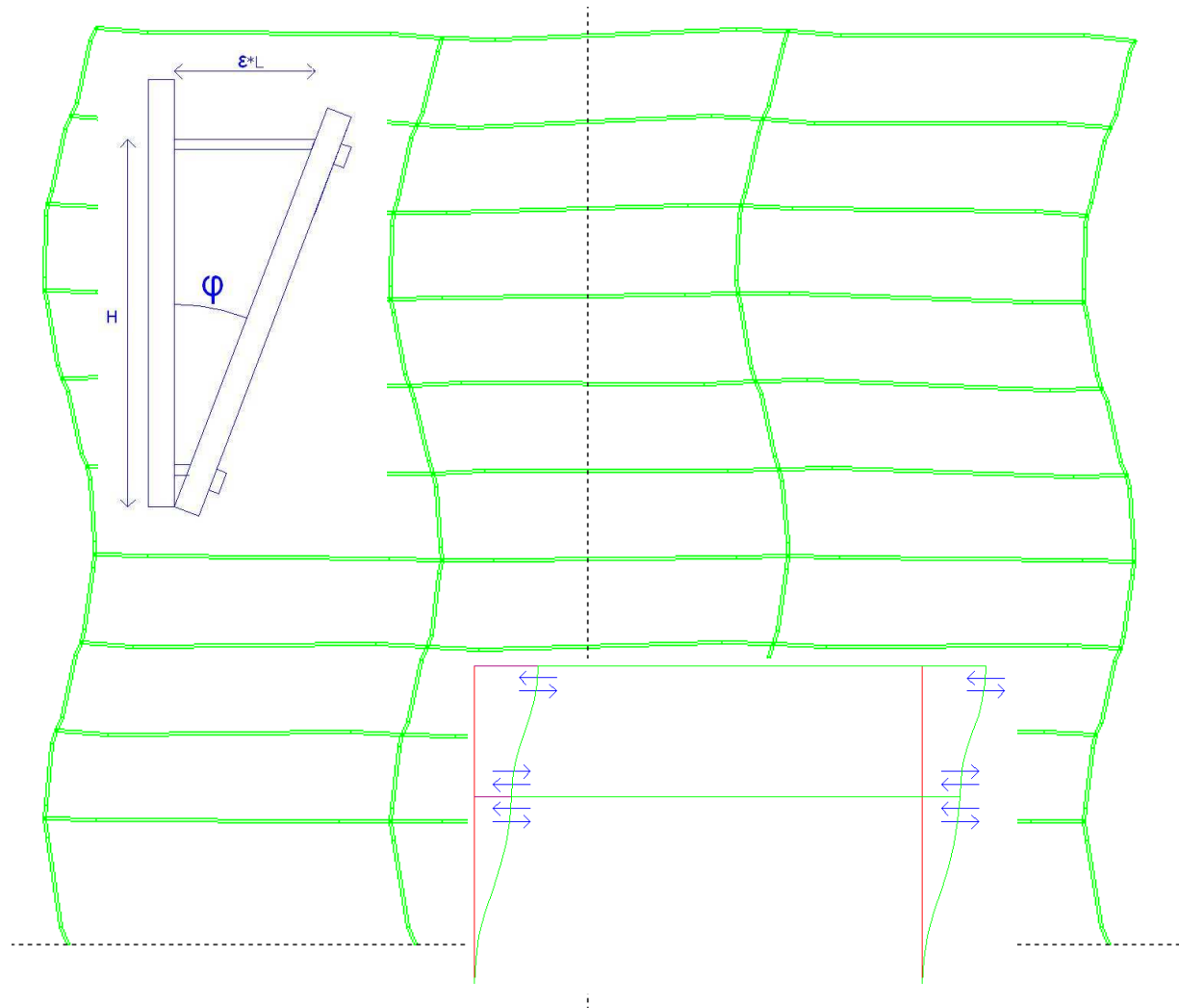


Ontwerpen van hoogbouw belast door aardbevingen:

Bachelor of Science eindwerk



Naam:
Studienummer:

Paul van den Noort
1258907

Opleiding:
Sectie:

Civiele Techniek
Constructiemechanica

1^e begeleider:
2^e begeleider:

Dr. Ir. P.C.J. Hoogenboom
Ir. J.W. Welleman

Datum:

28-05-2008

I. Voorwoord

Voor u ligt het eindverslag van het bachelor eindwerk voor de sectie Constructiemechanica, op de faculteit Civiele Techniek van de Technische Universiteit Delft. Dit verslag beslaat uit een zeven weken durend onderzoek naar
Tijdens deze zeven weken ben ik begeleid door Dr. Ir. P.C.J. Hoogenboom en Ir. J.W. Welleman, deze wil ik hier graag voor bedanken.

Delft mei 2008

Paul van den Noort

II. Samenvatting

Een aardbeving resulteert in grote krachten op een constructie. Daarom is dit in veel landen dé maatgevende belasting. Nederland heeft hier gelukkig niet veel mee te maken, maar ook hier kunnen ze voorkomen (bijvoorbeeld vanwege de gaswinning). Met de komst van de nieuwe Eurocode, zal er ook in Nederland rekening gehouden moeten worden met de andere eisen die een aardbeving aan een constructie stelt. In Nederland is hier echter nog maar weinig ervaring mee. Het doel van dit verslag is dan ook om hier meer inzicht in te krijgen. Dit zal gedaan worden aan de hand van een voorbeeld constructie. Dit zal een constructie zijn die veel voorkomt in Nederland, maar ook niet te klein is, om de bewegingen goed uit te laten komen. Deze wordt in het eerst hoofdstuk gepresenteerd.

Uit een van de voorgaande verslagen bleek dat de eigenperiode veel invloed heeft op de mate van schade aan het gebouw. Daarom zal met behulp van een aantal modellen en voorspelling gemaakt worden van de eigenperiodes van het gebouw. Dit zal in het derde hoofdstuk gedaan worden.

In het vierde hoofdstuk, zal het gebouw ingevoerd worden in het dynamische programma, en zal er gekeken worden naar de hierbij gebruikte aannamen.

De uitkomsten uit het dynamische programma zullen in het vijfde en zesde hoofdstuk geanalyseerd worden, en worden vergeleken met de voorspellingen uit het tweede hoofdstuk. Hier blijkt uit dat de voorspellingen niet geheel in de buurt komen van de resultaten uit het dynamische programma. Het enige wat overeenkomt is de orde van grootte.

In het tweede hoofdstuk wordt er naar een oplossing gezocht naar de vraag, waarom het gebouw daar faalde, waar het faalde. Dit wordt gedaan met behulp van de unity checks, en hieruit blijkt, dat deze niet heel ruim waren en dit dus het probleem zou kunnen zijn. Ook word er in het zevende hoofdstuk nog even gekeken naar de hoofdfrequentie van de aardbeving met de grootste schade. Hier volgt meer schade uit als de eigentrilling in de buurt te ligt van de eigentrilling van het gebouw.

Als laatste word er in het achtste hoofdstuk gekeken naar de verbindingen. Het is bekend, dat deze een bepaalde plasticiteit moeten bezitten, uitgedrukt in de ductiliteit, om de kracht van de aardbeving op te nemen. Hier word van een veelgebruikte verbinding de ductiliteit bepaald, onder de voorwaarden van een aantal aannamen. En blijkt dat dit onder die gekozen aannamen niet maatgevend is.

III. Inhoudsopgave

I.	Voorwoord	2
II.	Samenvatting	3
III.	Inhoudsopgave.....	4
IV.	Inleiding	6
1	Constructie.....	7
1.1	Opzet gebouw	7
1.2	Eerste dimensionering	8
1.3	Lasten.....	8
1.4	Matrixframe	8
2	Unity-check	9
2.1	Unity-check kolom.....	9
2.2	Unity-check ligger	9
3	Dynamica.....	11
3.1	Modellering.....	11
3.2	Resultaten	13
3.2.1	Model 1	13
3.2.2	Model 2	13
4	Ruaumoko.....	15
4.1	Aannamen.....	15
4.1.1	Algemene gegevens.....	15
4.1.2	Gegevens van de constructie, knopen	15
4.1.3	Gegevens van de constructie, elementen	16
4.1.4	Eigenschappen van de elementen	16
4.1.5	Belastingen, eigengewicht	18
4.1.6	Belastingen, uitwendige belastingen.....	18
4.1.7	Aardbeving	18
4.2	Invoerfile.....	18
4.3	Gebruikte aardbevingen.....	18
5	Trillingstijden.....	20
6	Ductiliteiten	23
7	Aardbevingsfrequenties	25
8	Verbinding	26
8.1	De verbinding:.....	26
8.2	De opzet	26
8.3	Ductiliteit.....	26
8.4	Excel bestand	28
V.	Conclusie	29
VI.	Literatuurlijst.....	30

VII. Bijlagen	31
Bijlage 1: Resultaten uit matrixframe	32
Bijlage 2: Uitgewerkte modellen	35
Model 1	35
Model 2	37
Bijlage 3: Uitleg Invoerfile	41
Algemene gegevens:	41
Gegevens van de constructie, knopen:	42
Gegevens van de constructie, elementen:	43
Eigenschappen van de elementen:	43
Belastingen, eigengewicht:	44
Belastingen, uitwendige belastingen:	45
Aardbeving:	45
Bijlage 4: De invoerfile	46
Bijlage 5: Aardbevingen	50
Bijlage 6: Ductiliteiten	55
Bijlage 7: Voorbeeld verbinding	60

IV. Inleiding

Een van de zwaarste belastingen die een constructie kan ondergaan is een aardbeving. In veel gebieden van de wereld, worden de constructies hier dan ook op gedimensioneerd. Deze krachten die hierbij voorkomen worden vooral opgenomen door de vervorming van de constructie. De constructie moet hier dan wel op berekend zijn.

Het doel van dit verslag is dan ook, om inzicht te krijgen in de problemen die zich voordoen bij een belasting door een aardbeving en waarom deze zich voordoen, zodat er maatregelen genomen kunnen worden. Dit resulteert in een aantal losse delen.

De aanpak zal zich richten op het wanneer gebeurt er waar, wat, waarom en hoe gebeurt dit?

Het wanneer resulteert in het bestuderen van de eigenfrequentie van het gebouw. Want uit een eerder onderzoek bleek, dat de responsie van een gebouw groter is, als de frequentie van de aardbeving dicht bij de eigenfrequentie van het gebouw ligt.

Het waar en wat, slaat op de benodigde vervormingen. Deze worden uitgedrukt in de benodigde ductiliteit, van de losse constructieonderdelen.

Het waarom, word bestudeerd door te kijken naar de reserve-capaciteit van de zwaarst belaste onderdelen van de constructie. Maar ook door te kijken naar de overeenkomsten tussen de eigenfrequenties en de frequenties van de aardbeving.

Als laatste word het hoe bekeken bij de verbindingen. Hier wordt de berekend wat voor ductiliteit een verbinding kan leveren, door een voorbeeld verbinding te bekijken.

Deze losse delen zullen ook terug te vinden zijn in de opbouw van het verslag. Zo zal er eerst naar de dynamica van het gebouw worden gekeken in hoofdstuk 3. Hierna zal dit met behulp van het dynamische programma Ruaumoko, wat behandeld wordt in hoofdstuk 4, gecontroleerd worden in hoofdstuk 5. Hierna zullen de resulterende vervormingen in hoofdstuk 6 aan de orde komen. In hoofdstuk 2 en 7 zal er een verklaring gezocht worden voor de gevonden ductiliteiten, door de capaciteiten van de kolom en de ligger te berekenen. Ook zal er nog gekeken worden naar de frequenties van de aardbevingen, om de verschillen in de ductiliteiten te vinden tussen de verschillende aardbevingen. Als laatste zal in hoofdstuk 8 de ductiliteit van een verbinding onderzocht worden.

1 Constructie

In dit hoofdstuk wordt eerst het gebouw geïntroduceerd, met alle bijbehorende maten. Hierna worden de lasten berekend en aan de hand hiervan moet de constructie gedimensioneerd worden. Hiervoor zal gebruik gemaakt worden van vuistregels. Dit geheel wordt ingevoerd in Matrixframe⁶, om de momenten, normaalkrachten en dwarskrachten uit te rekenen. Deze zullen later in het verslag gebruikt worden bij de invoer van het gebouw in Ruaumoko¹.

