RETROFITTING IN AARDBEVINGSGEBIED MET CROSS-LAMINATED TIMBER PANELEN

Eindwerk Bachelor Civiele Techniek

April-juni 2016, TU Delft

Naam student:	Stef Lambregts
Studentnummer:	4309189
Naam 1e begeleider:	G.J.P. Ravenshorst
Naam 2e begeleider:	P.C.J. Hoogenboom

Voorwoord

Dit verslag beschrijft een onderzoek naar de mogelijkheid om Cross-laminated timber panelen toe te passen op bestaande woningen in aardbevingsgevoelig gebied. Dit onderzoek is gedaan in het kader van het Bachelor Eindwerk, het laatste onderdeel van de Bacheloropleiding Civiele Techniek aan de TU Delft. Graag wil ik nog mijn twee begeleiders, dhr. G.J.P. Ravenshorst en dhr. P.C.J. Hoogenboom, bedanken voor de geboden hulp en de gegeven tips ten aanzien van dit onderzoek.

Delft/Roosendaal, april-juni 2016

Stef Lambregts

Samenvatting

De laatste jaren komen in het noordoosten van Groningen steeds meer aardbevingen voor als gevolg de gasboringen. De constructies in dit gebied zijn niet berekend op seismische belasting en raken dus beschadigd. In dit onderzoek zal onderzocht worden in welke mate gevelelementen van Cross-laminated timber een oplossing kunnen zijn voor dit probleem.

Voor dit onderzoek worden de gevelelementen met behulp van een pushover analyse getoetst. Hierbij wordt een verplaatsing op een constructie toegepast. Samen met de bijbehorende kracht levert dit een kracht-verplaatsingsdiagram op. De pushover analyse wordt uitgevoerd met het modelleerprogramma Scia Engineer. Hierbij is het vooral van groot belang om een realistische beschrijving van de verbinding tussen gevelelement en fundering te geven.

Er zijn vijf verschillende ontwerpen onderzocht. Allereerst werd er onderscheid gemaakt tussen twee modellen voor het Cross-laminated timber. Het simpelste model bevatte een isotrope wand. Hiermee is ontwerp 1 gerealiseerd. Het andere model bestond uit een orthotrope wand. Dit model is een betere benadering voor het Cross-laminated timber, aangezien hout ook een orthotroop materiaal is. Dit tweede model is gebruikt voor de overige vier ontwerpen. Om de verschillen tussen de twee modellen goed te kunnen waarnemen zijn de afmetingen en verbindingen hetzelfde voor ontwerp 1 en ontwerp 2. De voorspelling is dat het tweede model nauwkeuriger is, omdat hier rekening gehouden is met de verschillende materiaaleigenschappen in horizontale en verticale richting. Deze voorspelling kan geverifieerd worden door de resultaten van een fysieke pushover analyse met de resultaten van de modellen uit Scia Engineer te vergelijken.

Bij ontwerp 3 zijn de afmetingen van de wand aangepast. Er zijn bredere penanten aangebracht en ook zijn de horizontale delen groter gemaakt. Dit leverde ongeveer eenzelfde bezwijklast als bij het standaardontwerp (ontwerp 2). Dit ontwerp kon alleen minder grote verplaatsingen hebben doordat de kracht op de verbindingen sneller toenam. Ontwerp 4 heeft dezelfde afmetingen als het standaardontwerp, maar nu is de hoeveelheid verbindingen verdubbeld. Dit resulteerde in een hogere bezwijklast. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de verbindingen maatgevend zijn bij belastingen ten gevolge van aardbevingen. Dit werd ook al voorspeld naar aanleiding van eerdere onderzoeken. Voor ontwerp 5 is de dikte van de wand gehalveerd. Dit zorgde voor een grotere verplaatsing bij eenzelfde kracht. De oorzaak hiervan is dat de wand zelf dan meer kan vervormen doordat er minder materiaal aanwezig is. Ook bij dit ontwerp was de bezwijklast ongeveer gelijk aan die van het standaardontwerp.

Er zijn een aantal conclusies die getrokken kunnen worden. Allereerst zorgt een dunne wand van Cross-laminated timber ervoor dat grotere verplaatsingen mogelijk zijn. Een wand met brede penanten resulteert juist in kleinere mogelijke verplaatsingen. Als er meer verbindingen geplaatst worden zal de bezwijklast van de wand hoger liggen. In vervolgonderzoeken kunnen de optimale afmetingen en hoeveelheid verbindingen van de gevelelementen van Cross-laminated timber bepaald worden. Ook kan nog een nauwkeuriger model van de wand ontwikkeld worden. Tot slot kan er ook nog fysieke pushover analyse uitgevoerd worden om de resultaten uit Scia Engineer te verifiëren.

Inhoud

Voorwoord i
Samenvatting ii
1 Inleiding 1
2 Achtergrondinformatie 2
2.1 Cross-laminated timber 2
2.1.1 Introductie 2
2.1.2 Eigenschappen 3
2.2 Verbindingen CLT 4
2.2.1 Hoekankers 4
2.3 Aardbevingen 5
2.3.1 Introductie 5
2.3.2 Dynamica van aardbevingen 5
2.3.3 Seismische belasting 7
2.4 Pushover analyse 7
2.4.1 Beschrijving 7
2.4.2 Testmethode 8
3 Model Scia Engineer 9
3.1 Beschrijving CLT wand 9
3.1.1 Model 1 9
3.1.2 Model 2 9
3.2 Ontwerpen CLT wand 12
3.2.1 Ontwerp 1 14
3.2.2 Ontwerp 2 15
3.2.3 Ontwerp 3 16
3.2.4 Ontwerp 4 17
3.2.5 Ontwerp 5 18
3.3 Beschrijving verbindingen 19
3.4 Pushover analyse in Scia Engineer 23
3.5 Output model Scia Engineer 25
4 Resultaten en berekeningen 28
4.1 Algemene waarden 28
4.1.1 Rekenwaarden voor aardbevingen 28
4.1.2 Equivalente massa 29
4.2 Resultaten pushover analyses 32

4.2.1 Kracht-verplaatsingsdiagrammen 32
4.2.2 Trillingstijden en doelverplaatsingen 35
5 Discussie van de resultaten 36
5.1 Oplegreacties 36
5.2 Vergelijking model 1 en model 2 37
5.3 Vergelijking ontwerp 2 tot en met 5 38
5.3.1 Bezwijklast 38
5.3.2 Verplaatsing bij bezwijken 38
5.3.3 Genormaliseerde verplaatsingen 39
5.3.4 Verplaatsing bij plastisch gedrag 39
5.3.5 Trillingstijd 40
5.3.6 Doelverplaatsing 40
5.4 Vergelijking resultaten met het gebouwtje uit het Stevinlab 41
5.4.1 Verbindingen tussen CLT en gebouwtje 42
5.4.2 Reparatie met hout 43
6 Conclusies en aanbevelingen 44
6.1 Conclusies 44
6.2 Aanbevelingen 44
7 Bibliografie 46
Bijlage A: Versnellingen ten gevolge van aardbevingen 47
Horizontale versnellingen 47
Verticale versnellingen 49
Bijlage B: Doelverplaatsing bij een pushover analyse 51
Bijlage C: Tabel 2.1 uit de Nederlandse Praktijkrichtlijn 54
Bijlage D: Berekeningen massa van de verschillende delen 55
Bijlage E: Meetresultaten pushover analyses 57
Ontwerp 1 57
Ontwerp 2 63
Ontwerp 3 67
Ontwerp 4 71
Ontwerp 5 75
Bijlage F: Enkele gebruikte formules 80

1 Inleiding

In het noordoosten van Groningen komen de laatste jaren steeds meer aardbevingen voor als gevolg van de gasboringen. De constructies in dit gebied zijn niet gedimensioneerd op belastingen ten gevolge van aardbevingen. Er wordt steeds meer onderzoek naar aardbevingsbestending bouwen gedaan. Ook door de TU Delft, getuige de proefopstelling van het huisje in het Stevinlab. De ruime meerderheid van de gebouwen in Groningen bestaat uit metselwerk. Vandaar dat dit bouwmateriaal voornamelijk onderzocht wordt.

Bij nieuwbouw in Groningen wordt al rekening gehouden met belastingen ten gevolge van aardbevingen (Gaswinning in Groningen, 2016). De bestaande constructies dienen aangepast te worden om bestand te zijn tegen de aardbevingen. Sommige huizen zijn verstevigd met houten hulpconstructies. Dit is slechts een tijdelijke oplossing. Gezien het feit dat er voorlopig niet gestopt wordt met de gasboringen, zal er een meer permanente oplossing gevonden moeten worden voor de huidige constructies.

In dit Bachelor Eindwerk zal onderzocht worden of gevelelementen van Cross-laminated timber een oplossing kunnen zijn voor de bestaande constructies. Hierbij wordt een wand van Cross-laminated timber tegen een gevel aan geplaatst en verbonden met de fundering. In dit onderzoek zal gebruik gemaakt worden van Scia Engineer. Met dit modelleerprogramma wordt met behulp van een pushover analyse de aardbevingsbestendigheid van Cross-laminated timber panelen onderzocht.

Het doel van dit onderzoek is het ontwikkelen van een numeriek model voor pushover analyses op een versterkte woning. De versterking bestaat uit gevelelementen van Cross-laminated timber panelen. Het is vooral van belang een realistische beschrijving te geven van de plastische vervormingen van de verbindingen tussen het hout en het beton. Verder moet onderzocht worden wat de invloed is van de hoeveelheid verbindingen en de vorm van de houten wand.

Allereerst zal de achtergrondinformatie die benodigd is voor de rest van dit Bachelor Eindwerk verzameld worden in hoofdstuk 2. Vervolgens zal in hoofdstuk 3 besproken worden hoe het model in Scia Engineer gezet is. Hierna worden in hoofdstuk 4 de resultaten van de pushover analyses gegeven. Deze resultaten worden bediscussieerd in hoofdstuk 5. Tot slot worden in hoofdstuk 6 conclusies getrokken.

2 Achtergrondinformatie

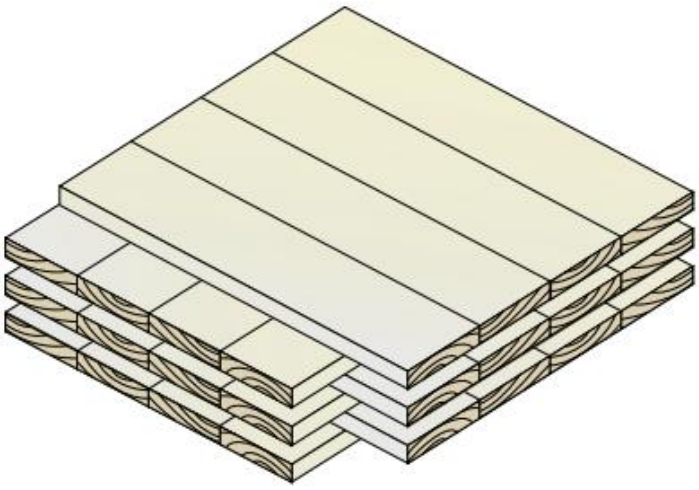
In dit hoofdstuk zal de benodigde theorie voor de rest van het eindwerk worden toegelicht. Er zijn een aantal aspecten die van groot belang zijn. Allereerst wordt het bouwmateriaal Cross-laminated timber toegelicht. Hierna volgt een uitleg over verbindingen. Vervolgens worden aardbevingen en de krachten en vervormingen die daaruit volgen uiteengezet. Tot slot wordt de pushover analyse behandeld.

2.1 Cross-laminated timber

In dit Bachelor Eindwerk wordt onderzocht of retrofitting van huizen in aardbevingsgevoelig gebied mogelijk is met Cross-laminated timber. Hiervoor is het belangrijk om informatie in te winnen over dit bouwmateriaal. Ook zijn de materiaaleigenschappen van groot belang.

2.1.1 Introductie

Begin jaren ’90 is Cross-laminated timber (CLT) voor het eerst geïntroduceerd in Oostenrijk en Duitsland. In eerste instantie werd CLT nog niet veel toegepast, maar begin deze eeuw werd het steeds meer gebruikt voor constructies. Dit is voor een groot deel te wijten aan het feit dat duurzaam bouwen in deze periode steeds belangrijker werd (Gagnon, Bilek, Podesto, & Crespell, 2013). Uiteindelijk heeft CLT de laatste jaren flink aan populariteit gewonnen en wordt het gebruikt in Noord-Amerika en Europa.



Figuur 1. Gelaagde opbouw van CLT. (Gagnon, Bilek, Podesto, & Crespell, 2013)

CLT panelen bestaan uit lagen van houten planken. De planken zijn op elkaar gelijmd op een specifieke manier. De houtvezels van iedere opeenvolgende laag staan loodrecht op elkaar. Dit zorgt ervoor dat er zowel longitudinale als transversale planken aanwezig zijn in een paneel. Het aantal lagen kan verschillen, beginnend vanaf 3 lagen tot wel 9 lagen. Meestal heeft een CLT paneel een oneven aantal lagen en dus een symmetrische doorsnede.

Er zijn een aantal voordelen aan het gebruik van CLT. Doordat de houtvezels van de verschillende lagen niet in dezelfde richting liggen, heeft het CLT in alle richtingen goede sterkte- en stijfheidseigenschappen. Ook zijn er vele vormen mogelijk, wat ervoor zorgt dat CLT in heel veel situaties toepasbaar is. Onderdelen van CLT kunnen goed geprefabriceerd

worden en vervolgens naar de bouwplaats vervoerd worden. Hier is de bouwtijd zeer kort, omdat wanden en vloeren zeer gemakkelijk met elkaar verbonden kunnen worden met hoekstukken.

2.1.2 Eigenschappen

De houtsoort die het meest gebruikt wordt voor CLT is vuren, afkomstig van fijnsparren (CLT BBS, 2016). De sterkteklasse van het hout voor CLT is (meestal) C24 (Brandner, 2013). Dit zal dan ook aangehouden worden in de rest van het verslag. De sterkteklasse is bepalend voor enkele materiaaleigenschappen zoals de elasticiteitsmodulus en de glijdingsmodulus.

Hout is een anisotroop materiaal, oftewel de materiaaleigenschappen zijn niet in alle richtingen hetzelfde. Het is zelfs een speciale vorm van een anistroop materiaal, namelijk een orthotroop materiaal. Dat wil zeggen dat de materiaaleigenschappen in twee of drie loodrechte richtingen verschillen. Bij hout zijn er twee richtingen: loodrecht op de vezels of parallel aan de vezels.

In Tabel 1 is een aantal relevante materiaaleigenschappen gegeven. Deze zijn afkomstig van de materiaal database van Scia Engineer. Er is een aanzienlijk verschil in materiaaleigenschappen tussen de richting loodrecht op de vezels en parallel aan de vezels. Dit is van groot belang om mee te nemen in de benadering van een CLT wand in Scia Engineer.

Tabel 1. Materiaaleigenschappen van hout van sterkteklasse C24. Het betreft hier rekenwaarden die gebruikt worden bij de berekeningen in Scia Engineer.

Materiaaleigenschap	**Symbool**	**Waarde**
Gemiddelde elasticiteitsmodulus ⊥	$E_{90;mean}$	370 N/mm^2
Gemiddelde elasticiteitsmodulus ∥	$E_{0;mean}$	11000 N/mm^2
Glijdingsmodulus	G	690 N/mm^2
Dichtheid	ρ	450 kg/m^3
Buigsterkte	f_m	24 N/mm^2
Treksterkte ⊥	$f_{t;90}$	0,5 N/mm^2
Treksterkte ∥	$f_{t;0}$	14 N/mm^2
Druksterkte ⊥	$f_{c;90}$	2,5 N/mm^2
Druksterkte ∥	$f_{c;0}$	21 N/mm^2
Schuifsterkte	f_v	2,5 N/mm^2

De waarde voor de dichtheid kan nog flink uiteen lopen per houtsoort. Ook is de dichtheid afhankelijk van de groeiomstandigheden van de boom, evanals het vochtgehalte in het hout. Bij een vochtgehalte van 12% heeft vurenhout een dichtheid tussen de 300 en 620 kg/m^3 (Houtinfo, 2014). De database van Scia Engineer geeft 450 kg/m^3. Deze waarde valt binnen het interval en zal dus verder aangenomen worden. De massa, die volgt uit de dichtheid, is van belang bij het bepalen van het dynamische gedrag.

2.2 Verbindingen CLT

De CLT panelen kunnen verbonden worden met de fundering of de bestaande constructie. Hiervoor moeten de eigenschappen van verbindingsmiddelen zoals hoekstukken bepaald worden. Ook zal de ductiliteit (de mate van vervormbaarheid) van de verbindingen een grote rol spelen.

Bij seismische belasting zijn de verbindingen van CLT panelen maatgevend voor de prestaties van de constructie (Mohammed, 2011). In dit deel zal gefocust worden op de verbindingen tussen CLT panelen en fundering of betonnen vloeren. De verbinding tussen CLT panelen zelf wordt hier achterwege gelaten, onder de aanname dat dit niet maatgevend zal zijn bij seismische belasting.

2.2.1 Hoekankers

Hoekankers kunnen eenvoudig gebruikt worden om CLT panelen aan funderingen te bevestigen. Ze worden uit staal vervaardigd en bevatten gaten om schroeven of bouten doorheen te kunnen doen. Hoekankers kunnen met schroeven aan CLT panelen worden bevestigd. Voor de (betonnen) fundering zijn bouten praktischer om te gebruiken.



Figuur 2. Verbinding tussen een CLT wand en een betonnen vloer met behulp van een hoekanker. Bron afbeelding: (Rothoblaas, 2016)

Bij een te grote belasting op de hoekankers zal een plastisch scharnier ontstaan. Hiervoor is het dus belangrijk om de plastische capaciteit te bepalen van de hoekankers. Er zijn echter een aantal punten waarop een verbinding kan bezwijken. Allereerst zou de stuiksterkte van het hout onvoldoende kunnen zijn. Het bevestingsmiddel tussen CLT paneel en hoekanker (schroeven) verliest hierdoor het volledige contact met het hout. Het gevolg is dat de schroeven los laten en zo verliest het hoekanker zijn ondersteunende functie. Een andere optie van bezwijken is dat het hoekanker zelf te zwak is. Dit kan bijvoorbeeld zo zijn als een te dunne plaatdikte gebruikt is. In dit geval zal de stuiksterkte van het plaatmateriaal van het hoekanker maatgevend zijn. Verder zouden ook de schroeven kunnen bezwijken. Dit zou kunnen gebeuren bij te dunne schroeven of als een verkeerde staalsoort gebruikt is. Ook kan de kop van de schroef afbreken, waardoor het contact met het hoekanker geheel wegvalt.

2.3 Aardbevingen

Aardbevingen zorgen voor een verticale belasting op constructies. Vele gebouwen in Nederland zijn niet berekend op de horizontale schokken ten gevolge van aardbevingen. De relevante krachten op gebouwen moeten bepaald worden.

2.3.1 Introductie

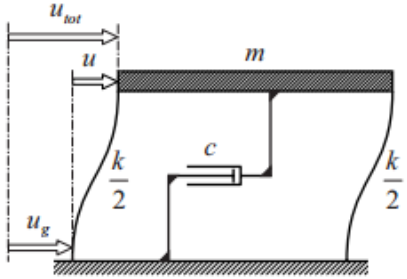
De aardmantel bestaat uit enkele platen. Deze platen zijn niet geheel met elkaar verbonden, maar kunnen ten opzichte van elkaar bewegen. De oorzaak van een groot deel van aardbevingen is dat de platen ter plaatse van de breuklijnen tegen elkaar botsen of langs elkaar schuren. Dit zorgt voor enorme krachten die plotseling vrijkomen en zo flinke schokken veroorzaken.

Het botsen van aardplaten is echter niet de oorzaak van de aardbevingen in Groningen. Hier vinden geïnduceerde aardbevingen plaats, aardbevingen die ontstaan door toedoen van mensen (Aardbevingen, 2016). In Groningen wordt aardgas gewonnen uit een poreuze zandsteenlaag op 3 kilometer diepte. Bovenop de zandsteenlaag ligt een relatief zware zoutlaag. Deze zoutlaag is ondoordringbaar voor aardgas. Zodra aardgas uit de onderliggende zandsteenlaag gewonnen wordt, neemt de druk in deze zandsteenlaag af. De bovenliggende lagen drukken op de zandsteenlaag. Uiteindelijk wordt de zandsteenlaag ingedrukt en ontstaat er op lange termijn bodemdaling. Het in elkaar drukken van de aardlagen zorgt ook voor spanningen. Als deze spanningen te groot worden ontstaan er schokken en volgt er een aardbevingen. Tegenwoordig worden er in Groningen jaarlijks zo'n 50 aardbevingen geregistreerd. Op 16 augustus 2012 werd in Loppersum de zwaarste aardbeving tot nu toe waargenomen: 3,6 op de schaal van Richter (Gaswinning in Groningen, 2016).

2.3.2 Dynamica van aardbevingen

Het schokken van de aarde zorgt voor krachten. Constructies ondervinden een zijdelingse versnelling die uiteindelijk voor zijdelingse krachten zorgt. De bewegingen van de aarde planten zich voort in de constructie. Hoe de constructie hier op reageert hangt van vele factoren af. Constructies kunnen geschematiseerd worden en zo kan een benadering van het dynamische gedrag bepaald worden.

Constructies kunnen geschematiseerd worden als een enkelvoudig massa-veer systeem. Er is dan een totale verplaatsing (u_{tot}) die bestaat uit grond verplaatsing (u_g) en een relatieve verplaatsing (u).



Figuur 3. Enkelvoudig massa-veer systeem. Bij aardbevingen is er een extra verplaatsing van de grond. Bron afbeelding: (Spijkers, Vrouwenvelder, & Klaver, 2006).

De eerste tijdsafgeleide van de verplaatsing is de snelheid en de tweede tijdsafgeleide van de verplaatsing is de versnelling:

$$\frac{du}{dt} = \dot{u}\ ; \qquad \frac{d^2u}{dt^2} = \ddot{u}$$

Deze zijn bepalend voor de bewegingsvergelijking van een massa-veer systeem bij aardbevingen:

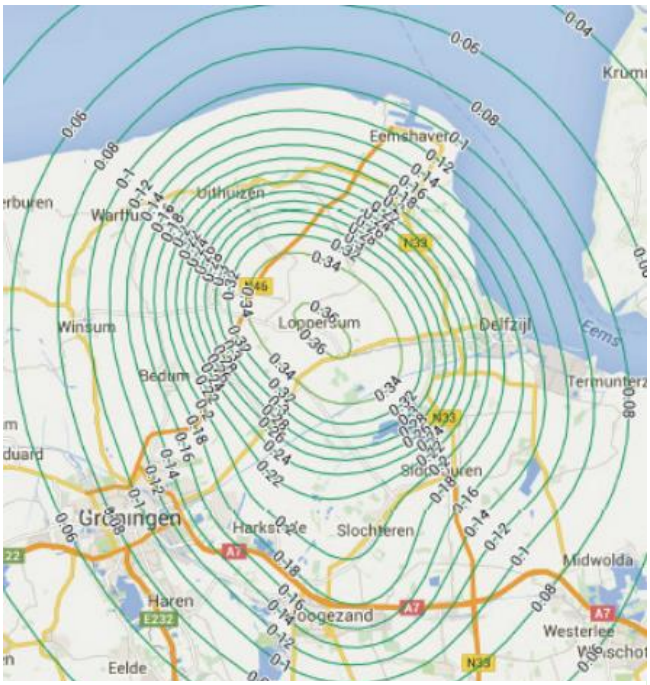
$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g$$

Hierin is *m* de massa in kg, *c* de wrijving in Ns/m (=kg/s) en *k* de veerconstante in N/m. Deze waarden kunnen allemaal bepaald worden of zijn al bekend. Bij de schematisering van een constructie stelt *m* de gehele massa voor. De parameters *c* en *k* worden bepaald door de vorm, de dimensies en de materiaaleigenschappen van een constructie.

De versnelling van de grond a_g (=$\ddot{u}_g$) wordt bepaald door de intensiteit van de aardbeving en dus de magnitude volgens de schaal van Richter (*M*). Dit is een logaritmische schaal met als variabelen de magnitude en de maximale grond uitwijking. Ook is de afstand tot het epicentrum van belang (*R*). Voor de eerdergenoemde zwaarste aardbeving in Loppersum gold een magnitude van 3,6 op de schaal van Richter. Dit was ter plaatse van het epicentrum. Er geldt het volgende:

$$a_g = Ae^{0,8M}(R + R_0)^{-2}$$

Hierin zijn *A* en *R* constante waarden (A=56*10^6 m/s^2; R=40000 m) (Spijkers, Vrouwenvelder, & Klaver, 2006). De maximale grondversnelling bij de aardbeving in Loppersum was dus 0,62 m/s^2. Dit is ongeveer 0,063 g, met g als de zwaartekrachtversnelling.



Figuur 4. Piekgrondversnellingen voor een aardbeving die eens in de 475 jaar voorkomt, weergegeven als hoogtelijnen. Bron afbeelding: (Normcommissie, 2015).

De grondversnelling kan ook bepaald worden uit metingen tijdens aardbevingen. In de Nederlandse Praktijkrichtlijn (Normcommissie, 2015) zijn kaarten gegeven met de grondversnelling op verschillende plaatsen bij een aardbeving in Groningen. De waarden zijn afkomstig van metingen van het KNMI en zijn weergegeven als hoogtelijnen, zoals in Figuur 4 te zien is.

In dit onderzoek zal rekening gehouden worden met de zwaarste aardbeving die tot nu toe is waargenomen in Groningen. In de Nederlandse Praktijkrichtlijn is bepaald wat de maatgevende piekgrondversnelling is voor een aardbeving die eens in de 475 jaar voorkomt. Deze bedroeg 0,36 g. Dit is dus een versnelling die ongeveer zes keer zo groot is als waar nu mee gerekend is. In

verdere onderzoeken kan ook ingegaan worden op aardbevingen die eens in de 475 jaar voorkomen, om te kijken hoe de gevelelementen van CLT daar op reageren en of ze dan nog voldoen.

2.3.3 Seismische belasting

De versnelling van de aarde moet gebruikt worden om de maatgevende versnelling van een constructie te bepalen. Dit is namelijk de versnelling die voor de maatgevende belasting op een constructie zorgt. Hier spelen een hele hoop factoren een rol. In bijlage A is uitgewerkt hoe de maatgevende versnelling gevonden kan worden. Hiervoor moet het ontwerpspectrum aangehouden worden om de juiste versnellingen te berekenen. Het ontwerpspectrum houdt namelijk ook rekening met de ductiliteit van een constructie.

Er kunnen naast horizontale versnellingen ook verticale versnellingen ontstaan bij aardbevingen. De aarde schudt immers niet netjes in een horizontaal vlak. De verticale versnellingen zijn vooral funest voor uitkragingen en grote overspanningen. In bijlage A zijn ook de verticale versnellingen toegelicht.

2.4 Pushover analyse

De pushover analyse zal gebruikt worden om de constructie in dit onderzoek te toetsen. Hierbij wordt een initiële verplaatsing aangebracht en vervolgens wordt de kracht bepaald. Door met een bepaald belasting schema met meerder verplaatsingen te werken, kan een kracht-verplaatsingsdiagram vastgesteld worden.

2.4.1 Beschrijving

Een pushover analyse is een niet-lineaire, statische methode om constructies te toetsen op aardbevingsbestendigheid. De geleidelijk toenemende horizontale kracht zorgt voor een verplaatsing. Zodra de benodigde verplaatsing bereikt is, kan de bijbehorende kracht bepaald worden. Een pushover analyse is een eenvoudige methode om constructies te toetsen op aardbevingen. Er zijn geen grote schudtafels en dergelijke nodig om de benodigde belasting te simuleren. Een groot verschil met echte aardbevingen is echter dat bij de pushover analyse geen dynamische belasting op de constructie werkt. Dit is bij aardbevingen wel het geval. Er moet dus voor gezorgd worden dat de statische berekening overeenkomt met de belasting ten gevolge van aardbevingen. In bijlage A is besproken hoe de maatgevende versnelling voor het elastische responsspectrum ($S_e(T)$) gevonden kan worden. Voor een pushover analyse wordt geen versnelling toegepast maar een verplaatsing. Er geldt de volgende relatie tussen de versnelling en de verplaatsing in het elastische responsspectrum (Normcommissie, 2005):

$$S_{De} = S_e(T)\left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

Hierin is T de trillingstijd van de constructie als deze geschematiseerd wordt als een SDOF. De trillingstijd is als volgt gedefinieerd:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

Hierin is *m* de representatieve massa voor een constructie en *k* geeft de veerconstante aan. De veerconstante is afhankelijk van de vorm en eigenschappen van een constructie. Het geeft een lineair verband tussen kracht en verplaatsing. Uiteindelijk resulteert dit in het volgende:

$$S_{De} = S_e(T)\frac{m}{k}$$

Het blijkt dat vervormingen ten gevolge van versnellingen gemakkelijk bepaald kunnen worden zolang het materiaal en de verbindingen geen plastisch gedrag vertonen. Nu is juist dat plastische gedeelte van de vervormingen interessant bij belasting ten gevolge van aardbevingen. Hiervoor is een pushover analyse nodig om dat gedrag juist te bepalen.

Bij een pushover analyse wordt een bepaald belasting schema toegepast. Er wordt begonnen met kleine verplaatsingen. De verplaatsingen worden steeds in beide richtingen toegepast bij een cyclische pushover analyse. Dit betekend dat er niet alleen geduwd wordt aan een constructie, maar ook getrokken. Dit is bij aardbevingen ook het geval. Gebouwen schudden dan nooit maar één kant op. Een constructie moet dus in zowel de positieve als de negatieve richting voldoen. De verplaatsingen worden steeds groter. Op een gegeven moment zullen er plastische scharnieren ontstaan en is het kracht-verplaatsingsdiagram dat uit een pushover analyse volgt niet meer lineair. Zodra de maatgevende verplaatsingen zijn toegepast kan bepaald worden óf en in welke mate de constructie bezwijkt. Het kracht-verplaatsingsdiagram zal de resultaten duidelijk weergeven. Hieruit kan ook bepaald worden op welk moment de constructie plastisch begint te vervormen. In bijlage B is toegelicht hoe de doelverplaatsing bij een pushover analyse bepaald kan worden. Deze verplaatsing is een schatting van de maatgevende verplaatsing bij een aardbeving.

2.4.2 Testmethode

Pushover analyses kunnen zowel numeriek uitgevoerd worden als met een meetopstelling. Bij een numerieke benadering worden modelleerprogramma's (zoals Scia Engineer en SAP2000) gebruikt. Deze programma's hebben vaak een ingebouwde functie voor pushover analyses waarmee het belasting schema bepaald kan worden.

Een meetopstelling voor een pushover analyse bestaat onder andere uit een te testen constructie en een referentie constructie. Aan de referentie constructie zijn apparaten aangebracht die kunnen zorgen voor een kracht (en dus ook een verplaatsing) op de te testen constructie. Dit kunnen bijvoorbeeld hydraulische cilinders zijn. De referentie constructie moet veel stijver zijn dan de te testen constructie. Toch zijn vervormingen in de referentie constructie niet te vermijden en dus moeten verplaatsingen van zowel de te testen als de referentie constructie bepaald worden. Een groot voordeel van het daadwerkelijk uitvoeren van een pushover analyse is dat het bezwijkgedrag (zoals scheuren in muren) beter kan worden waargenomen.

3 Model Scia Engineer

In dit hoofdstuk zal worden toegelicht hoe het modelleerprogramma Scia Engineer gebruikt zal worden om een pushover analyse uit te voeren. Hierbij zal eerst besproken worden hoe het CLT gemodelleerd wordt. Vervolgens worden de verschillende ontwerpen van de CLT wand besproken. Daarna komen de verbindingen uitgebreid aan bod en tot slot zal nog de pushover analyse zelf behandeld worden.

3.1 Beschrijving CLT wand

Scia Engineer heeft een uitgebreide database met materialen. CLT is gemaakt van hout met een sterkteklasse C24. Nu kan er echter geen volledige wand van C24 hout ingevoerd worden, omdat de materiaaleigenschappen verschillen in de richting loodrecht op- en parallel aan het hout. Er zal dus een equivalente wand voor CLT ingevoerd moeten worden. Hiervoor zijn een aantal opties die nu verder besproken zullen worden.

3.1.1 Model 1

Dit is het meest eenvoudige model wat gebruikt zal worden. Hierbij wordt allereerst aangenomen dat de CLT wand uit een even aantal lagen bestaat. Dit zorgt ervoor dat er in beide richtingen evenveel houten lagen zijn, wat resulteert in een redelijk homogene, isotrope wand. Voor enkele materiaaleigenschappen, met de elasticiteitsmodulus in het bijzonder, geldt dan dat deze gehalveerd mogen worden. Dit geldt voor de materiaaleigenschappen parallel aan de vezel. Er geldt dus het volgende voor de elasticiteitsmodulus:

$$E_{CLT} = \frac{E_{0,mean}}{2} = 5500 \text{ N/mm}^2$$

Verder geldt ook voor de verschillende spanningen dat ze gehalveerd moeten worden. In Tabel 2 is een overzicht te zien van de gebruikte spanningen voor dit model in Scia Engineer. Ook zijn er nog enkele andere relevante materiaaleigenschappen te vinden. Eigenschappen zoals de dichtheid zijn niet afhankelijk van de richting en veranderen dus niet.

Tabel 2. Materiaaleigenschappen voor model 1 in Scia Engineer.

Materiaaleigenschap	**Symbool**	**Waarde**
Elasticiteitsmodulus	E	5500 N/mm^2
Glijdingsmodulus	G	690 N/mm^2
Dichtheid	ρ	450 kg/m^3
Buigsterkte	f_m	24 N/mm^2
Treksterkte	f_t	7 N/mm^2
Druksterkte	f_c	10,5 N/mm^2
Schuifsterkte	f_v	2,5 N/mm^2

3.1.2 Model 2

CLT bestaat meestal uit een oneven aantal lagen. Hierdoor zal model 1 niet volledig meer voldoen. Er moet nu namelijk aangenomen worden dat CLT orthotrope eigenschappen heeft. Dit wil zeggen dat de materiaaleigenschappen in twee richtingen verschillen. In eerdere

onderzoeken zijn experimenten gedaan om de elasticiteitsmoduli van drielaags CLT te bepalen (Dujic, Klobcar, & Zarnic, 2008). Hieruit volgden de volgende resultaten:

$$E_{p,0} = 9000\ N/mm^2$$
$$E_{p,90} = 4450\ N/mm^2$$

Hierbij is het CLT zo geplaatst, dat de twee buitenste lagen met de vezels verticaal staan. Bij de middelste laag zijn de vezels dus horizontaal geplaatst. Het ligt voor de hand dat de waarde voor de elasticiteitsmodulus in verticale richting ($E_{p,0}$) groter is dan de waarde voor de elasticiteitsmodulus in horizontale richting ($E_{p,90}$). Er zijn namelijk meer vezels van het hout in verticale richting te vinden en hout heeft een hogere elasticiteitsmodulus in de richting parallel aan de vezels.

In Scia Engineer kan gekozen worden voor een orthotroop materiaal. Hiervoor moet eerst het model voor de Eindige Elementen Methode (EEM) op orthotroop gezet worden. Hierna kan een orthotropie gekozen worden. De orthotropie is afhankelijk van een tiental parameters. Deze parameters zijn op hun beurt weer afhankelijk van enkele materiaaleigenschappen van het CLT. Ook speelt de dikte van het CLT een rol. Deze wordt op 200 millimeter gesteld.

De glijdingsmodulus *G* en de Poisson ratio *v* zijn ook bepaald volgens (Dujic, Klobcar, & Zarnic, 2008). Deze bleken constant te zijn volgens de uitgevoerde experimenten. Het betreft hier een orthotroop materiaal en dus zijn de drie materiaaleigenschappen *G*, *E* en *v* onafhankelijk van elkaar. Dit zou bij een isotroop materiaal niet het geval zijn. De waarden voor *G* en *v* zijn als volgt gegeven:

$$G = 500\ N/mm^2$$
$$\nu = 0{,}25$$

Voor het model in Scia Engineer wordt echter onderscheid gemaakt tussen twee Poisson ratio's. Deze zijn namelijk in verhouding met de elasticiteitsmoduli (Scia Engineer, 2015). Allereerste moet vermeld worden dat de notatie in Scia Engineer anders is. De horizontale richting wordt als nummer 1 benoemd en de verticale richting wordt als nummer 2 benoemd. Kortom, $E_{p,0}=E_2$ en $E_{p,90}=E_1$. De gegeven Poisson ratio krijgt als symbool v_{12}. Er geldt nu het volgende voor de andere Poisson ratio:

$$\upsilon_{21} = \upsilon_{12} * \frac{E_2}{E_1}$$

De glijdingsmodulus verandert niet in het model in Scia Engineer. In Tabel 3 zijn de gebruikte materiaaleigenschappen gegeven. De waarden voor de verschillende sterktes zijn onveranderd en reeds gegeven in Tabel 2. De Poisson ratio kan normaal gesproken enkel een waarde hebben tussen de -1 en 0,5 (Gercek, 2007). Dit geldt echter voor isotrope materialen en dus wordt hier aangenomen dat de (iets) hogere waarde voor v_{21} wel mogelijk is.

Tabel 3. Materiaaleigenschappen voor het orthotrope model.

Materiaaleigenschap	**Symbool**	**Waarde**
Elasticiteitsmodulus	E_1	4450 N/mm^2
	E_2	9000 N/mm^2
Poisson ratio	v_{12}	0,25
	v_{21}	0,506
Glijdingsmodulus	G	500 N/mm^2

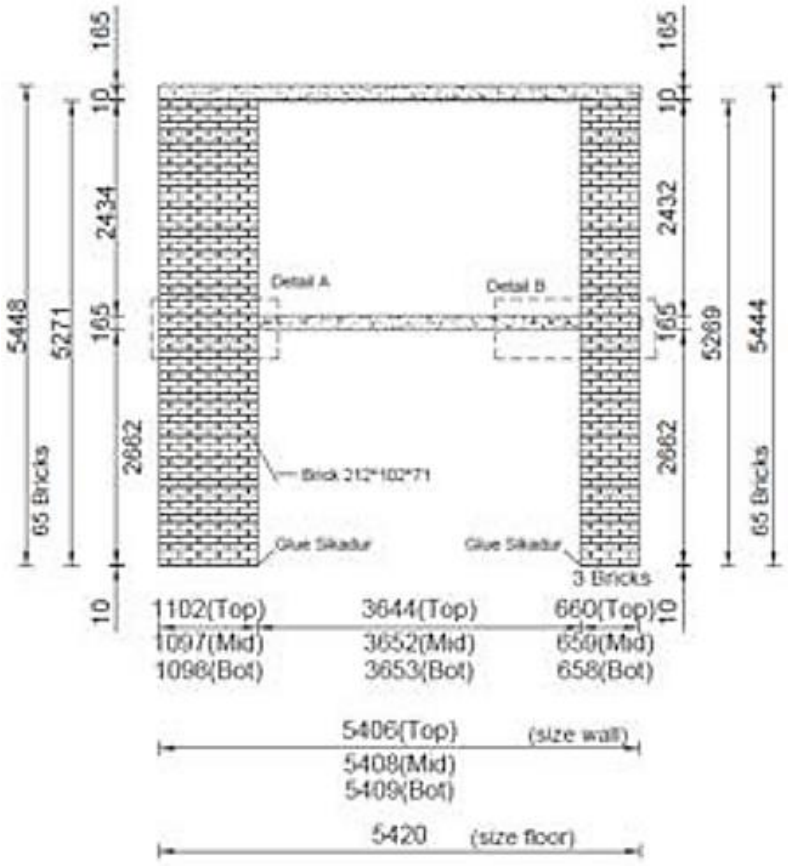
Nu kunnen de parameters voor de orthotrope wand bepaald worden. De formules hiervoor zijn terug te vinden in bijlage F. Bij de berekeningen moet op de eenheden gelet worden. In Scia Engineer moet namelijk alles in meganewton en meter ingevoerd worden.

Tabel 4. Parameters voor een orthotrope CLT wand in Scia Engineer.

