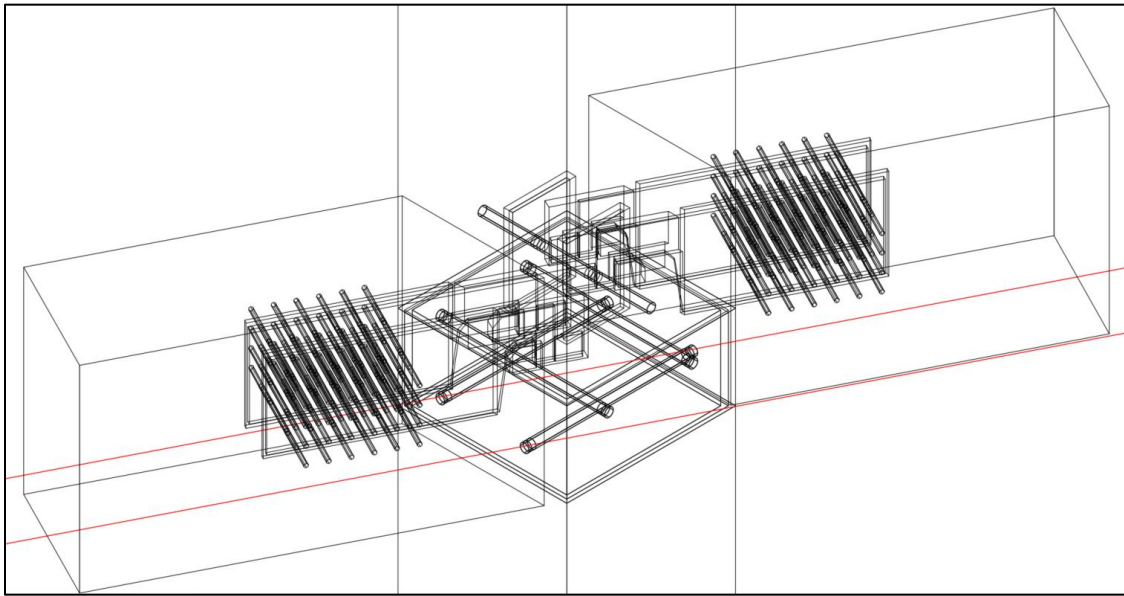
1.2. Imploded view 90 graden



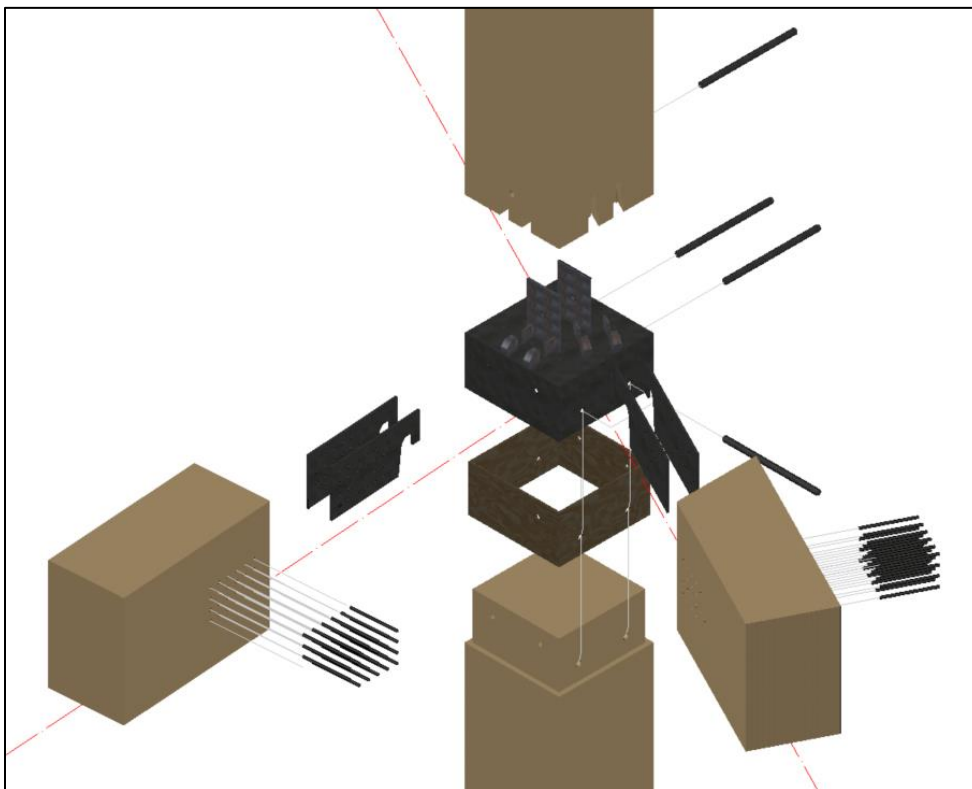
