

30 JUNI 2016



(Bron: <https://i.ytimg.com/vi/5rclsv4Ks9o/maxresdefault.jpg>)

EEN ONDERZOEK NAAR DE Q-FACTOR VAN LOG CONSTRUCTIES

BACHELOR EINDOPDRACHT

JAAP-WILLEM BOERSMA
s1484117
EconStruct

Definitieve versie

April-Juli 2016

Voorwoord

Voor u ligt het Bachelor eindopdracht verslag van Jaap-Willem Boersma, student Civiele Techniek aan de Universiteit Twente. Dit verslag is geschreven naar aanleiding van het onderzoek dat door mij is uitgevoerd bij het ingenieursbedrijf EconStruct in Leeuwarden. Dit onderzoek stond in het teken van de aardbevingen in Groningen, die sinds een aantal jaren regelmatig in het Nederlandse nieuws zijn. Meer specifiek is de seismische gedragsfactor, de zogenaamde q-factor, van een houten constructiemethode onderzocht, gezien de gebrekkige kennis hierover in combinatie met het belang van een correcte waarde voor deze factor.

Zoals reeds genoemd, is de opdracht uitgevoerd bij EconStruct in Leeuwarden. Vandaar dat ik alle collega's van EconStruct via deze weg zou willen bedanken voor elke mogelijke hulp bij het onderzoek. In het bijzonder zou ik graag mijn begeleider bij EconStruct, meneer W.G. Meilink, willen bedanken voor het mogen uitvoeren van het onderzoek bij EconStruct en voor alle hulp en begeleiding gedurende de gehele periode.

Als laatste zou ik graag meneer G.H. Snellink, mijn begeleider vanuit de Universiteit Twente, willen bedanken voor alle hulp, begeleiding en de feedback gedurende het onderzoek en daarvoor, tijdens het schrijven van het voorverslag.

Samenvatting

Tijdens het onderzoek is het primaire doel geweest om opheldering te verschaffen omtrent de q-factor, en vooral omtrent de q-factor van log constructies. Dit vanwege het feit dat in de huidige literatuur de q-factor van log constructies volgens EconStruct conservatief wordt ingeschat. Daarnaast was de kennis omtrent de q-factor in het algemeen relatief beperkt binnen EconStruct. Om dit doel te bereiken is de volgende onderzoeksvraag opgesteld:

Hoe kan de waarde van de q-factor van een log constructie bepaald worden, en hoe kan deze waarde beïnvloed worden?

Een ander doel van het onderzoek was om te kijken in hoeverre een standaardprocedure ontwikkeld kon worden, waarmee de waarde van de q-factor van een log constructie bepaald kan worden.

Door middel van een uitgebreide literatuurstudie is tot een antwoord gekomen op de onderzoeksvraag. In het kort luidt het antwoord dat de waarde van de q-factor van een log constructie experimenteel bepaald kan worden door middel van het uitvoeren van full-scale testen. Echter kost dit een hoop tijd en geld om dit voor vele verschillende ontwerpen te doen, en daarom is er een voorstel voor een standaardprocedure opgesteld door Ceccotti & Sandhaas (2010) om de q-factor van houten constructies te bepalen. Deze procedure is gebaseerd op kleinschalige full-scale testen in combinatie met modelleren.

Daarnaast is duidelijk geworden dat de waarde van de q-factor van een log constructie op vele verschillende manieren kan worden beïnvloed. De belangrijkste mechanismen die invloed hebben op de waarde van de q-factor, en die tijdens dit onderzoek beschouwd zijn, staan hieronder genoemd.

Interne mechanismen:

- wrijving tussen logs;
- deuvels;
- verticale trekstangen;
- dwarsdoorsnede van logs.

Externe mechanismen:

- *interlock*-verbinding;
- verticale belasting;
- verankering;
- verbinding tussen parallelle stabiliteitswanden.

Als laatste is het belangrijkste resultaat van het onderzoek, naast de verschaft opheldering omtrent de q-factor, het ontwikkelde model. Dit model is ontwikkeld in SAP2000 en is in grote lijnen in staat om het gedrag van log stabiliteitswanden met verschillende configuraties te reproduceren. Zodra dit model helemaal af is, kan het gebruikt worden om aan de hand van de standaardprocedure van Ceccotti & Sandhaas (2010) de waarde van de q-factor van verschillende log constructies te bepalen.

Inhoud

Voorwoord	i
Samenvatting.....	ii
1 Inleiding	1
1.1 Definities.....	1
1.2 Achtergrond en aanleiding	2
1.3 Onderzoek uitgevoerd door EconStruct.....	3
1.4 De q-factor.....	4
1.5 Onderzoeksvraag, deelvragen en aanpak	4
1.6 Structuur.....	5
2 Literatuurstudie	6
2.1 SOFIE Project	6
2.2 SERIES Project.....	6
2.3 Mechanisch gedrag van log stabiliteitswanden	7
2.4 Samenvatting literatuurstudie	12
3 Deelvragen.....	13
3.1 Deelvraag 1.....	13
3.1.1 NEN-EN 1998-1:2005: Eurocode 8	13
3.1.2 NPR 9998:2015	15
3.1.3 Herformulering vraagstelling.....	16
3.2 Deelvraag 2.....	17
3.2.1 Experimentele bepaling.....	17
3.2.2 Toepassing in ontwerp	17
3.3 Deelvraag 3.....	18
3.3.1 Interne mechanismen	19
3.3.2 Externe mechanismen.....	21
3.4 Samenvatting antwoorden op deelvragen.....	23
4 Model voor log stabiliteitswanden.....	25
4.1 Model principe	25
4.2 Modelleren van verschillende mechanismen	26
4.3 Verificatie	27
4.4 Kalibratie en validatie.....	27
5 Resultaten en discussie	28
5.1 Resultaten literatuurstudie	28
5.2 Standaardprocedure voor log constructies.....	28

5.3	Resultaten model	28
5.3.1	Gedefinieerde <i>links</i>	28
5.3.2	Optelbare horizontale weerstand	28
5.3.3	Invloed wandhoogte.....	29
6	Conclusie	31
6.1	Beantwoording onderzoeksvraag.....	31
6.2	Model	32
6.3	Aanbevelingen.....	32
	Referenties	34
	Lijst met figuren.....	a
	Lijst met tabellen	c
	Bijlage 1 – <i>Link</i> eigenschappen.....	A
	Bijlage 2 – Verschillende type modellen	C
	Bijlage 3 – Uitgebreide resultaten modellen.....	D
	Bijlage 4 – Invloed wandhoogte op horizontale weerstand.....	G

1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt allereerst een lijst met definities gegeven. Vervolgens wordt vermeld wat de achtergrond, de aanleiding en het doel van het onderzoek is geweest, bij welk bedrijf de opdracht is uitgevoerd, welke onderzoeksvraag en deelvragen beantwoorden zullen worden en op welke manier het onderzoek is aangepakt. Ook wordt de structuur van het verslag uitgelegd door aan te geven wat er per hoofdstuk wordt behandeld.

1.1 Definities

Hieronder is een lijst van woorden en termen gegeven die extra uitleg nodig hebben, of die een heldere definitie nodig hebben om verwarring te voorkomen.

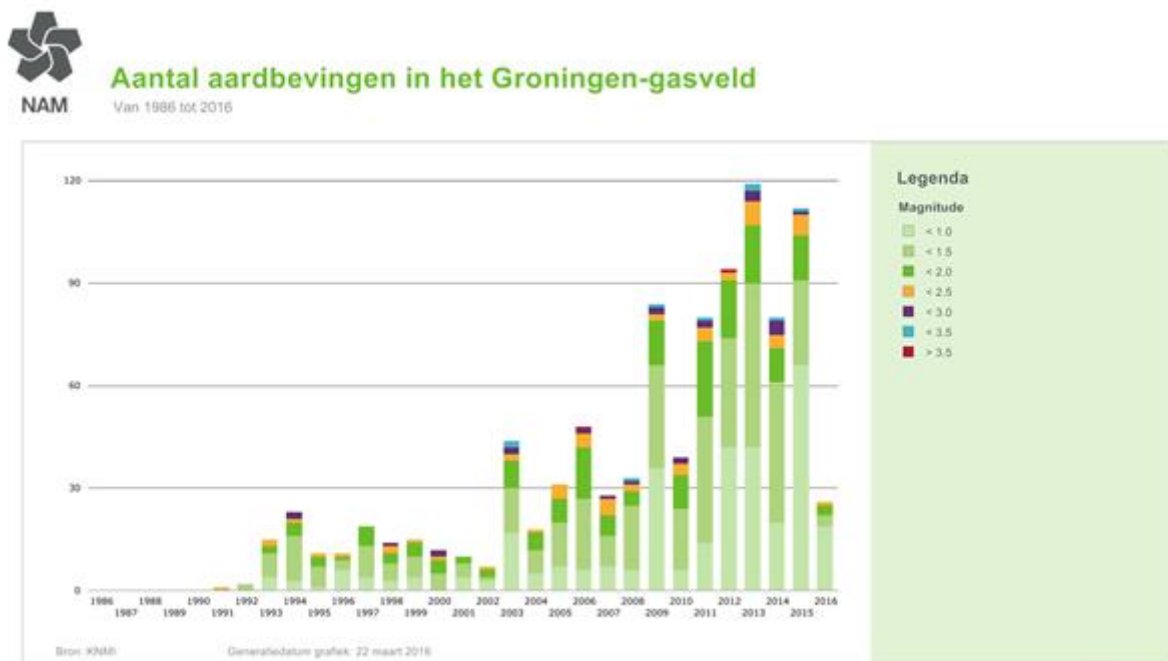
- Accelerogram: een grafiek die de grondacceleratie van een aardbeving over de tijd beschrijft.
- Cyclische test: aan het geteste object wordt een repeterende verplaatsing toegebracht, die zowel in de positieve als negatieve richting optreedt. Dit is bedoeld om de schuddende verplaatsingen voor te stellen die voorkomen tijdens echte aardbevingsbewegingen, maar met een veel lagere verplaatsingssnelheid. (Popovski, 2002)
- Energie absorptie: de energie die door een constructie zelf afgewikkeld wordt en die de resulterende kracht op de constructie dus vermindert.
- Envelopcurve: de algemene trend die het verband tussen kracht en verplaatsing beschrijft bij het cyclisch testen van (houten) stabiliteitswanden. Voorbeelden hiervan zijn te zien in Figuur 2-7, Figuur 2-9a, Figuur 2-9b en Figuur 4-3.
- Hysteretisch: het gedrag waarbij tijdens het belasten van (houten) stabiliteitswanden de kracht-verplaatsing grafiek een andere helling volgt dan tijdens het ontlasten. De mate waarin dit gedrag optreedt, bepaalt de hoeveelheid energie die wordt geabsorbeerd. Voorbeelden hiervan zijn te zien in Figuur 2-7, Figuur 2-9a, Figuur 2-9b en Figuur 4-3.
- Interlock-verbinding: het in elkaar grijpen van haaks op elkaar staande log wanden. In het uiteinde van de logs worden inkepingen gezaagd die nauw op elkaar aansluiten en zodoende stabiliteit bieden. Voorbeelden hiervan zijn te zien in Figuur 2-5 en Figuur 3-6.
- Lamellen: bewerkt hout waarmee logs kunnen worden gevormd; in dat geval is er sprake van gelamineerde logs. Voorbeelden hiervan zijn te zien in Figuur 3-5.
- Log: een (on)bewerkte boomstam. Wanneer meerdere logs op elkaar gestapeld worden, kan er een constructie mee worden gevormd. Een bekend fenomeen waarin logs worden toegepast, zijn de klassieke Finse blokhutten. Een voorbeeld van een log constructie is onder andere te zien op de voorpagina.
- (Log) stabiliteitswand: een type wand dat invloed heeft op de stabiliteit van een constructie.
- Monotone test: in tegenstelling tot een cyclische test, wordt het geteste object bij een monotone test slechts eenmalig in één richting belast, totdat een bepaald criterium is bereikt.

- Pinching: het verschijnsel dat de verslechtering van de houteigenschappen door herhaalde belasting beschrijft.
- q-factor: gedragsfactor in het seismisch ontwerp van constructies. De inhoud van de q-factor wordt toegelicht in paragraaf 1.4.
- Uplift: het omhoog komen van een wand. In het geval van een log wand zorgt dit ervoor dat de logs niet meer nauw op elkaar aansluiten. Een voorbeeld hiervan is te zien Figuur 3-6.

1.2 Achtergrond en aanleiding

Het noordelijke gedeelte van Nederland, vooral de provincie Groningen, is tussen 1986 en 2016 getroffen door bijna 1000 geregistreerde, veelal kleine aardbevingen (zie Figuur 1-1). Deze bevingen ontstaan ten gevolge van het inklinken van de grond op relatief geringe diepte onder het aardoppervlak, wat veroorzaakt wordt door de winning van gas uit het Groninger gasveld. De bevingen hebben geleid tot grootschalige schade aan huizen en andere gebouwen, zoals scheuren in de bakstenen muren, maar ook het (gedeeltelijk) instorten van muren, schoorstenen etc. Deze zogenaamde 'geïnduceerde' aardbevingen onderscheiden zich van de in de wereld veel voorkomende en algemeen bekende 'tektonische' aardbevingen, die optreden ten gevolge van grondbewegingen in de diepe aardkorst (NEN, 2015b) (van der Voort & Vanclay, 2014).

Tot ongeveer 2011 werden de bevingen niet als een groot probleem gezien, niet door de exploitant, NAM (Nederlandse Aardolie Maatschappij), niet door politici, noch door de meeste inwoners van de provincie Groningen. In augustus 2012 vond er echter een aardbeving plaats in het dorp Huizinge van 3,6 op de schaal van Richter, de grootste beving ooit gemeten in de regio (van der Voort & Vanclay, 2014). Vanaf dat moment werd er meer aandacht besteed aan het plaatsvinden van aardbevingen en de mogelijke negatieve effecten op huizen en andere gebouwen.



Figuur 1-1: Gemeten aardbevingen in de provincie Groningen (1986-2016) (Bron: <http://www.namplatform.nl/feiten-en-cijfers/feiten-en-cijfers-aardbevingen.html#iframe-L2VtYmVkJ2NvbXBvbmVudC8/aWQ9YWYyZGJldmluZ2Vu>)

Voor EconStruct, een ingenieursbureau in Leeuwarden dat gespecialiseerd is in het ontwerpen en berekenen van draagconstructies van alle mogelijke gebouwen en waar de opdracht is uitgevoerd, resulteerde dit in het ontvangen van meerdere vragen. Een van deze vragen aan EconStruct was om na te denken over een methode om op een dergelijke manier te (her)bouwen dat in de toekomst allerlei verschillende gebouwen in staat zullen zijn om deze aardbevingen zo goed mogelijk te weerstaan, zodat schade en risico geminimaliseerd kunnen worden.



Figuur 1-2: Ontwerp van de Grönninger LögBörg (Bron: EconStruct)

In vele beboste gebieden over de hele wereld zijn houten log constructies erg populair. Hetzelfde geldt voor het Pacifische gebied en andere aardbevingsgevoelige gebieden (Hirai, Kimura, Yanaga, Sasaki, & Koizumi, 2004). Daarom is EconStruct op het moment, in de context van de Nieuwbouw-innovatieregeling, de mogelijkheid aan het onderzoeken om een logwoning te ontwerpen, gebaseerd op een klassieke Finse logwoning, op een manier dat het aardbevingsbestendig maakt. Met het besef van de toegenomen goede prestaties van hout constructies in seismische gebieden over de hele wereld, wordt de drang naar het ontwikkelen van voorstellen voor een effectief seismisch ontwerp van hout constructies steeds belangrijker (Ceccotti & Sandhaas, 2010). Daarnaast moet het ontwerp van zo'n logwoning, dat de naam 'Grönninger LögBörg' gekregen heeft (zie Figuur 1-2), duurzaam en energie zuinig zijn (dat wil zeggen netto geen energieverbruik). Daarom is het doel voor EconStruct om een klassieke Finse logwoning te herontwerpen tot een nog duurzamer en aardbevingsbestendiger concept dat goed past in het landschap van de provincie Groningen. Er wordt met dit concept gestreefd naar de in NEN-EN 1998-1:2005: Eurocode 8 (CEN, 2005), vanaf nu aangeduid als 'EC8', omschreven grenstoestand '*damage limitation*' in plaats van '*near collapse*'. Het verschil tussen beide grenstoestanden is dat bij '*damage limitation*' het streven is om schade te beperken, terwijl bij de '*near collapse*' toestand het optreden van schade is toegestaan, zolang de constructie niet bezwijkt.

1.3 Onderzoek uitgevoerd door EconStruct

Er zijn door EconStruct al enkele constructie berekeningen gemaakt voor de Grönninger LögBörg. Onder andere is de volledige constructie doorgerkend in het 3D rekenprogramma 'AxisVM'. Echter is deze berekening gebaseerd op de oude NPR, NPR 9998:2015 Ontw. nl (NEN, 2015a), die ondertussen is vervangen door NPR 9998:2015 nl (NEN, 2015b), vanaf nu aangeduid als 'NPR 9998'¹.

Om te voldoen aan de eisen van energiezuinigheid zal er een isolatiepakket van circa 250 mm nodig zijn. De buitenwanden worden opgebouwd uit een binnen- en een buitenschil met daartussen het isolatiepakket met een kleine luchtsponw. Onderzocht is of het mogelijk zou zijn om zowel de binnen- als de buitenschil constructief mee te laten werken. Uit dit onderzoek werd geconcludeerd om van dit idee af te stappen aangezien er een groot aantal koppelingen tussen de binnen- en

¹ NPR: Nederlandse Praktijk Richtlijn. Na goedkeuring door de minister vormt NPR 9998 het toetsingskader voor constructieberekeningen met betrekking tot aardbevingsbestendigheid. Zie ook paragraaf 3.1.2.

buitenschil nodig zouden zijn, die allen een koudebrug zouden veroorzaken in de woning. Verder zou het verschillende krimpgedrag van de buitenschil (in vochtig milieu) en de binnenschil (in droog milieu) aanleiding kunnen geven tot ongewenste spanningen in de houtconstructie. Daarom wordt het ontwerp aangepast zodanig dat alleen de binnenschil samen met de binnenwanden een constructieve dragende functie hebben. Ook de aardbevingsbelasting zal door de binnenschil en binnenwanden moeten worden opgenomen (Tasma, 2015).

Vervolgens is de volledige constructie opnieuw doorgerekend door een hbo-afstudeerder in samenwerking met EconStruct. Tijdens deze berekening zijn de gewijzigde uitgangspunten, namelijk de nieuwe NPR, NPR 9998, en de constructieve werking van de binnenschil en binnenmuren, zoals hierboven beschreven, in acht genomen. Daarnaast is ook gekeken naar andere aspecten van de constructie, zoals bouwkundige inpassing.

1.4 De q-factor

Een factor die een belangrijke rol speelt in het seismisch ontwerp van een constructie, is de zogenaamde q-factor. De belangrijkste overweging voor het ontwerpen van aardbevingsbestendige constructies is om een systeem te ontwerpen dat een groot deel van de seismische energie kan absorberen en dus de krachten, veroorzaakt door de aardbeving, kan verlagen, terwijl voldoende stijfheid behouden wordt om overmatige vervormingen te vermijden (Popovski, 2002). De q-factor vertegenwoordigt dus het vermogen van een constructie om energie te absorberen en om tegelijkertijd grote vervormingen tegen te gaan. Met andere woorden, hoe meer energie een constructie absorbeert, des te hoger is de waarde van de q-factor.