D11	3,395927 MNm
D22	6,868167 MNm
D12	1,717042 MNm
D33	0,333333 MNm
D44	83,33333 MN/m
D55	83,33333 MN/m
d11	1018,778 MN/m
d22	2060,450 MN/m
d33	100,0000 MN/m
d12	515,1125 MN/m

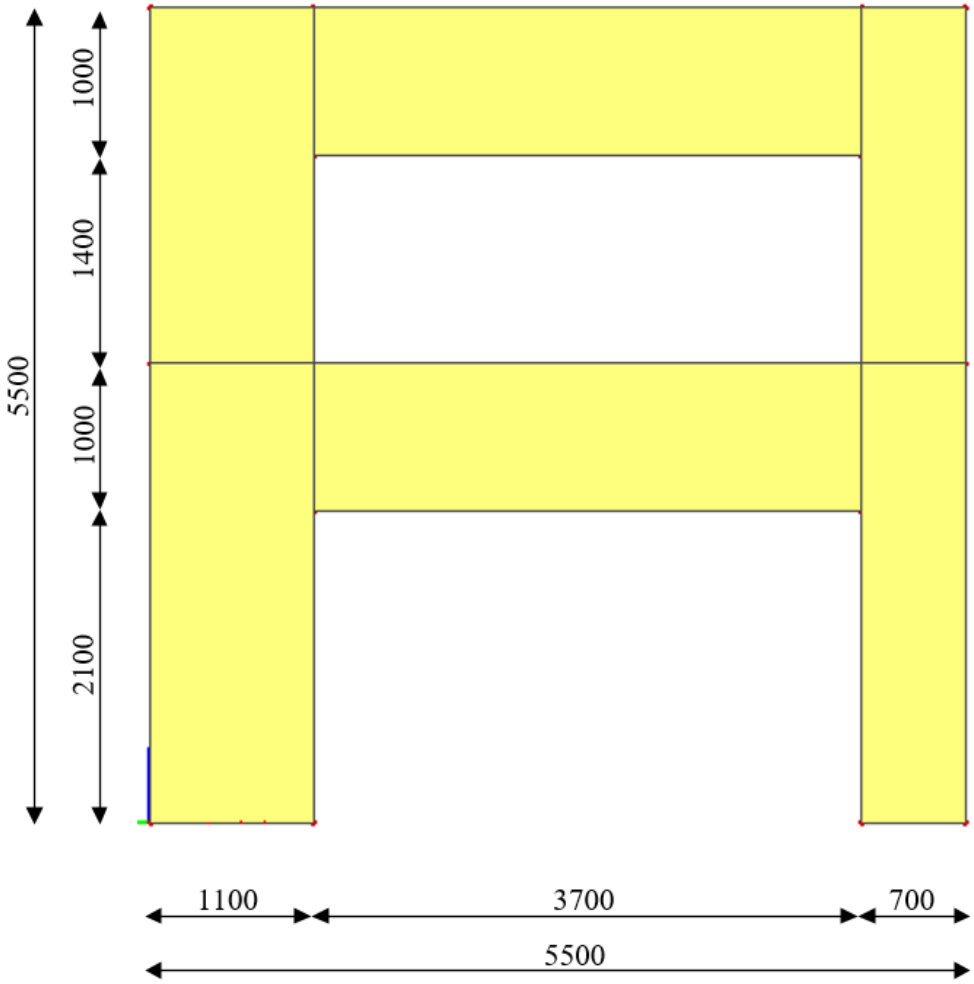
3.2 Ontwerpen CLT wand

Voor het ontwerp wordt rekening gehouden met de pushover analyse die op een bakstenen huisje is uitgevoerd in het Stevin Laboratorium aan de TU Delft (Ravenshorst, Esposito, & Schipper, 2016). Het doel is om hier een passend gevelelement van CLT op toe te passen. De afmetingen moeten dus enigszins corresponderen. Figuur 5 geeft een zijaanzicht van het gebouwtje wat aan een pushover analyse is onderworpen. Aan deze zijde wordt een CLT wand aangebracht.



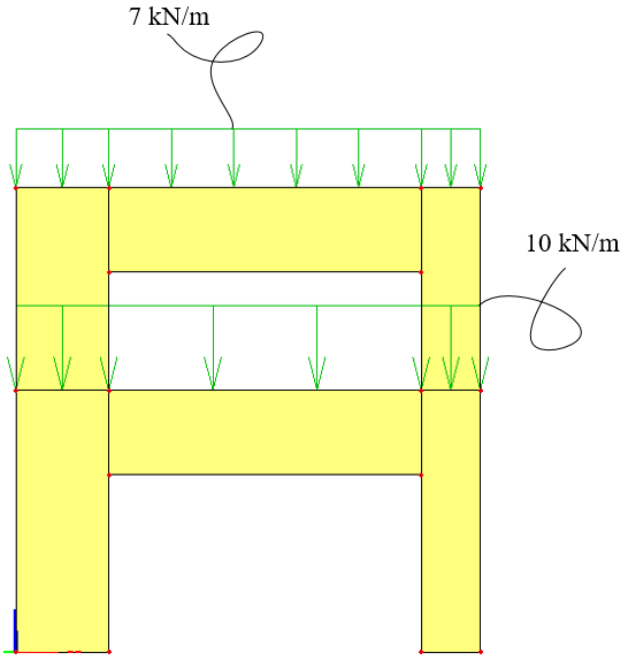
Figuur 5. Ontwerp bakstenen gebouwtje. Hier is een zijaanzicht gegeven. Vanaf de linkerkant werd een kracht aangebracht voor de pushover analyse. Bron afbeelding: (Ravenshorst, Esposito, & Schipper, 2016).

Het betreft hier dus een gebouwtje van twee verdiepingen. Deze gevel bestaat uit twee smalle penanten. In de richting loodrecht op dit zijaanzicht zijn wel volledige wanden geplaatst. De afmetingen zijn zeer nauwkeurig weergegeven in Figuur 5. Voor dit onderzoek wordt gemodelleerd met Scia Engineer en is het dus niet nodig om zo gedetailleerd de afmetingen te bepalen. Er is daarom gekozen om de gegeven afmetingen globaal af te ronden. Ook moet er nog rekening gehouden worden met de verdieping en het dak. In Figuur 5 is te zien dat de penanten niet rechtstreeks met elkaar verbonden zijn. De enige verbinding is gerealiseerd door de vloerplaten van slechts 165 mm dikte. Voor een optimaal resultaat zal het CLT een grotere hoogte moeten hebben dan die 165 mm, anders worden de spanningen in het hout te groot ter plaatse van de hoekpunten van de openingen in de CLT wand. Er is bijvoorbeeld bij ontwerp 1 voor gekozen om de CLT wand een hoogte van 1000 mm te geven ter plaatse van de verdieping en het dak. Verder is ook de dikte van de gehele wand van belang. Hierbij wordt 200 mm als standaard genomen.



Figuur 6. Gevelelement van CLT met zijn afmetingen van ontwerp 1 als voorbeeld. De maten zijn gegeven in millimeter. Het betreft hier een CLT wand uit één stuk. De lijnen zijn enkel weergegeven om zo aan te kunnen geven waar de belasting moet aangrijpen.

Voor het algemene model wordt ook aangenomen dat er al een belasting is op het dak en de vloer op de eerste verdieping. Dit is immers bij echte aardbevingen ook het geval. Hiervoor zijn enkele schattingen gemaakt. Voor het dak geldt een belasting van eigen gewicht van dakplaten. Stel er worden betonnen platen van 200 mm dikte toegepast. Er wordt als eerste schatting aangenomen dat iedere wand evenveel draagt, onder de voorwaarde dat het een vierkant gebouwtje betreft. Oftewel, alle gevels zijn even breed. Dit resulteert in een verdeelde belasting van ongeveer 7 kN/m. Voor de eerste verdieping wordt een iets hogere belasting aangehouden, omdat de vloerbelasting over het algemeen groter is dan de dakbelasting. De verdeelde belasting op de eerste verdieping wordt geschat op 10 kN/m. Deze schattingen zijn heel globaal. Het doel van dit onderzoek is niet om deze belastingen zeer nauwkeurig te bepalen en mee te nemen in het ontwerp. Vandaar dat het bij deze schattingen blijft. In Figuur 7 zijn de belastingen en hun aangrijpingspunten te zien.



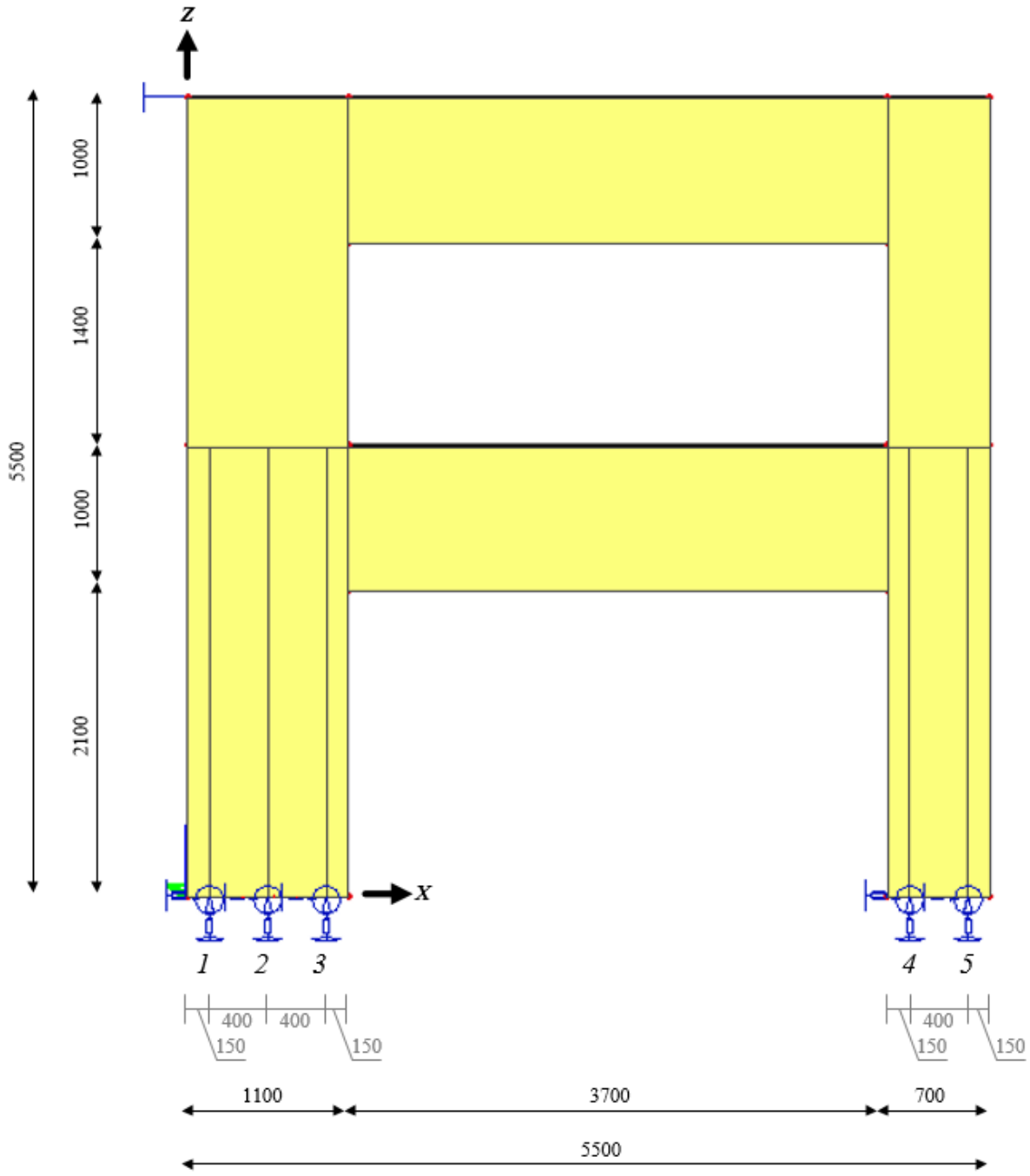
Figuur 7. Belastingen op de CLT wand.

In Figuur 7 is nog niet weergegeven hoe de kracht van de pushover analyse zal aangrijpen. Dit wordt nog besproken in paragraaf 3.4. Deze kracht is niet constant om zo tot een juist kracht-verplaatsingsdiagram te komen. De belastingen die in Figuur 7 zijn gegeven zijn wel constant tijdens de pushover analyse.

3.2.1 Ontwerp 1

Bij ontwerp 1 is gebruik gemaakt van een CLT wand van model 1, zoals beschreven in paragraaf 3.1.1. Kortom, een homogene isotrope wand met de gegeven materiaaleigenschappen. Voor dit ontwerp zijn vijf opleggingen gebruikt, drie voor de brede penant en twee voor de smallere penant. Er wordt aangenomen dat alle opleggingen gerealiseerd zijn met behulp van dezelfde hoekankers, en dus hebben alle opleggingen dezelfde niet-lineaire eigenschappen, zoals in paragraaf 3.3 gegeven. Verder zijn alle afmetingen weergegeven in Figuur 8. De wand heeft een dikte van 200 mm.

De CLT wanden moeten als gevelelementen dienen voor een bestaande constructie. Voor dit eerste ontwerp wordt echter alleen gekeken hoe het CLT op zichzelf reageert op een pushover analyse. Er zijn dus nog geen verbindingen aangebracht op de verdiepingen zelf. Voor de equivalente massa wordt wel aangenomen dat het gebouwtje aanwezig is. Dit betekent dat er eigenlijk aangenomen wordt dat het CLT star verbonden is met het gebouwtje, dat het gebouwtje de vervormingen van het CLT niet beïnvloed en dat het gebouwtje zelf niet bijdraagt aan de stijfheid van de constructie.



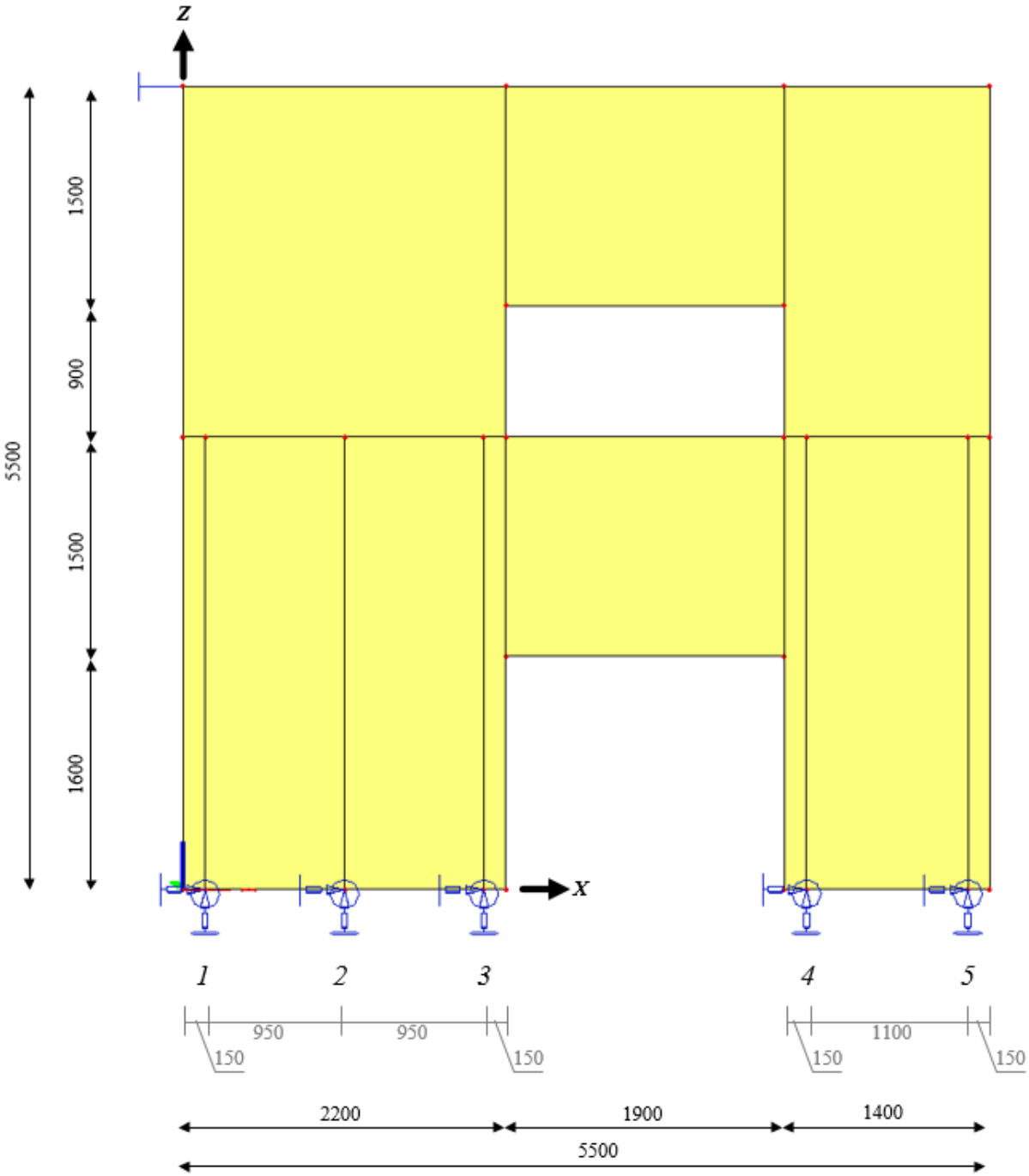
Figuur 8. Afmetingen van ontwerp 1, gegeven in millimeter. Hier zijn ook de vijf opleggingen weergegeven. De oorsprong van het assenstelsel wordt in de hoek linksonder gekozen.

3.2.2 Ontwerp 2

Ontwerp 2 heeft dezelfde dimensies als ontwerp 1 (zie Figuur 8). Hierbij is er echter voor gekozen om het CLT te modelleren als model 2. Dit zal een realistischere weergave geven van het gedrag van de CLT wand. De eigenschappen van de verbindingen zijn onveranderd. Dit ontwerp zal als referentie dienen om uiteindelijk de verschillende ontwerpen te kunnen vergelijken.

3.2.3 Ontwerp 3

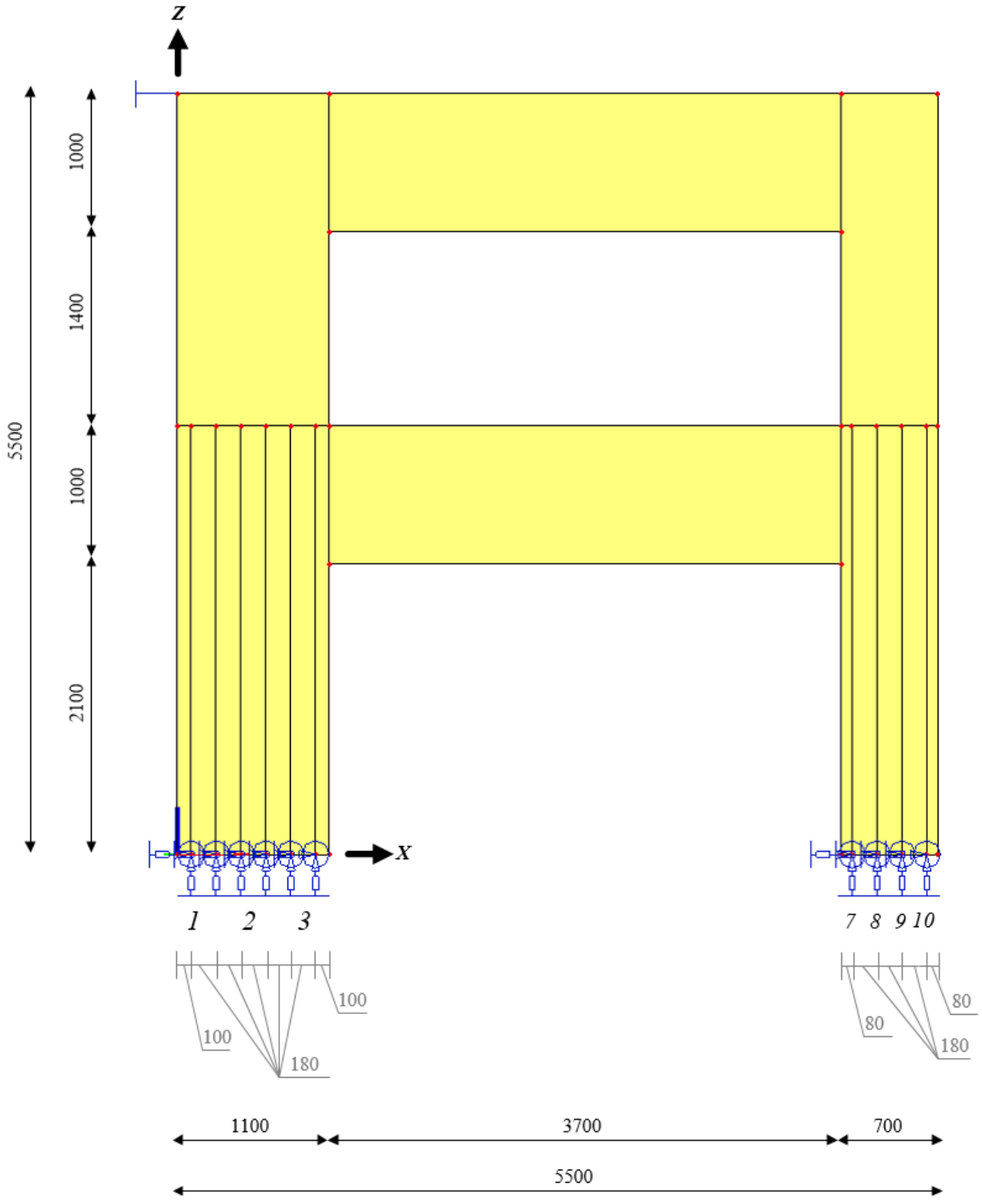
De afmetingen van de CLT wand kunnen veranderen. Bij dit ontwerp zijn de penanten en de horizontale verbindingsstukken breder gemaakt. De penanten zijn twee keer zo breed gemaakt ten opzichte van het standaard ontwerp. De horizontale stukken zijn anderhalf keer zo hoog gemaakt. De dikte van de wand is wederom 200 millimeter. De verbindingen zijn in ongeveer dezelfde verhoudingen op de penanten geplaatst als bij het standaardontwerp. Hier is ook gebruik gemaakt van model 2.



Figuur 9. Afmetingen van ontwerp 3 in millimeter. Er zijn wederom vijf opleggingen aanwezig. De afstand van de opleggingen tot de buitenranden van de penanten is hier ook 150 millimeter.

3.2.4 Ontwerp 4

Zoals al eerder aangegeven zullen de verbindingen maatgevend zijn bij belastingen ten gevolge van aardbevingen. Het is dus ook zeer interessant om te variëren in het aantal verbindingen. Bij ontwerp 4 wordt op iedere penant het aantal opleggingen verdubbeld. Dit zorgt ervoor dat op de linker penant zes verbindingen en op de rechter penant vier verbindingen aanwezig zijn. Ook hier is de dikte van de wand 200 millimeter en wordt model 2 gebruikt.



Figuur 10. Afmetingen van ontwerp 4 in millimeter. Bij dit ontwerp zijn twee keer zoveel verbindingen gebruikt bij iedere penant.

3.2.5 Ontwerp 5

Ontwerp 5 heeft dezelfde afmetingen en opleggingen als het standaard ontwerp (zie Figuur 8). In dit geval heeft de wand echter geen standaard dikte (200 millimeter) maar slechts de helft daarvan (100 mm). Dit heeft vooral gevolgen voor de orthotropie van de CLT wand die gegeven is bij model 2. De parameters die de orthotropie bepalen zijn namelijk afhankelijk van de dikte van een wand (zie ook de formules in bijlage F). Dit betekend dat deze parameters opnieuw bepaald moeten worden. De materiaaleigenschappen blijven wel hetzelfde en hiervoor wordt verwezen naar Tabel 3.

Als Tabel 4 en Tabel 5 vergeleken worden valt gelijk al op dat een halvering van de dikte niet resulteert in een halvering van alle parameters. *D11*, *D22* en *D33* worden namelijk vele malen kleiner. De overige parameters zijn wel gehalveerd. Dit is ook af te leiden uit de formules in bijlage F. Voor de eerste drie parameters werkt de dikte namelijk tot in een derde macht door. Een halvering van de dikte zorgt er dus voor dat deze parameters slechts een achtste zijn van de waarden die voor het standaard ontwerp gelden.

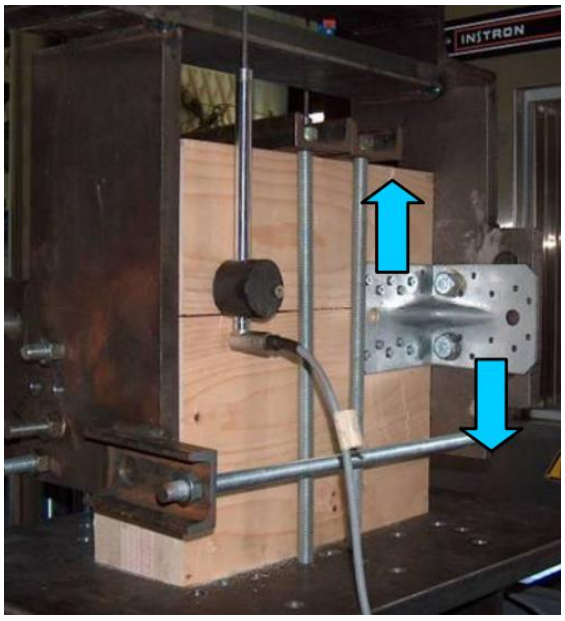
Tabel 5. Orthotropie parameters voor ontwerp 5.

D11	0,424491 MNm
D22	0,858521 MNm
D12	0,214630 MNm
D33	0,041667 MNm
D44	41,66667 MN/m
D55	41,66667 MN/m
d11	509,3891 MN/m
d22	1030,225 MN/m
d33	50,00000 MN/m
d12	257,5563 MN/m

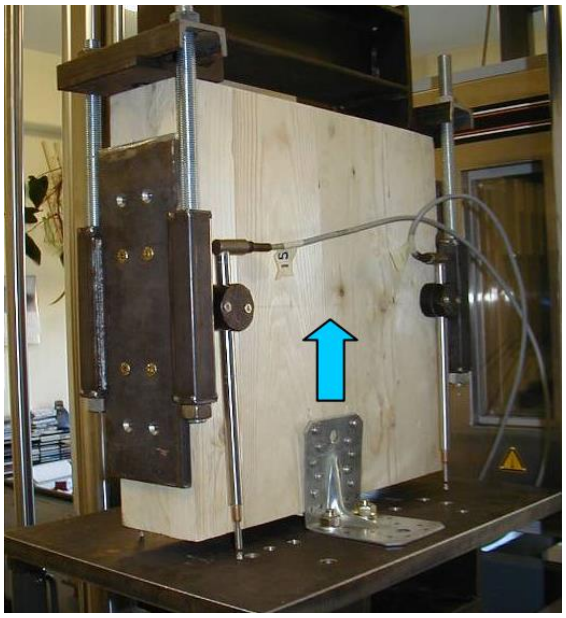
3.3 Beschrijving verbindingen

De verbindingen van de CLT wand met de fundering zijn essentieel voor het gedrag tijdens een pushover analyse. Reden hiervoor is dat de verbindingen maatgevend zijn bij belastingen ten gevolge van aardbevingen. De verbindingen zullen plastisch gedrag vertonen. Het model in Scia Engineer zal dus ook niet-lineaire opleggingen bevatten.

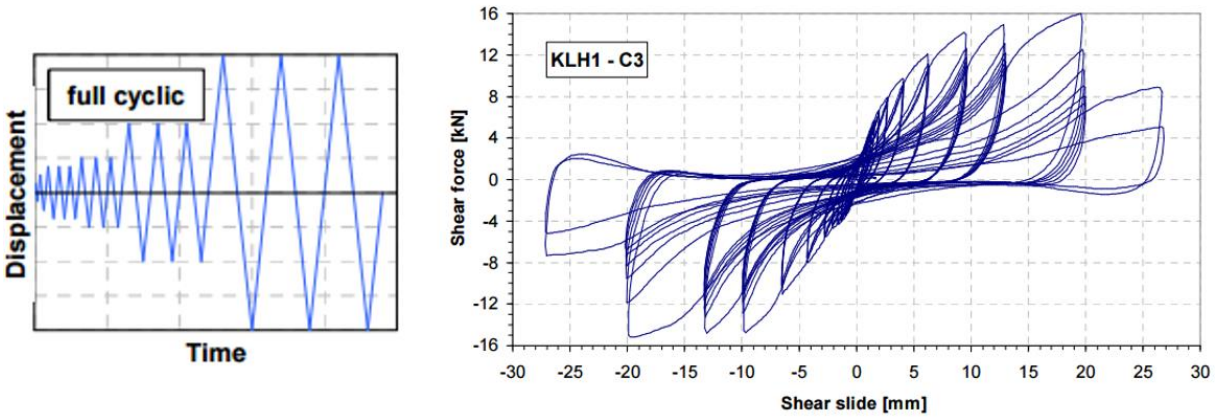
De opleggingen in het model zijn een representatie voor de hoekankers waarmee CLT aan de fundering bevestigd wordt. Er wordt onderscheid gemaakt tussen horizontale en verticale niet-lineaire veren voor de opleggingen. Er wordt aangenomen dat de verbindingen geen moment kunnen overdragen en dus een rotatiestijfheid van nul hebben. Het niet-lineaire gedrag van de hoekankers is in eerdere onderzoeken vastgesteld (Dujic, Klobcar, & Zarnic, 2008). Hierbij zijn experimenten uitgevoerd om het kracht-verplaatsingsdiagram en dus het niet-lineaire gedrag van hoekankers te bepalen. Hierbij is gebruik gemaakt van hoekankers zoals weergegeven in Figuur 11 en Figuur 12. Het zijn hoekankers van 105 mm met ril (versteviging ter plaatse van het vouwlijn van de stalen plaat van het hoekanker). Ze zijn aan het CLT bevestigd met 10 ringvormig gegroefde schroeven van 4.0/40 mm. De hoekankers zijn met twee M12 bouten aan de stalen plaat bevestigd die als fundering dient in dit experiment.



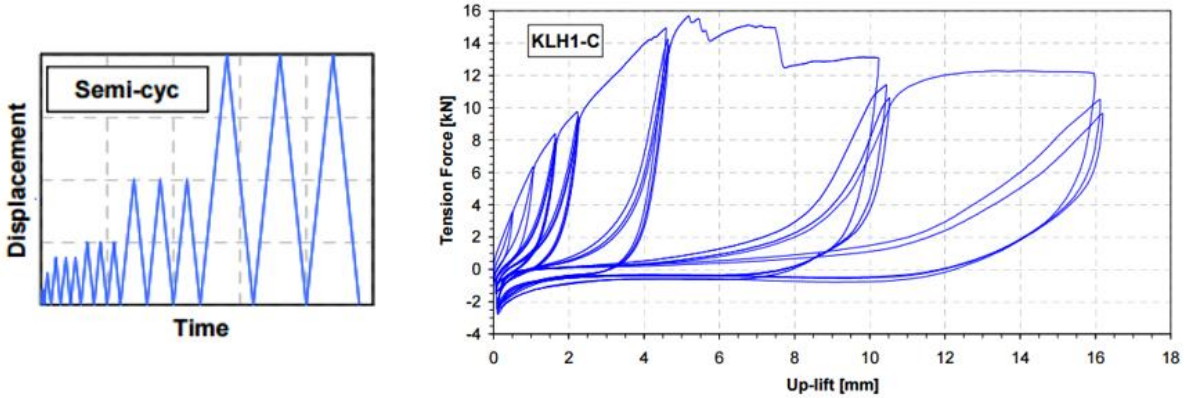
Figuur 11. Meetopstelling voor het bepalen van het niet-lineaire gedrag van een hoekanker in horizontale richting, de zogenaamde slide test. Bron afbeelding: (Dujic, Klobcar, & Zarnic, 2008).



Figuur 12. Meetopstelling voor het bepalen van het niet-lineaire gedrag van een hoekanker in verticale richting, de zogenaamde up-lift test. Bron afbeelding: (Dujic, Klobcar, & Zarnic, 2008).



Figuur 13. Cyclische verplaatsing voor de slide test. Ook is het bijbehorende kracht verplaatsingsdiagram te zien. Deze resultaten volgen dus uit de slide test met een meetopstelling zoals weergegeven in Figuur 11. Bron diagrammen: (Dujic, Klobcar, & Zarnic, 2008)



Figuur 14. Voor de up-lift test is een semi-cyclische verplaatsing toegepast. Hierbij is geen negatieve verplaatsing gebruikt. Het kracht-verplaatsingsdiagram is weergegeven voor deze up-lift test met een meetopstelling zoals in Figuur 12. Bron diagrammen: (Dujic, Klobcar, & Zarnic, 2008).

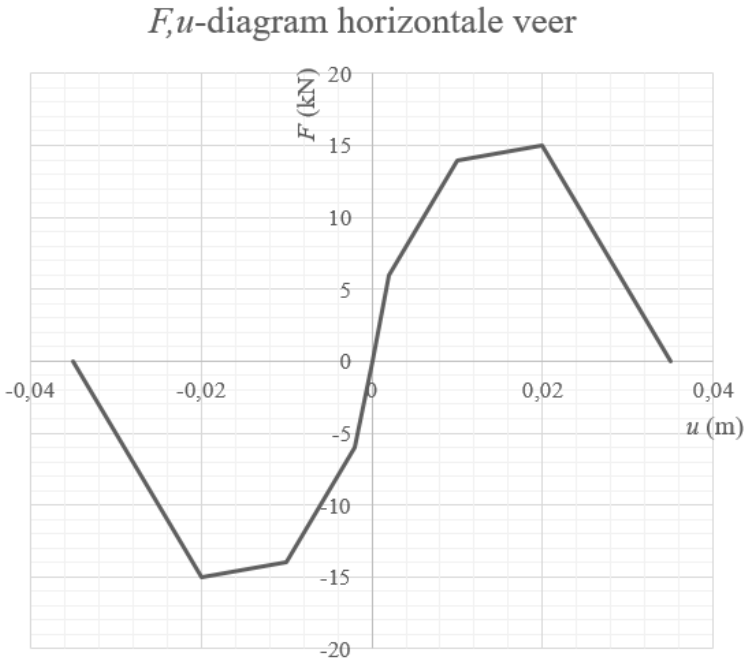
Er is drielaags CLT gebruikt voor de hiervoor besproken experimenten. De twee buitenste lagen zijn verticaal geplaatste planken. Voor de slide test is het CLT een kwartslag gedraaid om ervoor te zorgen dat het hoekanker wel op eenzelfde manier aan het CLT bevestigd is.

De kracht-verplaatsingsdiagrammen uit Figuur 13 en Figuur 14 moeten vertaald worden naar een niet-lineaire definitie voor de veren in de opleggingen in Scia Engineer. Hierbij is rekening gehouden met het plastische gedrag van de verbindingen. De bepaling van de kracht-verplaatsingsdiagrammen is reeds gedaan door (Dujic, Klobcar, & Zarnic, 2008). De grafieken die te zien zijn in Figuur 15 en Figuur 16 zijn ook in Scia Engineer aan de verbindingen toegekend.

De horizontale niet-lineaire veren hebben in beide richtingen hetzelfde gedrag. Dit volgt uit het feit dat gehele cyclische verplaatsingen zijn toegepast bij de slide test. Het betekent dat het niet uitmaakt in welke richting de horizontale schokken bij een aardbeving optreden. De hoekankers vertonen namelijk hetzelfde gedrag in beide horizontale richtingen. In Figuur 15 is dit te zien doordat de grafiek puntsymmetrisch is in de oorsprong. Bij een positieve verplaatsing hoort een positieve kracht en bij een negatieve verplaatsing hoort een negatieve kracht.

Voor de verticale niet-lineaire veren is het een ander verhaal. Hierbij is een up-lift test uitgevoerd, waarbij er enkel verticaal getrokken wordt aan de verbinding. Er zijn semi-

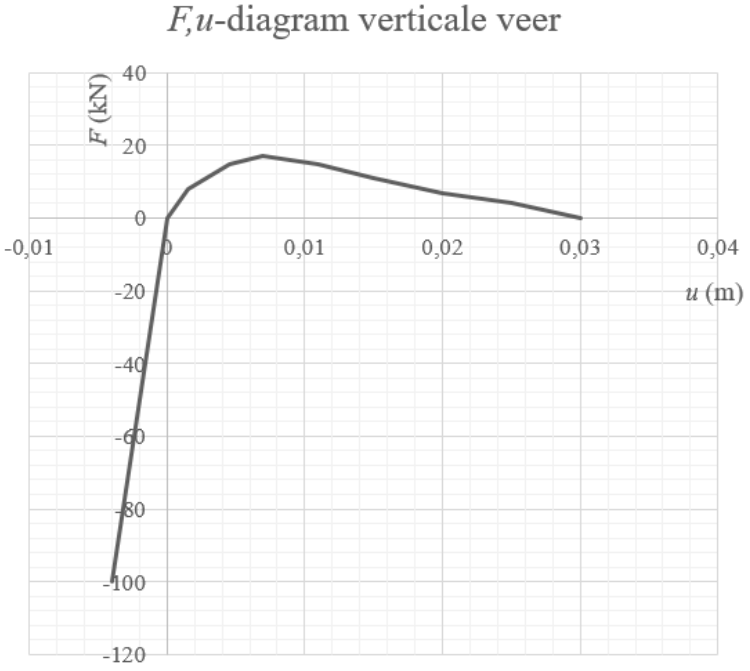
cyclische verplaatsingen toegepast. Drukken heeft veel minder effect op de verbinding, omdat hierbij ook de wand van CLT op de fundering staat. De drukkrachten hoeven dus niet in zijn geheel door de verbindingen overgedragen te worden. Het gedrag van een hoekanker is dus ook verschillend bij een trek- of een drukkracht in verticale richting. Hierdoor is de grafiek die te zien is in Figuur 16 ook in geen enkel opzicht symmetrisch.



Figuur 15. Kracht-verplaatsingsdiagram voor de horizontale veer van een hoekanker in Scia Engineer. De waarden zijn afkomstig van (Dujic, Klobcar, & Zarnic, 2008) en te vinden in Tabel 6.

Tabel 6. Getalswaarden voor het horizontale kracht-verplaatsingsdiagram van een hoekanker geschematiseerd als een horizontale veer.

***u* (mm)**	***F* (kN)**
-0,035	0
-0,02	-15
-0,01	-14
-0,002	-6
0	0
0,002	6
0,01	14
0,02	15
0,035	0



Figuur 16. Kracht-verplaatsingsdiagram voor de verticale veer van een hoekanker in Scia Engineer. De waarden zijn afkomstig van (Dujic, Klobcar, & Zarnic, 2008) en te vinden in Tabel 7.

Tabel 7. Getalswaarden voor het verticale kracht-verplaatsingsdiagram van een hoekanker geschematiseerd als een verticale veer.

***u* (mm)**	***F* (kN)**
-0,004	-100
0	0
0,0015	8
0,0045	15
0,007	17
0,011	15
0,015	11
0,02	7
0,025	4
0,03	0

Er is één nadeel aan bovenstaande beschrijving voor de verbindingen. De gegeven kracht-verplaatsingsdiagrammen zijn bindend voor de opleggingen. Dit betekent dat de kracht en verplaatsing altijd het pad van de grafieken moet volgen. Zodra een verbinding ontlast wordt, moet hetzelfde pad terug gevolgd worden. Dit ontlasten is voor een pushover analyse gelukkig niet van belang. Zodra een dynamische berekening uitgevoerd wordt, moet er wel rekening gehouden worden met het feit dat er een cyclische belasting op de constructie gezet wordt. In dat geval worden de verbindingen steeds belast en vervolgens ontlast volgens een bepaald belasting schema. Dergelijke schema's hebben eenzelfde vorm zoals de linker diagrammen in Figuur 13 en Figuur 14. In dit onderzoek wordt er echter enkel gebruik gemaakt van een pushover analyse en dus zal dit probleem geen verschil maken.

Als belastingen ten gevolge van aardbevingen gemodelleerd worden als dynamische belastingen moet er in het model in Scia Engineer wel rekening gehouden worden met het feit dat de veren anders ontlasten dan dat ze belast worden. Als voorbeeld wordt hier de horizontale veer genomen. Zodra het maximum van de kracht bereikt is, zal de benodigde kracht om een grotere verplaatsing te verkrijgen afnemen. Als in dit deel de belasting afneemt en de veer ontlast moet worden, zal niet opeens de kracht groter worden om een kleinere verplaatsing te krijgen. De veer gaat dus niet terug langs dezelfde weg. In plaats daarvan zal de kracht afnemen tot nul. Het kan zijn dat de verplaatsing dan nog niet gelijk is aan nul. Doordat de constructie plastisch vervormd is, kan bij ontlasten de verplaatsing groter zijn dan nul als de kracht wel gelijk is aan nul. Dit alles is duidelijk weergegeven in Figuur 17.