1.1 Opzet gebouw

Het gebouw zal er als volgt uit zien: Het heeft 10 verdiepingen, en bestaat uit 3 beuken. In de diepte is het een oneindig herhalend gebouw, van dezelfde doorsneden. De maten zijn hieronder gegeven:

Aantal verdiepingen: 10

Aantal beuken: 3

Hoogte van de eerst verdieping: 5 m

Hoogte van de 2^e tot de 10^e verdieping: 3.5 m

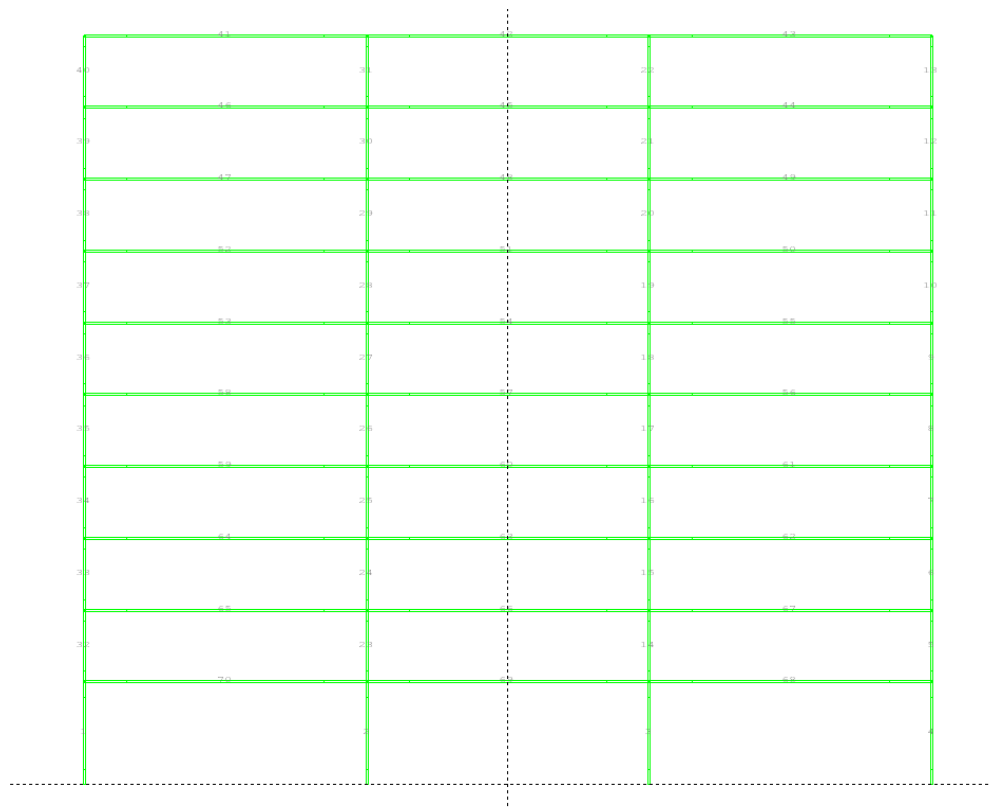
Totale hoogte van het gebouw: 36.5 m

H.o.h. afstand van de kolommen: 12 m

Totale breedte van het gebouw: 27 m

H.o.h. afstand raamwerken: 9 m

Hieronder (Figuur 1) volgt hier een afbeelding van:



Figuur 1: De constructie

1.2 Eerste dimensionering

Voor een eerste dimensionering, word er gewerkt met vuistregels. Later word er dan gecontroleerd of de aangenomen dimensies goed gekozen zijn, maar zo kan men bij het eigengewicht toch een belasting meenemen.

Voor de liggers geldt:

$$\frac{l}{d} = 23$$

Dit geeft met een ligger van 12 meter een hoogte van $12000/23=0.522$ m

Met behulp van de infomap², volgt hieruit een HE550A.

Bij een gebouw ontworpen tegen aardbevingen, moeten de kolommen steviger zijn dan de liggers, aangezien het een groter probleem is als de kolommen falen (het gehele gebouw stort in), dan als er een ligger faalt (een verdieping verdraait te veel). Hierdoor nemen we aan dat de momentcapaciteit van de kolom 1.5 keer zoveel moet zijn als de momentcapaciteit van de ligger. Dit geeft een HE700A als kolom. De bijbehorende eenheden staan in de onderstaande tabel (Tabel 1).

wat	HE550A	HE700A
G	166.2 kg/m	204.5 kg/m
h	540.0 mm	690.0 mm
b	300.0 mm	300.0 mm
tw	12.5 mm	14.5 mm
tf	24.0 mm	27.0 mm
A _{tot}	212 mm ²	260 mm ²
I _y	111900 mm ⁴	215300 mm ⁴
I _z	10820 mm ⁴	12180 mm ⁴
W _{y,el}	4146 mm ³	6241 mm ³
W _{z,el}	721 mm ³	812 mm ³
i _y	230.0 mm	288.0 mm
i _z	71.5 mm	68.4 mm

Tabel 1: Grootheden van de profielen

1.3 Lasten

Op het gebouw werken een aantal belastingen, deze worden met hun waarden hieronder genoemd:

Variabele belasting:

De variabele belasting volgt uit de infomap: 3.5 kN/m²

Voor de ligger zal dit dan neerkomen op een belasting van $3.5 \cdot 9 = 31.5$ kN/m

Windbelasting:

Ook de windbelasting volgt uit de infomap: $(0.8+0.4+0.3) \cdot 1.11 = 1.665$ kN/m²

Voor de kolommen zal dit dan op neerkomen op: $1.665 \cdot 9 = 14.985 \approx 15$ kN/m

Eigen gewicht:

Het eigen gewicht moet berekend worden met behulp van de bovenstaande tabel (Tabel 1):

Dit is voor de ligger: $166.2 \text{ kg/m} = 1662 \text{ N/m} = 1.662 \text{ kN/m}$.

En voor de kolom: $204.5 \text{ kg/m} = 2.045 \text{ kN/m}$.

1.4 Matrixframe

Alle bovenstaande gegevens zijn ingevoerd in matrixframe⁶, om hieruit de benodigde knooppkrachten te halen. De resultaten hiervan zijn terug te vinden in "Bijlage 1: Resultaten uit matrixframe".

2 Unity-check

Er wordt nu naar de unity check gekeken van de kolommen en de liggers, om te kijken hoeveel reserve hier was, voordat de aardbeving het gebouw raakte. Dit zou een uitleg kunnen zijn, waarom het gebouw juist op deze locaties faalde. Hier is gebruik gemaakt van Bouwen³ met Staal en staalconstructies 2⁴.

De gekozen waarden van het moment, de normaalkracht en de weerstandsmomenten, volgen uit het hoofdstuk Constructie en dus uit matrixframe⁶ en de infomap². Deze worden in de onderstaande tabel nog even herhaald:

	Kolom	Ligger
Normaalkracht	5931.98 kN	298.07 kN
Moment	656.45 kNm	593.35 kNm
Traagheidsmoment	215300 mm ⁴	111900 mm ⁴
Weerstandsmoment	6241 mm ³	4146 mm ³

Tabel 2: Waarden voor de unity checks.

2.1 Unity-check kolom

Moment:

$$\frac{M_{y;s;d}}{M_{y;u;d}} = \frac{M_{y;s;d}}{f_{y;d} W_{y;el}} = \frac{656.45 \cdot 10^6}{235 \cdot 4982 \cdot 10^3} = 0.56$$

Deze voldoet dus redelijk ruim

Knik:

$$N_{pl;d} = A \cdot f_{y;d} = 260 \cdot 10^2 \cdot 235 = 6110 \text{ kN}$$

$$F_E = \frac{\pi^2 EI_y}{l_k^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 215300 \cdot 10^4}{(7000 \cdot 2)^2} = 22767 \text{ kN}$$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{N_{pl;d}}{F_E}} = \sqrt{\frac{6110}{22767}} = 0.5388 \Rightarrow \omega_{buc} = 0.86$$

$$\frac{N_{c;s;d}}{\omega_{buc} \cdot N_{pl;d}} = \frac{5931.98}{0.86 \cdot 6110} = 1.13$$

Deze blijkt dus niet te voldoen. Waarschijnlijk is dit dan ook de reden waarom de kolom vloeit, als het gebouw belast wordt met de aardbeving. Een HE700B had wel voldaan, net als een HE900A, als je alleen naar deze unity check kijkt.

2.2 Unity-check ligger

Buiging

$$\frac{M_{y;s;d}}{M_{y;u;d}} = \frac{M_{y;s;d}}{f_{y;d} W_{y;el}} = \frac{593.35 \cdot 10^6}{235 \cdot 4146 \cdot 10^3} = 0.61$$

Deze voldoet dus redelijk ruim.

Afschuiving

$$V_{z;s;d} = 298.07 \text{ kN}$$

$$V_{z;u;d} = 0.58 * (h - 2t_f) * t_w * f_{y;d}$$
$$= 0.58 * (540 - 2 * 24) * 12.5 * 235 = 838.245 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z;s;d}}{V_{z;u;d}} = \frac{298.07}{838.25} = 0.356$$

En ook deze voldoet ruim. De ligger zal waarschijnlijk falen, door een toename van het moment. Het moment moet dan wel toenemen tot meer dan 974 kNm. Dit kan komen, doordat de verbinding volledig stijf is aangenomen. Dan zal de ligger de krachten verder opvangen, zodra de kolom faalt.

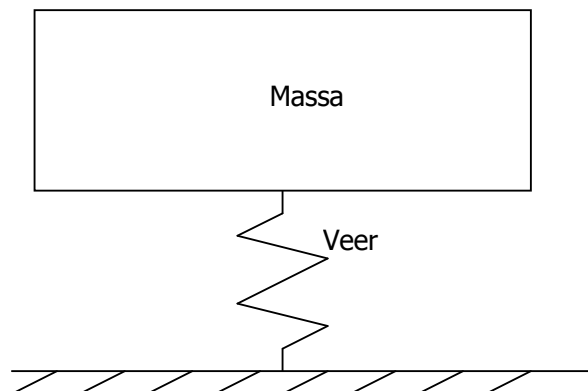
Er word verder gewerkt met de initieel gekozen kolom en ligger, aangezien dit een stap is die pas na de controle van de ductiliteiten gezet is. Een aanbeveling is echter, om deze alsnog op deze locatie te doen, omdat je dan vooraf fouten verbetert.

3 Dynamica

In dit hoofdstuk wordt er gekeken naar de dynamica van het te ontwerpen gebouw, eerst worden er een aantal modellen besproken. Hier worden de voordelen, nadelen en aannamen bij gegeven. In de paragraaf "resultaten" worden de eerste modellen uitgewerkt en worden de resultaten hiervan besproken. In dit hoofdstuk is gebruik gemaakt van informatie uit het dictaat⁵ "Dynamica van Systemen".

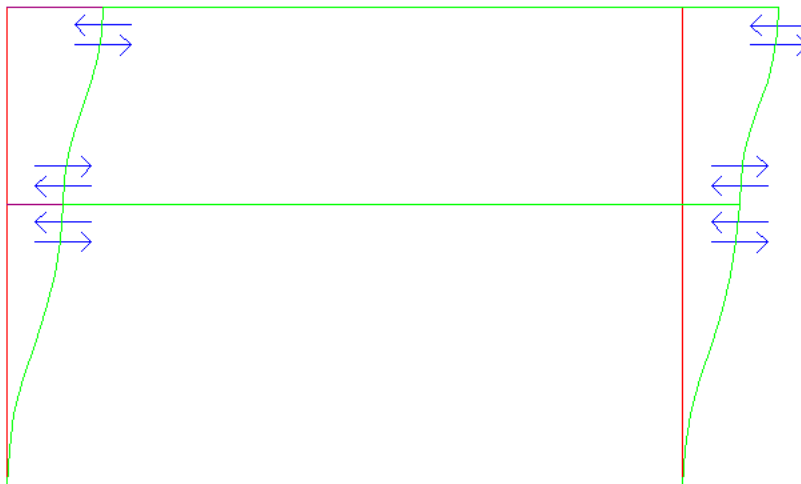
3.1 Modellering

Om het gebouw te modelleren, wordt er gebruik gemaakt van massa veer systemen. Het gemakkelijkste voorbeeld hiervan is een één massa veer systeem. De massa van het gebouw, word dan genomen als de massa op de veer. De veer, volgt uit de stijfheid van de kolommen en de liggers.



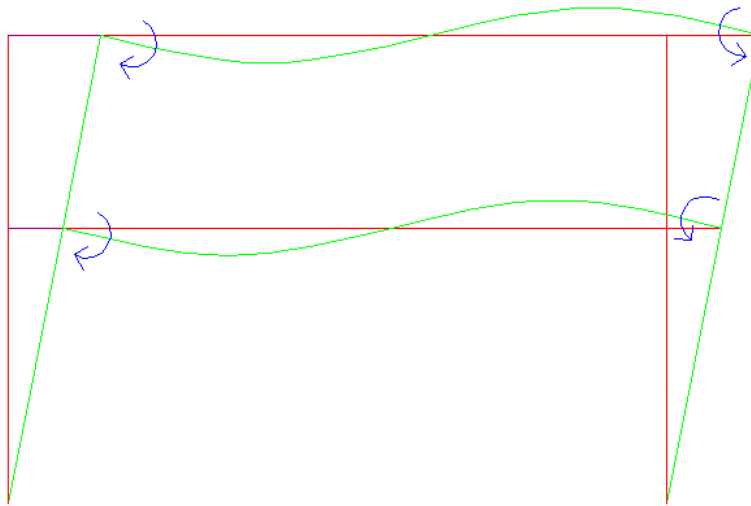
Figuur 2: Een massa veer systeem.

Een andere manier is om het gebouw te modelleren, met de massa in de liggers, en de kolommen als veren zoals in Figuur 3 te zien is.



