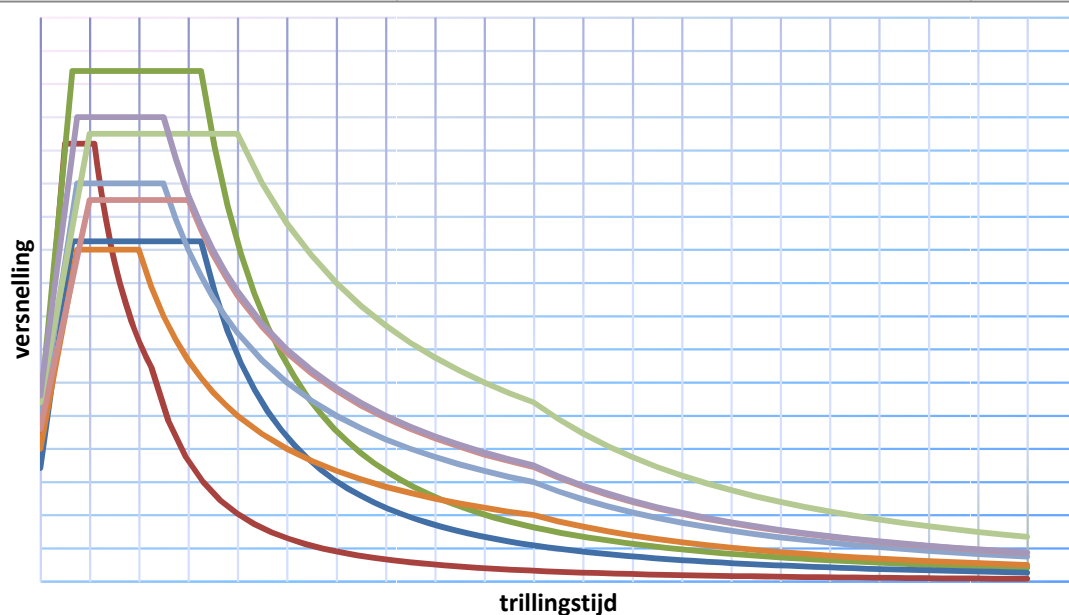


Staalverbindingen onder een Groningse aardbeving

Bas Clement
Hidde Persoon



Onderwijsinstelling: Hogeschool Rotterdam
Instituut: Instituut voor de gebouwde omgeving (IGO)
Opleiding: Civiele Techniek

Begeleidend docent: Ing. L. Van Dorp

Afstudeerbedrijf:

Aronsohn raadgevende ingenieurs
Adres: Kruisplein 488
3012 CC Rotterdam
Postbus 2401
3000 CK Rotterdam
Telefoon 010-2808080

Auteurs	Studentnummer	Opleiding
Hidde Persoon	0854710	Civiele techniek
Bas Clement	0819146	Civiele techniek

Versie: 1.00
Datum: 14-06-2016
Nagekeken door: ...

Basisgegevens

Documentnaam:	Eind scriptie, Staalverbindingen onder een Groningse aardbeving.
Opsteller	Bas Clement & Hidde Persoon
Revisie	0.12
Status	Concept

Distributie

Distributie aan	Naam	Bedrijf	Datum	Paraaf
Afstudeerder	Dhr. H. Persoon	HRO / Aronsohn		
Afstudeerder	Dhr. B. Clement	HRO / Aronsohn		
Bedrijfsbegeleider	Dhr. M.G.M. Schamp	Aronsohn		
Schoolbegeleider	Dhr. L. Van Dorp	HRO		
2 ^e lezer Hogeschool	Dhr. A Sedra	HRO		
3 ^e lezer Hogeschool	Dhr. G. Verkerk	HRO		
Externe deskundige afstudeerrapport				

Contact gegevens deelnemende partijen

<u>Afstudeerder 1</u> Naam: Hidde Persoon Adres: Joh. Vermeerstaat 46 2681 NV, Monster Tel: 06-36214794 Alternatief: 0174-245809 E-mail: hiddepersoon@gmail.com <u>Afstudeerder 2</u> Naam: Bas Clement Adres: Esplanade 18 3221 LW, Hellevoetsluis Tel: 06-11329776 Alternatief: 0181-311328 E-mail: basc90@hotmail.com	<u>Begeleider vanuit HRO</u> Naam: Ing. L. Van Dorp Adres: G.J. de Jonghweg 4-6 3015 GG, Rotterdam Tel: 06-23662725 Alternatief: - E-mail: l.van.dorp@hr.nl <u>Begeleider vanuit bedrijf</u> Naam: ir. M.G.M. Schamp Adres: Kruisplein 488 3012 CC Rotterdam Postbus 2401 3000 CK Rotterdam Tel: 06-11395875 Alternatief: 010-2808080 E-mail: schamp@aronsohn.nl
--	--

Voorwoord

Deze rapportage bevat het afstudeeronderzoek naar het aardbevingsbestendig construeren in Groningen. Het onderzoek is gedaan door Bas Clement en Hidde Persoon, en geldt als afsluitend werk van de opleiding Civiele Techniek aan de Hogeschool Rotterdam. Het onderzoek is gedaan vanuit een casusvorm bij het bedrijf Aronsohn Constructies raadgevende ingenieurs in Rotterdam.

Om dit afstudeerrapport in te leiden, hebben we een stuk geschreven over de geschiedenis over aardbevingsbestendig bouwen.

Door de eeuwen heen zijn er veel verschillende bouwwerken in aardbevingsgebieden gemaakt die vandaag de dag nog overeind staan. Enkele voorbeelden zijn de graftombe van Cyrus de Grote in Iran en de Erechtheion tempel in Athene. Deze oude gebouwen zijn voor Christus gemaakt. Ze staan overeind omdat deze gebouwen gemaakt zijn volgens de principes van aardbevingsbestendig bouwen. De graftombe van Cyrus de Grote is het eerste gebouw met een base isolation systeem. De Erechtheion tempel in Athene maakt gebruik van een één massa veersysteem (SDOF). Door deze systemen staan deze gebouwen nog steeds en worden ze nu gebruikt als toeristische attractie. [20]

Tijdens ons onderzoek hebben we niet alleen vanuit Aronsohn benodigde kennis en adviezen opgedaan, maar ook gebruik gemaakt van de bevindingen van het Italiaanse ingenieursbureau AEI Progetti. Zij werken als partners van Aronsohn aan het project in Groningen en beschikken over specialistische kennis over aardbevingsbestendig construeren.

Wij willen de volgende personen bedanken voor hun inzet en adviezen gedurende het afgelopen halfjaar,

Dhr. Ir. Michel Schamp	Adjunct directeur bij Aronsohn Constructies raadgevende ingenieurs
Dhr. Vladimir Kovacevic	Civil Engineer bij AEI Progetti
Dhr. Ing. Leo van Dorp	Afstudeerbegeleider HRO

Ook willen wij de constructeurs en belangstellenden bij Aronsohn bedanken voor hun inzichten en opmerkingen naar aanleiding van onze presentaties

Rotterdam, 14 juni 2016

Bas Clement

Hidde Persoon

Inhoudsopgave

1	Inleiding	1
1.1	Aanleiding.....	1
1.2	Probleemstelling.....	1
1.3	Achtergrond.....	2
2	Wat is een Groningse aardbeving en welk aspecten zijn van belang?	4
2.1	Wat voor soort aardbeving is de Groningse aardbeving?.....	4
2.2	Welke factoren spelen een rol bij de Groningse aardbeving?	5
2.3	Hoe kan de Groningse aardbevingsbelasting gezien worden?	9
2.4	Zijn er vergelijkingen met andere gebieden in de wereld?	9
2.5	Welke oplossingen worden er gebruikt om de aardbevingsbelasting op te nemen?.....	10
2.6	Hoe kan deze belasting berekend worden?.....	12
2.7	Conclusie.....	13
3	Wat betekent de Groningse aardbeving voor het project in Groningen?.....	14
3.1	Welke waarden zijn er voor de gevolgklasse en grenstoestand?.....	14
3.2	Welke gegevens zijn er voor de ondergrond opgesteld?.....	15
3.3	Wat zijn de spectra voor deze locatie?	16
3.4	Wat zijn de ontwerpcriteria van de constructie?	17
3.5	Welke waarden hebben de drie rekenmethodes?	19
3.6	Welke effecten hebben de rekenmethodes op de schematisatie van de constructie?.....	22
3.7	Conclusie.....	22
4	Welke invloed heeft een aardbeving op de detaillering van de verbindingen?.....	24
4.1	Welke invloed hebben ingeklemde, flexibele of rollende opleggingen?	24
4.2	Welke invloed hebben stijve, flexibele of vaste knopen binnen de staalconstructie?.....	25
4.3	Wat zijn de consequenties als de profielafmetingen veranderen?	30
4.4	Wat is het effect van de plastische vervormingen binnen de constructie?	32
4.5	Conclusie.....	33
5	Welke type verbinding is de beste oplossing in het ontwerp?.....	34
5.1	Welke verschillende verbindingsmogelijkheden zijn er?.....	34
5.2	Welke verbindingen zijn nodig voor de constructie?.....	35
5.3	Welke momentvaste verbindingen zijn er in de constructie?.....	36
5.4	Welke scharnierende verbindingen zijn er in de constructie?.....	37
6	Conclusies en aanbevelingen	39
6.1	Conclusie.....	39
6.2	Aanbevelingen.....	40
7	Bijlage / deelverslagen.....	43

<i>Figuur 2-1 Verschillende vormen van tektonische aardbevingen [6]</i>	4
<i>Figuur 2-2 Vorm Geïnduceerde aardbevingen [5]</i>	4
<i>Figuur 2-3 geïnduceerde Groningse gasaardbeving [6]</i>	5
<i>Figuur 2-4 Verschil in druk, voor en na gaswinning</i>	5
<i>Figuur 2-5 Stappenplan aardbevingen analyse</i>	6
<i>Figuur 2-6 Contourplot referentiepiekgrondversnelling [08]</i>	7
<i>Figuur 2-7 Responspectrum volgens de NPR:9998 [08]</i>	8
<i>Figuur 2-8 verschillende responspectra van bekende aardbevingsgebieden</i>	10
<i>Figuur 2-9 Effect van base isolation [13]</i>	10
<i>Figuur 2-10 Verschillende vormen van passieve energiedissipatie systemen [13]</i>	11
<i>Figuur 2-11 Semi- actieve controlesystemen [13]</i>	11
<i>Figuur 2-12 Verwachting locatie spectrum ten opzichte van de bouw [16]</i>	12
<i>Figuur 3-1 Te verwijderen schoolgebouwen (rood) en nieuw te bouwen schoolgebouwen (blauw)</i>	14
<i>Figuur 3-2 Impressie van de nieuwbouwdelen</i>	14
<i>Figuur 3-3 SCPT scan</i>	15
<i>Figuur 3-4 Rotatieveren volgens het Winkler model [21]</i>	15
<i>Figuur 3-5 Verschillen tussen het spectrum voor 'speciale' bodemcondities en het locatiespecifieke spectrum</i>	16
<i>Figuur 3-6 verwachte trillingsperiode bij lengte van kolommen [23]</i>	17
<i>Figuur 3-7 Schematische weergave van het raamwerk</i>	17
<i>Figuur 3-8 Lastvlak voor de kopgevel</i>	18
<i>Figuur 3-9 Lastvlak voor de langsgevel</i>	18
<i>Figuur 3-10 Spectra volgens NPR:9998 en locatie specifiek, met fundamentele trillingsperiode</i>	19
<i>Figuur 3-11 Krachten op de korte kant van het gebouw volgens zijdelingse belasting methode</i>	19
<i>Figuur 3-12 Krachten op de lange kant van het gebouw volgens de zijdelingse belasting methode</i> ..	20
<i>Figuur 3-13 Invoer modale respons berekening</i>	20
<i>Figuur 3-14 Pushovercurves per gevel</i>	21
<i>Figuur 3-15 Versnelling - verplaatsingdiagram</i>	22
<i>Figuur 3-16 Verband tussen afschuifkracht (F_b) en de gedragsfactor</i>	23
<i>Figuur 4-1 Bovenbouw van de fundering</i>	24
<i>Figuur 4-2 Schematiseringen vast en scharnierend</i>	26
<i>Figuur 4-3 Varianten met locale verstijvingen voor een hogere ductiliteit</i>	27
<i>Figuur 4-4 figuur stijf, flexibel en scharnierend</i>	28
<i>Figuur 4-5 Stappenplan stabiliteit van de constructie bestand tegen aardbevingen</i>	30
<i>Figuur 4-6 Locale verzwakking voor ontstaan plastisch moment</i>	32
<i>Figuur 4-7 Verschillende manieren om het lijfoppervlak te reduceren. [21]</i>	33
<i>Figuur 5-1 kopgevel verbindingen</i>	34

<i>Figuur 5-2 langsgevel verbindingen</i>	34
<i>Figuur 5-3 geboute momentvaste verbinding kopgevel 2e verdieping</i>	36
<i>Figuur 5-4 Kolom- ligger verbinding ter plaatse van het dak, in de lengterichting</i>	37
<i>Figuur 5-5 korte kopplaat kopgevel</i>	37
<i>Figuur 5-6 Lipverbinding ter plaatse van de tweede verdieping</i>	38

Lijst met tabellen

<i>Tabel 1-1 Aardbevingen in en rond Nederland sinds de start van het jaar 2016</i>	3
<i>Tabel 2-1 Verschil tektonische- en geïnduceerde aardbevingen</i>	5
<i>Tabel 2-2 Voor- en nadelen van de berekeningsmethode</i>	13
<i>Tabel 3-1 Uitgangspunten bij gevolgklasse CC2 en grenstoestand NC, tabel 2.1 NPR:9998</i>	15
<i>Tabel 3-2 Eisen met betrekking tot bodemcondities</i>	16
<i>Tabel 3-3 Gebruikte profielen per richting</i>	17
<i>Tabel 3-4 Massa van het gebouw per vierkante meter</i>	18
<i>Tabel 3-5 De verschillende ductiliteitsklassen voor staalbouw</i>	19
<i>Tabel 3-6 Verschillende uitkomsten gedragsfactor en zijdelingse belasting methode</i>	20
<i>Tabel 3-7 Afschuiving ter plaatse van de fundering, stijve fundering</i>	20
<i>Tabel 3-8 Aspecten de van invloed zijn per berekeningsmethode</i>	22
<i>Tabel 4-1 Waarden varianten fundering en opleggingen</i>	25
<i>Tabel 4-2 Waarden uitkomsten kopgevel versie 1 tot 5 vast en scharnierend</i>	26
<i>Tabel 4-3 Waarden uitkomsten langsgevel versie 1 tot 5</i>	27
<i>Tabel 4-4 Waarden scharnierpunten die lokale verstijvingen veroorzaken</i>	28
<i>Tabel 4-5 Rotatiestijfheden</i>	28
<i>Tabel 4-6 Waarden van de constructie met rotatiestijfheden</i>	29
<i>Tabel 4-7 optimalisatie profielen kopgevel</i>	31
<i>Tabel 4-8 Resultaten optimalisatie van de profielen in de langsgevel</i>	31
<i>Tabel 5-1 bout of las verbinding</i>	35
<i>Tabel 5-2 Benodigde rotatie stijfheden voor de kopgevel</i>	35
<i>Tabel 5-3 Krachten in de constructie</i>	35

Samenvatting NL

Deze rapportage beschrijft het onderzoek naar de Groningse aardbeving en hoe een staalbouwontwerp dusdanig geconstrueerd kan worden zodat deze aardbevingsbestendig is. Het gaat hierbij om de verbindingen in een stalen raamwerk. De context van dit onderzoek wordt gevormd door het herinrichtingsproject van de Hanzehogeschool in Groningen, waar aardbevingsbestendig construeren een doel is. Het ontwerp wordt verzorgd door Aronsohn Constructie raadgevende ingenieurs. Er wordt gebruik gemaakt van de in december 2015 verschenen Nederlandse Praktijk Richtlijn, die speciaal is opgeleverd voor de situatie in Noord-Nederland.

Als eerste is onderzocht wat een aardbeving in Groningen precies is, en waarin deze verschilt van aardbevingen elders in de wereld. Er zijn tektonische en geïnduceerde aardbevingen. Het verschil hiertussen is dat geïnduceerde aardbevingen door mensen zijn veroorzaakt en hierdoor op relatief ondiepe diepte plaatsvinden. Tektonische aardbevingen ontstaan aan de rand van tektonische platen die in beweging zijn. De Groningse aardbeving is een geïnduceerde aardbeving vanwege de winning van gas.

De aardbevingsversnelling kan worden afgelezen uit een responspectrum. Dit is een grafische weergave van de spectrale versnelling ten opzichte van de trillingstijd. Maatgevend voor dit verband is de waarde van de versnelling ter plaatse van het maaiveld. Het responspectrum wordt opgesteld uit de schuifgolfsnelheid en de contourplot referentiegrondpiekversnelling.

Er is geconcludeerd dat de bodemsamenstelling vereist om een locatiespecifiek onderzoek uit te voeren. Het definitieve responspectrum is hierop gebaseerd.

Op basis van het responspectrum en de voorwaarde aan het aardbevingsbestendig ontwerpen is een hoofddraagconstructie ontworpen. Naast flexibiliteit wordt ook het dissipatieve gedrag van de constructie bekeken. Het dissipatieve gedrag wordt weergegeven in een gedragsfactor. Deze waarde levert een reductie op het spectrum en daarmee de aardbevingslast.

Bij het berekenen en modelleren is er gebruik gemaakt van het programma SAP2000. Naast lineair elastische berekeningen (modale spectrale responsanalyse) zijn er ook niet-lineair statische (Push-over analyse) berekeningen uitgevoerd om het plastische gedrag van de constructie te analyseren.

De modellering van de fundering heeft een gunstige invloed op de respons van de aardbeving en vergroot de trillingsperiode. Het gebruik maken van lange kolommen en flexibele verbindingen zorgt ook voor een grotere trillingsperiode. Het gebruikmaken van een één massa veer systeem zorgt voor een hoge gedragsfactor bij laagbouw. Ook het uitgaan van stijve verbindingen zorgt voor een hogere gedragsfactor.

Het modelleren van een elastisch grondmodel in de oplegging is een bewerkelijk en tijdrovend onderzoek. Daarom wordt dit buiten beschouwing gelaten, en wordt uitgegaan van een extreme situatie. Het elastisch grondmodel kan worden benaderd met Plaxis en een Winkler model.

Er is geconcludeerd dat:

De kopgevel van de nieuwbouw wordt geschematiseerd als een stijve constructie die de hoogste reductie van de seismische belasting oplevert. Dit komt doordat er niet uit kan worden gegaan van een elastisch grondmodel. Hierdoor is de fundamentele trillingsperiode niet hoog genoeg om voor flexibel door te gaan.

Er zijn drie verschillende verbindingen met ieder andere eisen in de kopgevel. Zo mag de onderste verdieping geen enkele rotatie stijfheid bevatten. Voor de 2^e verdieping moet uitgegaan worden van een oneindige stijve verbinding om de portaalwerking maximaal te benutten en het moment gunstiger te laten werken. Voor het dak moet worden uitgegaan van een verbinding die een deel van het moment overneemt bij een aardbeving maar verder een scharnierende functie heeft.

De langsgevel bezit meer capaciteit om de seismische belasting in het stijve deel op te nemen. Ondanks dat er een ongunstige dominante trillingsperiode wordt gevonden, kan de seismische belasting gereduceerd worden via een hoge gedragsfactor. Om dit te bereiken wordt de langsgevel gemodelleerd naar een één massa veersysteem.

In de langsgevel worden volledig stijve verbindingen toegepast in het dak. De overige verdiepingen worden scharnierend gemodelleerd. Deze verbindingen kunnen volgens dezelfde configuratie als in de kopgevel worden uitgevoerd.

De verbindingen zijn ontworpen en berekend via de componentenmethode. Vanwege uitvoeringstechnische redenen wordt zoveel mogelijk gebruikt gemaakt van boutverbindingen. Als aanbeveling wordt de een las verbinding in de momentvaste verbindingen ook meegenomen.

Samenvatting Engels / summary

This report is the result of the research regarding the earthquakes in Groningen, with special attention to newly built steel structures. The emphasis of this research will be the connections in moment resisting frames. The context of this project will be the redesign of the campus of the Hanzehogeschool in Groningen. One of the project goals is the earthquake resistant design of both the existing and new buildings, developed by Aronsohn Constructies raadgevend ingenieurs. The main resource during this process is the Nederlandse Praktijk Richtlijn, a newly developed building code regarding seismic engineering, for the northern part of the Netherlands. The final version of these guidelines appeared in december 2015.

The first step in the project is the analysis of the nature of the earthquakes in Groningen, and a comparison is made with other earthquakes in the world. Two types of earthquakes are relevant, these are tectonic earthquakes and induced earthquakes. Induced earthquakes are caused by human activity, and have their source at a small depth below the surface. Tectonic earthquakes are caused by moving plates. Due to the gas production activities, the earthquakes in Groningen are considered to be induced.

The acceleration caused by an earthquake is represented by a response spectrum. This is a graph which displays the spectral acceleration and the period of vibration. The peak ground acceleration is the most important variable in the spectrum. Another aspect is the shear wave velocity.

A conclusion is made based on the soil profile in Groningen. For an accurate response spectrum, a special soil research is needed. The response spectrum used in this report is based on that research.

Based on the response spectrum and the strategies regarding seismic engineering, a moment resisting frame is designed. Both flexibility and dissipative behaviour are considered. Dissipative behaviour is represented by the behaviour factor q . The value of this factor is allowed to use as a reduction of the seismic load.

The used software in the design process is SAP2000. This program has access to both linear and non-linear analysis. Examples of these methods are the modal response analysis and the non-linear pushover analysis.

Including an elastic foundation in the model will affect the vibration period in a positive way. The use of extended columns and flexible connections will also enlarge the vibration period. Using a single degree of freedom system will enlarge the behaviour factor. This applies only for low rise buildings. Using rigid connections will result in a high value for the behaviour factor.

The modelling of an accurate elastic soil model is a time consuming process. To set the project boundaries, this aspect is not taken into account. Due to this, a highly unfavourable assumption regarding the vibration period is made. Further research on this subject could be made with the development of a Winkler model or with the use of Plaxis software.

Several conclusions are made:

The short facade will be modelled as a rigid structure. In this approach the highest possible behaviour factor is achieved. The high stiffness of the foundation will cause a low vibration period, and therefore a high seismic load.

Three different connection types are needed to achieve this. The first floor consist of connections with no rotation stiffness. The connections on the second floor are fully fixed. To achieve a better moment distribution, the connections in the roof have a partially fixed rotation stiffness.

The long facade has more capacity to dissipate plastic deformation. Despite a low vibration period, a high value for the behaviour factor is achieved. For the design in the roof, fully rigid connections are used. In the first and second floor hinged connections are used. Despite the unfavourable load distribution, the high behaviour factor will cause the lowest values for the seismic actions.