Met betrekking tot het Grönniger LögBörg project betekent dit dat hoe hoger de waarde van de q-factor van de woning blijkt te zijn, des te lichter kan de constructie ontworpen worden. Dit resulteert aan het einde voor EconStruct in een goedkopere constructie. Het is daarnaast van cruciaal belang dat correcte waarden van de q-factor voor verschillende constructiemethodes gegeven worden om tot een betrouwbaar seismisch ontwerp te komen (Ceccotti & Sandhaas, 2010).

1.5 Onderzoeksvraag, deelvragen en aanpak

Volgens EconStruct wordt de waarde van de q-factor voor log constructies in de literatuur op het moment conservatief ingeschat. Daarnaast is binnen EconStruct niet exact duidelijk hoe de waarde van de q-factor van een constructie bepaald en eventueel beïnvloed kan worden. Bovendien is de seismische kennis van construeren en bouwen in heel Nederland nog relatief beperkt, gezien het feit dat hier pas sinds een paar jaren daadwerkelijk rekening mee wordt gehouden.

Vanwege enerzijds dit gebrek aan seismische kennis, en in het bijzonder wat betreft de q-factor, en anderzijds vanwege het belang van de q-factor in het seismische ontwerpproces, was het primaire doel van dit onderzoek om opheldering te verschaffen omtrent de q-factor, en vooral omtrent de q-factor van log constructies. Dit doel is samengevat in de volgende onderzoeksvraag:

Hoe kan de waarde van de q-factor van een log constructie bepaald worden, en hoe kan deze waarde beïnvloed worden?

Ter ondersteuning bij het beantwoorden van de onderzoeksvraag zijn er drie deelvragen opgesteld:

- 1) Welke methode is gebruikt om de waarden van de q-factor te bepalen zoals ze in de huidige normen genoteerd staan?
- 2) Door middel van welke verschillende componenten wordt de waarde van de q-factor bepaald?
- 3) Welke interne en externe configuratie mechanismen kunnen de waarde van de q-factor beïnvloeden?

Daarnaast was een ander doel van het onderzoek om te kijken in hoeverre een standaardprocedure ontwikkeld kon worden, waarmee de waarde van de q-factor van een log constructie bepaald kan worden.

Met behulp van een uitgebreide literatuurstudie zullen de onderzoeksvraag en de deelvragen beantwoord worden. De kennis die tijdens deze literatuurstudie vergaard wordt, tezamen met de antwoorden op de hoofd- en deelvragen, zal vervolgens worden gebruikt in het ontwikkelingsproces van de standaardprocedure om de waarde van de q-factor van een log constructie te kunnen bepalen.

1.6 Structuur

In dit verslag volgen hierna nog 5 hoofdstukken. Hieronder wordt toegelicht wat er in elk hoofdstuk behandeld zal worden.

- In hoofdstuk 2 'Literatuurstudie' wordt de belangrijkste informatie die verkregen is door middel van een literatuurstudie samengevat.
- In hoofdstuk 3 'Deelvragen' worden de deelvragen grotendeels op basis van de literatuurstudie beantwoord.
- In hoofdstuk 4 'Model voor log stabiliteitswanden' wordt allereerst beschreven waarom ervoor is gekozen om een model voor log stabiliteitswanden te ontwikkelen. Vervolgens wordt het model inhoudelijk besproken.
- In hoofdstuk 5 'Resultaten en discussie' worden de resultaten van de literatuurstudie en het model besproken. Daarnaast worden de resultaten ook geëvalueerd.
- In hoofdstuk 6 'Conclusie' wordt de onderzoeksvraag uitgebreid beantwoord. Daarnaast wordt het ontwikkelde model besproken, en worden als laatste enkele aanbevelingen gedaan.

2 Literatuurstudie

In dit hoofdstuk wordt de informatie over wat er al bekend is over houten (log) constructies met betrekking tot de seismische weerstand van dergelijke constructies gegeven die door middel van een literatuurstudie verkregen is. Zo zijn er in de afgelopen jaren twee grote projecten uitgevoerd die in het teken stonden van houten constructies en de seismische weerstand van dit type constructies; het SOFIE Project en het SERIES Project. Daarnaast zijn er een groot aantal testen uitgevoerd op verschillende configuraties van log stabiliteitswanden om de horizontale weerstand in kaart te brengen.

2.1 SOFIE Project

Het SOFIE Project, waarin SOFIE staat voor het Fiemme² woningbouw systeem (Ceccotti & Follesa, 2006), was een coöperatief onderzoeksproject gesponsord door de provincie Trente (Italië) en gecoördineerd en uitgevoerd door de CNR-IVALSA (Italiaanse Nationale Onderzoeksraad – Bomen en Hout Instituut). Het doel van het onderzoek was om een gebouw van meerdere verdiepingen te analyseren, gemaakt van kruislings verlijmd e éénlaagsplaten (Ceccotti, Follesa, Lauriola, & Sandhaas, 2006), beter bekend als *Cross Laminated Timber*, hierna aangeduid als 'CLT' (zie Figuur 2-1).



Figuur 2-1: CLT plaat (Bron: http://www.lesotekahise.si/downloads/lesoteka_clt_plo_V7txN.jpg)

In het kader van dit project zijn onder andere twee full-scale testen uitgevoerd. De eerste full-scale test resulteerde in een eerste inschatting van de minimale waarde van de q-factor van CLT constructies, namelijk $q = 1,43$ (Ceccotti, Follesa, Lauriola, & Sandhaas, 2006). Later is de test procedure uitgebreid en is meer data verkregen, wat resulteerde in een nieuwe waarde van de q-factor van een CLT constructie, namelijk $q = 3$ (Ceccotti & Follesa, 2006). De uitgebreide resultaten van de eerste full-scale test zijn vervolgens vergeleken met de uitkomsten van een numeriek model van dezelfde constructie. Op basis hiervan kon de conclusie getrokken worden dat een waarde van $q = 3$ voor CLT constructies juist is (Ceccotti, 2008). Als een vervolg op bovengenoemde onderzoeken, is een full-scale test van een zelfde soort CLT constructie uitgevoerd, echter nu van 7 verdiepingen (Ceccotti, et al., 2013). Deze test bewees andermaal dat een waarde van $q = 3$ voor CLT-constructies juist is. De procedures van alle vier onderzoeken zijn uitgebreid beschreven en kunnen nuttig zijn bij het bepalen van de q-factor voor log constructies.

Daarnaast hebben de resultaten van de full-scale test van een CLT constructie van drie verdiepingen (Ceccotti & Follesa, 2006) en van het numerieke model (Ceccotti, 2008) een bijdrage geleverd aan het ontwikkelen van een voorstel voor een standaardprocedure om de q-factor van houten constructies vast te stellen (Ceccotti & Sandhaas, 2010). Deze procedure bestaat deels uit (relatief) kleine testen, zoals het cyclisch testen van stabiliteitswanden, gecombineerd met numeriek modelleren. Hiervoor worden de test resultaten als input gebruikt om modellen van complete constructies te modelleren. Deze procedure zou zeer nuttig kunnen zijn bij het bepalen van de q-factor voor log constructies.

2.2 SERIES Project

Het SERIES Project 'Multi-storey timber buildings', waarin SERIES staat voor *Seismic Engineering Research Infrastructures for European Synergies*, is gecoördineerd door de Universiteit van Trento en uitgevoerd in het LNEC (*Nationaal Civiel Technisch Laboratorium*) in Lissabon, Portugal (Branco,

² Fiemme is een deel van Trentino, een regio in het noordoosten van Italië

Lourenço, & Aranha, 2013). Het SERIES Project was hoofdzakelijk gericht op het overbruggen van verschillen in seismisch onderzoek tussen verschillende landen en onderzoeksinstituten. Het project hield het testen in van vier full-scale houten huizen bestaande uit meerdere verdiepingen met een realistische inrichting van de verdiepingen en drie houten constructie types: houtskeletbouw (HSB), log bouw en bouw met kruislings verlijmde éénlaagsplaten (CLT). De testen werden uitgevoerd op de LNEC-3D triltafel met verschillende trilniveaus en verschillende constructietoestanden. Het doel van de testen was het beoordelen van de seismische prestaties van de gebouwen, stabiliteitswanden en stalen verbindingen, gedefinieerd in termen van relatieve verplaatsing en zogenaamde ‘*hold-down*’ krachten; de kracht die nodig is om ervoor te zorgen dat de muren niet verticaal verplaatsen (Costa, et al., 2013).

Zoals gezegd zijn er in het kader van dit project vier full-scale testen uitgevoerd, waarvan er een het testen van een logwoning inhield; het zogenaamde Rusticasa gebouw. Hoewel tijdens dit project dus daadwerkelijk een logconstructie getest is, is deze test niet uitgevoerd met als doel om de q-factor van een dergelijke constructie te bepalen. Tijdens het ontwerp van de woning is simpelweg een waarde van $q = 2$ aangenomen (Costa, Candeias, Lourenço, Branco, & Aranha, 2013). De woning is blootgesteld aan verschillende type aardbevingen met drie verschillende piek grondversnellingen (PGA), respectievelijk 0,07 g, 0,28 g en 0,5 g, waarbij een beving van 0,5 g omschreven wordt als ‘erg zwaar, maar gebouwen kunnen het overleven als de duur kort is en als er genoeg damping plaatsvindt’ (Lorant, 2012). Ter vergelijking: in de provincie Groningen wordt uitgegaan van een maximale PGA van 0,42 g met een overschrijdingskans van 10% in 50 jaar (Dost, Caccavale, van Eck, & Kraaijpoel, 2013). Zelfs na de zwaarst gesimuleerde aardbeving werd er geen significante schade opgemerkt, wat suggereert dat de woning goede seismische weerstand bezit (Costa, Candeias, Lourenço, Branco, & Aranha, 2013). Echter, een kwantitatieve uitspraak in de vorm van een waarde voor de $PGA_{\text{near-collapse}}$ ³ wordt dus niet gedaan.

2.3 Mechanisch gedrag van log stabiliteitswanden

Het is belangrijk om te begrijpen hoe de krachten, verticaal en horizontaal, door een log stabiliteitswand verlopen. De verticale belasting in een log constructie wordt van de vloeren naar de fundering gebracht door middel van drukkracht haaks op de vezelrichting in de logs. Verticale instabiliteit van een stabiliteitswand wordt voorkomen door de verbinding met haakse wanden, de zogenaamde *interlock*-verbinding tussen logs (Grossi, Sartori, Giongo, & Tomasi, 2015).

De belangrijkste mechanismen die voor de horizontale weerstand van log stabiliteitswanden zorgen zijn:

- 1) de *interlock*-verbinding tussen logs;
- 2) houten of stalen deuvels;
- 3) verticale trekstangen en draadstangen met de fundering;
- 4) wrijving tussen logs als gevolg van verticale belasting
(Hirai, Kimura, Yanaga, Sasaki, & Koizumi, 2004).

De horizontale weerstand van log stabiliteitswanden is belangrijk op het moment dat de wand wordt blootgesteld aan seismische belasting. Dit komt doordat de grootte van de horizontale weerstand direct in verband staat met de hoeveelheid energie die door de stabiliteitswand geabsorbeerd kan

³ Dit is de waarde van de PGA bij het bereiken van een vooraf vastgesteld ‘*near collapse*’ criterium, bijvoorbeeld het bezwijken van een verbinding tussen logs of met de fundering, een deuvel etc. In paragraaf 3.2 en verder wordt dit uitgebreider toegelicht.

worden, en daarmee bepalend is voor de waarde van de q-factor voor de betreffende stabiliteitswand.

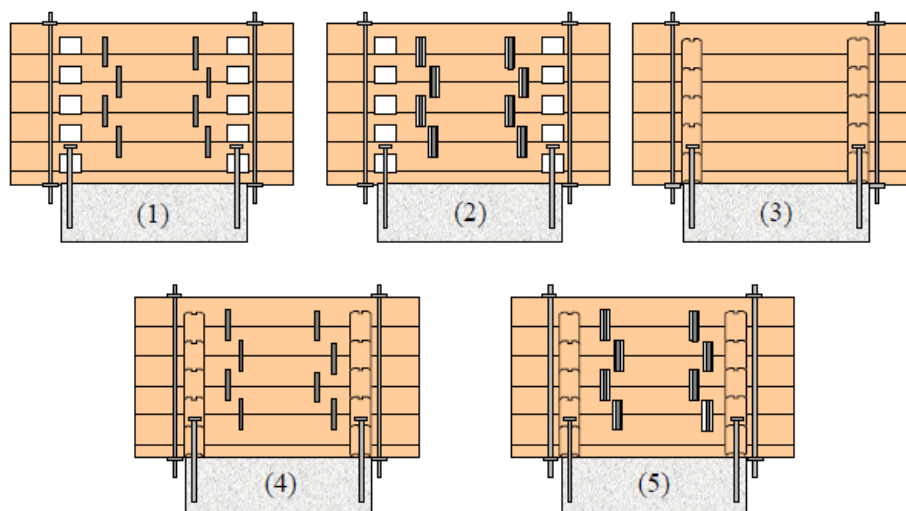
Wat betreft het constructie technische ontwerp is het log systeem volkomen verschillend van andere dragende muren van hout, zoals HSB en CLT. De krachtverdeling in en de weerstand van log constructies worden beïnvloed door het aantal *interlock*-verbindingen (en dus onafhankelijk van de lengte van de wand), door de grootte van de verticale belasting (wrijvingsmechanisme) en door de eventuele aanwezigheid van deuvels, verticale trekstangen en/of draadstangen met de fundering. Bij HSB en CLT systemen daarentegen hangen sterkte en stijfheid samen met het aantal en de positie van verbindingen (en dus afhankelijk van de lengte van de wand) (Grossi, Sartori, Giongo, & Tomasi, 2015).

Ondanks het belang van het begrijpen van het mechanisch gedrag van log stabiliteitswanden, vooral onder seismische belasting, is de algemene ontwerpaanpak voor log constructies gebaseerd op het verifiëren van de weerstand van timmerverbindingen, zonder dat er gekeken wordt naar het gedrag van de constructie als een geheel (Grossi, Sartori, Giongo, & Tomasi, 2015). Zo wordt de horizontale weerstand in bestaande bouwvoorschriften voor log constructies alleen op basis van houten of stalen deuvels en verticale trekstangen berekend. Dit komt voornamelijk omdat de *interlock*-verbinding tussen logs te variabel is om een specifieke weerstand daarvan te geven. Daarnaast is het onduidelijk hoe de wrijvingsweerstand als een gevolg van verticale belasting geschat kan worden. Dit komt onder andere door het feit dat de effectieve waarde van de wrijvingsweerstand tijdelijk lager uit zou kunnen vallen als gevolg van de verticale krachten die tijdens een aardbeving optreden (Hirai, Kimura, Yanaga, Sasaki, & Koizumi, 2004).

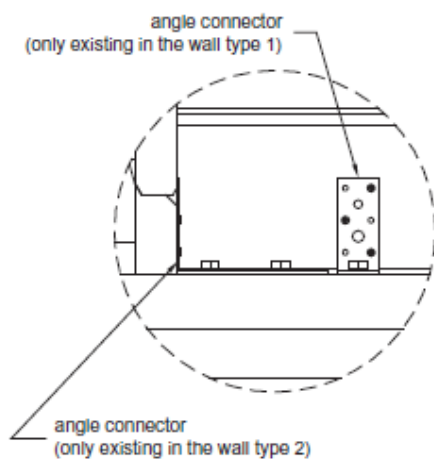
Daarom zijn er onder andere cyclische testen uitgevoerd op 5 verschillende wandconfiguraties (zie Figuur 2-2) door Hirai, Kimura, Yanaga, Sasaki, & Koizumi (2004). Op basis van de resultaten van deze testen zijn een aantal kwalitatieve conclusies getrokken, namelijk:

- 1) deuvels met spelingen dragen nauwelijks bij aan de stijfheid;
- 2) wrijving tussen boven- en onderliggende logs dragen bij aan de stijfheid;
- 3) de *interlock*-verbinding tussen logs draagt in zekere mate bij als de logs zodoende op elkaar aan sluiten dat horizontale krachten efficiënt overgedragen kunnen worden;
- 4) de horizontale weerstand van elk element afzonderlijk kan redelijkerwijs bij elkaar opgeteld worden

(Hirai, Kimura, Yanaga, Sasaki, & Koizumi, 2004).



Figuur 2-2: Vijf verschillende geteste wandconfiguraties (Hirai, Kimura, Yanaga, Sasaki, & Koizumi, 2004)



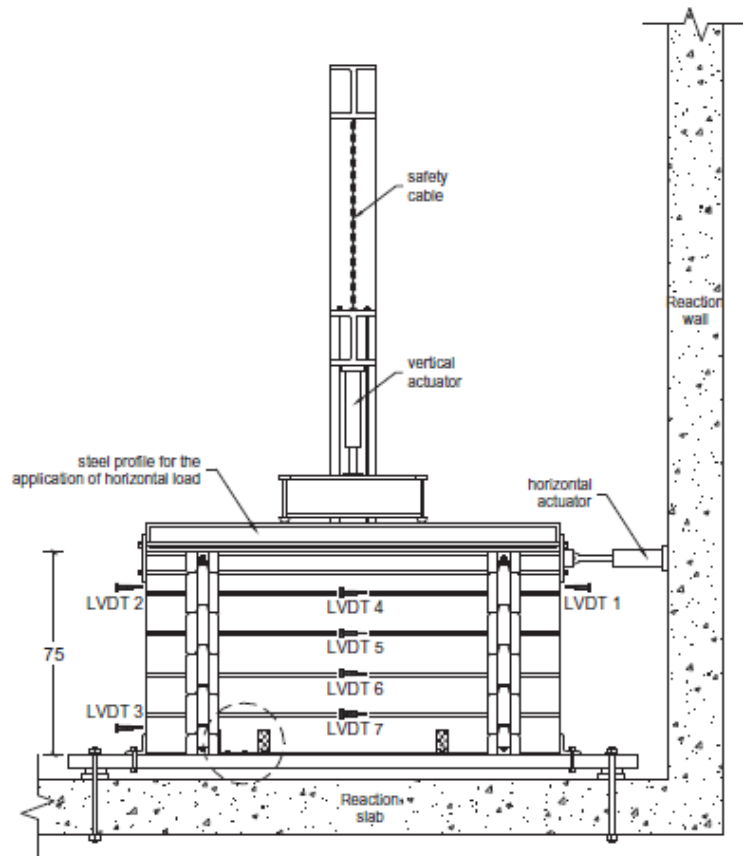
Figuur 2-4: Detail hoekverbinding in wand type 1 en type 2 (Branco & Araújo, 2012)

Daarnaast zijn er cyclische testen uitgevoerd, puur gericht op het bepalen van de weerstand door wrijving tussen logs. De testen zijn uitgevoerd op 5 gestapelde logs van elke 120 mm hoog. De resultaten staan weergegeven in Tabel 2-1 en laten een lineaire correlatie zien tussen de verticale belasting en de maximale horizontale belasting, die beschreven kan worden met $y = 0,3389x + 2,2685$, met een R^2 van 0,9979 (Branco & Araújo, 2012).

Vervolgens zijn monotone en cyclische testen uitgevoerd op een wand, zoals te zien is in Figuur 2-3 (dus met haaks kruisende logs).

Twee verschillende configuraties van deze opstelling zijn getest. Het verschil in beide configuraties is de manier waarop de onderste log met de fundering verbonden is. Bij wand type 1 is de onderste log van de wand met de fundering verbonden met een hoekverbinding, en bij wand type 2 zijn de twee kruisende logs verbonden met de fundering met een hoekverbinding (zie Figuur 2-4).

Daarnaast is er een test uitgevoerd op een wand van 135 cm hoog in plaats van 75 cm om de invloed van de wandhoogte op de horizontale weerstand te bepalen. De uitgevoerde testen zijn samengevat in Tabel 2-2.