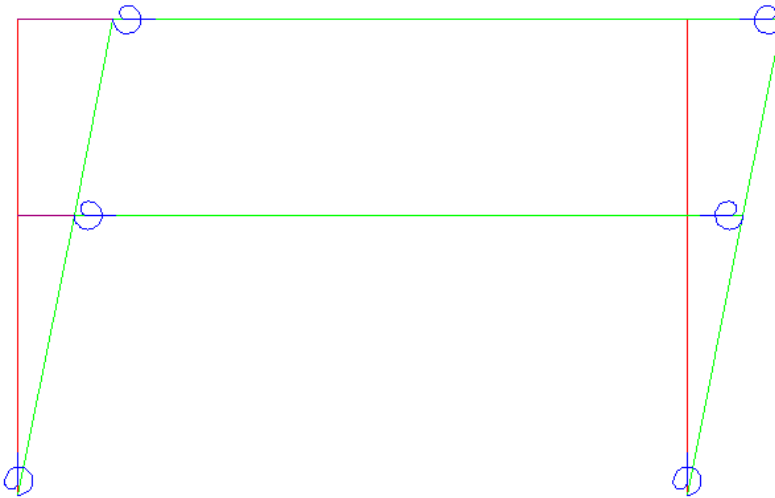
Figuur 3: Raamwerk veer systeem met verende kolommen.

Echter, bij het dimensioneren, is er gezegd, dat de kolommen nooit mogen falen, en dus twee keer zo stevig moeten zijn als de liggers. Het is dus logischer om de kolommen stijf te houden, en de liggers te laten verbuigen. Dit is afgebeeld in Figuur 4.



Figuur 4: Raamwerk veer systeem met verende liggers.

Maar nog steeds is dit niet een perfect model, eigenlijk zijn het vooral de scharnieren die vervormen. Dit is in Figuur 5 te zien.



Figuur 5: Raamwerk veer systeem met verende scharnieren.

Uiteindelijk werkt het programma Ruaumoko, met een combinatie van bovenstaande modellen. Er is eerst geprobeerd om met behulp van het eerste model de trillingstijd en de eigenperiode uit te rekenen. Hierna is er gekeken of er met behulp van model 2 preciezere uitkomsten te vinden zijn.

3.2 Resultaten

De resultaten zullen ook per model bekeken worden. Het eerste model is model 1, dit is het simpelste model: een één massa veer systeem. Hierna volgt model 2, wat een model is met tien massa's en tien veren.

3.2.1 Model 1

Eerst word er gekeken naar het meest simpele model, model 1. Hiervan zullen eerst de parameters gezocht of berekend worden. Om te beginnen met de massa.

Aangezien niet alle massa zal gaan bewegen, omdat een deel ervan vrij laag zit, word de massa aangenomen op 70% van de totale massa van het gebouw. Voor de veerstijfheid, word er gekeken naar vergeet-mij-nietjes. Hiermee kan uit de stijfheid van de kolommen, de veerstijfheid afgeleid worden. Voor de stijfheid van de enkele vervangende kolom wordt er gekozen, om de vier kolommen als een te laten samen werken, en dus de EI van een kolom keer 4 te doen. De lengte van de kolom zal ook gereduceerd worden, aangezien ook een deel van de massa niet zal gaan bewegen, en dus ook een deel van de kolom niet zijn stijfheid uit kan oefenen. Hierdoor word er gekozen voor een reductiefactor van 0.6.

De veerstijfheid volgt uit de onderstaande formules:

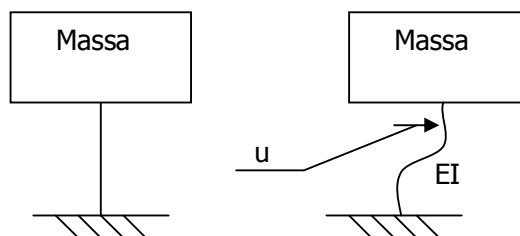
$$F = K \cdot u$$

$$u = \frac{F \cdot l^3}{3 \cdot EI}$$

$$\Rightarrow K = \frac{3 \cdot EI}{l^3}$$

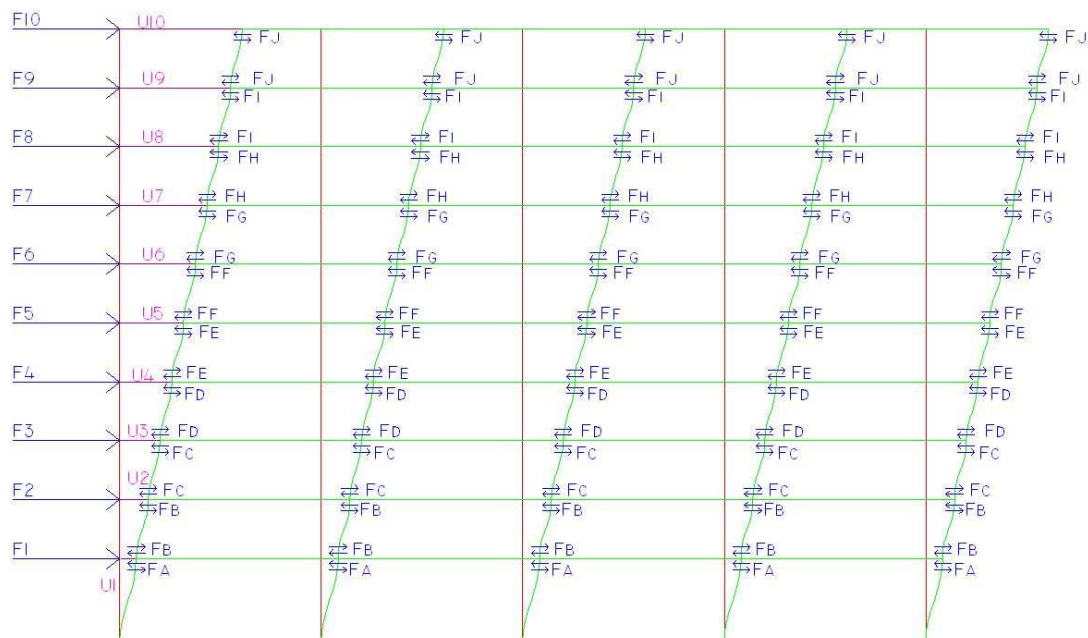
Dit geeft dan voor de eigenhoekfrequentie, een antwoord van ongeveer 3.396 rad/s. Dit rekent weer om tot een eigenfrequentie van 0.54Hz en een eigenperiode van 1.85 s.

Voor een uitgebreidere uitwerking hiervan, zie Bijlage 2: Uitgewerkte modellen - Model 1.



Figuur 6: Massaveersysteem.

3.2.2 Model 2

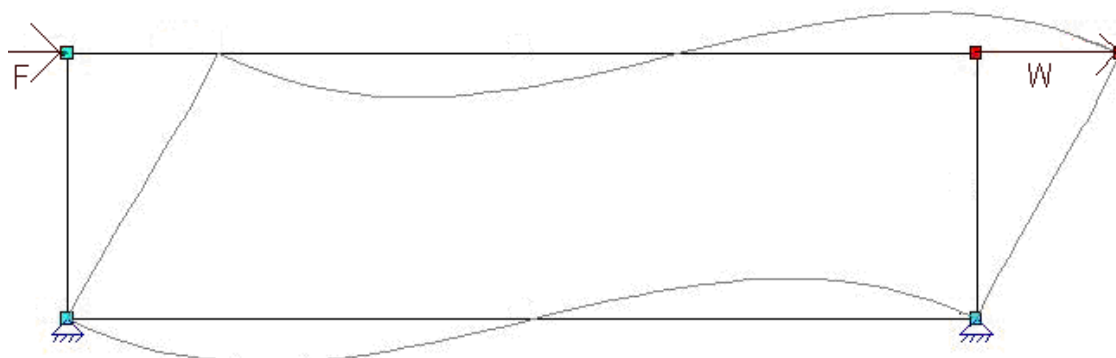


Figuur 7: Verplaatsingen van het gehele gebouw.

Om te proberen, de antwoorden en het model meer aan te sluiten op de werkelijkheid, word hier het tweede model behandeld. Het tweede model, is eerst van toepassing gemaakt op het gekozen gebouw, door de verplaatsingen en krachten te vergroten, tot je uitkomt op een gebouw met 3 beuken en 10 verdiepingen. Dit is in de bovenstaande figuur (Figuur 7) te zien.

Met behulp van de verplaatsingen methode, kan hiermee de eigentrilling berekend worden. Het is wel belangrijk om op te merken, dat de verplaatsingen uit de bovenstaande figuur, alleen gebeuren, als de kolommen veel minder stijf zijn als de liggers. Dit is dus een belangrijke aanname.

De veerstijfheid is op te lossen door aan te nemen, dat het onderstaande gebeurd per verdieping:



Figuur 8: De veerstijfheid van de constructie

Als je hierin dan aanneemt dat de kolommen gewoon hun eigen stijfheid hebben, en de liggers een stijfheid hebben die de helft is, kan de veerstijfheid berekend worden. De liggers hebben meer de helft van de stijfheid, aangezien deze in twee verdiepingen als veer moeten werken.

ω_0 (Rad/s)	F_0 (1/s)	T_0 (s)
1,399679	0,222766	4,48902
2,770848	0,440994	2,267604
4,085633	0,650249	1,537873
5,317236	0,846264	1,181664
6,440598	1,025053	0,975559
7,432839	1,182973	0,845328
8,273778	1,316813	0,759409
8,946284	1,423845	0,702323
9,436668	1,501892	0,665827
9,734952	1,549366	0,645425

Tabel 3: Eigenwaarden

De resultaten van deze aannamen in dit model zijn te zien in Tabel 3. De volledige uitwerking is te vinden in Bijlage 2: Uitgewerkte modellen - Model 2

4 Ruaumoko

4.1 Aannamen

Voor de eerste invoerfile is veel gebruik gemaakt van voorgaande onderzoeken naar het programma. Een heleboel getallen en aannamen zijn hiervan overgenomen^{7 8 9}. In latere modellen is hier verder naar gekeken. Toch zijn hieronder nog een aantal eerste aannamen verder toegelicht. Verder informatie is te vinden in de handleiding van Ruaumoko¹.

4.1.1 Algemene gegevens

Er is gekozen voor een Newmark model, omdat dit model ervoor zorgt dat er in iedere tijdstap een evenwicht is in het model. Hierdoor blijft de analyse stabiel en convergeert naar een uitkomst.

Voor de eerste keer, is er gekozen voor een in-elastische analyse, hierdoor kan de hysteresis regel (komt verderop bij "eigenschappen van elementen") gevarieerd worden, zondar dat het programma verder aangepast moet worden.

Er is gekozen om de stijfheid niet te laten verlagen door vermoeiing, gedurende de aardbeving, aangezien dit een eerste analyse is. En omdat het te ver gaat om dit op dit moment al mee te nemen. Ook is er gekozen voor 5% Rayleigh damping, aangezien dit het meeste toegepast word.

Het aantal verschillende eigentrillingen dat meegenomen moet worden, is afgeleid uit een aantal van de vorige verslagen. Het getal dat daar gebruikt is voor het 30 verdiepingen raamwerk is hier overgenomen.

De damping is zoals al eerder verteld aangenomen op 5%. Dit is de meest gebruikte waarde voor de damping. Deze wordt gedurende de analyse ook niet veranderd.

De tijdstappen zijn zo gekozen, dat de aardbeving goed tot zijn recht komt, en de analyse goed verloopt. Ook hiervoor is lering getrokken uit voorgaande verslagen.

De resultaten van de analyse in het programma Ruaumoko, worde weggeschreven in een uitvoerfile. Deze kan weer ingevoerd worden in het programma DYNAPLOT. Dit is een programma, dat alle resultaten kan plotten. Voor dit bestand moeten ook een aantal gegevens ingevoerd worden. Zoals de schaalfactor van de output, om de hoeveel tijdstappen en nog een aantal gegevens. Ook moet je aangeven wat je voor gegevens wilt. In dit geval kiezen we voor de Verplaatsingen, versnellingen, traagheid en knooppkrachten. De andere getallen zijn afgeleid uit voorgaande verslagen.

Het kan ook dat de constructie bij een bepaalde uitslag instort, of omvalt. Ook dit kan ingevoerd worden. Want op dit moment is het niet nuttig meer om de analyse voort te zetten. Als deze waarde bereikt wordt, wordt de analyse stopgezet.