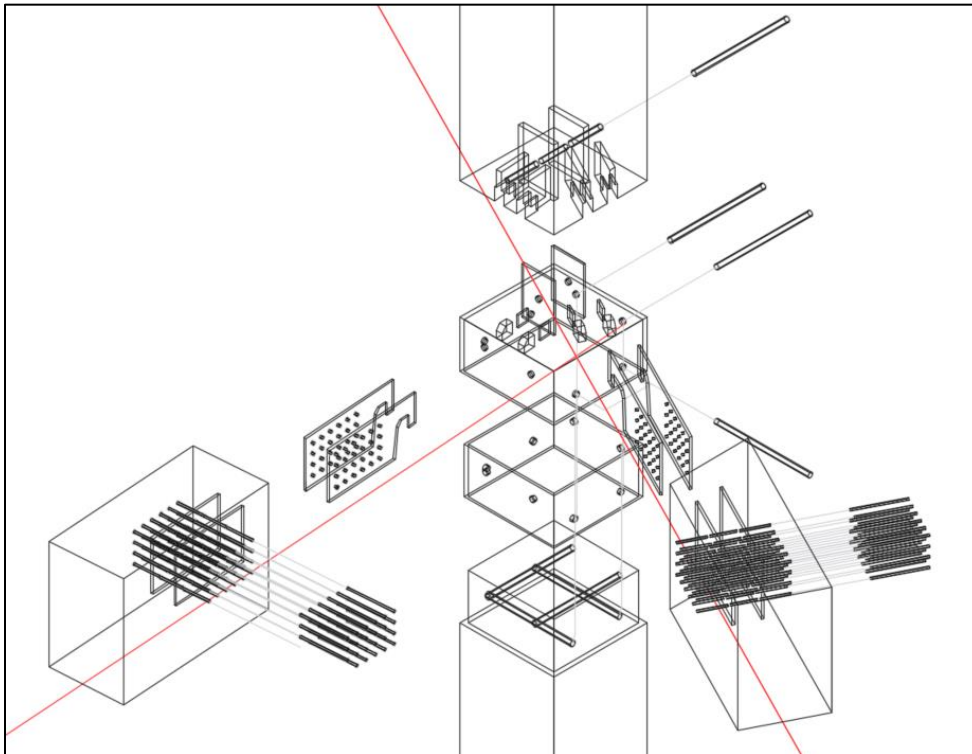
1.3. Exploded view 63 graden