Figuur 2-3: Testopstelling gebruikt om de weerstand tussen logs te bepalen en om het gedrag in het vlak van een log wand te testen (Branco & Araújo, 2012)

Specimen	Pre-compression (kN)	F_{max}^- (kN)	F_{max}^+ (kN)	ν_{eq}
S1	10	-5.51	5.54	0.506
S2		-4.87	5.47	0.522
S3	30	-12.86	11.68	0.442
S4		-11.41	11.59	0.509
S5	50	-18.71	17.37	0.471
S6		-18.25	17.35	0.490
S7	70	-25.95	25.7	0.493
S8		-23.67	26.18	0.481

Tabel 2-1: Resultaten van het cyclisch testen van 5 gestapelde logs (Branco & Araújo, 2012)

Test	Loading	Wall type	Height (cm)	Pre-compression (kN)
W1_1	Monotonic	1	75	10.1
W1_2	Cyclic			
W1_3				
W1_4	Monotonic			48
W1_5	Cyclic			
W1_6			135	
W1_7				
W2_1	Monotonic	2	75	10.1
W2_2	Cyclic			
W2_3				
W2_4	Monotonic			48
W2_5	Cyclic			
W2_6				

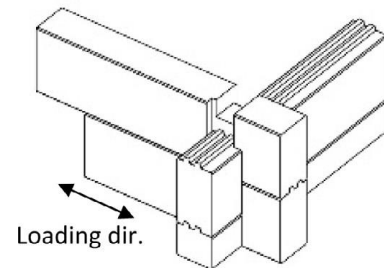
Tabel 2-2: Testen uitgevoerd op full-scale houten log wanden (Branco & Araújo, 2012)

De resultaten van de cyclische testen staan samengevat in Tabel 2-3. Hieruit valt te concluderen dat wand type 2 een grotere horizontale weerstand heeft dan wand type 1 en, zoals al bleek uit de cyclische testen op 5 gestapelde logs van elke 120 mm hoog, dat de horizontale weerstand toeneemt bij een hogere waarde van de verticale belasting. Daarnaast blijkt uit Tabel 2-3 dat een lagere wand een grotere horizontale weerstand heeft dan een hogere wand.

Type	Muurhoogte [mm]	Verticale belasting [kN]	F_{max}^- [kN]	F_{max}^+ [kN]
1	75	10,1	-31,81	24,49
	75	48	-48,83	44,67
	135	48	-21,69	19,63
2	75	10,1	-42,81	28,82
	75	48	-54,72	50,84

Tabel 2-3: Resultaten van cyclische testen op full-scale houten log wanden

In een ander onderzoek zijn er testen uitgevoerd op de capaciteit van verschillende hoekverbindingen tussen kruisende logs (de *interlock*-verbinding), waaronder de traditionele verbinding zoals weergegeven in Figuur 2-5. Twee verschillende diktes van de logs zijn getest, namelijk logs van 90 mm (2 lamellen) en van 130 mm (3 lamellen), en met een hoogte van 160 mm. De verbindingen zijn monotoon, onder druk- en trekkracht, en cyclisch getest. Een verticale belasting van 10 kN werd toegepast op alle verbindingen behalve op de verbinding in test 4, waar een verticale belasting van 5 kN werd toegepast (zie Tabel 2-4). De testen en de resultaten op de traditionele hoekverbinding zijn weergegeven in Tabel 2-4.



Figuur 2-5: Geometrie van de geteste traditionele hoekverbinding (Grossi, Sartori, Giongo, & Tomasi, 2015)

In Tabel 2-4 zijn twee waarden voor zowel de maximale belasting (F_{max} en F_u) als de maximale verplaatsing (V_{max} en V_u) te zien. De waarden voor F_{max} en V_{max} zijn de maximaal verkregen waarden tijdens het testen, en de waarden voor F_u en V_u zijn de waarden waarbij een van de beide vooraf opgestelde

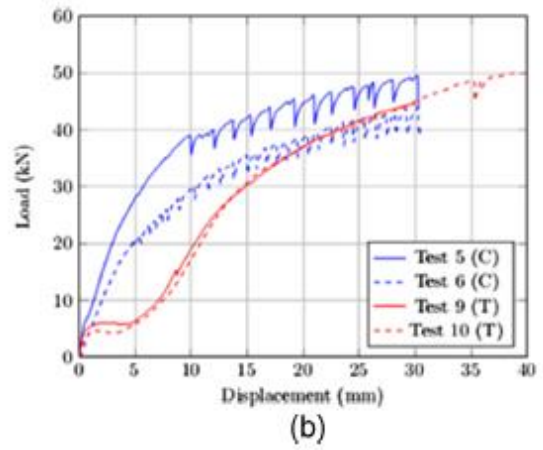
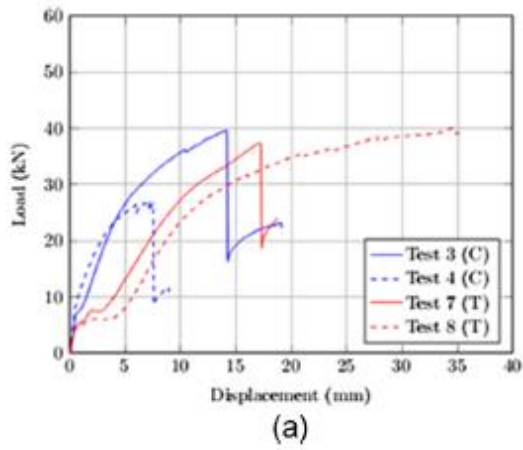
Test nr	Load	T [mm]	Tight. force [kN]	F_{max} [kN]	V_{max} [mm]	F_u [kN]	V_u [mm]
3	Comp.	90	10	39.7	14.1	39.7	14.1
4	Comp.	90	5	27.2	7.1	26.7	7.5
7	Tensile	90	10	37.4	17.0	37.4	17.0
8	Tensile	90	10	40.0	34.6	38.6	30.0
5	Comp.	130	10	49.5	30.2	49.3	30.0
6	Comp.	130	10	43.9	30.2	43.4	30.0
9	Tensile	130	10	44.6	29.7	44.4	30.0
10	Tensile	130	10	50.2	42.7	45.0	30.0

Tabel 2-4: Uitgevoerde testen en resultaten op een traditionele hoekverbinding (Grossi, Sartori, Giongo, & Tomasi, 2015)

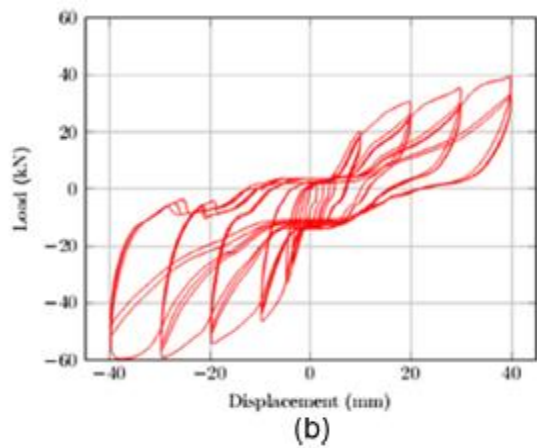
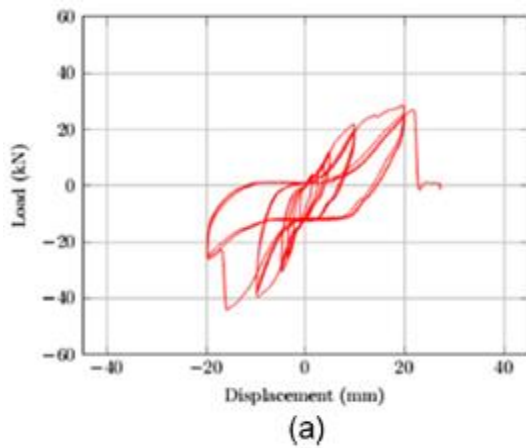
faalcriteria werd bereikt. Deze faalcriteria hielden het optreden van een van beide volgende condities in: een sterkteverlies van meer dan 20% van de pieksterkte (bros bezwijken), of een verplaatsing van 30 mm (Grossi, Sartori, Giongo, & Tomasi, 2015).

De hoekverbinding met logs van 130 mm zorgde voor een grotere capaciteit dan de verbinding met logs van 90 mm. De horizontale belasting-verplaatsing curves (zie Figuur 2-6) lieten een niet-lineair gedrag zien en bezwijkbelastingen die 14% hoger waren voor logs van 130 mm dan voor logs van 90 mm (Grossi, Sartori, Giongo, & Tomasi, 2015). Daarnaast lieten cyclische testen (zie Figuur 2-7) zien dat de traditionele hoekverbinding voor goede energieabsorptie zorgt met weinig sterkte verlies (Grossi, Sartori, Giongo, & Tomasi, 2015). Ook hier zorgde de hoekverbinding met logs van 130 mm voor een grotere capaciteit dan de verbinding met logs van 90 mm.

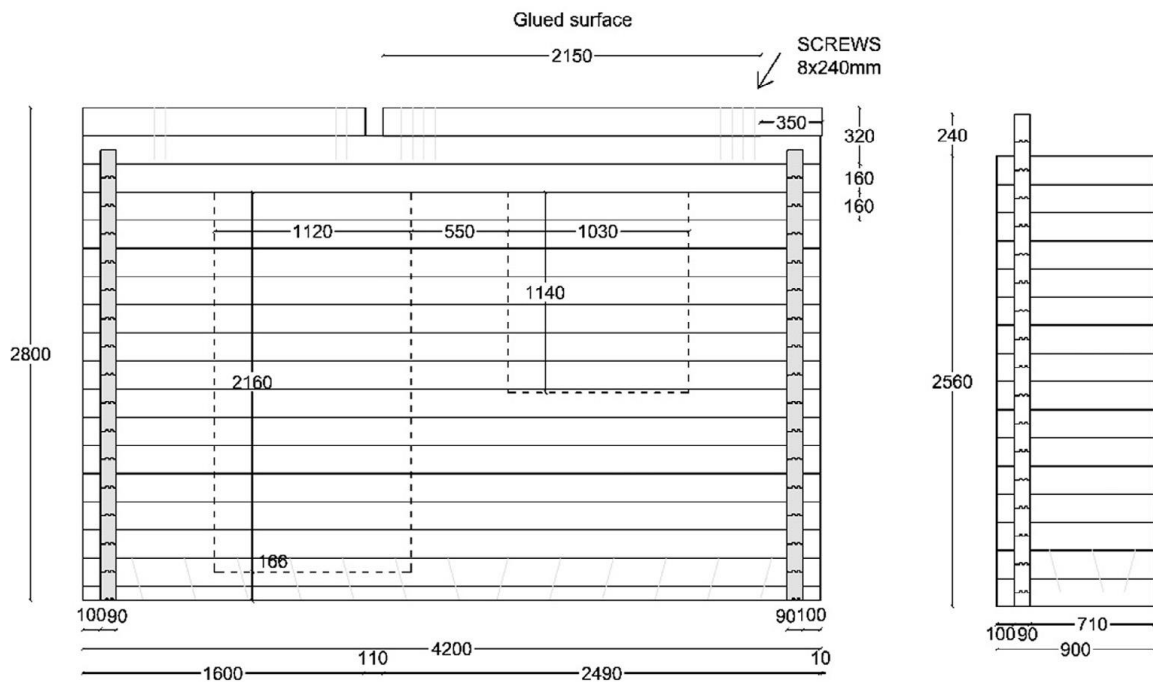
Daarnaast is gekeken naar de invloed van openingen, zoals deuren en ramen, in een log stabiliteitswand. Daarvoor is een wand getest zoals te zien is in Figuur 2-8. Uit de resultaten van zowel monotone als cyclische testen is gebleken dat openingen in een log wand nauwelijks invloed hebben op de horizontale weerstand (zie Figuur 2-9) (Grossi, Sartori, Giongo, & Tomasi, 2015).



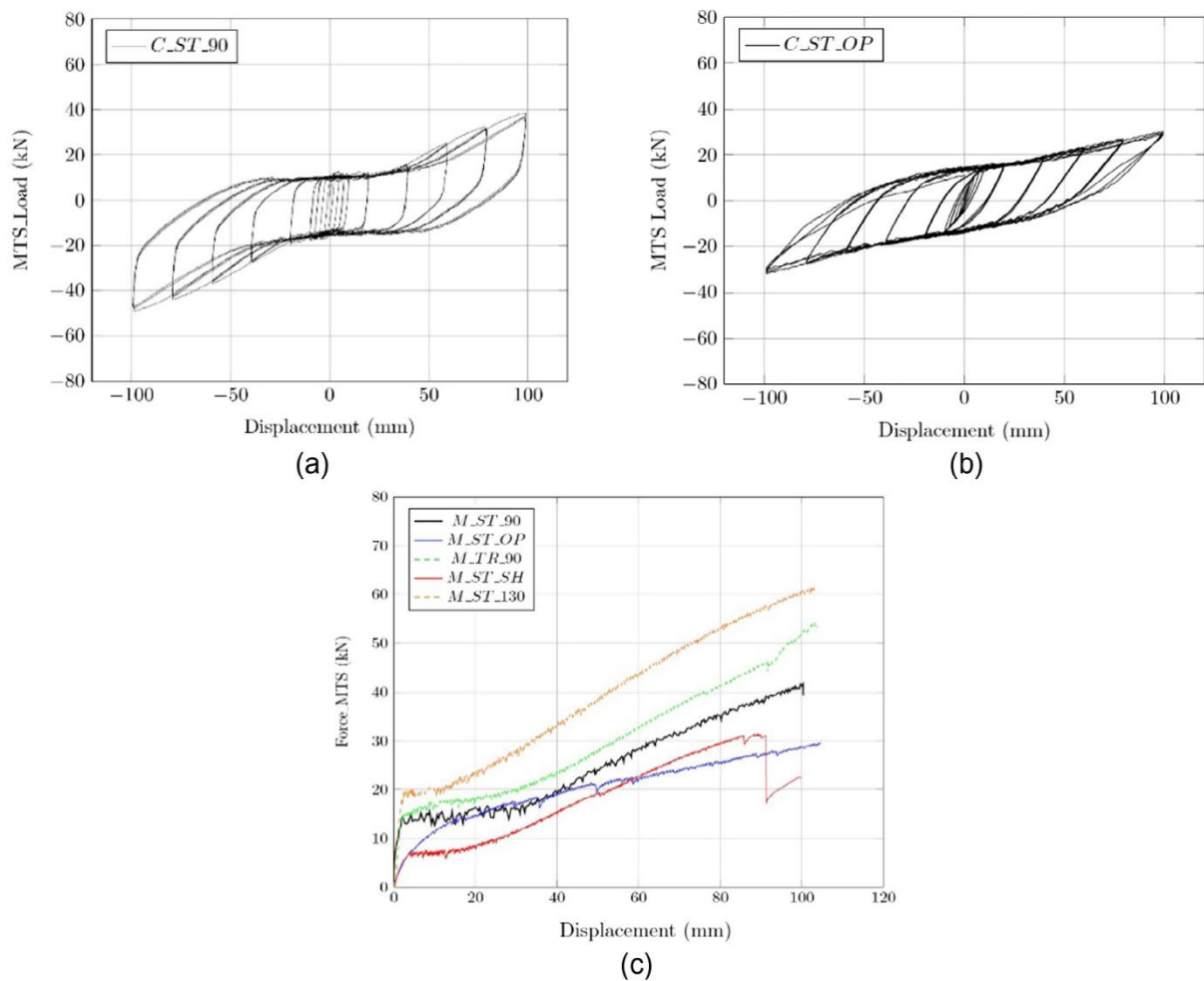
Figuur 2-6: Monotone testen – 90 mm (a) en 130 mm (b) (Grossi, Sartori, Giongo, & Tomasi, 2015)



Figuur 2-7: Cyclische testen – 90 mm (a) en 130 mm (b) (Grossi, Sartori, Giongo, & Tomasi, 2015)



Figuur 2-8: Testopstelling om de invloed van openingen in een log wand te bepalen, waar de gestippelde rechthoeken de openingen aangeven (Grossi, Sartori, Giongo, & Tomasi, 2015)



Figuur 2-9: Testresultaten van log wand met en zonder openingen; (a) cyclische test – zonder openingen; (b) cyclische test – met openingen; (c) monotone test – met (M_ST_OP) en zonder (M_ST_90) openingen (Grossi, Sartori, Giongo, & Tomasi, 2015)

2.4 Samenvatting literatuurstudie

Hoewel er de afgelopen jaren dus de nodige onderzoeken verricht zijn, is het erg lastig om een directe vergelijking te maken tussen de resultaten die verkregen zijn door verschillende auteurs, omdat over het algemeen verschillende afmetingen en test opstellingen zijn gebruikt (type hoekverbinding, log dwarsdoorsnede, verticale belasting etc.). Een gemeenschappelijk gedrag van log constructies kan echter geïdentificeerd worden, namelijk dat de resultaten van alle onderzoeken die in de literatuur beschikbaar zijn in het geheel goede seismische prestaties laten zien met betrekking tot energie absorptie (Grossi, Sartori, Giongo, & Tomasi, 2015).

In de context van dit onderzoek worden vier hoofdmechanismen beschouwd die zorgen voor de horizontale weerstand van log stabiliteitswanden, namelijk:

- 1) de *interlock*-verbinding tussen logs;
- 2) houten of stalen deuvels;
- 3) verticale trekstangen en draadstangen met de fundering;
- 4) wrijving tussen logs als een gevolg van verticale belasting.

De interactie tussen deze vier mechanismen is complex en de klassieke modellen voor houten stabiliteitswanden zijn niet geschikt om dat te beschrijven (Grossi, Sartori, Giongo, & Tomasi, 2015).

3 Deelvragen

In dit hoofdstuk wordt, grotendeels op basis van de literatuurstudie, per paragraaf een van de deelvragen beantwoord. In de laatste paragraaf wordt een samenvatting van de antwoorden op elke deelvraag gegeven.

De deelvragen die beantwoord zullen worden, zijn hieronder herhaald:

- 1) Welke methode is gebruikt om de waardes van de q-factor te bepalen zoals ze in de huidige normen genoteerd staan?
- 2) Door middel van welke verschillende componenten wordt de waarde van de q-factor bepaald?
- 3) Welke interne en externe configuratie mechanismen kunnen de waarde van de q-factor beïnvloeden?

3.1 Deelvraag 1

Constructieberekeningen moeten te allen tijde voldoen aan de algemeen geldende normen. De regels met betrekking tot de aardbevingsbestendigheid van een constructie staan hoofdzakelijk genoemd in twee normen, namelijk EC8 en NPR 9998.

Op basis van dit gegeven luidt de eerste deelvraag:

Welke methode is gebruikt om de waardes van de q-factor te bepalen zoals ze in de huidige normen genoteerd staan?

3.1.1 NEN-EN 1998-1:2005: Eurocode 8

EC8 is een veelgebruikte norm met betrekking tot het ontwerp en de berekening van aardbevingsbestendige constructies. Constructieberekeningen in Nederland hoeven echter niet aan EC8 getoetst te worden, omdat deze in Nederland geen verplichte status heeft. Ondanks dit feit is toetsing aan EC8 in veel andere Europese landen wel verplicht, en wordt er daarnaast in EC8 het nodige gezegd over verschillende waardes van de q-factor. In tabel 8.1 van EC8 staan de waardes van de q-factor van verschillende type constructies gegeven op basis van drie verschillende ductiliteitsklassen⁴. De ductiliteitsklassen worden in de hoofdzaak bepaald door de wijze waarop de elementen met elkaar verbonden zijn (NEN, 2015b). Echter wordt in deze tabel (zie Tabel 3-1) geen ductiliteitsklasse genoemd voor log constructies, noch wordt vermeld op welke wijze de verschillende waardes van de q-factor verkregen zijn.