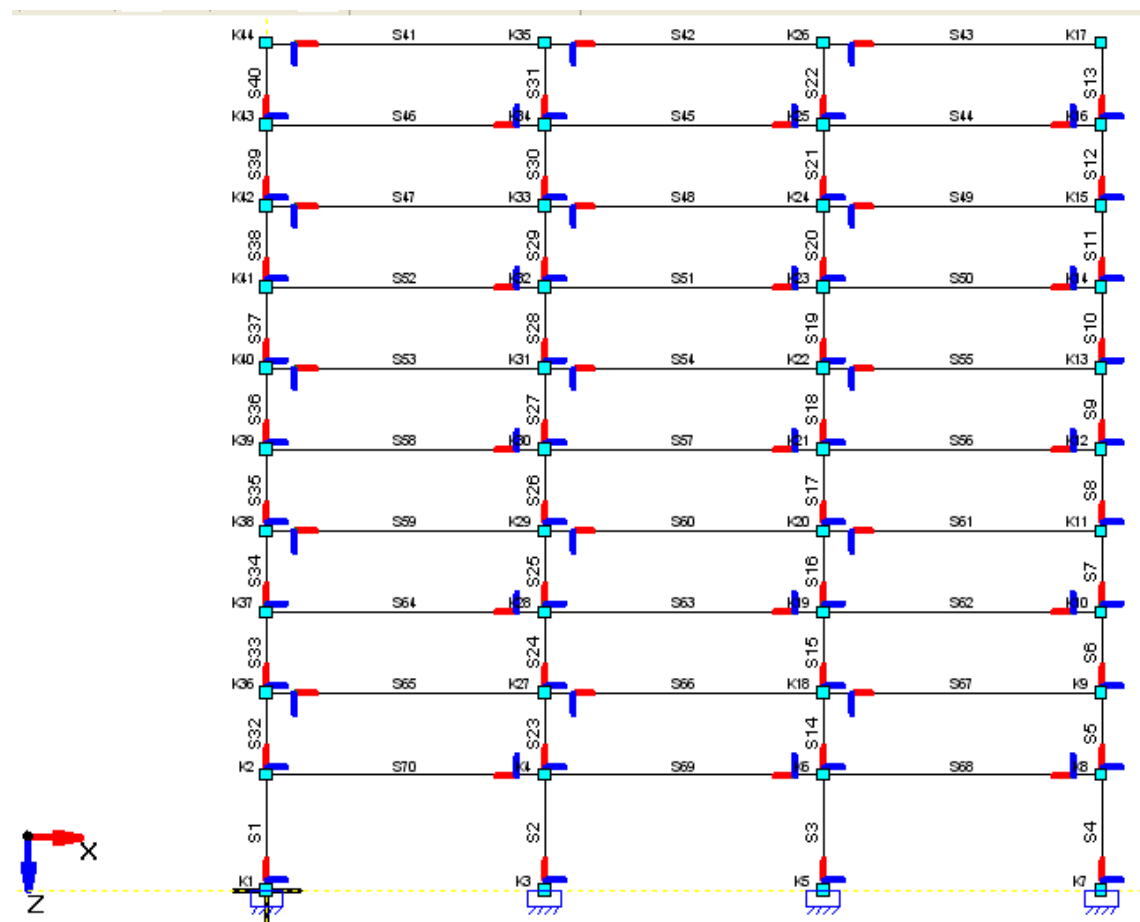
Bij het aantal cycli dat doorlopen moet worden, word 0 ingevoerd, omdat het maar om een resultaat gaat. Het heeft in dit geval geen nut om het gebouw een aantal keer dezelfde aardbeving te laten ondergaan, aangezien we eerder hebben gezegd, dat de stijfheid niet achteruitgaat als de tijd verder loopt.

4.1.2 Gegevens van de constructie, knopen

De verplaatsingen die gekozen worden zijn altijd nul, alleen als er een oplegging is, veranderen de getallen naar 1-en. Zo zal een scharnier 1,1,0 hebben, aangezien de x en y richting vast zitten, en de rotatie niet. Een momentvaste verbinding zal dus 1,1,1 hebben. De koppeling van de knopen hoeft maar een kant op. Als knoop A aan B zit, betekend dit vanzelf dat ook B aan A vast zit. Daarom kan je ook maar een knoop opgeven waar de andere aan vast zit.

4.1.3 Gegevens van de constructie, elementen

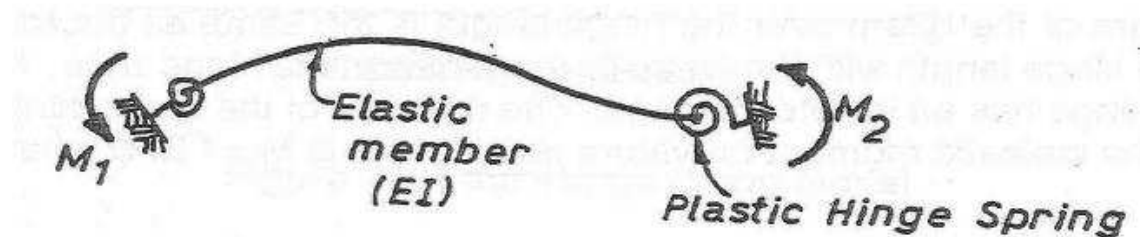
Deze zullen redelijk voor zich spreken. Er is voor de getallen gewerkt met behulp van de onderstaande figuur (Figuur 9):



Figuur 9: De nummers van de knopen en elementen.

4.1.4 Eigenschappen van de elementen

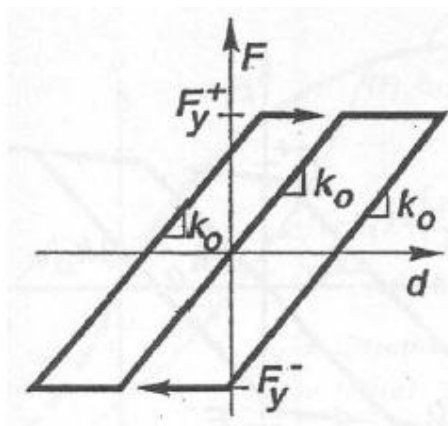
Voor de soort ligger is gekozen voor een component Giberson beam, zoals beschreven in de onderstaande figuur (Figuur 10):



Figuur 10: Giberson One Component Beam model

Hiervoor is gekozen, omdat nu alle hysteresis modellen gebruikt kunnen worden en dit model het gebruik van plastische scharnieren mogelijk maakt.

Voor de Hysteresis regel is er gekozen voor de elasto plastische regel, zoals in Figuur 11 te zien is. In de figuur representeert de lijn, de moment rotatielatie, bij een cyclische belasting. Eerst zal het staal, bij een toenemende kracht elastisch vervormen. Daarna zal het plastisch vervormen als de plastische fase bereikt is. Wanneer de kracht afneemt, neemt de vervorming ook weer af volgens het elastische pad. In dit onderzoek zal geen rekening worden gehouden met versteviging of sterkte achteruitgang.



Figuur 11: Elasto plastische hysteresis regel.

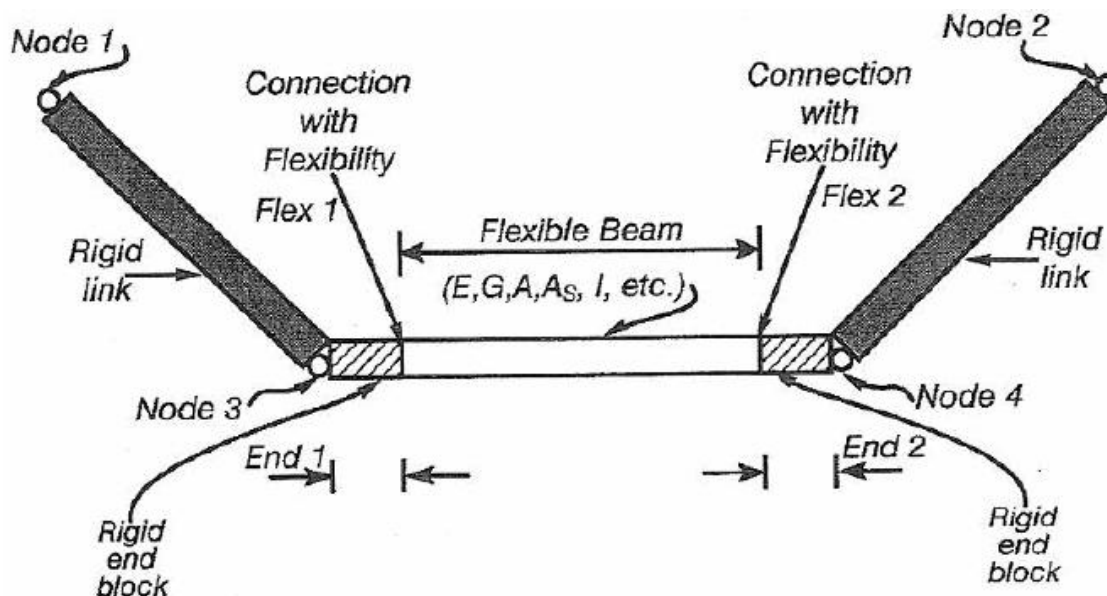
Om de schade aan de constructie te berekenen, wordt er gebruik gemaakt van schade indexen. Zo kan er toch nog een uitspraak gedaan worden over de schade van het gebouw.

Een andere manier om de schade te bekijken, is om naar de ductiliteit te kijken. Hierbij wordt er namelijk gekeken naar de vervorming. De index is dan:

$$DI = \frac{\mu_m}{\mu_u}$$

Hierbij staat de μ_m voor de maximaal benodigde ductiliteit en de μ_u voor de maximaal leverbare ductiliteit. Als dit getal boven de 1 komt faalt de verbinding en als het getal onder de 0.4 blijft, is de schade nog te repareren. Hiertussen zal de constructie wel overeind blijven, maar is de schade dusdanig dat het afgebroken moet worden.

Het programma Ruaumoko werkt met de onderstaande schematisering van een ligger (Figuur 12). Hieraan zitten aan de beide uiteinden vaste niet vervormbare stukken. De lengte hiervan stellen we op 0. De flexibele balk is dus de gehele overspanning.



Figuur 12: Een element volgens Ruaumoko.

De maximale ductiliteit wordt aangenomen op 100, aangezien de verbindingen nog niet berekend zijn. In latere versies zal dit wel veranderen.

4.1.5 Belastingen, eigengewicht

De gekozen krachten en momenten volgen direct uit de resultaten uit matrixframe. Er moet echter wel op de tekens gelet worden. Omdat deze in matrixframe worden aangenomen per element, en niet voor de gehele constructie.

4.1.6 Belastingen, uitwendige belastingen

De gekozen krachten en momenten volgen direct uit de resultaten van matrixframe. Er moet echter hier ook op de tekens gelet worden. Omdat deze in matrixframe worden aangenomen per element, en niet voor de gehele constructie.

4.1.7 Aardbeving

De keuze is in deze file gevallen op een BERG format, er zijn een vijftal formats. Deze hebben allemaal een andere invoerfile nodig. Bij een BERG format, is er een vloeiende lijn opgenomen, deze moet gedigitaliseerd worden, om in de simulatie te kunnen gebruiken. Daarom zal deze in een bepaalde stap gedigitaliseerd moeten worden. Tijdstappen waarin de aardbeving gedigitaliseerd wordt hangt af van de tijdstappen die je voor de simulatie gekozen hebt.

De Aardbeving heeft ook een schaalfactor, aangezien niet alle aardbevingen met dezelfde eenheden opgenomen zijn. Het zal dus nodig zijn om sommige aardbevingen te schalen om ze beter met elkaar te kunnen vergelijken.

4.2 Invoerfile

Alle bovenstaande aannamen zijn verwerkt in de invoerfile in Ruaumoko. Deze is te vinden in Bijlage 4: De invoerfile. Deze invoerfile wordt ook uitgebreid besproken in Bijlage 3: Uitleg Invoerfile. Hierin wordt stap voor stap, aangegeven hoe zo'n invoerfile in elkaar gezet wordt. Ook worden hier stukken uit de invoerfile gelicht, om als voorbeeld of illustratie te dienen. Met als doel het verduidelijken van de uitleg.

Dit geheel volgt allemaal uit de handleiding die bij het programma Ruaumoko hoort. Hiervoor wordt u verwezen naar de literatuurlijst. Hier staan alle gegevens van dit werk op.

4.3 Gebruikte aardbevingen

Voor de belasting van het gebouw zijn een aantal aardbevingen gebruikt. Dit waren aardbevingen, waarvan de aardbevingsfile bijgeleverd was bij het programma Ruaumoko. Deze aardbevingen waren echter niet allemaal met dezelfde apparatuur opgenomen, hierdoor hebben ze allemaal een andere schaal. Ook zijn ze allemaal op andere locaties en in andere landen opgenomen. Dit zorgt ervoor dat ze allemaal aangepast moeten worden, als ze allemaal met elkaar vergeleken moeten kunnen worden. Dit is allemaal al een keer onderzocht in een van de voorgaande bachelor eindwerken (door Karagiannis⁸). De Schaalfactoren die gebruikt zijn in dit verslag, zijn hier dan ook van overgenomen. Deze zijn weergegeven in Tabel 4 op de volgende bladzijde:

Aardbeving	Schaalfactor
Boekarest	0.2
El Centro	0.2
El Centro	0.2
Hall	330
Kobe	290
Kobe	290
Kobe	290
Pacioma dam	300
Pacioma dam	300
Pacioma dam	300

Tabel 4: schaalfactoren

Er is ook bewust voor de bovenstaande vijf aardbevingen gekozen, omdat deze in de andere verslagen ook de grootste reacties veroorzaakten in het gebouw. De verschillende aardbevingsfiles zijn terug te vinden in Bijlage 5: Aardbevingen. Hier is ook te zien, dat ze door de schaalfactoren allemaal ongeveer dezelfde maximum uitslag hebben.