Lijst met woorden en begrippen

Begrip	Omschrijving
Aardbevingsbestendig	Mate van bestand zijn tegen een aardbeving, zodanig dat de kans op het overschrijden van de maatgevende grenstoestand (NC, SD of DL) voldoet aan de te stellen eis
Base isolation	Een base isolation systeem is een aardbevingsbestendig systeem dat er voor zorgt dat de grond kan trillen zonder dat het gebouw mee trilt of een minimale trilling ontvangt.
Base shear	Is de afschuiving ter plaatse van de fundering, door deze afschuiving neemt het gebouw een aardbevingsbelasting op.
Bouwdeel	Een deel van het gebouw dat via een voeg verbonden is aan de rest van het gebouw
Capaciteitsmethode	Ontwerpmethode voor een gebouw, waarbij plastische scharnieren in de constructie op een zodanige manier in de constructie worden ingebouwd, dat maximale energiedissipatie mogelijk is. De niet-dissipatieve elementen worden hierbij sterker gemaakt dan de dissipatieve, zodat de plastische vervormingen en hun plaats van optreden bij voorbaat worden vastgelegd en beheerst, ten faveure van de seismische weerstand van de bouwconstructie.
Dissipatieve constructieonderdelen	Constructieonderdelen die in staat zijn om energie te dissiperen door middel van ductiel hysteresisresponsgedrag
Ductiliteit of vervormbaarheid	De mate waarin een materiaal plastische vervorming toelaat.
Ductiliteitsklasse	De mate waarin een materiaal plastische vervorming toelaat; onderscheiden worden de klassen (in oplopende ductiliteit) DCL, DCM, DCH
Dynamisch onafhankelijke eenheid	Deel van een bouwconstructie dat rechtstreeks wordt onderworpen aan de groundbeweging en waarvan het responsgedrag niet wordt beïnvloed door het (respons)gedrag van aangrenzende eenheden of bouwconstructies
Dynamische vergrotingsfactor	Verhouding die bepalend is voor de equivalente statische last gebaseerd op elastisch responsiespectrum ($\alpha_{dyn} = S_e / a_g$)
Één massa veersysteem systeem	Een één massa veersysteem systeem (SDOF) zorgt er voor dat de verdiepingen heen en weer kunnen schudden zonder dat deze bezwijken. Door deze beweging treedt er minder kracht op in de fundering waardoor dit een gunstige belasting oplevert zonder de gedragsfactor negatief te beïnvloeden.
Energiedissipatiezone	Vooraf bepaalde delen van een constructie waar de dissipatieve vermogens voornamelijk gesitueerd zijn
Epicentrum	De projectie van het hypocentrum loodrecht op het aardoppervlak
Flexibele verbinding	Verbinding met een eindige verbindingstijfheid
Gebouw	Elk bouwwerk, dat een voor mensen toegankelijke overdekt geheel of gedeeltelijk met wanden omsloten ruimte vormt
Gedeeltelijke verweking	Situatie waarbij wateroverspanning ontstaat, maar nog wel een deel van de korrelspanning overblijft
Gedragsfactor	Factor gebruikt voor ontwerp- en berekeningsdoeleinden om de krachten berekend in een lineaire berekening te reduceren, dit om rekening te houden met het niet-lineaire gedrag van een constructie, gerelateerd aan het materiaal, het constructieve systeem en de ontwerpprocedures
Geïnduceerde aardbeving	Aardbeving veroorzaakt door menselijke invloeden
Gevolgklasse	De bepaling van CC1, CC2 of CC3: deze factoren zeggen iets over de functie van het gebouw
Grenstoestanden DL, SD en NC	NC (Near Collapse): de bouwconstructie staat vrijwel op instorten
	SD (Serious Damage): ernstige beschadiging
	DL (Damage Limitation): schadebeperking
Hypocentrum	De plaats waar bij een aardbeving de elastische energie in de ondergrond vrijkomt

Begrip	Omschrijving
Hysteresis	Het constructief gedrag waarbij momenten afwisselend toenemen, afnemen en van teken wisselen, waarmee aanzienlijke plastische vervormingen gepaard gaan, waardoor energiedissipatie optreedt.
Kopgevel	De gevel aan de korte kant van de constructie voor het project van de Hanzehogeschool in Groningen.
Langsgevel	De gevel aan de lange kant van de constructie voor het project van de Hanzehogeschool in Groningen.
Magnitude	Maat voor de sterkte van de aardbeving, meestal uitgedrukt als getal op de Schaal van Richter
Momentverbinding	Verbinding die buigende momenten kan opnemen
Niet lineaire statische pushover analyse	Bij een niet lineaire statische pushover analyse wordt een structuur belast tot bezwijken. Hierbij wordt de belasting zo aangebracht, dat deze vervormt volgens zijn initiële uitbuigingsvorm. Binnen deze controle wordt er een knoop uitgekozen waarvan het gedrag in beeld wordt gebracht. Als de belasting zwaarder is dan de maximale trilling van het gebouw zou deze voldoen.
Niet lineaire tijdsdomein analyse	Deze analyse wordt toegepast bij de beoordeling op bestaande constructies. Dit is een methode die erg veel tijd kost en veel computercapaciteit, en is ongeschikt om te gebruiken in de eerste ontwerpfase.
Niet-constructief element	Architectonisch, installatietechnisch of elektrisch element, dat, wegens gebrek aan eigen capaciteit of capaciteit van de bevestiging, bij een aardbeving kan leiden tot een of meer slachtoffers
Niet-lineaire gebied	Deel van het bezwijktraject waarbij de vloeigrens is overschreden
Opslingereffect	Vergroting van de maximale verplaatsing die optreedt wanneer de eigenfrequentie van de constructie in de buurt ligt van de trillingstijd van de aardbeving
Piekgrondversnelling	Beginwaarde van de versnelling aan het maaiveld tijdens een aardbeving
Plastisch scharnier	Scharnier dat vervormt voordat het bezwijkt
Plastische vervorming	Dit houdt in dat de constructie in staat moet zijn om een definitieve vervorming te kunnen ondergaan.
Primair seismisch element	Constructief element dat wordt beschouwd als deel van het constructieve systeem dat weerstand biedt aan de seismische belasting om disproportionele instorting te voorkomen
Regelmatigheid gebouw	De regelmatigheid van het gebouw is een criterium waaraan voldaan moet worden om de zijdelingse belastingmethode toe te mogen passen. Een regelmatig gebouw is een dusdanig eenvoudige constructie dat deze eenvoudige analysemethode aanvaardbaar is.
Relatieve wateroverspanning	Verhouding tussen wateroverspanning en de effectieve spanning aan het begin van de aardbeving
Respons spectrum	Maximale respons van een constructie op een aardbeving als functie van de eigen periode of eigen frequentie. Er zijn verschillende vormen hiervoor zoals: ontwerpspectrum, NPR:9998 spectrum, Europese spectra, enz.
Rotatiestijfheid	De rotatiecapaciteit van de verbinding
Scharnierende verbinding	Verbinding die geen buigende momenten opneemt
Schuifgolfsnelheid	De snelheid van de aardbeving in de ondergrond, bij tektonische aardvingen kan deze ruim 800 m/s bedragen maar voor dat deze de oppervlakte heeft bereikt, neemt deze sterk af.
Secundair seismisch element	Constructief element dat niet wordt beschouwd als deel van het constructieve systeem dat weerstand biedt aan de seismische belasting om disproportionele instorting te voorkomen
Seismische voegen	Een voeg die het gebouw opdeelt in verschillende bouwdelen, deze kunnen op deze manier los van elkaar bewegen.

Begrip	Omschrijving
Spectrale modale responsberekening	Deze rekenmethode brengt ook de invloed van hogere trillingsvormen in beeld. Er worden verschillende trilvormen beschouwd die een deel van de massa in beweging brengen. Hieruit kunnen de interne krachten en momenten worden berekend. Het niet-lineaire gedrag wordt meegenomen door middel van een gedragsfactor q .
Stijve verbinding	Verbinding met een oneindig grote verbindingsstijfheid
Tektonische aardbeving	Aardbeving veroorzaakt door ten opzichte van elkaar verschuivende aardschollen
Verbindingssterkte	Momentcapaciteit van de verbinding
Werkbare hoogte	De hoogte van het lijf van een staalprofiel
windverbanden	Stabiliteitsvoorziening waar alle horizontale krachten worden op genomen. Dit gebeurt aan de hand van diagonale "stalen binten" die deze kracht opnemen
Winkler model	Wijze om de grond te modelleren als elastisch
Zijdelingse belasting methode	Dit is de meest eenvoudige rekenmethode, en is toepasbaar op eenvoudige constructies. Het hele gebouw wordt beschouwd als een één-massa veersysteem. De krachten worden naar verhouding van de massa en de hoogte van elke verdieping over het gebouw verdeeld. Deze berekening geeft een snelle indicatie maar levert in de meeste gevallen een conservatief resultaat op.

1 Inleiding

In Nederland zijn er binnen de constructieve wereld de laatste jaren veel discussies over aardbevingsbestendig construeren. Het gaat hier vaak over de Groningse aardbevingen en hoe hier mee om te gaan. Binnen dit afstudeeronderzoek ligt de nadruk op de verbindingen van een stalen bouwwerk, met als casus het herontwerp van de Hanzehogeschool in Groningen.

1.1 Aanleiding

Vanuit constructief oogpunt wordt in Groningen rekening gehouden met een aardbeving. Hier zijn verschillende ingenieursbureaus mee bezig. Er gaat veel aandacht naar de versterking van gewone woonhuizen en het herstellen van metselwerk van oude monumentale panden. Er wordt ook gekeken naar nieuwbouwprojecten in Groningen. Een voorbeeld van één van deze projecten is de uitbreiding en herinrichting van het gebouwencomplex van de Hanzehogeschool in Groningen.

Ingenieursbureau Aronsohn Constructies Raadgevend Ingenieurs heeft de ontwerpopdracht verworven. Het project heeft twee doelen: het aardbevingsbestendig versterken van de bestaande bouw en het ontwerpen van nieuwe aardbevingsbestendige constructies. Binnen deze nieuwbouw wordt er veel gebruik gemaakt van staal.

1.2 Probleemstelling

Vanuit de casus is een afstudeeronderzoek opgesteld. De doelstelling van het onderzoek is het beantwoorden van de hoofdvraag:

Welk type staalverbindingstype is het meest geschikt om te dienen in een Gronings aardbevingsbestendig ontwerp?

1.2.1 Werkwijze

Om de hoofdvraag te beantwoorden zijn er 4 deelvragen opgesteld, die de benodigde kennis over dit onderwerp moeten vergaren. Deze deelvragen zijn per hoofdstuk behandeld. De deelvragen zijn weer opgedeeld in sub- deelvragen, deze worden uitgewerkt per paragraaf en geven antwoorden en inzicht in de deelvraag. Van deze sub- deelvragen is er vaak een klein onderzoeksrapport gemaakt. Deze zijn te vinden in de bijlage als extra naslagwerk.

1.2.2 Onderzoeksvragen

Om de hoofdvraag te beantwoorden zijn er deelvragen geformuleerd die de hoofdvraag helpen beantwoorden.

- Wat is een Groningse aardbeving en welke aspecten zijn van belang? (Hoofdstuk 2)
 - Wat voor soort aardbeving is de Groningse aardbeving?
 - Welke factoren spelen een rol bij de Groningse aardbeving?
 - Hoe kan de Groningse aardbevingsbelasting gezien worden?
 - Zijn er vergelijkingen met andere gebieden in de wereld?
 - Welke oplossingen worden er gebruikt om de aardbevingsbelasting op te nemen?
 - Hoe kan deze belasting berekend worden?

Met deze vragen wordt onderzocht wat de theorie is achter de aardbeving en hoe deze berekend kan worden. Welke aspecten zijn er in de constructie en/of kan de aardbeving gezien worden als een andere belastingsvorm.

- Wat betekent de Groningse aardbeving voor het project? (Hoofdstuk 3)
 - Wat zijn de uitgangspunten? Zaken als gevolgklasse, grenstoestand, ondergrond, spectra en globale ontwerpafmetingen worden behandeld.
 - Welke waarden hebben de drie rekenmethodes?
 - Welke effecten hebben de rekenmethodes op de schematisatie van de constructie?

De theorie uit hoofdstuk 2 wordt hier toegepast op de projectlocatie. Dit geeft inzicht en begrip in de theorie. Er worden verschillende mogelijkheden bekeken op het gebied van spectra en berekeningen.

- Welke consequenties zijn er voor de detaillering van de verbinding? (Hoofdstuk 4)
 - Welke invloed hebben ingeklemde, flexibele of rollende opleggingen? Met de blik op een elastisch grondmodel en flexibele voetplaat verbindingen.
 - Welke invloed hebben stijve, flexibele of vaste knopen binnen de staalconstructie?
 - Wat zijn de consequenties als de profielafmetingen veranderen?
 - Wat is het effect van de plastische vervormingen binnen de constructie?

In hoofdstuk 3 is gebleken dat er veel verschillen zijn tussen de manieren van schematiseren. De mogelijkheden worden in dit hoofdstuk verder onderzocht en weergegeven.

- Welk verbindingstype is de beste oplossing van het project? (Hoofdstuk 5)
 - Welke verschillende verbindingsmogelijkheden zijn er?
 - Welke verbindingen zijn nodig voor de constructie?
 - Welke momentvast verbindingen zijn er in de constructie?
 - Welke scharnierende verbindingen zijn er in de constructie?

In hoofdstuk 2, 3 en 4 zijn er een aantal eisen naar voren gekomen die het meest effect hebben op de verbinding. Deze eisen worden bekeken en op basis hiervan wordt bepaald welke verbindingen zouden voldoen aan de gestelde eisen. Deze verbindingen worden uitgewerkt voor de projectcasus.

Als laatste wordt er antwoord gegeven op de hoofdvraag.

1.2.3 Randvoorwaarden

Als eerste uitgangspunt wordt de Nederlandse Praktijk Richtlijn 9998 aangehouden. De definitieve ("witte") is in december 2015 uitgekomen en geldt als een richtlijn die speciaal voor de situatie in Groningen is opgesteld. Omdat dit document niet zelfstandig leesbaar is zal ook de NEN-EN 1998-1 als uitgangspunt dienen. In dit deel van de Eurocode staan Europese richtlijnen met betrekking tot aardbevingsbestendig construeren. Daarnaast vallen de volgende zaken niet binnen het afstudeeronderzoek en zullen geen onderdeel uitmaken van het eindproduct:

- De indelingen van het gebouwencomplex
- Het aardbevingsbestendig maken van de toren
- Het aardbevingsbestendig maken van het atrium
- De evaluatie van bestaande en nieuw toe te passen seismische voegen tussen gebouwdelen
- Verschillen onderzoeken tussen de oude en nieuwe Nationale Praktijk Richtlijnen
- Het gedrag van de fundering onder een aardbevingsbelasting
- Het voorkomen van liquefactie of verweking in de ondergrond
- Verschillende stabiliteitsvormen van de constructie

1.3 Achtergrond

Sinds 1986 is er bekend dat de gaswinning in Noord Nederland tot aardbevingen kan leiden [01]. Dit werd echter niet erkend totdat de Nederlandse Aardolie Maatschappij (NAM) in 2000 hier op terug kwam. Het fenomeen werd door het Massachusetts Institute of Technology (M.I.T.) onderzocht. Uit dit onderzoek bleek dat het in theorie mogelijk is, dat er bij een drukverschil in de ondergrond door winning van grondstoffen een beving kan ontstaan [02]

Nu, ruim 16 jaar later zijn deze aardbevingen er bijna wekelijks. De meeste zijn klein en zullen slechts door detectieapparatuur opgemerkt worden. Sinds 2000 zijn er steeds meer en zwaardere bevingen waargenomen. Tot op heden is de zwaarste aardbeving in Groningen 3.6 op de schaal van Richter. Dit gebeurde in de plaats Huizinge in 2012[03]. Er zijn ongeveer 120 meetbare aardbevingen per jaar.

Ondanks dat de gaswinningactiviteiten zijn verminderd zijn er toch nog aardbevingen in Groningen. In tabel 1.1 zijn de aardbevingen weergegeven van 2016 met een magnitude groter dan 1,2 op de Schaal van Richter.

Tabel 1-1 Aardbevingen in en rond Nederland sinds de start van het jaar 2016

Datum	Locatie	Afstand vanaf locatie Hanze hogeschool in Groningen	Kracht op schaal van richter	Diepte	Vorm
07-01-2016	Zuidbroek	26.2 km	1.6	3 km	Geïnduceerd
13-01-2016	Siddeburen	21.6 km	1.3	3 km	Geïnduceerd
14-01-2016	Sandkrug (Duistland)	116.0 km	2.9	3 km	Geïnduceerd
17-01-2016	Siddeburen	21.5 km	1.5	3 km	Geïnduceerd
26-01-2016	Harkstede	16.6 km	1.5	3 km	Geïnduceerd
19-02-2016	Zuidwolde	6.7 km	1.3	3 km	Geïnduceerd
25-02-2016	Froombosch	17.8 km	2.4	3 km	Geïnduceerd
07-03-2016	Siddeburen	20.2 km	1.2	3 km	Geïnduceerd
25-03-2016	Zuidbroek	26.4 km	1.8	3 km	Geïnduceerd
28-05-2016	Garmerwolde	8.4 km	1.2	3 km	Geïnduceerd
01-06-2016	Zeerijp	19.5 km	1.2	3 km	Geïnduceerd
02-06-2016	Wagenborgen	27.1 km	1.5	3 km	Geïnduceerd

Deze aardbevingen zijn ook geconstateerd in Duitsland. Het reduceren van de gaswinningactiviteiten is de voornaamste oplossing om de aardbevingsactiviteit te verlagen. Maar de aardgasinkomsten leveren een grote bijdrage aan de Nederlandse economie. Er wordt per jaar door de Nederlandse overheid ruim 22.6 miljard verdiend en dat is ongeveer 12% van de totale rijksinkomsten volgens de cijfers uit 2014. [04]

2 Wat is een Groningse aardbeving en welk aspecten zijn van belang?

De Groningse aardbeving is een andere soort aardbeving dan elders in de wereld. Groningen ligt niet op de rand van een tektonische plaat. De aardbevingen die ontstaan door jarenlange aardgaswinning worden geïnduceerde aardbevingen genoemd.

2.1 Wat voor soort aardbeving is de Groningse aardbeving?

In de wereld komen jaarlijks meerdere aardbevingen voor. De meeste zijn tektonische aardbevingen. Een andere vorm is een geïnduceerde aardbeving, deze ontstaan na of tijdens het winnen van grondstoffen uit de ondergrond.

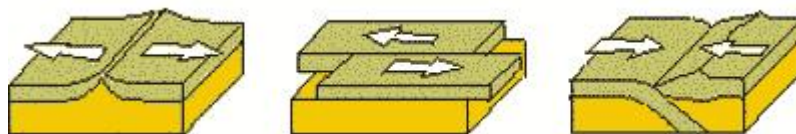
Aardbevingen kunnen worden weergegeven in magnitude op de Schaal van Richter. Dit zijn maatstaven voor de kracht en de intensiteit. Magnitude wordt bepaald met een seismograaf. Om de magnitude te bepalen zijn er gegevens van verschillende locaties nodig, hiermee kan de afstand en de diepte van de aardbeving bepaald worden. Tevens wordt de intensiteit gemeten. Er wordt gekeken naar versnellingsmetingen en de verplaatsing van een object. [06]

2.1.1 Tektonische aardbevingen

Tektonische aardbevingen worden veroorzaakt door het schuiven van aardplaten. Onder tektoniek wordt verstaan: 'Geologisch verschijnsel waarbij delen van de aardkorst ten opzicht van elkaar verschuiven'. Als voorbeeld kan figuur 2-1 bekeken worden. Hierdoor kunnen aardbevingen ontstaan.

Deze verschuivingen vinden plaats met een snelheid van enkele centimeters per jaar. Door deze geringe snelheid ontstaan er spanningen in de aardkorst. Wanneer deze spanningen zich ontladen ontstaat er een plotselinge verschuiving, welke resulteert in een aardbeving. Deze verschuivingen treden op in de diepe aardkorst. De schokgolf die ontstaat, breidt zich uit tot de oppervlakte bereikt is. [05] op deze manier kan er een groot invloedsgebied geraakt worden door de aardbeving. De tektonische aardbevingen komen vooral voor in Zuid-Europa, het oosten van Noord- en Zuid-Amerika, het Midden-Oosten en Azië.

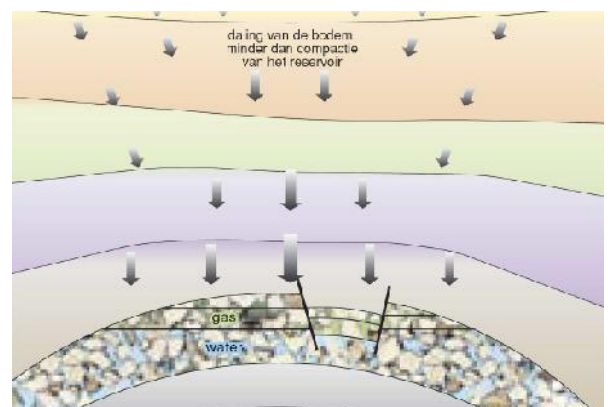
De diepte van tektonische aardbevingen is erg verschillend, Ze kunnen tot op een diepte van meer dan 100 km ontstaan maar ook 10 km onder het oppervlak. Een voordeel van een tektonische aardbeving is dat de frequentie afneemt naarmate deze meer grondlagen passeert. De piekgrondversnelling ligt tussen de 0 en de $0,5 \text{ m/s}^2$. [02]



Figuur 2-1 Verschillende vormen van tektonische aardbevingen [6]

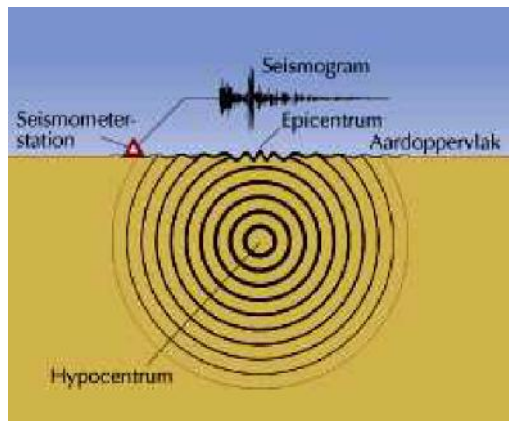
2.1.2 Geïnduceerde aardbevingen

De aardbevingen in Groningen zijn geïnduceerde bevingen. Deze bevingen ontstaan door de winning van aardgas uit de ondergrond. Deze gaswinning vindt plaats op ongeveer 2,5 a 3 km diepte. Het gas zit opgesloten in een zouthoudende steenlaag. Door de gaswinning ontstaan er langs de breuklijnen drukverschillen die bij over belasting resulteren in een aardbeving. Dit wordt uitgelegd in figuur 2-2.



Figuur 2-2 Vorm Geïnduceerde aardbevingen [5]

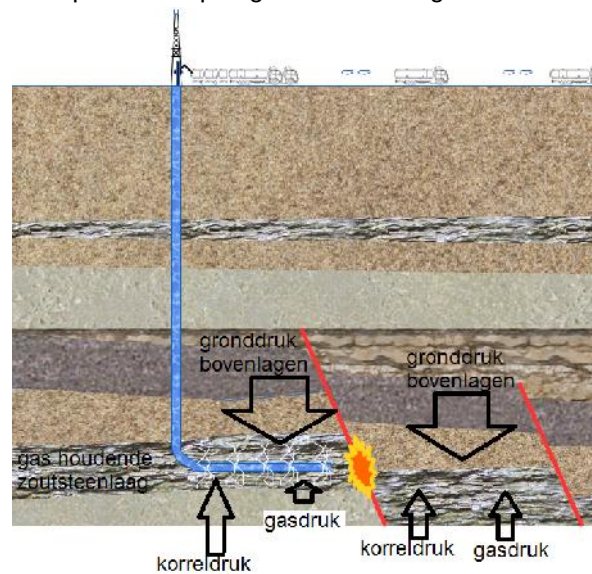
Deze aardbeving heeft een relatief klein invloedsgebied en een hoge frequentie omdat deze zich dicht aan de oppervlakte bevindt. Met deze twee factoren is de optredende piekgrondversnellingen vergelijkbaar met een tektonische aardbeving.



Figuur 2-3 geïnduceerde Groningse gasaardbeving [6]

Dit kan een probleem vormen voor de bebouwde omgeving.[07]

Geïnduceerde aardbevingen worden door menselijk handelen veroorzaakt. Dit kan zijn na de winning van grondstoffen maar het zou ook kunnen plaatsvinden na bijvoorbeeld het aanleggen van een stuwmeer [12] + [14]. Dit komt door korreldruk verandering in de ondergrond. Zoals weergegeven in figuur 2-4.