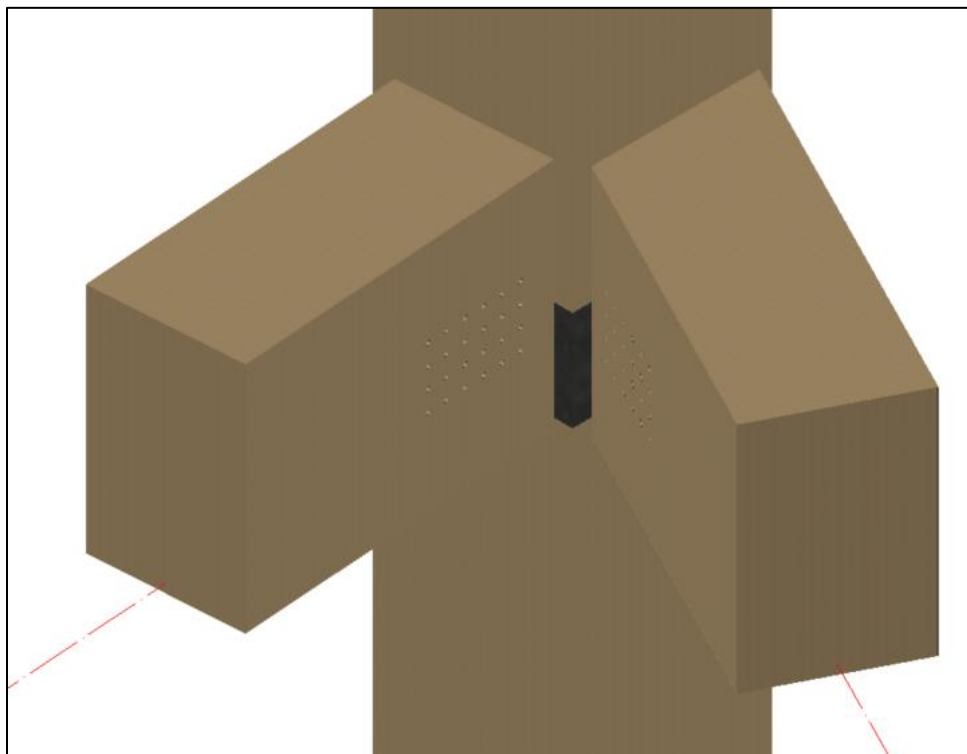
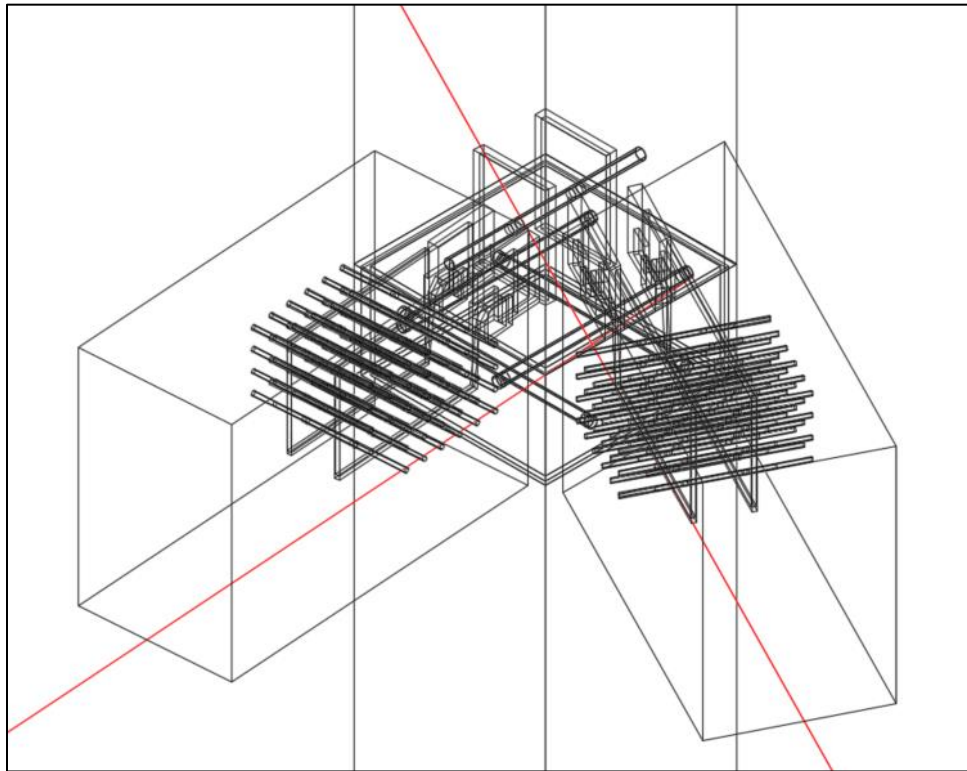
1.4. Imploded view 63 graden



1.5. Exploded view 59 graden



1.6. Imploded view 59 graden



BIJLAGE 10

Berekening splijtsterkte volgens methode 1 tot en met 8 ter vergelijking met de testresultaten Martin Pedersen

OPDRACHTGEVER

Arcadis

Afdeling gebouwen

Lichtenauerlaan 100

3062 ME Rotterdam

Begeleider:

Gerard van engelen

Senior Specialist Structural Engineering

LEERINSTELLING

Hogeschool Rotterdam

Opleiding Civiele Techniek

G.J. de Jonghweg 4-6

3015GG Rotterdam

Begeleider:

Sven van Rosmalen

AFSTUDEERDERS

Roel Majoor

Maarten Schoen

Gerard van Engelen:

.....

Inhoud

1. Gegevens verbinding Pedersen	2
1.1. Afmetingen	2
1.2. Schets en afmetingen verbinding	2
2. Methode 1 - DIN.....	3
2.1. T = 40.....	3
2.2. T = 65.....	3
3. Methode 2 – Aanpassing DIN.....	4
3.1. T = 40.....	4
3.2. T = 65.....	4
4. Methode 3 – Eurocode 5	5
4.1. T = 40.....	5
4.2. T = 65.....	5
5. Methode 4 – Eurocode 5 & Ballerini.....	6
5.1. T = 40.....	6
5.2. T = 65.....	7
6. Methode 5 – Jensen.....	7
6.1. T = 40.....	7
6.2. T = 65.....	7
7. Methode 6 – Schoenmakers	8
7.1. T = 40.....	8
7.2. T = 65.....	8
8. Methode 7 – B. Franke & P. Quenneville.....	8
8.1. T = 40.....	8
8.2. T = 65.....	9
9. Methode 8 – Zarnani & Quenneville.....	9
9.1. T = 40.....	9
9.2. T = 65.....	10
Bibliografie	11