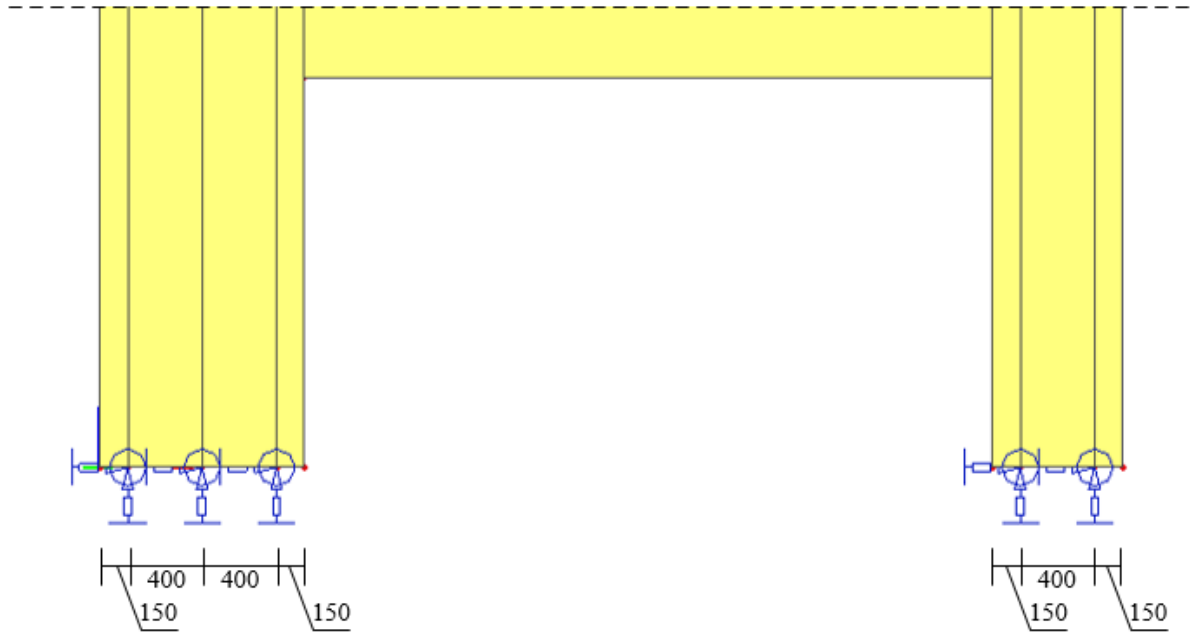


Figuur 17. Kracht-verplaatsingsdiagram van een horizontale veer. De rode lijn geeft een voorbeeld van de grafiek bij ontlasten weer.

3.4 Pushover analyse in Scia Engineer

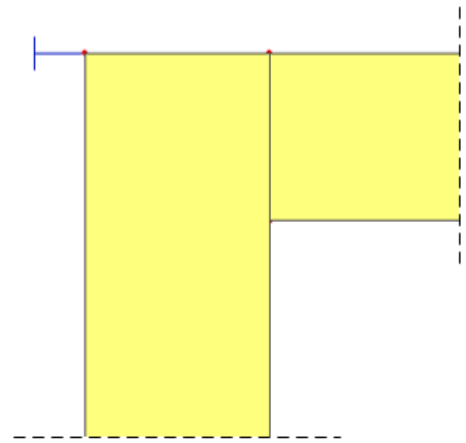
Scia Engineer heeft geen ingebouwde pushover functie, in tegenstelling tot andere modelleerprogramma's zoals SAP2000. Toch biedt Scia Engineer uitkomst bij een pushover analyse door de geavanceerde niet-lineaire berekening. In deze paragraaf zal toegelicht worden hoe de pushover analyse uitgevoerd wordt.

Allereerst moet de gehele constructie in Scia Engineer gezet worden. Hierbij is het belangrijk om de verbindingen aan te geven op een juiste plaats. De verbindingen kunnen bijvoorbeeld niet op de hoekpunten van het model gezet worden, aangezien dat in het echt niet te realiseren valt. Hoekankers hebben een bepaalde breedte die geheel op de CLT wand moet vallen. Het eerste ontwerp voor de verbindingen is te zien in Figuur 18.



Figuur 18. Plaatsing van de verbindingen op de CLT wand voor ontwerp 1. De linker penant bevat drie opleggingen en de smallere rechter penant bevat twee opleggingen. Maten zijn in millimeter.

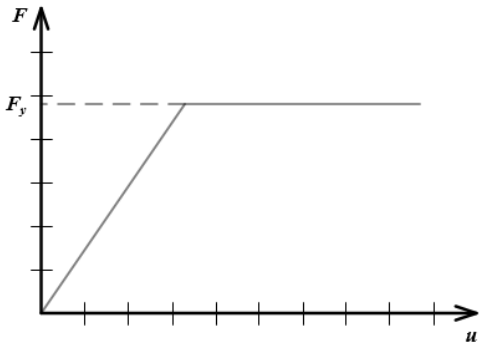
Bij een pushover analyse moet een verplaatsing worden toegepast. Hieruit moet dan een reactiekracht volgen. In Scia Engineer is dit gedaan door een knoopverplaatsing aan te brengen. In de linker bovenhoek van de CLT wand is een roloplegging aangebracht. Deze rol kan alleen een kracht in horizontale richting opnemen. Door vervolgens een translatie op deze oplegging toe te passen zal de gehele constructie gaan vervormen.



Figuur 19. Locatie van de roloplegging waar de verplaatsing wordt toegepast: de linker bovenhoek van de CLT wand

Scia Engineer rekent met behulp van de Eindige Elementen Methode (EEM) de spanningen, krachten en vervormingen uit. De reactiekracht bij de roloplegging in de linker bovenhoek is de kracht die nodig is voor opgegeven verplaatsing van die roloplegging (zie ook Figuur 19).

Groot voordeel van het toepassen van een verplaatsing in plaats van een kracht is dat het kracht-verplaatsingsdiagram completer is. Bij het aanbrengen van een kracht kan namelijk wel een verplaatsing worden bepaald in het gedeelte dat de constructie nog niet plastisch begint te vervormen. Zodra de constructie wel plastisch gedrag begint te vertonen neemt de benodigde kracht voor die vervorming af. Als een knoopverplaatsing wordt toegepast kan de kracht wel bepaald worden voor beide gevallen. In Figuur 20 is een schematisch kracht-verplaatsingsdiagram te zien. Hierbij wordt duidelijk dat er bij één kracht meerdere verschillende verplaatsingen kunnen zijn. Bij een bepaalde verplaatsing hoort echter maar één kracht. Door dus verplaatsingen toe te passen wordt vermeden dat het deel waarbij de constructie plastisch begint te vervormen niet bepaald kan worden. Dit is dus de reden dat er in Scia Engineer geen kracht maar een verplaatsing is aangebracht.



Figuur 20. Idealisatie van een kracht-verplaatsingsdiagram van een constructie. Zoals hier te zien is zijn er bij een bepaalde kracht F_y *meerdere verplaatsingen mogelijk. Hierdoor is het beter om een verplaatsing gestuurde pushover analyse te gebruiken.*

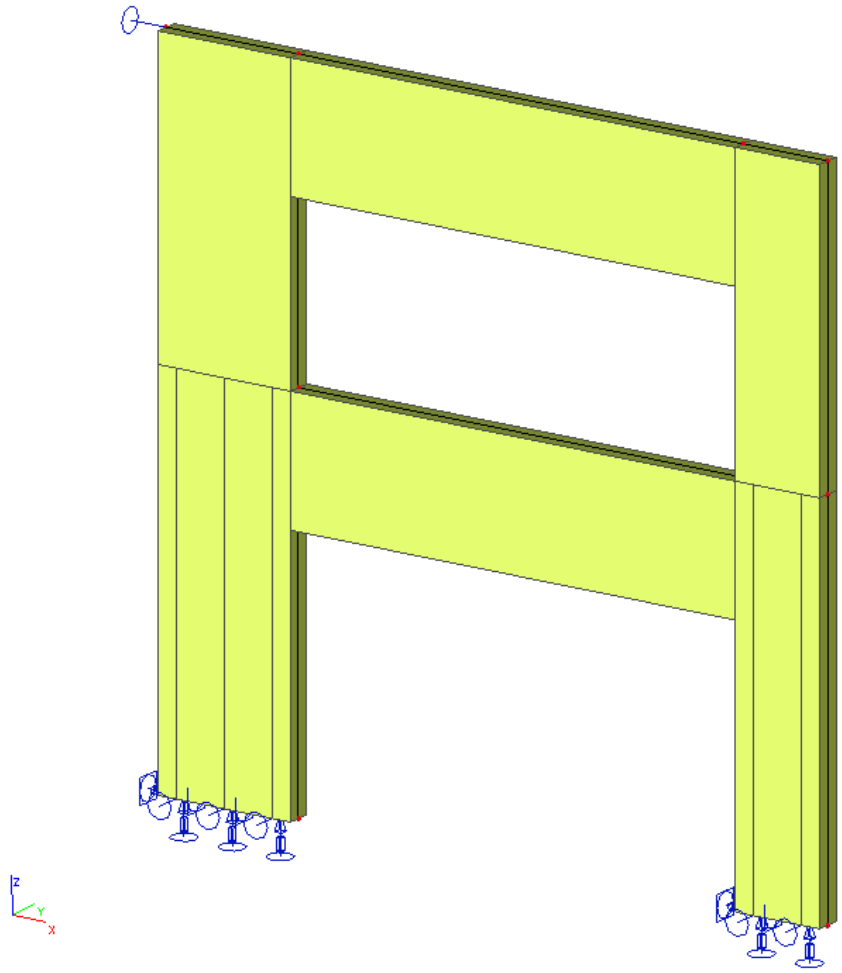
Uit een pushover analyse volgt een kracht-verplaatsingsdiagram. Dit is niet rechtstreeks uit Scia Engineer te halen. De oplossing hiervoor is dat de opgegeven verplaatsing bij het steunpunt steeds aangepast wordt. Hieruit volgt dan ook steeds een andere kracht. De uitkomsten kunnen getabelleerd worden in Excel en hiermee kan ook het kracht-verplaatsingsdiagram gemaakt worden. Ook zullen alle oplegreacties bijgehouden moeten worden om zo het bezwijkgedrag van de verbindingen te kunnen analyseren.

Alle knopen van de constructie verplaatsen verschillend onder de opgelegde verplaatsing. Toch zal de opgelegde verplaatsing aangehouden worden voor het bepalen van het kracht-verplaatsingsdiagram.

3.5 Output model Scia Engineer

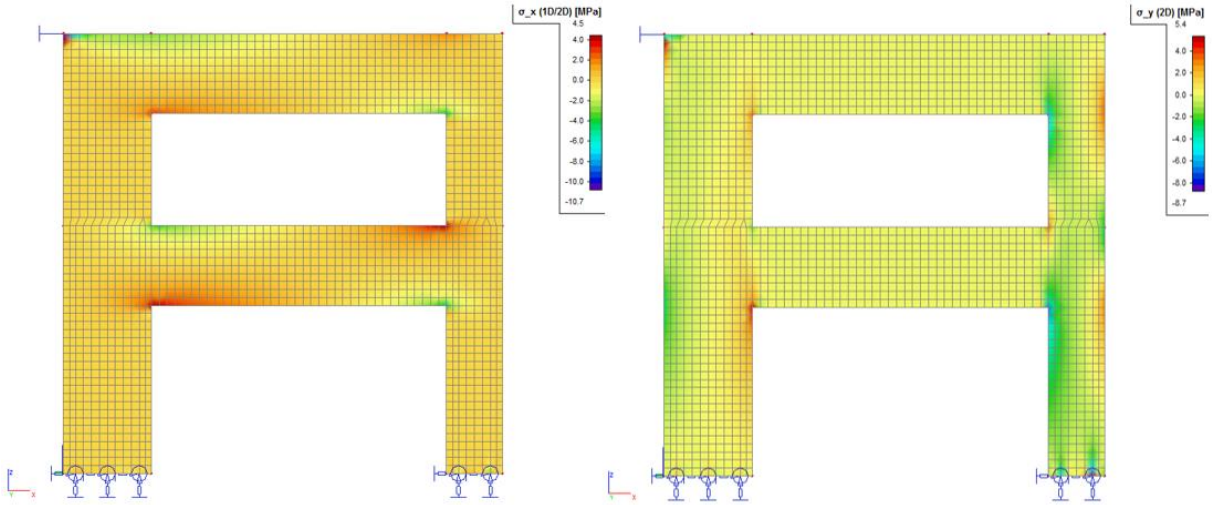
Nadat een berekening is uitgevoerd in Scia Engineer worden de resultaten beschikbaar. Deze zijn zeer uitgebreid. Een kleine greep uit de mogelijkheden: verplaatsing van knopen, vervormde constructie, oplegreacties, spanningen en zelfs een hele funderingstabel mocht dit van toepassing zijn. In deze paragraaf zullen enkele resultaten aan bod komen om zo een duidelijker beeld te vormen van de manier waarop Scia Engineer bij dit onderzoek gebruikt is.

Allereerst geeft een 3D beeld van de constructie al duidelijker weer hoe de CLT wand opgebouwd is en wat de verhoudingen van de afmetingen zijn in vergelijking met de dikte.



Figuur 21. 3D beeld van de standaardconstructie (ontwerp 2). De extra lijnen zijn wederom enkel om de positie van de opleggingen aan te geven. De CLT wand bestaat wel uit één geheel. Linksonder is ook de oriëntatie van het assenstelsel te zien. De oorsprong hiervan is de uiterste hoek linksonder in het midden van de CLT wand.

Scia Engineer heeft de mogelijkheid om de spanningsverdeling in een constructie te laten zien. Dit is van belang om te bepalen hoe groot de maximale spanningen in de CLT wand zijn en waar die optreden. In dit onderzoek wordt gefocust op de pushover analyse. Voor de bepaling van het bijbehorende kracht-verplaatsingsdiagram, spelen de spanningen geen rol van betekenis. Om de interne krachtsverdeling duidelijker te maken worden hier toch enkele spanningsverdelingen gegeven.



Figuur 22. Spanningsverdelingen voor ontwerp 2 bij een verplaatsing van 40 millimeter in de positieve x-richting van het regelpunt van de pushover analyse. Links zijn de horizontale normaalspanningen gegeven (σ_x) en rechts de verticale normaalspanningen (σ_y). Een rode kleur zorgt voor een normaaltrekspanning en een blauwe kleur voor een normaaldrukspanning.

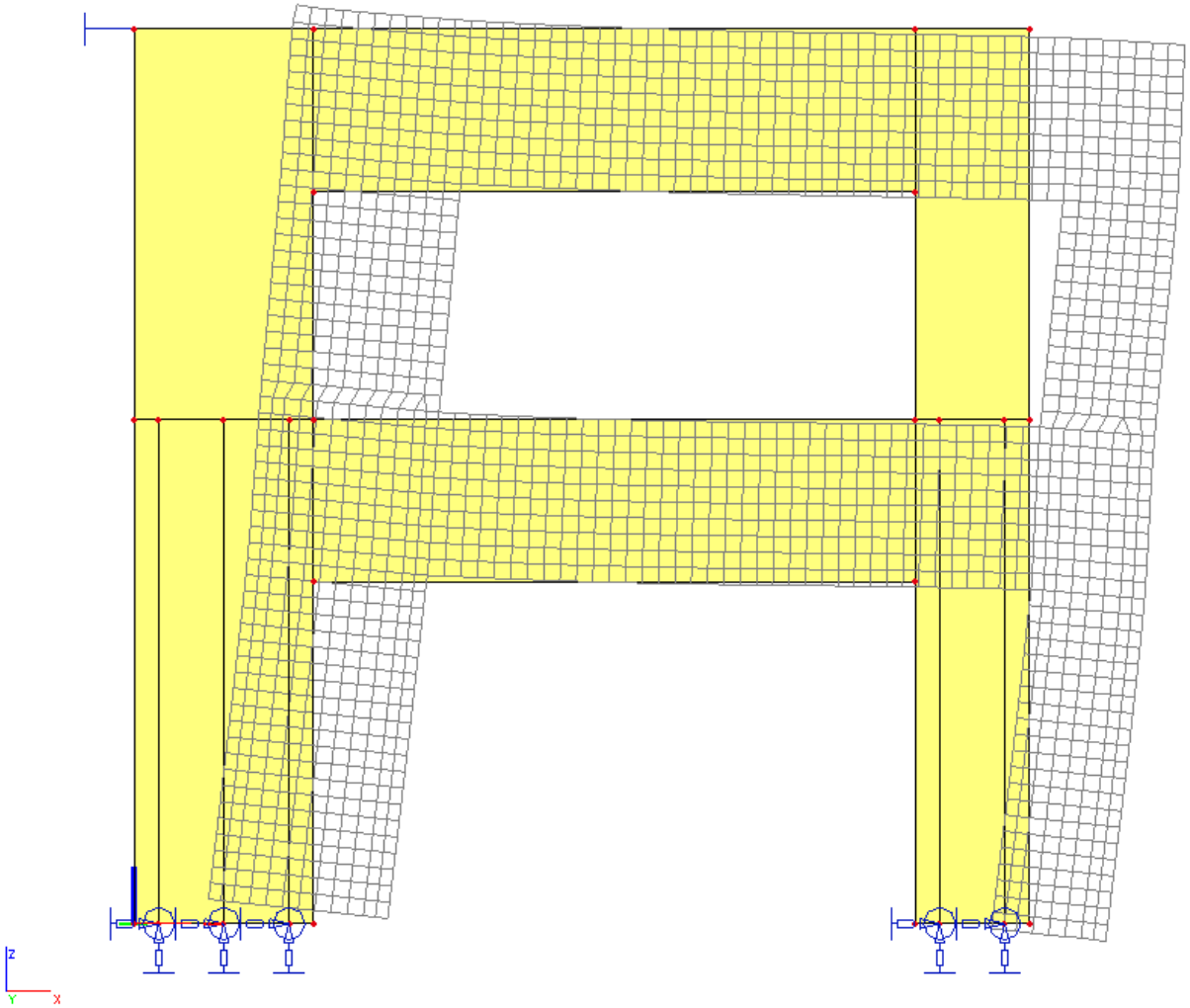
In Figuur 22 zijn de horizontale en verticale normaalspanningen weergegeven. Er is duidelijk te zien dat rond de hoekpunten van de opening in de CLT wand spanningspieken optreden. Ook is bij het regelpunt een duidelijke spanningspiek te zien. Dit komt doordat daar de kracht van de pushover analyse aangrijpt. Bij de verticale spanningen is bij de rechter penant te zien dat er drukspanningen optreden boven de opleggingen. Dit is in lijn der verwachting gezien de resultaten (hiervoor wordt alvast verwezen naar bijlage E). Bij een verplaatsing van 40 millimeter zijn de verticale oplegreacties voor de rechter penant veel groter dan voor de linker penant. Ook geldt dat de meest rechtse verbinding een grotere kracht moet overbrengen dan de linker verbinding op de rechter penant. Dit is ook terug te zien in de spanningsverdeling. Boven de meest rechtse oplegging is een grotere blauwgroene streep te zien ten opzichte van de andere oplegging op dezelfde penant.

Scia Engineer geeft bij deze resultaten ook een tabel met de maximale en minimale waarde van de spanningen, samengevat in Tabel 8. Een minimale waarde is de grootste negatieve waarde. Dit is een drukspanning. De maximale, positieve waarde is een trekspanning. Deze waarden zijn lastig te vergelijken met de karakteristieke sterktes van C24 hout (zie Tabel 1). Dit komt doordat die waarden gelden voor een enkele houten balk of plank met orthotrope eigenschappen. De spanningen in Tabel 8 zijn over de gehele doorsnede van de CLT wand. Die bestaat uit drie planken die niet in dezelfde richting geplaatst zijn. Het is dus niet duidelijk in hoeverre die spanningen verdeeld zijn over de doorsnede. Er kan wel worden aangenomen dat de constructie nog niet bezwijkt in het hout in dit geval. De karakteristieke materiaaleigenschappen zijn namelijk ook in Scia Engineer gezet en de constructie kon deze krachten en vervormingen nog net aan bij ontwerp 2.

Tabel 8. Maatgevende spanningen voor ontwerp 2 bij een verplaatsing van 40 millimeter in het regelpunt.

	Maximale waarde (N/mm^2)	Minimale waarde (N/mm^2)
σ_x	4,5	-10,7
σ_y	5,4	-8,7

In Scia Engineer kan ook de vervormde constructie getoond worden. Dit geeft een goed beeld van hoe de verschillende delen ten opzichte van elkaar vervormen. Ook is de gevormde mesh te zien. Dit zijn de kleine vierkantjes die bepalend zijn voor de EEM. In Figuur 23 is de vervormde constructie van ontwerp 2 te zien bij een verplaatsing van 40 millimeter in het regelpunt.



Figuur 23. Vervorming van de constructie van ontwerp 2 bij een opgelegde verplaatsing van 40 millimeter. De verplaatsingen van de knopen zijn niet in verhouding met de afmetingen van de constructie. Dit zou namelijk veel te kleine verplaatsingen geven die nauwelijks zichtbaar zijn.

4 Resultaten en berekeningen

In dit hoofdstuk worden de resultaten en bijbehorende berekeningen gegeven. Het uiteindelijke doel is om de doelverplaatsing van een pushover analyse voor verschillende ontwerpen te bepalen. Hiervoor worden eerst een aantal algemene waarden bepaald alvorens de resultaten van de pushover analyses te geven.

4.1 Algemene waarden

Er zijn een aantal zaken die gelden voor elk model of ontwerp. Allereerst wordt dezelfde aardbeving aangehouden, namelijk de zwaarste aardbeving in Groningen tot nu toe. Dit betekent dat het responsspectrum voor ieder ontwerp hetzelfde is. Ook is de equivalente massa m^* van groot belang. Er wordt aangenomen dat de locatie van de verdiepingen niet verschilt per ontwerp en dat daardoor de massa van iedere verdieping hetzelfde blijft.

4.1.1 Rekenwaarden voor aardbevingen

In deze paragraaf zal het horizontale elastisch responsspectrum bepaald worden. De gebruikte methode is beschreven in bijlage A. Voor de gebruikte formules bij de volgende berekeningen wordt ook verwezen naar bijlage A.

Allereerst moet de maximale grondversnelling a_g bepaald worden. Hierbij wordt de zwaarste aardbeving in Loppersum aangehouden. Deze had een magnitude van 3.6 op de schaal van Richter ter plaatse van het epicentrum.

$$a_g = 0{,}62\ m/s^2$$

Nu moeten de spectrale versnellingen bepaald worden. Deze hangen of van bovenstaande grondversnelling a_g en een dimensieloze factor k_{ag}. Deze factor kan bepaald worden met behulp van de tabel weergegeven in bijlage C en is gelijk aan 1,0. Hieruit volgen de volgende spectrale versnellingen:

$$S_{MS} = 1{,}213\ m/s^2$$
$$S_{M1} = 0{,}771\ m/s^2$$

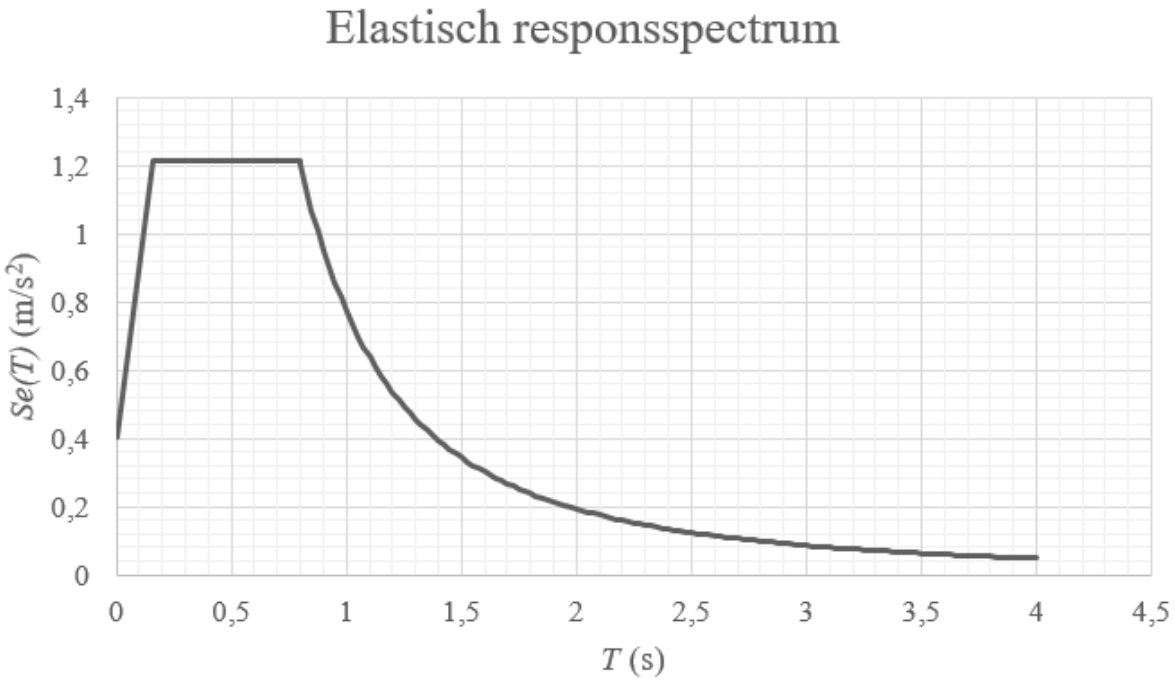
Hieruit volgt:

$$T_B = 0{,}159\ s$$
$$T_C = 0{,}797\ s$$

Met een dempingscorrectiefactor η van 1,0 resulteert dit in het volgende elastische responsspectrum als functie van de trillingstijd T:

$$S_e(T) = \begin{cases} 0{,}404 * (1 + 12{,}579T) & 0 < T \leq 0{,}159 \\ 1{,}213 & 0{,}159 \leq T \leq 0{,}797 \\ \frac{0{,}771}{T^2} & 0{,}797 \leq T \end{cases}$$

Nu kan uit bovenstaande vergelijkingen een diagram gemaakt worden van het elastisch responsspectrum (zie Figuur 24). Uiteindelijk moet de doelverplaatsing voor een pushover analyse bepaald worden. Deze hangt af van het elastische responsspectrum. Hierbij moet het verhoudingsgetal q_u bepaald worden (zie bijlage B). In bijlage A is ook het ontwerpspectrum gegeven op basis van deze verhouding. Hierbij word q gelijk gesteld aan 2, aangezien CLT panelen onder *Ductility Class Medium* vallen. Deze waarde is bepaald uit eerdere experimenten volgens de NEN (Normcommissie, 2005).



Figuur 24. Elastisch responsspectrum $S_e(T)$.

Met een pushover analyse kan de trillingstijd van een constructie bepaald worden. Dit zal voor ieder ontwerp apart gedaan worden. De doelverplaatsing bij elastisch gedrag kan bepaald worden met de volgende vergelijking (zie ook bijlage B):

$$d_{et}^{*} = S_e(T^{*}) \left(\frac{T^{*}}{2\pi}\right)^2$$

Het elastisch responsspectrum geeft een versnelling. De tweede tijdsafgeleide van de verplaatsing is de versnelling. Door de versnelling twee keer te integreren kan dus de verplaatsing bepaald worden. Dit verklaart de aanwezigheid van de variabele $(T^{*})^2$ in bovenstaande vergelijking.

Voor een pushover analyse worden enkel horizontale verplaatsingen beschouwd. Dit betekent dat het verticaal elastisch responsspectrum dus niet van belang is. Dit zal dan ook verder niet besproken worden.

4.1.2 Equivalente massa

Voor een pushover analyse moet een constructie geschematiseerd worden tot een Equivalent Single Degree Of Freedom (ESDOF) systeem. Hierbij geldt een equivalente massa (m^{*}) die afhankelijk is van de massa van elke verdieping (m_i) en de genormaliseerde verplaatsing van die verdieping (Φ_i).

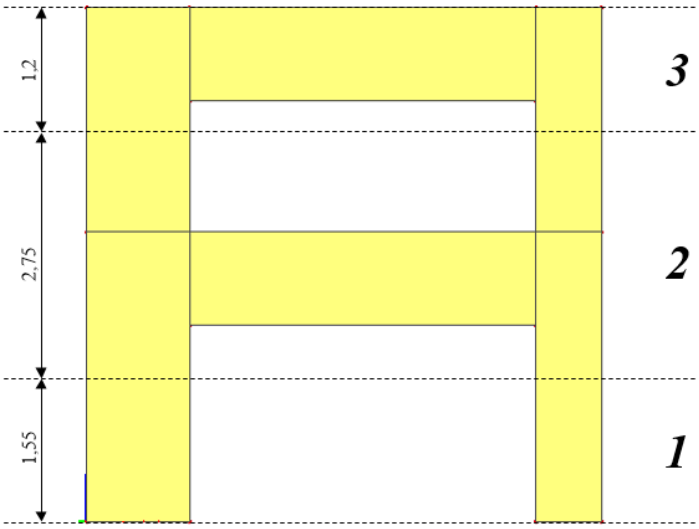
$$m^* = \sum m_i \Phi_i$$

Voor de genormaliseerde verplaatsing geldt dat de verplaatsing van de bovenste verdieping gelijk wordt gesteld aan 1. De verplaatsingen voor de rest van de verdiepingen worden vervolgens geschaald naar deze waarde. De equivalente massa is nodig voor het elastische responsspectrum. Dit elastische responsspectrum wordt pas later omgevormd tot een niet-lineair ontwerpspectrum. Hierdoor kan worden aangenomen dat de genormaliseerde verplaatsingen per verdieping tijdens een pushover analyse gelijk blijven, aangezien de vervormingen in het elastische responsspectrum lineair verlopen. Per ontwerp kunnen de genormaliseerde verplaatsingen wel verschillen en daarom worden deze hier nog niet bepaald. Wel kan de massa per verdieping alvast bepaald worden.

Als referentie wordt het huisje dat bij de pushover experimenten in het Stevinlab gebruikt is genomen (Ravenshorst, Esposito, & Schipper, 2016). Wel worden de afmetingen weer enigszins afgeschat. Zo wordt bijvoorbeeld aangenomen dat het vloeroppervlak vierkant is en dus zowel in de lengte als in de breedte 5,5 meter bedraagt. De penanten zijn 1,1 meter en 0,7 meter breed. Alle muren zijn 1 baksteen breed en die baksteen heeft een breedte van 102 millimeter. Verder zijn de vloer op de eerste verdieping en het dak gemaakt van beton en hebben beide een dikte van 165 millimeter.

Het betreft hier bakstenen van kalkzandsteen. Metselwerk hiervan heeft een dichtheid van 900 kg/m^3 (Normcommissie, 2015). De betonnen vloeren bevatten wapening en de dichtheid hiervoor wordt op 2500 kg/m^3 gesteld.

Voor de bepaling van de massa per verdieping moet er een indeling voor verdiepingen gemaakt worden (zie Figuur 25). De eerste verdieping ligt op 3,1 meter hoogte. De scheidingslijn tussen deel 1 en deel 2 wordt op de helft van deze hoogte vastgesteld. Dit betekent dus dat deel 1 een hoogte van 1,55 meter heeft. De genormaliseerde verplaatsing voor deel 1 wordt bepaald aan de hand van de verplaatsing van de uiterste hoek linksonder van de constructie. Het dak ligt 2,4 meter boven de eerste verdieping. De scheidingslijn tussen deel 2 en deel 3 ligt ook op de helft van deze hoogte. Dit geeft een hoogte van 1,2 meter voor deel 3. De genormaliseerde verplaatsing voor dit deel is gelijk aan 1, aangezien voor dit deel de verplaatsing van het regelpunt van de pushover analyse aangehouden wordt. Deel 2 krijgt het tussenliggende deel, dus ook de helft van beide verdiepingen. Dit resulteert in een hoogte van 2,75 meter. De genormaliseerde verplaatsing voor deel 2 wordt bepaald met behulp van de verplaatsing van het uiterste linker punt van de eerste verdieping, op 3,1 meter hoogte.



Figuur 25. Indeling voor de massa's van verschillende delen van de constructie. De maten zijn in meters aangegeven.

De massa's per deel zijn hieronder gegeven. Voor de berekening van deze massa's wordt verwezen naar bijlage D.

$$m_1 = 2019{,}4\ kg$$
$$m_2 = 15152{,}4\ kg$$
$$m_3 = 13826{,}5\ kg$$

Hiermee kan de formule voor de equivalente massa alvast voor een deel worden ingevuld. Voor de genormaliseerde verplaatsing geldt:

$$\Phi_i = \frac{u_i}{u_n}$$

Hierin is Φ_i de genormaliseerde verplaatsing voor verdieping i, u_i de verplaatsing van verdieping i in millimeter en u_n de verplaatsing van de bovenste verdieping. In dit geval geldt het dak als de bovenste verdieping en dus geldt n=3. Nu geldt het volgende voor de equivalente massa (in kg):

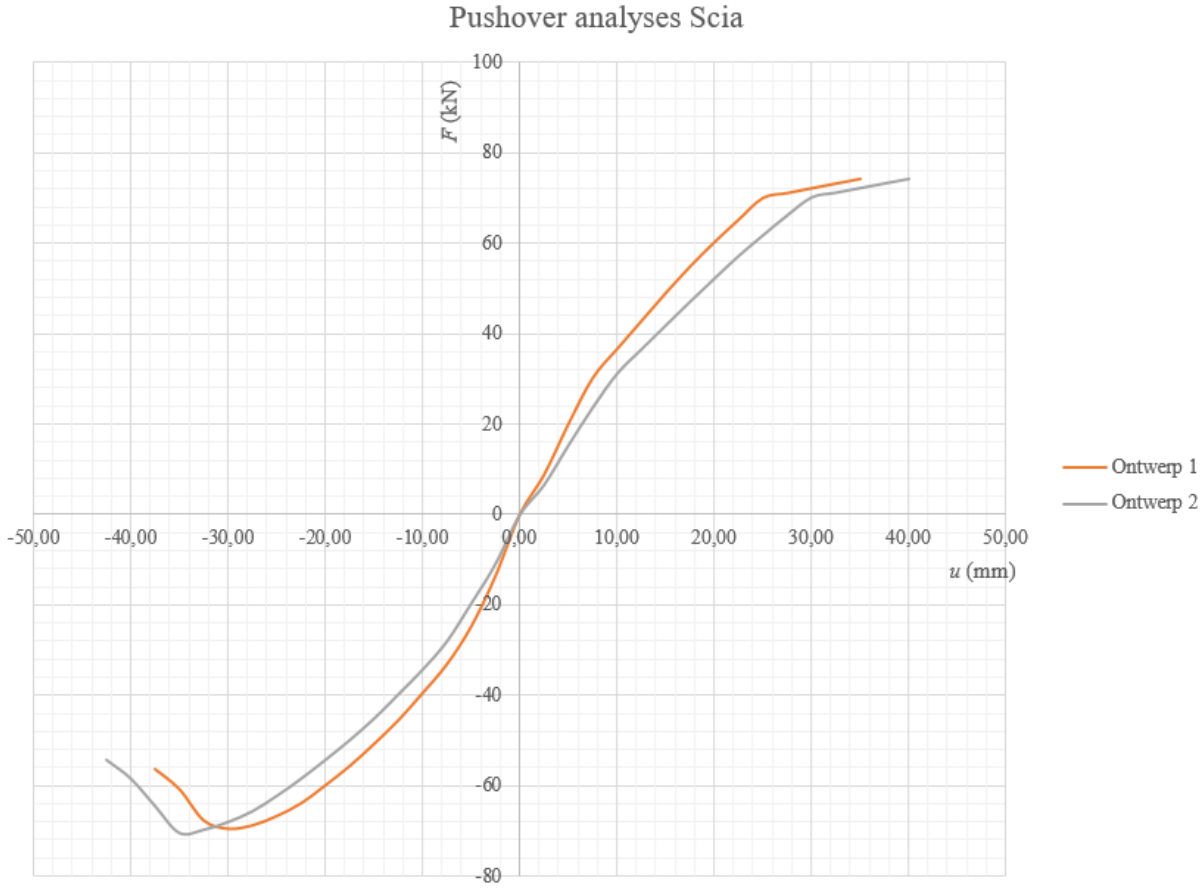
$$m^* = \sum m_i \Phi_i$$
$$m^* = m_1\Phi_1 + m_2\Phi_2 + m_3\Phi_3$$
$$m^* = 2019{,}4 * \frac{u_1}{u_3} + 15152{,}4 * \frac{u_2}{u_3} + 13826{,}5$$

4.2 Resultaten pushover analyses

Op de vijf verschillende ontwerpen zijn pushover analyses in Scia Engineer toegepast. De uitgebreide resultaten hiervan zijn getabelleerd, in grafieken gezet en terug te vinden in bijlage E. In deze paragraaf worden de resultaten beknopt samengevat. Vervolgens zullen in Hoofdstuk 5 de resultaten uitgebreid bediscussieerd worden.

4.2.1 Kracht-verplaatsingsdiagrammen

Voor elk ontwerp is een apart kracht-verplaatsingsdiagram gemaakt (zie bijlage E). Nu is het interessant om deze diagrammen te vergelijken. Ontwerp 1 en 2 hadden identieke afmetingen en opleggingen, maar verschilden in model voor CLT. In Figuur 26 zijn de diagrammen van deze eerste twee ontwerpen weergegeven.



Figuur 26. Kracht-verplaatsingsdiagrammen van de eerste twee ontwerpen. Hiermee kan goed tussen model 1 met model 2 vergeleken worden.

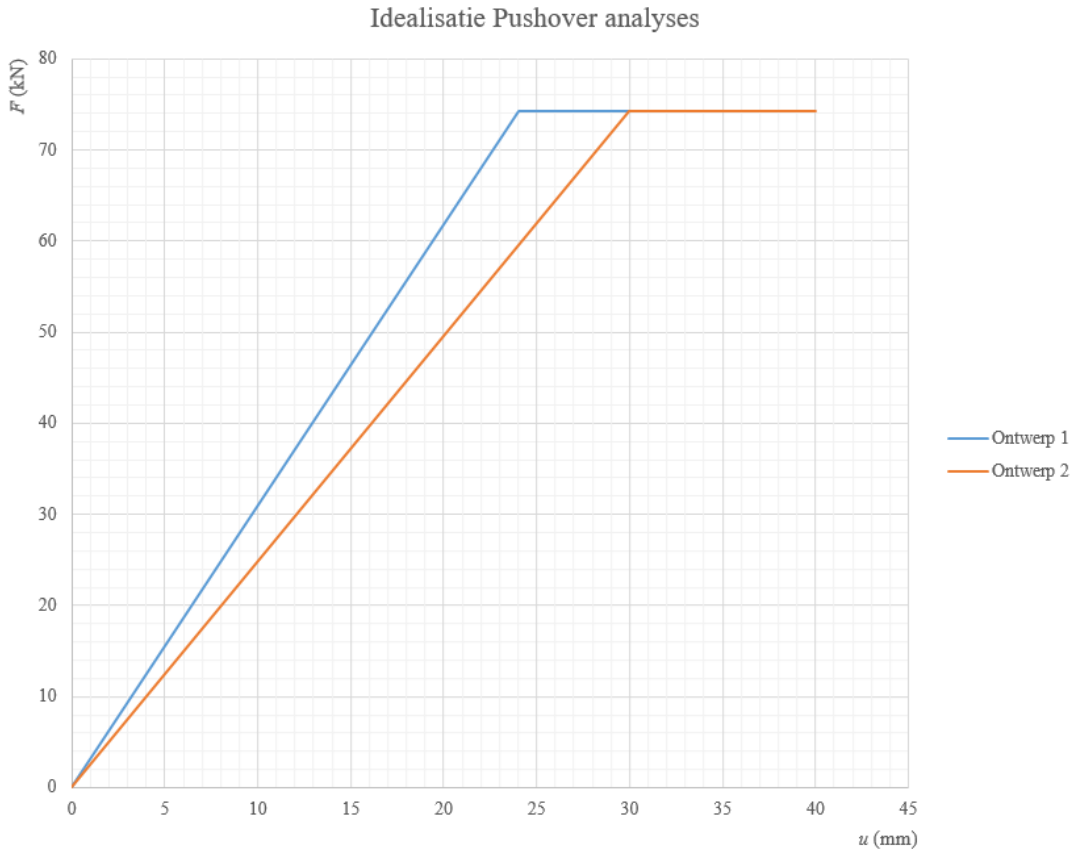
Verder is voor de ontwerpen 2 tot en met 5 hetzelfde model gebruikt. Hierbij zijn steeds aanpassingen gemaakt in afmetingen of opleggingen. In Figuur 27 zijn deze kracht-verplaatsingsdiagrammen gezet. Er kan zo goed gezien worden wat de invloed is van de dikte, het aantal opleggingen of de afmetingen van de penanten.