Daarnaast is het houtgedeelte van EC8 (sectie 8) oud (de eerste versie is gepubliceerd in 1998) en kort (slechts 6 pagina's). In de tussentijd zijn er belangrijke onderzoeken naar houtconstructies afgerond, zoals bijvoorbeeld het SOFIE Project en het SERIES Project. De resultaten van deze onderzoeken kunnen gebruikt worden om nieuwe waardes te definiëren voor onder andere de q-factor voor het aardbevingsbestendig ontwerpen en berekenen van constructies (Follesa, Fragiaco, & Lauriola, 2011).

Daarom hebben Follesa, Fragiaco & Lauriola (2011) een voorstel voor een herziening van het huidige houtgedeelte van EC8 geschreven. In dit voorstel noemen de auteurs wel een specifieke waarde voor de q-factor van log constructies (namelijk $q = 2,0$), maar geven niet aan hoe ze op deze waarde zijn gekomen, noch verwijzen ze naar een onderzoek of bron (zie Tabel 3-2).

⁴ De drie ductiliteitsklassen die worden onderscheiden zijn: DCL (lage capaciteit tot energie absorptie), DCM (gemiddelde capaciteit tot energie absorptie) en DCH (hoge capaciteit tot energie absorptie)

Table 8.1: Design concept, Structural types and upper limit values of the behaviour factors for the three ductility classes.

Design concept and ductility class	q	Examples of structures
Low capacity to dissipate energy - DCL	1,5	Cantilevers; Beams; Arches with two or three pinned joints; Trusses joined with connectors.
Medium capacity to dissipate energy - DCM	2	Glued wall panels with glued diaphragms, connected with nails and bolts; Trusses with doweled and bolted joints; Mixed structures consisting of timber framing (resisting the horizontal forces) and non-load bearing infill.
	2,5	Hyperstatic portal frames with doweled and bolted joints (see 8.1.3(3)P).
High capacity to dissipate energy - 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 (see 8.1.3(3)P).
	5	Nailed wall panels with nailed diaphragms, connected with nails and bolts.

Tabel 3-1: De bovengrenswaarden van de q -factor voor de drie ductiliteitsklassen volgens EC8 (CEN, 2005)

Table 8.1(New): Design concept, structural types and upper limit values of the behaviour factors for the three ductility classes.

Design concept and ductility class	q	Examples of structures
Low capacity to dissipate energy - DCL	1.5	Vertical cantilever walls. Beams and horizontal cantilevers. Arches with two or three pinned joints. Trusses joined with connectors (e.g. toothed metal plates). Moment resisting frames with glued joints
Medium capacity to dissipate energy - DCM	2.0	Cross laminated buildings with walls composed of a unique element without vertical joints. Log House Buildings. Trusses with screwed, doweled and bolted joints. Mixed structures consisting of timber framing (resisting the horizontal forces) and non-load bearing infill.
	2.5	Moment resisting frames with dowel-type fastener joints
High capacity to dissipate energy - DCH	3.0	Cross laminated buildings with walls composed of several panels connected with vertical joints made with mechanical fasteners (nails or screws) [6]. Trusses with nailed joints.
	4.0	Moment resisting frames with high ductility joints (e.g. densified veneer wood reinforced joints with expanded tube fasteners) [9]
	5.0	Light-frame buildings with nailed walls.

Tabel 3-2: De bovengrenswaarden van de q -factor voor de drie ductiliteitsklassen voorgesteld door Follesa, Fragiaco & Lauriola (Follesa, Fragiaco, & Lauriola, 2011)

3.1.2 NPR 9998:2015

Naast EC8 is ook de NPR 9998 opgesteld. De NPR 9998 geeft richtlijnen om voor de volgende situaties te beoordelen of:

- a) te bouwen gebouwen voldoende aardbevingsbestendig zijn,
- b) bestaande gebouwen voldoende aardbevingsbestendig zijn, en
- c) te versterken bestaande gebouwen voldoende aardbevingsbestendig zijn.

Het toepassingsgebied van deze NPR is beperkt tot Noord-Nederland voor zover daar geïnduceerde aardbevingen als gevolg van gaswinning in het Groninger gasveld optreden. Op het ogenblik heeft deze richtlijn nog geen wettelijke status. Als vanuit de Regeling Bouwbesluit 2012 naar de NPR 9998 wordt verwezen, krijgt de NPR wel een wettelijke status. De minister heeft aangegeven dat hij daar begin 2016 over zal beslissen (NEN, sd).

NPR 9998 noemt in tabel 8.3 min of meer dezelfde waardes voor de q-factor als EC8. Ook in NPR 9998 wordt geen ductiliteitsklasse genoemd voor log constructies, noch wordt vermeld op welke wijze de verschillende waardes van de q-factor verkregen zijn (zie Tabel 3-3). Daarnaast worden alleen ductiliteitsklassen DCM en DCH beschouwd, omdat voor nieuw te bouwen constructies ervan wordt uitgegaan dat uitsluitend gebouwen die in de ductiliteitsklassen DCM en DCH kunnen worden ingeschaald, worden toegepast (NEN, 2015b).

Tabel 8.3 — Ductiliteitsklassen met voorbeelden

Constructie	q	Voorbeelden
DCM	2	Gelijmde panelen, vastgezet met nagels en bouten ^a Genagelde wandpanelen met genagelde, geniete, of geschroefde wandschijven van gipsvezelplaat (houtskeletbouw) Vakwerken met deuvels en bouten Constructies met portalen met niet-dragende geboute, genagelde of geschroefde 'infill frames' ^b Mits gewapend, verbindingen voorzien van polyurethaan ingelijmde draadeinden ^c
DCH	3	Genagelde wandpanelen met genagelde, geniete of geschroefde wandschijven van triplex of spaanplaat of OSB (houtskeletbouw) Vakwerken met draadnagels ^d Portalen waarbij de verbindingen zijn gerealiseerd met DVW en buizen ^e Portalen met gedeuvelde en geboute verbindingen, mits met voldoende slankheid als bedoeld in tabel 8.2 en gewapend

Tabel 3-3: De bovengrenswaardes van de q-factor voor de twee ductiliteitsklassen volgens NPR 9998 (NEN, 2015b)⁵

Het is dus niet bekend op welke manier of met welke methode de waardes van de q-factor zoals ze in EC8 en NPR 9998 genoemd staan, bepaald of berekend zijn. Voor de hand ligt dat deze verkregen zijn door verschillende full-scale testen uit te voeren, bijvoorbeeld zoals de testen die beschreven zijn in de literatuurstudie, en door de kennis van experts op dit gebied te gebruiken. Het gebrek aan voorschriften en aanbevelingen kan gedeeltelijk worden toegeschreven aan de grote variabiliteit in bouwtechnieken en -materialen (Grossi, Sartori, Giongo, & Tomasi, 2015).

⁵ De toelichting bij sub scripts a t/m e is weggelaten. Zie hiervoor NPR 9998, Tabel 8.3.

3.1.3 Herformulering vraagstelling

Aangezien dus niet bekend is op welke manier of met welke methode de waarden van de q-factor zoals ze in EC8 en NPR 9998 genoemd staan, bepaald of berekend zijn, en met de kennis die reeds vergaard is tijdens de literatuurstudie, is ervoor gekozen om de deelvraag enigszins te herformuleren. Dit leidt tot een vernieuwde vraagstelling:

Welke methode kan gebruikt worden om de q-factor van constructies vast te stellen?

Zoals namelijk uit de literatuurstudie bekend geworden is, is er een standaardprocedure voorgesteld door Ceccotti & Sandhaas (2010) om de q-factor van houten constructies vast te stellen. Deze procedure kan grotendeels gevolgd worden om de q-factor van log constructies vast te stellen. De standaardprocedure luidt als volgt:

- 1) Globale cyclische test data op stabiliteitswanden wordt gefit aan hysteretische modellen die in staat zijn om *pinching*-gedrag te reproduceren. Op basis van de verschillen tussen de vorm van de *envelopcurve* van, en de hoeveelheid geabsorbeerde energie door de hysteretische modellen en de geteste full-scale wanden worden de modellen gefit. De hysteretische modellen zijn in feite niet-lineaire veren.
- 2) De gekalibreerde niet-lineaire hysteretische modellen (de veren) worden gebruikt om het gedrag van een stabiliteitswand na te bootsen zonder het expliciet te hoeven modelleren van componenten van de stabiliteitswand.
- 3) De cyclische test data wordt geanalyseerd en de laterale stijfheid, de maximale belastbaarheid en een zogenoemd '*near collapse*' criterium wordt vastgesteld.
- 4) Een gebouw wordt elastisch ontworpen met $q = 1$ en een zekere ontwerpwaarde voor de maximale grondversnelling (PGA_{design}) volgens de huidige normen met betrekking tot aardbevingsbestendigheid en de elastisch seismische schuifkrachten worden geïdentificeerd.
- 5) De stabiliteitswand modellen worden gebruikt om 2D of 3D gebouwen te modelleren, waarvan het gedrag dus volledig bepaald wordt op basis van de hysteretische veren; alle andere componenten worden als stijf beschouwd. Aannames moeten gedaan worden voor de stijfheid van plafonds en vloeren (in 3D modellen). De lengte van de wanden wordt aangepast zodat ze precies de elastisch seismische krachten weerstaan.
- 6) De modellen van het gebouw worden onderworpen aan accelerogrammen van verschillende aardbevingen die een breed scala aan frequenties beslaan. De PGA-waarden van de aardbevingen worden verhoogd totdat het '*near collapse*' criterium is bereikt.
- 7) De verhouding van $PGA_{\text{near-collapse}}$ ten opzichte van PGA_{design} geeft de waarde voor de factor q.

Om de procedure toepasbaar te maken voor log constructies zal deze op enkele punten moeten worden aangepast. In het kader van dit onderzoek is het onmogelijk gebleken om full-scale experimenten uit te voeren op verschillende configuraties van stabiliteitswanden. Wel kan op basis van de literatuurstudie kwalitatief een uitspraak gedaan worden over verschillende configuraties van stabiliteitswanden.

Daarnaast zijn er globaal gezien twee opties om de procedure uit te voeren, zoals wordt toegelicht door middel van twee voorbeeld cases door Ceccotti & Sandhaas (2010). Daarvan lijkt de tweede optie, beschreven in paragraaf 5.3 van het rapport van Ceccotti & Sandhaas (2010), en uitgebreider beschreven door Ceccotti & Follesa (2006) en door Ceccotti (2008), het meest geschikt om te gebruiken om de q-factor van log constructies vast te stellen. Hoewel de standaardprocedure, zoals hierboven beschreven, de basis vormt voor de procedure die is toegepast in de tweede optie, verschillen ze enigszins.

3.2 Deelvraag 2

Van elk constructiemateriaal kan door middel van testen tot een waarde voor de q-factor van dat materiaal gekomen worden. Om deze waarde te kunnen bepalen, is het nodig om te weten door welke componenten de q-factor gedefinieerd wordt. Daarnaast bestaat er over het algemeen een verschil tussen de theoretische waarde en de rekenwaarde van een parameter. Om erachter te komen hoe dit voor de q-factor zit, is de volgende deelvraag opgesteld:

Door middel van welke verschillende componenten wordt de waarde van de q-factor bepaald?

3.2.1 Experimentele bepaling

Zoals reeds eerder is opgemerkt, kan de q-factor van een constructie experimenteel bepaald worden door middel van een full-scale test. De waarde van de q-factor wordt dan verkregen door de waarde van de PGA bij het bereiken van het vooraf vastgestelde '*near collapse*' criterium ($PGA_{near-collapse}$) te delen door de ontwerpwaarde van de PGA van de desbetreffende constructie (PGA_{design}) (Ceccotti & Sandhaas, 2010):

$$q = \frac{PGA_{near-collapse}}{PGA_{design}}$$

Simpel gezegd wordt de q-factor dus bepaald door middel van een ratio tussen een experimenteel bepaalde parameter en een gekozen ontwerpwaarde. Het verschil tussen beide parameters is dat tijdens het ontwerp van de constructie waarvan de q-factor bepaald wordt, ervan uitgegaan wordt dat de constructie geen energie absorbeert, oftewel $q = 1$. Vervolgens wordt de constructie onderworpen aan aardbevingen met verschillende PGA-waardes, waarna zal blijken dat de constructie een hogere PGA-waarde aankan dan waarop de constructie ontworpen was. Dit is het gevolg van het feit dat de constructie een bepaalde capaciteit heeft om de seismische energie te absorberen.

3.2.2 Toepassing in ontwerp

Wanneer de q-factor van een type constructie eenmaal vastgesteld is, kan deze toegepast worden in de daadwerkelijke berekening van de constructie. De invloed van de q-factor in het ontwerp van de constructie is terug te zien in de globale formule voor de aardbevingsbelasting:

$$F = PGA * m * \frac{S_e}{q}$$

met:

F = aardbevingsbelasting [N];

PGA = piek grondversnelling waarop de betreffende constructie wordt berekend [m/s^2];

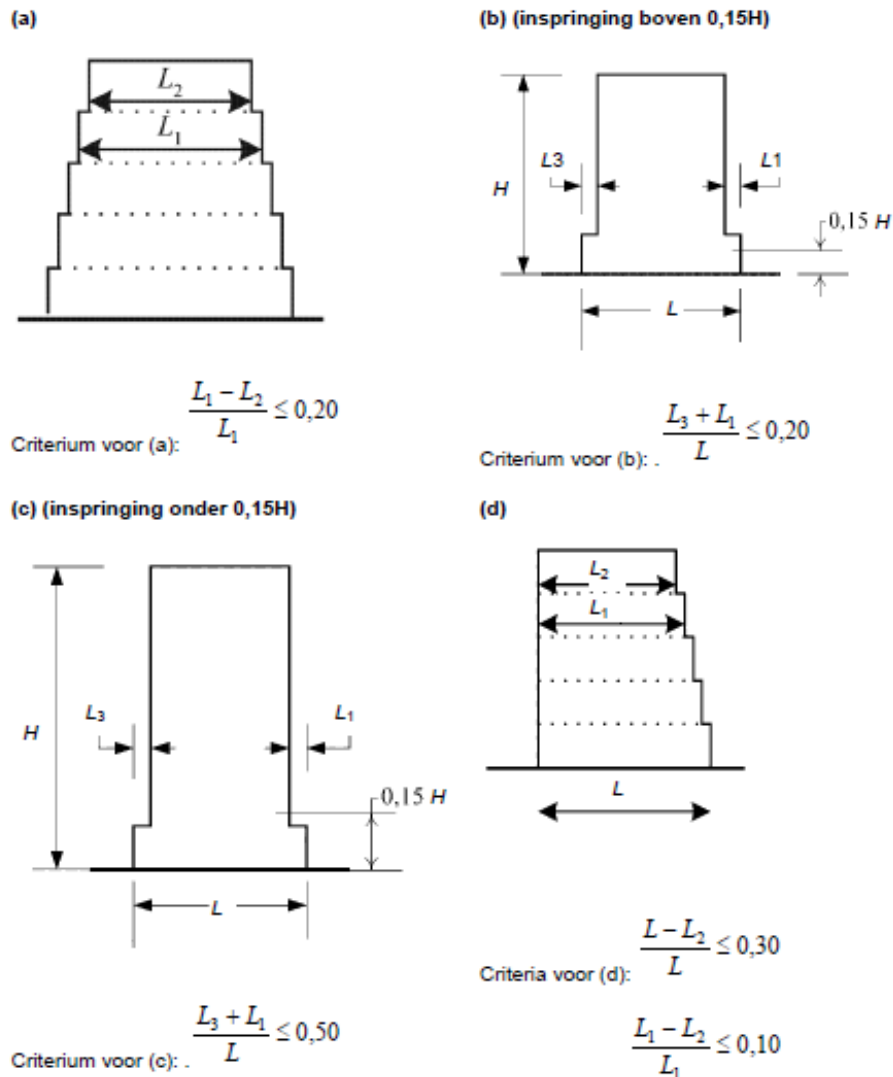
m = massa [kg];

S_e = het (genormeerd) elastisch responsespectrum [-];

q = q-factor [-];

(Steenbergen, Vrouwenvelder, & Scholten, 2015),

waarin de rekenwaarde voor de aardbevingsbelasting bepaald wordt door de eigenlijke belasting ($PGA * m$) te delen door de waarde van de q-factor, omdat de betreffende constructie het vermogen heeft om een deel van de aardbevingsbelasting af te wikkelen (door energie te absorberen). Dit afgewikkelde deel hoeft dus niet in rekening te worden gebracht. Daardoor blijft er een kleinere kracht over die de constructie daadwerkelijk aan moet kunnen.



Figuur 3-1: Criteria voor regelmaat van gebouwen met inspringende delen (NEN, 2015b)

Daarnaast bestaat er nog een verschil tussen de theoretische waarde van de q-factor en de daadwerkelijke rekenwaarde. De theoretische waarde van de q-factor voor de grenswaarde 'near collapse' mag namelijk vermenigvuldigd worden met 1,33. Wanneer het gebouw onregelmatig is in de hoogte (zie Figuur 3-1), moet de waarde van de q-factor met 0,8 vermenigvuldigd worden, waarbij een minimum ondergrenswaarde voor de q-factor van 1,5 geldt (NEN, 2015b). De beredenering voor zowel de waarden van beide factoren als voor de ondergrenswaarde wordt niet genoemd.

3.3 Deelvraag 3

Zoals uit de literatuurstudie is gebleken, is de exacte bepaling van de q-factor van een log constructie extra gecompliceerd doordat de interactie tussen de vier hoofdmechanismen voor horizontale weerstand complex is. Daarnaast zijn klassieke modellen voor houten stabiliteitswanden niet geschikt om te beschrijven hoe deze vier mechanismen samenwerken. Zo kan ervoor gekozen om wel of geen deuvels, trekstangen, draadstangen met de fundering etc. toe te passen. Wanneer er echter voor gekozen wordt om een of meerdere van deze mechanismen toe te passen, dan is het aantal van elk mechanisme nog variabel. Dit in tegenstelling tot andere type constructies, zoals bijvoorbeeld CLT, waarbij dergelijke variatie in feite niet mogelijk is. Dit zorgt ervoor dat de waarde voor de q-factor van zulke constructie types in veel mindere mate variabel is.

Daarom is het belangrijk om vast te stellen welke verschillende interne en externe configuratie mechanismen bestaan voor log wanden. Daarnaast is het wenselijk om te achterhalen, in hoeverre dat op basis van de literatuurstudie mogelijk is, hoe groot de weerstand van elk mechanisme is, zo niet kwantitatief dan wel kwalitatief. Uit de literatuurstudie is namelijk gebleken dat de totale horizontale weerstand redelijkerwijs bepaald kan worden door de weerstand van elk mechanisme afzonderlijk bij elkaar op te tellen.

Bovenstaande leidt tot de volgende deelvraag:

Welke interne en externe configuratie mechanismen kunnen de waarde van de q-factor beïnvloeden?

Naast de vier hoofdmechanismen (*interlock*-verbinding, deuvels, verticale trekstangen en draadstangen met de fundering en wrijving tussen logs) zullen ook enkele andere mechanismen behandeld worden die de waarde van de q-factor kunnen beïnvloeden.

3.3.1 Interne mechanismen

Allereerst zullen de interne mechanismen behandeld worden. Onder 'interne (configuratie) mechanismen' worden de verschillende mechanismen bedoeld die daadwerkelijk voor horizontale weerstand zorgen in een stabiliteitswand, oftewel energie absorberen.