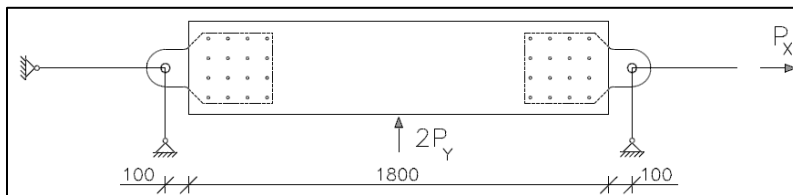
1. Gegevens verbinding Pedersen

De testresultaten uit de test, uitgevoerd door Pedersen, worden vergeleken met de resultaten van de berekeningen. De berekeningen zijn uitgevoerd met een waarde voor t_1 van 40mm en $t_1 = 65$ mm.

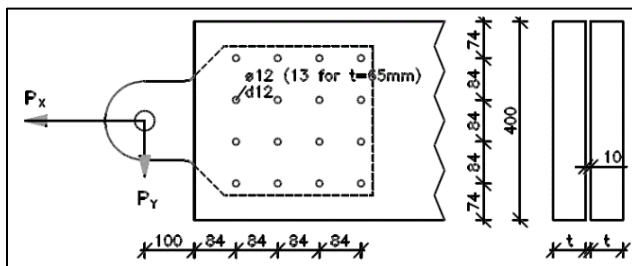
1.1. Afmetingen

Hoogte balk	h	400 mm
Breedte verbinding	a_r	252 mm (h.o.h. afstand buitenste deuvels)
Breedte balk	b	80 mm en 130 mm
Belaste randafstand	h_e	326 mm
Lengte deuvel	l_d	90 mm
h_e/h	α	0,815
Breuk energie	G_c^I	0,225 N/mm ²
Breuk energie	G_c^{II}	0,65 N/mm ²
Treksterkte hout	$F_{t,90}$	2,5 N/mm ²
Tussenafstand $a_2/2$	s	42 mm
Inbedding deuvel	t_1	40 en 65 mm
Aantal rijen	n	4
Aantal kolommen	m	4

1.2. Schets en afmetingen verbinding



Figuur 1 – Proefopstelling volgens Pedersen (Bron: Pedersen (2002))



Figuur 2 – Detail verbinding Pedersen (Bron: Pedersen (2002))

2. Methode 1 - DIN

2.1. T = 40

$$F_{ult} = t_{ef}^{0,8} h^{0,8} k_z k_s k_r k_g f_{t,90}$$

$$t_{eff} = \text{MIN}(12 * d; 2 * t_1; l_d) \text{ geeft: } t_{eff} = \text{MIN}(12 * 12; 2 * 40; 90) = 80 \text{ mm}$$

$$k_z = 6,5 + \frac{18 * h_e^2}{h^2} = 6,5 + \frac{18 * 326^2}{400^2} = 18,5$$

$$k_s = \text{MAX}(1; 0,7 + \frac{1,4 * a_r}{h}) = 0,7 + \frac{1,4 * 252}{400} = 1,6$$

$$k_r = \frac{n_r}{\sum_{i=1}^{n_r} \left(\frac{h-h_i}{h-h_i} \right)^2} = \frac{n_r}{\left(\frac{400-326}{400-326} \right)^2 + \left(\frac{400-326}{400-242} \right)^2 + \left(\frac{400-326}{400-158} \right)^2 + \left(\frac{400-326}{400-74} \right)^2} = \frac{4}{1 + 21,9 * 10^{-2} + 9,4 * 10^{-2} + 5,2 * 10^{-2}} = 2,9$$

Waarin:

n_r = aantal deuvels in 1 kolom

h_i = randafstand tot belaste deuveld in een kolom

$$k_g = 0,5 \text{ bij } 2s \geq 2h; 1,0 \text{ bij } s \leq 0,5h; \frac{2s}{4h} + 0,5 \text{ bij } 0,5 \leq 2s \leq 2 =$$

$$k_g = s * 42 \leq 0,5 * 400 \text{ geeft } k_g = 1$$

Invullen geeft:

$$F_{ult} = 80^{0,8} \cdot 400^{0,8} \cdot 18,5 \cdot 1,6 \cdot 2,9 \cdot 1 \cdot 2,5 = 862.481 \text{ N}$$

2.2. T = 65

Alle waarden behalve t_{ef} blijven hetzelfde

$$t_{eff} = \text{MIN}(12 * d; 2 * t_1; l_d) \text{ geeft: } t_{eff} = \text{MIN}(12 * 12; 2 * 65; 140) = 130 \text{ mm}$$