5 Trillingstijden

Het programma Ruaumoko berekend van het ingevoerde gebouw eerst de eigenperioden, om zo te kunnen bekijken wat de invloed van de aardbeving is op de constructie. In een van de voorgaande hoofdstukken zijn de trillingstijden ook berekend met behulp van een aantal modellen. In dit hoofdstuk zullen deze met elkaar vergeleken worden.

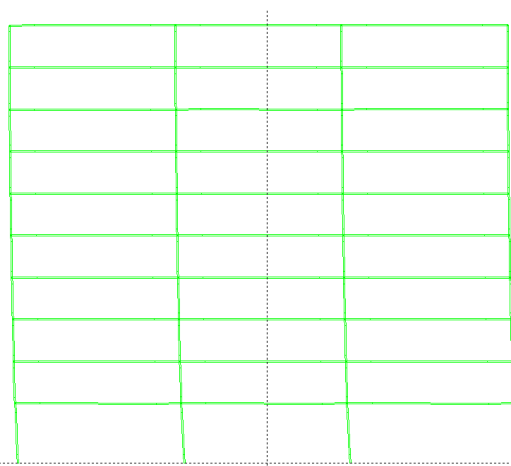
De trillingstijden die Ruaumoko berekenend heeft staan in de onderstaande tabel weergegeven (Tabel 5):

Mode	Periode	Figuur
1	0.580 s	Figuur 13
2	0.174 s	Figuur 14
3	0.091 s	Figuur 15
4	0.068 s	Figuur 16
5	0.063 s	Figuur 18
6	0.058 s	Figuur 17

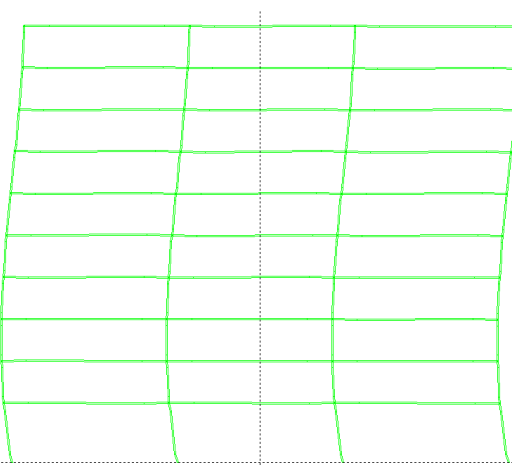
Tabel 5: Periodes uit Ruaumoko

Bij iedere periode hoort ook een andere vervorming van het gebouw. Deze vervormingen zijn in de onderstaande figuren (Figuur 13 tot en met Figuur 18) weergegeven. In de bovenstaande tabel staat, welke periode overeenkomt met welke vervorming (Tabel 5). Dit maakt het wat gemakkelijker om de verschillende trillingstijden te vergelijken.

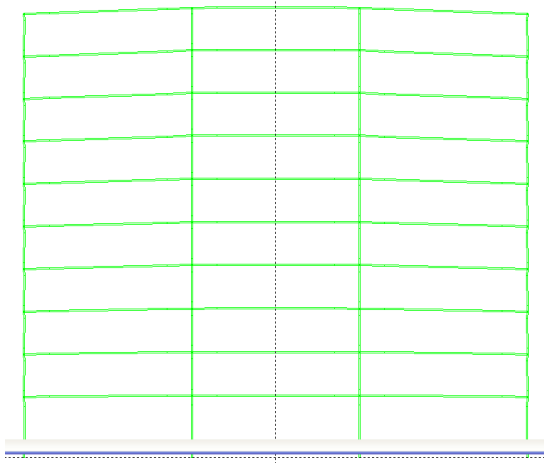
Uit deze afbeeldingen bleek ook dat de 3^e en 5^e trillingstijd niet echt een trillingstijd was, aangezien het gebouw niet van links naar rechts en terug beweegt, maar van boven naar beneden. Dit is een trilling die niet gegenereerd kan worden door het tweede model, en dus ook niet verder meegenomen worden in de vergelijking van de verschillende trillingstijden.



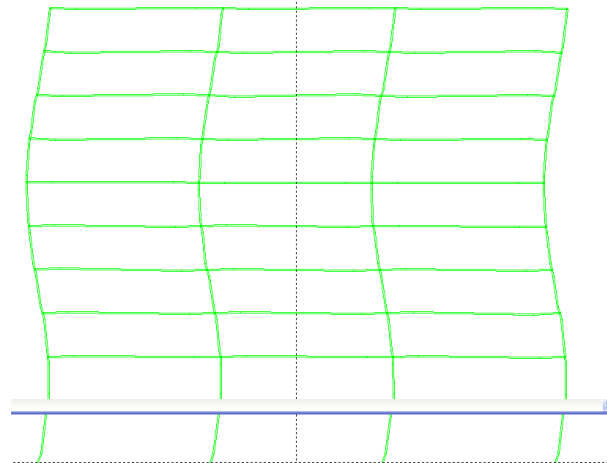
Figuur 13: 0.580 s



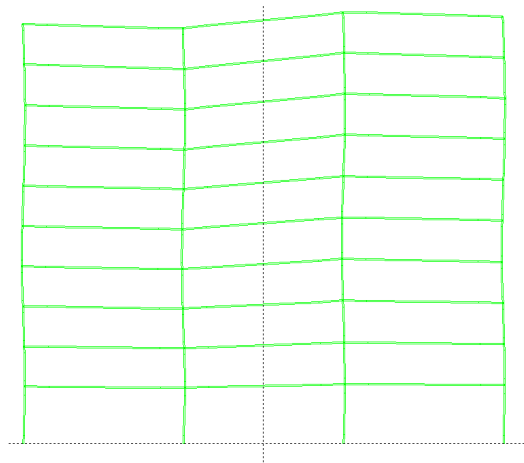
Figuur 14: 0.174 s



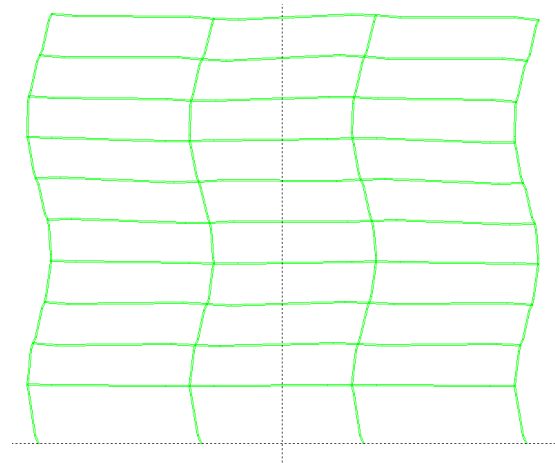
Figuur 15: 0.091 s



Figuur 16: 0.068 s



Figuur 18: 0.063 s



Figuur 17: 0.058 s

De eigenperiode die eerder berekend is, was echter 1.85 s. Dit betekende dus dat dit model niet echt accuraat is. Dit was ook wel te verwachten, aangezien je een gebouw niet zo snel kan modelleren met een massa en een veer. Er moet dus een ander model gebruikt worden. De resultaten van het tweede model kwamen meer in de buurt, hier kwamen de onderstaande getallen uit (Tabel 6)

ω_0	F_0	T_0
1,399679	0,222766	4,48902
2,770848	0,440994	2,267604
4,085633	0,650249	1,537873
5,317236	0,846264	1,181664
6,440598	1,025053	0,975559
7,432839	1,182973	0,845328
8,273778	1,316813	0,759409
8,946284	1,423845	0,702323
9,436668	1,501892	0,665827
9,734952	1,549366	0,645425

Tabel 6: Berekende periodes

De orde grootte van de trillingstijden is bij dit model al wel hetzelfde.
Zoals uit de tabel op te maken is, is het 2^e model geen perfect model, maar het is al een betere dan dat het 1^e was. Misschien dat een van de andere modellen wel beter is, maar daar is weinig over te zeggen, aangezien er geen tijd meer was om deze ook uit te werken.

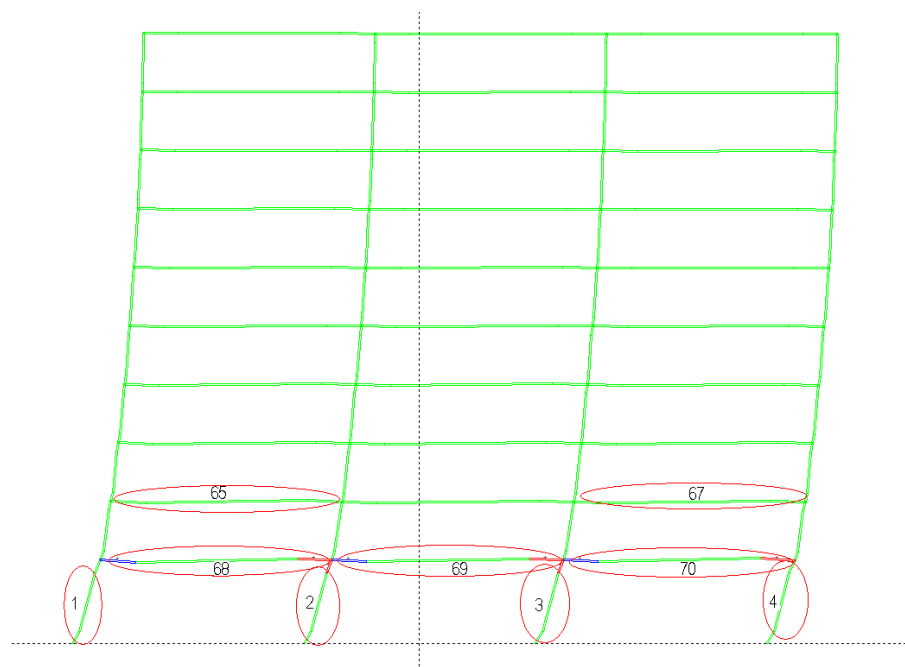
6 Ductiliteiten

In de onderstaande tabel (Tabel 7) zijn de aardbevingen te zien die ductiliteiten ontwikkelden in de constructie. Ook is hier te zien, op hoeveel plekken dit was en wat dan de maximale ductiliteit was en de locatie hiervan.

Aardbeving	Aantal ductiliteiten	Max ductiliteit	locatie
Boekarest	0	--	--
EL CONTRO EWC	16	1.723	2,3,68,69,70
EL CENTRO NSC	24	5.881	1,2,3,4,65,67,68,69,70
Hall	0	--	--
KOBE EW	8	1.272	2,3,68,70
KOBE NS	20	1.976	1,2,3,4,68,69,70
KOBE VERT	0	--	--
PAC 41 NS	8	1.449	2,3,68,70
PAC 41 EW	0	--	--
PAC 41 VERT	0	--	--

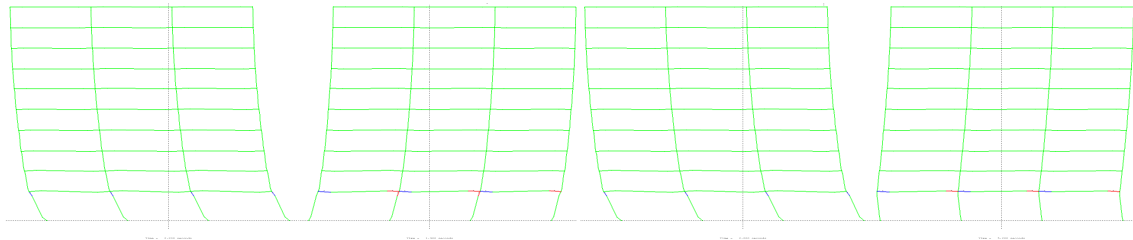
Tabel 7: Ductiliteiten

Deze locaties zijn te zien in de onderstaande figuur (Figuur 19).



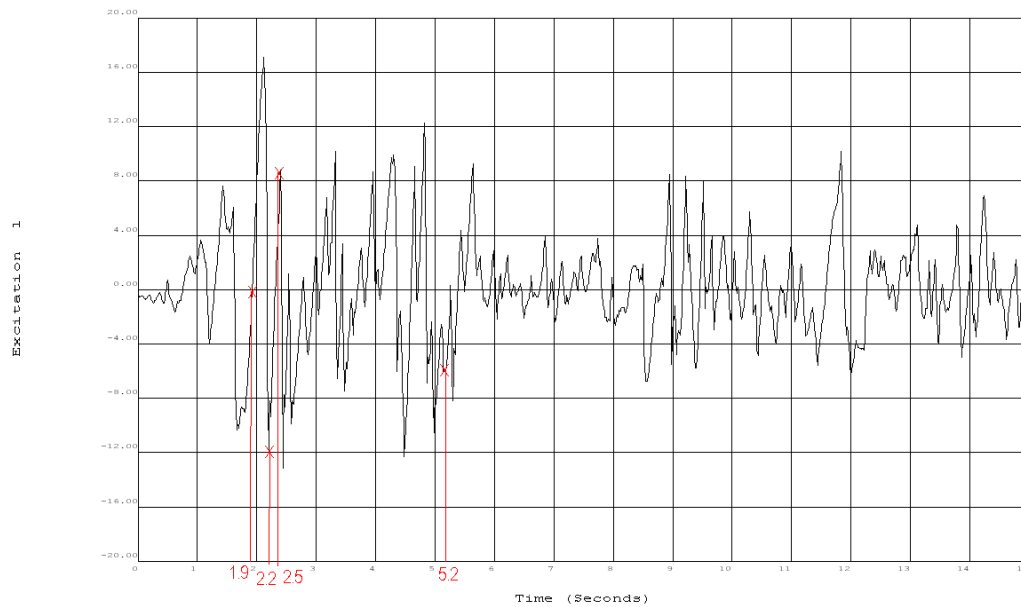
Figuur 19: De falende onderdelen in het gebouw.