De interne mechanismen die worden onderscheiden, zijn:

- wrijving tussen logs;
- deuvels;
- verticale trekstangen;
- dwarsdoorsnede van logs.

3.3.1.1 Wrijving tussen logs

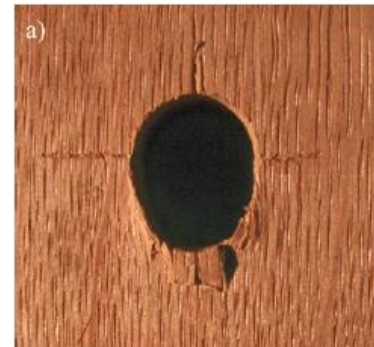
Wanneer geen andere mechanismen aanwezig zijn in een log stabiliteitswand, is de wrijving tussen logs het enige mechanisme dat voor horizontale weerstand zorgt. Deze wrijving ontstaat doordat het gewicht van alle logs boven op een bepaalde log een kracht loodrecht op het oppervlak (normaalkracht) van die log uitoefent. De wrijving die daardoor ontstaat tussen die bepaalde log en de log daarboven is een fractie van de normaalkracht. Deze fractie wordt uitgedrukt in de wrijvingscoëfficiënt, wat een materiaaleigenschap is en dus constant is. Dat houdt dus in dat naarmate de normaalkracht (de verticale belasting) groter wordt, de wrijving tussen logs lineair toeneemt, zoals ook blijkt uit de resultaten van Branco & Araújo (2012) (zie Tabel 2-1).

Hoewel wrijving een zeer belangrijk mechanisme is in dit soort houten constructies, kan het in overeenstemming met Eurocode 5 (CEN, 2011) niet als een weerstandsmechanisme beschouwd worden (Branco & Araújo, 2012). Dit komt onder andere vanwege het eerdergenoemde feit dat de effectieve waarde van de wrijvingsweerstand tijdelijk lager uit zou kunnen vallen als gevolg van de verticale krachten die tijdens een aardbeving optreden. Daarom zal de wrijvingsweerstand in het vervolg niet meegenomen worden in de berekening van de totale horizontale weerstand van een log stabiliteitswand.

3.3.1.2 Deuvels

Wanneer deuvels tussen de logs in de wand aangebracht worden (en er verder geen mechanismen aanwezig zijn die voor horizontale weerstand zorgen behalve wrijving), zorgt dit ervoor dat de logs niet meer vrij over elkaar kunnen schuiven nadat de wrijvingsweerstand tussen de logs is overwonnen. Deuvels kunnen van hout of staal gemaakt worden. De voorkeur gaat echter uit naar stalen deuvels, aangezien staal relatief gezien een grotere dwarskracht aankan dan hout en dus

minder snel bros zal bezwijken, wat te allen tijde moet worden voorkomen (Popovski, 2002). Wanneer dit namelijk gebeurt, draagt de deuvel niet meer bij aan de horizontale weerstand van de log wand. In plaats daarvan is het gewenst om ervoor te zorgen dat de deuvels het hout van de logs rondom de deuvels versplinteren, ook wel aangeduid als 'woodcrushing' (zie Figuur 3-2). Dit is een energie absorberend mechanisme (Popovski, 2002).



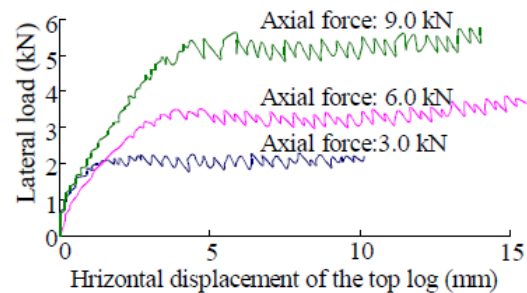
Figuur 3-2: Woodcrushing langs de vezelrichting van het hout door een deuvel (Blaß & Schädle, 2011)

Daarnaast kunnen deuvelverbindingen versterkt worden door schroeven voor en achter de deuvels te plaatsen haaks op de deuvel en haaks op de vezelrichting van het hout. Dit voorkomt het splijten van het hout, wat daardoor resulteert in een toename van de capaciteit van de verbinding. De capaciteit kan nog verder verhoogd worden wanneer de schroeven in contact zijn met de deuvel (Blaß & Schädle, 2011).

Een kwantitatieve uitspraak in de zin van de horizontale weerstand per deuvel is echter niet mogelijk aangezien er te veel aspecten onzeker en variabel zijn, zoals het aantal deuvels per meter, het materiaal etc.

3.3.1.3 Verticale trekstangen

Verticale trekstangen verbinden de bovenste log van een stabiliteitswand met de onderste log van dezelfde stabiliteitswand en gaan door alle tussenliggende logs heen. De doorsnede van de stangen, het aantal en de plaatsing zijn variabel. Echter zorgt de toepassing van verticale trekstangen er hoe dan ook voor dat logs onderling goed met elkaar in contact gebracht worden, zodat *uplift* en horizontale krachten goed weerstaan kunnen worden (Hahney, 2000).



Figuur 3-3: Horizontale weerstand voor verschillende waarden van voorgespannen trekstangen (Hirai, Kimura, Yanaqa, Sasaki, & Koizumi, 2004)

De trekstangen kunnen zowel met als zonder voorspanning aangebracht worden. Uit de literatuur wordt niet duidelijk wat de voor- en nadelen van beide zijn, en dus is ook niet duidelijk wat de voorkeur heeft. Wel blijkt dat wanneer de trekstangen voorgespannen worden, de horizontale weerstand van een stabiliteitswand groter wordt bij een hogere voorspanning (zie Figuur 3-3). In feite kan de voorspanning in een trekstang gezien worden als het aanbrengen van een extra verticale belasting op de log wand.

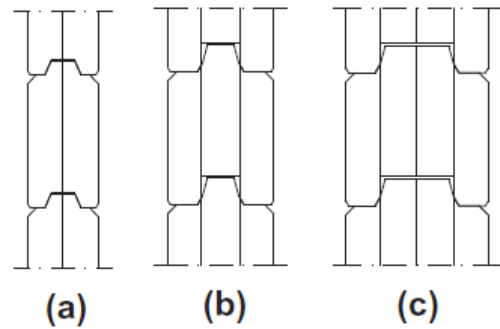
Zoals gezegd is onder andere de plaatsing van de trekstangen variabel. Een effectieve toepassing zou echter zijn om deze te plaatsen in de buurt van openingen in de log wand, zoals ramen en deuren. Dit zou grote vervormingen als gevolg van relatieve verplaatsing tussen logs (zie Figuur 3-4) beperken en daarmee schade aan ramen, deuren en kozijnen zoveel mogelijk voorkomen.



Figuur 3-4: Vervorming van openingen als gevolg van relatieve verplaatsing tussen logs (Grossi, Sartori, Giongo, & Tomasi, 2015)

3.3.1.4 Dwarsdoorsnede van logs

Logs zijn in alle soorten en maten te verkrijgen; van rond of vierkant tot logs met een of meerdere inkepingen en gleuven per log. Een veel voorkomend type log in Europa, en ook in de literatuur waar full-scale testen mee zijn gedaan, bestaat uit aan elkaar gelijmde lamellen, gemaakt van grove den (*Pinus sylvestris*) (Branco & Araújo, 2012). Doorsnedes van dit soort logs zijn weergegeven in Figuur 3-5.



Figuur 3-5: Doorsnedes van logs bestaande uit gelijmde logs met dikte (a) 80 mm; (b) 120 mm; (c) 160 mm (Branco & Araújo, 2012)

De dwarsdoorsnede van de logs heeft niet zozeer direct invloed op de waarde van de q-factor. Als het echter gaat om de horizontale weerstand van de *interlock*-verbinding, is deze echter hoger wanneer logs met een grotere breedte elkaar kruisen dan wanneer logs met een kleinere breedte elkaar kruisen (ervan uitgaande dat beide logs dezelfde hoogte hebben). Dit heeft te maken met het feit dat logs met een grotere breedte een groter contactoppervlak hebben met de kruisende log dan logs met een kleinere breedte. Dit resulteert erin dat logs met een grotere breedte meer belasting over kunnen brengen alvorens de log of de *interlock*-verbinding bezwijkt, zoals door Grossi, Sartori, Giongo & Tomasi (2015) aangetoond is (zie Tabel 2-4, Figuur 2-6 en Figuur 2-7).

3.3.2 Externe mechanismen

Onder 'externe (configuratie) mechanismen' worden de verschillende mechanismen bedoeld die ervoor zorgen dat de verschillende stabiliteitswanden waaruit een constructie opgebouwd is, een star geheel vormen.

De externe mechanismen die worden onderscheiden, zijn:

- *interlock*-verbinding;
- verticale belasting;
- verankering;
- verbinding tussen parallel aansluitende stabiliteitswanden.

3.3.2.1 Interlock-verbinding

Het basisprincipe van een log constructie is dat stabiliteit verkregen wordt door de *interlock*-verbinding tussen haaks kruisende logs. Horizontale weerstand wordt verkregen doordat er zowel drukspanning haaks op als parallel aan de vezelrichting ontstaat wanneer een horizontale belasting op een log wand aangrijpt (Branco & Araújo, 2012). De weerstand van de verbinding wordt dus bepaald door de drukspanning te vermenigvuldigen met het contactoppervlak van de verbinding. Een groter contactoppervlak zorgt dus voor een hogere weerstand van de verbinding, zoals ook al werd beredeneerd in paragraaf 3.3.1.4 en bevestigd door de resultaten van Grossi, Sartori, Giongo & Tomasi (2015) (zie Tabel 2-4, Figuur 2-6 en Figuur 2-7).

Om daadwerkelijk horizontale weerstand te bieden is het echter te allen tijde van belang dat de logs goed op elkaar aansluiten, zodat horizontale krachten efficiënt overgedragen kunnen worden (Hirai, Kimura, Yanaga, Sasaki, & Koizumi, 2004). Dit



Figuur 3-6: Verticale uplift zorgt ervoor dat interlock-verbindingen niet meer nauw op elkaar aansluiten (Popovski, 2002)

is een van de redenen waarom verticale *uplift* van de logs zoveel mogelijk voorkomen moet worden (zie Figuur 3-6). Verticale *uplift* zou bijvoorbeeld gereduceerd kunnen worden door verticale trekstangen toe te passen, en ook door extra verticale belasting aan te brengen.

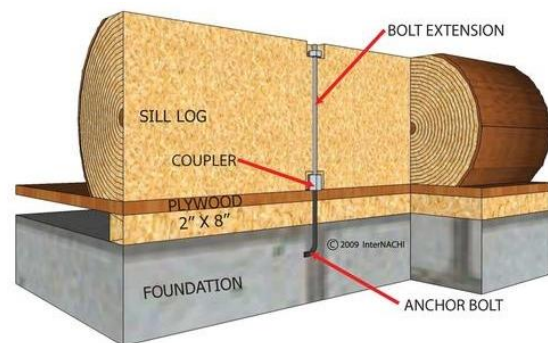
3.3.2.2 Verticale belasting

Verticale belasting als een gevolg van permanente en veranderlijke belasting in een gebouw moeten via het dak en de vloeren overgebracht worden naar de log stabiliteitswanden. Via de wanden wordt deze belasting vervolgens naar de fundering gebracht. Hoe groter de verticale belasting, des te harder worden de logs op elkaar geduwd. Hierdoor ontstaat een grotere wrijving tussen de logs, wat resulteert in een hogere horizontale weerstand van de totale log wand, zoals reeds is berekend in paragraaf 3.3.1.1.

Ondanks dat wrijving in overeenstemming met Eurocode 5 (CEN, 2011) niet als een weerstandsmechanisme beschouwd mag worden, is het dus wel duidelijk dat een toename van de verticale belasting een positief effect heeft op de horizontale weerstand van een log wand (Branco & Araújo, 2012) (zie Tabel 2-1).

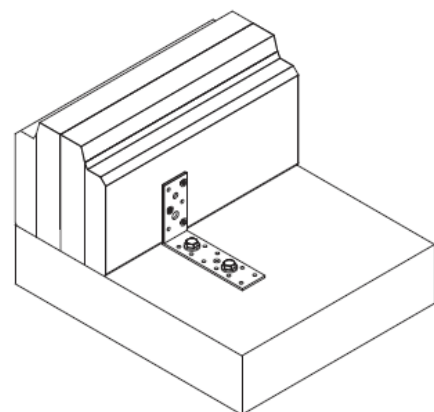
3.3.2.3 Verankering

Op het moment dat een aardbeving plaatsvindt, grijpt de seismische kracht als een gevolg hiervan aan op de fundering van het gebouw. Seismische krachten nemen toe met het gewicht van het gebouw, dus de hoogste seismische krachten komen normaalgesproken voor aan de bovenkant van de fundering. Een deel van de seismische energie kan al geabsorbeerd worden door wrijving tussen de eerste log en de fundering. Dit kan echter alleen verkregen worden wanneer *uplift* voorkomen wordt (Hahney, 2000).



Figuur 3-7: Verbinding tussen eerste log en de fundering door middel van een draadstang (Bron: <https://s-media-cache-ak0.pinimg.com/736x/1a/0b/03/1a0b03f6bde5b02ab98c23051124985d.jpg>)

Om deze reden, en tegelijkertijd om de simpele reden om de constructie op zijn plaats te houden, wordt de eerste log over het algemeen met de fundering verbonden door middel van een draadstang (zie Figuur 3-7). Draadstangen met de fundering verliezen echter hun spanning doordat logs krimpen. De moeren van draadstangen zijn over het algemeen na voltooiing van de bouw niet meer toegankelijk, en dus kunnen ze later niet meer worden aangedraaid (Branco & Araújo, 2012). Daarom kan ervoor gekozen worden om de verbinding tussen de eerste log(s) en de fundering te versterken door middel van hoekverbindingen, zoals te zien in Figuur 3-8. Dit type verbinding is ook na de voltooiing van de bouw relatief gemakkelijk toegankelijk en kan dus eventueel vervangen worden. Daarnaast kunnen extra hoekverbindingen geplaatst worden, wanneer de verbinding van de draadstangen met de fundering significant verslechterd is.

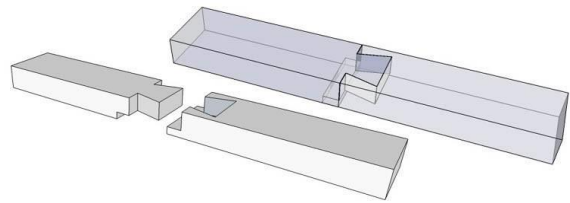


Figuur 3-8: Verbinding tussen eerste log en fundering door middel van hoekverbinding (Branco & Araújo, 2012)

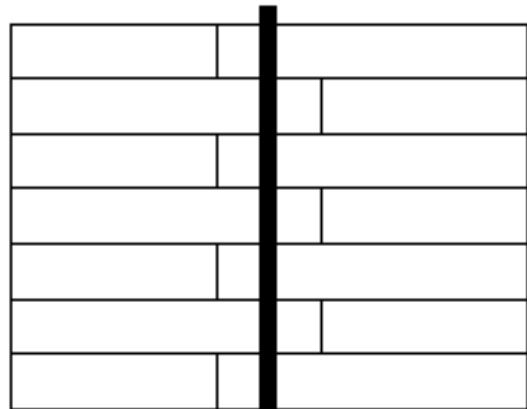
3.3.2.4 Verbinding tussen parallel aansluitende stabiliteitswanden

Gezien het feit dat logs geen oneindige lengte hebben, zullen stabiliteitswanden horizontaal gekoppeld moeten worden. Een logische oplossing is om de logs door middel van een zwaluwstaart verbinding te koppelen (zie Figuur 3-9). In de literatuur worden voor zo'n verbinding geen specifieke voorschriften noch aanbevelingen gegeven. Een mogelijke methode zou kunnen zijn om de logs ter plaatse van de verbinding in een soort metselverband te plaatsen, zodat ertussen in een trekstaaf geplaatst kan worden ter versterking van de verbinding (zie Figuur 3-10).

Daarnaast zullen er over het algemeen ook een of meerdere verdiepingen gerealiseerd moeten worden. Vloeren moeten voldoende stijf zijn en moeten extra sterk verbonden worden met de stabiliteitswanden om ervoor te zorgen dat het geheel als een doos met een deksel erop functioneert (Follesa, Fragiaco, & Lauriola, 2011). Dat houdt in dat de vloeren moeten voorkomen dat de wanden langs hun lengteas relatief vrij kunnen bewegen. Vloeren kunnen rechtstreeks op de stabiliteitswanden worden opgelegd en eventueel nog extra sterk verbonden worden door middel van hoekverbindingen, zoals te zien in Figuur 3-8.



Figuur 3-9: Zwaluwstaart verbinding (Bron: <http://www.hobbitthouseinc.com/personal/woodpics/images/shoulderedlappeddovetailscarf.jpg>)



Figuur 3-10: Mogelijke methode om parallel aansluitende stabiliteitswanden te verbinden

3.4 Samenvatting antwoorden op deelvragen

Hieronder wordt per deelvraag een korte samenvatting van het antwoord gegeven.

1) Welke methode is gebruikt om de waarden van de q-factor te bepalen zoals ze in de huidige normen genoteerd staan?

Aangezien het niet bekend is op welke manier of met welke methode de waarden van de q-factor, zoals ze in EC8 en NPR 9998 genoemd staan, bepaald of berekend zijn, is ervoor gekozen om deze deelvraag te herformuleren tot:

Welke methode kan gebruikt worden om de q-factor van constructies vast te stellen?

Het antwoord op deze vraag luidt dat er een standaardprocedure voorgesteld is door Ceccotti & Sandhaas (2010) om de q-factor van houten constructies vast te stellen. Wanneer deze procedure op enkele punten wordt aangepast, kan deze ook gebruikt worden om de q-factor van log constructies vast te stellen.

2) Door middel van welke verschillende componenten wordt de waarde van de q-factor bepaald?

De theoretische waarde van de q-factor wordt experimenteel bepaald door middel van een ratio tussen een experimenteel bepaalde parameter ($PGA_{\text{near-collapse}}$) en een gekozen ontwerpwaarde (PGA_{design}).

De rekenwaarde van de q-factor wordt verkregen door de theoretische waarde van de q-factor voor de grenswaarde 'near collapse' te vermenigvuldigen met 1,33. Wanneer het gebouw onregelmatig is in de hoogte (zie Figuur 3-1), moet de waarde van de q-factor met 0,8 vermenigvuldigd worden, waarbij een minimum ondergrenswaarde voor de q-factor van 1,5 geldt (NEN, 2015b).

3) Welke interne en externe configuratie mechanismen kunnen de waarde van de q-factor beïnvloeden?

De beschouwde interne en externe mechanismen die invloed hebben op de waarde van de q-factor, staan hieronder opgesomd.

Interne mechanismen:

- wrijving tussen logs;
- deuvels;
- verticale trekstangen;
- dwarsdoorsnede van logs.

Externe mechanismen:

- *interlock*-verbinding;
- verticale belasting;
- verankering;
- verbinding tussen parallelle stabiliteitswanden.

Het is gebleken dat er zowel voor de interne mechanismen als voor de externe mechanismen nog te veel zaken variabel zijn om een kwantitatieve uitspraak per mechanisme te doen. De oorzaak hiervoor is dat over het algemeen verschillende afmetingen en test opstellingen zijn gebruikt tijdens de verschillende onderzoeken. Dit maakt het praktisch onmogelijk om de test resultaten van verschillende onderzoeken te combineren of te vergelijken. Het is dus niet mogelijk om op basis van de literatuurstudie een kwantitatieve uitspraak te doen over de invloed van elk mechanisme afzonderlijk op de waarde van de q-factor. In hoofdstuk 4 wordt hier verder op ingegaan.