Invullen geeft:

$$F_{ult} = 130^{0,8} \cdot 400^{0,8} \cdot 18,5 \cdot 1,6 \cdot 2,9 \cdot 1 \cdot 2,5 = 1.271.839 \text{ N}$$

3. Methode 2 – Aanpassing DIN

3.1. T = 40

$$k_z = 6,5 + \frac{18 \cdot h_e^2}{h^2} = 6,5 + \frac{18 \cdot 326^2}{400^2} = 18,5$$

$$k_s = 0,7 + \frac{1,4 \cdot a_r}{h} = 0,7 + \frac{1,4 \cdot 252}{400} = 1,6$$

$$t_{eff} = \text{MIN} (12 \cdot d; 2 \cdot t_1; l_d)$$

$$t_{eff} = \text{MIN} 12 \cdot 12; 2 \cdot 40; 90 = 80 \text{ mm}$$

$h_e/h = 0,7$ wordt als limiet gesteld dus:

$$k_{r,new} = 0,18n + 0,82 \text{ bij } h_e/h = 0,7;$$

$$k_{r,new} = 0,18n + 0,82 = 0,18 \cdot 4 + 0,82 = 1,54$$

Deze limiet geldt ook voor $k_{c,new}$:

$$k_{c,new} = 0,09m + 0,82 \text{ bij } h_e/h = 0,7$$

$$k_{c,new} = 0,09m + 0,82 = 0,09 \cdot 4 + 0,82 = 1,18$$

Toevoegen kalibratie waarde van $k = 1,5$ tot het beter volgen van de trendlijn

F_{uit} volgens de DIN:

$$F_{ult} = t_{ef}^{0,8} \cdot h^{0,8} \cdot k_z \cdot k_s \cdot k_r \cdot k_g \cdot f_{t,90}$$

F_{uit} volgens de aanpassing op de DIN:

$$F_{ult} = t_{ef}^{0,8} \cdot h^{0,8} \cdot k_z \cdot k_s \cdot k_{r,new} \cdot k_g \cdot f_{t,90} \cdot k_{c,new} \cdot k$$

Invullen geeft:

$$F_{ult,t=40} = 80^{0,8} \cdot 400^{0,8} \cdot 18,5 \cdot 1,6 \cdot 1,54 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 1,18 \cdot 1,5 = 810.672 \text{ N}$$

3.2. T = 65

$$k_z = 6,5 + \frac{18 \cdot h_e^2}{h^2} = 6,5 + \frac{18 \cdot 326^2}{400^2} = 18,5$$

$$k_s = 0,7 + \frac{1,4 \cdot a_r}{h} = 0,7 + \frac{1,4 \cdot 252}{400} = 1,6$$

$$t_{eff} = \text{MIN} (12 \cdot d; 2 \cdot t_1; l_d)$$

$$t_{eff} = \text{MIN} 12 \cdot 12; 2 \cdot 65 = 130 \text{ mm}$$

$h_e/h = 0,7$ wordt als limiet gesteld dus:

$$k_{r,new} = 0,18n + 0,82 \text{ bij } h_e/h = 0,7;$$

$$k_{r,new} = 0,18n + 0,82 = 0,18 \cdot 4 + 0,82 = 1,54$$

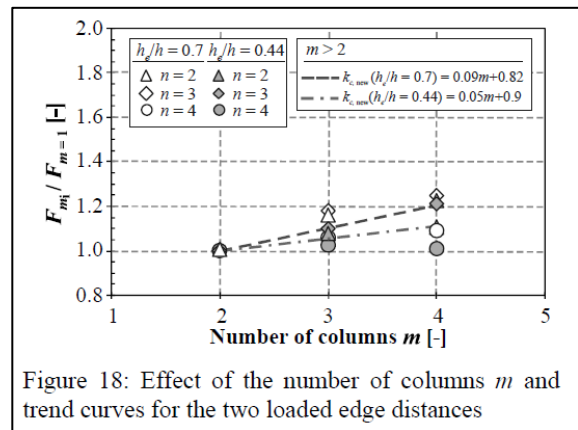


Figure 18: Effect of the number of columns m and trend curves for the two loaded edge distances

Figuur 3 - Effect van het aantal kolommen m en de trendlijnen voor de twee loaded-edge distances (Franke & Quenneville, Failure behaviour and resistance of dowel-type connections loaded perpendicular to grain, 2010)