Figuur 2-4 Verskil in druk, voor en na gaswinning

2.1.3 Verschillen en overeenkomsten

Hoewel er weinig verschil zit in de piekgrondversnelling, lijkt de Groningse aardbeving niet op een tektonische aardbeving. Dat komt door de verschillen in diepte, duur en trilling van de aardbeving. Dit is weergegeven in tabel 2-1

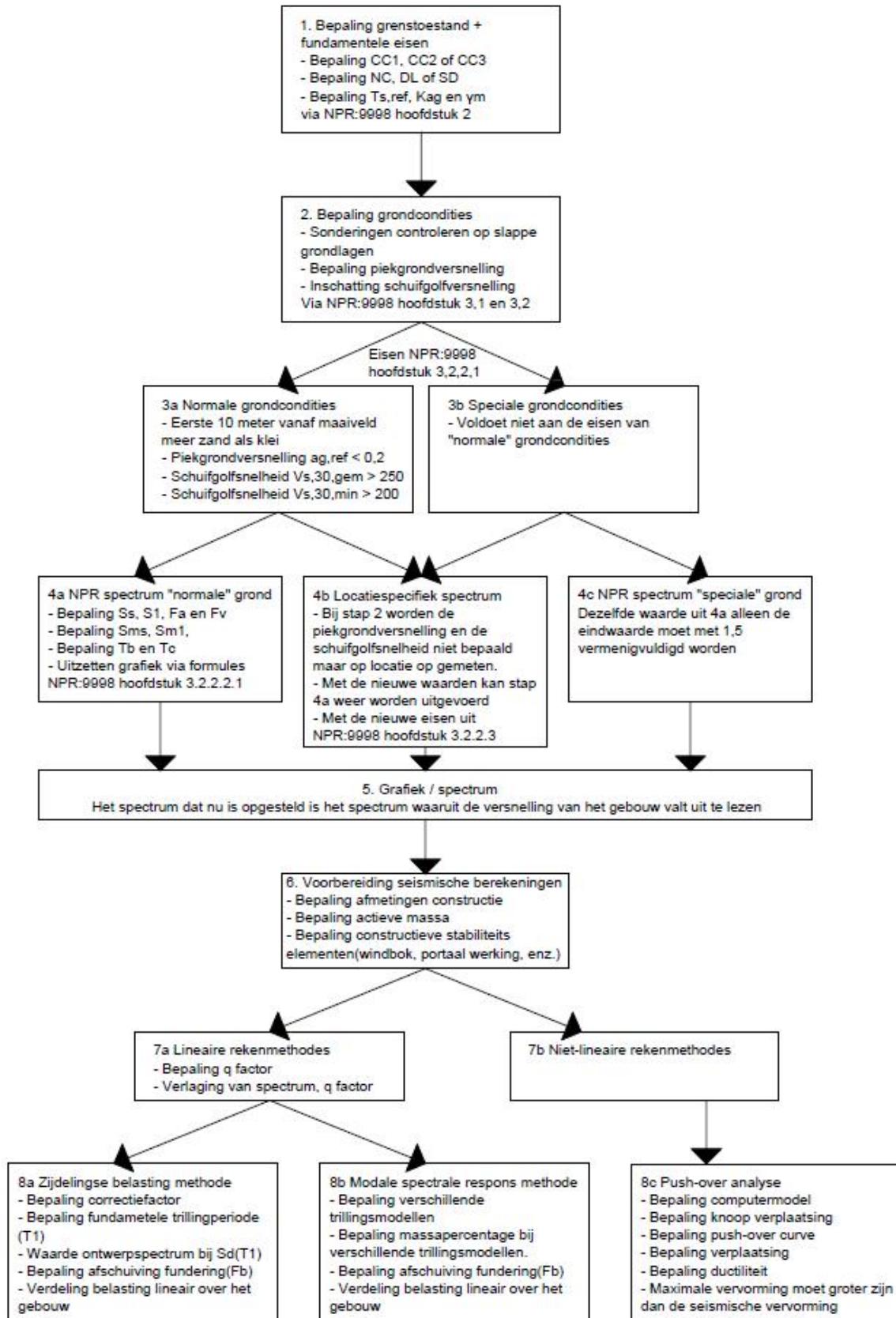
Tabel 2-1 Verschil tektonische- en geïnduceerde aardbevingen

Aspect	Geïnduceerd	Tektonische
Piekgrondversnelling (PGA)	0,01g – 0,4g	0,01g – 0,50g
Diepte t.o.v. maaiveld	2 – 4 km	10 - 200 km
Sterkte op de Schaal van Richter	0 - 4	0 - 9
frequenties	Hoog tussen de 2-10 Hz	Tussen de 1-2 Hz
Duur	Kort	Lang
Karakteristiek	Korte pieken	Lange periodieke golven
invloedsgebied	Klein	groot

2.2 Welke factoren spelen een rol bij de Groningse aardbeving?

Er zijn veel factoren die een rol spelen bij deze aardbevingen. Hierbij wordt gedacht aan de samenstelling van de ondergrond, de locatie, constructie, grenstoestanden en gevolgklasse. Om tot een resultaat te kunnen komen, is er een stappenplan opgesteld. Het stappenplan is gemaakt met behulp van de NPR 9998:2015 nl - Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren [08]. Het stappenplan is weergegeven in figuur 2-5

Aardbevingsbestendig bouwen



Figuur 2-5 Stappenplan aardbevingen analyse

2.2.1 Grenstoestanden

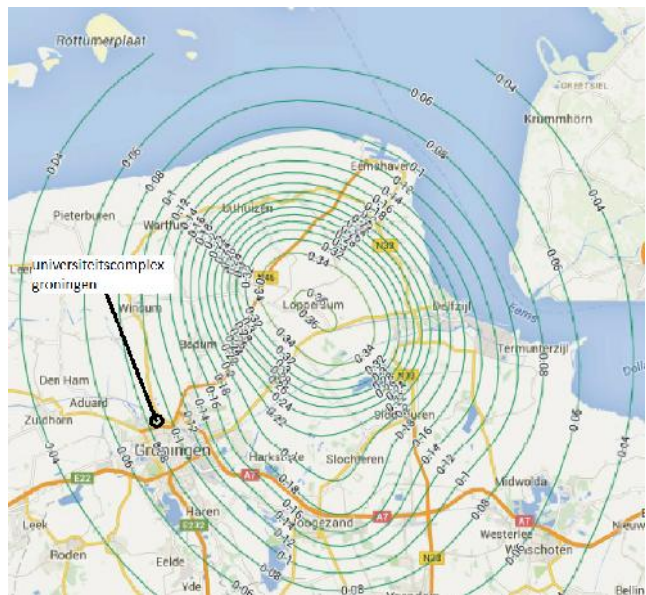
Met de grenstoestand wordt gezegd in welke staat het gebouw zich bevindt. De drie klassen zijn: Damage Limitation (DL) Significant Damage (SD) of Near Collapse (NC). Bij deze klassen zijn veel factoren die hier bepaald worden. De klassen NC en SD worden gebruikt om mensenlevens te beschermen tegen het effect van een aardbeving. Hierbij wordt vooral rekening gehouden met een voortschrijdende instorting en het behoud van constructieve samenhang. De klasse DL gaat uit van een beperking van economische schade door een aardbevingsbelasting. Het gebouw mag door de aardbeving zijn functie niet verliezen. [08] [18]

2.2.2 Gevolgklasse

De gevolgklasse zegt iets over het doel van het gebouw en veiligheid. De keuze is CC1, CC2 of CC3, waarbij CC1 staat voor landbouwgebouwen, CC3 staat voor gebouwen met vitale functies en CC2 staat voor de overige gebouwen. De waarden die hier bepaald worden zijn: de Betrouwbaarheidsindex (β), Referentieperiode (jaar) (T_{ref}), Herhalingstijd (jaar) ($T_{LS,ref}$), Omrekeningsfactor (k_{ag}) en de Materiaalfactor (γ_M) [08]

2.2.3 Locatie

De locatie is van belang omdat de aardbevingen op sommige locaties vaker voorkomen dan op andere. Daarom is er een contourplot referentiepiekgrondversnelling ($a_{g,ref}$). Deze kaart geeft aan waar de aardbevingen het heftigst zijn en waar de meeste aardbevingen zijn. De kaart voor de Groningse aardbeving is weergegeven in figuur 2-6. [08] Uit deze kaart kan de $a_{g,ref}$ worden afgelezen. Wanneer deze waarde hoger is dan $0,2g$, wordt uitgegaan van speciale grondcondities.



Figuur 2-6 Contourplot referentiepiekgrondversnelling [08]

2.2.4 Ondergrond

De ondergrond speelt een grote rol in het bepalen van de seismische belasting, doordat de aardbeving zich voortplant als een trilling in de ondergrond. De snelheid en kracht van deze trilling is afhankelijk van de bodemopbouw. In de bovenste 30 meter vanaf het maaiveld gezien, neemt deze schuifgolfsnelheid het meeste af. In deze 30 meter mogen geen grote veenlagen zitten. In ongedraineerde grondlagen met overspannen water kan verweking of liquefactie veroorzaakt worden, ten gevolge van het trillen van de ondergrond.

De schuifgolfsnelheid wordt bepaald door een seismische sondering op locatie. Om een inschatting te maken van de schuifgolfsnelheid wordt deze afgelezen uit figuur 3.0 van de NPR:9998 of geschat via de glijdingsmodulus van de grondlagen.

In de NPR:9998 wordt er een onderscheid gemaakt tussen normale en speciale bodemcondities. Het verschil hiertussen is een factor 1.5 bij speciale bodemcondities. Met speciale bodemcondities wordt bedoeld een grondpakket met:

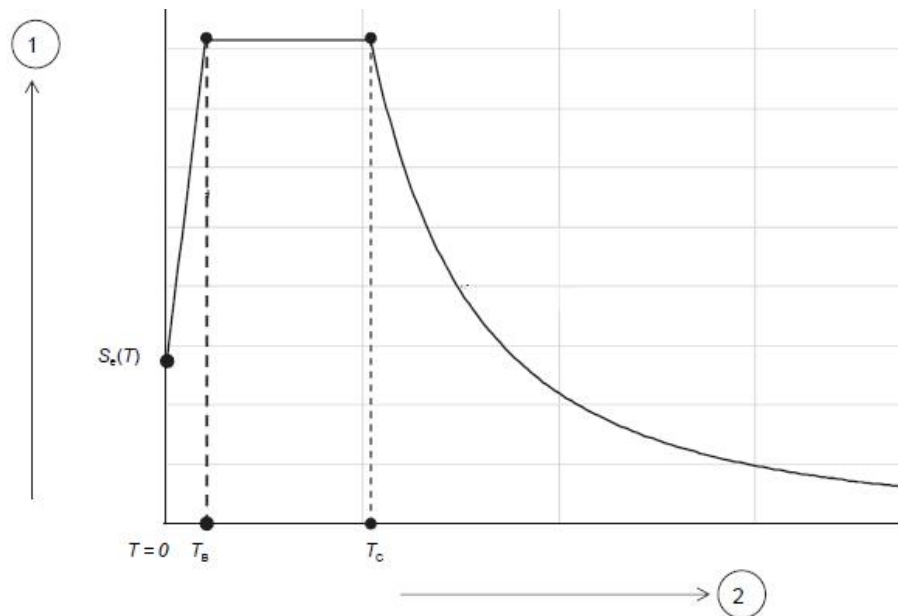
- De aanwijzingen op veenlagen in de eerste 10 meter onder het maaiveld
- De gemiddelde schuifgolfsnelheid moet boven de 250 m/s liggen
- Er mogen geen grondlagen voorkomen met een lagere schuifgolfsnelheid dan 200 m/s

[08] [09]

2.2.5 Responspectrum

Een responspectrum is een functie gebaseerd op de respons van een aantal trillende massa of massa's met één vrijheidsgraad op een aardbeving. Dit vormt de basis voor elk type seismische beweging en bepaalt samen met de massa van een gebouw de totale seismische belasting. Op deze grafiek in figuur 2-7 is de versnelling uitgezet ten opzichte van de tijd.

Het responspectrum kan op een aantal manieren bekeken worden. Er is een responspectrum in de verticale en horizontale richting, maar ook het spectrum zelf kan veel veranderen door een locatiespecifiek onderzoek of door andere gegevens uit de ondergrond. Het spectrum kan worden opgesteld volgens de volgende richtlijnen.



Figuur 2-7 Responspectrum volgens de NPR:9998 [08]

- Ondergrond spectra volgens NPR:9998 ("normale" of "speciale" bodemcondities)
- Ondergrond spectra volgens Eurocode 8 (grondtype A, B, C, D of E)
- Locatie specifiek spectra volgens NPR:9998 en een locatie specifiek onderzoek.
- De gedragingsfactor van het gebouw kan een voordeel op het spectrum opleveren.

Er zijn twee waarden van belang voor het spectrum. Deze waarden zijn T_B en T_C . De waarden van T_B en T_C verschillen per spectrum en per locatie. Tussen deze twee punten bevindt zich de maximale versnelling van het gebouw. Voor de bepaling van T_B en T_C in de horizontale richting, wordt er naar de referentiepiekgrondversnelling ($a_{g,ref}$), de grenstoestand en de gevolgklasse gekeken. Voor het verticale spectrum zijn deze waarden gegeven in de NPR:9998. [08]

2.2.6 Constructie

Om aardbevingsbestendig te bouwen zijn er een aantal strategieën [08]. Deze strategieën hebben betrekking op het ontwerp en zijn:

- Licht gewicht ontwerpen
- De massa van de verdiepingen is gelijk of neemt af met de hoogte
- Ontwerp met gelijke stramienmaten
- Het vergroten van het aantal afdrachtwegen.
- Gebruik zo min mogelijk verschillen in stijfheden en sparingen.
- Gebruik zoveel mogelijk dezelfde materialen.

2.3 Hoe kan de Groningse aardbevingsbelasting gezien worden?

Een aardbeving zorgt voor een trilling in de fundering die doorwerkt in het hele gebouw. Om deze belasting te bepalen moet er gekeken worden naar de afschuifkracht ter plaatse van de fundering (base shear of F_b). Deze waarde is met de gedragsfactor, maatgevend in een aardbevingsbestendig ontwerp.

De base shear is afhankelijk van het spectrum, de massa, stijfheid of gedragsfactor van het gebouw. Het ductiele gedrag van een constructie zorgt voor een reductie van de spectrale versnelling.

De ductiliteit wordt uitgedrukt in een gedragsfactor. De waarde hiervan is afhankelijk van het type constructie, materiaal en de energieopname van de constructie, zonder te bezwijken. De ductiliteit kan worden benaderd op verschillende manieren. Er wordt gekeken naar de normeringen uit de NEN-EN 1998-1[17] of wordt benaderd via twee methoden. De eerste methode gaat uit van gelijke vervormingsenergie. De tweede benadering gaat uit van gelijke verplaatsingen.

- De bepaling van de gedragsfactor uit de eerste benadering: $q = \sqrt{2u - 1}$
- De bepaling van de gedragsfactor uit de tweede benadering: $u = \frac{d_m^*}{d_y^*}$

De eerste benadering geldt bij een fundamentele trillingsperiode die groter is dan 0.7 seconden. [16]

Er is geen vergelijking tussen de windbelasting en een aardbevingsbelasting. De aardbeving is een trillingsvorm, die een belasting oplegt aan de constructie ten op zicht van de massa. Een windbelasting geeft een uitwendige belasting aan de constructie. Een aardbevingsbelasting moet dus gezien worden als een bijzondere belastingcombinatie. Deze is gedefinieerd als:

$$\Sigma G_{k,j}'' + A_{ed}'' + \Sigma \Psi_{2,j} Q_{k,j}$$

Waarin A_{ed} de waarde van de seismische belasting voorstelt.

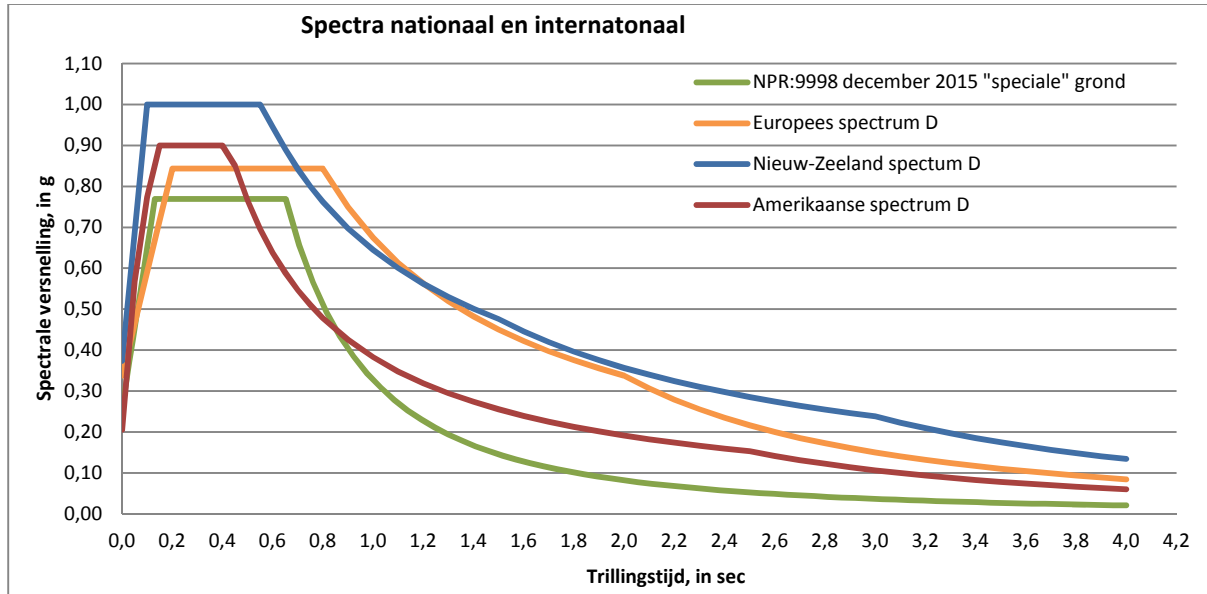
2.4 Zijn er vergelijkingen met andere gebieden in de wereld?

Er zijn op de wereld weinig geïnduceerde aardbevingen. Alleen op plaatsen waar er veel geboord wordt naar schaliegas of plaatsen waar een nieuw stuwmeer wordt aangelegd, komen deze voor. [11]

Naast de vergelijking met ander geïnduceerde aardbevingen zijn er ook tektonische aardbevingen die lijken op de Groningse aardbeving. Om een vergelijking te kunnen maken moet er ook meer gekeken worden naar de bodemgesteldheid van deze aardbevingsgebieden. Voorbeelden hiervan zijn er in Italië, Griekenland, Turkije en Christchurch (Nieuw Zeeland). In Christchurch bestaat de ondergrond voornamelijk uit rivierafzettingen. Ook is er sprake van een grondwaterstand van -1m tot -1.5m diepte ten opzichte van het maaiveld. Toen in 2010 en 2011 een aantal aardbevingen waren zijn hierbij 133 mensen om het leven gekomen omdat veel losse elementen zoals: gevels, schoorstenen, dakranden en luifels naar beneden vielen. De lessen die getrokken worden uit deze gebeurtenissen in Christchurch zijn: [10]

- De losse elementen in een gebouw beter integreren en verankeren in het gebouw
- Een oplossing voor scheuren in de gevel is, de gevel versterken door een stalen of betonnen frame.

De gelijkenissen met het Groningse spectrum en de spectra uit de rest van de wereld met een gelijke ondergrond is weergegeven in figuur 2-8. Hierbij is uitgegaan van diepe zachte grond.



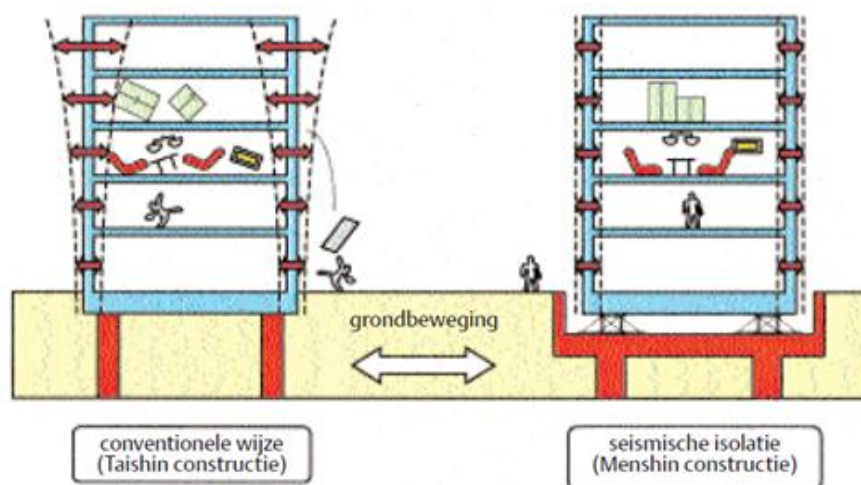
Figuur 2-8 verschillende responspectra van bekende aardbevingsgebieden

Het grootse verschil in respons spectra is dat opslingering of versnelling in andere landen langer duurt. Dit komt door dat een tektonische aardbeving op een grotere diepte plaatsvindt. Doordat de versnelling meer grondlagen passeert, reflecteert de aardbeving anders dan een ondiepe geïnduceerde aardbeving.

2.5 Welke oplossingen worden er gebruikt om de aardbevingsbelasting op te nemen?

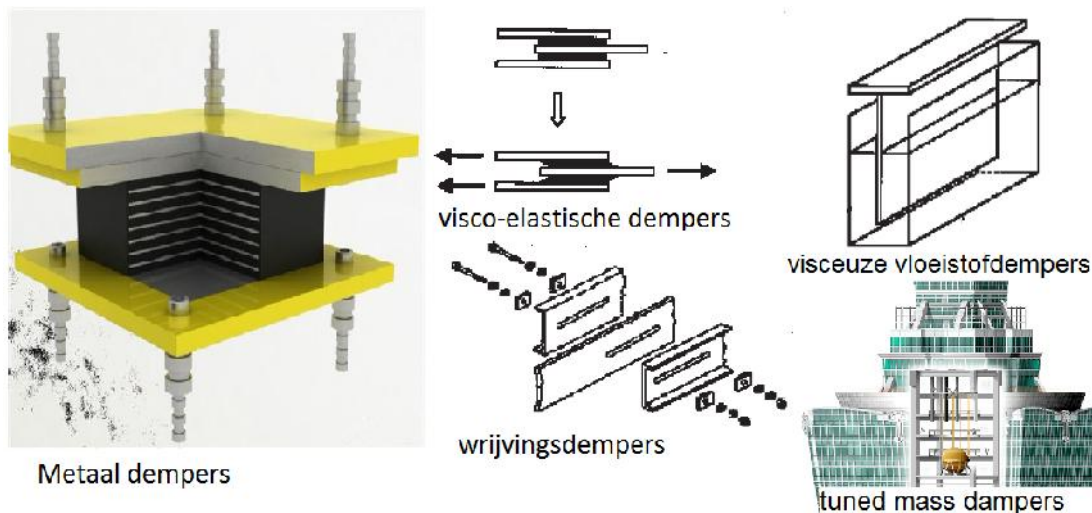
Om aardbevingsbestendig te bouwen moet de energie van de aardbeving beheerst worden in het gebouw. Door de energie gelijkmatig te verdelen kan de gedragsfactor toenemen. Dit is mogelijk met seismische isolatiesystemen, passieve energiedissipatiesystemen, semi-actieve en actieve controlesystemen of met handig construeren van de constructie.