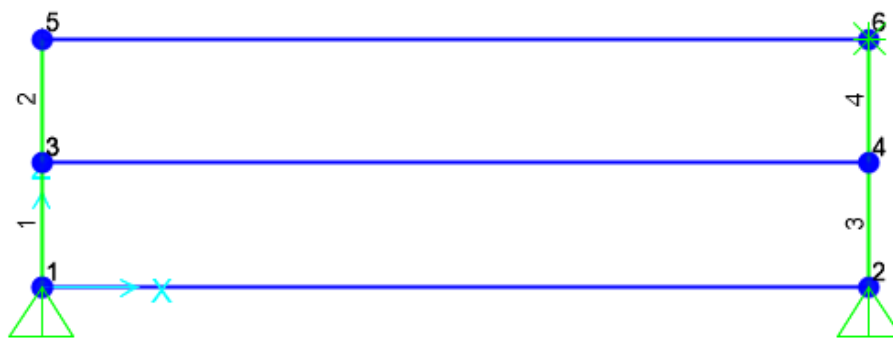
4 Model voor log stabiliteitswanden

Zoals in de inleiding is omschreven, was, naast opheldering verschaffen omtrent de q -factor (van log constructies), een ander doel van dit onderzoek om een standaardprocedure te ontwikkelen om de waarde van de q -factor van een log constructie te kunnen bepalen. Uit de literatuurstudie en uit de beantwoording van de geherformuleerde eerste deelvraag is gebleken dat de standaardprocedure om de q -factor van houten constructies te bepalen, ontwikkeld door Ceccotti & Sandhaas (2010), hier grotendeels voor gevolgd kan worden (zie paragraaf 3.1.3). Echter kan pas daadwerkelijk met deze procedure gestart worden wanneer er een model beschikbaar is dat het gedrag van een log stabiliteitswand kan reproduceren, inclusief *pinching*-gedrag. Aangezien zo'n model nog niet bestaat, en omdat gebleken is dat het niet mogelijk is om op basis van de literatuurstudie een kwantitatieve uitspraak te doen over de invloed van elk mechanisme afzonderlijk op de waarde van de q -factor, is ervoor gekozen om de focus allereerst te verleggen op de ontwikkeling van een dergelijk model.

Daarom zal in dit hoofdstuk beschreven worden hoe er een begin is gemaakt aan de ontwikkeling van een model dat het gedrag van log stabiliteitswanden met verschillende configuraties onder cyclische, horizontale belasting kan beschrijven. Voor de ontwikkeling van het model is gebruik gemaakt van een studentenversie van SAP2000 (SAP2000, 2016). Dit is een softwarepakket dat gebruikt kan worden om aardbevingsanalyses uit te voeren op verschillende constructies, en is gebaseerd op de eindige elementen methode. De keuze om SAP2000 te gebruiken is gemaakt, omdat dit het enige (op korte termijn) beschikbare softwarepakket was dat dynamische analyses kan uitvoeren.

4.1 Model principe

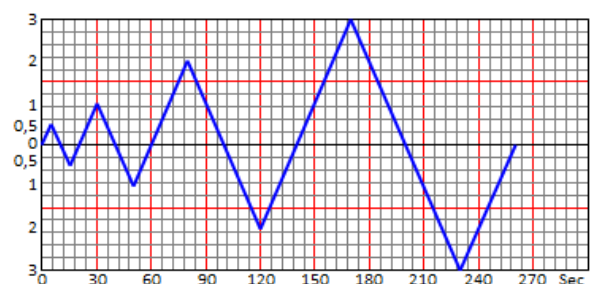
In eerste instantie is uitgegaan van een log wand bestaande uit 3 logs. Logs zijn geschematiseerd als stijve stalen liggers. Dit is gedaan omdat aangenomen wordt dat de houten logs zelf niet vervormen. De logs (liggers) zijn 1 meter lang, en worden aan de uiteinden met elkaar verbonden door zogenaamde *links*. Deze *links* kunnen gezien worden als veren, waaraan in alle drie axiale richtingen en in alle drie rotatierichtingen zowel lineaire als niet-lineaire eigenschappen toegekend kunnen worden. De onderste log (ligger) is aan beide uiteinden scharnierend opgelegd (zie Figuur 4-1).



Figuur 4-1: Schematisering log wand bestaande uit 3 logs en 4 links in SAP2000

De scharnierende oplegging in knooppunt 6 (zie Figuur 4-1) is slechts vanwege simulatie technische redenen aangebracht. Deze heeft verder geen invloed op het gedrag van de wand.

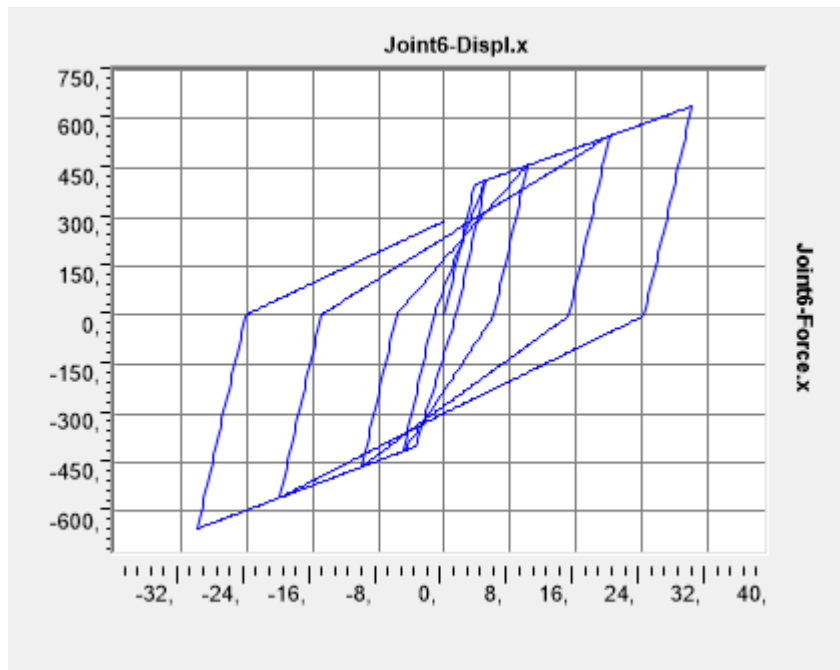
Tijdens een simulatie wordt aan knooppunt 6 een cyclische verplaatsing toegebracht. Dit houdt in dat knooppunt 6 volgens een vooraf bepaald



Figuur 4-2: Typisch verplaatsing-tijd patroon in SAP2000, waarbij de waarden op de verticale as schaaftactoren zijn

verplaatsing-tijd patroon zowel in de positieve als negatieve x-richting gedruwd wordt. Een voorbeeld van een dergelijk patroon is te zien in Figuur 4-2. Wanneer de simulatie voltooid is, kan een kracht-verplaatsing grafiek geplot worden, zoals te zien is in Figuur 4-3. Zo'n grafiek is de uitkomst van wat in de standaard-procedure van Ceccotti & Sandhaas (2010) omschreven wordt als 'hysteretische modellen'.

Echter is in SAP2000 het gewenste *pinching*-gedrag niet voldoende mogelijk te reproduceren. Dit komt omdat het model voor de niet-lineaire veren dat door Ceccotti & Sandhaas (2010) gebruikt wordt in SAP2000 niet ingevoerd kan worden. Afgezien daarvan laat het model in SAP2000 grotendeels het gewenste gedrag zien. Wanneer het model uitgebreid wordt naar meerdere logs, blijft het model hetzelfde gedrag vertonen.



Figuur 4-3: Typische kracht-verplaatsing grafiek uit SAP2000 gemeten vanuit knooppunt 6 (waardes zijn respectievelijk in kN en mm)

4.2 Modelleren van verschillende mechanismen

Uit de literatuurstudie is gebleken dat de totale horizontale weerstand van een log stabiliteitswand redelijkerwijs bepaald kan worden door de weerstand van elk mechanisme afzonderlijk bij elkaar op te tellen. Om het gedrag van verschillende configuraties van log stabiliteitswanden te kunnen modelleren, moet elk mechanisme dus afzonderlijk gemodelleerd worden

door middel van een *link*. Hiervoor is het allereerst van belang om na te gaan of een mechanisme überhaupt te modelleren is. Daarnaast moet van elk mechanisme bepaald worden welke krachten het kan opnemen. Dit is samengevat in Tabel 4-1.

Mechanisme	Te modelleren?	Trek	Schuif
Interlock-verbinding	Ja	x	x
Deuvels	Ja		x
Verticale trekstangen	Ja	x	x
Verankering	Ja	x	x
Wrijving	-	-	-
Dwarsdoorsnede logs	Indirect	NVT	NVT
Verticale belasting	???	NVT	NVT
Verbinding tussen parallelle stabiliteitswanden	Ja	x	x

Tabel 4-1: Overzicht per mechanisme

Hierin is te zien dat de invloed van de dwarsdoorsnede van de logs alleen indirect is te modelleren. Dit komt omdat de berekening van de horizontale weerstand in SAP2000 onafhankelijk is van de afmetingen van de logs (liggers). De invloed van de dwarsdoorsnede van de logs zou wel meegenomen kunnen worden door verschillende type *links* te definiëren, afhankelijk van de dwarsdoorsnede van de logs. Daarnaast is het nog onduidelijk of het mogelijk is om de invloed van verticale belasting direct mee te nemen. Dit komt omdat de invloed van verticale belasting voortkomt uit de wrijving tussen logs, en het is nog niet gelukt om dit in SAP2000 te modelleren. Zolang dat niet lukt, is het onmogelijk om de invloed van verticale belasting direct mee te nemen. Echter zou dit wel op een indirecte manier meegenomen kunnen worden, zoals ook voor de invloed van de dwarsdoorsnede van de logs beredeneerd is. Als laatste wordt ook hier in overeenstemming met Eurocode 5 (CEN, 2011) wrijving niet als een weerstandsmechanisme beschouwd.

Zoals eerder genoemd werd, kunnen in SAP2000 aan *links* in alle drie axiale richtingen en in alle drie rotatierichtingen zowel lineaire als niet-lineaire eigenschappen toegekend worden. Gezien het feit dat er in 2D gemodelleerd wordt en vanwege de aanname dat de mechanismen geen significante bijdrage leveren aan de rotatiestijfheid, hoeven er alleen eigenschappen voor de beide axiale richtingen in het vlak gedefinieerd te worden (eigenschappen in de X en Z richting, zoals gedefinieerd in Figuur 4-1). Met behulp van de niet-lineaire eigenschappen van de *links* is plastische vervormingscapaciteit, en de daaruit volgende energie absorptie van de verschillende mechanismen redelijkerwijs te modelleren. Daarmee is ook de energie absorptie van een gehele wand te modelleren. Dit zijn zeer belangrijke concepten in het seismisch ontwerp; het zijn namelijk juist deze concepten die de waarde van de q-factor bepalen (Ceccotti & Sandhaas, 2010).

4.3 Verificatie

Er is reeds geconcludeerd dat het model grotendeels het gewenste gedrag laat zien. Dit wil echter nog niet meteen zeggen dat de interne structuur van het model ook daadwerkelijk klopt. Zo zou het vertoonde (gewenste) gedrag ook een oorzaak kunnen zijn van bepaalde instellingen van parameters en variabelen waarvan geen weet is. Daarom is door simpele testen geprobeerd om dit zoveel mogelijk uit te sluiten. Zo zijn er testen gedaan op wanden met *links* die twee keer zo sterk en stijf waren dan in een andere test. Ook is in een andere test de toegebrachte verplaatsing twee keer zo groot gemaakt. Met behulp van meerdere van zulke kleine testen, is geverifieerd dat het gewenste gedrag daadwerkelijk het gevolg is van de instellingen van de juiste variabelen en parameters, namelijk die van de *links*, logs en de toegebrachte verplaatsing. Op basis hiervan kan dus geconcludeerd worden dat het model intern klopt.

4.4 Kalibratie en validatie

Hoewel het model geverifieerd is en het gewenste gedrag laat zien, klopt het model kwantitatief nog niet. Dat wil zeggen dat het model nog geen realistische waardes voor de kracht, behorende bij een bepaalde verplaatsing, als uitkomst geeft. Om dit te bereiken, moet het model gekalibreerd worden aan test resultaten van wanden met dezelfde afmetingen en eigenschappen als het model. Zulke resultaten zijn echter niet beschikbaar. Daarnaast zijn de test resultaten uit de beschikbare literatuur om verschillende redenen hier niet voor te gebruiken. Daarom is het op dit moment niet mogelijk om het model kwantitatief te kalibreren.

Wanneer het model echter gekalibreerd is, is een goede methode om het model te valideren om de hoeveelheid geabsorbeerde energie door de geteste en de gemodelleerde wand te vergelijken. De hoeveelheid geabsorbeerde energie kan worden berekend door de kracht te integreren naar de verplaatsing. Vervolgens wordt de hoeveelheid geabsorbeerde energie door de geteste wand vergeleken met die door het model. Beide waardes zouden overeen moeten komen met een verschil van $\pm 10\%$. Als het verschil groter is dan 10%, of als de gemodelleerde *envelopcurve* te veel afwijkt van die van de geteste wand, dan moeten de variabelen die het hysteretische gedrag bepalen (in dit geval de *links*) aangepast worden (Ceccotti & Sandhaas, 2010). De hoeveelheid geabsorbeerde energie en de *envelopcurve* zijn dus de variabelen aan de hand waarvan het model gevalideerd kan worden.

5 Resultaten en discussie

In dit hoofdstuk worden de resultaten van de literatuurstudie en het model besproken. Daarnaast zal kritisch naar de uitkomsten van het onderzoek gekeken worden, zullen mogelijke beperkingen of opmerkelijke resultaten aangegeven worden en gekoppeld worden aan de uitkomsten van het onderzoek.

5.1 Resultaten literatuurstudie

Zoals in de inleiding van dit verslag reeds werd vermeld, is de seismische kennis in Nederland relatief beperkt. Daarnaast was er binnen EconStruct nog een hoop onduidelijk over de q-factor, en in het bijzonder over die van log constructies. Om die reden is er een literatuurstudie uitgevoerd om erachter te komen wat hier reeds over bekend is en wat voor onderzoeken er gedaan zijn, om op die manier helderheid te verschaffen omtrent dit onderwerp. Uiteindelijk is de literatuurstudie ook de basis geweest voor de ontwikkeling van het model voor log stabiliteitswanden.

5.2 Standaardprocedure voor log constructies

In het kader van dit onderzoek is duidelijk geworden dat het niet haalbaar was om aan de hand van de standaardprocedure, zoals ontwikkeld door Ceccotti & Sandhaas (2010), een standaardprocedure te ontwikkelen om de q-factor van log constructies te kunnen bepalen. Dit heeft twee voornamelijk redenen, namelijk de beperkt beschikbare tijd voor het onderzoek, en de variabiliteit in de uitgevoerde full-scale testen die beschikbaar zijn in de literatuur. Bij elke test zijn andere testopstellingen, verschillende afmetingen, meetmethodes, houttypes en –doorsnedes gebruikt. Omdat er geen vaste richtlijnen bestaan voor het uitvoeren van full-scale testen, is het praktisch onmogelijk om resultaten van verschillende testen te gebruiken ter validatie van het model.

5.3 Resultaten model

Ondanks dat het model niet kwantitatief gekalibreerd en gevalideerd is, en ondanks dat het model niet voldoende in staat is om *pinching*-gedrag te reproduceren, zijn er toch enkele resultaten met het model weten te behalen. De resultaten die tijdens dit onderzoek met het model behaald zijn, dienen in feite ter bevestiging van twee uitspraken over het gedrag van log stabiliteitswanden die besproken zijn tijdens de literatuurstudie, namelijk:

- 1) De horizontale weerstand van elk element afzonderlijk kan redelijkerwijs bij elkaar opgeteld worden (Hirai, Kimura, Yanaga, Sasaki, & Koizumi, 2004), en:
- 2) Een lagere wand heeft een grotere horizontale weerstand dan een hogere wand (Branco & Araújo, 2012).

5.3.1 Gedefinieerde *links*

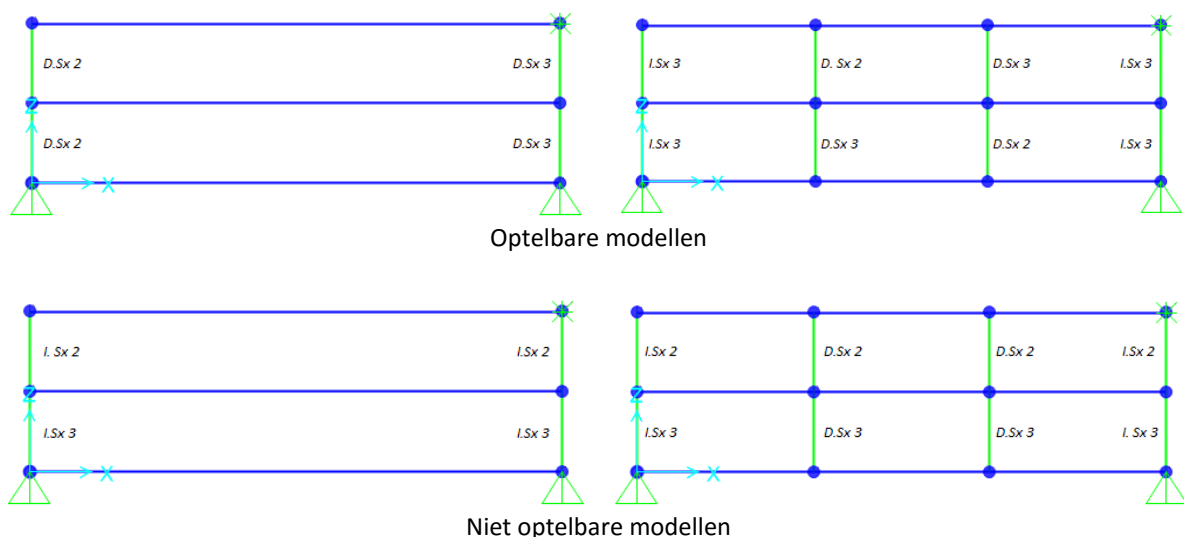
Om de twee bovenstaande uitspraken te bevestigen, zijn er allereerst vier type *links* gedefinieerd in SAP2000: twee type deuvels (*D.Sx 2* en *D.Sx 3*) en twee type *interlock*-verbindingen (*I.Sx 2* en *I.Sx 3*). Het verschil tussen de deuvels en de *interlock*-verbindingen is dat de *interlock*-verbindingen in tegenstelling tot de deuvels in staat zijn om een bepaalde trekkracht op te nemen. Daarnaast is het verschil tussen beide type deuvels en tussen beide type *interlock*-verbindingen hetzelfde, namelijk dat de horizontale weerstand van het ene type deuvel/*interlock*-verbinding (respectievelijk *D.Sx 3* en *I.Sx 3*) twee keer zo groot is dan het andere type (respectievelijk *D.Sx 2* en *I.Sx 2*). De uitgebreide eigenschappen van de vier in SAP2000 gedefinieerde *links* staan in Bijlage 1.

5.3.2 Optelbare horizontale weerstand

Om te testen of de horizontale weerstand per mechanisme daadwerkelijk optelbaar is, zijn er simulaties gedaan met twee, drie of vier *links* tussen twee logs, waarin verschillende combinaties van

deze vier type *links* zijn toegepast. De drie verschillende soorten modellen zijn te zien in Bijlage 2. De resultaten van alle uitgevoerde testen in termen van maximale kracht en uitwijking (zowel positief als negatief) en maximale *uplift* staan in Bijlage 3. Al deze resultaten zijn gebaseerd op een maximale uitwijking van 30 mm van knooppunt 6 (zie Figuur 4-1).