Deze limiet geldt ook voor $k_{c,new}$:

$$k_{c,new} = 0,09m + 0,82 \text{ bij } h_e/h = 0,7$$

$$k_{c,new} = 0,09m + 0,82 = 0,09 \cdot 4 + 0,82 = 1,18$$

Toevoegen kalibratie waarde van $k = 1,5$ tot het beter volgen van de trendlijn

F_{ult} volgens de DIN:

$$F_{ult} = t_{ef}^{0,8} \cdot h^{0,8} \cdot k_z \cdot k_s \cdot k_{r,new} \cdot k_g \cdot f_{t;90}$$

F_{ult} volgens de aanpassing op de DIN:

$$F_{ult} = t_{ef}^{0,8} \cdot h^{0,8} \cdot k_z \cdot k_s \cdot k_{r,new} \cdot k_g \cdot f_{t;90} \cdot k_{c,new} \cdot k$$

Invullen geeft:

$$F_{ult,t=65} = 130^{0,8} \cdot 400^{0,8} \cdot 18,5 \cdot 1,6 \cdot 1,54 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 1,18 \cdot 1,5 = 1.195.441 \text{ N}$$

4. Methode 3 – Eurocode 5

4.1. $T = 40$

$$F = b \cdot 14 \cdot \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}} = 80 \cdot 14 \cdot \sqrt{\frac{326}{1 - \frac{326}{400}}} = 47.015 \text{ N}$$

[Art. 8.1.4 (3), NEN-EN 1995-1-1+C1+A1]

Waarin:

326 = h_e = Afstand tot verste deuvél

400 = h = Hoogte ligger

80 = b = Breedte ligger

4.2. $T = 65$

$$F = b \cdot 14 \cdot \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}} = 130 \cdot 14 \cdot \sqrt{\frac{326}{1 - \frac{326}{400}}} = 76.400 \text{ N}$$

[Art. 8.1.4 (3), NEN-EN 1995-1-1+C1+A1]

5. Methode 4 – Eurocode 5 & Ballerini

5.1. $T = 40$

l_1 neemt de randafstand mee en wordt 0 genomen bij een verbinding aan de rand van de ligger.

$$F_{90,Rk} = 2b \cdot 8,6 \cdot \sqrt{\frac{h_e}{1-\alpha^3}} \cdot f_w \cdot f_r$$

Waarin:

$$\alpha = h_e / h = 326 / 400 = 0,815$$

$$f_w(l_r, l_1, h) = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,75 \left(\frac{l_r + l_1}{h} \right) \\ 2,2 \end{array} \right. \quad (4)$$

Waarin:

l_r = verbinding breedte = 252 mm

l_1 = de afstand tussen de verschillende verbinding clusters, 0 bij rand verbindingen. Bij een verbinding in het midden van de ligger is l_1 twee keer de afstand van het hart van het cluster tot het eind van de ligger

h = 400mm

Geeft:

$$f_w(l_r, l_1, h) = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,75 \left(\frac{l_r + l_1}{h} \right) \\ 2,2 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,75 \left(\frac{252+0}{400} \right) \\ 2,2 \end{array} \right\} = 1,47$$

$$f_r(n, h_m) = 1 + 1,75 \frac{\kappa}{1 + \kappa} \quad \text{where} \quad \kappa = \frac{n \cdot h_m}{1000} \quad (5)$$

Waarin:

$$\kappa = \frac{n \cdot h_m}{1000} = \frac{4 \cdot 252}{1000} = 1,008$$

Waarin:

n = aantal rijen = 4 st

h_m = hoogte van de verbinding = 252 mm

Geeft:

$$f_r(n, h_m) = 1 + 1,75 \cdot \left(\frac{\kappa}{1 + \kappa} \right) = 1 + 1,75 \cdot \frac{1,008}{1 + 1,008} = 1,88$$

Geeft:

$$F_{90,Rk} = 2b \cdot 8,6 \cdot \sqrt{\frac{h_e}{1-\alpha^3}} \cdot f_w \cdot f_r = 2 \cdot 80 \cdot 8,6 \cdot \sqrt{\frac{326}{1-0,815^3}} \cdot 1,47 \cdot 1,88 = 101.381 \text{ N}$$

5.2. T = 65

$$F_{90,Rk} = 2b * 8,6 * \sqrt{\frac{h_e}{1 - \alpha^3}} * f_w * f_r = 2 * 130 * 8,6 * \sqrt{\frac{326}{1 - 0,815^3}} * 1,47 * 1,88 = 164744 \text{ N}$$