- Seismische isolatiesystemen zijn systemen met een tussenlaag van de fundering naar het gebouw. Dit voorkomt dat de trillingen direct in het gebouw komen (base isolation). Deze methode is vooral geschikt voor laagbouw en middel-hoogbouw. Veel van deze systemen zijn opgebouwd uit het gebruik van rubber blokken die een flexibele structuur aan het gebouw geven. systemen zoals: Glij-opleggingen of elastomere opleggingen. Een voorbeeld hier van is weergegeven in figuur 2-9



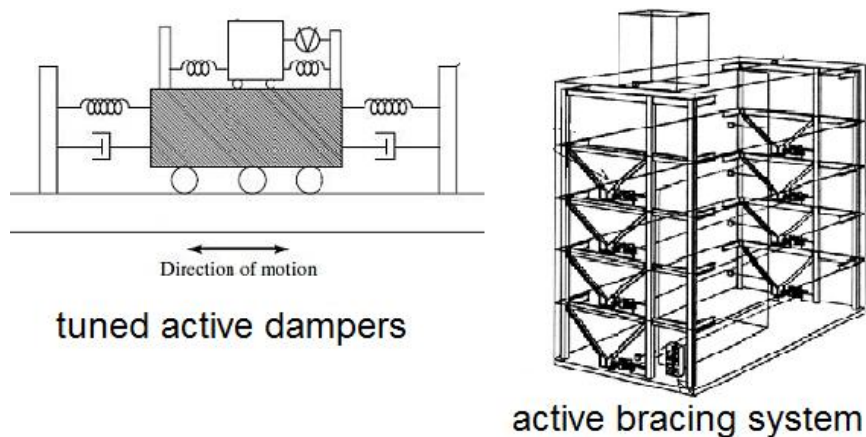
Figuur 2-9 Effect van base isolation [13]

- Passieve energiedissipatiesystemen zijn systemen die een demper in het gebouw zijn. Op deze manier wordt de energie omgezet in warmte, met behulp van wrijving tussen bepaalde elementen in het gebouw. Hierbij moet vooral gedacht worden aan metaaldempers, wrijvingsdempers, visco-elastische dempers, visceuze vloeistofdempers, gestemde massadempers of vloeistofmassadempers. Enkele voorbeelden hiervan zijn gegeven in figuur 2-10



Figuur 2-10 Verschillende vormen van passieve energiedissipatie systemen [13]

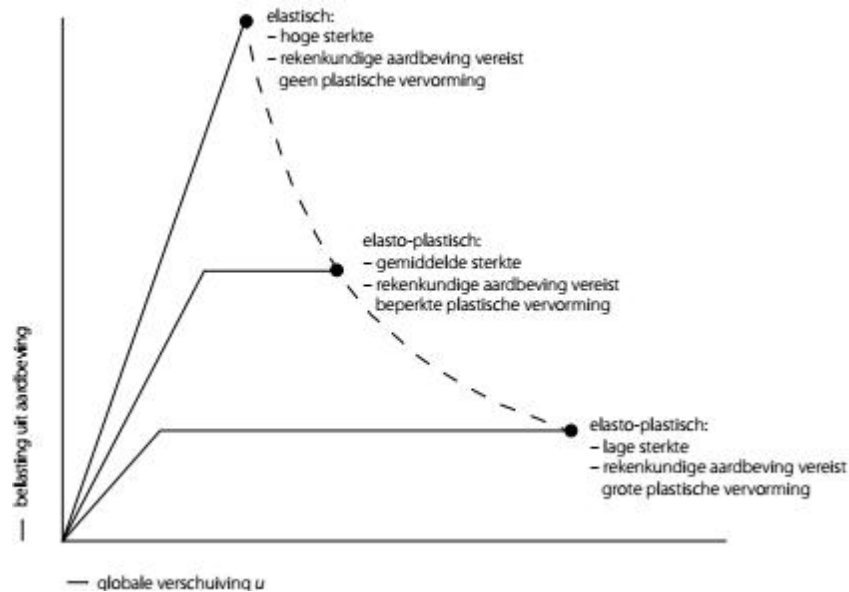
- Semi-actieve en actieve controlesystemen zijn systemen die een ander gewicht dat trager reageert dan het gebouw in de tegenovergestelde richting laat zwaaien. Dit kan op verschillende manieren, zoals: gecontroleerde actieve massadempers of actieve schokdempersystemen. Een voorbeeld hier van is weergegeven in figuur 2-11



Figuur 2-11 Semi-actieve controlesystemen [13]

Het beheren van de belastingen en de vervorming kan ook vergroot worden door het ductiel construeren van de constructie. Het verkrijgen van een hoge ductiliteit wordt bereikt door het toelaten van plastische zones op strategische punten.

De mate waarin een constructie bestand is tegen bezwijken kan worden uitgedrukt door het product van draagweerstand en ductiliteit. Om dezelfde weerstand te behalen kunnen keuzes gemaakt worden op basis van drie filosofieën. Deze filosofieën zijn weergegeven in figuur 2-12.



Figuur 2-12 Verwachting locatie spectrum ten opzichte van de bouw [16]

- Hoge sterkte en lage vervorming: Een hoge sterkte zorgt ervoor dat de seismische schokken overal in de constructie kunnen worden opgevangen. Alle belasting wordt opgenomen in het elastische gedrag. Dit leidt tot grote profielafmetingen en een economisch nadelige oplossing
- Lage sterkte en grote vervorming: Tijdens een aardbeving treden grote plastische vervormingen op terwijl de bezwijksterkte laag is. Een voorwaarde is dat er strenge eisen bestaan ten aanzien van de ductiliteit. Dit wordt gerealiseerd door het creëren van plastische zones in het ontwerp.
- De derde optie is een ontwerp dat qua gedrag tussen de twee voorgaande extremen ligt. Het uitgangspunt is het bereiken van een gemiddelde sterkte bij het toelaten van beperkte plastische vervormingen. Voor gebieden met een matige seismische activiteit is dit een geschikte oplossing. [16]

2.6 Hoe kan deze belasting berekend worden?

Er zijn vier rekenmethodes die gebruikt kunnen worden om een aardbevingsbelasting te bepalen. [15] De eerste twee zijn lineaire elastische methoden en de laatste twee niet-lineaire methoden. Deze zijn:

- Zijdelingse belastingmethode. Dit is de meest eenvoudige methode. Deze methode gaat uit van een dominante trillingsvorm, waarbij alle massa actief is. Het hele gebouw wordt genomen als een één-massa-veersysteem. Deze berekening geeft een snelle indicatie maar levert in de meeste gevallen een conservatief resultaat op. De formule die gebruikt wordt voor de zijdelingse belasting methode is:

$$F_b = S_e(T_1) * m * \lambda,$$

- Spectrale modale responsberekening. Deze methode brengt ook de invloed van meerdere trillingsvormen in beeld. Hieruit kunnen de interne krachten en momenten worden berekend. De trillingsvormen en bijbehorende massapercentages worden bepaald aan de hand van een dynamische analyse. De trillingsvormen groter dan 5% van het totale massa percentage tellen mee in de volgende formule:

$$F_b = \sqrt{\sum (S_e(T_i) * m_i)^2}$$

Er moet zoveel trillingsvormen worden meegenomen zodat minimaal 90% van de totale massa wordt geactiveerd

Deze twee lineaire rekenmethodes verdelen de belasting op dezelfde manier over het gebouw. Dit gebeurt via de volgende formule: $F_i = F_b * \frac{z_i * m_i}{\sum z_j * m_j}$

Naast de lineaire methoden zijn er ook niet-lineaire methoden:

- Niet-lineaire statische pushover-analyse. Bij een niet lineaire statische pushover-analyse wordt een structuur belast tot bezwijken. Hierbij wordt de belasting zo aangebracht, dat deze vervormt volgens zijn initiële uitbuigingsvorm. Binnen deze controle wordt er een knoop uit gekozen waarvan het gedrag in beeld wordt gebracht. Er is speciale rekensoftware nodig om deze analyse uit te voeren. Als resultaat wordt een pushover curve gegeven. Hierin is weergegeven bij welk belasting de constructie vervormt en bezwijkt.
- Niet-lineaire tijdsdomeinanalyse. Dit is een methode die erg veel tijd kost en veel computer capaciteit. De belasting wordt ingevoerd als een serie versnellingen die de aardbeving representeren. Deze methode is minder geschikt als eerste ontwerp uitgangspunt.

Tabel 2-2 Voor- en nadelen van de berekeningsmethode

Methode	Type	Voordelen	Nadelen
Zijdelingse belastingmethode	Lineair	-Snelle analyse -Eenvoudig aanpasbaar -Goede aanzet bij nieuwbouw -Niet-lineair gedrag kan worden meegenomen	-Conservatieve uitkomsten door enkel bepaling van T1 met betrekking tot de hoogte -Slechts één trillingsvorm beschouwd -Alleen te gebruiken bij regelmatige gebouwen -gedragsfactor wordt geschat aan de hand van de constructie
Spectrale modale responsberekening	Lineair	-Snelle analyse -Invloed hogere trillingen wordt meegenomen -Niet-lineair gedrag kan worden meegenomen	-Werkelijk bezwijkpatroon blijft onduidelijk -gedragsfactor wordt geschat aan de hand van de constructie -niet mogelijk met een windverband
Niet-lineaire pushover analyse	Niet-lineair	-Plastische scharnieren worden in kaart gebracht -Vanuit een opgelegde vervorming wordt het gedrag goed weergegeven - Mogelijk met diagonale windverbanden	-Berekeningen worden lastiger -Vergt speciale kennis en software
Niet lineaire tijdsdomeinanalyse	Niet-lineair	-Beoordeling van bestaande gebouwen -Uitkomsten zijn realistisch	-Kost veel tijd -Niet geschikt als ontwerpanalyse

Voor dit project zullen de eerste drie methodes worden bekeken. Deze worden verder uitgewerkt voor het project bij de Hanzehogeschool in paragraaf 3.5

2.7 Conclusie

De Groningse aardbeving is een geïnduceerde aardbeving die door menselijke activiteit is veroorzaakt. Er zijn elders op de wereld weinig voorbeelden omdat de Groningse bodem veelal een andere samenstelling heeft dan in andere gebieden.

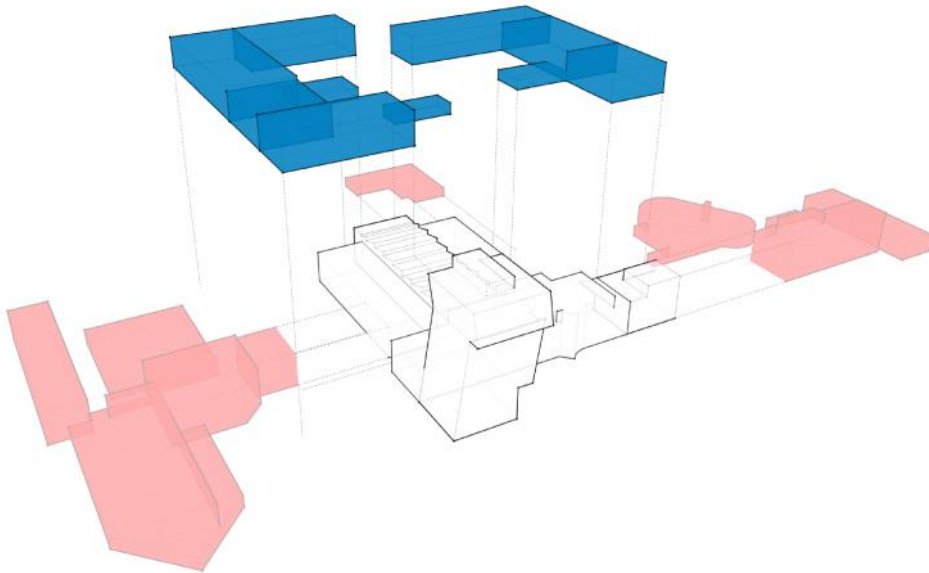
De bodemsamenstelling is een belangrijke factor in het bepalen van de verplaatsing en versnelling door de ondergrond en daarmee de belasting op de constructie. Deze belasting wordt gereduceerd door het ductiele gedrag van de constructie. De ductiliteit kan toenemen door het toepassen van één of meer van de volgende systemen: seismische isolatiesystemen, passieve energiedissipatie systemen of semi-actieve en actieve controlesystemen.

De aardbevingsbelasting wordt berekend via de afschuifkracht ter plaatse van de fundering met de versnelling ter hoogte van het maaiveld, de massa en de trillingstijd. De verdeling van de kracht over de verschillende bouwlagen kan gebeuren via de beschreven berekeningsmethoden.

Meer geavanceerde methoden zijn niet-lineaire analyses. Deze geven een realistischer resultaat maar zijn bewerklijker. Vanwege de vele variabelen dient er veel aandacht besteed te worden aan de invoer.

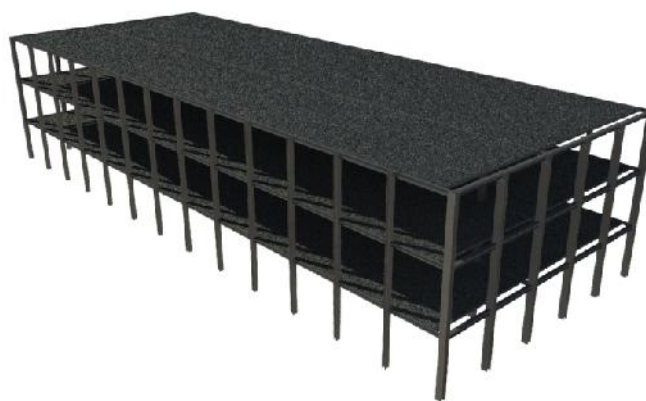
3 Wat betekent de Groningse aardbeving voor het project in Groningen?

De projectlocatie is de Hanzehogeschool in Groningen. Deze school bevindt zich aan het Zernikeplein 7 in Groningen. Hier ligt de faculteit economie van de Hanzehogeschool Groningen en de dans/cultuur academie Lucia Marthas.



Figuur 3-1 Te verwijderen schoolgebouwen (rood) en nieuw te bouwen schoolgebouwen (blauw)

Het project heeft drie delen. Deel 1: het aardbevingsbestendig maken van de toren. Deel 2: het aardbevingsbestendig maken van het atrium en de ondersteunende bouw daaromheen. Deel 3: de nieuwbouw die de gesloopte gebouwen gaat vervangen en de school een flexibelere werking moet geven. In figuur 3-1 is weergegeven welke stukken behouden blijven en welke stukken gesloopt gaan worden. Binnen dit project wordt het standaard ontwerp van één van de nieuw te bouwen delen gebruikt. In figuur 3-2 is een globale weergave van de nieuwbouw.



Figuur 3-2 Impressie van de nieuwbouwdelen

3.1 Welke waarden zijn er voor de gevolgklasse en grenstoestand?

De functie van het gebouw is een school/campus. Hierbij hoort de gevolgklasse CC2. Voor de nieuwbouw wordt uitgegaan van grenstoestand Near Collapse (NC). Hiervoor is gekozen zodat het gebouw de zwaarst mogelijke schade op kan lopen zonder dat er totale instorting plaatsvindt. De waarden die hierbij horen zijn af te leiden uit tabel 3-1 van de NPR:9998 [08].

Tabel 3-1 Uitgangspunten bij gevolgklasse CC2 en grenstoestand NC, tabel 2.1 NPR:9998

Aspect	Symbool	Waarde
Betrouwbaarheidsindex	β	2.7
Referentieperiode (jaar)	T_{ref}	50
Herhalingstijd (jaar)	$T_{LS,ref}$	1800
Omrekeningsfactor	k_{ag}	1.6
Materiaalfactor	γ_M	1.2

Een gedetailleerde verklaring is weergegeven in bijlage: 2.
Bepaling gevolgklasse en grenstoestand

3.2 Welke gegevens zijn er voor de ondergrond opgesteld?

Voor de ondergrond wordt uitgegaan van speciale bodemcondities. Alle waarde, theorie en berekeningen zijn te vinden in bijlage 3. Afwegingen, stabiliteit in de ondergrond

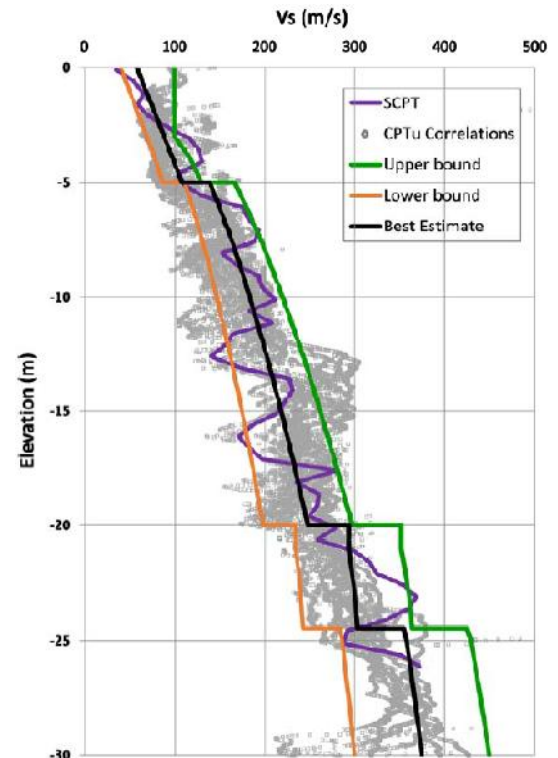
3.2.1 Bodemopbouw

De grondopbouw is relatief normaal voor Nederland. Het grondwater bevindt zich op -1,1m tot -1,3m ten opzichte van NAP. Het maaiveld bevindt zich op 0,6 tot -0,42 NAP. In alle sonderingdiagrammen is te zien dat de eerste bodemlagen bestaan uit een zandlaag uiteenlopend van 0,4m tot 1,2m dik. Na deze zandlaag komt in alle gevallen een kleilaag met een dikte uiteenlopend van -2m tot -8m. Er is bij een aantal sonderingen een veenlaag te vinden van -2m tot -3m NAP. Verder zit de eerste zandlaag van een minimale dikte van 2 meter op ongeveer -10m NAP. Er wordt op een diepte van -20m NAP steviger grond aangetroffen met meer zand dan klei.

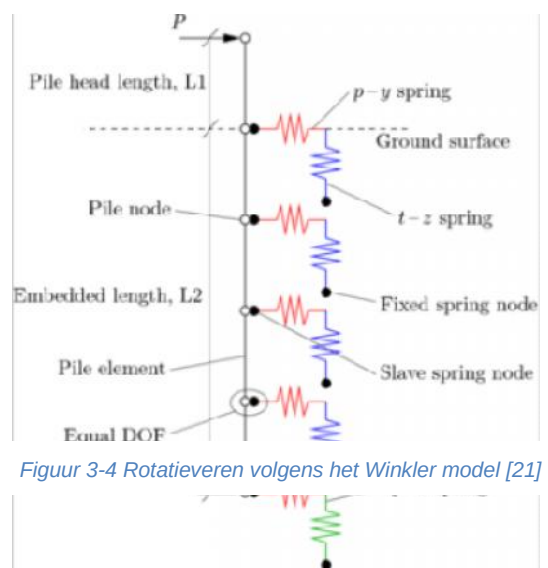
3.2.2 Schuifgolfsnelheid

De schuifgolfsnelheid ($V_{s,30}$) is op drie manieren te benaderen. De eerste methode is het aflezen van figuur 3.0 uit de NPR:9998 [8]. Deze methode is onnauwkeurig en komt uit op een schuifgolfsnelheid ($V_{s,30}$) tussen de 185.1 en 200.0 m/s. De tweede manier is de berekening via de glijmodulus van de verschillende grondlagen in de eerste 30 meter. Deze waarde komt uit op ongeveer 220 m/s. De beste benadering van de schuifgolfsnelheid wordt bepaald via een Seismic Cone Penetration Test (SCPT). Deze test geeft een sonderingdiagram waarbij de schuifgolfsnelheid met de diepte verder toeneemt, zie figuur 3-3. Bij deze scan hoort een gemiddelde schuifgolfsnelheid van 224 m/s. Via de schuifgolfsnelheid kan ook de rotatieveer van de fundering bepaald worden.

De waarde van de rotatieveerstijfheid van de ondergrond en de fundering wordt gemodelleerd via een Winkler model. Bij deze analyse wordt via de glijdingsmodulus van de grondlagen een translatieveerstijfheid toegekend aan de funderingspalen, zoals weergegeven in figuur 3-4. Dit valt verder buiten de scope van dit onderzoek.



Figuur 3-3 SCPT scan



Figuur 3-4 Rotatieveren volgens het Winkler model [21]

Hiermee is dit een belangrijke factor voor een natuurlijke werking van base isolation. De fundering van de constructie valt buiten de scope van dit onderzoek. Dit effect wordt wel meegenomen als aanbeveling om nog verder uit te zoeken.

3.2.3 Contourplot referentiepiekgrondversnelling

In figuur 2-6 is aangegeven waar de Hanze Hogeschool ligt op de kaart. Hieruit volgt een referentiewaarde voor de piekgrondversnelling van $a_{g,ref} = 0.09g$.

3.2.4 Conclusie

In paragraaf 2.2.4 worden er eisen gesteld aan de grondcondities. Als aan deze eisen voldaan worden wordt er uitgegaan van "normale bodemcondities". In tabel 3-2 zijn alle eisen en gevonden waarden tegenover elkaar gezet.

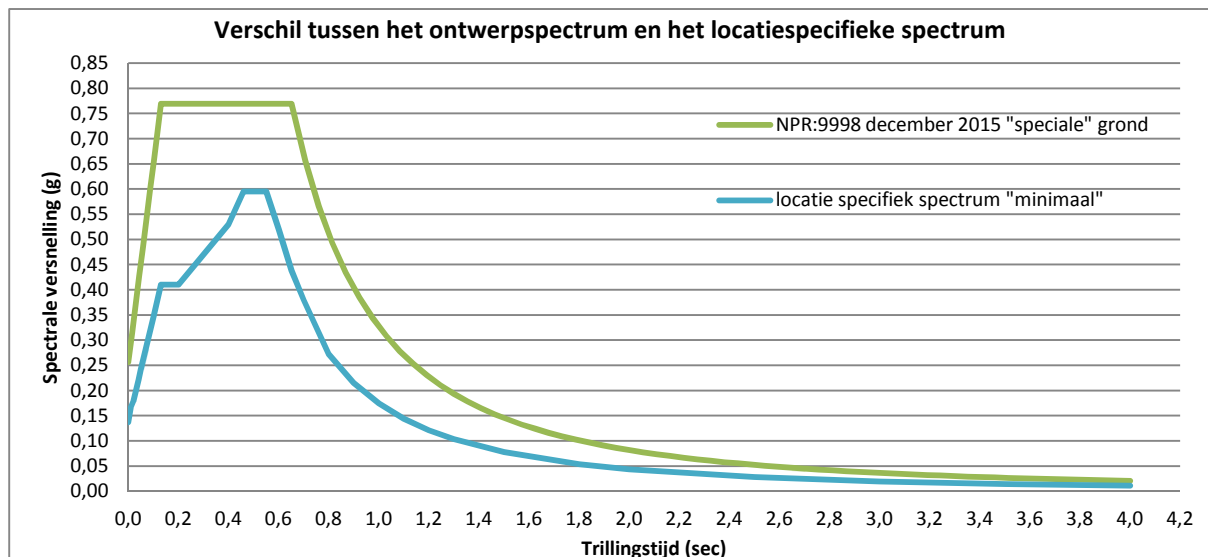
Tabel 3-2 Eisen met betrekking tot bodemcondities

Aspect	Eis uit NPR voor normale bodemcondities	Projectlocatie	Voldaan
Bodemconditie	Geen veenlaag	Veen aanwezig	NEE
Gem. schuifgolfsnelheid $v_{s,30, mean}$	>250 m/s	220.0 m/s	NEE
schuifgolfsnelheid $v_{s,30, min, ind}$	>200 m/s	70 m/s	NEE
$a_{g,ref}$	<0.2g	0.09g	JA

Er wordt aan drie van de vier voorwaarden niet voldaan, dus er wordt uitgegaan van speciale bodemcondities.

3.3 Wat zijn de spectra voor deze locatie?

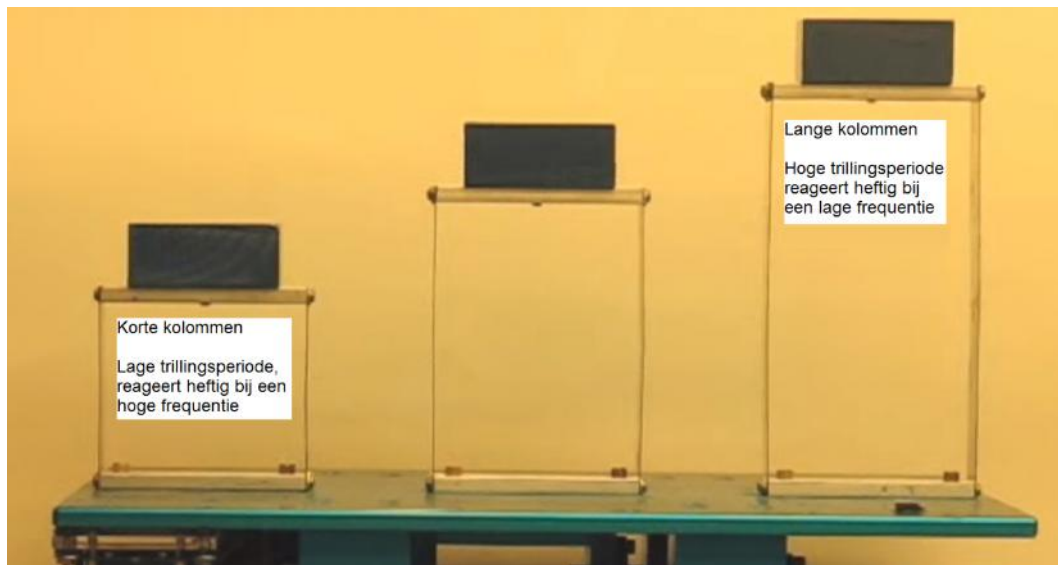
Er zijn meerdere spectra bekeken en opgesteld om goed inzichtelijk te maken wat het verschil is tussen de verschillende ontwerp spectra. De spectra die voor de casus van belang zijn, zijn het NPR9998:december 2015 "speciale" bodemcondities en het spectrum van de locatie specifieke metingen. Deze spectra zijn opgesteld via de formules terug te vinden in NPR:9998 [8]. Vanuit deze gegevens kan er een grafiek worden gemaakt. Deze grafiek geeft een tijd ten opzichte van een versnelling. Zie figuur 3-5. Verder uitleg is te vinden in bijlage 4. Bepaling responspectra.