Uit deze resultaten blijkt dat de conclusie van Hirai, Kimura, Yanaga, Sasaki, & Koizumi (2004) juist is wanneer er tussen alle gestapelde logs van een stabiliteitsmuur consequent van elk type *link* (dus deuvel en/of *interlock*-verbinding) hetzelfde aantal aanwezig is. De horizontale ordering van de *links* tussen de logs is hiervoor onbelangrijk. Echter, wanneer bijvoorbeeld tussen de eerste en tweede log twee deuvels *D.Sx 3*, en tussen de tweede en derde log twee andere type *links* worden geplaatst (dus niet deuvels *D.Sx 3*), dan blijkt dat de per mechanisme opgetelde waarde 10-12% hoger uitvalt dan de daadwerkelijke waarde. Dit in tegenstelling tot een verschil van ongeveer 0,2% tussen de per mechanisme opgetelde waarde en de daadwerkelijke waarde wanneer er tussen alle gestapelde logs consequent van elk type *link* hetzelfde aantal aanwezig is. Figuur 5-1 geldt ter verduidelijking van de hierboven omschreven toestanden.



Figuur 5-1: Voorbeelden van optelbare en niet optelbare modellen

5.3.3 Invloed wandhoogte

Om de invloed van de hoogte van een log stabiliteitswand op de horizontale weerstand van die wand aan te tonen, is het model met twee *links* tussen twee logs (zie de twee linker modellen in Figuur 5-1 of Figuur C in Bijlage 2) uitgebreid naar een model van maximaal 20 logs. Voor de rest zijn alle parameters en variabelen zoals het type ligger, de maximale uitwijking, het verplaatsing-tijd patroon etc. hetzelfde gebleven. Tijdens het testen van de invloed van de wandhoogte, is alleen de horizontale weerstand van de *links* van belang. Daarom zijn de modellen alleen getest voor de deuvels *D.Sx 2* en *D.Sx 3*, aangezien deze dezelfde horizontale weerstand bieden als respectievelijk de *interlock*-verbindingen *I.Sx 2* en *I.Sx 3*. De uitgevoerde testen en de bijbehorende resultaten staan in Bijlage 4.

De test resultaten laten exponentiële verbanden zien tussen het aantal logs en de bijbehorende horizontale weerstand. Het verband voor deuvels *D.Sx 2* is te beschrijven met $y = 781,79e^{-0,242x}$, met een waarde voor R^2 van 0,9858. Voor deuvels *D.Sx 3* geldt: $y = 1607,8e^{-0,287x}$, met een waarde voor R^2 van 0,9822. Wat echter niet vergeten moet worden, is dat de modellen nog niet kwantitatief gekalibreerd en gevalideerd zijn. Dit houdt dus in dat de verbanden kwantitatief nog niet overeenkomen met de werkelijkheid. Kwalitatief tonen de verbanden echter wel aan dat de

horizontale weerstand van een log stabiliteitswand lager wordt naarmate de wand hoger wordt. Daarnaast valt op dat naarmate de wand hoger wordt, de waardes voor de horizontale weerstand van een wand met deuvels $D.Sx\ 2$ en van een wand met deuvels $D.Sx\ 3$ steeds dichterbij elkaar komen (zie Figuur F in Bijlage 4).

6 Conclusie

In dit hoofdstuk wordt allereerst de onderzoeksvraag uitgebreid beantwoord. Vervolgens zal het ontwikkelde model kort behandeld worden. Als laatste zullen een aantal aanbevelingen gedaan worden in de vorm van concreet geformuleerde adviezen voor EconStruct en wordt een suggestie voor een vervolgonderzoek gedaan.

6.1 Beantwoording onderzoeksvraag

Zoals in de inleiding beschreven werd, was het primaire doel van dit onderzoek om opheldering te verschaffen omtrent de q-factor, en vooral omtrent de q-factor van log constructies. Om dit doel te bereiken, zijn ter ondersteuning van de onderzoeksvraag drie deelvragen opgesteld. Deze deelvragen zijn in hoofdstuk 3 grotendeels op basis van de uitgevoerde literatuurstudie uitgewerkt. De deelvragen en de antwoorden hierop zijn reeds samengevat in paragraaf 3.4. De onderzoeksvraag luidde:

Hoe kan de waarde van de q-factor van een log constructie bepaald worden, en hoe kan deze waarde beïnvloed worden?

Het antwoord op het eerste deel van de onderzoeksvraag is in feite erg kort en simpel. De waarde van de q-factor van een log constructie kan namelijk experimenteel bepaald worden door middel van het full-scale testen van constructies. Dit kost echter een hoop tijd en geld. Daarom is er ook naar een voorstel voor een andere, goedkopere en minder tijdrovende oplossing gekeken. Dit voorstel voor een standaardprocedure om de q-factor van houten constructies te bepalen (zie paragraaf 3.1.3), opgesteld door Ceccotti & Sandhaas (2010), combineert kleinschalige full-scale testen met modelleren. In grote lijnen is met deze methode ook de waarde van de q-factor van verschillende log constructies te bepalen. Uiteindelijk kan de waarde van de q-factor door middel van een zeer eenvoudige berekening bepaald worden, namelijk:

$$q = \frac{PGA_{near-collapse}}{PGA_{design}}$$

waarin de waarde van de $PGA_{near-collapse}$ bepaald kan worden door middel van full-scale testen of modelleren, en waarin de waarde voor de PGA_{design} een ontwerpkeuze is.

Bovenstaande beschrijft de experimentele bepaling van de theoretische waarde van de q-factor. Wanneer de q-factor echter in het ontwerp wordt toegepast, wordt de rekenwaarde van de q-factor verkregen door de theoretische waarde voor de grenswaarde '*near collapse*' te vermenigvuldigen met 1,33. Wanneer het gebouw onregelmatig is in de hoogte (zie Figuur 3-1), moet de waarde van de q-factor met 0,8 vermenigvuldigd worden, waarbij een minimum ondergrenswaarde voor de q-factor van 1,5 geldt (NEN, 2015b).

Het is dus niet zo dat de waarde van de q-factor direct via een berekening of formule, gebaseerd op het ontwerp van een constructie (zoals afmetingen, materiaalkeuze etc.), berekend kan worden. Dit komt omdat de waarde van de q-factor door allerlei factoren beïnvloed wordt, wat leidt tot het antwoord op het tweede deel van de onderzoeksvraag.

De waarde van de q-factor van een log constructie wordt beïnvloed door de manier waarop de stabiliteitswanden van die constructie opgebouwd zijn. Dit wordt hoofdzakelijk bepaald door een aantal interne en externe configuratiemechanismen, namelijk:

Interne mechanismen:

- wrijving tussen logs;
- deuvels;
- verticale trekstangen;
- dwarsdoorsnede van logs.

Externe mechanismen:

- *interlock*-verbinding;
- verticale belasting;
- verankering;
- verbinding tussen parallelle stabiliteitswanden.

Dit zijn de mechanismen die voornamelijk invloed hebben op de uiteindelijke waarde van de q-factor van een log constructie. De invloed van deze mechanismen is uitvoerig beschreven in paragraaf 3.3. Over het algemeen geldt dat hoe stijver de stabiliteitswanden worden geconstrueerd, des te meer energie er wordt geabsorbeerd, wat dus resulteert in een hogere waarde van de q-factor. Echter moet de configuratie van de stabiliteitswanden wel zodanig ontworpen worden dat energie absorptie op de juiste plaatsen en door de juiste mechanismen plaatsvindt. Dat wil zeggen dat eventuele plastische vervormingen moeten optreden in de mechanismen die daarop ontworpen zijn. Een voorbeeld van zo'n gewenste vorm van plastische vervorming is bijvoorbeeld *woodcrushing* (zie Figuur 3-2) rond deuvels en *interlock*-verbindingen.

6.2 Model

Van tevoren was het doel van het onderzoek niet om een model te ontwikkelen dat het gedrag van een log stabiliteitswand kan reproduceren. Echter is besloten om dit te doen nadat uit de literatuurstudie en de beantwoording van de deelvragen bleek dat zo'n model noodzakelijk was alvorens een standaardprocedure voor de bepaling van de waarde van de q-factor van log constructies ontwikkeld kon worden. Ondanks dat het model grotendeels het gewenste gedrag laat zien, is het model, zoals het uiteindelijk geworden is, nog niet klaar om gebruikt te worden voor de ontwikkeling van een standaardprocedure om de waarde van de q-factor van log constructies te bepalen. De zaken die gedaan moeten worden om het model hiervoor klaar te maken, worden in de volgende paragraaf genoemd.

6.3 Aanbevelingen

Bij het afronden van dit onderzoek is duidelijk geworden dat er nog een aantal zaken zijn die dieper moeten worden bekeken of waar meer tijd ingestoken moet worden, vooral met betrekking tot het ontwikkelde model. De twee belangrijkste aanbevelingen die gedaan worden, staan hieronder.

- Er moet onderzocht worden of de invloed van verticale belasting al dan niet gemodelleerd kan worden in SAP2000. Wanneer blijkt dat dit niet (direct) kan, dan moet onderzocht worden wat voor gevolgen dit heeft voor het gehele model.
- Er moet nagegaan worden in hoeverre het niet kunnen reproduceren van het *pinching*-gedrag invloed heeft op de kwaliteit van het model.

Daarnaast zou een vervolgonderzoek kunnen zijn om verder te gaan met de ontwikkeling van het model, zodat uiteindelijk een standaardprocedure ontwikkeld kan worden waarmee de waarde van de q-factor van log constructies bepaald kan worden. In dat geval is het echter noodzakelijk om full-scale testen uit te voeren op log stabiliteitswanden met verschillende configuraties. De resultaten van deze testen kunnen dan gebruikt worden voor de kalibratie en de validatie van het model.

Een voorstel voor een aantal full-scale testen die gedaan zouden kunnen worden om het model te kalibreren en te valideren, zijn weergegeven in Tabel 6-1. Bij deze testen is het van belang dat de test procedure gelijk is aan het model principe, zodat het model direct gekalibreerd en gevalideerd kan worden aan de hand van de resultaten van de full-scale testen. Dat houdt in dat een aantal

randvoorwaardes moeten gelden. Voor enkele randvoorwaardes moet nog een geschikt criterium vastgesteld worden. Aangeraden wordt om dat aan de persoon in kwestie over te laten.

De (minimale) randvoorwaardes voor het huidige model zijn:

- De getest muur moet 1 meter breed zijn.
- Er moet consequent met hetzelfde type log getest worden in verband met de eigenschappen van het hout.
- De onderste log moet te allen tijde met de fundering in contact zijn. Dat wil zeggen dat tussen de onderste log en de fundering geen *uplift* plaats mag vinden.
- Er moet een geschikt *near-collapse* criterium worden vastgesteld.
- Er moet een geschikt verplaatsing-tijd patroon worden vastgesteld.

Test	Aantal logs	Vert. belasting [kN]	Wandtype	met:	
1-4	5	0	A-D	Wandtype	Configuratie
5-8	5	10	A-D	A	<i>Interlock</i> -verbinding aan beide uiteinden
9-12	5	25	A-D	B	x aantal deuvelds tussen logs
13-16	10	0	A-D	C	A + B
17-20	10	10	A-D	D	B + trekstangen aan beide uiteinden
21-24	10	25	A-D		
25-28	15	0	A-D		
29-32	15	10	A-D		
33-36	15	25	A-D		

Tabel 6-1: Voorstel voor full-scale testen ter kalibratie en validatie van het model

Referenties

- Blaß, H., & Schädle, P. (2011). *Ductility aspects of reinforced and non-reinforced timber joints*. Duitsland: Timber Structures and Building Construction, Karlsruhe Institute of Technology.
- Branco, J., & Araújo, J. (2012). *Structural behaviour of log timber walls under lateral in-plane loads*. Guimarães, Portugal: ISISE, Department of Civil Engineering, University of Minho.
- Branco, J., Lourenço, P., & Aranha, C. (2013). *Seismic analysis of a 2-storey log house*. Guimarães, Portugal: ISISE, Department of Civil Engineering, University of Minho.
- Ceccotti, A. (2008). *New Technologies for Construction of Medium-Rise Buildings in Seismic Regions: The XLAM Case*. SEI Editorial Board.
- Ceccotti, A., & Follesa, M. (2006). *Seismic Behaviour of Multi-Storey XLam Buildings*. San Michele all'Adige: CNR-IVALSA.
- Ceccotti, A., & Sandhaas, C. (2010). *A proposal for a standard procedure to establish the seismic behaviour factor q of timber buildings*.
- Ceccotti, A., Follesa, M., Lauriola, M. P., & Sandhaas, C. (2006). *Which Seismic Behaviour Factor for Multi-Storey Buildings made of Cross-Laminated Wooden Panels?*
- Ceccotti, A., Sandhaas, C., Okabe, M., Yasumura, M., Minowa, C., & Kawai, N. (2013). *SOFIE project – 3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building*. Earthquake Engineering & Structural Analysis.
- CEN. (2005). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussel, België: European Committee for Standardization.
- CEN. (2011). *Eurocode 5: Ontwerp en berekening van houtconstructies - Deel 1-1: Algemeen - Gemeenschappelijke regels en regels voor gebouwen*. Brussel, België: European Committee for Standardization.
- Costa, A., Candeias, P., Lourenço, P., Branco, J., & Aranha, C. (2013). *Seismic Performance of Multi-Storey Timber Buildings Rusticasa building*. SERIES.
- Costa, A., Candeias, P., Piazza, M., Tomasi, R., Lourenço, P., Branco, J., . . . Flatscher, G. (2013). *The Lnece Earthquake Engineering Testing Facility Background information: LNEC testing facility, testing setup and protocol and data processing*. SERIES.
- Dost, B., Caccavale, M., van Eck, T., & Kraaijpoel, D. (2013). *Report on the expected PGV and PGA values for induced earthquakes in the Groningen area*. KNMI.
- Follesa, M., Fragiocomo, M., & Lauriola, M. (2011). *A proposal for revision of the current timber part (Section 8) of Eurocode 8 Part 1*. Alghero: International council for research and innovation in building and construction.
- Grossi, P., Sartori, T., Giongo, I., & Tomasi, R. (2015). *Analysis of timber log-house construction system via experimental testing and analytical modelling*. Italië: Department of Civil, Environmental and Mechanical Engineering, University of Trento.
- Hahney, T. (2000). How Log Buildings Resist Lateral Loads. *Log Building News*.

- Hirai, T., Kimura, T., Yanaga, K., Sasaki, Y., & Koizumi, A. (2004). *Lateral Resistance of Log Constructions*.
- Lorant, G. (2012, Maart 15). *Seismic Design Principles*. Opgehaald van WBDG: http://www.wbdg.org/resources/seismic_design.php
- NEN. (2015a). *NPR 1998:2015 Ontw. nl Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren – Grondslagen voor aardbevingsbelastingen: geïnduceerde aardbevingen*. Delft: Nederlands Normalisatie-instituut.
- NEN. (2015b). *NPR 9998:2015 nl Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren – Grondslagen voor aardbevingsbelastingen: geïnduceerde aardbevingen*. Delft: Nederlands Normalisatie-instituut.
- NEN. (sd). *Veelgestelde vragen NPR 9998:2015 Veilige constructies bij aardbevingen*. Opgehaald van NEN: <https://www.nen.nl/NEN-Shop/Eurocodes/Veelgestelde-vragen-NPR-99982015-Veilige-constructies-bij-aardbevingen.htm>
- Popovski, D. (2002). *Testing of Lateral Resistance of Handcrafted Log Walls Phase I and II*. Vancouver: Forintek Canada Corp.
- SAP2000. (2016). *SAP2000 v18: Integrated Software for Structural Analysis and Design*, Computers and Structures, Inc., 2016.
- Steenbergen, R., Vrouwenvelder, A., & Scholten, N. (2015). *Veiligheidsbeschouwing aardbevingen Groningen t.b.v. NPR 9998*. Delft: TNO.
- Tasma, T. (2015). *Resultaten onderzoek binnen- en buitenschil dragend*. Leeuwarden: EconStruct.
- van der Voort, N., & Vanclay, F. (2014). Social impacts of earthquakes caused by gas extraction in the Province of Groningen, The Netherlands. *Elsevier*.

Lijst met figuren

Figuur 1-1: Gemeten aardbevingen in de provincie Groningen (1986-2016)	2
Figuur 1-2: Ontwerp van de Grönninger LögBörg	3
Figuur 2-1: CLT plaat.....	6
Figuur 2-2: Vijf verschillende geteste wandconfiguraties	8
Figuur 2-3: Testopstelling gebruikt om de weerstand tussen logs te bepalen en om het gedrag in het vlak van een log wand te testen.....	9
Figuur 2-4: Detail hoekverbinding in wand type 1 en type 2	9
Figuur 2-5: Geometrie van de geteste traditionele hoekverbinding	10
Figuur 2-6: Monotone testen – 90 mm (a) en 130 mm (b)	11
Figuur 2-7: Cyclische testen – 90 mm (a) en 130 mm (b).....	11
Figuur 2-8: Testopstelling om de invloed van openingen in een log wand te bepalen, waar de gestippelde rechthoeken de openingen aangeven	11
Figuur 2-9: Testresultaten van log wand met en zonder openingen; (a) cyclische test – zonder openingen; (b) cyclische test – met openingen; (c) monotone test – met (M_ST_OP) en zonder (M_ST_90) openingen	12
Figuur 3-1: Criteria voor regelmaat van gebouwen met inspringende delen.....	18
Figuur 3-2: Woodcrushing langs de vezelrichting van het hout door een deuvel	20
Figuur 3-3: Horizontale weerstand voor verschillende waarden van voorgespannen trekstangen	20
Figuur 3-4: Vervorming van openingen als gevolg van relatieve verplaatsing tussen logs.....	20
Figuur 3-5: Doorsnedes van logs bestaande uit gelijmde logs met dikte (a) 80 mm; (b) 120 mm; (c) 160 mm.....	21
Figuur 3-6: Verticale uplift zorgt ervoor dat interlock-verbindingen niet meer nauw op elkaar aansluiten	21
Figuur 3-7: Verbinding tussen eerste log en de fundering door middel van een draadstang	22
Figuur 3-8: Verbinding tussen eerste log en fundering door middel van hoekverbinding	22
Figuur 3-9: Zwaluwstaart verbinding	23

Figuur 3-10: Mogelijke methode om parallel aansluitende stabiliteitswanden te verbinden.....	23
Figuur 4-1: Schematisering log wand bestaande uit 3 logs en 4 links in SAP2000.....	25
Figuur 4-2: Typisch verplaatsing-tijd patroon in SAP2000, waarbij de waardes op de verticale as schaalfactoren zijn.....	25
Figuur 4-3: Typische kracht-verplaatsing grafiek uit SAP2000 gemeten vanuit knooppunt 6 (waardes zijn respectievelijk in kN en mm)	26
Figuur 5-1: Voorbeelden van optelbare en niet optelbare modellen	29
 Figuur A: <i>Link</i> eigenschappen van D.Sx 2 en D.Sx 3 gedefinieerd in SAP2000.....	A
Figuur B: <i>Link</i> eigenschappen van I.Sx 2 en I.Sx 3 gedefinieerd in SAP2000.....	B
Figuur C: Model met 2 links tussen logs geschematiseerd in SAP2000.....	C
Figuur D: Model met 3 links tussen logs geschematiseerd in SAP2000.....	C
Figuur E: Model met 4 links tussen logs geschematiseerd in SAP2000.....	C
Figuur F: Grafieken van de invloed van de wandhoogte op de horizontale weerstand.....	G

Lijst met tabellen

Tabel 2-1: Resultaten van het cyclisch testen van 5 gestapelde logs	9
Tabel 2-2: Testen uitgevoerd op full-scale houten log wanden	9
Tabel 2-3: Resultaten van cyclische testen op full-scale houten log wanden.....	10
Tabel 2-4: Uitgevoerde testen en resultaten op een traditionele hoekverbinding	10
Tabel 3-1: De bovengrenswaardes van de q-factor voor de drie ductiliteitsklassen volgens EC8.....	14
Tabel 3-2: De bovengrenswaardes van de q-factor voor de drie ductiliteitsklassen voorgesteld door Follesa, Fragiaco & Lauriola	14
Tabel 3-3: De bovengrenswaardes van de q-factor voor de twee ductiliteitsklassen volgens NPR 9998	15
Tabel 4-1: Overzicht per mechanisme.....	26
Tabel 6-1: Voorstel voor full-scale testen ter kalibratie en validatie van het model.....	33
Tabel A: Resultaten van testen op model met 2 <i>links</i> tussen de logs.....	D
Tabel B: Resultaten van testen op model met 3 <i>links</i> tussen de logs.....	E
Tabel C: Resultaten van testen op model met 4 <i>links</i> tussen de logs.....	F
Tabel D: Uitgevoerde testen en uitkomsten samengevat.....	G

Bijlage 1 – *Link* eigenschappen

In Figuur A zijn de *link* eigenschappen van *D.Sx 2* en *D.Sx 3* weergegeven, met verplaatsing (*Displ.*) in mm en kracht (*Force*) in kN, en met richting (*Direction*) U1 verticaal (trek/druk) en richting U2 horizontaal (horizontale weerstand).