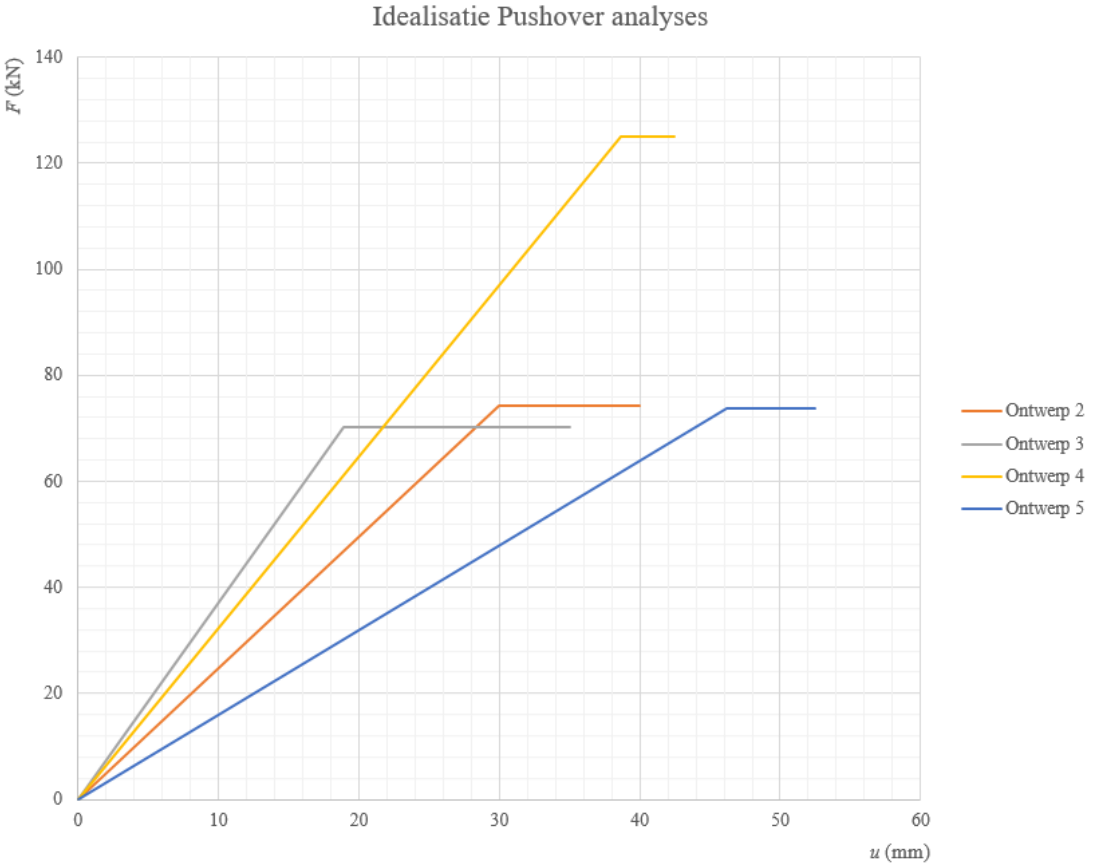
Figuur 27. Kracht-verplaatsingsdiagrammen van de ontwerpen 2 tot en met 5. Deze hebben allemaal model 2 van CLT en kunnen dus goed vergeleken worden.

In de kracht-verplaatsingsdiagrammen is ook te zien wanneer de constructie bezwijkt. Dit is namelijk het punt dat de grafiek stopt. Zodra de verplaatsing één stapje van 2,5 millimeter groter werd, resulteerde dat in een benodigde kracht van 0 kN. In alle kracht-verplaatsingsdiagrammen zijn die punten niet opgenomen, omdat dat de grafieken onoverzichtelijk maakt.

Er zijn ook idealisaties voor het positieve deel van de kracht-verplaatsingsdiagrammen uitgevoerd. Hierin kan duidelijker gezien worden wat de bezwijklast is en bij welke vervormingen een plastisch mechanisme ontstaat. Ook is te zien bij welke verplaatsing de constructie bezwijkt.



Figuur 28. Idealisatie van de pushover analyses van ontwerp 1 en ontwerp 2. De bezwijkverplaatsing van ontwerp 1 valt net achter de grafiek voor ontwerp 2. Die bezwijkverplaatsing bedroeg 35 mm.



Figuur 29. Idealisatie van de pushover analyses van de ontwerpen 2 tot en met 5.

4.2.2 Trillingstijden en doelverplaatsingen

Met behulp van de kracht-verplaatsingsdiagrammen kunnen nu ook de trillingstijden en doelverplaatsingen van de verschillende ontwerpen bepaald worden. Voor de berekeningen hiervan wordt verwezen naar de bijlagen B en E. Verder geven de genormaliseerde verplaatsingen ook een goed inzicht in het gedrag van de verschillende ontwerpen.

Tabel 9. Karakteristieke waarden voor elk van de ontwerpen. Deze zijn bepaald met behulp van de pushover analyses.

	Φ_1	Φ_2	F_y^* (kN)	d_m^* (mm)	d_y (mm)	T^* (s)	q_u	d_t (mm)
Ontwerp 1	0,45	0,75	74,27	35,0	24,00	0,539	0,426	10,23
Ontwerp 2	0,38	0,74	74,24	40,0	30,00	0,598	0,422	12,65
Ontwerp 3	0,41	0,73	70,32	35,0	18,92	0,486	0,444	8,39
Ontwerp 4	0,27	0,69	125,09	42,5	38,69	0,509	0,241	9,31
Ontwerp 5	0,26	0,69	73,72	52,5	46,19	0,724	0,408	18,86

In Tabel 9 zijn ook de bezwijklast F_y^* en de bijbehorende verplaatsing d_m^* te vinden voor elk ontwerp. Die waarden zijn namelijk van belang voor de bepaling voor de trillingstijden en doelverplaatsingen van de verschillende ontwerpen. Samen met d_y zijn die waarden ook bepalend voor het geïdealiseerde kracht-verplaatsingsdiagram van een ontwerp.

5 Discussie van de resultaten

In dit hoofdstuk zullen de resultaten die gegeven zijn in hoofdstuk 4 en bijlage E uitgebreid bediscussieerd worden. Hierbij wordt ingegaan op een aantal belangrijke zaken, zoals de doelverplaatsing en de bezwijklast.

5.1 Oplegreacties

Bij de verticale oplegreacties is te zien dat de krachten niet gelijk zijn aan nul als er geen verplaatsing wordt toegepast. Dit is te verklaren door de constante verticale belastingen op de wand van 7 kN/m op het dak en 10 kN/m op de vloer van de eerste verdieping. Een negatieve kracht in het kracht-verplaatsingsdiagram geeft een trekkracht op de verbinding aan. Uit het kracht-verplaatsingsdiagram van de verticale veer (zie Figuur 16) bleek dat deze trekkracht niet meer dan 17 kN mocht worden. Dit is ook duidelijk terug te zien in de verticale oplegreacties voor beide penanten. De oplegreacties komen namelijk nooit onder de -17 kN. Deze limiet wordt bij elk ontwerp bereikt door één van de maatgevende verbindingen. Zodra één verbinding zijn maximale trekkracht bereikt, wordt door de overige verbindingen meer kracht opgenomen.

Bij de linker penant is *Z1* altijd maatgevend. Dit is de meest linker oplegging van de wand. Voor de rechter penant is *Z5* altijd maatgevend. Deze verbinding is het meest rechts op de penant geplaatst. Bij ontwerp 4 waren ook de buitenste verbindingen maatgevend, dus in plaats van *Z5* werd dat dan *Z10*. Met maatgevend wordt bedoeld dat de bij de uiterste verplaatsingen de kracht op die verbinding het grootst is in absolute zin. Voor de drukkracht in de verbinding gold een maximum van 100 kN. Alleen bij ontwerp 3 wordt deze waarde bereikt door de maatgevende verbindingen *Z1* en *Z5*. Bij dit ontwerp waren de penanten het breedst en dus waren de verbindingen ver uit elkaar geplaatst. Dit zorgt voor een grotere verticale verplaatsing ter plaatse van de uiterste verbindingen van de penant en dus resulteert dat in een grotere kracht dan bij een smallere penant. De constructie bezwijkt nog niet gelijk zodra de 100 kN bereikt wordt. Hieruit blijkt dat de krachten anders verdeeld worden per verbinding zodra één verbinding zijn limiet bereikt.

Verbinding *Z3* vertoont bijzonder gedrag. De grafiek voor die oplegreactie heeft een maximum. De extra belasting op de CLT wand zorgt ervoor dat bij een negatieve verplaatsing de verbindingen van de rechter penant toch nog voor een deel een drukkrachten moeten opnemen. Zodra deze verbindingen enkel trekkrachten bevatten worden de drukkrachten geheel door de linker penant opgenomen. Bij een steeds groter wordende negatieve verplaatsing worden de trekkrachten in de rechter penant groter. Er moet verticaal krachtenevenwicht blijven en dus zal de kracht in *Z3* ook steeds lager worden en uiteindelijk negatief worden. Dit alles wordt voornamelijk veroorzaakt doordat het aantal verbindingen per penant niet gelijk is.

Bij ontwerp 4 geldt bovenstaand gedrag voor de verbindingen *Z5* en *Z6* in plaats van *Z3*. *Z6* heeft het maximum aan de positieve kant van het kracht-verplaatsingsdiagram. De linker penant van ontwerp 4 heeft twee keer zo veel verbindingen. Bij een kleine positieve verplaatsing wordt door *Z6* het grootste deel van de permanente belasting opgevangen. Bij een grotere hoeveelheid verbindingen betekent dit dus dat de drukkracht zelfs toeneemt.

De horizontale oplegreacties vertonen allemaal hetzelfde gedrag. Alle horizontale oplegreacties samen zijn gelijk aan de kracht die nodig is voor de opgelegde verplaatsing. Dit

betekent dat alle horizontale oplegreacties dezelfde richting hebben. Verder valt op te maken dat de horizontale oplegreacties per penant precies gelijk verdeeld worden. Dit is bijvoorbeeld terug te zien in alle grafieken voor de horizontale oplegreacties. Er zijn steeds maar twee lijnen duidelijk te zien, terwijl wel alle vijf de horizontale oplegreacties weergegeven zijn.

Een bijzonder gegeven van alle horizontale oplegreacties is dat bij een positieve verplaatsing de horizontale krachten in de verbindingen voor beide penanten nagenoeg gelijk zijn. Bij een negatieve verplaatsing is steeds te zien dat de linker penant grotere krachten in de verbindingen bevat. Dit wijst erop dat het CLT bij een negatieve verplaatsing meer begint te vervormen dan bij een positieve verplaatsing. De linker penant zit dichter bij het regelpunt van de pushover analyse en dus zal het CLT minder vervormen in de linker penant dan in de rechter penant. Hierdoor zal de linker penant een grotere horizontale kracht op moeten nemen.

De grafieken van de horizontale oplegreacties hebben veel overeenkomsten met het kracht-verplaatsingsdiagram van de pushover analyse. Ze hebben dezelfde vorm, maar dan een negatieve waarde. Dit komt doordat de som van de horizontale oplegreacties gelijk is aan de kracht bij de opgelegde verplaatsing en doordat de grafieken voor de horizontale oplegreacties nagenoeg gelijk zijn aan elkaar allemaal.

5.2 Vergelijking model 1 en model 2

De vergelijking tussen model 1 en model 2 kan gemaakt worden met de resultaten van de pushover analyses van ontwerp 1 en ontwerp 2 (zie Figuur 26 en Figuur 28). Deze ontwerpen hadden namelijk dezelfde afmetingen en verbindingen, maar verschilden in model voor het CLT.

Allereerst blijkt dat beide modellen resulteren in eenzelfde bezwijklast. Dit is te zien in het geïdealiseerde kracht-verplaatsingsdiagram. Het horizontale deel hiervan zit namelijk op dezelfde hoogte voor beide ontwerpen. Hieruit valt te concluderen dat het CLT niet maatgevend is voor bezwijken maar dat de verbindingen dat wel zijn. Dit werd ook al voorspeld in paragraaf 2.2. Het aantal verbindingen is gelijk en dus is ook de bezwijklast voor beide ontwerpen hetzelfde.

Er zit wel een flink verschil in waarden waarbij de constructie plastisch gedrag begint te vertonen (d_y). Voor ontwerp 1 ligt deze waarde een stuk lager dan voor ontwerp 2. Bij ontwerp 2 is de elasticiteitsmodulus in horizontale richting lager dan in verticale richting. Dit betekent dat er in horizontale richting grotere verplaatsingen mogelijk zijn bij dezelfde kracht. Bij ontwerp 1 was de elasticiteitsmodulus in alle richtingen gelijk en dus was dat niet het geval. Dit zorgt ervoor dat ontwerp 2 pas bij een grotere verplaatsing plastisch gedrag begint te vertonen. Omdat er bij ontwerp 2 rekening gehouden is met dit feit, kan aangenomen worden dat model 2 een betere representatie van de werkelijkheid is dan model 1. Dit is de reden dat de rest van de ontwerpen met model 2 is uitgevoerd.

Ook de verplaatsing bij bezwijken verschilt in deze twee gevallen. Wederom zorgt ontwerp 2 voor een grotere verplaatsing dan ontwerp 1. Dit heeft dezelfde oorzaak als bij de verplaatsing voor plastisch gedrag zoals hiervoor beschreven is.

5.3 Vergelijking ontwerp 2 tot en met 5

Er is onderzocht wat de invloed is van enkele factoren van CLT wanden op de pushover analyses van die wanden. De resultaten hiervan zijn bij elkaar gezet in Figuur 27, Figuur 29 en Tabel 9. Ontwerp 2 werd als standaard genomen. Bij ontwerp 3 zijn de afmetingen van de CLT wand aangepast. Ontwerp 4 bevatte het dubbele aantal verbindingen en ontwerp 5 had slechts de helft van de dikte. In deze paragraaf zullen deze ontwerpen vergeleken en bediscussieerd worden aan de hand van zes variabelen, namelijk de bezwijklast, de verplaatsing bij bezwijken, de genormaliseerde verplaatsingen, de verplaatsing bij plastisch gedrag, de trillingstijd en de doelverplaatsing.

5.3.1 Bezwijklast

In Figuur 29 is te zien dat voor de ontwerpen 2, 3 en 5 de bezwijklast ongeveer gelijk is. Deze ligt steeds tussen de 70 en 75 kN. De bezwijklast voor ontwerp 4 wijkt wel sterk af. Deze heeft namelijk een waarde van ongeveer 125 kN. Ontwerp 4 bevat twee keer zo veel verbindingen, maar dit betekent dus niet dat de bezwijklast twee keer zo groot is. Het kan namelijk zo zijn dat de verhouding tussen de oplegreacties verandert. Dit betekent dat de maatgevende verbinding relatief gezien meer kracht krijgt bij eenzelfde verplaatsing met ontwerp 2. Er is een verdubbeling van het aantal verbindingen en dit zou dus moeten resulteren in een halvering van de oplegreacties. De maatgevende verbindingen zullen dus meer dan de helft krijgen in vergelijking met ontwerp 2. Dit zorgt ervoor dat de constructie dus eerder dan bij een dubbele kracht bezwijkt.

Figuur 27 laat zien dat bij ontwerp 4 de constructie nog niet geheel bezwijkt bij een maximale kracht. Er bezwijkt één penant, maar de andere penant zorgt ervoor dat er nog wel grotere verplaatsingen opgenomen kunnen worden. Bij een negatieve verplaatsing bezwijkt de rechter penant uiteindelijk en bij een positieve verplaatsing de linker penant. Dit volgt uit de grafieken voor de verticale oplegreacties (zie Figuur 51 en Figuur 52). Op een gegeven moment bereiken de opleggingen een kracht van -17 kN en dan worden de oplegreacties gelijk aan nul. Zodra één van de penanten bezweken is, is er een veel kleinere kracht nodig voor een grotere verplaatsing. Dit komt doordat er minder verbindingen zijn die een kracht moeten opnemen. Het kracht-verplaatsingsdiagram verloopt nagenoeg constant nadat er een penant bezweken is. Op een gegeven moment worden de verbindingen aan de andere penant zo veel verplaatst dat ze ook bezwijken.

Voor het geïdealiseerde kracht-verplaatsingsdiagram is bij ontwerp 4 enkel het deel waarbij nog geen verbindingen bezweken zijn in acht genomen. Zo kan een duidelijkere vergelijking gemaakt worden met de andere ontwerpen. Voor ontwerp 4 ligt de bezwijklast eigenlijk dus een stuk lager dan weergegeven bij de idealisatie.

5.3.2 Verplaatsing bij bezwijken

De verplaatsing bij bezwijken is in de grafieken terug te vinden als het punt waar het kracht-verplaatsingsdiagram stopt. In de tabellen in bijlage E is dit te zien als de verplaatsing waarbij de kracht in het regelpunt nog net geen nul meer wordt. Eén stapje van 2,5 millimeter verder levert dan het daadwerkelijke bezwijken op en dan wordt de kracht dus wel weer nul.

Wat vooral opvalt is dat ontwerp 5 een stuk meer kan vervormen dan de overige ontwerpen. Bij ontwerp 5 is een dunnere CLT wand gebruikt. Dit zorgt ervoor dat er minder materiaal

aanwezig is. Dit betekent dat er grotere vervormingen van de wand mogelijk zijn, zonder dat de verbindingen veel meer verplaatsen. De verbindingen zijn maatgevend voor het bezwijken en dus zal het regelpunt meer kunnen verplaatsen. Dit werkt ook de andere kant op. Bij ontwerp 3 is namelijk meer materiaal gebruikt. Hierbij is de verplaatsing bij bezwijken dan ook kleiner dan bij het standaard ontwerp.

Bij de idealisatie van het kracht-verplaatsingsdiagram is te zien dat ontwerp 4 ongeveer een gelijke verplaatsing bij bezwijken heeft als het standaard ontwerp. Dit is echter niet het daadwerkelijke punt van bezwijken van de constructie. Op dit punt is slechts één penant bezweken. Bij een verplaatsing van 60 millimeter bezwijkt wel de gehele constructie van ontwerp 4.

5.3.3 Genormaliseerde verplaatsingen

De genormaliseerde verplaatsingen zijn bepaald met behulp van lineair elastische berekeningen. Ze geven een indicatie van hoeveel de verschillende verdiepingen ten opzichte van elkaar verplaatsen. De bovenste verdieping verplaatst het meest, aangezien hier de verplaatsing voor de pushover analyse opgelegd wordt. De genormaliseerde verplaatsing voor de bovenste verdieping is dus gelijk aan 1.

De waarden voor de genormaliseerde verplaatsingen zijn terug te vinden in Tabel 9. Hierbij is Φ_1 de genormaliseerde verplaatsing van de uiterste hoek linksonder. Dit is dus een goede indicatie voor de genormaliseerde verplaatsing van de verbindingen van de linker penant. Φ_2 is de genormaliseerde verplaatsing van de middelste verdieping, op 3,1 meter hoogte en geheel links op de constructie.

Bij Φ_2 zijn slechts kleine verschillen waar te nemen. Deze zijn te klein om duidelijke conclusies uit te kunnen trekken. Voor Φ_1 zijn de verschillen een stuk groter. Vooral bij ontwerp 4 en 5 valt op dat de waarde voor Φ_1 een stuk lager ligt. Dit betekent dat de horizontale verplaatsingen van de verbindingen van de linker penant kleiner zijn dan bij de het standaard ontwerp.

Ontwerp 4 bevatte meer opleggingen. Hierdoor is de verbinding tussen penant en fundering stijver. De onderkant van de penant verplaatst dus minder bij eenzelfde belasting in vergelijking met het standaard ontwerp. Doordat de verbinding stijver is, zal ook de CLT wand meer vervormen. Dit alles zorgt ervoor dat de genormaliseerde verplaatsing voor de onderkant van de penant lager uitvalt voor ontwerp 4.

Voor ontwerp 5 was een kleinere dikte van de CLT wand gebruikt. Hierdoor kan de wand zelf meer vervormen. Dit zorgt ervoor dat de verbindingen tussen penant en fundering minder verplaatst in vergelijking met het standaard ontwerp.

5.3.4 Verplaatsing bij plastisch gedrag

Met de verplaatsing bij plastisch gedrag wordt het punt bedoeld waarbij het geïdealiseerde kracht-verplaatsingsdiagram van lineair stijgend overgaat in een constante waarde. Zodra dit punt bereikt wordt, verdwijnt elke vorm van lineair-elastisch gedrag en zullen er plastische vervormingen ontstaan. In bijlage B is de formule te vinden voor deze verplaatsing (d_y). Voor het standaard ontwerp is deze verplaatsing gelijk aan 30,00 millimeter.

Over het algemeen lijkt de verplaatsing bij plastisch gedrag redelijk in verhouding te zijn met de verplaatsing bij bezwijken (zie Figuur 29). Hiermee wordt bedoeld dat ontwerp 3 weer de laagste waarde geeft en ontwerp 5 de hoogste waarde. Toch zijn er nog enkele verschillen op te merken.

Allereerst valt op dat ontwerp 3 een heel groot gedeelte heeft waarin de constructie plastisch gedrag vertoont. Het verschil tussen de verplaatsing bij plastisch gedrag en de verplaatsing bij bezwijken is bij dit ontwerp namelijk het grootst, terwijl deze twee verplaatsingen voor dit ontwerp wel het kleinst zijn in vergelijking met de rest van de ontwerpen. De wand van ontwerp 3 heeft de breedste penanten en bevat het meeste materiaal. Dit zorgt ervoor dat er bij een relatief kleinere verplaatsing een grote kracht op de verbindingen komt te staan door de grotere inwendige hefboomsarm. Door het grote oppervlak van de wand kunnen de krachten daarna wel beter verdeeld worden, wat betekend dat er een groot plastisch gedeelte van het kracht-verplaatsingsdiagram is.

Ontwerp 4 heeft weer een heel klein gedeelte waarin het plastisch gedrag vertoont. In het kracht-verplaatsingsdiagram van Figuur 27 is te zien dat de grafiek voor ontwerp 4 niet afvlakt naarmate de verplaatsing toeneemt. Dit gebeurt bij de overige ontwerpen wel. Dit komt doordat er één penant van ontwerp 4 al bezwijkt voordat de constructie kan gaan afvlakken. Ontwerp 4 bezwijkt namelijk op verticale verbindingen en in het kracht-verplaatsingsdiagram zijn horizontale krachten weergegeven. Nadat één van de penanten wel bezweken is, loopt de grafiek voor ontwerp 4 wel constant. De afvlakking is hetgeen dat voor een plastisch gedeelte in de idealisatie van het kracht-verplaatsingsdiagram zorgt.

Ontwerp 5 vertoont bij de grootste verplaatsing van alle ontwerpen plastisch gedrag. Dit komt wederom doordat bij dit ontwerp de van CLT meer kan vervormen doordat deze een kleinere dikte heeft.

5.3.5 Trillingstijd

De trillingstijden die gegeven zijn in Tabel 9 zijn de trillingstijden voor het ESDOF systeem (T^*). Dit zijn dus niet de daadwerkelijke trillingstijden voor de constructie (T). Deze zijn voor een pushover analyse ook niet interessant, aangezien de trillingstijd voor het ESDOF systeem nodig is voor het bepalen van het elastisch responsspectrum.

De trillingstijden voor civiele constructies variëren tussen de 0,1 en 2 seconden (Spijkers, Vrouwenvelder, & Klaver, 2006). De trillingstijden voor alle ontwerpen liggen binnen deze marge. Ook leverden alle trillingstijden hetzelfde elastische responsspectrum, aangezien ze allen binnen het interval van T_B en T_C vallen. Toch levert een verschil in trillingstijd een andere doelverplaatsing op. Bij de doelverplaatsing moet namelijk nog vermenigvuldigd worden met de trillingstijd in het kwadraat (zie ook bijlage B). Dit betekent dat een grotere trillingstijd voor een grotere doelverplaatsing zorgt. De resultaten van de trillingstijden en de doelverplaatsingen komen dus overeen. Bij een trillingstijd van een constructie valt moeilijk iets voor te stellen, in tegenstelling tot een doelverplaatsing. Vandaar dat in de volgende paragraaf hier verder op ingegaan zal worden.

5.3.6 Doelverplaatsing

De doelverplaatsing geeft een schatting van de maatgevende verplaatsing die bij een gekozen aardbeving zal optreden. Allereerst moest de waarde voor q_u bepaald worden. Deze bleek

voor alle ontwerpen kleiner te zijn dan 1. De literatuurwaarde voor deze gedragsfactor was gelijk aan 2 (zie bijlage A). Hier zit een duidelijk verschil in. Dit wordt veroorzaakt doordat de pushover analyses uitgevoerd zijn op een enkele CLT wand. Voor de bepaling van de massa is echter het gehele huisje zoals in het Stevinlab gebruikt is genomen. Hierdoor is de gedragsfactor q_u niet enkel meer afhankelijk van het hout. De gegeven gedragsfactoren kunnen dus eigenlijk niet vergeleken worden met de literatuurwaarde.

Aangezien de gedragsfactor kleiner is dan 1, betekent dit dat de doelverplaatsing gelijk is aan de doelverplaatsing bij elastisch gedrag. Hierdoor is de doelverplaatsing niet afhankelijk van de gedragsfactor. Er is ook rekening gehouden met het feit dat het hier telkens een korte trillingstijd betreft ($T^* < T_C$). Tot slot wordt nog met de transformatiefactor Γ vermenigvuldigd om tot de uiteindelijke doelverplaatsing d_t te komen.

Ontwerp 5 heeft de grootste doelverplaatsing. Dit is in de lijn der verwachting, aangezien ontwerp 5 ook de grootste verplaatsing bij plastisch gedrag had. Dit komt wederom doordat dit ontwerp het minst stijf is en dus het meest kan vervormen bij een aardbeving. Ontwerp 3 heeft de kleinste doelverplaatsing. Door de brede penanten kan het CLT zelf minder vervormen en dus zal bij een aardbeving de verplaatsing kleiner zijn dan bij het standaardontwerp.

Verder valt ook op dat ontwerp 4 een relatief kleine doelverplaatsing heeft. Dit is vooral te danken aan de hoge capaciteit van deze constructie. Door de extra verbindingen ligt de bezwijklast hoger. Bij een kleine verplaatsing is al een grotere kracht nodig dan bij het standaard ontwerp. Bij eenzelfde aardbeving zal de constructie die een grotere stijfheid heeft een kleinere doelverplaatsing hebben.

Het bleek dat de doelverplaatsingen voor alle ontwerpen lager uitvielen dan de verplaatsing bij bezwijken of de verplaatsing waarbij de constructie plastisch gedrag begint te vertonen. Hieruit valt op te maken dat alle ontwerpen niet zullen bezwijken bij de gekozen aardbeving. De doelverplaatsing is namelijk de verplaatsing die op zal treden bij een grondversnelling van 0,063 g. Zodra er een aardbeving gekozen wordt die eens in de 475 jaar voorkomt, wordt het een ander verhaal. Hierbij is de piekgrondversnelling gelijk aan 0,36 g. Door dezelfde berekeningen uit te voeren kan dan bepaald worden wat de doelverplaatsingen bij die aardbeving zullen zijn. Deze zullen waarschijnlijk hoger uitvallen, omdat de piekgrondversnelling groter is geworden.

5.4 Vergelijking resultaten met het gebouwtje uit het Stevinlab

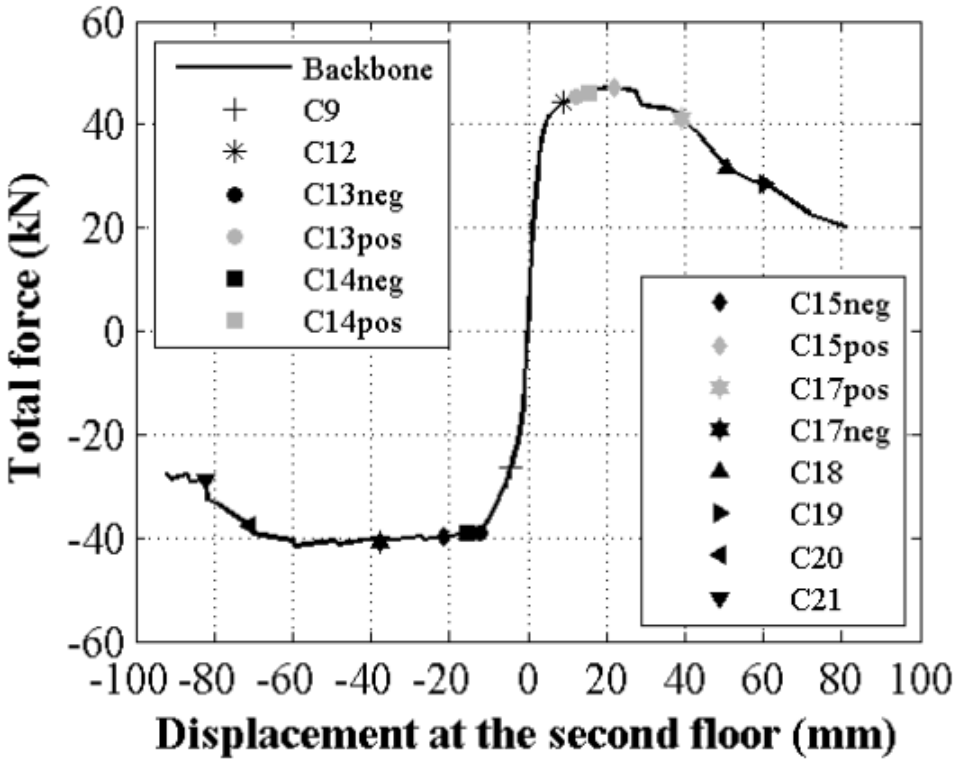
In het Stevinlab zijn cyclische pushover tests uitgevoerd op een gebouwtje (Ravenshorst, Esposito, & Schipper, 2016). Hieruit volgde ook een kracht-verplaatsingsdiagram. Dit kan nu vergeleken worden met de resultaten van de statische pushover analyses van de verschillende ontwerpen van de CLT wand. Het is de bedoeling dat de gevelelementen van CLT bijdragen aan de aardbevingsbestendigheid van bestaande constructies. De verschillen tussen de kracht-verplaatsingsdiagrammen geven een indicatie in welke mate de houten gevelelementen versteviging zullen bieden.

Het kracht-verplaatsingsdiagram van het gebouwtje uit het Stevinlab wordt de ‘backbone’ genoemd. Dit is het resultaat van meerdere cyclische belastingen op het gebouwtje. In Figuur 30 is de backbone te zien. Er is steeds aangegeven bij welke cyclus van de belasting er scheuren optreden. De backbone heeft een heel steil, maar kort lineair-elastisch deel. Er is een

groot deel dat er plastische vervormingen optreden voordat de constructie bezwijkt. De maximale kracht bij een positieve verplaatsing ligt rond de 50 kN en bij een negatieve verplaatsing rond de 40 kN. Deze maxima treden op bij een verplaatsing van 20 mm in positieve respectievelijk negatieve richting.

De wanden van CLT hadden allen een hogere capaciteit dan te zien is bij de backbone van het gebouwtje. Dit betekent dat de gevelelementen zeker voor een hogere capaciteit zorgen van het gebouwtje als ze als versteviging gebruikt worden. Wat ook opvalt is dat de maximale verplaatsing die optreedt voordat het gebouwtje bezwijkt, groter is dan bij alle pushover analyses van de CLT wanden, namelijk zo'n 80 millimeter. Dit betekent dat de constructie meer kan verplaatsen dan de houten wanden. Zodra er dus een houten wand bevestigd wordt aan de constructie, zal die houten wand eerder bezwijken dan het bakstenen gebouwtje.

Toch zullen wanden van CLT wel degelijk een gunstig effect hebben op de aardbevingsbestendigheid van het gebouwtje. Door een extra wand aan te brengen wordt meer stijfheid aangebracht in de constructie. Dit betekent dat bij eenzelfde kracht een kleinere verplaatsing op zal treden. Ook wordt de capaciteit verhoogt van de constructie. Oftewel, de constructie kan een grotere kracht verdragen. Ook zijn de eerste scheuren al waar te nemen bij het gebouwtje bij verplaatsing van slechts 10 millimeter. Houten CLT wanden vertonen dan minder schade en ook de verbindingen zij nog intact. Hierdoor zullen met een houten wand die ook krachten op zich neemt de scheuren op de bestaande constructie afnemen.



Figuur 30. Kracht-verplaatsingsdiagram van het gebouwtje uit het Stevinlab. Deze vorm wordt de 'backbone' van de constructie genoemd.

5.4.1 Verbindingen tussen CLT en gebouwtje

Vooralsnog zijn enkel verbindingen aangebracht tussen houten wand en fundering. Mochten CLT wanden daadwerkelijk gebruikt worden als versteviging, dan zullen er ook hoekankers tussen de verdiepingen en het hout geplaatst moeten worden.

Bij dit onderzoek is al wel de massa van het gebouwtje toegekend aan de CLT wand voor de bepaling van de doelverplaatsing. De huidige ontwerpen zijn dus eigenlijk modellen voor een versteviging van het gebouwtje met een CLT wand, waarbij het gebouwtje zelf niet bijdraagt aan de stijfheid van de constructie, maar de verbindingen tussen CLT en gebouwtje wel als oneindig stijf worden aangenomen. Dit is een goede eerste benadering voor het concept.

Het ideale model in Scia Engineer zou ook het hele gebouwtje bevatten. Er kunnen dan dezelfde verbindingen tussen CLT wand en gebouwtje aangebracht worden, er worden namelijk steeds dezelfde hoekankers gebruikt. In dit geval zal de massa van het gebouwtje niet noemenswaardig toenemen ten gevolge van het hout, want hout heeft een lagere soortelijke massa dan beton of metselwerk. Hierdoor zal de representatieve massa nauwelijks veranderen. De genormaliseerde verplaatsingen zullen wel veranderen. Hierdoor verandert automatisch ook de transformatiefactor die nodig is om het ESDOF systeem om te rekenen naar een MDOF systeem. Uiteindelijk zal ook de doelverplaatsing veranderen. Omdat nu het gebouwtje ook voor stijfheid van de constructie zorgt, zal het kracht-verplaatsingsdiagram steiler gaan lopen. Kortom, er is een grotere kracht nodig voor eenzelfde verplaatsing.

Het werkt uiteraard ook de andere kant op. Omdat er nu een houten wand aan de constructie is toegevoegd neemt de stijfheid van de constructie toe. Hierdoor zijn grotere krachten nodig bij eenzelfde verplaatsing. De doelverplaatsing zal toenemen en dus is de constructie beter bestand tegen belastingen ten gevolge van aardbevingen.

5.4.2 Reparatie met hout

In dit onderzoek is ingegaan op het retrofitten van huidige constructies met gevelelementen van CLT. Hierbij is aangenomen dat die constructies nog niet beschadigd zijn ten gevolge van aardbevingen. Het kan natuurlijk wel zo zijn dat men te laat is met het aanbrengen van CLT wanden. Het is ook interessant om te onderzoeken of retrofitting met CLT wanden ook zin heeft nadat de constructie al beschadigd is. Voor nu wordt hier alvast een voorspelling over gedaan.

De repareerbaarheid van de constructie hangt sterk af van de mate van beschadiging. Er zit namelijk een groot verschil tussen één enkele scheur of een constructie die op instorten staat. De houten CLT wand die aangebracht wordt is nog geheel intact en nog niet beschadigd. Het gebouwtje zelf ondervindt een reductie van de stijfheid als het beschadigd is. Dit betekent dat het hout wel degelijk van nut zal zijn. Wel zal het meer belast worden, aangezien het gebouwtje minder krachten kan opvangen na de beschadigingen. Hierdoor zal de capaciteit van de gehele constructie iets lager zijn.

Bij het aanbrengen van de CLT wand op de beschadigde gevel moet gelet worden op de plaatsing van de hoekankers. Als een hoekanker geplaatst is op een stuk van de wand dat al omgeven is door scheuren, zal dat hoekanker niet kunnen dienen als verbinding doordat de wand op die plek nagenoeg geen krachten meer kan opnemen of overbrengen.

6 Conclusies en aanbevelingen

6.1 Conclusies

Het doel van dit onderzoek was het ontwikkelen van numeriek model voor pushover analyses op een woning versterkt met Cross-laminated timber panelen. Met behulp van het modelleerprogramma Scia Engineer zijn verplaatsingen opgelegd op constructies. Vervolgens is de bijbehorende kracht bepaald. Door deze bewerking te herhalen voor verschillende verplaatsingen is een kracht-verplaatsingsdiagram bepaald dat bij de pushover analyse hoort. Er moest ook een realistische beschrijving van de verbindingen tussen Cross-laminated timber en fundering. Hiervoor zijn kracht-verplaatsingsdiagrammen uit de literatuur gebruikt die ook aangeven wanneer een verbinding bezwijkt.

Op basis van de verkregen resultaten kunnen nog enkele andere conclusies getrokken worden. Allereerst bleken er enkele verschillen te zijn tussen het isotrope en orthotrope model voor Cross-laminated timber. Deze verschillen werden veroorzaakt doordat bij het orthotrope model rekening gehouden werd met het feit dat hout verschillende materiaaleigenschappen heeft in de richting loodrecht op de vezel en parallel aan de vezel.

Er werd aangenomen dat de verbindingen maatgevend zijn voor de capaciteit van een Cross-laminated timber wand onder seismische belasting. Een verhoging van het aantal verbindingen resulteerde in een hogere capaciteit. De bezwijklast was bij ontwerpen met hetzelfde aantal verbindingen ongeveer gelijk. Dit bevestigt de aanname dat de verbindingen maatgevend zijn voor de capaciteit, omdat de wand zo sterk afhankelijk was van het aantal verbindingen. Er was geen duidelijk verband te vinden tussen het aantal verbindingen en de verplaatsingen van de wand. Verder bleek wel dat een reductie van de dikte van de wand ervoor zorgt dat een grotere verplaatsing mogelijk is. Dit komt doordat de wand zelf dan meer kan vervormen. Een verbreding van de penanten zorgt er dan weer voor dat er een kleinere verplaatsing nodig is.

Bij aardbevingen is het gewenst om grotere verplaatsingen op te kunnen nemen zonder te bezwijken. Dit betekent dus dat een dunnere wand zonder al te brede penanten het effectiefst is. Verder kunnen ook meerdere verbindingen aangebracht worden om de capaciteit te verhogen, mocht dit nodig zijn bij een zwaardere seismische belasting.

6.2 Aanbevelingen

Voordat de Cross-laminated timber panelen daadwerkelijk gebruikt kunnen worden als permanente oplossing tegen seismische belasting op bestaande constructies, moet er nog flink wat vervolgonderzoek verricht worden. Zo kan bijvoorbeeld een nauwkeuriger model voor Cross-laminated timber ontwikkeld worden. Bij model 2 is nu één orthotrope wand aangenomen. In werkelijkheid bestaat Cross-laminated timber uit meerdere lagen hout die stuk voor stuk orthotroop zijn. Bij een verbeterd model in Scia Engineer kunnen meerdere lagen van een materiaal met orthotrope eigenschappen gezet worden.

De gebruikte methode in Scia Engineer was zeer intensief en tijdrovend. Dit kwam doordat de opgelegde verplaatsing steeds handmatig aangepast moest worden en er steeds een nieuwe berekening uitgevoerd moest worden. In het vervolg zal het handiger zijn om deze gehele procedure te kunnen programmeren in Scia Engineer, zodat er maar één druk op de knop

nodig is om het de resultaten te verkrijgen. Mocht dit niet mogelijk zijn in Scia Engineer kan in het vervolg onderzocht worden of andere modelleerprogramma's wel uitkomst bieden bij dit probleem.

Er kan ook nog uitgezocht worden wat de ideale dikte is van de wand. Uit de resultaten bleek dat een dunnere wand grotere vervormingen kan hebben. Hier zit uiteraard een limiet aan. Op een gegeven moment is de wand zo dun dat de verbindingen niet meer maatgevend zijn, maar de wand zelf maatgevend is. Er zal een optimum te vinden zijn voor de dikte en het aantal verbindingen.