Figuur 3-5 Verschillen tussen het spectrum voor 'speciale' bodemcondities en het locatiespecifieke spectrum

Het locatiespecifieke spectrum geeft de gunstigste weergaven van de ontwerplocatie. Er is een maximale opslingering aanwezig in het spectrum tussen punten $T_b = 0.45s$ en $T_c = 0.56s$. Vanuit dit spectrum met gedragsfactor 1 wordt een stijve of slappe constructie beschouwd. Een stijve constructie heeft een korte trillingsperiode. Een flexibele constructie heeft een langere trillingsperiode. Als wordt uitgegaan van het NPR spectrum wordt aangeraden om de constructie flexibel te

ontwerpen. Bij een locatiespecifiek spectrum kan zowel flexibel als stijf ontworpen worden, als de stijfheid maar gewaarborgd kan worden. De trillingsperiode is onder andere afhankelijk van de lengte van de kolommen zoals weergegeven in figuur 3-6.



Figuur 3-6 verwachte trillingsperiode bij lengte van kolommen [23]

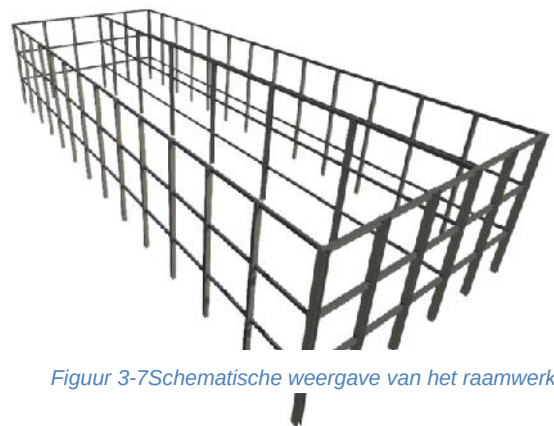
Door de aanname van lange kolommen in een één massa veersysteem(SDOF) wordt de trillingstijd verhoogd en de versnelling van de constructie verlaagd. Als de versnelling verlaagd wordt, wordt de belasting op de constructie verlaagd.

Andere aspecten zijn: de fundering (elastische grondmodellen,), de vorm van de constructie en/of flexibele verbindingen.

Elk spectrum mag met een gedragsfactor gereduceerd worden. Deze gedragsfactor is afhankelijk van het materiaal, de stijfheid en constructie.

3.4 Wat zijn de ontwerpcriteria van de constructie?

Het nieuwbouwontwerp wordt gevormd door een ongeschoorde staalportaalconstructie. Binnen dit ontwerp wordt dezelfde stramienmaat toegepast. Hierbij wordt een kolom afstand met hart op hart 3.6 meter gehanteerd. De hoogte van het gebouw is 12 meter, onderverdeeld in verdiepingen van elk 4 meter. De profielen die worden gebruikt zijn te vinden in tabel 3-3.



Figuur 3-7 Schematische weergave van het raamwerk

Tabel 3-3 Gebruikte profielen per richting

Richting	Profiel kolom	Profiel ligger
Kopgevel	HE340B	HEA300
Langsgevel	HE340B	IPE270

3.4.1 Opname seismische belasting

Om goed aardbevingbestendig te construeren wordt er voldaan aan de eisen uit paragraaf 2.2.6. De seismische belasting wordt opgevangen door de buitenste gevels, zoals weergegeven in figuur 3-8 en 3-9. Hierdoor wordt zowel in de dwarsrichting als in de lange kant de helft van het seismische actieve gewicht van het gebouw opgenomen. De berekening van het actieve gewicht is te vinden in de bijlage 5. Locatieonderzoek



Het maatgevende aspect is de seismisch actieve massa van het gebouw. De belasting ten gevolge van een aardbeving komt voort uit de massa die wordt geactiveerd door een trilling. Deze massa bestaat uit:

De veranderlijke belasting wordt aanzienlijk gereduceerd. Deze is niet star verbonden aan de hoofd draagconstructie, en kan onder een trilling los bewegen. [8]

De massa's per verdieping staan weergegeven in tabel 3-4.

Gewicht	Dak	Verdieping 2	Verdieping 1
Eigengewicht	8,43 kN/m ²	6,64 kN/m ²	6,64 kN/m ²
Veranderlijke belasting	1,00 kN/m ²	5,00 kN/m ²	5,00 kN/m ²
Actief gewicht	8,43 kN/m ²	8,44 kN/m ²	8,44 kN/m ²
Massa met veiligheid	11.616 kN/m ²	15.468 kN/m ²	15.468 kN/m ²

Pagina 18 van 42

3.5 Welke waarden hebben de drie rekenmethodes?

De berekeningen zijn uitgevoerd zoals beschreven in paragraaf 2,6. Er wordt gekeken naar drie berekeningsmethoden.

3.5.1 Zijdelingse belastingmethode

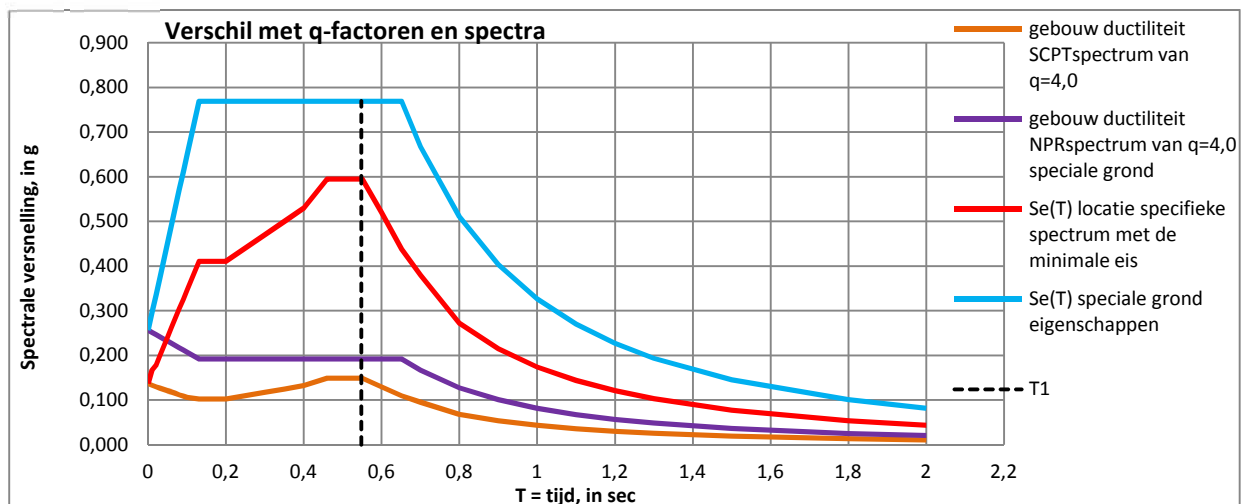
Met de zijdelingse belastingmethode kan een inschatting gemaakt worden van het effect van de seismische belasting. In de Eurocode 8 [17] wordt uitgegaan van drie ductiliteitsklassen, weergegeven in tabel 3-5

Tabel 3-5 De verschillende ductiliteitsklassen voor staalbouw

	Ductiliteit klasse laag DCL	Ductiliteit klasse middel DCM	Ductiliteit klasse hoog DCH
Ontwerp concept	Weinig vervorming in het gebouw toegelaten	Relatief veel vervorming in het gebouw toegelaten	Veel vervorming in het gebouw toegelaten
	Bestaande bouw	Nieuwbouw	Nieuwbouw
Gedragfactor	$1.0 < q < 2$	$2 < q < 4$	$4 < q$
Dwarsdoorsnede klasse	Klasse 1, 2 of 3	Klasse 1 of 2	Klasse 1
Kolom-ligger verbindingen rotatiecapaciteit	geen	Minimaal 25 mrad	Minimaal 35 mrad

Het uitgangspunt voor dit ontwerp is ductiliteitsklasse DCH, hiervoor geldt een minimale gedragfactor van 4. Dit geeft een spectrum van figuur 3-10. Hier is ook het punt van T1 voor de zijdelingse belastingmethode aangegeven. De waarde voor T1 = 0.548 seconden. Deze is bepaald met het volgende verband [17]:

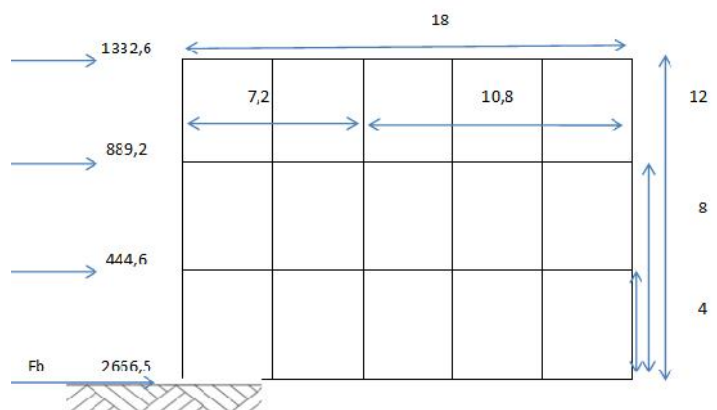
$$T_1 = C_t * h^{3/4}$$



Figuur 3-10 Spectra volgens NPR:9998 en locatie specifiek, met fundamentele trillingsperiode

Dit brengt de totale afschuifkracht ter plaatse van de fundering (Fb) op 2016.7kN. Deze belasting wordt verhoogd met een factor die optredende torsie effecten beschouwt. Deze factor is gerelateerd aan de positie van de stabiliserende elementen in beide richtingen ten opzichte van het zwaartepunt van de constructie. De waarde van deze factor wordt bepaald via:

$$\delta = 1 + 0.6 \frac{x}{L_e}$$



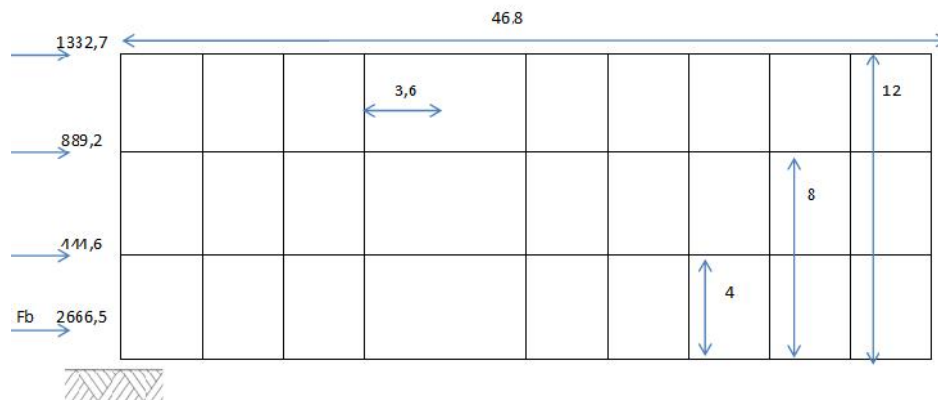
Figuur 3-11 Krachten op de korte kant van het gebouw volgens zijdelingse belasting methode.

Dit torsie-effect heeft een bijdrage van 1.32. In figuur 3-11 en figuur 3-12 zijn de krachten weergegeven voor de kopgevel en de langsgevel.

Er is uitgegaan van een minimaal haalbare gedragsfactor van 4. Hogere en tussenliggende waarden van de gedragsfactor worden gegeven in tabel 3-6.

Tabel 3-6 Verschillende uitkomsten gedragsfactor en zijdelingse belasting methode

q-factor	q = 1		q = 1,5		q = 3		q = 4		q = 6	
Sd(T1)	0,5950	g	0,3967	g	0,198	g	0,1488	g	0,0992	g
base shear	6856,65	kN	4571,10	kN	2285,55	kN	1714,16	kN	1142,77	kN
verdeling op dak	4530,89	kN	3020,60	kN	1510,30	kN	1132,72	kN	755,15	kN
verdeling op verdieping 2	3023,41	kN	2015,61	kN	1007,80	kN	755,85	kN	503,90	kN
verdeling op verdieping 1	1551,71	kN	1007,80	kN	503,90	kN	377,93	kN	251,95	kN



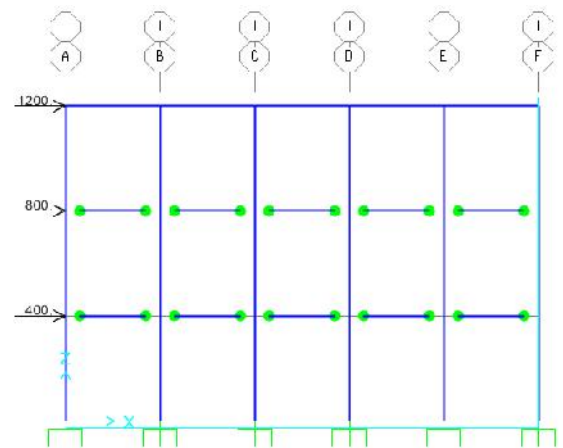
Figuur 3-12 Krachten op de lange kant van het gebouw volgens de zijdelingse belasting methode.

De kracht is in beide richtingen gelijk omdat er vanuit wordt gegaan dat er in beide richtingen twee elementen zijn die de seismische belasting opvangen. In de langsgevel zal dit eenvoudiger gaan omdat de seismische belasting zich daar kan spreiden over veertien kolommen, terwijl de korte kant zes kolommen heeft om deze kracht op te vangen. Een gedetailleerde berekening is te vinden in bijlage 6. Zijdelingse belastingmethode.

3.5.2 Modale spectrale responsberekening

Deze rekenmethode heeft bijna dezelfde benadering als de zijdelingse belastingmethode. Bij deze analyse worden meerdere trillingsvormen beschouwd in plaats van één dominante. Om de trillingsvormen te bepalen wordt gebruik gemaakt van een lineair rekenprogramma. Dit zorgt ervoor dat de kleinste aanpassingen binnen de constructie een effect hebben op het model. Er is een standaardmodel ingevoerd waarvan verwacht wordt, dat het ductiel zal reageren. Een voorbeeld hiervan is figuur 3-13.

Er zijn 2 modellen die samen meer dan 90% van de massa in beweging brengen die allemaal groter zijn dan 5 %. Zie tabel 3-7. Bij deze rekenmethode gaan we ook weer uit van een gedragsfactor van 4 omdat wordt uitgegaan van DCH.



Figuur 3-13 Invoer modale respons berekening

Tabel 3-7 Afschuiving ter plaatse van de fundering, stijve fundering

	T	U _x	M _i	q=4	S _d (T)(g)	Fb(T)	Fb,i
1	0,2569	0,8061	10631	81%	0,1026	1091	1189135
2	0,0523	0,1542	2033	15%	0,0604	123	15087
		0,9603		96%		Fb =	1097 kN

De totale afschuifkracht ter plaatse van de fundering is 1450 kN na het toevoegen van het torsie-effect. De afschuifkracht geeft een lagere belasting dan bij de zijdelingse belastingmethode. De fundamentele trillingsperiode van de zijdelingse belastingmethode bevindt zich in het hoogste punt van het responspectrum. Ondanks dat de trillingsperiode bij de modale responsberekening lager is, correspondeert deze met een lagere waarde voor de versnelling in het locatiespecifieke spectrum. Om de trillingstijd te verhogen zal er meer gebruik moeten worden gemaakt van flexibele onderdelen in de constructie. Hierbij kan gedacht worden aan een elastisch grondmodel of flexibele verbindingen. Deze optimalisaties worden uitwerkt in hoofdstuk 4

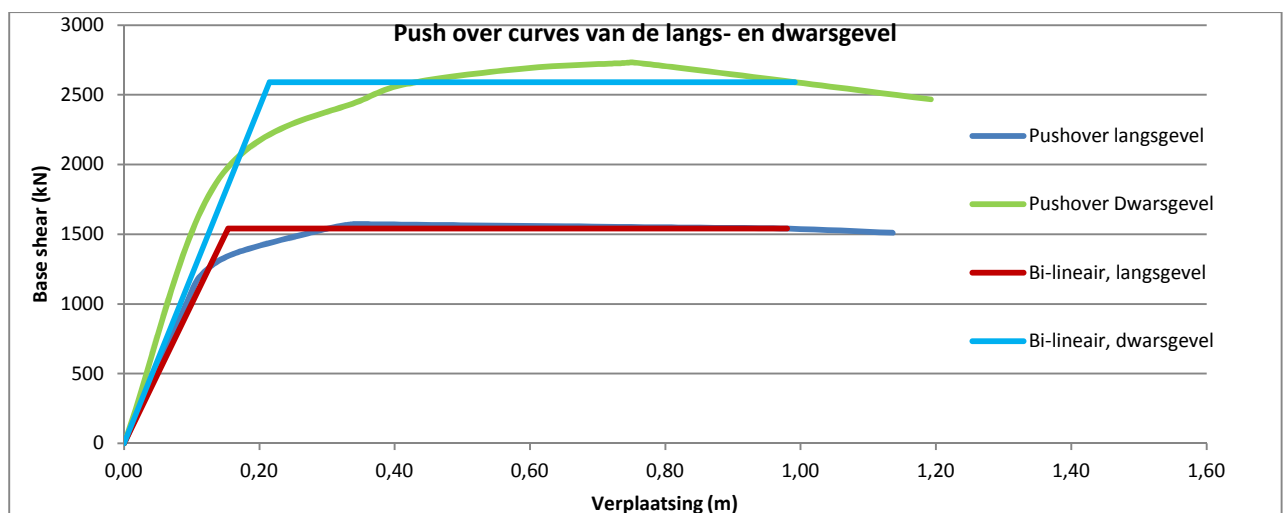
Meer hierover is te vinden in bijlage 7. Modale spectrale responsmethode.

3.5.3 Pushover-analyse methode

Via deze analyse wordt het plastische vervormingsgedrag van de constructie benaderd. Door deze benadering kan een realistische gedragsfactor bepaald worden. Deze methode geeft niet een aardbeving weer maar wel de berekening vanuit een opgelegde verplaatsing. Via deze verplaatsing wordt de bezwijklast binnen de constructie bepaald. Allereerst wordt het model van figuur 3-13 ingevoerd.

Daarna wordt er een non-lineaire verplaatsingsanalyse ingevoerd van 2 meter. Het resultaat van deze analyse is een pushover-curve. Hierin is het verband weergegeven tussen de oplopende kracht tot bezwijkniveau tegenover de verplaatsing. Deze curve kan omgerekend worden naar een lineaire geïdealiseerde curve met het punt van vloeien en het punt van bezwijken. Zoals gedaan is in figuur 3-14

Via deze waarde kan de gedragsfactor van de constructie benaderd worden. Het resultaat is afhankelijk van de wijze waarop de constructie gemodelleerd is. Bij deze analyse kan er eenvoudig gekeken worden naar de belastingen en momentenlijnen van de constructie. Hierdoor wordt het effect van het verstijven en verslappen van de constructie duidelijker. Een stijve constructie zal bros gedrag vertonen in combinatie met een hoge bezwijklast. Het doel is om een constructie te ontwerpen met een relatief lage bezwijklast, maar met een lang plastisch traject. Op deze manier wordt er veel energie door de constructie opgenomen zonder dat deze bezwijkt.



Figuur 3-14 Pushovercurves per gevel

Ondanks dat de pushover analyse geen aardbevingsbelasting is, kan er wel een verband gelegd worden. De pushover berekening kan dienen als evaluatiemethode. De maximale verplaatsing uit het responspectrum kan worden uitgezet in één grafiek met de pushover curve. Als de maximale vervorming uit de pushover curve groter is dan de seismische vervorming, dan kan de constructie de aardbeving weerstaan. Om beide grafieken samen te voegen wordt het locatiespecifiek spectrum omgerekend tot een verplaatsingsspectrum.

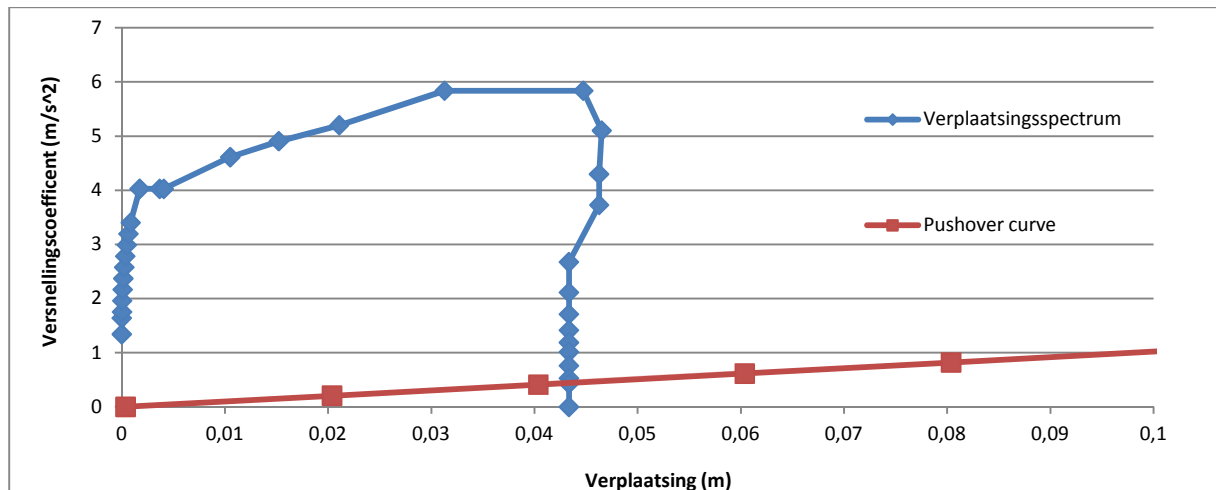
Dit wordt gedaan door het elastische responsspectrum tweemaal te integreren, van versnelling naar verplaatsing. In formulevorm wordt de berekening als volgt uitgevoerd:

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

De pushover curve wordt omgerekend naar een versnelling – verplaatsing diagram volgens:

$$S(T) = \frac{F^*}{m^*}$$

In figuur3-15 is de pushover curve uitgezet tegen het verplaatsingsspectrum. Er kan geconcludeerd worden dat de seismische respons zich in het elastische deel van de pushover curve bevindt.



Figuur 3-15 Versnelling - verplaatsingdiagram

De theorie is uitgelegd in bijlage 8. Pushover-analyse

3.6 Welke effecten hebben de rekenmethodes op de schematisering van de constructie?

De schematisering van de constructie wordt meer van belang naarmate de complexiteit van de rekenmethode toeneemt. De uitkomst van de modale responsmethode en pushover analyse zal sterk afhangen van de invoer van het model. Zie tabel 3-8.