Identification

Property Name: Deuvel.Sx 2

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 0,

Effective Damping: 0,

Multi-Linear Force-Deformation Definition

	Displ	Force
1	-0,01	-100,
2	0,	0,
3	3,	20,

Order Rows Delete Row Add Row 4

Identification

Property Name: Deuvel.Sx 2

Direction: U2

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 0,

Effective Damping: 0,

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0,

Multi-Linear Force-Deformation Definition

	Displ	Force
1	-11,5	-146,
2	-1,8	-100,
3	0,	0,
4	1,8	100,
5	11,5	146,

Order Rows Delete Row Add Row 6

Identification

Property Name: Deuvel.Sx 3

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 0,

Effective Damping: 0,

Multi-Linear Force-Deformation Definition

	Displ	Force
1	-0,01	-100,
2	0,	0,
3	3,	20,

Order Rows Delete Row Add Row 4

Identification

Property Name: Deuvel.Sx 3

Direction: U2

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 0,

Effective Damping: 0,

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0,

Multi-Linear Force-Deformation Definition

	Displ	Force
1	-11,5	-292,
2	-1,8	-200,
3	0,	0,
4	1,8	200,
5	11,5	292,

Order Rows Delete Row Add Row 6

Figuur A: Link eigenschappen van D.Sx 2 en D.Sx 3 gedefinieerd in SAP2000

In Figuur B zijn de *link* eigenschappen van I.Sx 2 en I.Sx 3 weergegeven, met verplaatsing (*Displ.*) in mm en kracht (*Force*) in kN, en met richting (*Direction*) U1 verticaal (trek/druk) en richting U2 horizontaal (horizontale weerstand).

Identification

Property Name: Interlock.Sx 2

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 0,

Effective Damping: 0,

Multi-Linear Force-Deformation Definition

	Displ	Force
1	-0,01	-100,
2	0,	0,
3	3,	100,
4	10,	150,

Order Rows Delete Row Add Row 5

Identification

Property Name: Interlock.Sx 2

Direction: U2

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 0,

Effective Damping: 0,

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0,

Multi-Linear Force-Deformation Definition

	Displ	Force
1	-11,5	-146,
2	-1,8	-100,
3	0,	0,
4	1,8	100,
5	11,5	146,

Order Rows Delete Row Add Row 6

Identification

Property Name: Interlock.Sx 3

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 0,

Effective Damping: 0,

Multi-Linear Force-Deformation Definition

	Displ	Force
1	-0,01	-100,
2	0,	0,
3	3,	100,
4	10,	150,

Order Rows Delete Row Add Row 5

Identification

Property Name: Interlock.Sx 3

Direction: U2

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 0,

Effective Damping: 0,

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0,

Multi-Linear Force-Deformation Definition

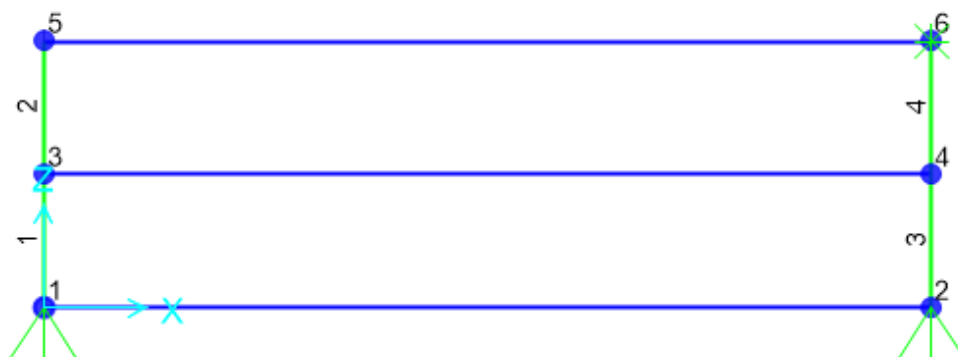
	Displ	Force
1	-11,5	-292,
2	-1,8	-200,
3	0,	0,
4	1,8	200,
5	11,5	292,

Order Rows Delete Row Add Row 6

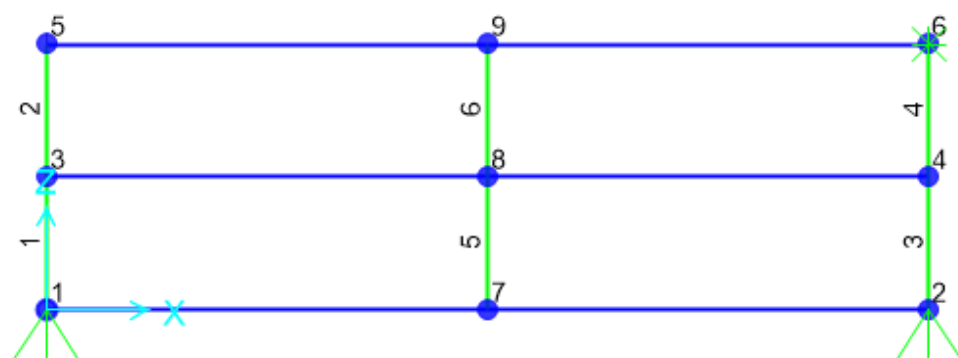
Figuur B: Link eigenschappen van I.Sx 2 en I.Sx 3 gedefinieerd in SAP2000

Bijlage 2 – Verschillende type modellen

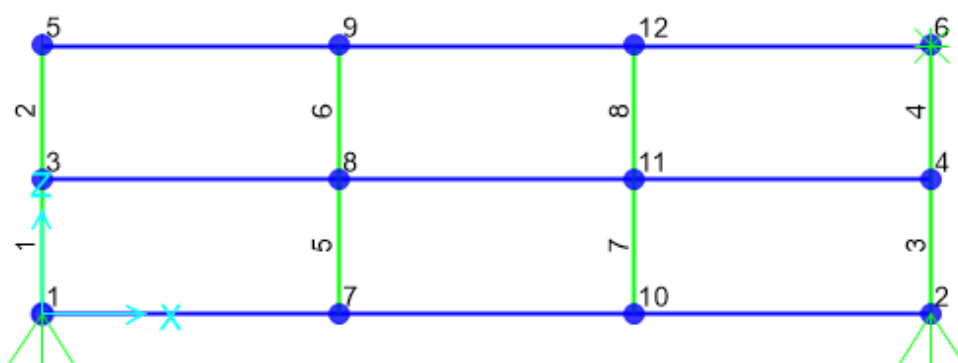
De drie modellen zijn weergegeven in Figuur C, Figuur D en Figuur E. Alle drie modellen bestaan uit drie keer 1 meter lange logs (liggers).



Figuur C: Model met 2 links tussen logs geschematiseerd in SAP2000



Figuur D: Model met 3 links tussen logs geschematiseerd in SAP2000



Figuur E: Model met 4 links tussen logs geschematiseerd in SAP2000

Bijlage 3 – Uitgebreide resultaten modellen

In Tabel A zijn de resultaten van de testen op het model met 2 *links* tussen de logs weergegeven (zie Figuur C).

Toelichting bij Tabel A, Tabel B en Tabel C:

- TH (tweede kolom) staat voor 'Time History'. Dit is het aan knooppunt 6 toegepaste verplaatsing-tijd patroon. Het patroon 'Cyclic' is het patroon weergegeven in Figuur 4-2.
- Wanneer in kolom 4 'type *link*' een cel is leeggelaten, betekent dit dat deze *link* gelijk is aan de *link* in de cel links daarvan. Dit is gedaan ter verbetering van de leesbaarheid van de tabel.

nr.	TH	type <i>link</i> ¹				u1.max ⁺ ²	F.max ⁺ ²	u1.max ⁻ ²	F.max ⁻ ²	uplift.max ²
		1	2	3	4	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1	Cyclic	D.Sx 2				30	322,7	-30	-322,5	4,85
2	Cyclic	D.Sx 3				30	639,2	-30	-638,4	9,59
3	Cyclic	D.Sx 3	D.Sx 2	D.Sx 3	D.Sx 2	30	429	-30	-428,7	6,32
4	Cyclic	D.Sx 2	D.Sx 3	D.Sx 2	D.Sx 3	30	429	-30	-428,7	6,32
5	Cyclic	D.Sx 2		D.Sx 3		30	481,7	-30	-481,3	7,23
6	Cyclic	D.Sx 3		D.Sx 2		30	481,7	-30	-481,3	7,23
7	Cyclic	D.Sx 3	D.Sx 2	D.Sx 2	D.Sx 3	30	481,7	-30	-481,3	7,23
8	Cyclic	I.Sx 2				30	324,9	-30	-324,9	1,37
9	Cyclic	I.Sx 3				30	648	-30	-648	2,73
10	Cyclic	I.Sx 2		D.Sx 2		30	324,9	-30	-322,5	4,85
11	Cyclic	D.Sx 2		I.Sx 2		30	322,7	-30	-324,9	1,37
12	Cyclic	I.Sx 2		D.Sx 3		30	486,7	-30	-481,3	7,24
13	Cyclic	I.Sx 3		D.Sx 2		30	486,7	-30	-481,3	7,24
14	Cyclic	I.Sx 3		D.Sx 3		30	648	-30	-638,4	9,61

¹ D.Sx #/I.Sx # = deuvel/interlock-verbinding met horizontale weerstand type #

² Maximale verplaatsing/kracht bij knooppunt 6 (afhankelijk van toegepaste TH)

Tabel A: Resultaten van testen op model met 2 links tussen de logs

In Tabel B zijn de resultaten van de testen op het model met 3 *links* tussen de logs weergegeven (zie Figuur D).

nr.	TH	type <i>link</i> ¹						u1.max+ ²	F.max+ ²	u1.max- ²	F.max- ²	<i>uplift</i> .max ²
		1	2	3	4	5	6	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1	Cyclic	D.Sx 2						30	483	-30	-482,7	5,88
2	Cyclic	D.Sx 3						30	954,6	-30	-953,4	11,59
3	Cyclic	D.Sx 3	D.Sx 2	D.Sx 3	D.Sx 2	D.Sx 3	D.Sx 2	30	641,7	-30	-641,1	7,66
4	Cyclic	D.Sx 2	D.Sx 3	D.Sx 2	D.Sx 3	D.Sx 2	D.Sx 3	30	641,6	-30	-641,1	7,66
5	Cyclic	D.Sx 3				D.Sx 2		30	798,6	-30	-797,8	9,71
6	Cyclic	I.Sx 2						30	487,1	-30	-487,1	1,65
7	Cyclic	I.Sx 3						30	970,5	-30	-970,5	3,38
8	Cyclic	I.Sx 2				D.Sx 2		30	486,8	-30	-486,8	1,93
9	Cyclic	I.Sx 2				D.Sx 3		30	648,2	-30	-648,2	2,57
10	Cyclic	I.Sx 3				D.Sx 2		30	809	-30	-809	3,27
11	Cyclic	I.Sx 3				D.Sx 3		30	968,2	-30	967,9	4,62
12	Cyclic	I.Sx 2		D.Sx 2		D.Sx 3		30	648,2	-30	-641	7,74
13	Cyclic	D.Sx 3		I.Sx 2		D.Sx 2		30	641,5	-30	-648,1	2,57

¹ D.Sx #/I.Sx # = deugel/*interlock*-verbinding met horizontale weerstand type #

² Maximale verplaatsing/kracht bij knooppunt 6 (afhankelijk van toegepaste TH)

Tabel B: Resultaten van testen op model met 3 links tussen de logs

In Tabel C zijn de resultaten van de testen op het model met 4 *links* tussen de logs weergegeven (zie Figuur E).

nr.	TH	type <i>link</i> ¹								u1.max+ ²	F.max+ ²	u1.max- ²	F.max- ²	uplift.max ²
		1	2	3	4	5	6	7	8	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
1	Cyclic	D.Sx 2								30	643,4	-30	-642,9	6,33
2	Cyclic	D.Sx 3								30	1270,3	-30	-1268,6	12,46
3	Cyclic	D.Sx 3	D.Sx 2	D.Sx 3	D.Sx 2	D.Sx 3	D.Sx 2	D.Sx 3	D.Sx 2	30	854,5	-30	-853,7	8,24
4	Cyclic	D.Sx 2	D.Sx 3	D.Sx 2	D.Sx 3	D.Sx 2	D.Sx 3	D.Sx 2	D.Sx 3	30	854,5	-30	-853,7	8,24
5	Cyclic	D.Sx 3			D.Sx 2					30	958,9	-30	-957,9	9,42
6	Cyclic	D.Sx 3	D.Sx 2		D.Sx 3	D.Sx 2	D.Sx 3		D.Sx 2	30	958,9	-30	-957,9	9,42
7	Cyclic	D.Sx 3	D.Sx 2		D.Sx 3		D.Sx 2		D.Sx 3	30	958,9	-30	-957,9	9,42
8	Cyclic	D.Sx 2	D.Sx 3		D.Sx 2					30	801,6	-30	-800,9	7,88
9	Cyclic	D.Sx 3				D.Sx 2		D.Sx 3		30	1115,1	-30	-1113,8	10,95
10	Cyclic	I.Sx 2								30	649,3	-30	-649,3	1,77
11	Cyclic	I.Sx 3								30	1293	-30	-1293	3,73
12	Cyclic	I.Sx 2				D.Sx 2				30	648,4	-30	-648,4	2,39
13	Cyclic	I.Sx 2				D.Sx 3				30	969,6	-30	-969,5	3,88
14	Cyclic	I.Sx 3				D.Sx 2				30	969,6	-30	-969,5	3,88
15	Cyclic	I.Sx 3				D.Sx 3				30	1285,4	-30	-1284,6	6,74
16	Cyclic	I.Sx 2				D.Sx 2		D.Sx 3		30	809,5	-30	-809,5	2,98
17	Cyclic	I.Sx 3				D.Sx 2		D.Sx 3		30	1128,1	-30	-1127,7	5,25

¹ D.Sx #/I.Sx # = deugel/*interlock*-verbinding met horizontale weerstand type #

² Maximale verplaatsing/kracht bij knooppunt 6 (afhankelijk van toegepaste TH)

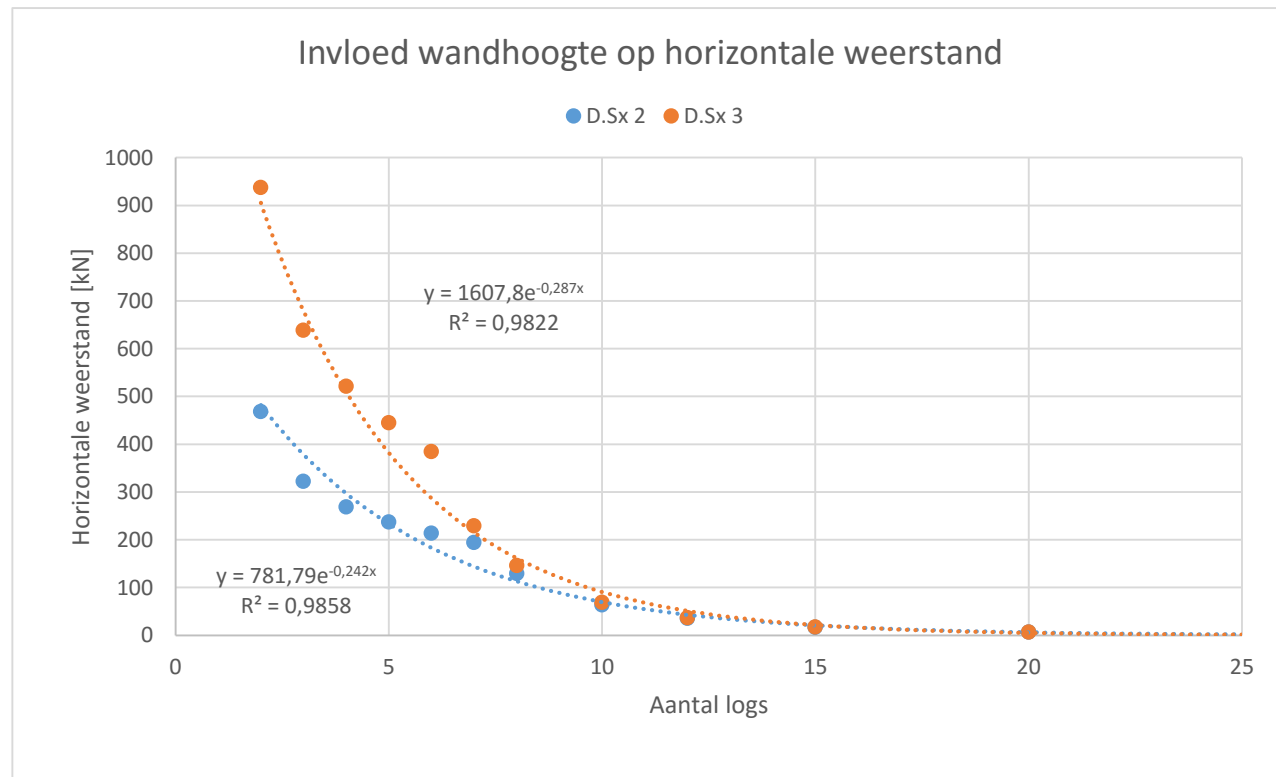
Tabel C: Resultaten van testen op model met 4 links tussen de logs

Bijlage 4 – Invloed wandhoogte op horizontale weerstand

In Tabel D zijn de uitgevoerde testen en de horizontale weerstand per test samengevat. In Figuur F zijn de grafieken van de uitkomsten geplot. Ook staan voor beide grafieken het verband tussen het aantal logs en de bijbehorende horizontale weerstand, en de waarde voor R^2 weergegeven.

logs	F [kN]	
	D.Sx 2	D.Sx 3
2	469	937,9
3	322,7	639,2
4	269,2	521,5
5	237,6	445,7
6	214,3	385,3
7	194,7	230
8	129,5	146,6
10	64	69,2
12	35,8	37,5
15	17,5	18,1
20	7	7,3

Tabel D: Uitgevoerde testen en uitkomsten samengevat



Figuur F: Grafieken van de invloed van de wandhoogte op de horizontale weerstand