6. Methode 5 – Jensen

6.1. T = 40

G = 650N/mm²

G_r = G_c = 0,225 of 0,65

E = 12600 N/mm²

β = 1.01*10⁻³ (α=2*β*h)

$$2 * b \sqrt{\frac{a * h * G * G_r}{\frac{3}{5} * (1 - \alpha) + \frac{3}{2} * \frac{G}{E} * \left(\frac{\beta}{\alpha}\right)^2 * (1 - \alpha^3)}} =$$

$$2 * 80 \sqrt{\frac{0,815 * 400 * 650 * 0,225}{\frac{3}{5} * (1 - 0,815) + \frac{3}{2} * \frac{650}{12600} * \left(\frac{1,01 * 10^{-3}}{0,815}\right)^2 * (1 - 0,815^3)}} =$$

$$2 * 80 \sqrt{\frac{47677,5}{0,111 + 5,545513509 * 10^{-7}}} = 104.861 \text{ N}$$

6.2. T = 65

G = 650N/mm²

G_r = g_c = 0,225 of 0,65

E = 12600 N/mm²

β = 1.01*10⁻³ (a=2*β*h)

$$2 * 130 \sqrt{\frac{0,815 * 400 * 650 * 0,225}{\frac{3}{5} * (1 - 0,815) + \frac{3}{2} * \frac{650}{12600} * \left(\frac{1,01 * 10^{-3}}{0,815}\right)^2 * (1 - 0,815^3)}} =$$

$$2 * 130 \sqrt{\frac{47677,5}{0,111 + 5,545513509 * 10^{-7}}} = 170.399 \text{ N}$$

7. Methode 6 – Schoenmakers

7.1. T = 40

$$1 * 10,8 * b * \sqrt{\frac{h_e}{0,6 * \left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}} = 1 * 10,8 * 80 * \sqrt{\frac{326}{0,6 * \left(1 - \frac{326}{400}\right)}} = 46823$$

Gekozen voor 1 omdat de verbinding aan het uiteinde zit, wanneer een verbinding in het midden van de ligger ziet moet keer 2 worden gedaan

7.2. T = 65

$$1 * 10,8 * b * \sqrt{\frac{h_e}{0,6 * \left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}} = 1 * 10,8 * 80 * \sqrt{\frac{326}{0,6 * \left(1 - \frac{326}{400}\right)}} = 46823$$

8. Methode 7 – B. Franke & P. Quenneville

8.1. T = 40

$$F_{connection} = \min \begin{cases} F_{ductile} \text{ (EYM)} \\ F_{splitting} = F_{90} \end{cases}$$

Meegenomen parameters:

hoogte balk	h	400mm
breedte verbinding	a _r	252mm (hoh afstand buitenste deuvels)
breedte balk	b	80mm
Belaste randafstand	h _e	326mm
Breuk energie	G _c ^I	0,225N/mm ²
Breuk energie	G _c ^{II}	0,65N/mm ²

$$G_{norm}^I = e^{\left(h^{-1} \left(200 - 10h_e \cdot h^{-0,25} - a_r\right)\right)} \text{ for solid wood and glulam} \quad (4)$$

$$G_{norm}^I = e^{\left(0,8 - 1,6h_e h^{-1} - 1 \cdot 10^{-3} a_r\right)} \text{ for LVL} \quad (5)$$

$$G_{norm}^{II} = \left(0,05 + 0,12 \frac{h_e}{h} + 1 \cdot 10^{-3} a_r\right) \text{ for solid wood, glulam and LVL} \quad (6)$$

$$G_{norm}^I = e^{(400^{-1} (200 - 10 \cdot 326 \cdot 400^{-0,25} - 252))} = 0,142$$

$$G_{norm}^{II} = (0,05 + 0,12 \cdot \frac{326}{400} + 1 \cdot 10^{-3} \cdot 252) = 0,3998$$

$$k_r = \begin{cases} 1 & \text{for } n = 1 \\ 0,1 + (\arctan(n))^{0,6} & \text{for } n > 1 \end{cases} \quad (7)$$

$$k_r = 0,1 + (\tan^{-1}(4))^{0,6} = 1,28$$

$$F_{90} = \frac{b}{\left(\frac{\mathcal{G}_{norm}^I(h_e/h, a_r, h)}{\mathcal{G}_c^I} + \frac{\mathcal{G}_{norm}^{II}(h_e/h, a_r, h)}{\mathcal{G}_c^{II}} \right)} k_r$$

$$F_{90} = \frac{80}{\left(\frac{0,142}{0,225} + \frac{0,3998}{0,65} \right)} \cdot 1,28 = 82.17 kN$$

$$8.2. \quad T = 65$$

$$G_{norm}^I = e^{(400^{-1}(200 - 10 \cdot 326 \cdot 400^{-0,25} - 252))} = 0,142$$

$$G_{norm}^{II} = (0,05 + 0,12 \cdot \frac{326}{400} + 1 \cdot 10^{-3} \cdot 252) = 0,3998$$

$$k_r = 0,1 + (\tan^{-1}(4))^{0,6} = 1,28$$

$$F_{90} = \frac{130}{\left(\frac{0,142}{0,225} + \frac{0,3998}{0,65} \right)} \cdot 1,28 = 133,824 kN$$