Tot slot kan nog een fysieke pushover analyse uitgevoerd worden. Hierbij kan een Cross-laminated timber wand aan een (nog intact) gebouwtje zoals in het Stevinlab staat bevestigd worden (Ravenshorst, Esposito, & Schipper, 2016). Het kracht-verplaatsingsdiagram van dit experiment kan vergeleken worden met de resultaten van het gebouwtje zonder versterking, oftewel de 'backbone' van de constructie. Hieruit zal blijken of houten gevelelementen daadwerkelijk bijdragen aan de aardbevingsbestendigheid van bestaande constructies. Ook kan zo bepaald worden welk model voor Cross-laminated timber het nauwkeurigst is. Als de constructie precies hetzelfde in Scia Engineer gemodelleerd wordt met verschillende modellen voor Cross-laminated timber, zal uit de resultaten van de pushover analyses blijken welk model het dichtst bij de werkelijkheid komt. De voorspelling is dat het model met meerdere orthotrope lagen naast elkaar het nauwkeurigst zal zijn. Ook kan een Cross-laminated timber wand bevestigd worden aan een gebouwtje dat zonder versteviging al aan een fysieke pushover analyse onderworpen is. Zo kan uitgezocht worden in welke mate de versterking met houten gevelelementen bijdraagt aan de aardbevingsbestendigheid van constructies die al beschadigd zijn door eerdere aardbevingen.

7 Bibliografie

Aardbevingen. (2016). Opgehaald van NAM: http://www.nam.nl/nl/nam-in-society/earthquakes.html

Brandner, R. (2013). *Production and Technology of Cross Laminated Timber (CLT).* Graz: Graz University of Technology.

CLT BBS. (2016). Opgehaald van Binderholtz: http://www.binderholz.com/en/basic-products/clt-bbs/

Dujic, B., Klobcar, S., & Zarnic, R. (2008). Influence of Openings on Shear Capacity of Wooden Walls. *Timber Design Journal*, 1-17.

Gagnon, S., Bilek, E., Podesto, L., & Crespell, P. (2013). Introduction to cross-laminated timber. In E. Karacabeyli, & B. Douglas, *CLT Handbook* (pp. 1-44). FPInnovations.

Gaswinning in Groningen. (2016). Opgehaald van Rijksoverheid: https://www.rijksoverheid.nl/onderwerpen/aardbevingen-in-groningen/inhoud/aardbevingen-door-gaswinning-in-groningen

Gercek, H. (2007). Poisson's ratio values for rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1-13.

Houtinfo. (2014). Opgehaald van Houtinfo: http://www.houtinfo.nl/node/127

Mohammed, M. (2011). Building Systems Wood Products Division. *Connections in CLT Assemblies* (p. 44). Amherst, Massachusetts: FP Innovations.

Normcommissie. (2005). *NEN-EN 1998-1: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies.* Delft: NEN.

Normcommissie. (2015). *NEN-EN 771-2+A2: Specificaties voor metselstenen - Deel 2: kalkzandsteen.* Delft: NEN.

Normcommissie. (2015). *NPR 9998: Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren - Grondslagen voor aardbevingsbelastingen: geïnduceerde aardbevingen.* Delft: NEN.

Ravenshorst, G., Esposito, R., & Schipper, H. (2016). *Quasi-static cyclic pushover test on the assembled masonry structure at TU Delft.* Delft: TU Delft.

Rothoblaas. (2016). *Technical Data Sheet Titan N*. Opgehaald van Rothoblaas: http://www.rothoblaas.com/en/nl/products/fastening-systems/technical-documentation.html#p.shear-angle-brackets-and-plates-for-buildings.01-TITAN-N

Scia Engineer. (2015). *Orthotropic properties of slab members*. Opgehaald van Scia Engineer Help: http://help.scia.net/15.3/en/#rb/modelling/orthotropic_properties_of_slab_members.htm%3FTocPath%3DGeometry%7CSlabs%7COrthotropy%7C_____1

Spijkers, J., Vrouwenvelder, A., & Klaver, E. (2006). *Dynamics of Structures Part 1 Vibration of Structures; Dictaat Civiele Techniek.* Delft: TU Delft.

Bijlage A: Versnellingen ten gevolge van aardbevingen

In deze bijlage wordt toegelicht hoe de belasting ten gevolge van aardbevingen op een gebouw bepaald kan worden. Hier volgt uiteindelijk een grafiek van versnelling tegen trillingstijd. Door vervolgens de trillingstijd van de constructie te bepalen kan de bijbehorende verplaatsing bepaald worden. De gebruikte methode is afkomstig van de Nederlandse praktijkrichtlijn (NPR) (Normcommissie, 2015).

Allereerst moet de maximale grondversnelling a_g bepaald worden. Deze volgt uit de intensiteit van de aardbeving en dus de magnitude op de schaal van Richter.

$$a_g = Ae^{0,8M}(R + R_0)^{-2}$$

Met:
A=56*10^6 m/s^2 (constante)
M= magnitude volgens de schaal van Richter
R= afstand tot epicentrum (m)
R_0=40000 m (constante)

Horizontale versnellingen

De rekenwaarden voor de spectrale versnellingen kunnen bepaald worden voor een korte trillingstijd (S_{MS}) en een lange trillingstijd (S_{M1}). Deze zijn afhankelijk van de maximale grondversnelling en een dimensieloze factor k_{ag} die onder andere afhangt van de gevolgklasse van het gebouw.

$$S_{MS} = \left(-0,50 \ln\left(a_g k_{ag}\right) + 0,65\right) a_g \, k_{ag} * 2,2$$
$$S_{M1} = \left(-0,87 * a_g \, k_{ag} + 2,44\right) a_g \, k_{ag} * 0,654$$

Nu is het belangrijk om de maatgevende punten van het elastische responsspectrum te bepalen. Dit spectrum bestaat uit T_B en T_C. Hierbij is T_B een waarde voor de ondergrens van de trillingstijd zodat de versnelling constant is en T_C is een bovengrens voor deze waarde.

$$T_C = \sqrt{S_{M1}/S_{MS}}; \qquad T_B = 0,2T_C$$

Deze grenzen geven een bepaald interval voor de versnelling aan. Nu is de versnelling in het elastische responsspectrum als volgt gedefinieerd:

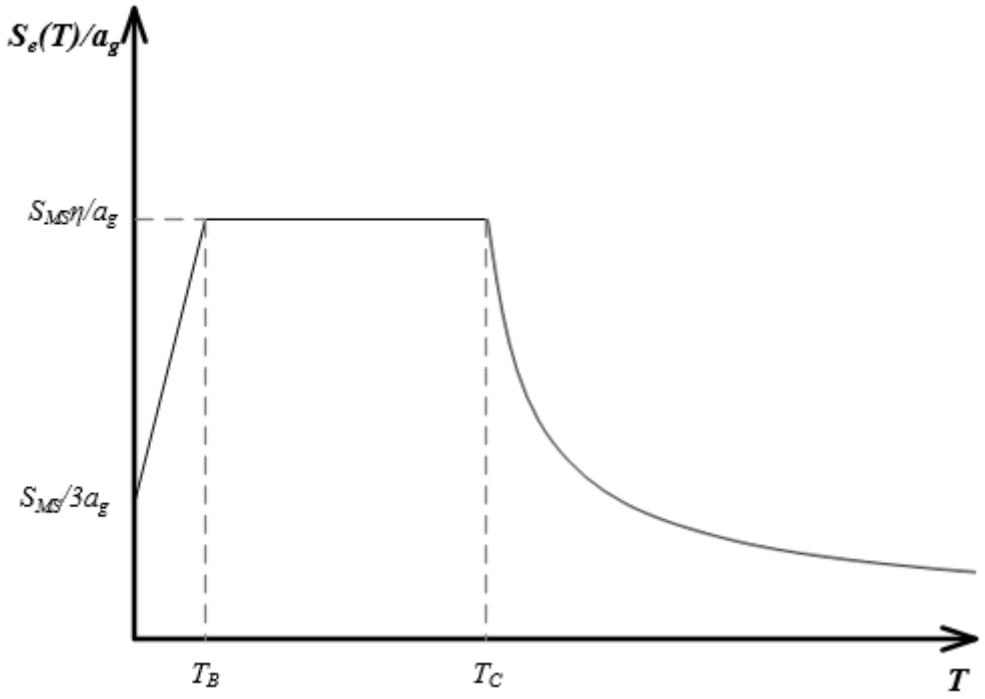
$$S_e(T) = \begin{cases} \dfrac{S_{MS}}{3} * \left(1 + \dfrac{T}{T_B}(3\eta - 1)\right) & 0 < T \leq T_B \\ S_{MS} * \eta & T_B \leq T \leq T_C \\ \dfrac{S_{M1}}{T^2} * \eta & T_C \leq T \end{cases}$$

Deze vergelijkingen gelden voor de maximale versnelling. Dit is de maatgevende versnelling en dus zal die versnelling ook maatgevend zijn voor de bepaling van de sterkte van de

constructie. In bovenstaande vergelijkingen is η een dempingscorrectiefactor die afhangt van de viskeuze demping van een constructie (ξ).

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0{,}55$$

De viskeuze demping is gegeven in procenten. Over het algemeen kan een waarde van 5% hiervoor voor worden aangehouden. Hieruit volgt dan een dempingscorrectiefactor van 1,0. Nu kan een grafiek geplot worden van de relatieve versnelling tegen de trillingstijd. De relatieve versnelling is gedefineerd als de versnelling in het elastische responsspectrum ten opzichte van de versnelling van de aarde. Dit is een dimensieloze waarde en dus een verhoudingsgetal.



Figuur 31. Grafiek van de relatieve horizontale versnelling tegen de trillingstijd.

De trillingstijd van een constructie hangt af van de eigenhoekfrequentie. De eigenhoekfrequentie ω en de trillingstijd T zijn als volgt gedefinieerd:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}; \qquad T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

Hierin is m de representatieve massa van de constructie en k is de veerconstante. De veerconstante is afhankelijk van de vorm en overige eigenschappen van de constructie en de materialen. De veerconstante legt verband tussen een toegepaste belasting en een verplaatsing, oftewel: $F=ku$. De waarde voor k kan gevonden worden door een kracht aan te brengen en de verplaatsing te bepalen. Door dit meerdere keren te doen kan een verband worden gevonden voor het lineair-elastische deel van het kracht-verplaatsingsdiagram. De helling van dat diagram is dan een waarde voor de veerconstante.

Zodra de maatgevende trillingstijd voor een constructie bekend is, kan met een grafiek zoals in Figuur 31 de bijbehorende relatieve versnelling bepaald worden. Hieruit volgt ook de versnelling in het elastische responsspectrum.

Het is echter interessanter om het ontwerpspectrum aan te nemen. Hierbij wordt namelijk niet alleen het elastische responsspectrum beschouwd, maar ook het ductiele deel. Hierbij gelden soortgelijke formules als voor het elastische responsspectrum. Er wordt een dimensieloze gedragsfactor q geïntroduceerd. Deze factor hangt af van de ductiliteitsklasse van de constructie.

Tabel 10. Ductiliteitsklassen volgens NEN-EN 1998-1 (Normcommissie, 2005). Hier staat DCL voor Ductility Class Low, DCM voor Ductility Class Medium en DCH voor Ductility Class High.

Ductility class	q	**Examples of structures**
DCL	1,5	Cantilevers; Beams; Arches with two or three pinned joints; Trusses joined with connectors
DCM	2	Glued wall panels with glued diaphragms, connected with nails and bolts; Trusses with doweled and bolted joints; Mixed structures consisting of timber framig (resisting the horizontal forces) and non-load bearing infill.
	2,5	Hyperstatic portal frames with doweled and bolted joints.
DCH	3	Nailed wall panels with glued diaphragms, connected with nails and bolts; Trusses with nailed joints
	4	Hyperstatic portal frames with doweled and bolted joints.
	5	Nailed wall panels with nailed diaphragms, connected with nails and bolts.

CLT valt te classificeren als *Glued wall panels with glued diaphragms*. Dit betekent dus een ductiliteitsklasse medium en resulteert in q=2. Het ontwerpspectrum wordt gedefinieerd door de volgende vergelijkingen:

$$S_d(T) = \begin{cases} \frac{S_{MS}}{3} * \left(1 + \frac{T}{T_B}\left(\frac{3}{q} - 1\right)\right) & 0 < T \leq T_B \\ \frac{S_{MS}}{q} & T_B \leq T \leq T_C \\ \frac{\left(\frac{S_{M1}}{T^2}\right)}{q} & T_C \leq T \end{cases}$$

Er valt dus op te maken dat de dempingscorrectiefactor η geen rol meer speelt. Hier is de gedragsfactor q voor in de plaats gekomen.

Verticale versnellingen

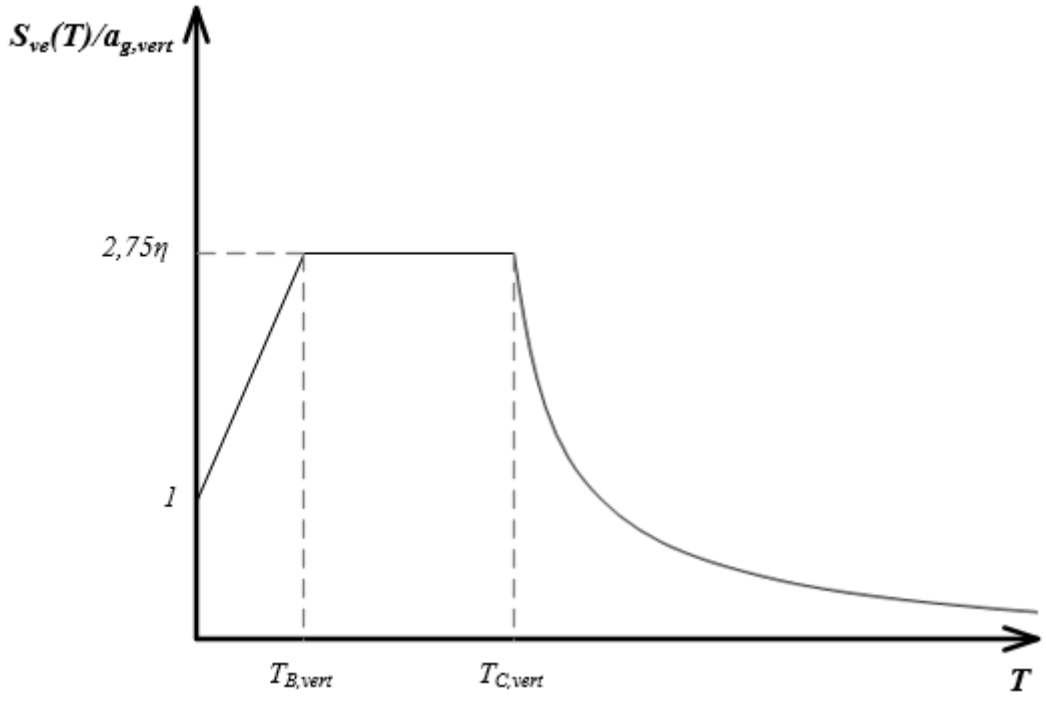
Voor het verticale elastische responsspectrum is de verticale component van de versnelling van de aarde van belang. Deze versnelling is te bepalen door de referentiewaarde voor de grondversnelling a_g te vermenigvuldigen met de eerdergenoemde dimensieloze factor k_{ag}.

$$a_{g,vert} = k_{ag} * a_g$$

Het verticale elastische responsspectrum is ook afhankelijk van de dempingscorrectiefactor η. Ook zijn er grenzen voor een constante trillingstijd. Hierbij geldt als ondergrens $T_{B,vert}$=0,05 s en als bovengrens geldt $T_{C,vert}$=0,15 s. Deze grenzen zijn dus constant in tegenstelling tot de grenzen bij het horizontale elastische responsspectrum. Er gelden nu de volgende vergelijkingen voor het verticale elastische responsspectrum:

$$S_{ve}(T) = \begin{cases} a_{g,vert}\left(1 + \frac{T}{T_{B,vert}}(2{,}75\eta - 1)\right) & 0 < T \leq T_{B,vert} \\ a_{g,vert} * 2{,}75\eta & T_{B,vert} \leq T \leq T_{C,vert} \\ a_{g,vert} * 2{,}75\eta * \left(\frac{T_{C,vert}}{T}\right)^{1,2} & T_{C,vert} \leq T \end{cases}$$

Het dimensiloos verticaal elastisch responsspectrum is gedefinieerd als $S_{ve}(T)/a_{g,vert}$. Dit is een functie afhankelijk van T. Deze functies kunnen geplot worden zoals in Figuur 32.



Figuur 32. Grafiek van het dimensieloos verticaal elastisch responsspectrum.

Als de trillingstijd T van een constructie bekend is, kan de bijbehorende maatgevende verticale versnelling bepaald worden voor het elastische responsspectrum. Het is wederom echter interessanter om het ontwerpspectrum te beschouwen. Dit hangt af van de gedragsfactor q en niet meer van de dempingscorrectiefactor η. Er geldt het volgende:

$$S_{vd}(T) = \begin{cases} a_{g,vert}\left(1 + \frac{T}{T_{B,vert}}\left(\frac{2{,}75}{q} - 1\right)\right) & 0 < T \leq T_{B,vert} \\ a_{g,vert} * \frac{2{,}75}{q} & T_{B,vert} \leq T \leq T_{C,vert} \\ a_{g,vert} * \frac{2{,}75}{q} * \left(\frac{T_{C,vert}}{T}\right)^{1,2} & T_{C,vert} \leq T \end{cases}$$

Bijlage B: Doelverplaatsing bij een pushover analyse

In deze bijlage zal de doelverplaatsing bij een pushover analyse toegelicht worden volgens Annex B in NEN-EN 1998-1 (Normcommissie, 2005).

De doelverplaatsing bij een pushover analyse is een schatting voor de maatgevende verplaatsing die bij een aardbeving zal optreden. Hiervoor moet een constructie geschematiseerd worden tot een Equivalent Single Degree Of Freedom (ESDOF) systeem. Allereerst geldt er een equivalente massa m^*:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \overline{F_i}$$

Hierin is m_i de massa van verdieping i en Φ_i is de genormaliseerde verplaatsing van verdieping i. $\overline{F_i}$ is de genormaliseerde zijwaartse kracht. Nu geldt er een transformatiefactor Γ om tot een kracht en een verplaatsing voor het ESDOF systeem te komen:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \overline{F_i}}{\sum\left(\frac{\overline{F_i}^2}{m_i}\right)}$$

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

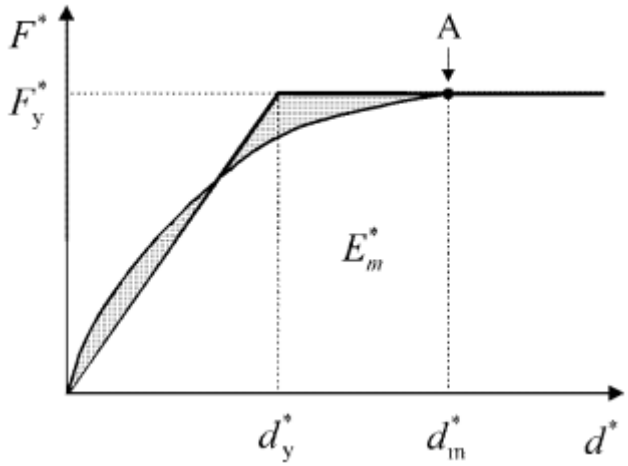
$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}$$

Hierin is F_b de dwarskracht ter plaatse van de fundering op maaiveldniveau en d_n is de verplaatsing van het regelpunt van het MDOF systeem. Het regelpunt is de plaats waar de kracht van de pushover methode aangrijpt op de constructie.

De maximale sterkte van een constructie wordt gegeven door de kracht waarbij het materiaal plastisch begint te vervormen (*yield force*, F_y^*). Deze is gelijk aan F_b zodra er een plastisch mechanisme ontstaat. De verplaatsing die dan optreedt is als volgt gegeven:

$$d_y^* = 2\left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}\right)$$

Hierin is E_m^* de vervormingsenergie en d_m^* is de bijbehorende verplaatsing. Deze formule volgt uit de aanname dat de oppervlakten onder de geïdealiseerde en de reële kracht-verplaatsingsdiagrammen gelijk zijn. Er ontstaat een plastisch mechanisme bij een verplaatsing van d_m^*.



Figuur 33. Idealisatie van het elasto-plastische kracht-verplaatsingsdiagram, weergegeven door de lineaire lijnen. Bron afbeelding: (Normcommissie, 2005).

In Figuur 33 is aangegeven bij welk punt een plastisch mechanisme ontstaat, namelijk punt A. Verder is gegeven dat E_m^* het oppervlak onder de grafiek is van 0 tot d_m^*. Dit oppervlak is gelijk voor de idealisatie (rechte lijnen) van het kracht-verplaatsingsdiagram en het reële kracht-verplaatsingsdiagram (kromme). Doordat dit oppervlak gelijk is geldt vergelijking voor d_y^*.

De trillingstijd T^* voor het ESDOF systeem is nu als volgt gegeven:

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$

Deze trillingstijd is relevant om de uiteindelijke doelverplaatsing te bepalen. Voor de doelverplaatsing bij elastisch gedrag geldt het volgende:

$$d_{et}^* = S_e(T^*)\left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2$$

Voor een korte trillingstijd (gedefinieerd als $T^* < T_C$, met T_C gegeven als in bijlage A) gelden de volgende vergelijkingen voor de doelverplaatsing:

$$d_t^* = \begin{cases} d_{et}^* & q_u \leq 1 \\ \dfrac{d_{et}^*}{q_u}\left(1 + (q_u - 1)\dfrac{T_C}{T^*}\right) & q_u > 1 \end{cases}$$

Hierin is q_u een dimensieloos verhoudingsgetal tussen de versnelling van de constructie met een onbegrensd elastisch gedrag $S_e(T^*)$ en de constructie met een begrensde sterkte F_y^*/m^*.

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$$

Voor een middellange en lange trillingstijd ($T^* \geq T_C$) geldt dat doelverplaatsing gelijk is aan de doelverplaatsing voor het elastische gedrag met als extra voorwaarde dat de doelverplaatsing niet groter mag zijn dan drie keer de doelverplaatsing voor het elastische gedrag:

$$d_t^* = d_{et}^* \qquad\qquad d_t^* \leq 3d_{et}^*$$

Tot nu toe is de doelverplaatsing voor een ESDOF systeem besproken. Bij een pushover analyse is echter de doelverplaatsing voor een MDOF systeem relevant omdat dat een betere weergave van de werkelijkheid is. De uiteindelijke doelverplaatsing kan nu als volgt bepaald worden:

$$d_t = \Gamma d_t^*$$

Met Γ wederom als dezelfde transformatiefactor als hiervoor besproken.

Bijlage C: Tabel 2.1 uit de Nederlandse Praktijkrichtlijn

Tabel 11. Tabel voor het bepalen van de factor k_{ag}*. Deze hangt onder andere af van de grenstoestanden NC (Near Collapse), SD (Significant Damage) en DL (Damage Limit). Ook speelt de gevolgklasse een rol. Voor het ontwerp in dit onderzoek geldt een gevolgklasse CC2 met nadere aanduiding C. Voor de grenstoestand wordt SD gekozen. Dit resulteert in een waarde van 1,0 voor* k_{ag}*. Bron tabel: (Normcommissie, 2015)*

Gevolg-klasse	Nadere aanduiding [a]	Betrouwbaarheids-index β [b] [-]	Referentie-periode [c] T_{ref} [jaar]	Herhalingstijd $T_{LS;ref}$ en factoren k_{ag} en γ_M per grenstoestand							
				NC			SD			DL	
				$T_{LS;ref}$ [jaar]	k_{ag} [-]	γ_M [-]	$T_{LS;ref}$ [jaar]	k_{ag} [-]	γ_M [-]	$T_{LS;ref}$ [jaar]	k_{ag} [-]	γ_M [-]
CC3	A gebouwen met vitale processen als geduid in tabel NB.21 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 onder CC3, en alle ziekenhuizen	3,1	50	3 600	1,9	1,3	2 500	1,7	1,0	500	1,0	1,0
	B andere gebouwen die volgens tabel NB.21 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 in CC3 vallen	3,1	50	3 600	1,9	1,3	1 500	1,5	1,0	200	0,7	1,0
CC2	A gebouwen als geduid in tabel NB.21 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 vallend onder CC2 met vitale functies, met uitzondering van ziekenhuizen tot en met 3 bouwlagen [d]	2,7	50	1 800	1,6	1,2	1 500	1,5	1,0	200	0,7	1,0
	B gebouwen niet vallend onder A of C	2,7	50	1 800	1,6	1,2	1 000	1,3	1,0	100	0,5	1,0
	C gebouwen of delen daarvan, die binnen twee weken na een aardbeving te herstellen zijn	2,7	50	1 800	1,6	1,2	500	1,0	1,0	50	0,4	1,0
CC1	A gebouwen niet vallend onder B en C	2,4	50	1 200	1,4	1,1	500	1,0	1,0	50	0,4	1,0
	B gebouwen of delen daarvan, die binnen twee weken na een aardbeving te herstellen zijn	2,4	50	1 200	1,4	1,1	200	0,7	1,0	30	0,3	1,0
	C gebouwen niet bestemd voor het verblijf van mensen [e]	[e]	[e]	[e]	[e]	[e]	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]	[f]

[a] In beginsel geldt de indeling van de gevolgklassen volgens tabel NB.20 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990, waarbij de voorbeelden daarvan zoals gegeven in tabel NB.21 van die nationale bijlage doch gewijzigd, zoals aangevuld in de tweede kolom, kunnen worden gehanteerd. De betrouwbaarheidsindex β is samengesteld uit een streefwaarde voor het individueel risico, gecombineerd met een kans op overlijden gegeven de kans op voortschrijdende instorting van de bouwconstructie (zie het rapport TNO-2015-R12071A [36]). Wanneer aantoonbaar wordt gemaakt dat deze kans voor dit specifieke gebouw anders is dan aangenomen in dat rapport, dan kan dit leiden tot andere getalwaarden voor dit specifieke gebouw.

[b] De betrouwbaarheidsindex β geeft een betrouwbaarheid van de seismische elementen voor de ontwerplevensduur van 50 jaar, vergelijkbaar met tabel B.2 van NEN-EN 1990.

[c] De basisreferentieperiode is 50 jaar op grond van NEN-EN 1990. In de gevallen waarbij op grond van tabel NB.1 – 2.1 van de nationale bijlage van NEN-EN 1990 de referentieperiode is gesteld op andere waarden, gelden dezelfde herhalingstijden $T_{LS;ref}$ en factoren voor k_{ag} en γ_M als in deze tabel gegeven.

[d] Alle ziekenhuizen worden in deze NPR ingedeeld in de hoogste gevolgklasse (CC3) vanwege hun maatschappelijke belang.

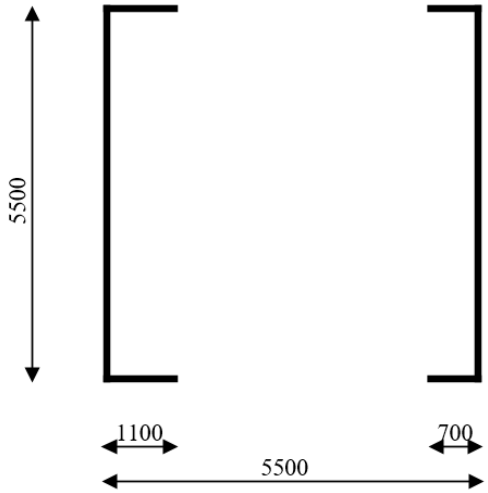
[e] Voor deze categorie gebouwen wordt ontwerp op aardbevingsbelastingen niet noodzakelijk geacht, omdat het verlies van mensenlevens nagenoeg is uitgesloten, en/of zeer kleine of nagenoeg verwaarloosbare economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving aan de orde zijn. Desgewenst kan privaatrechtelijk voor nieuwbouw worden uitgegaan van 3,0 voor β, 15 jaar voor de referentieperiode, 350 jaar voor de herhalingstijd $T_{LS;ref}$ bij grenstoestand NC, 1,4 voor k_{ag} en 1,1 voor γ_M.

[f] Niet van toepassing, er is geen waarde gegeven. Zie ook voetnoot [e].

Bijlage D: Berekeningen massa van de verschillende delen

In deze bijlage zijn de berekeningen van de massa voor de verschillende delen van de constructie die aan een pushover analyse onderworpen wordt weergegeven. Er wordt voor elk deel het volume van het metselwerk en, waar nodig, het beton bepaald en dat wordt vervolgens vermenigvuldigd met de dichtheid.

Van bovenaf gezien blijft de doorsnede van het gebouwtje constant. Dit betekend dat het oppervlak van het metselwerk ook niet veranderd. Dit oppervlak hoeft verder alleen nog maar met de hoogte van een deel vermenigvuldigd te worden om het volume van het metselwerk voor dat deel te bepalen. Voor de hoogte van de verschillende delen wordt verwezen naar Figuur 25. Het bovenaanzicht van het gebouwtje is gegeven in Figuur 34. Hierbij zijn de aangegeven maten de buitenmaten. Er moet dus nog rekening gehouden worden met de dikte van de muren. De muren bestaan uit één laag bakstenen van kalkzandsteen met een breedte van 102 millimeter. De dichtheid van het metselwerk is 900 kg/m^3 en van het beton 2500 kg/m^3.



Figuur 34. Bovenaanzicht van het gebouwtje. Maten zijn gegeven in millimeter.

Het oppervlak van de muren van bovenaf gezien wordt dan:

$$A_{muren} = 2 * 5500 * 102 + 2 * (1100 + 700 - 2 * 102) * 102$$
$$A_{muren} = 1447584\ mm^2$$
$$A_{muren} = 1{,}447584\ m^2$$

Voor deel 1 geldt nu het volgende:

$$m_1 = A_{muren} * h_1 * \rho_{metselwerk}$$
$$m_1 = 1{,}447584 * 1{,}55 * 900$$
$$m_1 = 2019{,}4\ kg$$

De betonnen vloer op de eerste verdieping is aan de muur bevestigd met behulp van een anker. Dit betekend dat er over de volledige hoogte van deel 2 metselwerk aanwezig is. Voor de betonnen vloer moeten binnenmaten van het gebouwtje aangenomen worden. Allereerst wordt het volume van de betonnen vloer bepaald:

$$V_{betonvloer} = (5500 - 2 * 102) * (5500 - 2 * 102) * 165$$
$$V_{betonvloer} = 4{,}6279 * 10^9\ mm^3$$
$$V_{betonvloer} = 4{,}6279\ m^3$$

Dit resulteert in de volgende massa voor deel 2:

$$m_2 = A_{muren} * h_2 * \rho_{metselwerk} + V_{betonvloer} * \rho_{beton}$$
$$m_2 = 1{,}447584 * 2{,}75 * 900 + 4{,}6279 * 2500$$
$$m_2 = 15152{,}4\ kg$$

Tot slot wordt de massa van deel 3 bepaald. Dit deel heeft een hoogte van 1,2 meter. Hierbij moet echter rekening gehouden worden met de betonnen dakplaten. Deze liggen namelijk op de bakstenen muur. Dit betekend dat de dikte van de betonnen dakplaten van de hoogte van de muur afgehaald moet worden. Voor het betonnen dak gelden nu de buitenmaten zoals gegeven in Figuur 34.

$$V_{betondak} = 5500 * 5500 * 165$$
$$V_{betondak} = 4{,}9913 * 10^9\ mm^3$$
$$V_{betondak} = 4{,}9913\ m^3$$

Nu kan de massa voor deel 3 bepaald worden:

$$m_3 = A_{muren} * (h_3 - d_{betondak}) * \rho_{metselwerk} + V_{betondak} * \rho_{beton}$$
$$m_3 = 1{,}447584 * (1{,}2 - 165 * 10^{-3}) * 900 + 4{,}9913 * 2500$$
$$m_3 = 13826{,}5\ kg$$

De totale massa van het gebouwtje is dus:

$$m_{tot} = 2019{,}4 + 15152{,}4 + 13826{,}5$$
$$m_{tot} = 30998{,}3\ kg$$

Bijlage E: Meetresultaten pushover analyses

In deze bijlage worden alle meetresultaten van de pushover analyses gegeven in tabellen en grafieken met enige toelichting. Er is telkens ook bijgehouden wat de oplegreacties zijn voor elk van de verbindingen. De vervormingsenergie is ook opgenomen in onderstaande tabellen.

Bij ontwerp 1 is wat uitgebreider ingegaan op de grafieken en berekeningen. De ontwerpen erna zijn wat beknopter besproken, aangezien dezelfde soort grafieken te zien zijn en dezelfde berekeningen zijn uitgevoerd.

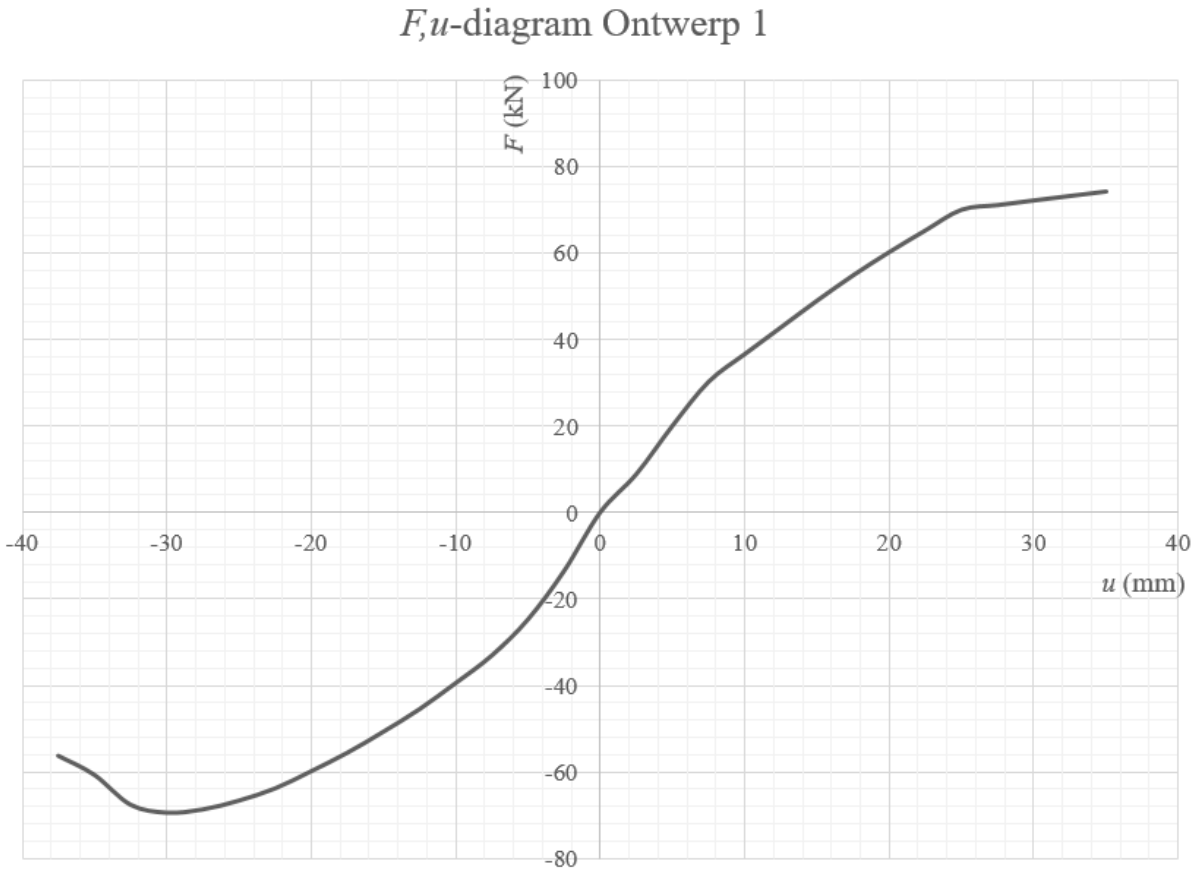
Ontwerp 1

Op de constructie van ontwerp 1 is een pushover analyse toegepast in Scia Engineer. Er zijn telkens stapjes van 2,5 millimeter gebruikt. Alle meetwaarden zijn getabelleerd en te vinden in Tabel 12. Het kracht-verplaatsingsdiagram is weergegeven in Figuur 35. Hierin is duidelijk te zien dat de constructie niet-lineair gedrag vertoont onder de opgelegde verplaatsingen.

Tabel 12. Resultaten pushover analyse ontwerp 1.