Het was wel te verwachten dat de kolommen en liggers onderin het gebouw zouden zijn, omdat dit meer gewicht dragen en dus dichterbij hun maximum capaciteit zijn dan de hogere elementen.



Figuur 20: de verschillende problematische momenten, tijdens de El Centro aardbeving.

In de onderstaande figuur (Figuur 21) is te zien, op welke plaatsen deze problemen zich voordeden:



Figuur 21: De tijden, waarop de maximale ductiliteiten voorkwamen die in figuur 20 te zijn zijn.

7 Aardbevingsfrequenties

Eerder is al verteld, dat constructies meer schade ondervinden, als de eigentrillingen dichterbij de trillingstijden van de aardbeving liggen. Dit zal hier gecontroleerd worden. Uit hoofdstuk 6 Ductiliteiten, volgde dat de ductiliteiten van de verschillende aardbevingen ook verschillende waarden hadden, zie hiervoor de onderstaande tabel (Tabel 8):

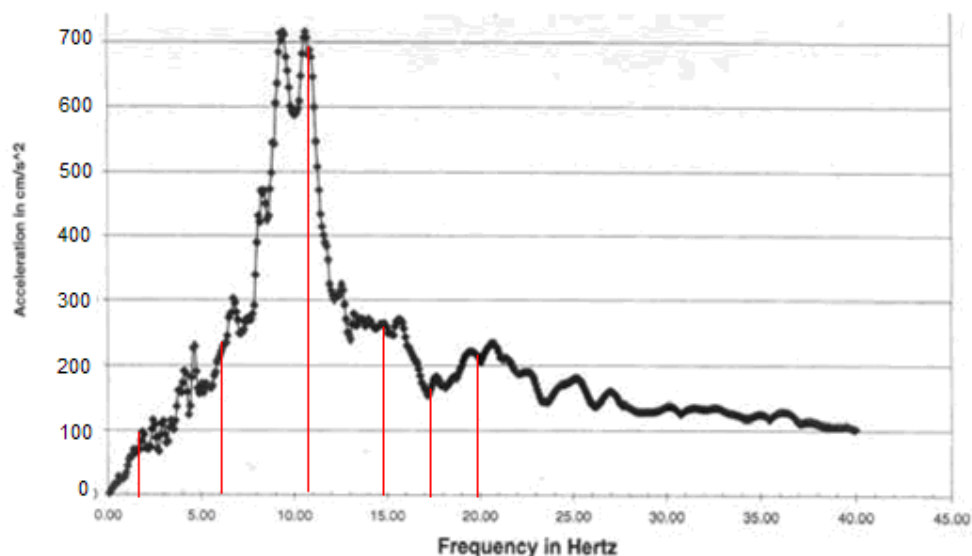
Aardbeving	Aantal ductiliteiten	Max ductiliteit
EL CENTRO NSC	24	5.881
KOBE EW	8	1.272
KOBE NS	20	1.976
PAC 41	8	1.449

Tabel 8: De gevonden ductiliteiten.

Hieronder is de acceleratie grafiek van de El Centro aardbevingen te zien (Figuur 22). Hierin zijn de eerste zes eigenfrequenties (Tabel 9) van het gebouw ook aangegeven.

Periode	Frequentie
0.580 s	1.724 Hz
0.174 s	5.747 Hz
0.091 s	10.980 Hz
0.068 s	14.706 Hz
0.058 s	17.241 Hz
0.053 s	18.868 Hz

Tabel 9: Eigenfrequenties



Figuur 22: De acceleratie en de frequentie van de El Centro aardbeving⁸.

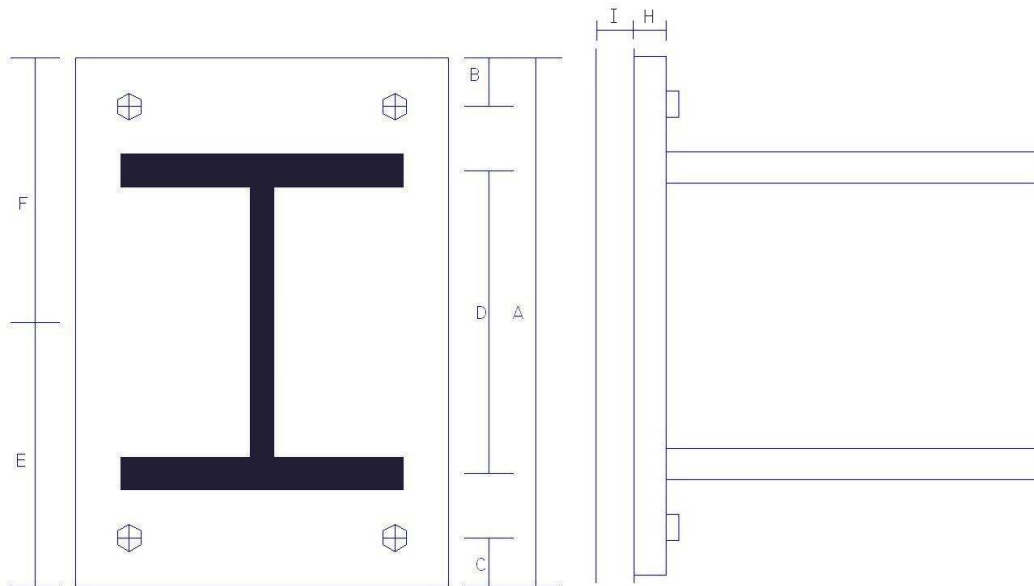
In de bovenstaande figuur is te zien, dat de 3^e eigenfrequentie, redelijk goed overeenkomt met de frequentie die de grootste responsie oproept. Dit kan een van de redenen zijn, waarom de El Centro aardbeving zo een grote ductiliteit oplevert.

8 Verbinding

In het tweede deel van het verslag, zal er gekeken worden naar de verbindingen. Hiervoor zal een voorbeeld verbinding genomen worden. Dit zal een verbinding zijn die voor kan komen in het gebouw wat eerder in dit verslag is beschreven (Constructie).

Waarschijnlijk zal de rek in de bout echter voor het falen van de verbinding niet de maatgevende variabele zijn, maar dit is wel een van de goed contoleerbare. Dit is zo, aangezien je de schetsplaat en de flens van de kolom vrij gemakkelijk kan versteviging, door middel van een extra plaat. Daarom is er toch voor gekozen om de verbinding op deze manier te benaderen.

8.1 De verbinding:



Figuur 23: Doorsnede

Figuur 24: Zijaanzicht

De hierboven weergegeven figuren (Figuur 23 en Figuur 24), laten de behandelde verbinding zien. Dit is een simpele verbinding, die toch veel gebruikt wordt.

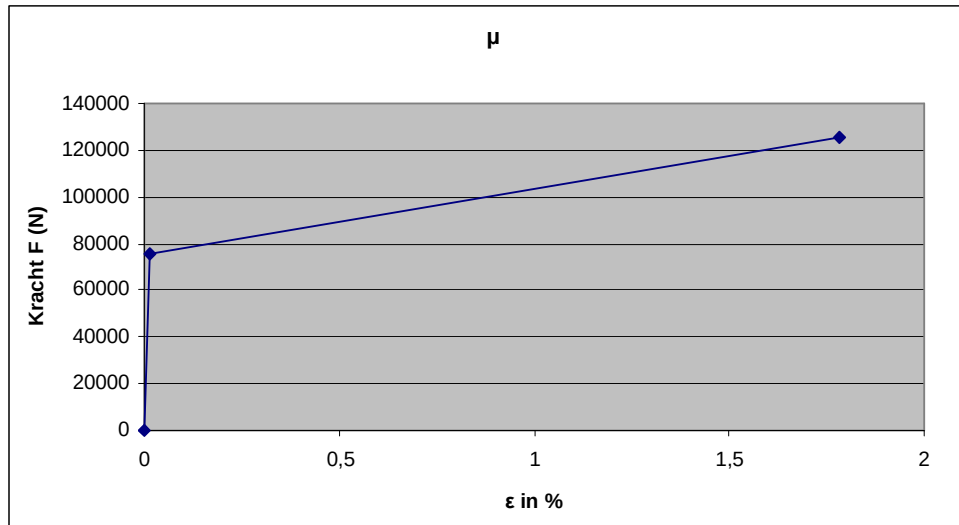
8.2 De opzet

De opzet is, om van deze verbinding de krachten en de ductiliteit te berekenen. Dit zal gedaan worden met behulp van Excel.

Eerst zal de ductiliteit met behulp van formules afgeleid worden in de eerstvolgende paragraaf, hierna zal het Excel bestand toegelicht worden. Als laatste zal het in het voorgaande stuk van het verslag gebruikte gebouw als voorbeeld uitgewerkt worden.

8.3 Ductiliteit

De ductiliteit is de vervormbaarheid van een verbinding. Deze wordt uitgedrukt in de dimensieloze parameter μ . De μ volgt uit de vervormingen ten tijde van het plastisch vervormen en het breken. Dit is in de onderstaande grafiek te zien (Figuur 25). Een van de aannamen voor het uitwerken van de ductiliteit, is dat er van uit is gegaan, dat alléén de bouten vervormen. Dit is te bereiken, door de flens van de kolom en de schetsplaat van de verbinding voldoende dik te maken.



Figuur 25: De μ .

Hieronder volgt de berekening van de μ behorende bij deze verbinding.

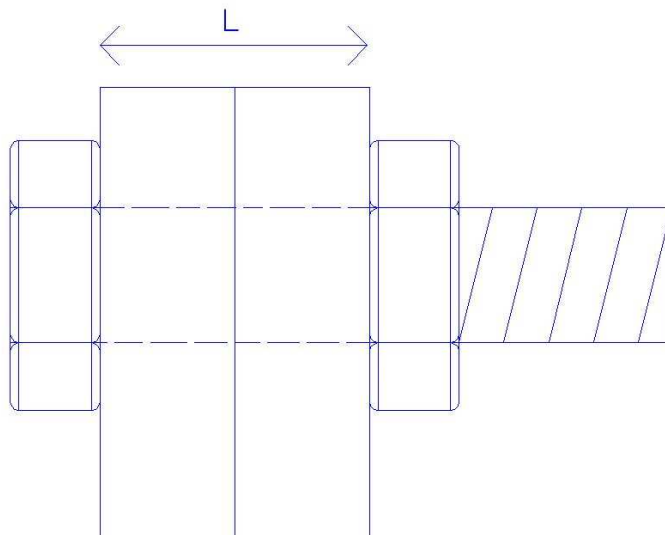
De μ volgt uit de ϕ_e en de ϕ_{Breuk} :

$$\mu = \frac{\phi_{breuk}}{\phi_e}$$

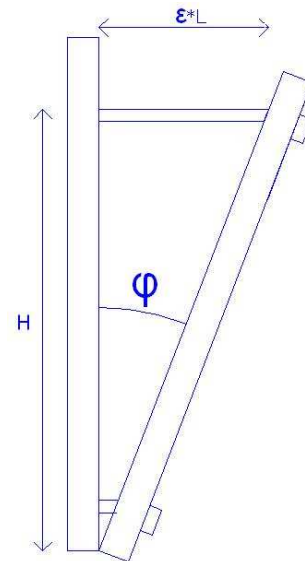
En de ϕ_e en de ϕ_{Breuk} volgen weer uit de ϵ_e en de ϵ_{Breuk} zoals in (Figuur 26 en Figuur 27) te zien is:

$$\phi_{breuk} = \frac{\epsilon_{breuk} * L}{h}$$

$$\phi_e = \frac{\epsilon_e * L}{h}$$



Figuur 26: De bout



Figuur 27: De verplaatsing

Het invullen van de bovenstaande formules geeft:

$$\mu = \frac{\phi_{breuk}}{\phi_e} = \frac{\frac{\epsilon_{breuk} * L}{h}}{\frac{\epsilon_e * L}{h}}$$

Als hierin de h en de L tegen elkaar gaat weggestreept worden en hierna de Epsilon ingevuld wordt, volgt hier de ductiliteit uit:

$$\mu = \frac{\frac{\varepsilon_{breuk} * L}{h}}{\frac{\varepsilon_e * L}{h}} = \frac{\varepsilon_{breuk}}{\varepsilon_e} = \frac{25}{0.2} = 125$$

Deze ductiliteit geldt echter alleen als de kolom en de flens niet vervormen. Waarschijnlijk zal dit ook niet de maatgevende ductiliteit geven, aangezien de kolom en de schetsplaat ook mee zullen vervormen, en de ductiliteit zullen verlagen.