Tabel 3-8 Aspecten de van invloed zijn per berekeningsmethode

Methode	Type	Aspect van invloed					
		Schematisatie oplegging	Kolom-fundering verbinding	Profielen en h.o.h afstanden	Torsie effect	Trillingsperiode	Gedrags-factor
Zijdelingse belasting	Lineair	Geen invloed	Geen invloed	Geen invloed	handmatig	Ja – via hoogte van gebouw	Schatting op theorie
Modale respons	Lineair	Heeft invloed	Heeft invloed	Heeft invloed op ligger	handmatig	Ja – via meerdere modellen en massa's	Schatting op theorie
Pushover analyse	Niet-lineair	Heeft invloed	Heeft invloed	Heeft invloed	Niet van toepassing	Nee	Kan benaderd worden

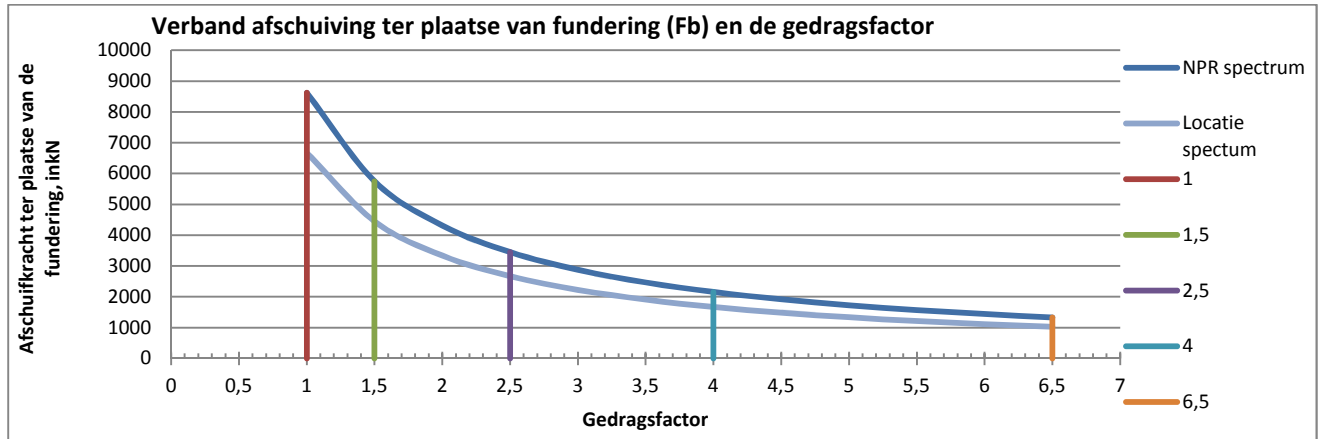
Via deze aspecten kan het model worden geoptimaliseerd. Dit wordt gedaan in hoofdstuk 4

3.7 Conclusie

De Groningse aardbeving betekent voor dit project dat er op een andere manier naar de constructie gekeken zal moeten worden.

3.7.1 Gedragsfactor

In paragrafen 2,3 en 2,5 wordt gesteld dat de gedragsfactor van het gebouw een voordeel kan opleveren binnen de constructie. In paragraaf 3,5,1 wordt bewezen dat de afschuifkracht op fundering vermindert als de gedragsfactor toeneemt. Hieruit kan de volgende grafiek worden opgesteld figuur 3-16.



Figuur 3-16 Verband tussen afschuifkracht (F_b) en de gedragsfactor

De kracht van de aardbeving neemt af als de constructie een hoge gedragsfactor haalt. Deze eis gaat op zolang de fundamentele trillingsperiode hoger is dan T_b . Deze conclusie is alleen geldig voor de zijdelingse belastingmethode.

3.7.2 Spectrum

Het spectrum is een groot onderdeel van aardbevingsbestendig construeren. Het spectrum is maatgevend voor welke belasting de constructie ontvangt voor de lineaire-berekenmethoden. Het spectrum kan worden bepaald via seismische testen op locatie. Het spectrum (figuur 3-5) bestaat uit een stijf deel (links van de hoogste waarde), een deel met de hoogste waarde en een flexibel deel (recht van de hoogste waarde).

3.7.3 Verbeteringen of optimalisaties op de eerste berekeningen

De modale responsmethode of de pushover-methode kan via een computermodel eenvoudig gewijzigd worden. Verbeteringen die doorgevoerd kunnen worden zijn: elastische grondmodel, de locatie van verbindingen, flexibele verbindingen en profielafmetingen. Bij alle bekeken modellen wordt er uitgegaan van plastische vervorming om de aardbevingsbelasting op te nemen.

3.7.4 Gekozen berekenmethode

De gekozen rekenmethode is de modale responsberekening met een benadering van de gedragsfactor volgens de pushover-analyse. De keuze wordt gemaakt met de volgende motivaties:

- De modale responsmethode is realistischer dan de zijdelingse belastingmethode
- De modale responsmethode is sneller uitvoerbaar dan de pushover
- De modale responsmethode is eenvoudiger dan de pushover en er kan op detailniveau worden aangepast
- De gedragsfactor is niet langer aangenomen maar volgens het plastische gedrag van de constructie realistischer benaderd via de pushover methode.

In hoofdstuk 4 wordt het model verbeterd met de invloedsfactoren uit paragraaf 3.6 Deze factoren hebben een bepaald effect op de verbindingen en de constructie.

4 Welke invloed heeft een aardbeving op de detaillering van de verbindingen?

De verbindingen zijn een onderdeel van de detaillering van de constructie. Het type verbinding heeft een grote invloed op het totale gedrag van de constructie tijdens een aardbeving. Binnen deze detaillering vallen:

- Fundering, elastische grondmodel en voetplaat-funderingspoer verbinding
- Locatie portaal en scharnieren in een staalconstructie
- Profielafmetingen
- Het plastisch vervormingsgedrag binnen de constructie

Er wordt rekening gehouden met de grootte van momenten en krachten, de locatie van de plastische vervormingen. Er wordt per onderdeel een aantal effecten in beeld gebracht. De langsgevel is anders geschematiseerd dan de kopgevel. Hiervoor is gekozen omdat de langsgevel andere afmetingen heeft dan de kopgevel

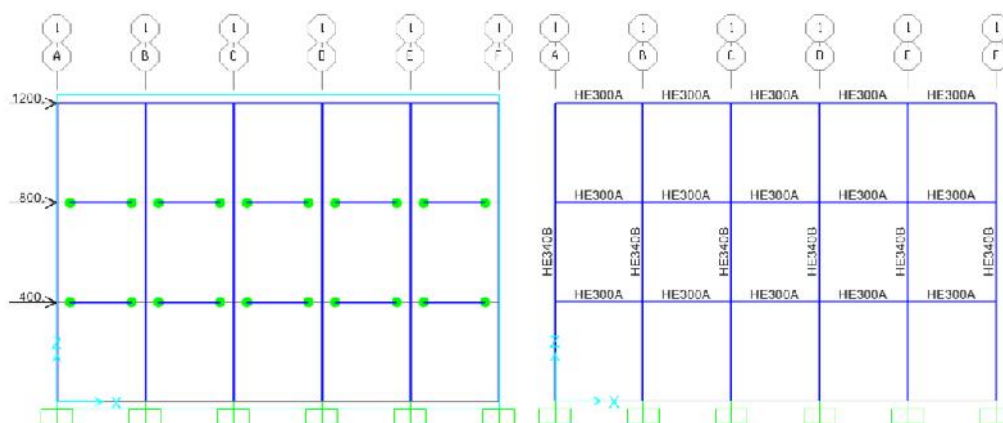
4.1 Welke invloed hebben ingeklemde, flexibele of rollende opleggingen?

In hoofdstuk 3.5.2 is aanbevolen om de fundering als een elastisch grondmodel te schematiseren. Dit moet als effect hebben dat de trillingsperiode groter wordt, hierdoor kan er belasting gereduceerd worden. Om het elastische grondmodel op te kunnen stellen zijn er verschillende uitgangspunten nodig, deze hebben betrekking op de grondlagen, funderingspoer- en paal. Het elastische grondmodel kan worden berekend via het Winkler model.

Omdat de fundering buiten het afstudeeronderzoek valt, is deze niet uitgerekend. Maar omdat dit een belangrijke factor is binnen het aardbevingsbestendig bouwen in Nederland wordt dit toch kort beschouwd via enkele aangenomen waarden. Deze zijn gebaseerd op de volgende uitgangspunten

- Een ingeklemde oplegging (stijf)
- Een vrij opgelegde oplegging (flexibel)
- Een ingeklemde oplegging met rotatieveer
- Een vrij opgelegde oplegging met translatieveren

Om een constante bovenbouw aan te houden is er uitgegaan van figuur 4-1 als uitgangspunt. Hierbij zijn de eerste en tweede verdieping gescharnierd geschematiseerd en het dak is als een één massa veersysteem geschematiseerd. In het dak wordt ook de portaalwerking gewaarborgd.



Figuur 4-1 Bovenbouw van de fundering

Deze bovenconstructie is gekozen op de eerste aanname van een hoge trillingstijd door lange kolommen toe te passen. Er wordt niet gekeken naar de momenten in de liggers en kolommen omdat de verschillende mogelijkheden in de ondergrond hier worden beschouwd.

Er zijn zes verschillende berekeningen uitgevoerd op de mogelijkheden van de fundering. Deze berekeningen zijn toegevoegd in bijlage 9. Schematisering oplettingen. De uitkomsten zijn te vinden in tabel 4-1.

Tabel 4-1 Waarden varianten fundering en oplettingen

	Een ingeklemde opletting (stijf)	Opletting met rotatie veer van 35.000 kN/rad	Opletting met rotatie veer van 10.000 kN/rad	Een vast opgelegde opletting (flexibel)	Een indicatief translatie veer van 10.000 kN/m	Een indicatief translatie veer van 200 kN/m
q-factor via pushover	3,51	3,10	2,74	1.67	1.49	1.01
Fb* via pushover	2155 kN	1728 kN	1682 kN	898 kN	882 kN	435 kN
Trillingsperiode + massapercentage	0,257s / 81% 0,060s / 15%	0,349s / 87% 0,062s / 11%	0,443s / 90% 0,066s / 9%	0.586s / 92%	0.611s / 81% 0.100s / 13%	1.368 / 72% 0,517s / 26%
Fb q=1 via modaleanalyse	4690 kN	5434 kN	7055 kN	7193 kN	5618 kN	2275 kN
Maximaal moment ligger	ongunstig	ongunstig	ongunstig	ongunstig	ongunstig	ongunstig
Maximaal moment kolom	ongunstig	ongunstig	ongunstig	ongunstig	ongunstig	ongunstig
Fb Base shear	1231 kN	2317 kN	3405 kN	5613 kN	4947 kN	2003 kN

Als de constructie met een ingeklemde opletting wordt geschematiseerd, wordt de constructie stijver en de trillingstijd lager. De gedragsfactor is groter.

Als de constructie met een rotatieveer wordt geschematiseerd, wordt de constructie flexibeler. Hierdoor vergroot de trillingsperiode zich maar de gedragsfactor wordt ongunstiger. Hierdoor loopt de belasting iets op. Op deze manier wordt wel een betere benadering gegeven van de invloed van de mogelijkheden in de ondergrond.

Als de constructie met een vrij opgelegde opletting is geschematiseerd, is de constructie niet stabiel onder een aardbeving, dit heeft te maken met de zijdelingse beweging van de ondergrond. Doordat de fundering meertilt en het gebouw niet wordt er in de knopen een oneindige trillingsperiode gemeten ten opzichte van de massa. Als hier een kleine rotatieveer aan wordt toegekend, voldoet deze oplossing wel volgens de rekenprogrammatuur.

Als de constructie als vrij opgelegde opletting met translatieveren wordt geschematiseerd, wordt het effect van een Winkler model weergegeven, op deze manier loopt de trillingstijd snel op. Voor de gedragsfactor mag een minimum van 1,5 worden aangenomen.

De laagste aardbevingsbelasting wordt op twee manieren bereikt: dit betekent dat er het beste een hoge stijfheid in de fundering kan worden geschematiseerd of dat er een lage stijfheid in de fundering moet worden geschematiseerd.

4.2 Welke invloed hebben stijve, flexibele of vaste knopen binnen de staalconstructie?

Het modelleren van scharnieren heeft een grote invloed op de krachtswerking en de gedragsfactor. Een constructie die bestaat uit momentvaste verbindingen reageert erg stijf, terwijl een flexibele constructie niet stabiel zou kunnen zijn onder een aardbevingsbelasting. De beschouwde versies maken gebruik van een portaalwerking die op verschillende manieren tot stand komt. De berekeningen zijn terug te vinden in bijlage 10. Locatie scharnieren

4.2.1 Scharnieren per verdieping

Er worden verschillende versies bekeken, waarbij de locatie van de scharnieren verschilt. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen de volgende modellen:

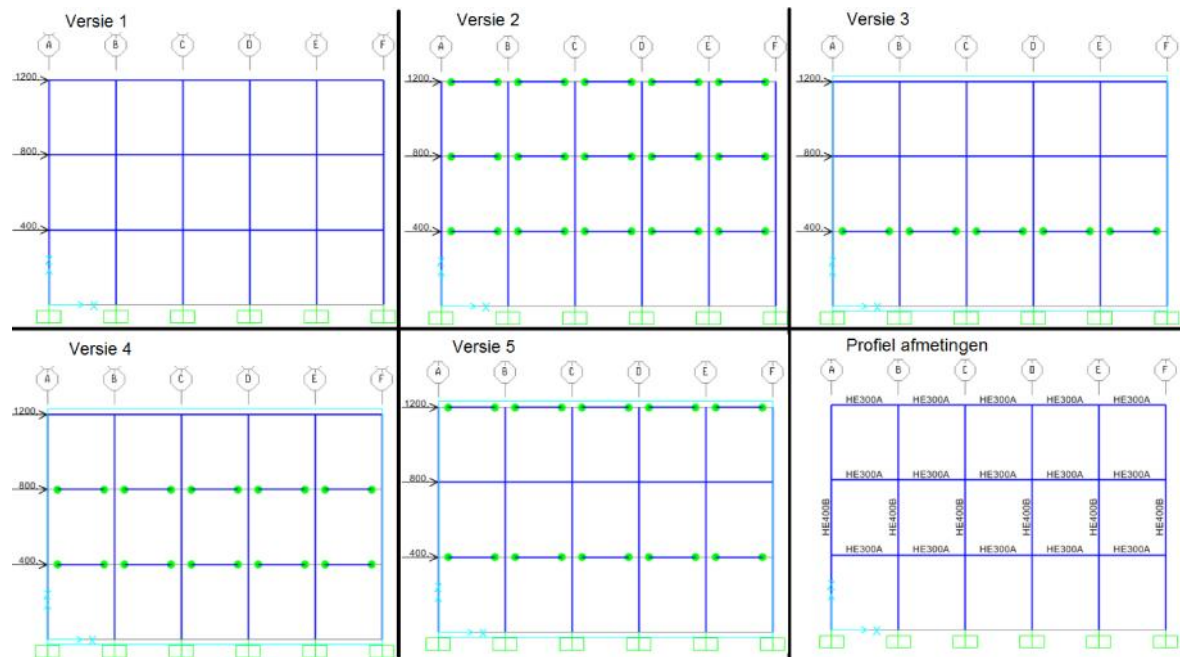
1. Alle ligger-kolom verbindingen zijn als stijf geschematiseerd. (MDOF)
2. Alle ligger-kolom verbindingen zijn scharnierend geschematiseerd met een inklemming in de fundering als stabiliteitselement

3. De onderste verdieping is geschematiseerd als scharnierend. De bovenste verdiepingen zijn als stijf geschematiseerd (MDOF)
4. De onderste twee verdiepingen als scharnierend geschematiseerd. (SDOF)
5. De bovenste en de onderste verdieping als scharnierend geschematiseerd (SDOF)

Met deze eerste vijf versies is er gekeken naar de kopgevel en een langsgevel.

4.2.1.1 Kopgevel

De schematiseringen van versie 1 tot met 5 voor de kopgevel zijn weergegeven in figuur 4-2. Er is uitgegaan van een standaard profielafmeting van kolommen HE400B en liggers HE300A. Door de afmetingen en oplettingen constant te houden, wordt het gunstigste ontwerp bepaald.



Figuur 4-2 Schematiseringen vast en scharnierend

De uitkomsten en vergelijking tussen de waarden zijn in tabel 4-2 weergegeven.

Tabel 4-2 Waarden uitkomsten kopgevel versie 1 tot 5 vast en scharnierend

	Versie 1	Versie 2	Versie 3	Versie 4	Versie 5
q-factor via pushover	3,54	2,60	2,69	3,09	5,23
Fb* via pushover	3899 kN	1285 kN	3050 kN	2155 kN	2114 kN
Trillingsperiode + massapercentage	T1=0,147s / 84% T2=0,045s / 12%	T1=0,400s / 71% T2=0,069s / 23%	T1=0,193s / 87% T2=0,046s / 9%	T1=0,257s / 81% T2=0,052s / 15%	T1=0,213s / 82% T2=0,062s / 12%
Fb q=1 via modaleanalyse	4576 kN	4759 kN	4690 kN	4389 kN	4438 kN
Maximaal moment ligger	ongunstig	gunstig	ongunstig	ongunstig	ongunstig
Maximaal moment kolom	ongunstig	ongunstig	ongunstig	ongunstig	ongunstig
Fb Base shear	1708 kN	2415 kN	2303 kN	1875 kN	1121 kN

De fundamentele trillingsperiodes bevinden zich allemaal in het stijve deel van het spectrum. De plaatsing van elastische scharnieren blijkt van invloed op de krachtwerking en gedragsfactor. Het grootste voordeel wordt behaald bij versie 5, waar de stabiliteitsverbindingen zich niet in de bovenkant van de constructie bevinden. Hierdoor wordt het één massa veersysteem systeem (SDOF) beter benut. De waarden voor de momenten zijn relatief hoog en kunnen waarschijnlijk gereduceerd worden.

4.2.1.2 Langsgevel

Ook voor de langsgevel zijn dezelfde vormen bekeken. De langsgevel heeft meer kolommen en kan de krachten beter verdelen en daarbij een hogere ductiliteit behalen.

Tabel 4-3 Waarden uitkomsten langsgevel versie 1 tot 5

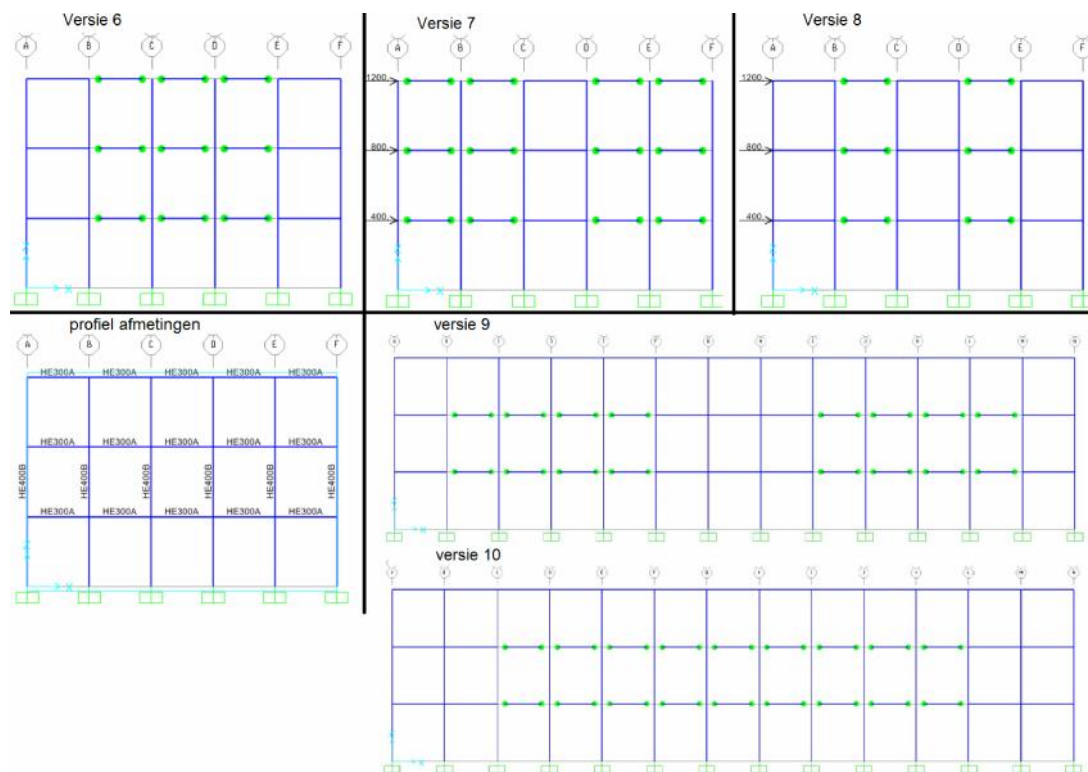
	Versie 1	Versie 2	Versie 3	Versie 4	Versie 5
q-factor via pushover	4	2,25	4,9	6,3	5.8
Fb* via pushover	2952 kN	1144 kN	2236 kN	1458 kN	1960 kN
Trillingsperiode + massapercentage	T1=0,29s / 79% T2=0,06 s / 15%	T1=0,41s / 70% T2=0,07s / 22%	T1=0,29s / 79% T2=0,06s / 15%	T1=0,29s / 79% T2=0,06s / 15%	T1=0,24s / 79% T2=0,06s / 11%
Fb q=1 via modaleanalyse	4846 kN	4860 kN	4846 kN	4846 kN	4850 kN
Maximaal moment ligger	ongunstig	gunstig	ongunstig	gunstig	ongunstig
Maximaal moment kolom	gunstig	ongunstig	gunstig	gunstig	gunstig
Fb Base shear	1212 kN	1429 kN	988 kN	807 kN	992 kN

Omdat model 4 de hoogste gedragsfactor vertoont en de meest gereduceerde seismische belasting oplevert wordt deze versie verder geoptimaliseerd in paragraaf 4.3.2

4.2.2 Scharnieren op locaties voor lokale stijfheid

Uit de vorige versies is gebleken dat de gedragsfactor vergroot wordt als een ander portaal wordt aangenomen. Er wordt gekeken naar 5 versies met een andere portaalwerking dan in versie 1 tot 5. Zie figuur 4-3 voor de schematisering.

6. Twee portalen op de hoeken, in de dwarsrichting bekeken
7. Eén portaal in het midden, in de dwarsrichting bekeken
8. Portalen om en om rond de gehele omtrek van de constructie
9. Twee portalen op de hoeken + overkoepeld portaal, in de lengterichting bekeken
10. Twee portalen op de hoeken + een portaal in het midden + overkoepeld portaal, in de lengte richting bekeken



Figuur 4-3 Varianten met lokale verstijvingen voor een hogere ductiliteit

De uitkomsten en vergelijking tussen de waarden zijn in tabel 4-4 weergegeven

Tabel 4-4 Waarden scharnierpunten die lokale verstijvingen veroorzaken

	Versie 6	Versie 7	Versie 8	Versie 9	Versie 10
q-factor via pushover	4,41	4,35	3,73	4,7	4,9
Fb* via pushover	2284 kN	1764 kN	2827 kN	2492 kN	2638 kN
Trillingsperiode + massapercentage	T1=0,195s / 80% T2=0,054s / 16%	T1=0,242s / 77% T2=0,060s / 18%	T1=0,170s / 82% T2=0,050s / 14%	T1=0,22s / 80% T2=0,05s / 15%	T1=0,21s / 80% T2=0,05s / 15%
Fb q=1 via modaleanalyse	4347 kN	4195 kN	4452 kN	4474 kN	4474 kN
Maximaal moment ligger	ongunstig	ongunstig	ongunstig	gunstig	gunstig
Maximaal moment kolom	ongunstig	ongunstig	ongunstig	gunstig	gunstig
Fb Base shear	1303 kN	1273 kN	1578 kN	951 kN	913 kN

Uit tabel 4-4 kan geconcludeerd worden dat door lokale stijfheden een hogere ductiliteit behaald kan worden. De krachtsverking is voor de detaillering ongunstig. Dit komt doordat de momenten en de krachtsverdeling zich concentreren op bepaalde punten. Hierdoor dienen er zwaardere profielen toegepast te worden en zal de ductiliteit van de constructie verminderen. Het verbindingstype zal zwaarder worden uitgevoerd, door excentriciteit van de momenten.

4.2.3 Inklemmingen met een rotatieveer

Er is alleen gekeken naar volledig vaste en volledig scharnierende knopen. Er is een optimalisatie te halen door flexibele verbindingen toe te passen. Door deze toepassingen zijn er oneindig veel mogelijkheden. De flexibiliteit wordt behaald door de stijfheidsgrenzen voor de rotatieveren mee te nemen in de analyse.