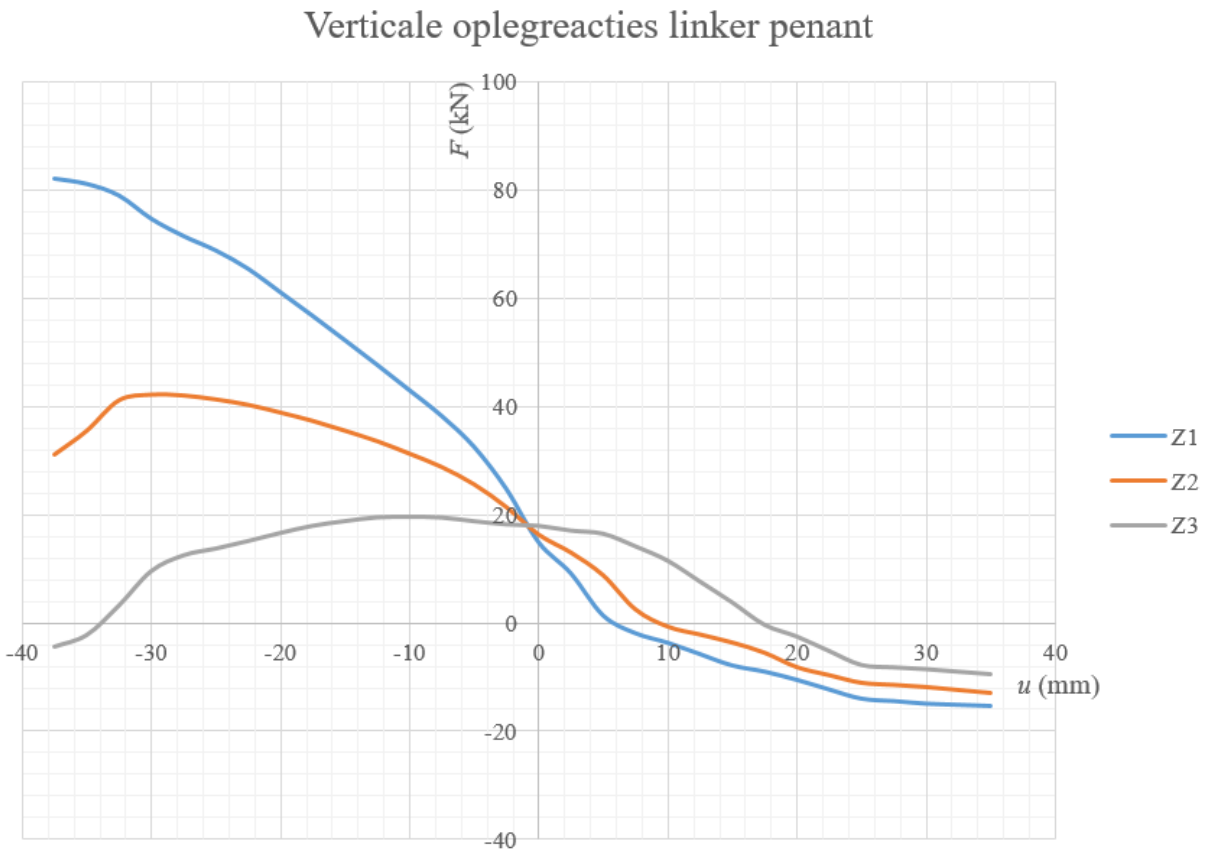
u (mm)	-40	-37,5	-35	-32,5	-30	-27,5	-25	-22,5	-20	-17,5	-15	-12,5	-10	-7,5	-5	-2,5
F (kN)	0	-56,36	-60,78	-67,7	-69,55	-68,81	-66,76	-63,94	-59,96	-55,69	-50,81	-45,58	-39,54	-33,15	-24,8	-13,58
X1	0	12,28	13,17	14,16	14,25	14,19	14,07	13,64	12,79	11,88	10,83	9,73	8,44	7,09	5,69	3,3
X2	0	12,29	13,19	14,16	14,25	14,19	14,07	13,65	12,79	11,88	10,84	9,73	8,45	7,1	5,69	3,3
X3	0	12,3	13,19	14,16	14,25	14,19	14,07	13,63	12,78	11,87	10,82	9,72	8,44	7,08	5,67	3,28
X4	0	9,75	10,61	12,62	13,41	13,12	12,27	11,51	10,8	10,03	9,15	8,2	7,11	5,94	3,88	1,86
X5	0	9,75	10,61	12,62	13,41	13,12	12,28	11,52	10,8	10,03	9,16	8,2	7,11	5,94	3,87	1,85
Z1	14,81	81,99	81,02	78,87	74,58	71,38	68,72	65,33	61	56,63	52,14	47,59	42,9	38,13	32,45	24,65
Z2	16,39	31,17	35,55	41,19	42,23	42,08	41,36	40,36	38,93	37,39	35,58	33,63	31,33	28,86	25,67	21,47
Z3	17,82	-4,42	-2,27	3,16	9,5	12,4	13,65	15,03	16,52	17,83	18,7	19,38	19,49	19,35	18,68	18,1
Z4	22,58	-8,67	-11,48	-15,69	-16,67	-15,4	-14,11	-11,97	-9,79	-7,55	-4,04	-0,99	3,35	8,68	13,39	17,3
Z5	21,91	-6,58	-9,32	-14,03	-16,14	-16,96	-16,12	-15,25	-13,16	-10,8	-8,88	-6,12	-3,57	-1,52	3,31	11,98
Energie	0	-140,9	-151,95	-169,25	-173,875	-172,025	-166,9	-159,85	-149,9	-139,225	-127,025	-113,95	-98,85	-82,875	-62	-33,95

u (mm)	0	2,5	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5
F (kN)	0	8,85	20,06	30,23	36,64	42,82	49,01	54,88	60,26	65,27	70,06	71,13	72,2	73,24	74,27	0
X1	0	-1,49	-3,88	-6,02	-7,31	-8,56	-9,81	-10,98	-12,07	-13,08	-14,02	-14,23	-14,44	-14,65	-14,86	0
X2	0	-1,49	-3,89	-6,02	-7,32	-8,57	-9,82	-10,99	-12,08	-13,09	-14,02	-14,23	-14,45	-14,65	-14,86	0
X3	0	-1,49	-3,88	-6,02	-7,32	-8,56	-9,81	-10,98	-12,07	-13,07	-14,02	-14,23	-14,44	-14,65	-14,86	0
X4	0	-2,18	-4,2	-6,08	-7,34	-8,56	-9,78	-10,96	-12,02	-13,01	-14,01	-14,22	-14,43	-14,64	-14,85	0
X5	0	-2,19	-4,21	-6,09	-7,35	-8,57	-9,79	-10,97	-12,03	-13,02	-14,01	-14,22	-14,43	-14,64	-14,85	0
Z1	14,81	9,06	1,27	-1,99	-3,76	-5,86	-7,95	-9,09	-10,61	-12,39	-14,08	-14,53	-15	-15,22	-15,43	14,81
Z2	16,39	13,06	8,86	2,56	-0,62	-2,09	-3,57	-5,45	-8,11	-9,59	-11	-11,38	-11,79	-12,33	-12,88	16,39
Z3	17,82	16,95	16,37	14,05	11,4	7,56	3,72	-0,4	-2,55	-5,22	-7,79	-8,22	-8,56	-9,02	-9,48	17,82
Z4	22,58	25,1	29,01	32,64	34,87	36,99	39,11	41,08	42,61	43,91	45,12	45,37	45,59	45,76	45,93	22,58
Z5	21,91	29,32	37,99	46,23	51,61	56,9	62,19	67,36	72,16	76,79	81,24	82,25	83,26	84,31	85,36	21,91
Energie	0	22,125	50,15	75,575	91,6	107,05	122,525	137,2	150,65	163,175	175,15	177,825	180,5	183,1	185,675	0

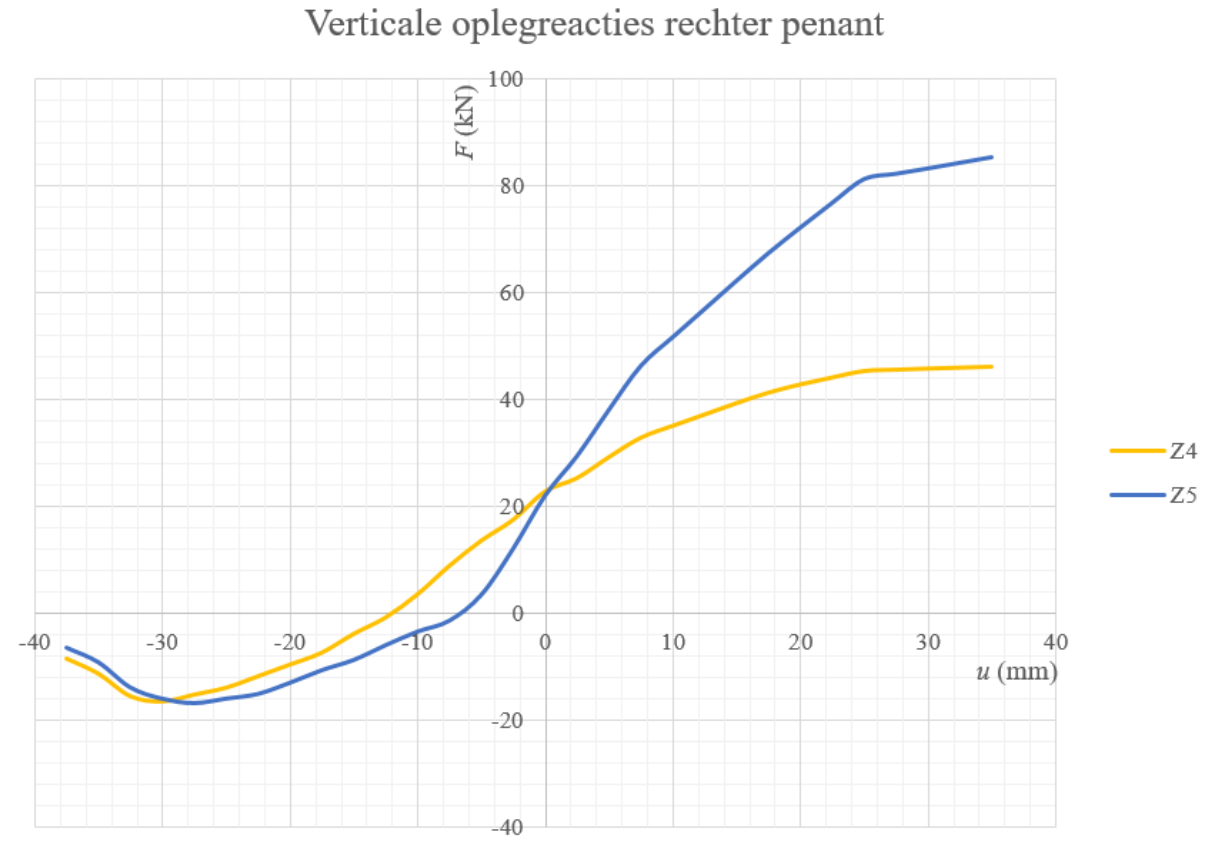


Figuur 35. Kracht-verplaatsingsdiagram van ontwerp 1.

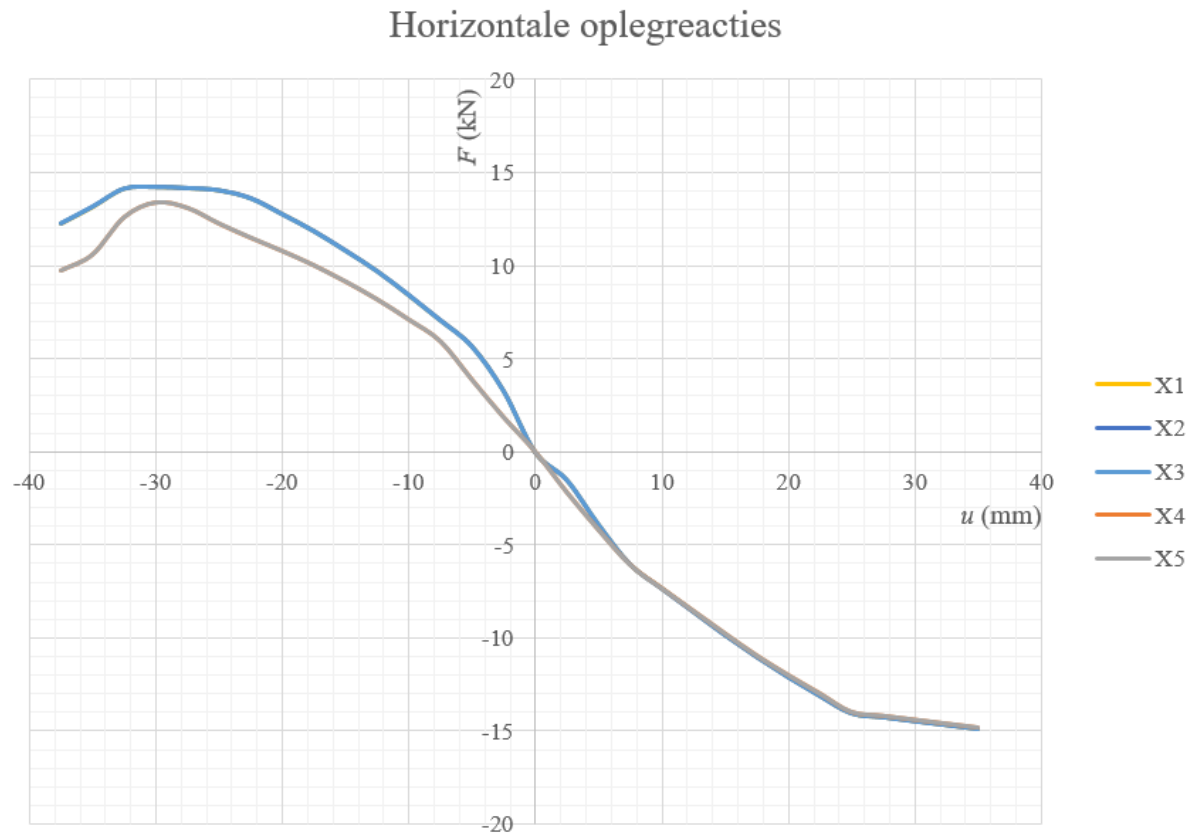
Er is ook bijgehouden wat de oplegreacties zijn. De uitkomsten hiervan kunnen uitgezet worden tegen de verplaatsing om zo een duidelijk beeld te vormen hoe de krachten in de verbindingen veranderen tijdens de pushover analyse. Hierbij moet wel in gedachte genomen worden dat de weergegeven verplaatsing de verplaatsing van het regelpunt in de hoek linksboven van de constructie is. Dit is dus niet de verplaatsing van de verbindingen zelf in die richting. Dat is ook iets minder interessant, aangezien daar dezelfde grafieken uitkomen als die ingevoerd zijn in het model in Scia Engineer. Dit zijn namelijk de kracht-verplaatsingsdiagrammen die besproken zijn in paragraaf 3.3 (zie ook Figuur 15 en Figuur 16). De resultaten zullen verder hier niet bediscussieerd worden. Hiervoor wordt verwezen naar hoofdstuk 5.



Figuur 36. Verticale oplegreacties linker penant van ontwerp 1.



Figuur 37. Verticale oplegreacties rechter penant van ontwerp 1.



Figuur 38. Horizontale oplegreacties van ontwerp 1.

De horizontale oplegreacties hebben allen dezelfde richting. Hierdoor kunnen deze in één figuur geplaatst worden zonder dat het onoverzichtelijk wordt. De richting van de verticale oplegreacties verschilt per penant. Vandaar dat hier twee figuren gemaakt zijn, één voor elke penant.

Bepaling doelverplaatsing ontwerp 1

Allereerst moet de equivalente massa m^* bepaald worden. Hiervoor zijn de genormaliseerde verplaatsingen Φ_1 en Φ_2 nodig. Er zijn in Scia Engineer een aantal lineair elastische berekeningen uitgevoerd. Hieruit zijn de verplaatsingen u_1 en u_2 bepaald en daarmee kunnen dan de genormaliseerde verplaatsingen bepaald worden, aangezien u_3 ook bekend is. Dit is namelijk de opgelegde verplaatsing.

$$\Phi_1 = 0{,}45$$
$$\Phi_2 = 0{,}75$$

De equivalente massa wordt dan:

$$m^* = 2019{,}4 * \Phi_1 + 15152{,}4 * \Phi_2 + 13826{,}5$$
$$m^* = 26099{,}53\ kg$$

De transformatiefactor kan nu ook bepaald worden:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2}$$
$$\Gamma = 1{,}145796$$

Nu moet de verplaatsing bepaald worden waarbij een plastisch mechanisme ontstaat (d_y^*). Hierbij is de vervormingsenergie van belang. Deze kan bepaald worden door het oppervlak onder het kracht-verplaatsingsdiagram te nemen. Hierbij is gebruik gemaakt van de rechthoeksregel. De waarde van de kracht is steeds vermenigvuldigd met de stapgrootte van de verplaatsing (2,5 mm). Door alle waarden hiervan op te tellen (zie ook bijlage E) wordt de oppervlakte bepaald.

$$E_m^* = 1822{,}3\ kNmm$$

Verder zijn ook de waarden van de bezwijklast (F_y^*) en de bijbehorende verplaatsing (d_m^*) van belang. Deze waarden zijn af te lezen uit de meetwaarden die gegeven zijn in bijlage E.

$$F_y^* = 74{,}27\ kN$$
$$d_m^* = 35\ mm$$

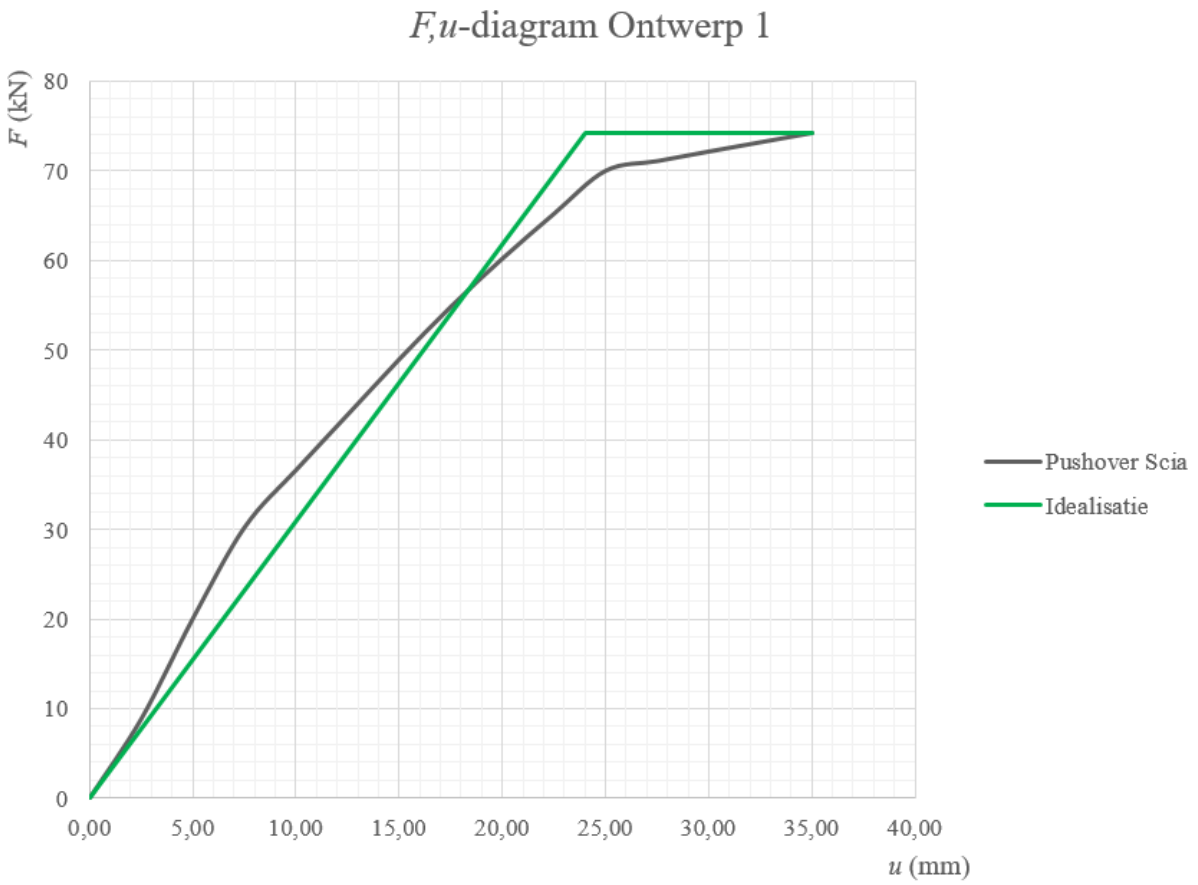
Hieruit volgt de gezochte verplaatsing:

$$d_y^* = 2\left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}\right)$$
$$d_y^* = 20{,}9277\ mm$$

Door deze waarde met de transformatiefactor te vermenigvuldigen kan het geïdealiseerde kracht-verplaatsingsdiagram bepaald worden.

$$d_y = 24\ mm$$

De waarde van d_y geeft de locatie aan waar het ideale kracht-verplaatsingsdiagram stopt met toenemen en horizontaal verder gaat. Deze idealisatie geldt enkel voor het positieve deel van het kracht-verplaatsingsdiagram. In Figuur 39 is het resultaat te zien van de idealisatie van het kracht-verplaatsingsdiagram.



Figuur 39. Idealisatie van het kracht-verplaatsingsdiagram van ontwerp 1. Het oppervlak onder de idealisatie is gelijk aan het oppervlak onder het kracht-verplaatsingsdiagram van het model in Scia.

Nu kan de trillingstijd van de constructie bepaald worden. Hierbij moet gelet worden op de eenheden. Alle waarden worden in SI-eenheden ingevoerd.

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$
$$T^* = 0{,}539\ s$$

Bijbehorend elastisch responsspectrum ($S_e(T^*)$) is gelijk aan 1,213 (zie paragraaf 4.1.1). De doelverplaatsing bij elastisch gedrag kan nu ook bepaald worden:

$$d_{et}^* = S_e(T^*)\left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2$$
$$d_{et}^* = 0{,}00892\ m = 8{,}92\ mm$$

Er geldt hier een korte trillingstijd ($T^* < T_C$) en het verhoudingsgetal q_u is gelijk aan 0,426. Dit is kleiner dan 1 en dus is de doelverplaatsing gelijk aan de doelverplaatsing bij elastisch gedrag. Wel moet er nog met de transformatiefactor vermenigvuldigd worden.

$$d_t = 10{,}23\ mm$$

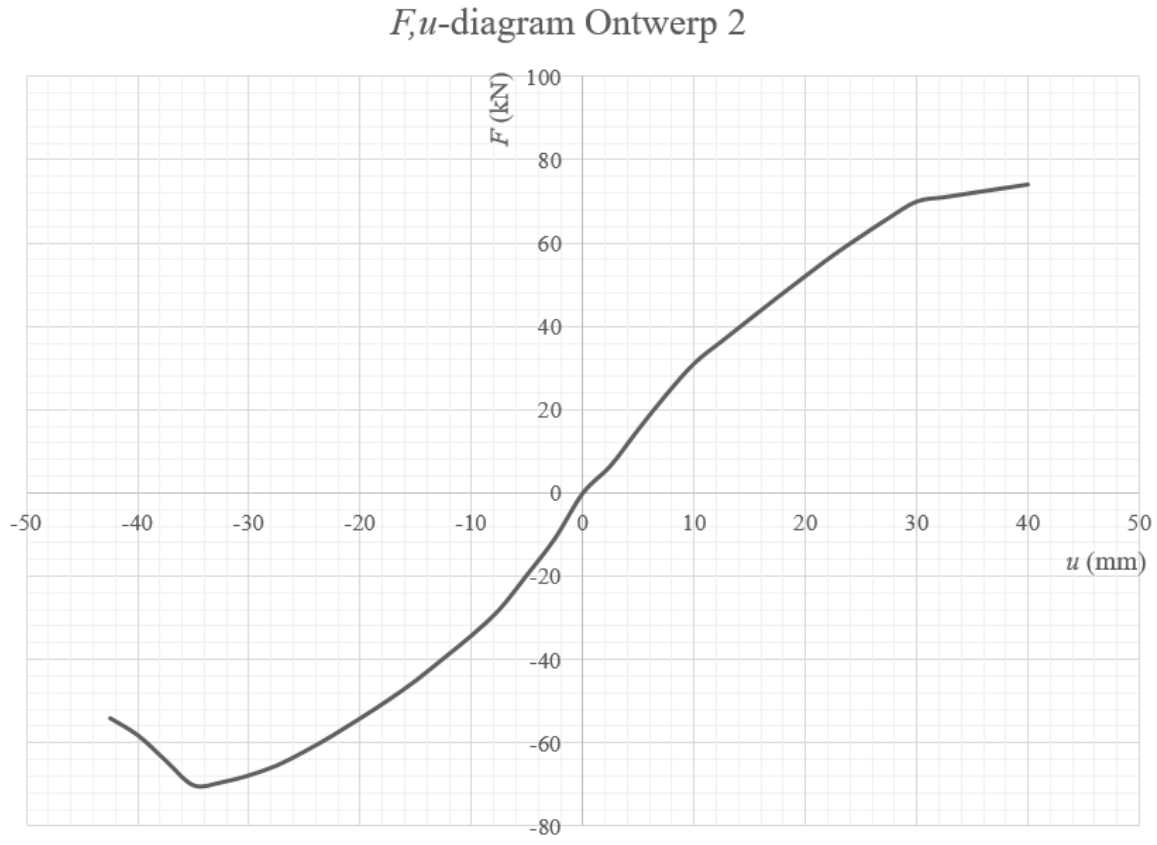
Ontwerp 2

Uit de resultaten van Tabel 13 volgt een kracht-verplaatsingsdiagram voor ontwerp 2. Dit diagram is te zien in Figuur 40. Verder is in Figuur 41, Figuur 42 en Figuur 43 het verloop van de oplegreacties weergegeven.

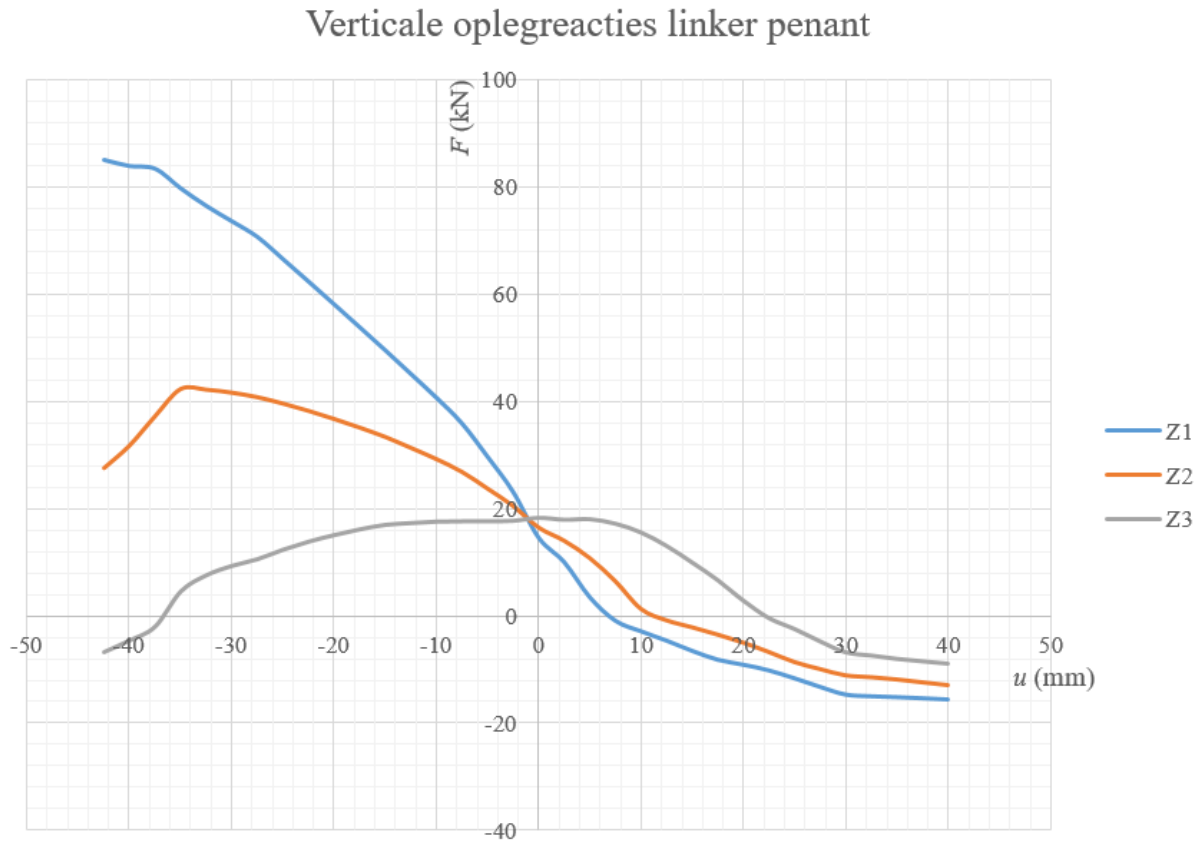
Tabel 13. Resultaten pushover analyse ontwerp 2.

u (mm)	-45,00	-42,5	-40,00	-37,5	-35,00	-32,50	-30,00	-27,50	-25,00	-22,50	-20,00	-17,50	-15,00	-12,50	-10,00	-7,50	-5,00	-2,50
F (kN)	0	-54,16	-58,29	-64,36	-70,31	-69,61	-67,91	-65,53	-62,15	-58,34	-54,18	-49,82	-45,08	-39,71	-34,24	-27,99	-19,6	-10,86
X1	0	11,71	12,54	13,76	14,26	14,21	14,1	13,87	13,15	12,35	11,48	10,56	9,57	8,44	7,29	6,25	4,6	2,77
X2	0	11,71	12,54	13,77	14,26	14,21	14,1	13,88	13,16	12,36	11,48	10,56	9,57	8,45	7,3	6,25	4,6	2,76
X3	0	11,68	12,51	13,74	14,25	14,2	14,1	13,84	13,12	12,33	11,45	10,53	9,55	8,42	7,27	6,23	4,55	2,73
X4	0	9,53	10,35	11,54	13,77	13,49	12,8	11,97	11,35	10,65	9,88	9,08	8,19	7,2	6,19	4,63	2,94	1,31
X5	0	9,54	10,35	11,55	13,78	13,5	12,81	11,97	11,36	10,65	9,89	9,08	8,19	7,2	6,19	4,63	2,92	1,29
Z1	14,49	85	83,85	83,34	79,69	76,41	73,55	70,62	66,48	62,29	58,05	53,78	49,47	45,06	40,63	35,82	29,61	23,05
Z2	16,4	27,49	31,71	37,18	42,23	42,1	41,54	40,7	39,51	38,15	36,64	35,03	33,29	31,26	29,16	26,77	23,66	20,42
Z3	18,17	-6,85	-4,68	-2,1	4,44	7,46	9,21	10,46	12,23	13,73	14,95	16,02	16,86	17,2	17,46	17,52	17,53	17,62
Z4	22,6	-6,96	-9,79	-13,71	-16,91	-15,63	-14,48	-12,68	-10,52	-8,67	-6,02	-2,91	-0,41	3,71	8,22	13,04	15,67	18,52
Z5	21,83	-5,18	-7,59	-11,2	-15,94	-16,83	-16,33	-15,59	-14,19	-12	-10,12	-8,41	-5,7	-3,73	-1,98	0,36	7,04	13,89
Energie	0	-135,4	-145,725	-160,9	-175,775	-174,025	-169,775	-163,825	-155,375	-145,85	-135,45	-124,55	-112,7	-99,275	-85,6	-69,975	-49	-27,15

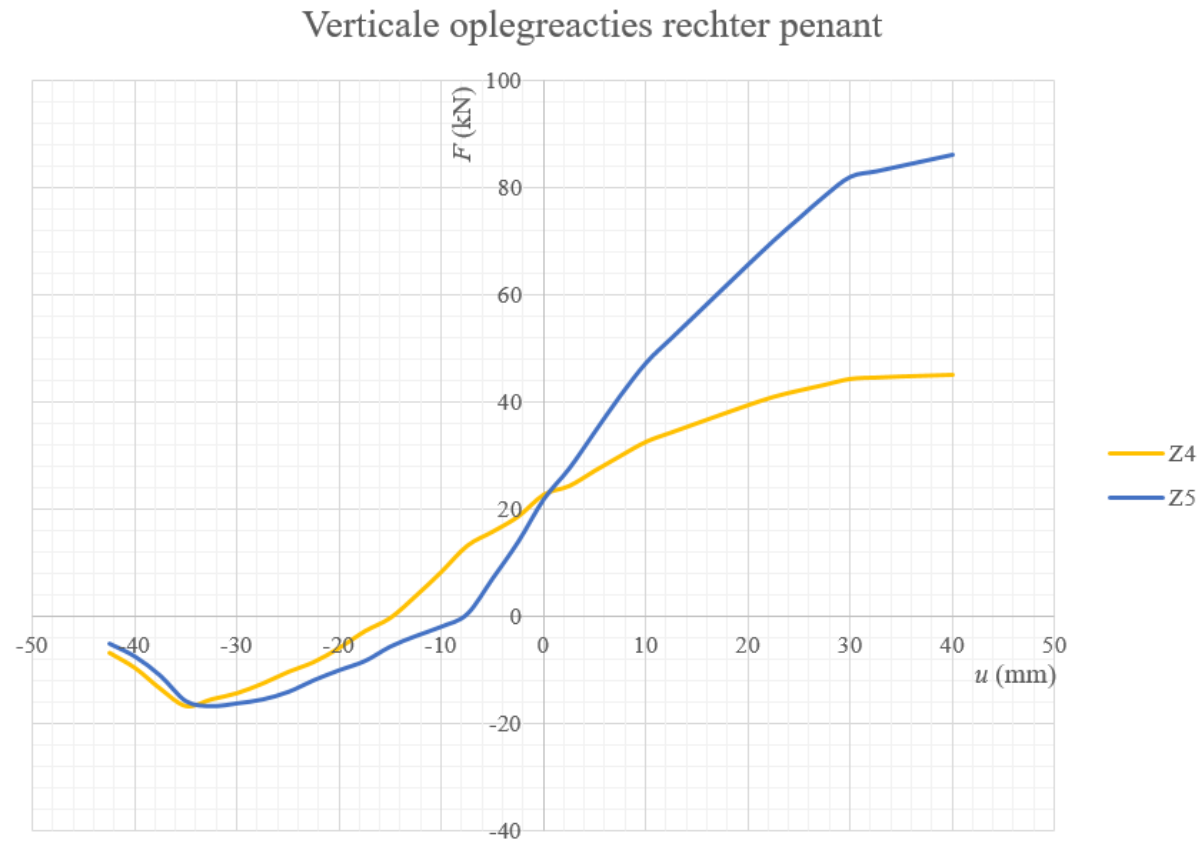
u (mm)	0,00	2,50	5,00	7,50	10,00	12,50	15,00	17,50	20,00	22,50	25,00	27,50	30,00	32,50	35,00	37,50	40,00	42,50
F (kN)	0	6,62	15,37	23,72	31,18	36,57	41,86	47,1	52,22	57,22	61,79	66,2	70,15	71,19	72,22	73,23	74,24	0
X1	0	-0,89	-2,72	-4,45	-6,1	-7,18	-8,24	-9,29	-10,31	-11,3	-12,22	-13,1	-14,01	-14,22	-14,43	-14,63	-14,83	0
X2	0	-0,91	-2,75	-4,48	-6,11	-7,19	-8,25	-9,3	-10,32	-11,32	-12,24	-13,12	-14,01	-14,22	-14,43	-14,63	-14,83	0
X3	0	-0,92	-2,75	-4,47	-6,1	-7,18	-8,24	-9,29	-10,3	-11,3	-12,21	-13,09	-14,01	-14,22	-14,42	-14,63	-14,83	0
X4	0	-1,93	-3,56	-5,14	-6,43	-7,5	-8,55	-9,6	-10,63	-11,64	-12,55	-13,43	-14,06	-14,26	-14,47	-14,67	-14,87	0
X5	0	-1,96	-3,59	-5,19	-6,44	-7,51	-8,57	-9,62	-10,65	-11,66	-12,57	-13,46	-14,06	-14,27	-14,47	-14,68	-14,88	0
Z1	14,49	9,93	3,38	-0,99	-2,95	-4,7	-6,6	-8,25	-9,18	-10,24	-11,71	-13,31	-14,75	-15,06	-15,23	-15,44	-15,66	14,49
Z2	16,4	13,94	10,7	6,39	1,24	-0,88	-2,18	-3,54	-5,03	-6,78	-8,65	-9,96	-11,13	-11,47	-11,89	-12,42	-12,95	16,4
Z3	18,17	17,82	17,92	17,08	15,45	12,94	9,85	6,56	2,75	-0,5	-2,54	-4,84	-6,88	-7,48	-8,11	-8,56	-9	18,17
Z4	22,6	24,22	27,07	29,83	32,46	34,22	35,94	37,64	39,31	40,87	42,04	43,11	44,2	44,45	44,66	44,81	44,96	22,6
Z5	21,83	27,58	34,43	41,19	47,29	51,91	56,5	61,09	65,66	70,15	74,35	78,49	82,05	83,05	84,08	85,11	86,15	21,83
Energie	0	16,55	38,425	59,3	77,95	91,425	104,65	117,75	130,55	143,05	154,475	165,5	175,375	177,975	180,55	183,075	185,6	0



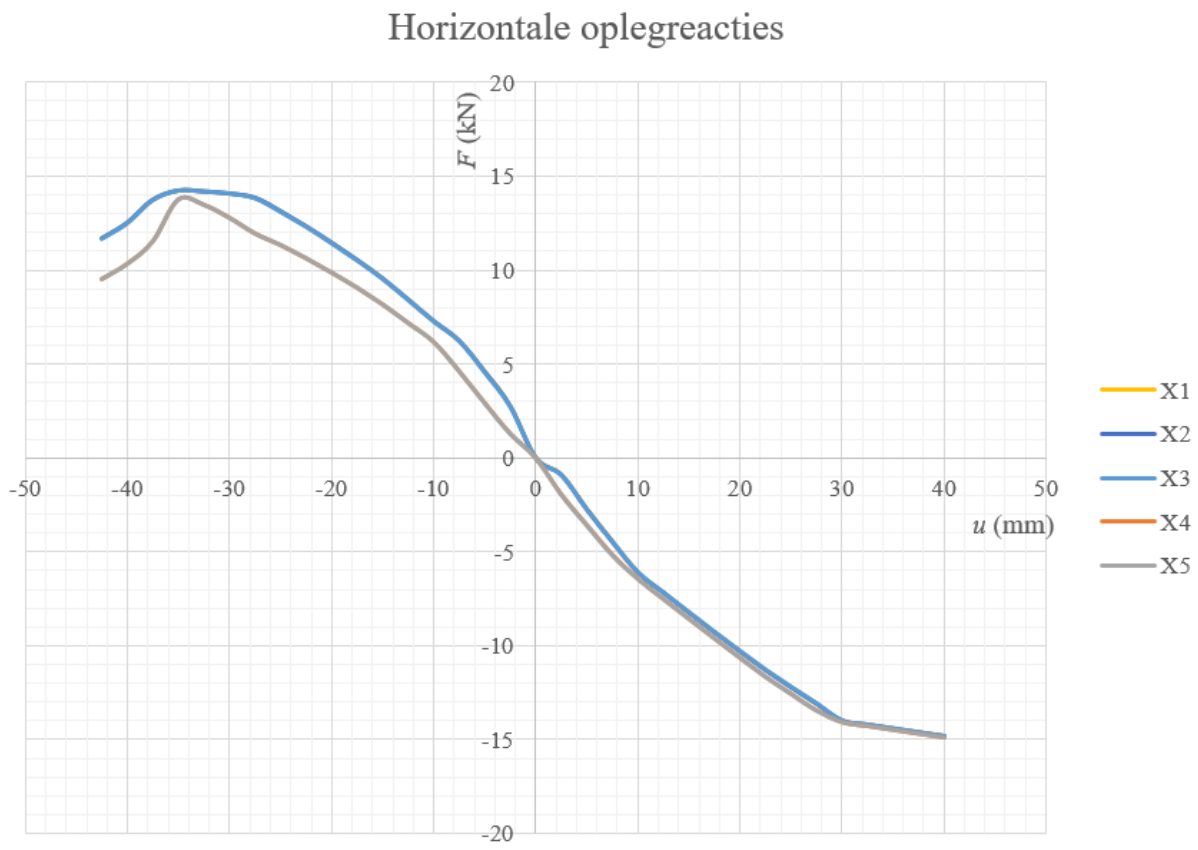
Figuur 40. Kracht-verplaatsingsdiagram van ontwerp 2.



Figuur 41. Verticale oplegreacties linker penant van ontwerp 2.



Figuur 42. Verticale oplegreacties rechter penant van ontwerp 2.



Figuur 43. Horizontale oplegreacties van ontwerp 2.

Bepaling doelverplaatsing ontwerp 2

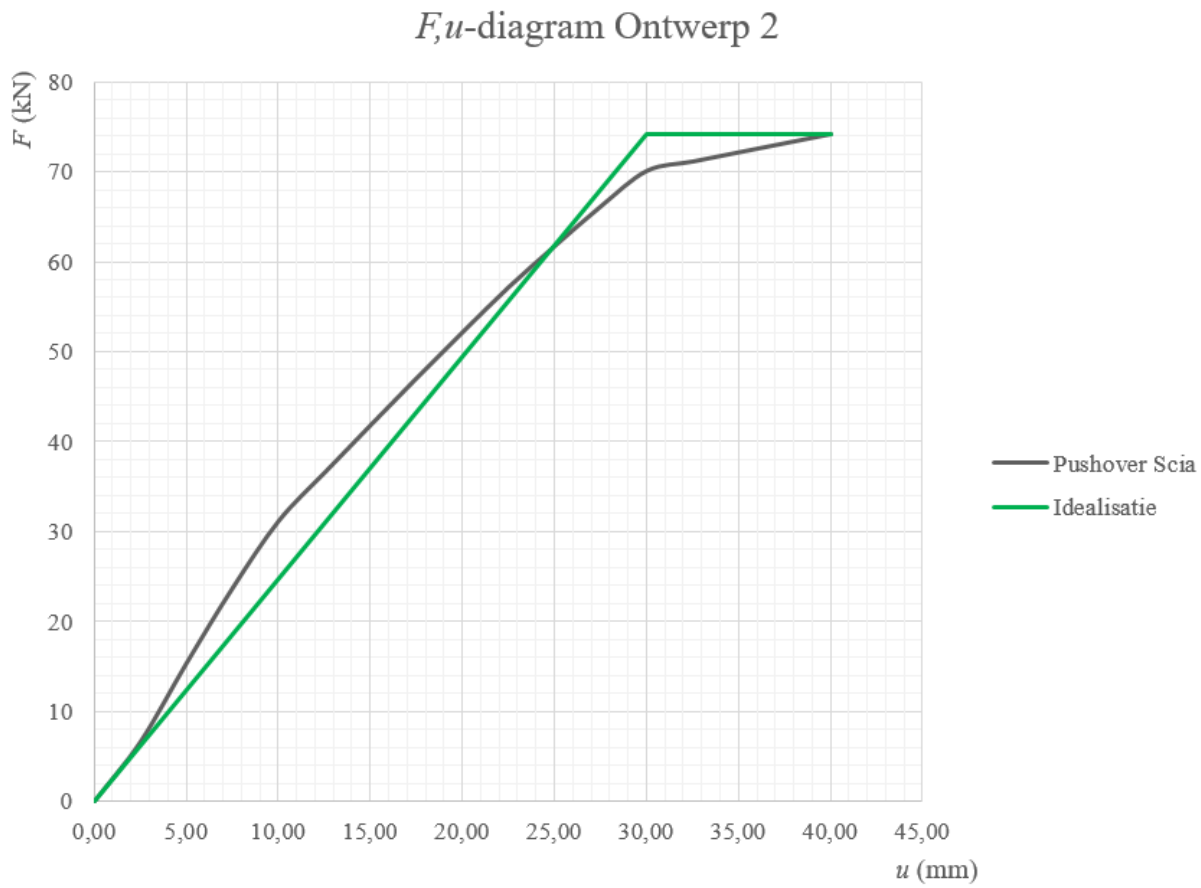
Allereerst de equivalente massa en de transformatiefactor:

$$\Phi_1 = 0{,}38$$
$$\Phi_2 = 0{,}74$$
$$m^* = 25806{,}65\ kg$$
$$\Gamma = 1{,}151283$$

Voor de bepaling van d_y^* en d_y zijn nu nog de vervormingsenergie (E_m^*), de bezwijklast (F_y^*) en de bijbehorende verplaatsing (d_m^*) nodig:

$$E_m^* = 2002{,}2\ kNmm$$
$$F_y^* = 74{,}24\ kN$$
$$d_m^* = 40\ mm$$
$$d_y^* = 26{,}06142\ mm$$
$$d_y = 30\ mm$$

Met behulp van d_y kan nu de idealisatie van het kracht-verplaatsingsdiagram bepaald worden. Dit is te zien in Figuur 44.