8.4 Excel bestand

In het Excel bestand, zal deze verbinding worden doorgerekend. Dit zal gebeuren door middel van een aantal invoer en uitvoer parameters:

De invoer zal bestaan, uit het formaat en de soort bout, hierna zullen ook de afmetingen van de verbinding en de krachten die hierop staan ingevoerd worden. De spreadsheet zal dan de boutkrachten uitrekenen, en controleren of de bouten deze krachten aankunnen. Ook zal de rotatie van de verbinding en de hiermee samenhangende rek worden berekend.

V. Conclusie

De conclusie zal eerst de losse onderdelen van het verslag behandelen, met hierbij ook aanbevelingen voor verder onderzoek. Hierna zal er gekeken worden naar het gehele onderzoek en ook hier zullen aanbevelingen uit volgen.

De uitkomsten van het eerste dynamische model waren niet echt accuraat. Het tweede model kwam al meer in de buurt, maar was ook nog niet exact. Hier zal nog meer onderzoek naar gedaan moeten worden. Het is een optie om de andere twee gegeven modellen nog verder uit te werken, wat in dit verslag vanwege tijdgebrek niet meer is gedaan. Er moet hierbij wel opgelet worden, dat de methode van het dynamische programma Ruaumoko waarschijnlijk gebruikt maakt van het eindige elementen model. Dit wordt niet meer behandeld in de Bachelor opleiding en kan dus niet gebruikt kan worden, bij een verdere analyse.

Het gebruikte dynamische analyse programma Ruaumoko is wel een handig programma, om (draagconstructies van) gebouwen te analyseren. De invoer zou gemakkelijker kunnen, als dit niet met een invoerfile hoefde, maar daar valt omheen te werken. Het is een handig programma, als middel, om de benodigde vervormingen te berekenen. Maar kan ook als controle middel ingezet worden als de verbindingen gedimensioneerd zijn.

Uit de unity check, bleek dat de capaciteit van de kolom eigenlijk voor de statische belasting al te laag was. De extra belasting die er op kwam door de dynamische belasting van de aardbeving zorgde ervoor dat de kolom faalde. Hier had eerder naar gekeken moeten worden. Het is dus een aanbeveling om dit eerder te controleren.

De frequenties van de aardbevingen hebben wel invloed op de responsie, hoe hoger de versnelling, hoe meer energie het gebouw op moet nemen. Dit resulteert in een hogere benodigde ductiliteit.

De conclusie voor de verbinding is, dat hier nog verder naar gekeken moet worden. Het aangenomen model geeft een dusdanig hoge ductiliteit, dat het vermoeden bestaat, dat dit niet het maatgevende bezwijkmodel is. Wat hier echter wel uit geconcludeerd kan worden is, dat je als je kolom en schetsplaat voldoende dik maakt, de bouten een dusdanig grote ductiliteit kunnen leveren. Dat de verbinding voor hij bezwijkt, veel vervorming kan leveren, zonder te falen.

Er moet dus na aanleiding van dit verslag, nog veel verder uitgezocht worden. Er zijn een aantal starts gemaakt, zoals met de verbinding en de trillingstijden van het gebouw, die verder uitgewerkt en verdept kunnen worden in verdere studies, naar deze losse onderwerpen.

VI. Literatuurlijst

1. Carr, A.J., Computer program library Ruaumoko. University of Canterbury, Department of Civil Engineering, 2000.
2. Infomap constructieleer, ir F.A.M. Soons, B.P.M. van Raaij, prof.ir L.A.G. Wagemans, Sectie Algemene Constructieleer Delft 2003
3. Bouwen met Staal, Overspannend staal: Construeren A, 2001
4. Dictaat CT3121, staalconstructies 2
5. Dictaat CT2022, Dynamica van Systemen
6. MatrixFrame, versie 4.0 Matrix Software

Andere eindwerken, die ik heb gebruikt:

7. Jalal Fitoury, Ontwerpen van betonnen constructies belast door aardbevingen, 06-06-2007
8. D. Karagiannis, Ontwerpen van hoogbouw belast door aardbevingen: Een parameterstudie,
9. H. Hendrikse, Ontwerpen van hoogbouw belast door aardbevingen: Onderzoek naar het ontwerpproces met behulp van een dynamisch rekenprogramma, juni 2007

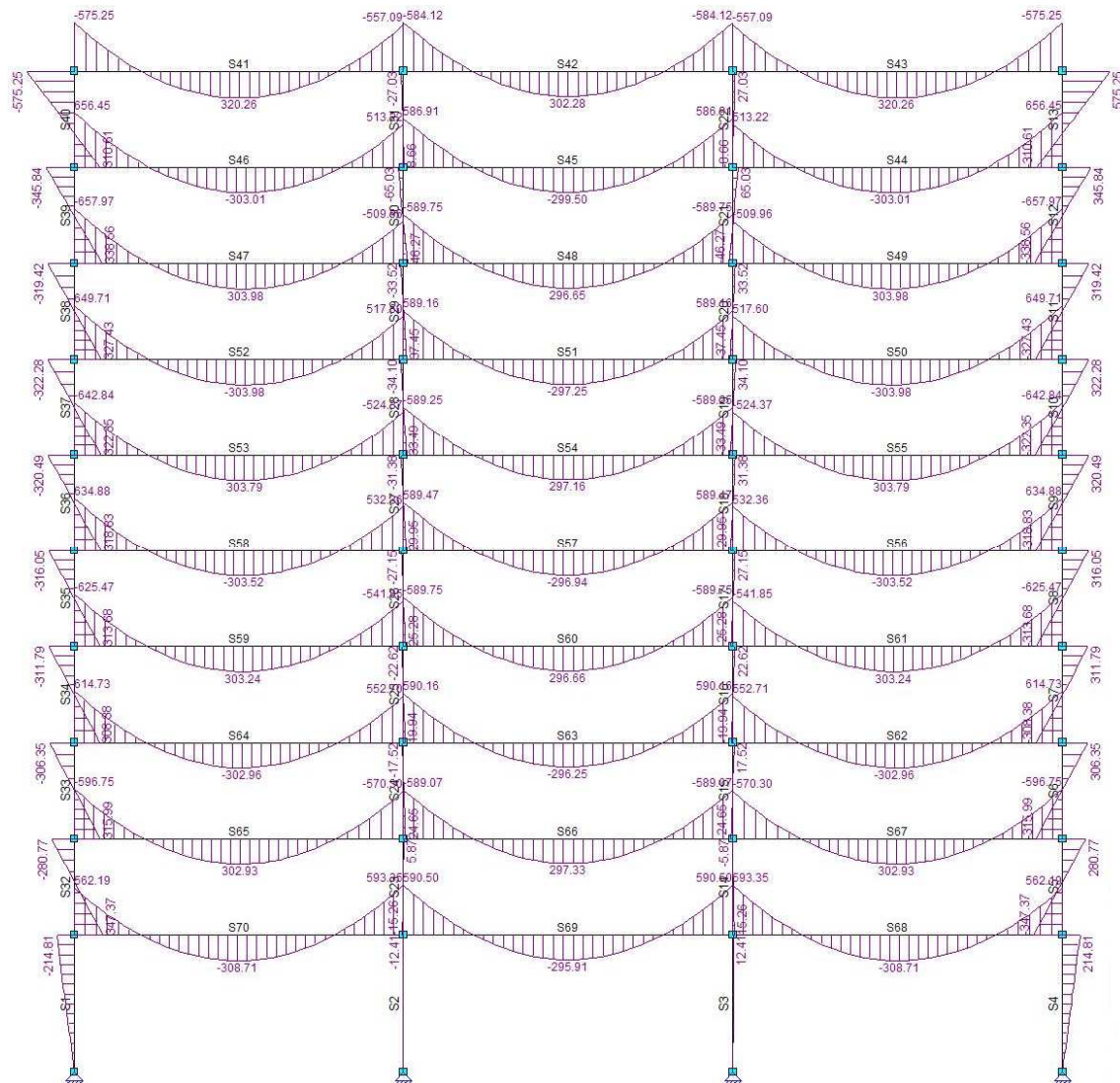
Voor informatie over de losse aardbevingen:

10. <http://www.vibrationdata.com/elcentro.htm>
De geschiedenis van de El Centro aardbeving
11. <http://www.answers.com/topic/1977-bucharest-earthquake>
De geschiedenis van de Boekarest aardbeving
12. <http://www.frame3d.caltech.edu/gmdb.html>
De acceleratiogrammen van Northridge en Kobe