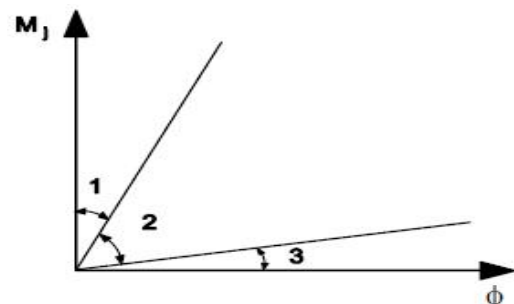
Voor ongeschoorde raamwerken gelden de volgende grenzen. [19]:

$$C_{v,ini,ben,d} > C_{v,ini,d} = C_{v,ini,ben,d} > \frac{25 \cdot E_d I_b}{l_b}$$

dan geldt de verbinding als stijf (zone 1)

$$C_{v,ini,ben,d} < C_{v,ini,d} = C_{v,ini,ben,d} < \frac{0,5 \cdot E_d I_b}{l_b}$$

dan geldt de verbinding als scharnierend (zone 3)



Figuur 4-4 figuur stijf, flexibel en scharnierend

Tabel 4-5 Rotatiestijfheden

Richting	Kopgevel	Langsgevel
Profiel ligger	HE300A	IPE270
Profiel ligger Cv,ini,ben,d > stijf	Cv,ini,d > 266292 kNm/rad	Cv,ini,d > 84437 kNm/rad
Cv,ini,ben,d < scharnierend	Cv,ini,d < 5325 kNm/rad	Cv,ini,d < 1688 kNm/rad

Alle rotatiestijfheden tussen deze grenzen corresponderen met flexibele verbindingen en kunnen wel worden toegepast. Deze hebben een ander effect op de constructie dan een stijve of scharnierende verbinding. [19]

4.2.3.1 Kopgevel

In paragraaf 4.2.1.1 wordt de maximale ductiliteit behaald bij versie 5, deze wordt verder uitgewerkt met de waarden die de verbindingen zouden moeten kunnen opbrengen. Hier in zijn verschillende versies gemaakt.

11. Rotatiestijfheid 266292 kNm/rad op de liggers op de tweede verdieping
12. Rotatiestijfheid 266292 kNm/rad op de liggers op de tweede verdieping + rotatiestijfheid 5325 kNm/rad in de dakprofielen
13. Rotatiestijfheid 25000 kNm/rad op de liggers op de tweede verdieping

14. Rotatiestijfheid 35000 kNm/rad op de liggers op de tweede verdieping
15. Rotatiestijfheid 35000 kNm/rad op de liggers op de tweede verdieping + rotatiestijfheid 5000 kNm/rad in de dakprofielen
16. Rotatiestijfheid 25000 kNm/rad op de liggers op het dak
17. Rotatiestijfheid 35000 kNm/rad op de liggers op het dak
18. Rotatiestijfheid 35000 kNm/rad op de liggers op het dak + rotatiestijfheid 5000 kNm/rad in de 2^e verdieping

De uitkomsten en vergelijking tussen de waarden zijn in tabel 4-6 weergegeven

Tabel 4-6 Waarden van de constructie met rotatiestijfheden

	Versie 11	Versie 12	Versie 13	Versie 14	Versie 15
q-factor via pushover	4,92	4,70	3,12	3,54	4,13
Fb* via pushover	2118 kN	2293,5 kN	2153 kN	2143 kN	2674 kN
Trillingsperiode + massapercentage	T1=0,220s / 81% T2=0,063s / 13%	T1=0,236s / 85% T2=0,056s / 6%	T1=0,228 / 83% T2=0,063 / 11%	T1=0,257 / 77% T2=0,065 / 17%	T1=0,242 / 79% T2=0,061 / 15%
Fb q=1 via modaleanalyse	4393 kN	4599 kN	4510 kN	4216 kN	4321 kN
Maximaal moment ligger	ongunstig	gunstig	gunstig	gunstig	gunstig
Maximaal moment kolom	ongunstig	gunstig	ongunstig	ongunstig	gunstig
Fb Base shear	1179 kN	1940 kN	1906 kN	1571 kN	1382 kN

	Versie 16	Versie 17	Versie 18
q-factor via pushover	2.20	2.45	2.56
Fb* via pushover	2181 kN	2182 kN	2815 kN
Trillingsperiode + massapercentage	T1=0,287 / 78% T2=0,059 / 17%	T1=0,280 / 78% T2=0,057 / 17%	T1=0,228 / 83% T2=0,063 / 11%
Fb q=1 via modaleanalyse	4237 kN	4270 kN	4510 kN
Maximaal moment ligger	gunstig	gunstig	gunstig
Maximaal moment kolom	ongunstig	ongunstig	ongunstig
Fb Base shear	2542 kN	2304 kN	2324 kN

Er wordt geconcludeerd dat de ductiliteit van het systeem ongunstiger wordt wanneer wordt uitgegaan van een flexibelere verbinding. Hierdoor wordt de gedragsfactor negatief beïnvloed. De optimale verbindingvorm in de kopgevel is dus een stijve verbinding op de 2^e verdiepingen met een flexibele-scharnierende verbinding in het dak.

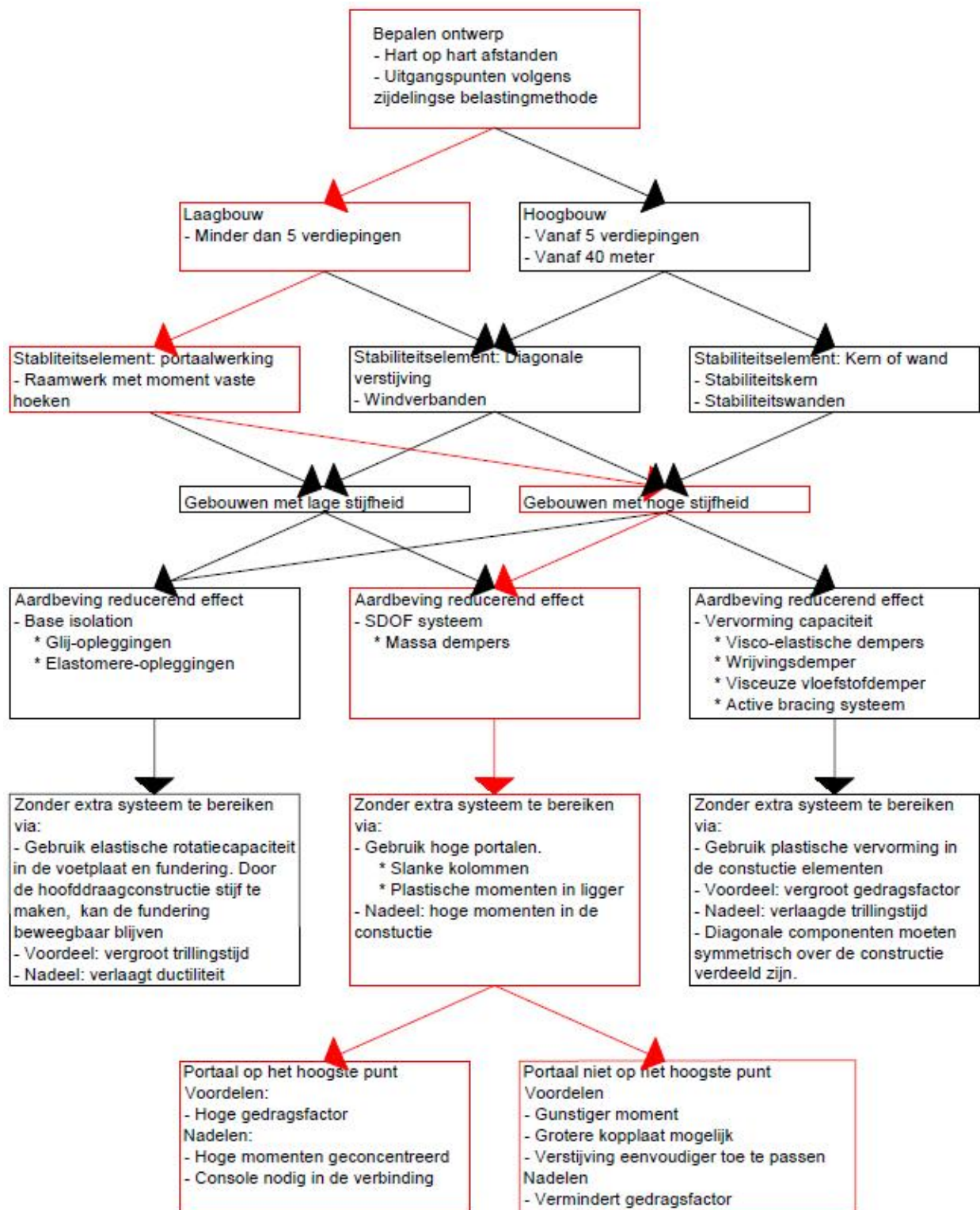
Versie 12 of 15 is de meest gunstige versie van de met rotatie stijfheden verkregen waarde.

4.2.4 Conclusie

Voor de kopgevel wordt de meest gunstige constructie gevonden als wordt uitgegaan van volledig stijve verbindingen met plastische punten in de liggers. Het toepassen van flexibele verbindingen levert een reductie op het moment maar de gedragsfactor wordt lager, hierdoor stijgt de seismische last. Er is voordeel behaald door het portaal lager in de constructie aan te nemen. Hierdoor daalt de trillingsperiode maar stijgt de gedragsfactor. Door het dak flexibel-scharnieren aan te houden wordt het moment gereduceerd. Waardoor de constructie slanker kan worden aangenomen. Dit is uit gewerkt in paragraaf 4.3.1. Hiervoor is versie 12 als de voordeligste oplossing meegenomen.

In de langsgevel zijn de onderlinge verschillen tussen de verschillende modellen minimaal. Een keuze voor het model in deze richting wordt gebaseerd op de eerder beschreven tussenweg tussen een ductiel en een stijf ontwerp. Met deze oplossing wordt de seismische belasting het meeste reduceert. Een mogelijk nadeel is dat de momenten alleen zijn op te vangen in het dak.

De stappen die zijn gemaakt om tot deze conclusie te komen zijn weergegeven in figuur 4-5.



Figuur 4-5 Stappenplan stabiliteit van de constructie bestand tegen aardbevingen

4.3 Wat zijn de consequenties als de profielafmetingen veranderen?

Na de gunstigste bepaling van de schematisering van de constructie kan er nog gekeken worden naar een optimalisatie van de profielen

4.3.1 Kopgevel

De kopgevel is geschematiseerd als versie 12 met de kolommen HE400B en de Liggers HE300A, dit kan worden geoptimaliseerd naar wat smallere kolommen en liggers. Zoals weergegeven in tabel 4-7.

Tabel 4-7 optimalisatie profielen kopgevel

Model	Ligger	Kolom	q	Bezwijklast	Mmax ligger	Mmax kolom	Fb q-factor
1	HE300A	HE400B	4.51	2683 kN	583 kNm	1038 kNm	1312 kN
2	HE300A	HE360B	3.81	2449 kN	617 kNm	996 kNm	1587 kN
3	HE300A	HE340B	3,49	2294 kN	635 kNm	976 kNm	1738 kN
4	HE280A	HE340B	3,44	2161 kN	597 kNm	1001 kNm	1744 kN
5	IPE360	HE340B	3,00	2239 kN	625 kNm	986 kNm	2019 kN
6	IPE400	HE340B	3,22	2431 kN	670 kNm	959 kNm	1900 kN
7	IPE450	HE340B	3.55	2621 kN	714 kNm	936 kNm	1741 kN

Hieruit volgt dat model 3 de gunstigste verdeling heeft omdat deze de constructie niet onnodig overgedimensioneerd. Er wordt uitgegaan van een HE300a omdat de flens hiervan eenvoudiger kan worden gereduceerd zonder de dwarskracht capaciteit te veel te verlagen.

4.3.2 Langsgevel

Er is aangetoond dat de langsgevel veel capaciteit bezit om de seismische belasting via het plastische gedrag op te nemen.

Om een optimaal ontwerp te krijgen wordt er gezocht naar de meest voordelige stijfheidverhouding tussen de kolommen en liggers. Een uitgangspunt is het eerder bezwijken van de liggers dan de kolommen. Om dit te bevorderen wordt de volgende stijfheidsverhouding gehanteerd [22]:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$$

Het uitgangspunt voor de optimalisatie is het rekenmodel uit paragraaf 4.2.1.2.

Tabel 4-8 Resultaten optimalisatie van de profielen in de langsgevel

Model	Ligger	Kolom	q	Bezwijklast	Mmax ligger	Mmax kolom	Fb q-factor
1	IPE270	HE320B	4.9	1559 kN	242 kNm	599 kNm	1274 kN
2	IPE270	HE340B	6.8	1790 kN	228 kNm	429 kNm	935 kN
3	IPE270	HE400B	2.2	2130 kN	265 kNm	826 kNm	2877 kN
4	IPE300	HE340B	5.2	2273 kN	229 kNm	592 kNm	1389 kN
5	IPE300	HE400B	5.6	2099 kN	209 kNm	631 kNm	1071 kN
6	IPE300	HE450B	3.7	1850 kN	240 kNm	834 kNm	1694 kN

Uit tabel 4-8 blijkt dat model 2 de hoogste gedragsfactor vertoont. De minimale grootte van de liggerprofielen is IPE270. De kolomafmetingen dienen zo groot gekozen te worden dat deze de liggers ontlasten. Een kolomafmeting van HE300B neemt te weinig belasting op, omdat de stijfheidsverhouding tussen ligger en kolom te laag is. Om het één massa veersysteem effect te behouden dient er een slankere kolom toegepast te worden, die genoeg momentcapaciteit bezit.

Met de keuze voor HE340B kolommen wordt een hoge ductiliteit gehaald. Hiermee wordt de belasting zodanig gereduceerd dat de werkelijke momentcapaciteit van de liggers gehaald wordt. Er wordt echter een bovengrens aan de gedragsfactor gesteld. Volgens de NEN-EN 1998-1 wordt de gedragsfactor voor klasse DCH voor momentvaste constructies begrensd op 6,5. Voor dit project wordt dan ook uitgegaan van een gedragsfactor van 6,5.

4.4 Wat is het effect van de plastische vervormingen binnen de constructie?

4.4.1 Liggers

De plastische zones mogen alleen voorkomen in de liggers. In het ontwerp worden de kolommen stijver gemodelleerd dan de liggers. Een minimale eis is dat de profielen de verticale lasten moeten kunnen dragen.

Deze eis komt ook voort uit het feit dat de dissipatieve zones maatgevend zijn in het ontwerp. De werkelijke vloeigrens is de plastische capaciteit. De waarde hiervan is bepaald op:

$$f_{y_{max}} \leq 1.1 * \gamma_{ov} * f_{yd}$$

De factor 1.1 is een veiligheidsfactor, γ_{ov} is de oversterktemateriaalfactor voor Europees gewalst staal. De waarde van deze factor is 1,25.

De weerstand voor de liggers wordt hierdoor bepaald door:

$$M_{b,Rd} = f_{y_{max}} * W_{y,pl}$$

4.4.2 Kolommen

Om de plastische zones in de liggers te laten ontstaan, moeten de kolommen voldoende stijfheid bezitten. Het is van belang dat er geen blijvende vervorming plaatsvindt in de kolom, dit zou kunnen leiden tot voortschrijdende instorting. Hierdoor wordt de sterkte-eis van de kolommen bepaald door de elastische weerstand. De waarde hiervan is als volgt bepaald:

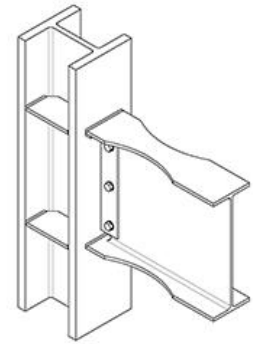
$$M_{c,Rd} = f_{yd} * W_{y,el}$$

4.4.3 Vermindering stijfheid

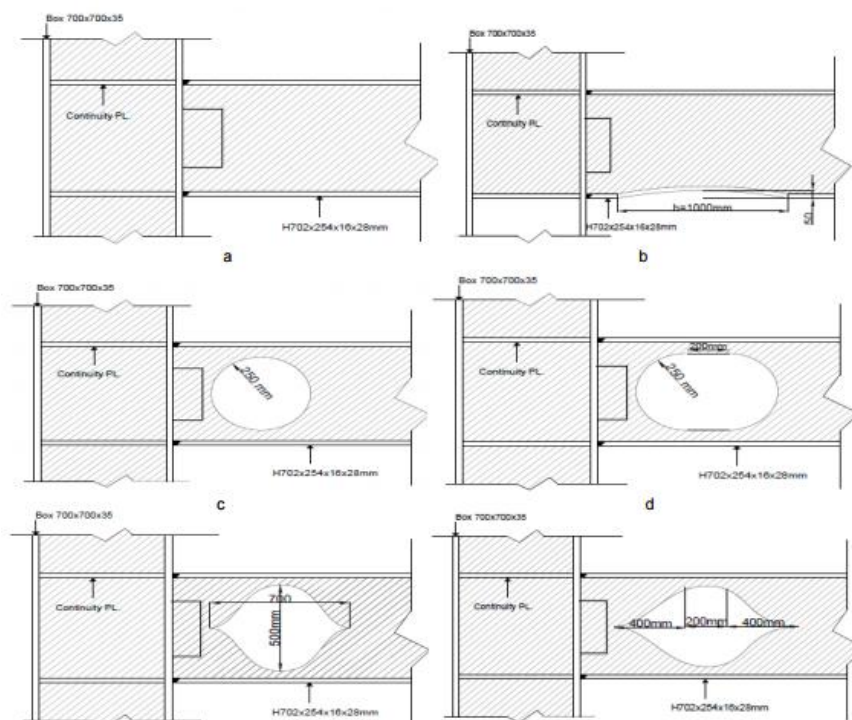
Het creëren van plastische zones kan gestimuleerd worden door het toepassen van lokale verzwakkingen in de liggers. Deze ontwerpen worden Reduced Beam Sections (RBS) genoemd. De buigstijfheid van deze profielen wordt lokaal verminderd door een stuk uit de flenzen te snijden. Dit is te specifiek om te bepalen in dit stadium van het project. Maar om de plastische zones te sturen zal dit zeker moeten plaatsvinden.

Er zijn verschillende manieren om deze verzwakking in de ligger te creëren. Naast het reduceren van het flensoppervlak kan ook de lijfoppervlakte verkleind worden. Met deze oplossing vinden de plastische vervorming plaats in de liggers. Er worden meer eisen gesteld aan de detaillering. [21]

In figuur 4.7 zijn verschillende opties weergegeven om plastische zones te creëren. Er dient rekening gehouden te worden met een verlies aan dwarskrachtcapaciteit bij een oplossing waarbij het lijfoppervlak van de ligger wordt verminderd. Het heeft daarom de voorkeur om het flensoppervlak te reduceren. Met deze reductie wordt de plastische zones weggeleid van de kolom. Met behulp van de geometrie van de inkepingen kan de exacte locatie van de plastische zone bepaald worden.



Figuur 4-6 Locale verzwakking voor ontstaan plastisch moment



Figuur 4-7 Verschillende manieren om het lijfoppervlak te reduceren. [21]

4.5 Conclusie

Er zijn verschillende onderdelen die een effect hebben op de gedragsfactor en de krachtswerking binnen de constructie. Er kan iets veranderd worden in de fundering, de verbinding of profielafmetingen. Als er wordt uitgegaan van een stijve constructie moet er worden uitgegaan van een mogelijke kans op plastische scharnieren. Deze plastische scharnieren moeten plaatsvinden op de juiste locaties om de constructie niet te laten bezwijken. Dit kan gerealiseerd worden door de ligger op sommige plaatsen te verzwakken, hierdoor ontstaat het plastische scharnier op een van tevoren gekozen minder schadelijke plek.

4.5.1 Kopgevel

Als er minder kolommen aanwezig zijn kan de seismische belasting weinig gereduceerd worden. Het toepassen van slanke kolommen is hierbij geen oplossing. De portaalwerking wordt geconstrueerd op de tweede verdieping. Een flexibele verbinding in het dak zorgt dat de momenten beter verdeeld worden. De rotatiestijfheid op de tweede verdieping heeft de grenswaarde van stijf en flexibel. De rotatiestijfheid voor het dak wordt aangenomen op de grens van flexibel en scharnierend.

De modellering van de fundering wordt als aanbeveling meegenomen

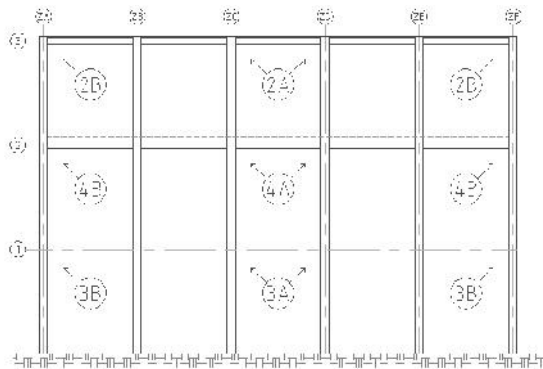
4.5.2 Langsgevel

Voor de lange kant maakt de vorm van de constructie niet uit, de belastingen die hierin ontstaan zijn minder groot dan de belasting op de kopgevel.

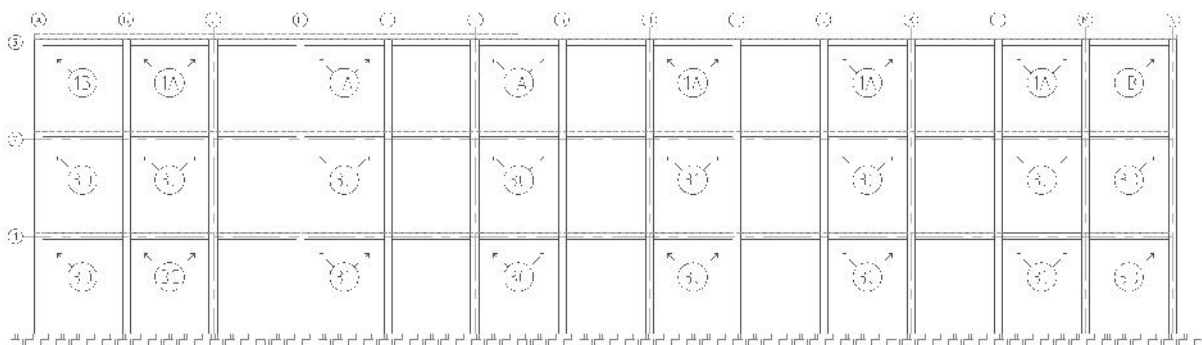
Als er mogelijkheid is om de seismische belasting te spreiden over veel kolommen, dan kan een portaal worden geconstrueerd bij laagbouw in het dak. De hoogste reductie van de seismische belasting wordt bereikt met het toepassen van volledig stijve verbindingen.

5 Welke type verbinding is de beste oplossing in het ontwerp?

Als de krachtswerking bekend is worden de verbindingen die het beste in het ontwerp passen bepaald. Het verbindingstype is sterk afhankelijk van de benodigde eigenschappen van de verbinding. Voor het stabiliteitselement is er een portaal met minimaal twee stijve hoekverbindingen nodig. Onderzoek uit hoofdstuk 2, 3 en 4 heeft uitgewezen aan welke eigenschappen de verbinding moet voldoen. Voor de langsgevel zijn dit momentvaste verbindingen en scharnierende verbindingen. Voor de kopgevel zijn er drie verschillende verbindingen nodig, zoals weergegeven in figuur 5-1 en 5-2.



Figuur 5-1 kopgevel verbindingen



Figuur 5-2 langsgevel verbindingen

Met deze uitgangspunten kan worden geconcludeerd dat er in de constructie totaal vier typen verbindingen moeten worden toegepast.

5.1 Welke verschillende verbindingsmogelijkheden zijn er?

Er wordt onderscheid gemaakt tussen twee typen verbindingen; lasverbindingen en boutverbindingen. Er zijn meerdere mogelijkheden maar deze worden niet beschouwd. Verbindingen worden uitgevoerd als stijf, flexibel of scharnierend. De keuze van de verbinding heeft invloed op de stijfheid en flexibiliteit van de constructie.

Aan de hand van de uitkomsten van de raamwerkberekening kan de rotatiestijfheid van de knopen berekend worden, en getoetst aan de stijfheidsgrenzen. Zo kan per knoop gezien worden onder welke classificatie deze valt.

Er zijn verschillen tussen een lastverbinding en een boutverbinding. De voor- en nadelen zijn weergegeven in tabel 5-1.

Tabel 5-1 bout of las verbinding

Aspect	Boutverbinding	Lasverbinding
Verbinding in algemeen	Scharnerend – Flexibel - Stijf	Stijf
Rotatiecapaciteit	Variabel	Bij verstijvingen oneindig stijf
Uitvoeringsduur	Korter	Langer
Arbeid	Minder intensief	Meer intensief
Grote delen naar bouwplaats	Hoeft niet maar wel wenselijk	Moet gedaan worden om lassen op locatie te vermijden
Uitvoering op locatie	Geen probleem	Minder wenselijk
Berekening	Door de berekening van de rotatiestijfheid meer mogelijkheden	Eenvoudiger dan bouten door minder mogelijkheden bij grote constructies
Onzekerheden		
- Gatspeling	Ja	N.V.T.
- Gatverzwakking	Ja	N.V.T.
- Lasvulling	N.V.T.	ja
- Las verzwakking	N.V.T.	ja
- Profiel verzwakking	nadeel	Minder aanwezig
Voorbereidend werk	gatboren	Lasgroef insnijden
Lengte kopplaat	Groter	Minder groot
Effect invloed op ductiliteit	Ongunstig door minder grote stijve verbinding	Gunstig door grotere stijfheid.