9. Methode 8 – Zarnani & Quenneville

$$9.1. \quad T = 40$$

$$P_{s,b} = \eta b C_{fp} \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}} \quad (8) \quad , \text{ in which } \eta = \frac{\min(\gamma h_e, a_{3c,L}) + \min(\gamma h_e, a_{3c,R}) + w_{net}}{2\gamma h_e}$$

$$W_{net} = a_1 (n_R - 1) - 6,4 n_R$$

$$a_1 = 84$$

$$n_r = 4$$

$$W_{net} = 84 * (4-1) - 6,4 * 4 = 226.4 \text{ mm}$$

$$N = Y * h_e * a_{3c,L} + Y * h_c * a_{3c,R} + w_{net} / Y * h_e = (84) + (2,7 * 326) + 226,4 / (2 * 2,7 * 326) = 0,68$$

$$Y = 2,7 \text{ glulam en 4 voor lvl}$$

$$a_{3c,L} = 84$$

$$a_{3c,R} = 4000$$

$$C_{fp} = C_{fp} = \sqrt{\frac{5}{3} * G * G_c} = \sqrt{\frac{5}{3} * 650 * 0,225} = 15,6$$

Deze waarde dient verder gereduceerd te worden met (2/3): $15,6 * 2/3 = 10,4$

De waarde 10,4 is later bijgesteld naar 14.

$$N * b * 14 * \sqrt{\frac{h_e}{\left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}} = 0,68 * 80 * 14 * \sqrt{\frac{326}{1 - \frac{326}{400}}} = 31797 N$$

9.2. $T = 65$

$$W_{\text{net}} = a_1 (n_R - 1) - 6,4 n_R = 84 * (4 - 1) - 6,4 * 4 = 226,4 \text{ mm}$$

$$a_1 = 84$$

$$n_r = 4$$

$$N = Y * h_e * a_{3c,L} + Y * h_c * a_{3c,R} + w_{\text{net}} / Y * h_e = (84) + (2,7 * 326) + 226,4 / (2 * 2,7 * 326) = 0,68$$

$Y = 2,7$ glulam en 4 voor lvl

$$a_{3c,L} = 84$$

$$a_{3c,R} = 4000$$

$$C_{fp} = C_{fp} = \sqrt{\frac{5}{3} * G * G_c} = \sqrt{\frac{5}{3} * 650 * 0,225} = 15,6$$

*Deze waarde dient verder gereduceerd te worden met (2/3): $15,6 * 2/3 = 10,4$*

De waarde 10,4 is later bijgesteld naar 14.

$$N * b * 14 * \sqrt{\frac{h_e}{\left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}} = 0,68 * 130 * 14 * \sqrt{\frac{326}{1 - \frac{326}{400}}} = 51671 \text{ N}$$

Bibliografie

- Ballerini, M. (2004). A new prediction formula for the splitting strength of beams loaded by dowel-type connections. *CIB-37-7-5, Working commission W18 - Timber Structures Meeting*, (p. 19). Edinburgh.
- Ehlbeck, J., Görlacher, R., & Werner, H. (1989). Determination of perpendicular-to-grain tensile stresses in joints with dowel-type fasteners. *CIB 22-7-2, Working commission W18 - Timber Structures Meeting*, (p. 20). Berlin, Germany.
- Franke, B., & Quenneville, P. (2010). Failure behaviour and resistance of dowel-type connections loaded perpendicular to grain. *CIB 43-7-6, Working Commission W18 - Timber Structures Meeting*, (p. 15). Nelson.
- Franke, B., & Quenneville, P. (2013). Design approach for the splitting failure of dowel-type connections loaded perpendicular to grain. *CIB 46-7-6 Working Commission W18 - Timber Structures Meeting*, (p. 12). Vancouver.
- Jensen, J. L. (2002). Splitting strength of beams loaded by connections. *CIB 36-7-8* (p. 15). Japan: Akita Prefectural University.
- Schoenmaker, J. (2010). Fracture and failure mechanisms in timber loaded perpendicular to the grain by mechanical connections. DOI: 10.6100/IR673053. Eindhoven: Technische Universiteit eindhoven.
- Zarnani, P., & Quenneville, P. (2013). Wood splitting capacity in timber connections loaded transversely: Riveted joint strength for full and partial width failure modes. *CIB 46-7-5, Working commission W18 - Timber Structures Meeting*. Vancouver, Canada.