Figuur 44. Idealisatie van het kracht-verplaatsingsdiagram van ontwerp 2.

Ook de trillingstijd van de constructie van ontwerp 2 kan nu bepaald worden:

$$T^* = 0{,}598\ s$$

Het betreft hier een korte trillingstijd, q_u is gelijk aan 0,422 (<1) en dus gelden voor de doelverplaatsing bij elastisch gedrag en de daadwerkelijke doelverplaatsing de volgende waarden:

$$d_{et}^* = 10{,}99\ mm$$
$$d_t = 12{,}65\ mm$$

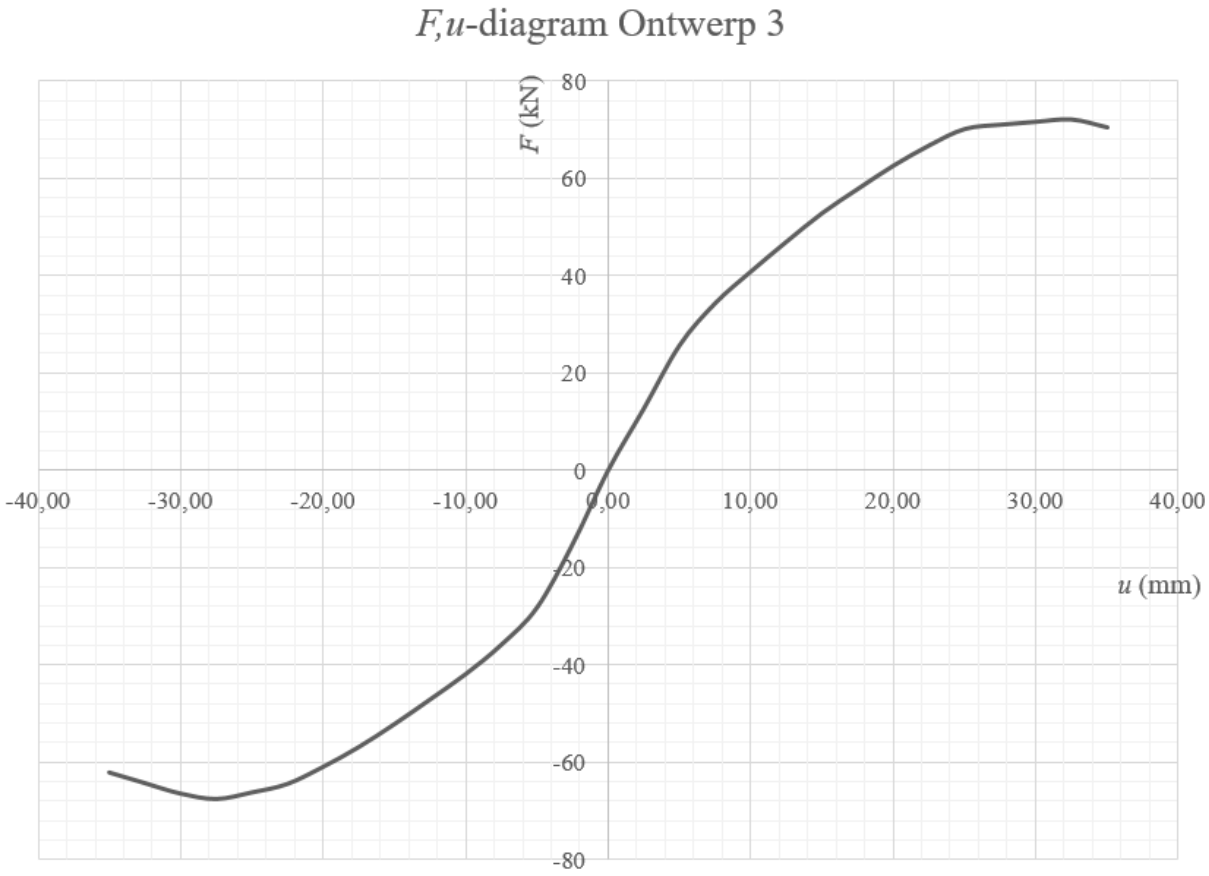
Ontwerp 3

Uit de resultaten van Tabel 14 kan weer een kracht-verplaatsingsdiagram bepaald worden voor dit ontwerp (zie Figuur 45).

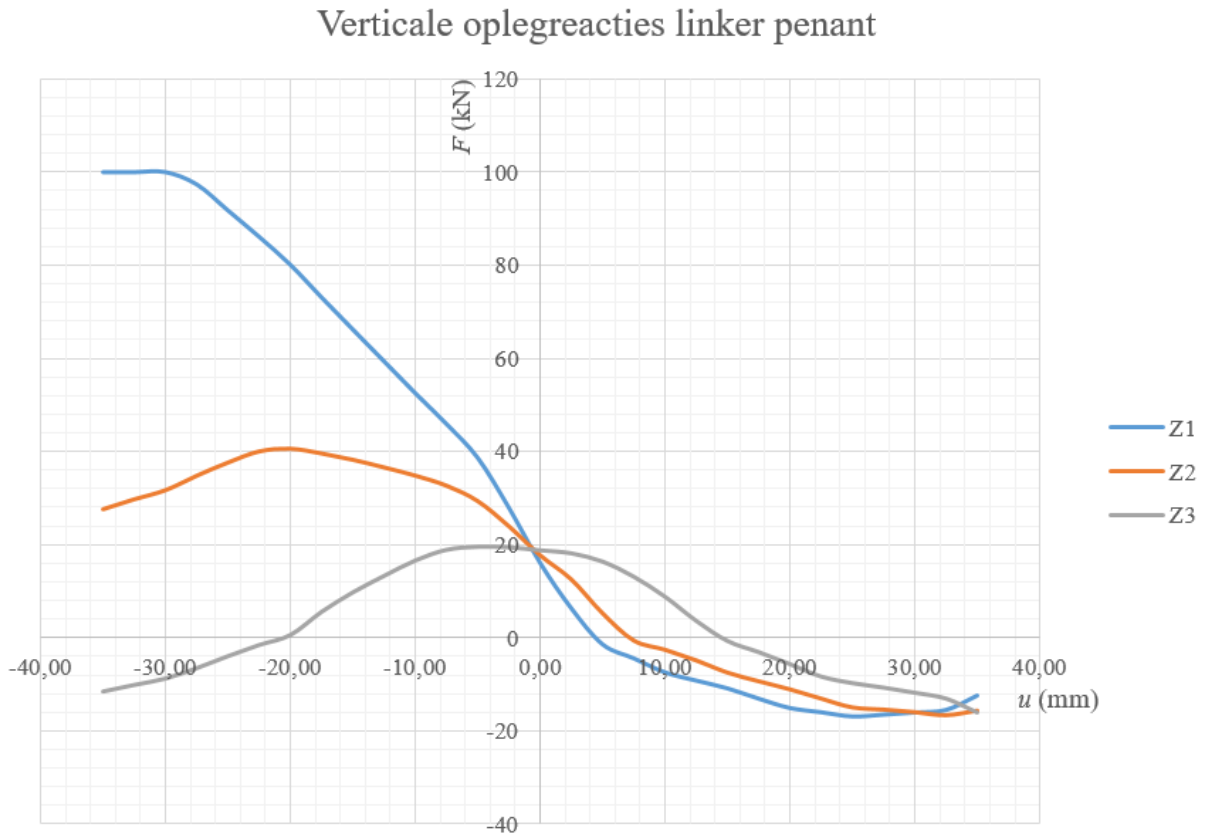
Tabel 14. Resultaten pushover analyse ontwerp 3.

u (mm)	-37,5	-35,00	-32,50	-30,00	-27,50	-25,00	-22,50	-20,00	-17,50	-15,00	-12,50	-10,00	-7,50	-5,00	-2,50	0,00
F (kN)	0	-62,03	-64,21	-66,36	-67,47	-66,14	-64,39	-60,89	-56,83	-52,13	-47,06	-41,85	-35,83	-28,21	-15,21	0
X1	0	12,75	13,18	13,6	13,81	13,52	13,14	12,42	11,58	10,62	9,58	8,51	7,29	5,9	3,26	0
X2	0	12,72	13,15	13,57	13,78	13,49	13,12	12,4	11,56	10,6	9,56	8,5	7,28	5,87	3,22	0
X3	0	12,68	13,11	13,53	13,74	13,45	13,08	12,36	11,52	10,56	9,52	8,46	7,24	5,77	3,15	0
X4	0	11,94	12,38	12,82	13,06	12,83	12,52	11,85	11,08	10,17	9,2	8,19	7,01	5,35	2,81	0
X5	0	11,95	12,39	12,83	13,08	12,85	12,54	11,86	11,09	10,18	9,2	8,19	7,01	5,33	2,77	0
Z1	16	100	100	100	97,36	91,77	86,1	80,09	73,06	66,19	59,34	52,49	45,86	38,6	27,86	16
Z2	17,68	27,59	29,74	31,69	34,81	37,64	40,05	40,63	39,61	38,26	36,61	34,84	32,67	29,36	23,93	17,68
Z3	18,86	-11,5	-10,1	-8,73	-6,49	-3,91	-1,5	0,63	5,62	9,8	13,35	16,66	18,96	19,61	19,51	18,86
Z4	20,5	-13,7	-15,28	-16,2	-16,89	-15,79	-14,27	-12,04	-10,13	-8,46	-5,68	-2,46	0,25	7,28	14,36	20,5
Z5	20,47	-8,89	-10,86	-13,26	-15,29	-16,21	-16,88	-15,82	-14,67	-12,29	-10,12	-8,02	-4,24	-1,35	7,84	20,47
Energie	0	-155,1	-160,53	-165,9	-168,675	-165,35	-160,98	-152,23	-142,1	-130,325	-117,65	-104,63	-89,58	-70,525	-38,025	0

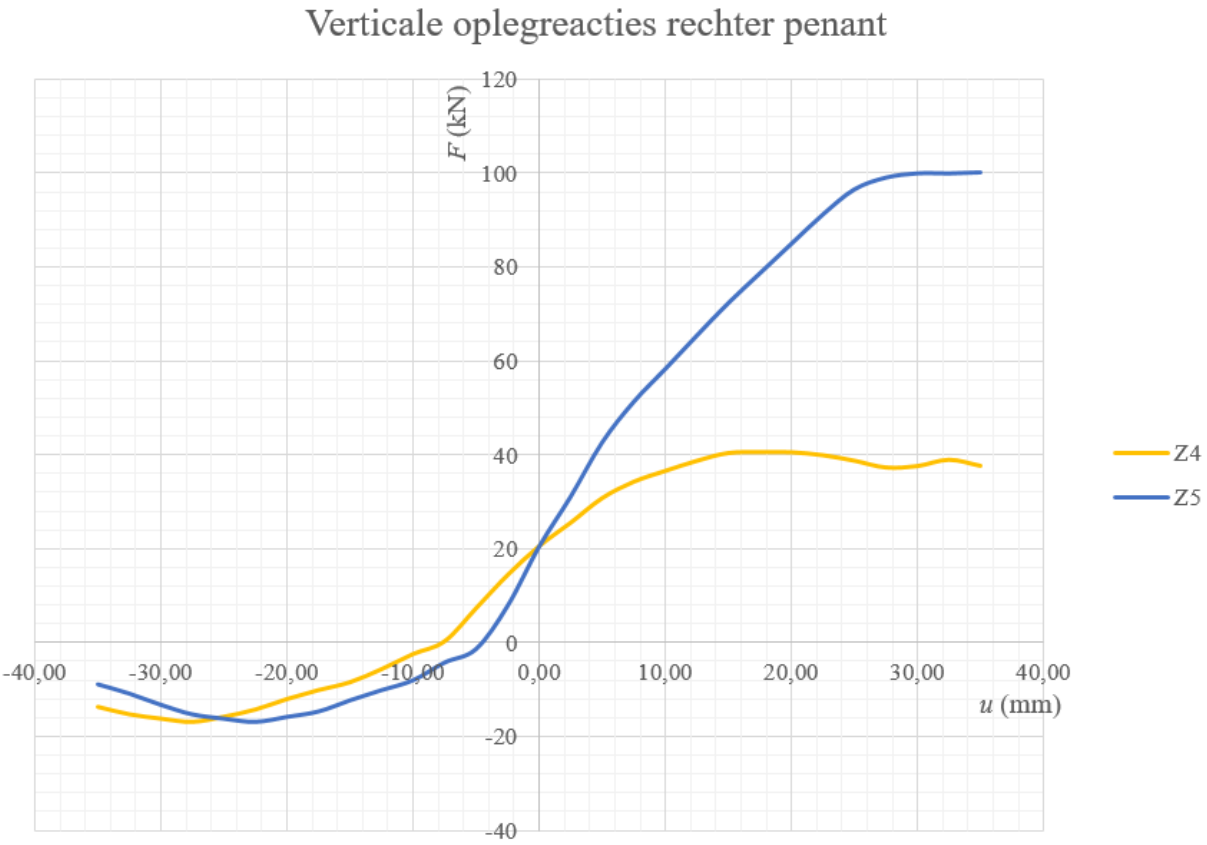
u (mm)	2,50	5,00	7,50	10,00	12,50	15,00	17,50	20,00	22,50	25,00	27,50	30,00	32,50	35,00	37,50
F (kN)	12,65	25,62	34,25	40,75	46,88	52,74	57,7	62,47	66,62	70	70,88	71,48	71,95	70,32	0
X1	-2,34	-4,91	-6,75	-8,04	-9,24	-10,39	-11,37	-12,3	-13,11	-13,96	-14,15	-14,27	-14,36	-14,03	0
X2	-2,38	-4,96	-6,77	-8,06	-9,26	-10,42	-11,39	-12,33	-13,14	-13,99	-14,15	-14,27	-14,37	-14,04	0
X3	-2,4	-4,96	-6,77	-8,04	-9,24	-10,39	-11,36	-12,29	-13,1	-13,95	-14,15	-14,27	-14,36	-14,03	0
X4	-2,72	-5,33	-6,95	-8,28	-9,54	-10,74	-11,76	-12,74	-13,6	-14,05	-14,21	-14,33	-14,43	-14,11	0
X5	-2,82	-5,46	-7	-8,33	-9,6	-10,81	-11,83	-12,81	-13,68	-14,06	-14,22	-14,34	-14,43	-14,11	0
Z1	6,24	-1,5	-4,51	-7,52	-9,29	-10,96	-13,18	-15,18	-16,09	-16,99	-16,61	-16,15	-15,61	-12,51	16
Z2	12,47	5,18	-0,69	-2,68	-4,97	-7,6	-9,47	-11,2	-13,2	-15,09	-15,56	-16,12	-16,76	-15,78	17,68
Z3	18,21	16,43	13,18	8,88	3,69	-0,63	-3,04	-5,61	-8,29	-9,7	-10,67	-11,78	-13,03	-16,03	18,86
Z4	25,48	30,72	34,2	36,51	38,65	40,32	40,51	40,49	39,86	38,69	37,25	37,54	38,89	37,6	20,5
Z5	31,11	42,68	51,31	58,31	65,42	72,36	78,69	84,99	91,23	96,59	99,1	100,01	100,01	100,22	20,47
Energie	31,63	64,05	85,625	101,875	117,2	131,85	144,25	156,175	166,55	175	177,2	178,7	179,88	175,8	0



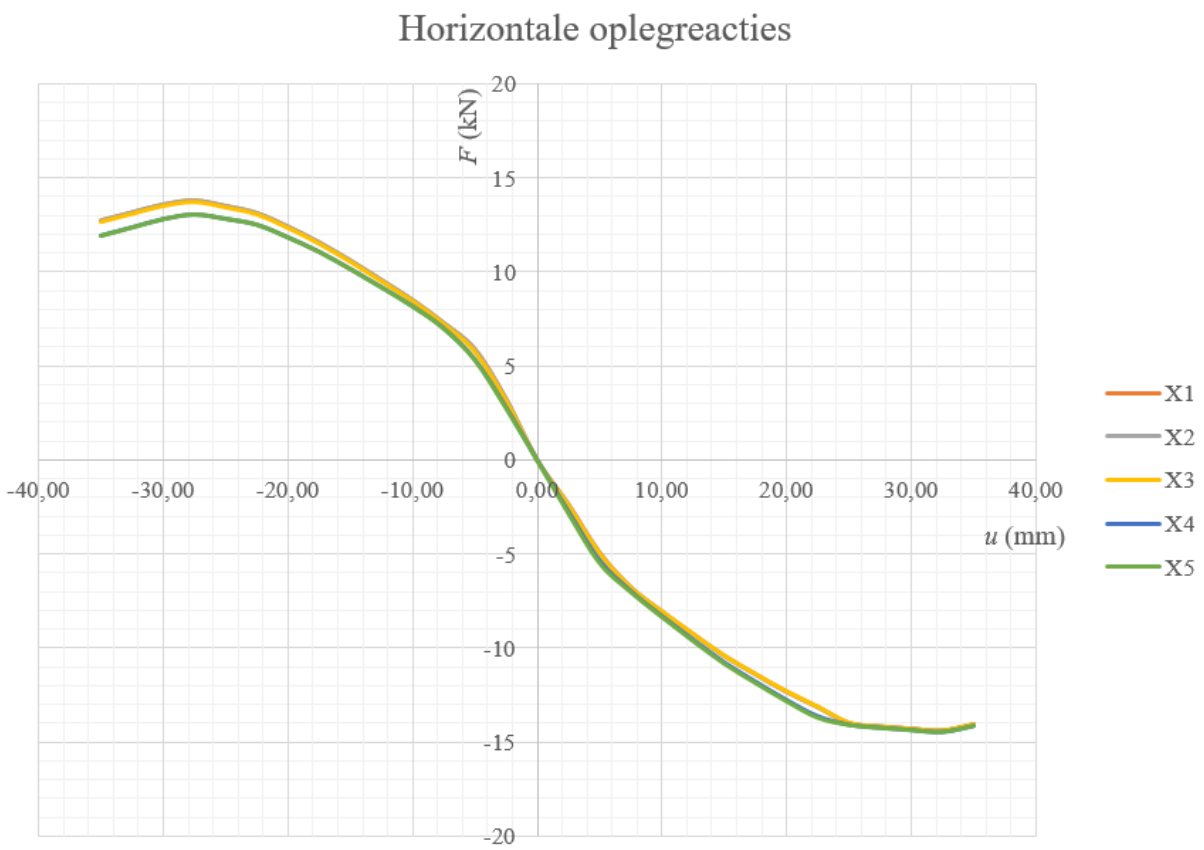
Figuur 45. Kracht-verplaatsingsdiagram van ontwerp 3.



Figuur 46. Verticale oplegreacties linker penant van ontwerp 3.



Figuur 47. Verticale oplegreacties rechter penant van ontwerp 3.



Figuur 48. Horizontale oplegreacties van ontwerp 3.

Bepaling doelverplaatsing ontwerp 3

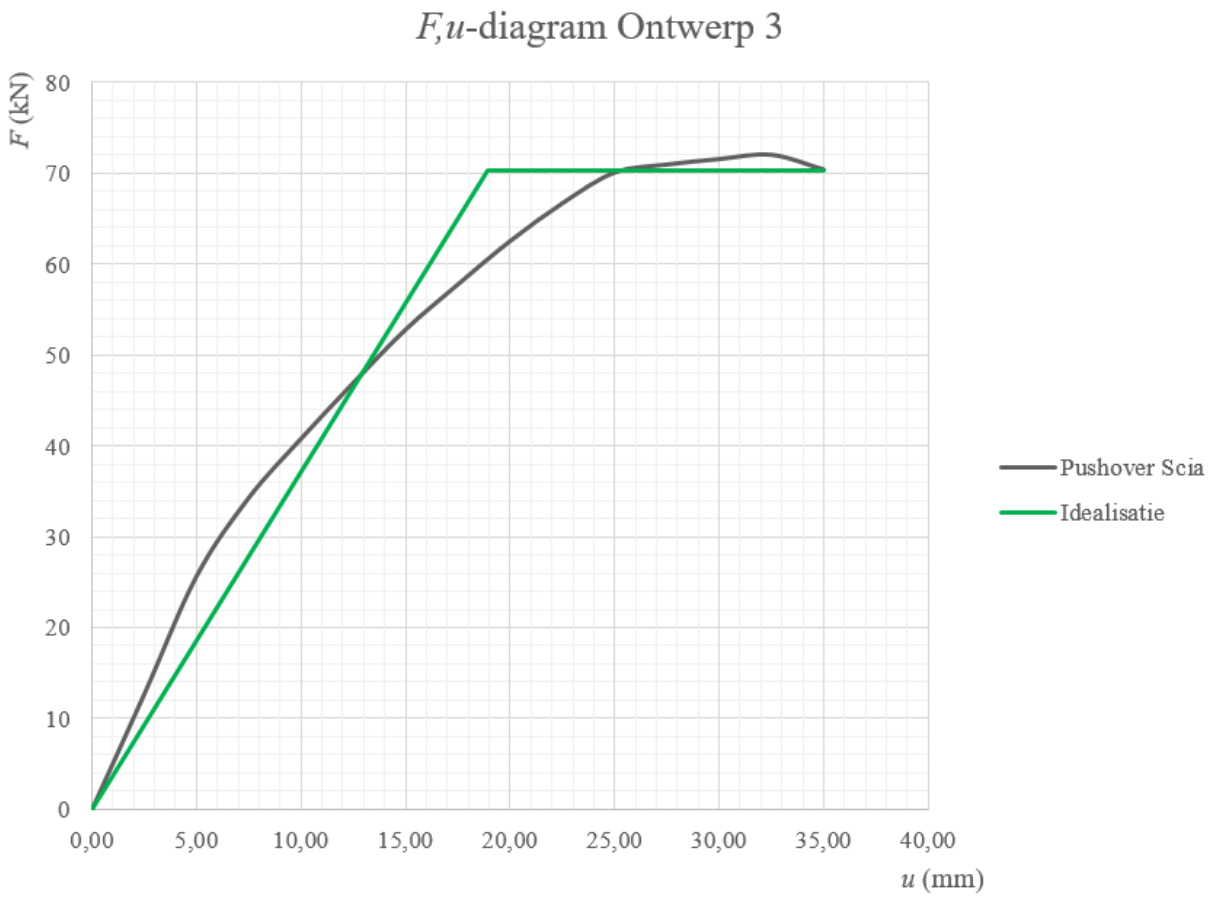
Als eerst worden de equivalente massa en de transformatiefactor bepaald:

$$\Phi_1 = 0{,}41$$
$$\Phi_2 = 0{,}73$$
$$m^* = 25715{,}71 kg$$
$$\Gamma = 1{,}156247$$

Voor de bepaling van d_y^* en d_y zijn nu nog de vervormingsenergie (E_m^*), de bezwijklast (F_y^*) en de bijbehorende verplaatsing (d_m^*) nodig:

$$E_m^* = 1885{,}775\ kNmm$$
$$F_y^* = 70{,}32\ kN$$
$$d_m^* = 35\ mm$$
$$d_y^* = 16{,}37\ mm$$
$$d_y = 18{,}92\ mm$$

Met behulp van d_y kan nu de idealisatie van het kracht-verplaatsingsdiagram bepaald worden (zie Figuur 49).



Figuur 49. Idealisatie van het kracht-verplaatsingsdiagram.

Ook de trillingstijd van de constructie van ontwerp 3 kan nu bepaald worden:

$$T^* = 0{,}486\ s$$

Het betreft hier wederom een korte trillingstijd en q_u is in dit geval gelijk aan 0,444 en dus gelden voor de doelverplaatsing bij elastisch gedrag en de daadwerkelijke doelverplaatsing de volgende waarden:

$$d_{et}^* = 7{,}26\ mm$$
$$d_t = 8{,}39\ mm$$

Ontwerp 4

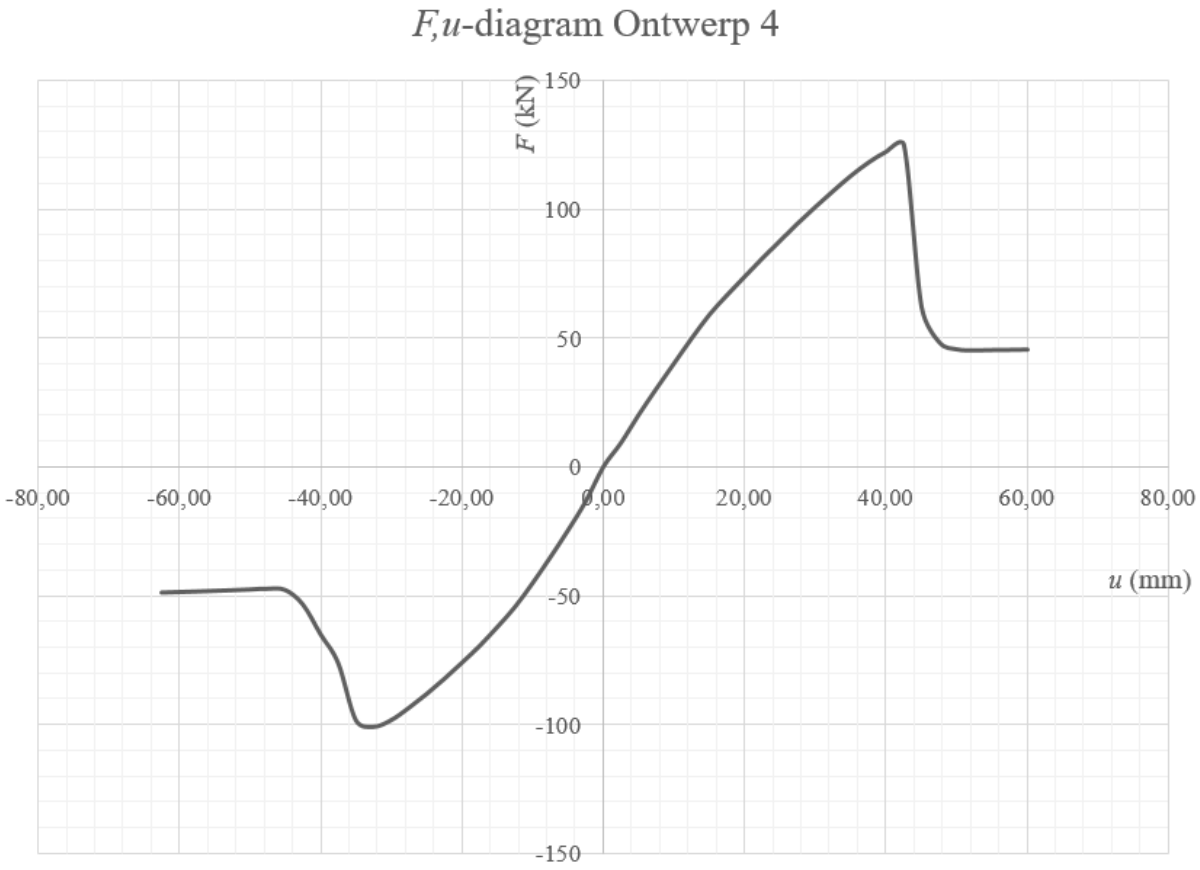
In Tabel 15 en Figuur 50 zijn de resultaten van de pushover analyse van ontwerp 4 weergegeven. In Figuur 51, Figuur 52 en Figuur 53 zijn de oplegreacties gegeven.

Tabel 15. Resultaten pushover analyse ontwerp 4.

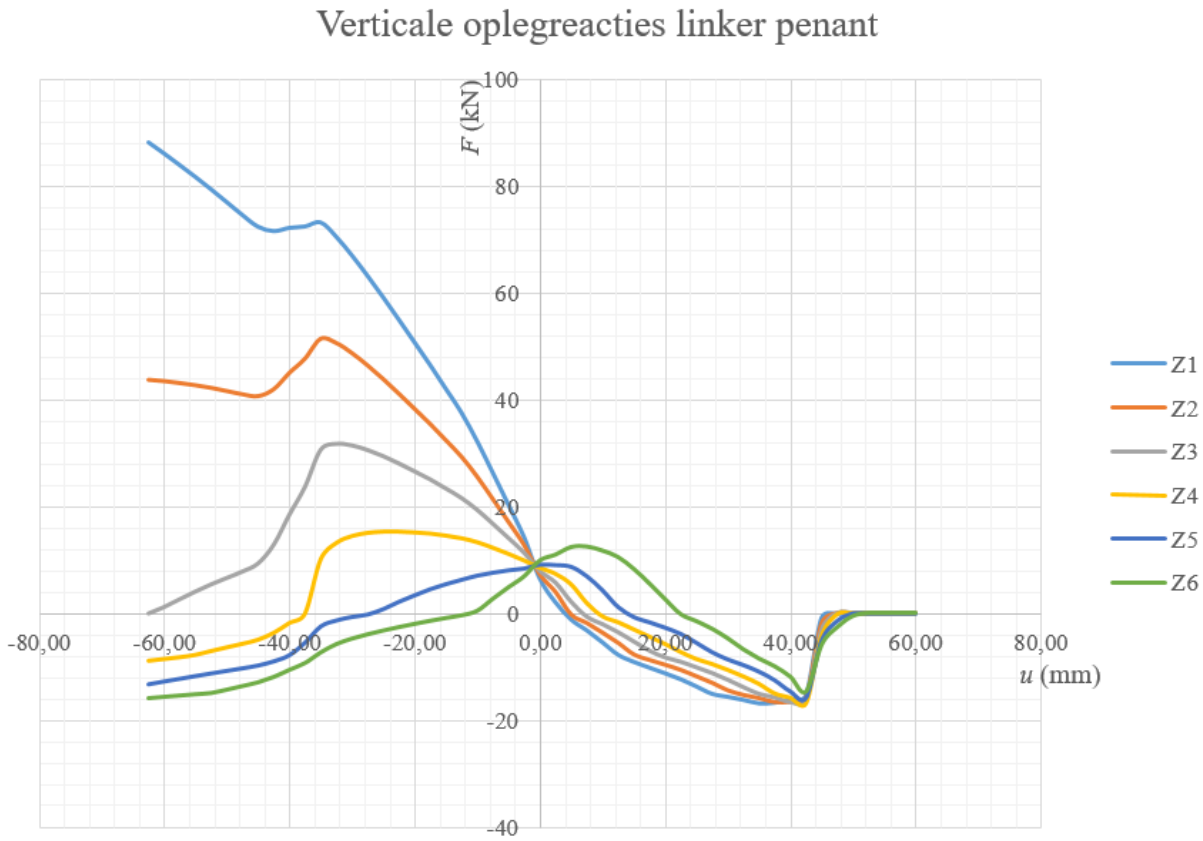
u (mm)	-65,00	-62,50	-60,00	-57,50	-55,00	-52,50	-50,00	-47,50	-45,00	-42,50	-40,00	-37,50	-35,00	-32,50	-30,00	-27,50	-25,00
F (kN)	0	-48,86	-48,65	-48,43	-48,2	-47,95	-47,66	-47,36	-47,86	-53,53	-65,07	-76,36	-98,52	-101,01	-98,39	-93,63	-88,26
X1	0	6,25	6,22	6,19	6,15	6,12	6,07	6,03	6,06	6,56	7,53	8,54	10,81	11,03	10,72	10,2	9,61
X2	0	6,25	6,22	6,18	6,15	6,11	6,07	6,03	6,06	6,56	7,53	8,55	10,82	11,04	10,73	10,2	9,62
X3	0	6,24	6,21	6,18	6,14	6,11	6,07	6,03	6,06	6,55	7,53	8,55	10,83	11,05	10,74	10,21	9,62
X4	0	6,22	6,19	6,16	6,13	6,1	6,05	6,02	6,05	6,54	7,52	8,54	10,82	11,04	10,73	10,2	9,62
X5	0	6,21	6,18	6,15	6,12	6,08	6,04	6	6,03	6,53	7,5	8,52	10,8	11,02	10,71	10,19	9,6
X6	0	6,2	6,17	6,14	6,1	6,07	6,03	5,97	6,02	6,52	7,49	8,5	10,77	10,99	10,69	10,16	9,58
X7	0	2,86	2,86	2,85	2,84	2,83	2,82	2,81	2,88	3,55	4,97	6,28	8,4	8,69	8,51	8,1	7,64
X8	0	2,88	2,87	2,87	2,86	2,85	2,84	2,83	2,9	3,58	5,01	6,3	8,43	8,72	8,53	8,12	7,66
X9	0	2,88	2,87	2,87	2,86	2,85	2,84	2,83	2,9	3,58	5,01	6,3	8,43	8,72	8,53	8,13	7,66
X10	0	2,86	2,86	2,85	2,84	2,83	2,82	2,81	2,88	3,56	4,99	6,29	8,42	8,71	8,52	8,11	7,65
Z1	6,54	88,17	86,09	83,91	81,69	79,39	76,99	74,58	72,39	71,56	72,18	72,44	73,19	70,5	67	63,18	59,15
Z2	7,21	43,64	43,39	43,03	42,62	42,14	41,54	40,93	40,58	41,88	44,93	47,61	51,32	50,52	48,64	46,32	43,76
Z3	7,86	-0,11	1,1	2,57	4	5,34	6,54	7,74	9,26	12,76	18,38	23,61	30,53	31,65	31,35	30,49	29,34
Z4	8,52	-8,89	-8,55	-8,22	-7,78	-7,06	-6,38	-5,71	-4,95	-3,66	-1,81	-0,05	10,08	13,15	14,45	15,04	15,28
Z5	9,19	-13,33	-12,8	-12,29	-11,78	-11,29	-10,8	-10,32	-9,8	-9,01	-7,85	-5,5	-2,44	-1,31	-0,65	-0,19	0,83
Z6	9,84	-15,98	-15,73	-15,49	-15,25	-15,02	-14,39	-13,72	-13,01	-12,01	-10,68	-9,4	-7,41	-5,85	-4,82	-4,01	-3,3
Z7	11,67	0	0	0	0	0	0	0	-0,97	-3,75	-6,66	-10,38	-16,45	-15,73	-13,84	-11,76	-10,02
Z8	11,33	0	0	0	0	0	0	0	0	-2,58	-5,82	-9,32	-15,83	-16,64	-15,44	-14,01	-12,08
Z9	10,91	0	0	0	0	0	0	0	0	-1,43	-5	-8,28	-15,24	-16,68	-16,25	-15,4	-14,07
Z10	10,43	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,27	-4,17	-7,22	-14,25	-16,11	-16,95	-16,17	-15,38
Energie	0	-122,2	-121,63	-121,08	-120,5	-119,875	-119,15	-118,4	-119,7	-133,825	-162,675	-190,9	-246,3	-252,53	-245,98	-234,1	-220,65

u (mm)	-22,50	-20,00	-17,50	-15,00	-12,50	-10,00	-7,50	-5,00	-2,50	0,00	2,50	5,00	7,50	10,00	12,50	15,00	17,50
F (kN)	-82,4	-76,08	-69,57	-62,23	-54,45	-45,12	-35,12	-24,64	-13,42	0	9,34	20,25	30,38	40,23	49,95	59,13	66,73
X1	8,98	8,3	7,59	6,93	6,23	5,24	4,11	2,94	1,74	0	-0,66	-1,79	-2,8	-3,78	-4,75	-5,7	-6,51
X2	8,98	8,3	7,6	6,93	6,24	5,26	4,12	2,95	1,74	0	-0,67	-1,8	-2,82	-3,8	-4,77	-5,73	-6,52
X3	8,99	8,31	7,6	6,94	6,24	5,27	4,13	2,95	1,74	0	-0,68	-1,81	-2,83	-3,82	-4,79	-5,75	-6,53
X4	8,98	8,3	7,6	6,93	6,24	5,26	4,12	2,94	1,74	0	-0,68	-1,82	-2,84	-3,82	-4,8	-5,75	-6,53
X5	8,97	8,29	7,58	6,92	6,23	5,23	4,1	2,92	1,72	0	-0,68	-1,81	-2,83	-3,82	-4,78	-5,73	-6,52
X6	8,95	8,27	7,57	6,9	6,21	5,2	4,07	2,9	1,71	0	-0,68	-1,81	-2,82	-3,8	-4,76	-5,7	-6,51
X7	7,13	6,57	6	5,15	4,25	3,41	2,62	1,76	0,77	0	-1,3	-2,32	-3,32	-4,3	-5,28	-6,17	-6,88
X8	7,14	6,59	6,01	5,18	4,27	3,43	2,63	1,77	0,76	0	-1,32	-2,35	-3,36	-4,35	-5,33	-6,19	-6,9
X9	7,15	6,59	6,02	5,19	4,28	3,43	2,63	1,76	0,75	0	-1,33	-2,36	-3,37	-4,36	-5,35	-6,2	-6,91
X10	7,14	6,58	6,01	5,16	4,26	3,41	2,61	1,75	0,74	0	-1,34	-2,37	-3,38	-4,37	-5,35	-6,2	-6,91
Z1	54,97	50,74	46,48	42,05	37,57	32,23	26,32	20,34	14,27	6,54	2,12	-1,11	-3,12	-5,35	-7,68	-9,01	-10,09
Z2	41,02	38,2	35,35	32,32	29,22	25,5	21,3	17,03	12,68	7,21	3,94	-0,3	-1,88	-3,68	-5,59	-7,75	-8,8
Z3	27,97	26,5	24,99	23,28	21,5	19,29	16,69	14,01	11,24	7,86	5,67	2,08	-0,71	-2,11	-3,61	-5,36	-7,07
Z4	15,27	15,13	14,92	14,53	14,03	13,3	12,25	11,11	9,88	8,52	7,38	5,41	1,9	-0,57	-1,68	-3,02	-4,38
Z5	2,21	3,43	4,58	5,53	6,35	7,14	7,69	8,14	8,48	9,19	9,13	8,79	7,03	4,37	1,23	-0,66	-1,65
Z6	-2,66	-2,06	-1,48	-0,95	-0,45	0,4	2,66	4,82	6,87	9,84	10,93	12,35	12,45	11,68	10,47	8,25	5,51
Z7	-8,53	-6,44	-3,98	-1,82	-0,09	4,17	8,12	10,24	10,65	11,67	10,86	10,92	10,88	10,78	10,66	10,62	10,55
Z8	-10,4	-9,01	-7,43	-4,76	-2,52	-0,98	1,82	6,13	8,57	11,33	12,77	14,82	16,77	18,66	20,53	22,32	23,82
Z9	-12,2	-10,65	-9,21	-7,57	-4,84	-2,82	-0,96	2,14	6,51	10,91	14,48	18,42	22,26	26,05	29,8	33,36	36,34
Z10	-14,1	-12,34	-10,72	-9,1	-7,26	-4,74	-2,38	-0,46	4,34	10,43	16,23	22,13	27,93	33,67	39,38	44,75	49,27
Energie	-206	-190,2	-173,93	-155,58	-136,125	-112,8	-87,8	-61,6	-33,55	0	23,35	50,625	75,95	100,575	124,875	147,83	166,825