Er is gekozen voor een bout verbinding voor de momentvaste en voor de scharnierende knopen. Hiervoor is gekozen omdat de bouw hierdoor snel kan verlopen door het toepassen van één verbindingstype, bouten.

5.2 Welke verbindingen zijn nodig voor de constructie?

In een efficiënt ontwerp worden zo min mogelijk verschillende soorten verbindingen berekend om detailwerk te verminderen. Daarom worden het type en aantal verbindingen grotendeels bepaald door de krachtswerking in beide hoofdrichtingen. Ook speelt de reductie van de seismische belasting door de gedragsfactor een grote rol.

5.2.1 Kopgevel

In de korte richting is het nodig om per verdieping één verbindingstype toe te passen. Het karakter van de verbinding wordt in tabel 5-2 weergegeven.

Tabel 5-2 Benodigde rotatie stijfheden voor de kopgevel

Verdieping	Rotatiestijfheid	Type
Dak	5500 kNm/rad	Scharnierend - flexibel
Verdieping 2	270000 kNm/rad	Flexibel - stijf
Verdieping 1	0 kNm/rad	Scharnierend

In het dak wordt een rotatieveer stijfheid toegekend om deze liggers een deel van het moment te laten opnemen. Hierdoor worden de liggers op de tweede verdieping ontlast en wordt een gunstige verdeling van de momenten bereikt. Voor de liggers op de tweede verdieping wordt een hoge stijfheid aangenomen om het raamwerk stabiel te ontwerpen. De eerste verdieping wordt scharnierend ontworpen om een één massa veersysteem systeem / flexibel story effect te creëren.

De verbindingen zijn berekend op de krachten die worden weergegeven in tabel 5-3

Tabel 5-3 Krachten in de constructie

Belasting	Dak	Verdieping 2	Verdieping 1
Moment	96,2 kNm	646.3 kNm	0 kNm
Dwarskracht	52,1 kN	341,2 kN	0 kN
normaalkracht	593,5 kN	351 kN	125 kN

5.2.2 Langsgevel

In de lengterichting kan worden volstaan met twee soorten verbindingen. De krachtswerking in de lengterichting laat het toe om van uiterste waarden voor de rotatiestijfheid uit te gaan. Dit wordt gedaan om de portaalwerking in het dak te plaatsen en de stabiliteit hiermee te waarborgen. Het karakter van de verbinding wordt in tabel 5-4 weergegeven.

Tabel 5-4 Benodigde rotatie stijfheden voor de kopgevel

Verdieping	Rotatiestijfheid	Type
Dak	85000 kNm/rad	Stijf
Verdieping 2	0 kNm/rad	Scharnierend
Verdieping 1	0 kNm/rad	Scharnierend

De verbindingen zijn berekend op de krachten die worden weergegeven in tabel 5-5

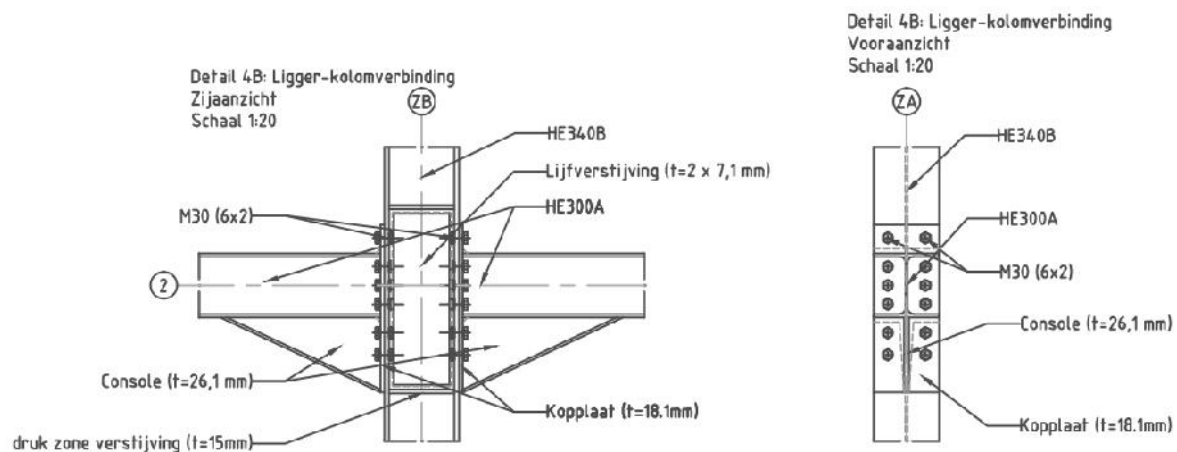
Tabel 5-5 Krachten in de constructie

Belasting	Locatie	Dak	Verdieping 2	Verdieping 1
Moment	Stramien B	219 kNm	0 kNm	0 kNm
Dwarskracht	Stramien B	220 kN	118 kN	118 kN
Normaalkracht	Stramien B	470 kN		

5.3 Welke momentvaste verbindingen zijn er in de constructie?

5.3.1 Kopgevel

De momentvaste verbinding in de kopgevel, is een verbinding met console met verstijvingen van de kolom. Deze verbinding is veel zwaarder dan de verbinding van de langsgevel, doordat deze een moment van 650 kNm moet kunnen overdragen. Hiervoor zijn 12 M30 bouten nodig bij een bout verbinding. Er is een console van 340mm nodig, een lijfverstijving van 2 X 7.1mm en een drukverstijving in de kolom nodig om alle krachten te waarborgen. In figuur 5-3 is de verbinding weergegeven. Deze berekening is terug te vinden in bijlage 12. Verbindingen kopgevel.

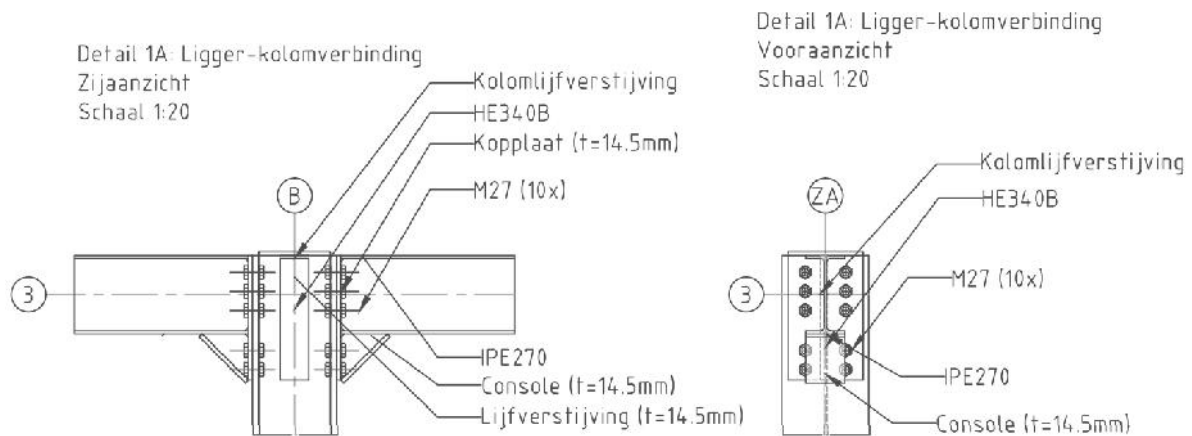


Figuur 5-3 geboute momentvaste verbinding kopgevel 2e verdieping

Er is ook gekeken naar een lasverbinding voor deze kant omdat de momentvaste verbinding erg stijf moet zijn. Deze lasverbinding zou voldoen vanaf een console hoogte van 380 mm en drukverstijving in de kolom.

5.3.2 Langsgevel

Volledig stijve momentvaste verbindingen is geschematiseerd in het dak van de langsgevel. Er worden twee soorten bouten gebruikt. In de langsgevel worden bouten van het type M27 toegepast. In figuur 5-4 is de momentvaste verbinding van de langsgevel weergegeven.



Figuur 5-4 Kolom- ligger verbinding ter plaatse van het dak, in de lengterichting

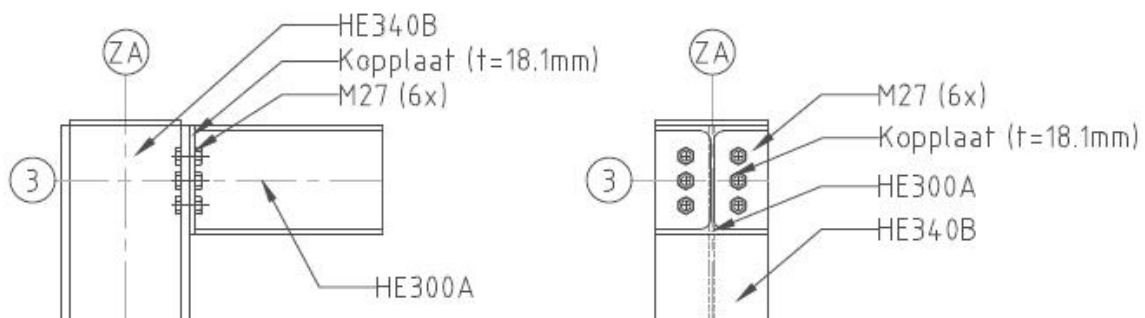
5.4 Welke scharnierende verbindingen zijn er in de constructie?

In beide richtingen komen scharnierende verbindingen voor. Deze zijn ontworpen om alleen dwarskrachten op te nemen. Het uitgangspunt voor de eerste aanzet is de maximaal optredende dwarskracht in de kopgevel.

5.4.1 Kopgevel

De eerste verdieping wordt de zelfde verbinding gebruikt als voor de langsgevel, deze wordt beschreven in hoofdstuk 5.4.2.

De dak verdieping wordt flexibel geschematiseerd, hierdoor worden de plastische momenten beter benut. Deze verbinding wordt gerealiseerd via een korte kopplaat. Deze verbinding moet in staat zijn om 100 kNm op te nemen. Er worden dezelfde bouten gebruikt als in de momentvaste verbinding van de kopgevel, M30 bouten. Voor deze overdracht zijn drie boutrijen minimaal nodig om de kracht te verdelen. Deze is weergegeven in figuur 5-5.



Figuur 5-5 korte kopplaat kopgevel

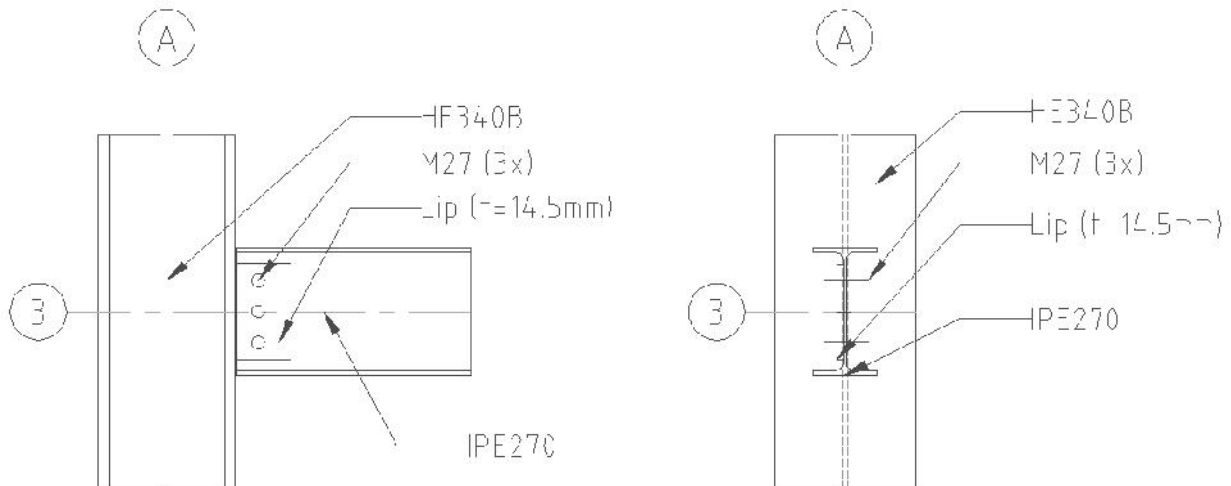
5.4.2 Langsgevel

In de langsgevel werkt een maximale dwarskracht van 118 kN. Er zijn in de langsgevel 3 verschillende verbindingsmogelijkheden bekeken voor de scharnierende verbinding, een korte kopplaat verbinding een hoekplaat verbinding en een lip verbinding.

Een kort kopplaat verbinding reageert snel al erg stijf waardoor de rotatie stijfheid te hoog wordt en de scharnierende werking verdwijnt. Ook moet de kopplaat in een werkplaats aan het profiel gelast worden.

Een hoekplaat is een tweede mogelijkheid. Een voordeel van deze oplossing is het ontbreken van lassen. Nadelen hiervan zijn: de uitvoering in een kleine ruimte, er moeten meer bouten worden toegepast

Het uiteindelijke ontwerp voor de scharnierende verbindingen wordt een lipverbinding. Deze verbinding komt tot stand via drie M27 bouten. De boutafstanden kunnen ruim genomen worden zodat er genoeg oppervlak overblijft om uitscheuring van de boutgroepen te voorkomen. Deze oplossing is minder bewerkelijk dan een hoekplaatverbinding door eenvoudigere verbinding met meer uitvoeringsruimte. In figuur 5-6 is de scharnierende lipverbinding van de langsgevel weergegeven.



Figuur 5-6 Lipverbinding ter plaatse van de tweede verdieping

6 Conclusies en aanbevelingen

6.1 Conclusie

De hoofdvraag die wordt gesteld is luid: 'Welk type staalverbinding is het meest geschikt om te dienen in een Gronings aardbevingsbestendig ontwerp?'

Een aardbevingsbestendig ontwerp kan niet worden geoptimaliseerd door één staalverbinding. Er moet altijd uitgegaan worden van de gehele constructie van ondergrond tot dak. Er is niet één verbindingstype dat zich het beste kan wapenen tegen een aardbeving, maar bij laagbouw kan er uitworden gegaan van een massa veersysteem.

De Groningse aardbeving is een geïnduceerde aardbeving. De belasting kan worden gezien als een bijzondere belastingcombinatie, opgebouwd uit de actieve massa en de versnelling aan maaiveld. Deze versnelling wordt weergegeven in een spectrum ten opzichte van de trillingsperiode. Deze trillingsperiode is afhankelijk van de stijfheid van de verbinding, een elastisch grondmodel, de profielafmetingen en de stijfheid van de gehele constructie.

Een single degree of freedom (SDOF) of een massa veersysteem levert de voordeligste gedragsfactor op. Hierdoor wordt er één portaalwerking verkregen. Er moet in één verdieping een stijve verbinding aangebracht worden. De rest van de verdiepingen wordt scharnierend geschematiseerd.

De aardbevingsbelasting wordt opgenomen door twee richtingen: een kopgevel en een langsgevel

In de kopgevel is de voordeligste vorm een portaalwerking op de tweede verdieping. Hierdoor kunnen de kleinst mogelijke profielafmetingen gekozen worden. Wanneer de verbinding in het dak wordt geschematiseerd is het gunstig om deze een klein moment te laten opnemen, om het moment op de 2^e verdieping te reduceren. Hierdoor zijn er in de kopgevel drie verschillende verbindingen nodig om tot het gunstigste resultaat te komen.

In de langsgevel geldt dat stijve verbindingen in het dak de hoogste waarde voor de gedragsfactor oplevert. De overige verdiepingen worden scharnierend gemodelleerd.

In het ontwerp worden vier verschillende verbindingen toegepast. Dit zijn twee verschillende momentvaste verbindingen, één type scharnierende verbinding en een verbinding met flexibele eigenschappen. De momentvaste verbindingen worden gevormd door kopplaatverbindingen met een console. De scharnierende verbindingen zijn uitgevoerd als lipverbindingen.

Er is een geboute kopplaatverbinding toegepast. Hiervoor wordt gekozen vanwege redenen op uitvoeringstechnisch gebied. De variabele rotatiestijfheid die met verschillende kopplaatverbindingen wordt bereikt is ook een groot voordeel. In de kopgevel is de hoogste reductie van de seismische belasting is bereikt met scharnierende-flexibele verbindingen.

6.2 Aanbevelingen

Tijdens de periode waarin het onderzoek is gedaan zijn er een aantal zaken buiten beschouwing gelaten. Dit is ofwel bewust gedaan, of is vanwege de beperkte tijd niet aan toe gekomen.

6.2.1 Elastisch grondmodel

Er bestaat volgens ons een onzekerheid of een elastisch grondmodel voordeliger kan zijn dan een hoger gedragsfactor. Het toepassen van een elastisch grondmodel heeft als voordeel dat de fundamentele trillingsperiode toeneemt. Een gedetailleerd onderzoek geeft uitsluitsel over de wijze waarop dit realistisch gemodelleerd wordt. Zaken die hierbij aan bod komen zijn de modellering van de translatieveerstijfheid van de funderingspalen en de grond- paal interactie.

6.2.2 Verschillen in stabiliteitsvormen

In dit project is alleen een oplossing met momentvaste portalen bekeken. Dit zijn architectonische afwegingen waarbij er wel rekening is gehouden met aardbevingsbestendig construeren en de openingen voor de gevel opbouw. De vraag die gesteld kan worden is of de aanpak zoals beschreven in dit rapport nog van toepassing is als er een ander stabiliteitselement gekozen wordt.

6.2.3 Reduced Beam Sections

Om te garanderen dat de plastische scharnieren in de liggers ontstaan, kan gebruik gemaakt worden van liggerprofielen met verzwakkingen (RBS). Het is een extra onderzoek waard om de invloed van deze profielen te toetsen. Hier is speciale software voor nodig. De programma's die tijdens dit onderzoek zijn gebruikt ondersteunen alleen het construeren met homogene profielen. Er zou in SAP2000 kunnen worden gerekend met twee profielafmetingen maar de verbinding hiertussen kan niet worden geschematiseerd.

Bibliografie

- [01] **Van der Sluis had gelijk maar sloeg onzin uit** [Artikel] / aut. Frank Deut // dagblad van het noorden. - 2013. - 02-februari-2013, pagina 10.
- [02] **Aardbevingen: een nieuwe uitdaging voor de bouw** [Tijdschrift] / aut. prof. dr. ir. Joost Walraven - prof. ir. Ton Vrouwenvelder // Cement. - 1-2015. - pp. 4-11.
- [03] **Aardbevingen-Groningen** [Online]. - 26 februari 2016. - <http://www.dwarshuis.com/aardbevingen-groningen/>.
- [04] **Zowel uitgaven als rijksinkomsten in 2014** [Online] / aut. CBS // CBS. - <http://www.cbs.nl/NR/rdonlyres/C216D8FD-174A-4FBE-8762-A5F6B6B6701F/0/2015WA05zoweluitgavenalsinkomstenrijkstijgenin2014.pdf>.
- [05] **Effecten geïnduceerde aardbevingen op het Gasunienetwerk in Groningen**, [Online] / aut. Deltaris // Rijksoverheid. - januari 2015. - <https://www.rijksoverheid.nl/binaries/rijksoverheid/documenten/rapporten/2014/01/17/deltares-effecten-van-aardbevingen-op-het-gasunie-netwerk/2-gasunie-netwerk-kl.pdf>.
- [06] **Gebouwschade Loppersum** [Online] / aut. G van Lange // Commissie bodemdaling. - 21 april 2011. - http://www.commissiebodemdaling.nl/files/1202097-000-BGS-0003-r-Gebouwschade%20Loppersum_def_par_20110421.pdf.
- [07] **Oorsprong en aard van de Groningse aardbeving** [Tijdschrift] / aut. R.H.G. Roijackers - R. de Jong // Bouwen met Staal december 2015. - 2015. - pp. 8-11.
- [08] **NPR 9998:2015nl Beoordeling van de constructieve veiligheid van een gebouw bij nieuwbouw, verbouw en afkeuren - grondslagen voor aardbevingdbelastingen: Geïnduceerde aardbevingen** [Online] / aut. NEN // EN. - december 2015. - <http://connect-nen-nl..>
- [09] **Ground response bepaalt impact** [Tijdschrift] / aut. D.J. Peters - S. Slob - J. Doeksen - J.D. Andrichem - J. van Es // Bouwen met Staal december 2015. - 2015. - pp. 20-26.
- [10] **Christchurch vs. Groningen** [Tijdschrift] / aut. ir.Mischa Falger - Sam CooperCPEng, S.E. // Cement. - 2-2015. - pp. 40-45.
- [11] **Induced Earthquakes Throughout the United States** [Online] // magma geo. - 29 februari 2016. - http://www.magma.geos.vt.edu/vtso/induced_quakes.html.
- [12] **Induced Seismicity** [Online] // International Rivers. - 29 februari 2016. - <http://www.internationalrivers.org/dam%E2%80%93induced-seismicity>.
- [13] **Aardbevingsbestendig bouwen(2)** [Tijdschrift] / aut. ir.A.M. de Roo - prof.ir.F. van Herwijnen // Cement. - 8-2000. - pp. 38-52.
- [14] **Locatie geïnduceerde aardbevingen door stuwdammen** [Online] // International Rivers. - 29 februari 2016. - <http://www.internationalrivers.org/resources/google-earth-map-of-global-ris-sites-3554>.
- [15] **Rekenmethodes voor aardbevingsberekeningen** [Tijdschrift] / aut. R.H.G. Roijackers - R.H.J.Bruins // Bouwen met Staal december 2015. - 2015. - pp. 34-36.
- [16] **Woningen onder aardbevingsbelasting** [Rapport] / aut. Wijte Simon. - [sl] : Cement, 2015.
- [17] **Eurocode 8: Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies - deel 1: algemene regels, seismische belasting en regels voor gebouwen** [Online] / aut. NEN // EN. - 2004. - <http://connect-nen-nl>.
- [18] **Stabiliteitssystemen volgens Eurocode 8** [Tijdschrift] / aut. dr. ir. P.A. Teeuwen en M.S. Dijk // Bouwen met staal april 2016. - 2016. - pp. 22-26.

- [19] **Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 1-8: Ontwerp en berekening van verbindingen** [Online] / aut. NEN // EN. - 2005. - <http://connect-nen-nl..>
- [20] **Historical Aspects of Seismic Base Isolation Application** [Online] / aut. Ahmad Naderzadeh // CIBW114. - 17 mei 2016. - http://www.cibw114.net/symposium2009/pdf/OS09_Ahmad_Naderzadeh.pdf..
- [21] **Numerical Investigation On Reduced Beam Web Section Moment Connections Under The Effect Of Cyclic Loading** [Tijdschrift] / aut. Akbar Hassanipour Rohola Rahnavard, Ali Mokhtari, Najaf Rahnavard. - Iran : University of Dezfoul, 2015. - 2 : Vol. 8.
- [22] **Earthquake Resistant Steel Structures** [Rapport] / aut. Accelor Mittal. - Luxemburg : Accelor Mittal, 2012.
- [23] **Youtube. SDOF Resonance Vibration Test** [Online] / aut. mstkwn. - 11 September 2011. - 30 mei 2016. - https://www.youtube.com/watch?v=LV_UuzEznHs.
- [24] **Verbindingen** [Boek] / aut. J.W.B. Stark. - Zoetermeer : Bouwen met Staal, 2012.
- [25] **Knopen** [Boek] / aut. J.W.B. Stark J. Wardenier. - Zoetermeer : Bouwen met Staal, 2014.

7 Bijlage / deelverslagen

1. Overzichtstekening
2. Bepaling gevolgklasse en grenstoestand
3. Afwegingen, stabiliteit in de ondergrond
4. Bepaling responspectra
5. Locatie en massa ontwerp nieuwe school
6. Zijdelingse belastingmethode
7. Modale respons analyse
8. Pushover belastingmethode
9. Schematisering opleggingen
10. Locatie scharnieren
11. Optimalisatie van de profielen
12. Verbindingen in de kopgevel
13. Verbindingen in de langsgevel
14. Literatuurstudie aardbevingen
15. Literatuurstudie verbindingen
16. PVA
17. Symbolen lijst
18. Reflectie