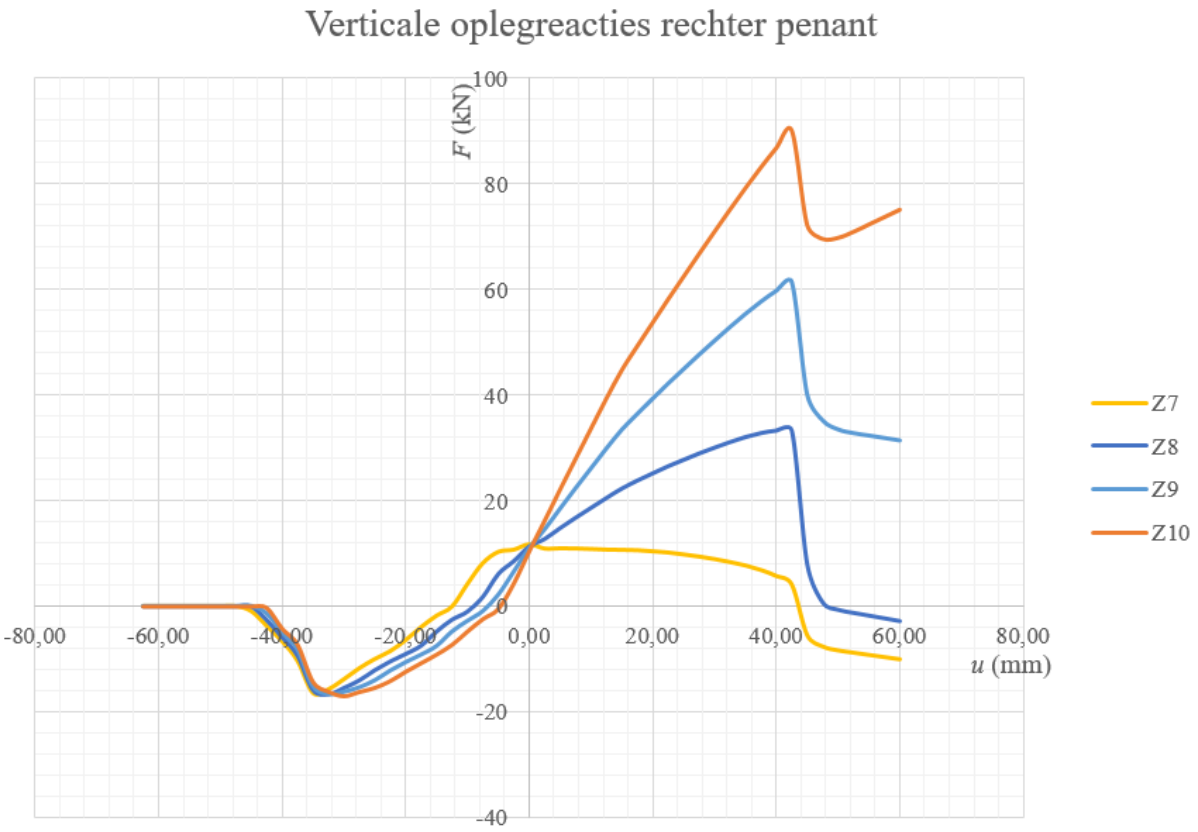
u (mm)	20,00	22,50	25,00	27,50	30,00	32,50	35,00	37,50	40,00	42,50	45,00	47,50	50,00	52,50	55,00	57,50	60,00	62,50
F (kN)	73,94	81,04	87,86	94,61	101,01	107,17	113,05	118,23	122,43	125,09	62,11	48,4	45,63	45,27	45,36	45,45	45,54	0
X1	-7,22	-7,91	-8,59	-9,25	-9,88	-10,48	-11,05	-11,55	-11,94	-12,16	-5,61	-3,96	-3,65	-3,6	-3,59	-3,59	-3,58	0
X2	-7,23	-7,93	-8,6	-9,27	-9,9	-10,5	-11,07	-11,57	-11,96	-12,18	-5,64	-3,98	-3,67	-3,62	-3,61	-3,61	-3,6	0
X3	-7,24	-7,94	-8,61	-9,28	-9,91	-10,51	-11,08	-11,58	-11,97	-12,2	-5,66	-4	-3,68	-3,63	-3,63	-3,62	-3,62	0
X4	-7,24	-7,94	-8,61	-9,28	-9,91	-10,51	-11,08	-11,58	-11,97	-12,19	-5,66	-4	-3,68	-3,64	-3,63	-3,62	-3,62	0
X5	-7,23	-7,93	-8,6	-9,27	-9,89	-10,49	-11,06	-11,56	-11,95	-12,18	-5,64	-3,98	-3,67	-3,62	-3,61	-3,61	-3,6	0
X6	-7,21	-7,91	-8,58	-9,25	-9,87	-10,47	-11,04	-11,54	-11,92	-12,15	-5,6	-3,96	-3,65	-3,6	-3,59	-3,59	-3,58	0
X7	-7,62	-8,35	-9,04	-9,73	-10,39	-11,03	-11,64	-12,19	-12,65	-12,98	-7,06	-6,11	-5,85	-5,83	-5,87	-5,9	-5,94	0
X8	-7,64	-8,37	-9,07	-9,76	-10,42	-11,06	-11,67	-12,22	-12,68	-13,01	-7,07	-6,13	-5,89	-5,88	-5,91	-5,94	-5,98	0
X9	-7,65	-8,38	-9,08	-9,77	-10,43	-11,07	-11,68	-12,23	-12,7	-13,02	-7,08	-6,14	-5,93	-5,91	-5,94	-5,97	-6,01	0
X10	-7,65	-8,38	-9,08	-9,77	-10,43	-11,07	-11,68	-12,23	-12,7	-13,02	-7,09	-6,14	-5,95	-5,94	-5,97	-6	-6,02	0
Z1	-11,1	-12,26	-13,6	-14,99	-15,54	-16,12	-16,77	-16,66	-16,05	-15,25	-0,74	0	0	0	0	0	0	6,54
Z2	-9,7	-10,66	-11,85	-13,07	-14,48	-15,35	-15,94	-16,67	-16,64	-15,88	-1,93	0	0	0	0	0	0	7,21
Z3	-8,34	-9,15	-10,19	-11,26	-12,52	-13,9	-15,16	-15,82	-16,68	-16,48	-3,1	0	0	0	0	0	0	7,86
Z4	-5,74	-7,25	-8,56	-9,49	-10,59	-11,82	-13,22	-15	-15,79	-16,88	-4,2	-0,17	0	0	0	0	0	8,52
Z5	-2,67	-3,84	-5,52	-7,29	-8,64	-9,71	-10,95	-12,57	-14,69	-15,92	-5,07	-1,4	0	0	0	0	0	9,19
Z6	2,58	-0,23	-1,55	-2,97	-4,76	-6,83	-8,56	-10,01	-11,95	-14,74	-5,97	-2,66	-0,57	0	0	0	0	9,84
Z7	10,35	10,12	9,75	9,35	8,87	8,31	7,67	6,81	5,67	4,06	-5,53	-7,65	-8,39	-8,83	-9,25	-9,66	-10,07	11,67
Z8	25,2	26,55	27,76	28,96	30,06	31,11	32,06	32,81	33,29	33,32	7,97	0,76	-0,64	-1,22	-1,74	-2,26	-2,78	11,33
Z9	39,23	42,09	44,82	47,54	50,17	52,75	55,24	57,55	59,62	61,27	39,94	35,09	33,38	32,68	32,22	31,76	31,3	10,91
Z10	53,72	58,13	62,43	66,71	70,92	75,07	79,14	83,05	86,72	90	72,13	69,53	69,73	70,87	72,27	73,66	75,06	10,43
Energie	184,9	202,6	219,65	236,525	252,525	267,925	282,625	295,575	306,08	312,725	155,275	121	114,08	113,175	113,4	113,63	113,85	0



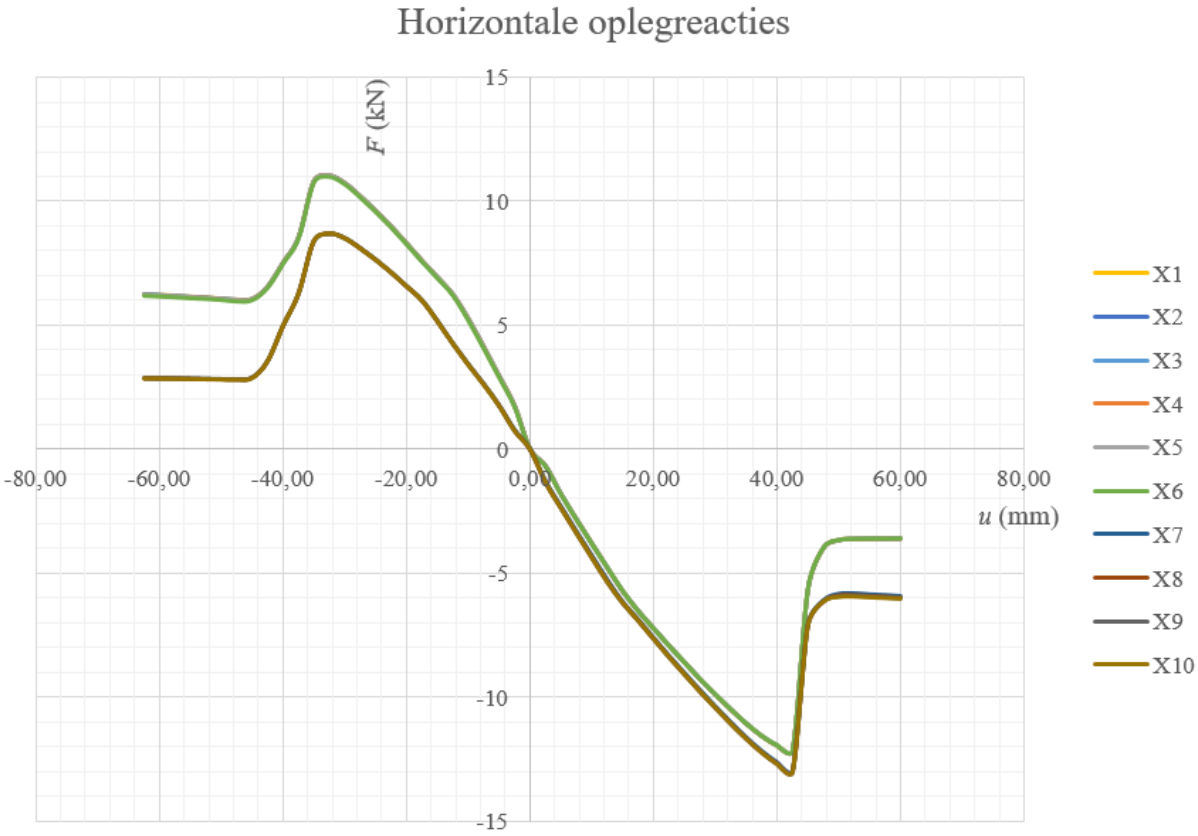
Figuur 50. Kracht-verplaatsingsdiagram van ontwerp 4.



Figuur 51. Verticale oplegreacties linker penant van ontwerp 4.



Figuur 52. Verticale oplegreacties rechter penant van ontwerp 4.



Figuur 53. Horizontale oplegreacties van ontwerp 4.

Bepaling doelverplaatsing ontwerp 4

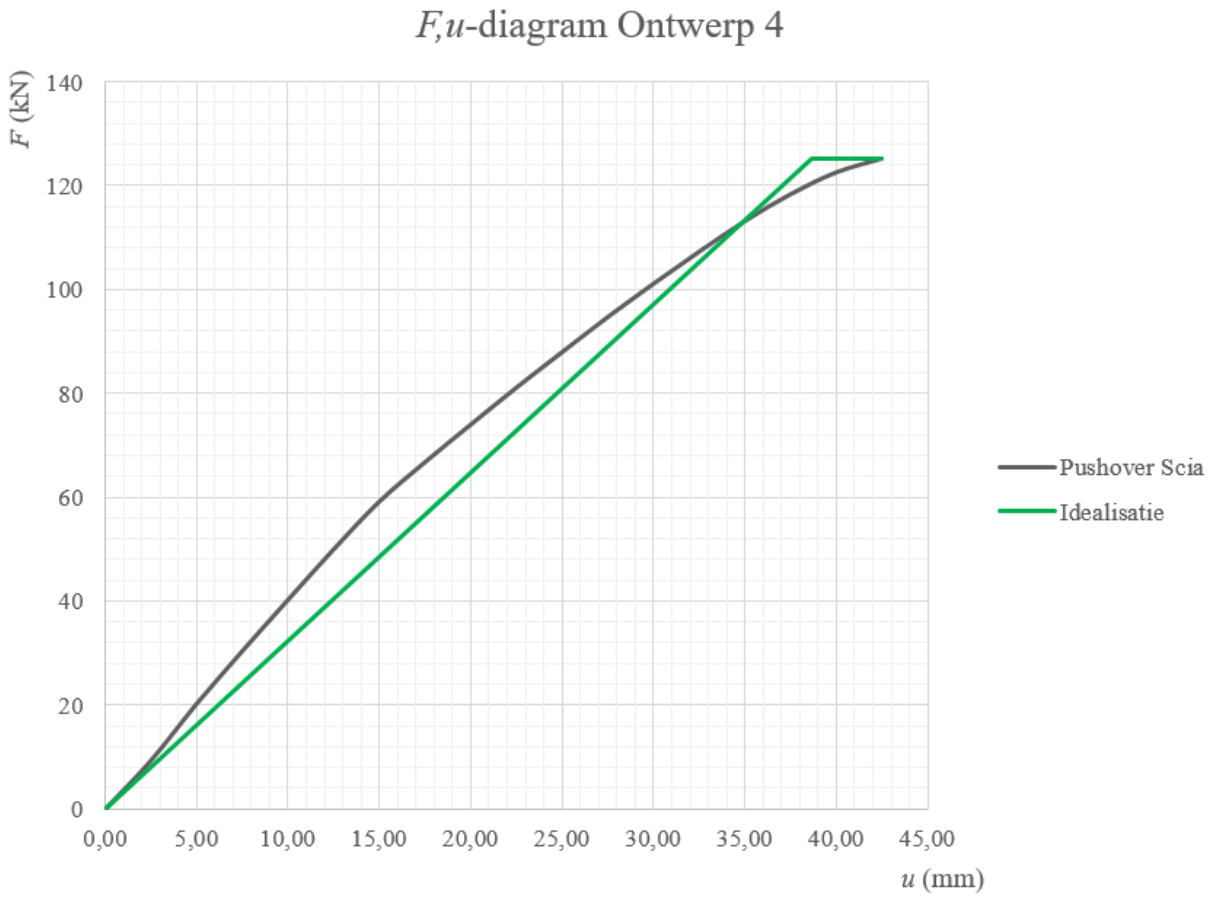
Eerste stap is de bepaling van de equivalente massa en de transformatiefactor:

$$\Phi_1 = 0{,}27$$
$$\Phi_2 = 0{,}69$$
$$m^* = 24826{,}89\ kg$$
$$\Gamma = 1{,}171756$$

Voor de bepaling van d_y^* en d_y zijn nu nog de vervormingsenergie (E_m^*), de bezwijklast (F_y^*) en de bijbehorende verplaatsing (d_m^*) nodig. Er wordt hier het deel genomen waarbij nog geen enkele verbinding bezweken is.

$$E_m^* = 3251\ kNmm$$
$$F_y^* = 125{,}09\ kN$$
$$d_m^* = 42{,}5\ mm$$
$$d_y^* = 33{,}02\ mm$$
$$d_y = 38{,}69\ mm$$

Met behulp van d_y kan nu de idealisatie van het kracht-verplaatsingsdiagram bepaald worden, zoals in Figuur 54 te zien is.



Figuur 54. Idealisatie van het kracht-verplaatsingsdiagram van ontwerp 4.

Ook de trillingstijd van de constructie van ontwerp 4 kan nu bepaald worden:

$$T^* = 0{,}509\ s$$

Het betreft hier een korte trillingstijd en q_u is gelijk aan 0,241 en dus gelden voor de doelverplaatsing bij elastisch gedrag en de daadwerkelijke doelverplaatsing de volgende waarden:

$$d_{et}^* = 7{,}95\ mm$$
$$d_t = 9{,}31\ mm$$

Ontwerp 5

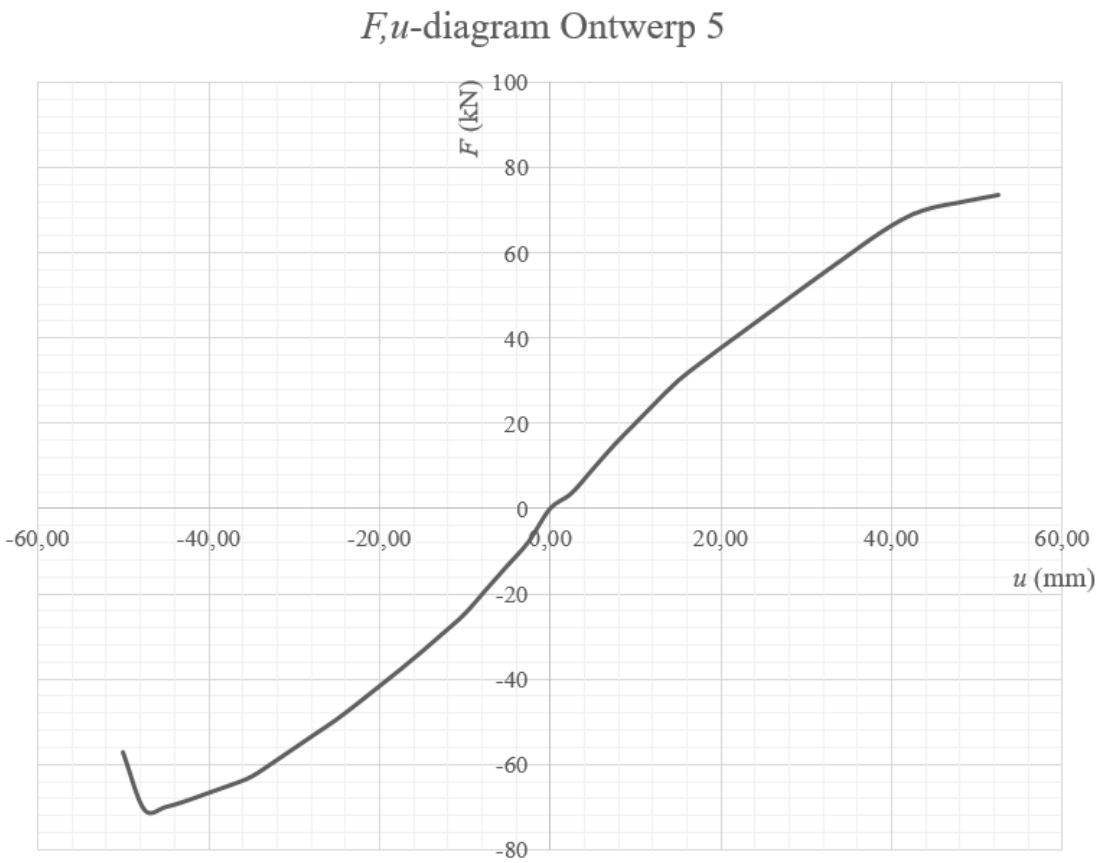
Voor ontwerp 5 zijn de resultaten van de pushover analyse te vinden in Tabel 16 en Figuur 55. Verder zijn de oplegreacties gegeven in Figuur 56, Figuur 57 en Figuur 58.

Tabel 16. Resultaten pushover analyse ontwerp 5.

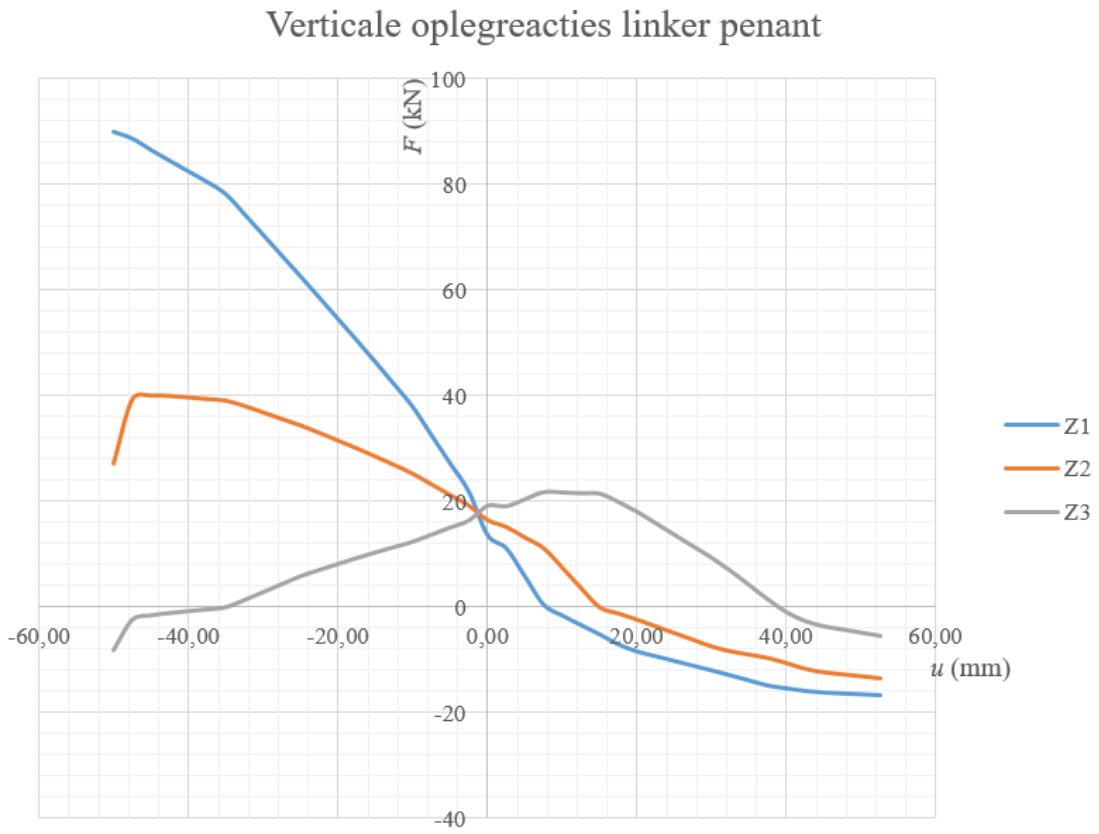
u (mm)	-52,50	-50,00	-47,50	-45,00	-42,5	-40,00	-37,5	-35,00	-32,50	-30,00	-27,50	-25,00	-22,50	-20,00	-17,50
F (kN)	0	-57,19	-70,69	-70,07	-68,56	-66,78	-65	-62,98	-59,75	-56,34	-52,93	-49,53	-45,7	-41,73	-37,74
X1	0	12,88	14,52	14,47	14,35	14,23	14,1	13,87	13,17	12,42	11,68	10,93	10,09	9,22	8,36
X2	0	12,88	14,52	14,47	14,36	14,23	14,1	13,88	13,18	12,43	11,69	10,94	10,1	9,23	8,36
X3	0	12,82	14,52	14,46	14,35	14,22	14,09	13,82	13,12	12,37	11,63	10,89	10,04	9,18	8,32
X4	0	9,3	13,56	13,33	12,74	12,05	11,35	10,7	10,14	9,55	8,97	8,38	7,74	7,05	6,35
X5	0	9,3	13,57	13,34	12,76	12,06	11,36	10,71	10,15	9,56	8,97	8,39	7,74	7,05	6,35
Z1	13,59	89,88	88,6	86,45	84,41	82,4	80,4	78,08	74,3	70,38	66,45	62,53	58,52	54,48	50,45
Z2	16,48	27,14	39,31	40,03	39,95	39,66	39,37	39,06	38,05	36,83	35,61	34,39	32,98	31,52	30,05
Z3	19,11	-8,27	-2,52	-1,67	-1,22	-0,88	-0,53	-0,12	1,25	2,75	4,26	5,76	6,95	8,08	9,21
Z4	23,03	-9,01	-16,09	-14,65	-12,87	-11,53	-10,18	-8,77	-6,96	-4,72	-2,47	-0,22	3,17	6,1	8,93
Z5	21,28	-6,24	-15,81	-16,67	-16,77	-16,16	-15,55	-14,76	-13,14	-11,75	-10,35	-8,96	-8,12	-6,69	-5,14
Energie	0	-143	-176,73	-175,18	-171,4	-166,95	-162,5	-157,45	-149,4	-140,85	-132,325	-123,83	-114,3	-104,33	-94,35

u (mm)	-15,00	-12,50	-10,00	-7,50	-5,00	-2,50	0,00	2,50	5,00	7,50	10,00	12,50	15,00	17,50	20,00
F (kN)	-33,6	-29,21	-24,72	-19,05	-13,39	-7,72	0	3,61	9,28	14,95	20,09	25,2	30,07	34,04	37,79
X1	7,53	6,73	5,92	4,71	3,51	2,3	0	-0,12	-1,33	-2,54	-3,58	-4,62	-5,71	-6,57	-7,31
X2	7,53	6,73	5,92	4,71	3,49	2,28	0	-0,15	-1,36	-2,58	-3,63	-4,68	-5,78	-6,6	-7,34
X3	7,49	6,7	5,82	4,62	3,42	2,22	0	-0,18	-1,38	-2,58	-3,63	-4,66	-5,76	-6,58	-7,32
X4	5,52	4,53	3,54	2,52	1,5	0,48	0	-1,55	-2,57	-3,59	-4,58	-5,58	-6,4	-7,13	-7,89
X5	5,51	4,52	3,52	2,49	1,47	0,44	0	-1,61	-2,64	-3,66	-4,66	-5,66	-6,43	-7,16	-7,92
Z1	46,33	42,13	37,82	32,48	27,13	21,78	13,59	11,09	5,74	0,4	-1,65	-3,44	-5,22	-7,1	-8,45
Z2	28,51	26,9	25,25	23,24	21,22	19,21	16,48	15,18	13,17	11,15	7,45	3,61	-0,04	-1,18	-2,35
Z3	10,27	11,28	12,31	13,65	15	16,34	19,11	19,03	20,37	21,72	21,66	21,5	21,41	19,84	17,98
Z4	11,83	14,8	17,53	18,51	19,49	20,47	23,03	22,43	23,41	24,39	25,26	26,12	27,15	27,84	28,42
Z5	-3,45	-1,62	0,59	5,62	10,66	15,7	21,28	25,77	30,81	35,85	40,78	45,71	50,21	54,1	57,9
Energie	-83,9	-73,03	-61,8	-47,625	-33,475	-19,3	0	9,025	23,2	37,375	50,225	63	75,175	85,1	94,475

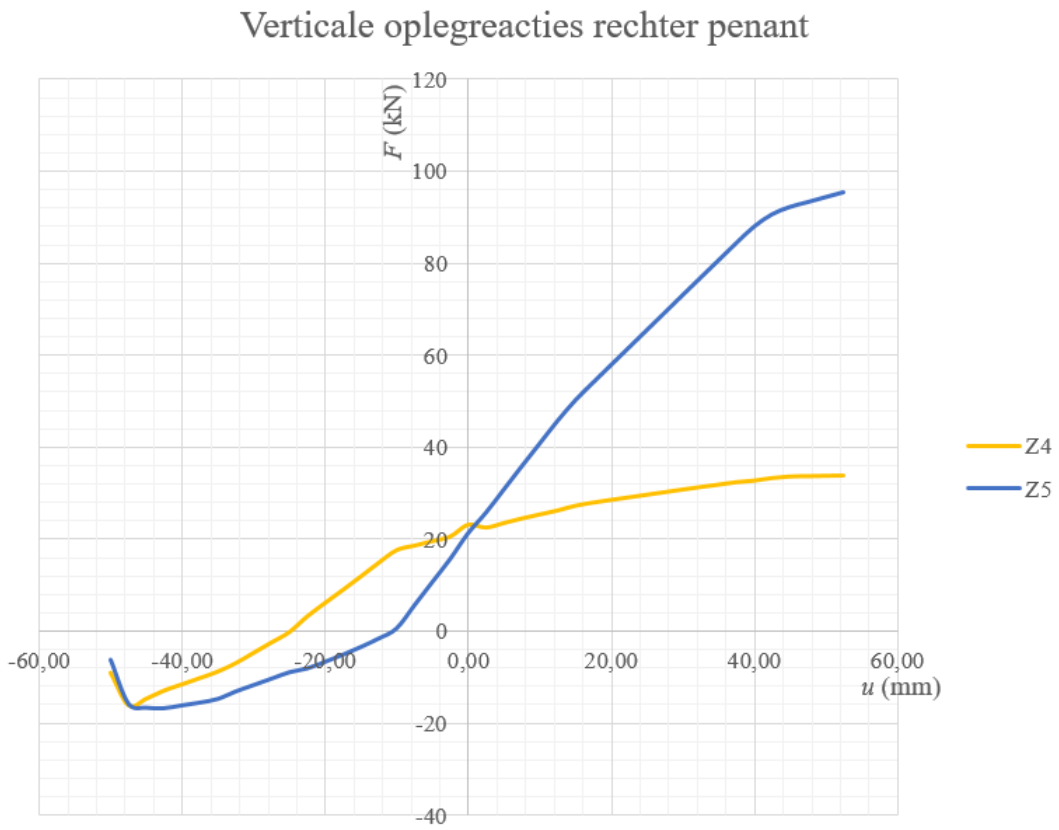
u (mm)	22,50	25,00	27,50	30,00	32,50	35,00	37,50	40,00	42,50	45,00	47,50	50,00	52,50	55,00
F (kN)	41,45	45,12	48,78	52,45	56,07	59,66	63,25	66,53	69,22	70,84	71,8	72,76	73,72	0
X1	-8,03	-8,76	-9,48	-10,2	-10,91	-11,62	-12,32	-12,96	-13,67	-14,11	-14,3	-14,49	-14,68	0
X2	-8,06	-8,79	-9,51	-10,24	-10,95	-11,65	-12,36	-13	-13,71	-14,11	-14,3	-14,5	-14,69	0
X3	-8,04	-8,76	-9,48	-10,2	-10,91	-11,61	-12,31	-12,95	-13,66	-14,11	-14,3	-14,49	-14,68	0
X4	-8,64	-9,39	-10,13	-10,88	-11,63	-12,37	-13,11	-13,79	-14,09	-14,25	-14,44	-14,64	-14,83	0
X5	-8,67	-9,42	-10,18	-10,93	-11,67	-12,41	-13,15	-13,84	-14,09	-14,26	-14,45	-14,64	-14,84	0
Z1	-9,34	-10,24	-11,14	-12,03	-12,96	-13,93	-14,89	-15,42	-15,91	-16,21	-16,38	-16,54	-16,71	13,59
Z2	-3,62	-4,89	-6,16	-7,43	-8,34	-8,97	-9,6	-10,58	-11,66	-12,31	-12,68	-13,06	-13,43	16,48
Z3	15,79	13,6	11,41	9,22	6,75	4,03	1,32	-1,11	-2,77	-3,76	-4,36	-4,96	-5,56	19,11
Z4	28,98	29,54	30,1	30,66	31,2	31,73	32,26	32,6	33,16	33,5	33,57	33,64	33,71	23,03
Z5	61,7	65,49	69,28	73,08	76,86	80,63	84,4	88	90,68	92,28	93,35	94,42	95,49	21,28
Energie	103,6	112,8	121,95	131,125	140,175	149,15	158,125	166,325	173,05	177,1	179,5	181,9	184,3	0



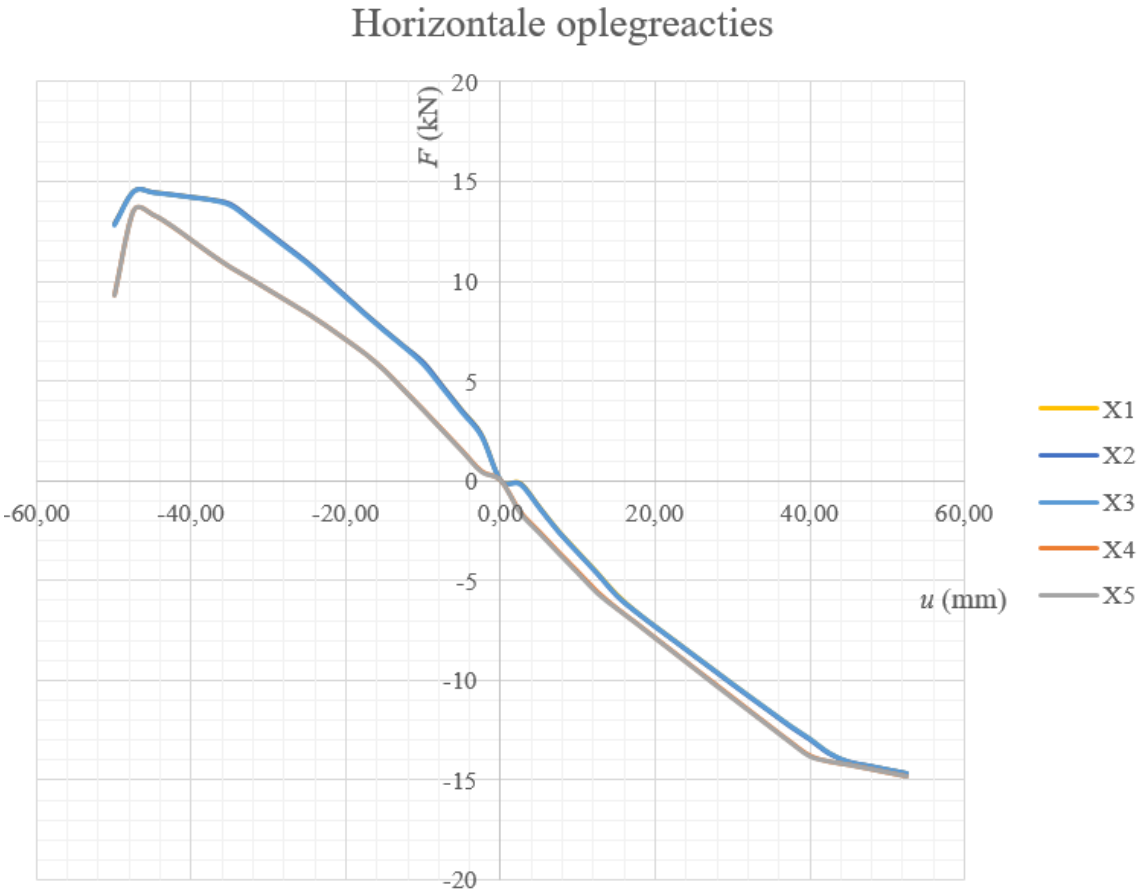
Figuur 55. Kracht-verplaatsingsdiagram van ontwerp 5.



Figuur 56. Verticale oplegreacties linker penant van ontwerp 5.



Figuur 57. Verticale oplegreacties rechter penant van ontwerp 5.



Figuur 58. Horizontale oplegreacties van ontwerp 5.

Bepaling doelverplaatsing ontwerp 5

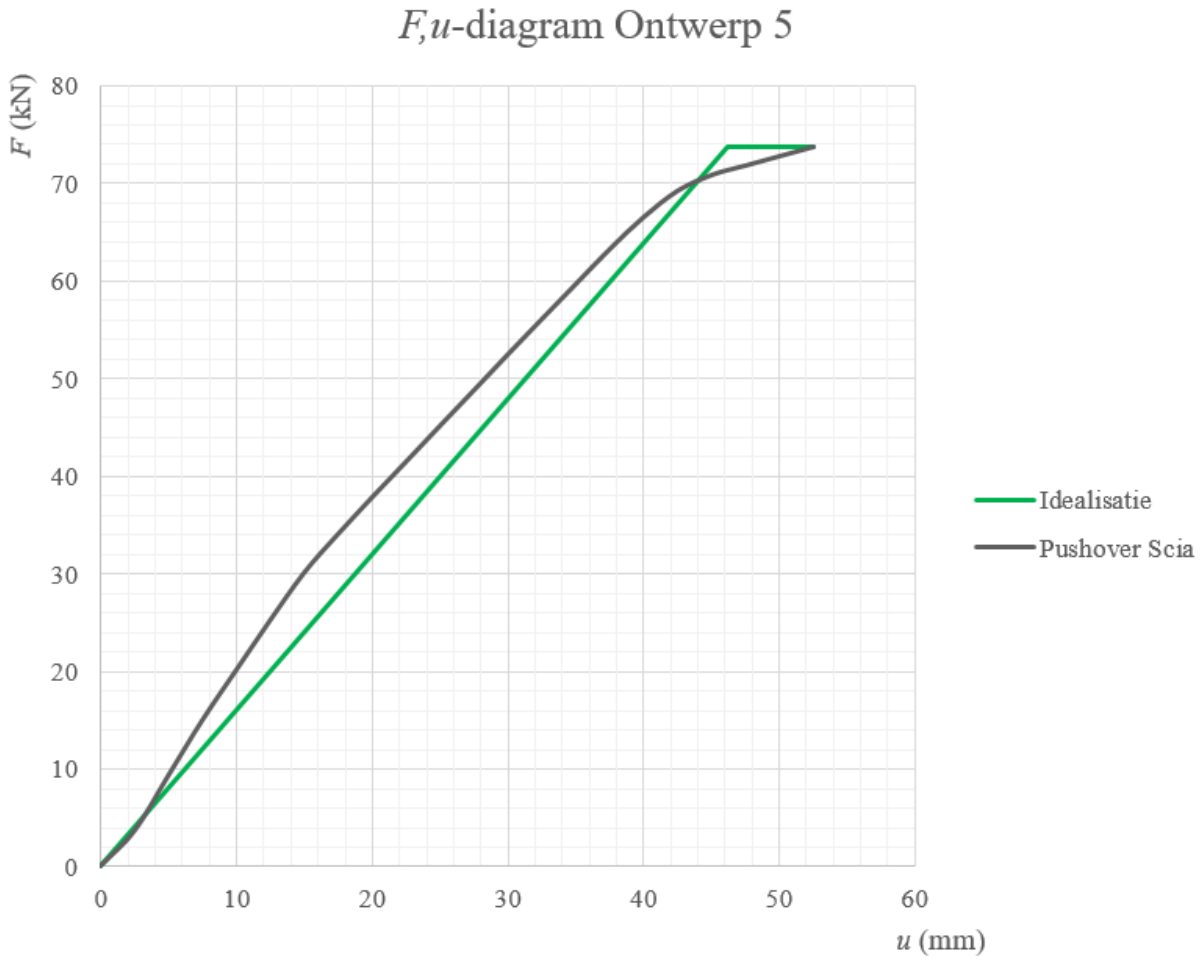
Als eerst worden weer de equivalente massa en de transformatiefactor bepaald:

$$\Phi_1 = 0{,}26$$
$$\Phi_2 = 0{,}69$$
$$m^* = 24806{,}7\ kg$$
$$\Gamma = 1{,}171394$$

Voor de bepaling van d_y^* en d_y zijn nu nog de vervormingsenergie (E_m^*), de bezwijklast (F_y^*) en de bijbehorende verplaatsing (d_m^*) nodig:

$$E_m^* = 2416{,}7\ kNmm$$
$$F_y^* = 73{,}72\ kN$$
$$d_m^* = 52{,}5\ mm$$
$$d_y^* = 39{,}44\ mm$$
$$d_y = 46{,}19\ mm$$

Met behulp van d_y kan nu de idealisatie van het kracht-verplaatsingsdiagram bepaald worden (zie Figuur 59).



Figuur 59. Idealisatie van het kracht-verplaatsingsdiagram van ontwerp 5.

De trillingstijd van de constructie van ontwerp 5 wordt nu:

$$T^* = 0{,}724\ s$$

Deze waarde ligt nog net in het interval voor een korte trillingsperiode en q_u is gelijk aan 0,408. Er gelden dus de volgende waarden voor de doelverplaatsing bij elastisch gedrag en de daadwerkelijke doelverplaatsing:

$$d_{et}^* = 16{,}10\ mm$$
$$d_t = 18{,}86\ mm$$

Bijlage F: Enkele gebruikte formules

3.1.2 Model 2

Formules ter bepaling van de tien parameters voor een orthotroop materiaal in Scia Engineer. De formules zijn afkomstig van Scia Engineer Help (Scia Engineer, 2015). De variabelen zijn E_1, E_2, v_{12}, v_{21}, G en h. Deze zijn eerder al benoemd, behalve h. Dit is de dikte van de orthotrope wand.

$$D_{11} = \frac{E_1 * h^3}{12 * (1 - v_{12} * v_{21})}$$

$$D_{22} = \frac{E_2 * h^3}{12 * (1 - v_{12} * v_{21})}$$

$$D_{12} = D_{21} = v_{21} * D_{11} = v_{12} * D_{22}$$

$$D_{33} = \frac{G * h^3}{12}$$

$$D_{44} = D_{55} = \frac{G * h}{1{,}2}$$

$$d_{11} = \frac{E_1 * h}{1 - v_{12} * v_{21}}$$

$$d_{22} = \frac{E_2 * h}{1 - v_{12} * v_{21}}$$

$$d_{33} = G * h$$

$$d_{12} = d_{21} = v_{21} * d_{11} = v_{12} * d_{22}$$