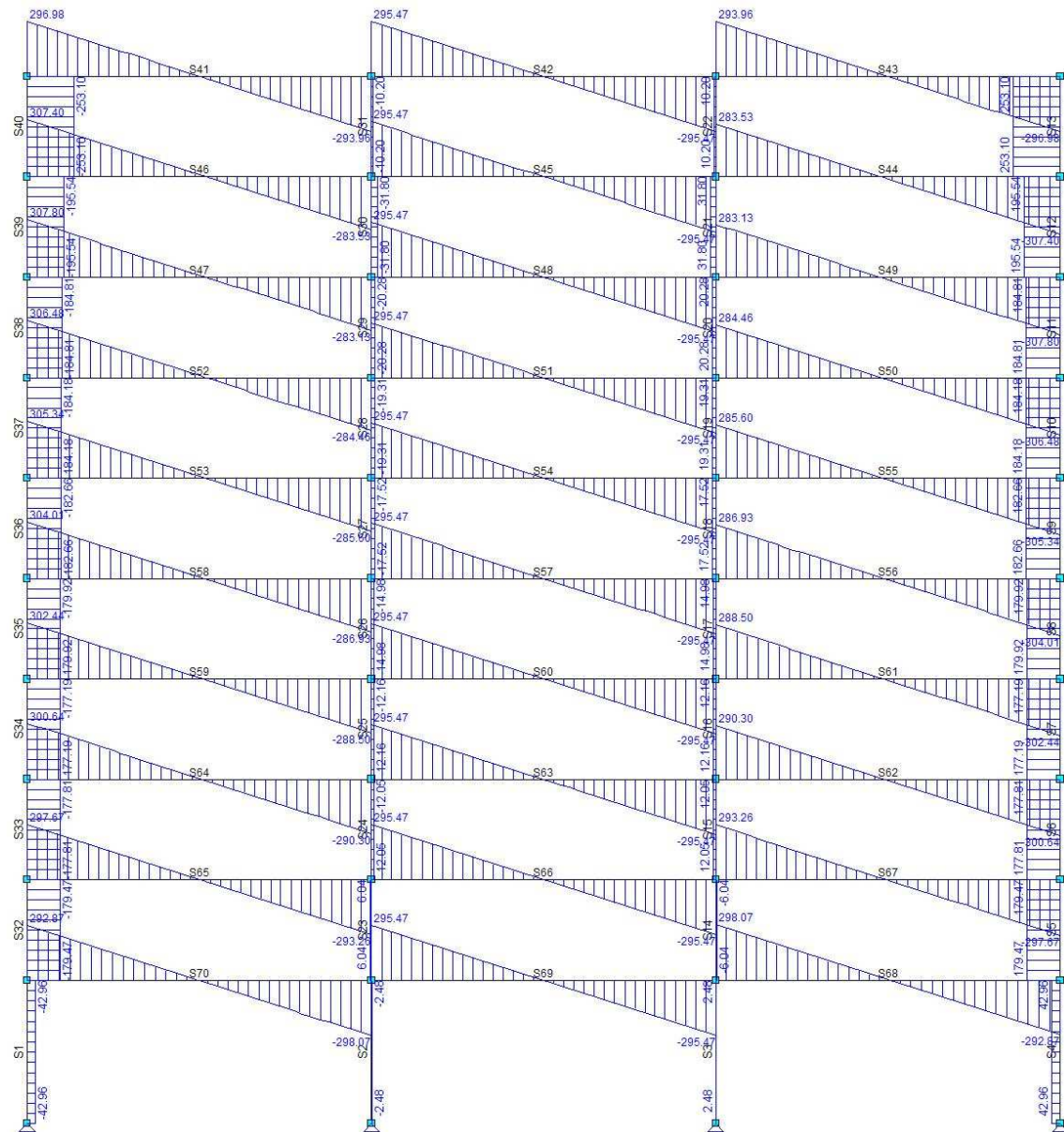
VII. Bijlagen

Bijlage 1: Resultaten uit matrixframe

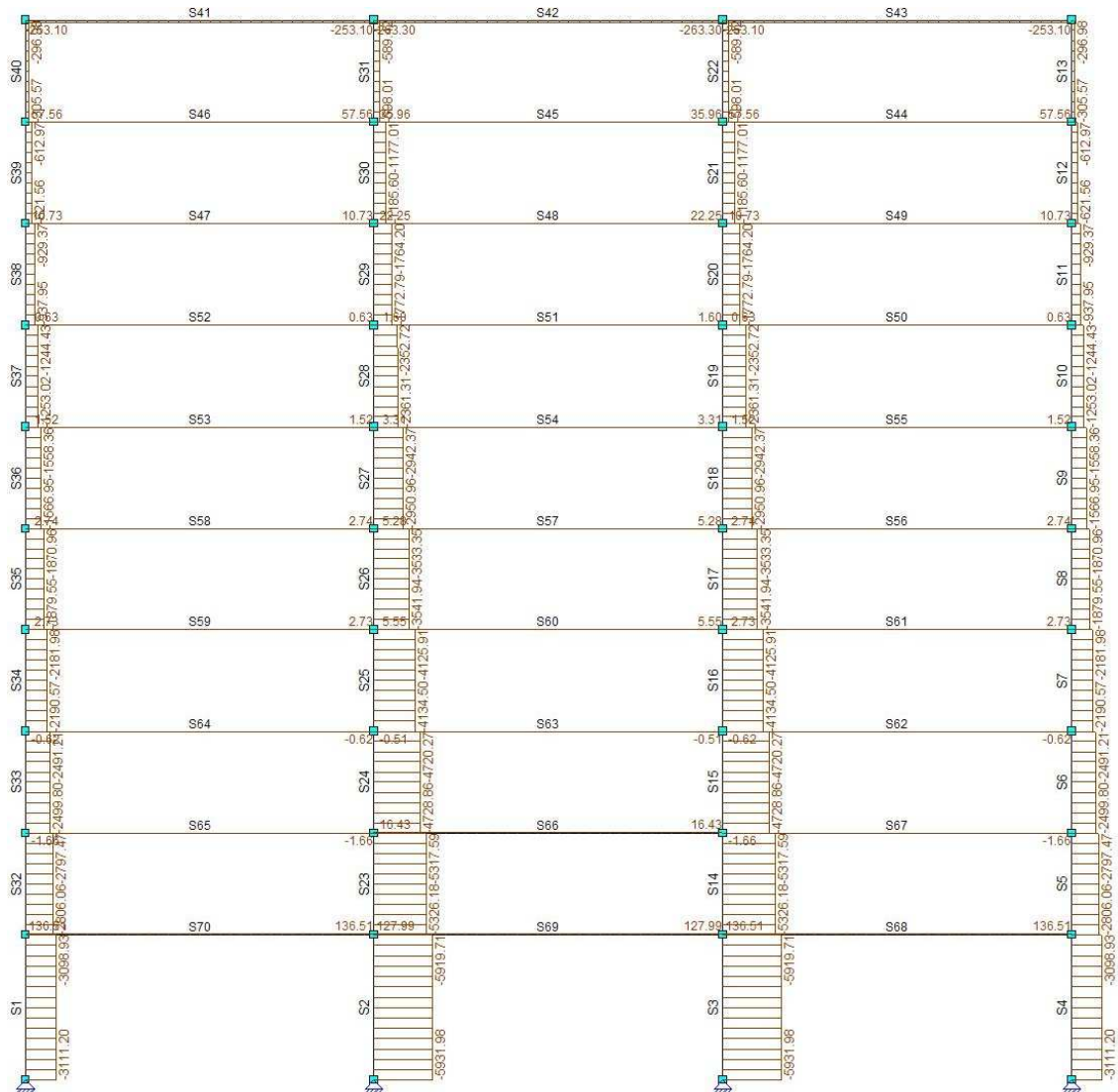
Na het invoeren van de bovenstaande gegevens in matrixframe⁶, kwamen daar de volgende resultaten uit, voor de momenten lijn (Figuur 28), de dwarskrachten lijn (Figuur 29) en de normaalkrachten lijn(Figuur 30):



Figuur 28: De momenten lijn.



Figuur 29: De Dwarskrachten lijn.



Figuur 30: De Normaalkrachten lijn.

Bijlage 2: Uitgewerkte modellen

In deze bijlage zullen de twee modellen uitgewerkt worden, die in het hoofdstuk (Dynamica)⁵ behandeld zijn. Dit zal gebeuren in volgorde van de complexiteit.

Eerst zal het gebouw gemodelleerd worden en zullen de bijbehorende parameters afgeleid worden. Hierna zal de veerstijfheid beredeneerd en berekend worden. Als laatste zal met behulp van de gevonden formules de eigenhoekfrequentie berekend worden. Dit geeft een uitkomst die vergelijkbaar is, tussen de modellen en Ruaumoko.

Model 1

Eerst word er gekeken naar het meest basis model. Aangezien niet alle massa zal gaan bewegen, omdat een deel ervan vrij laag zit, en niet genoeg zal bewegen, word de massa aangenomen op 70% van het geheel.

Als er gewerkt word met een één massa veer systeem, zijn de eigenhoekfrequentie en de eigenfrequentie redelijk gemakkelijk te bepalen:

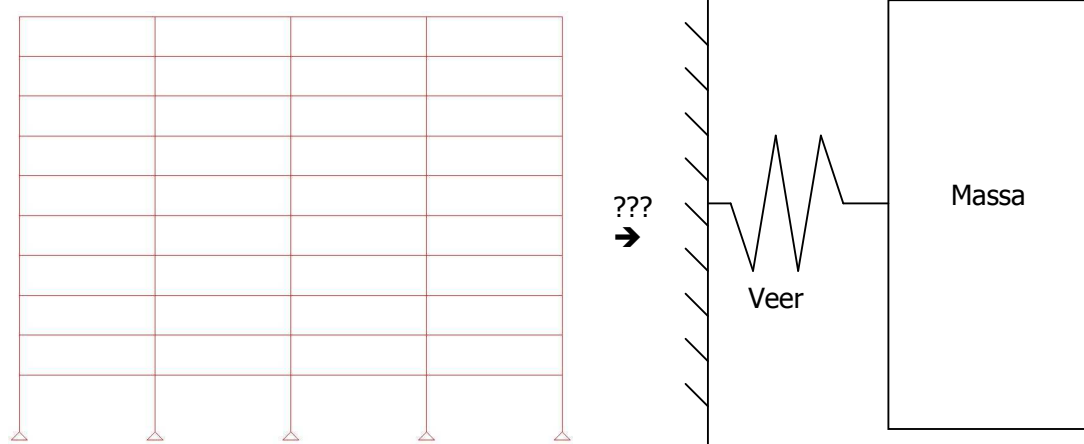
$$\text{Eigenhoekfrequentie} = \omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$\text{Eigenfrequentie} = f_0 = \frac{\omega_0}{2\pi}$$

$$\text{Eigenperiode} = T_0 = \frac{1}{f_0}$$

De eigenhoekfrequentie is hiervan de belangrijkste om te weten, aangezien de rest hier vrij snel uit berekend kan worden. Het probleem hierin is de stijfheid, deze moet namelijk uit het gebouw afgeleid worden.

De veerstijfheid zal volgen uit de stijfheden van de liggers en de kolommen. Dit heeft echter ook te maken met het modelleren. Hoe je de constructie modelleert, heeft invloed op de stijfheid die je vind voor de veer.



Figuur 31: Modellerings?

Bij de modellering, komen we weer terug op het 2^e, 3^e en 4^e model. De stijfheid van de veer hangt af van wat er gaat vervormen om de krachten op te nemen. Het meest voor de hand liggende is, om het gebouw te modelleren als een gewicht, dat een bepaalde hoogte boven de grond heeft en rust op een staaf, met een bepaalde EI (Figuur 32). Hierdoor kan de veerstijfheid gevonden worden door een vergeet-me-niet-je:

$$F = K \cdot u$$

$$u = \frac{F \cdot l^3}{3 \cdot EI}$$

$$\Rightarrow K = \frac{3 \cdot EI}{l^3}$$

Dit geeft dan voor de eigenhoekfrequentie:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{K}{m}} = \sqrt{\frac{\frac{3 \cdot EI}{l^3}}{m}}$$

Als hierin de l, de EI en de m ingevuld worden, is de eigenhoekfrequentie bekend. Deze waarden volgen uit het model. De EI is die van 4 kolommen opgeteld. De m is de massa van 70% van het gebouw. En de l is ongeveer 0.6 keer de hoogte van het gebouw. Dit geheel komt dan neer op:

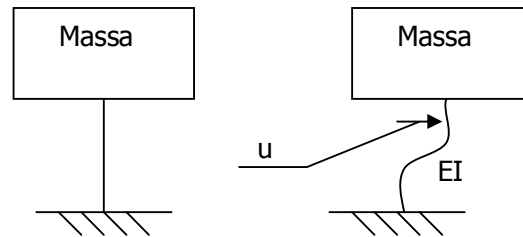
$$\omega_0 = \sqrt{\frac{\frac{3 \cdot EI}{l^3}}{m}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 4 \cdot 21 \cdot 10^{10} \cdot 215.3 \cdot 10^{-5}}{(0.6 \cdot 36.5)^3 \cdot 2045 \cdot 36.5 \cdot 0.6}} \approx 3.396 \frac{rad}{s}$$

Dit geeft een eigenfrequentie van:

$$Eigenfrequentie = f_0 = \frac{\omega_0}{2\pi} = \frac{3.396}{2\pi} \approx 0.54 Hz$$

Dit geeft een eigenperiode:

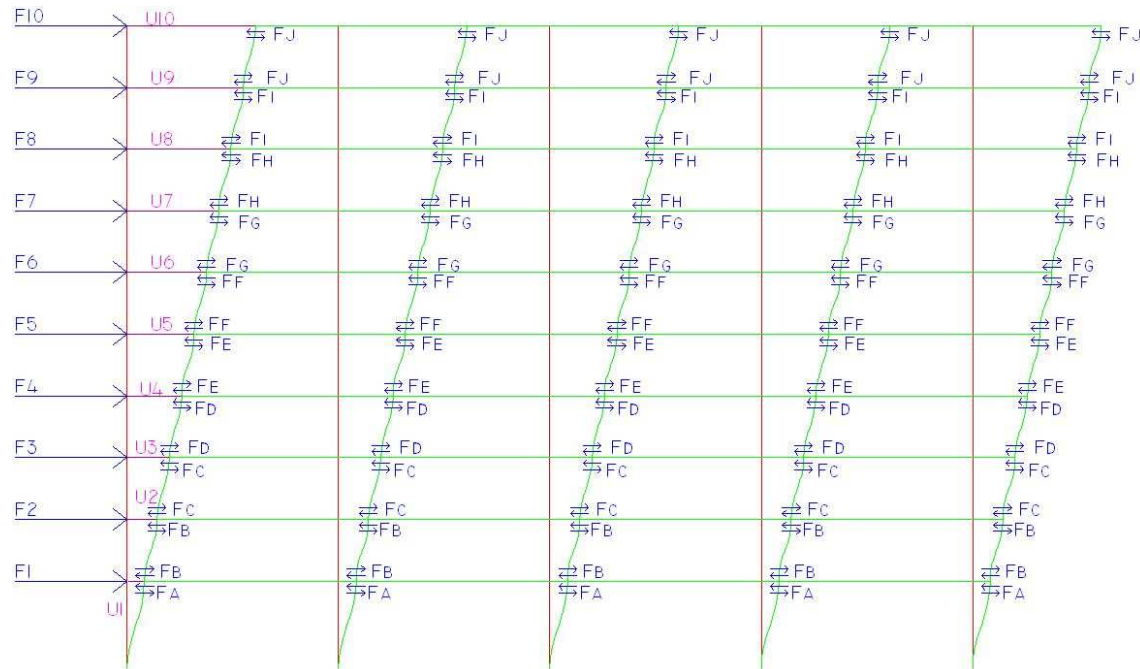
$$Eigenperiode = T_0 = \frac{1}{f_0} = \frac{1}{0.54} \approx 1.85 sec$$



Figuur 32: Massaveersysteem.

Model 2

Het tweede model, heb ik eerst van toepassing gemaakt op het gekozen gebouw. Dit door, de verplaatsingen en krachten te vergroten, tot je uitkomt op een gebouw met 3 beuken en 10 verdiepingen. Dit is in de onderstaande figuur (Figuur 33) te zien.



Figuur 33: Verplaatsingen van het gehele gebouw.

Hiervan kan met behulp van de verplaatsingen methode, de eigentrilling van berekend worden. De verplaatsingen uit de bovenstaande figuur, gebeuren alleen, als de kolommen veel minder stijf zijn als de liggers. Dit is dus een belangrijke aanname.

Op de massa van een vloer werken een aantal krachten, als je hiervoor de 2^e wet van newton in gaat vullen, krijg je:

$$\begin{aligned} \text{eq1} &:= F1 + 4 \cdot Fb - 4 \cdot Fa - m1 \cdot U1; & \text{eq6} &:= F6 + 4 \cdot Fg - 4 \cdot Ff - m6 \cdot U6; \\ \text{eq2} &:= F2 + 4 \cdot Fc - 4 \cdot Fb - m2 \cdot U2; & \text{eq7} &:= F7 + 4 \cdot Fh - 4 \cdot Fg - m7 \cdot U7; \\ \text{eq3} &:= F3 + 4 \cdot Fd - 4 \cdot Fc - m3 \cdot U3; & \text{eq8} &:= F8 + 4 \cdot Fi - 4 \cdot Fh - m8 \cdot U8; \\ \text{eq4} &:= F4 + 4 \cdot Fe - 4 \cdot Fd - m4 \cdot U4; & \text{eq9} &:= F9 + 4 \cdot Fj - 4 \cdot Fi - m9 \cdot U9; \\ \text{eq5} &:= F5 + 4 \cdot Ff - 4 \cdot Fe - m5 \cdot U5; & \text{eq10} &:= F10 - 4 \cdot Fj - m10 \cdot U10; \end{aligned}$$

Al je ervan uit gaat, dat de uitwijkingen u , positief zijn, kun je de krachten Fa tot en met Fj schrijven als:

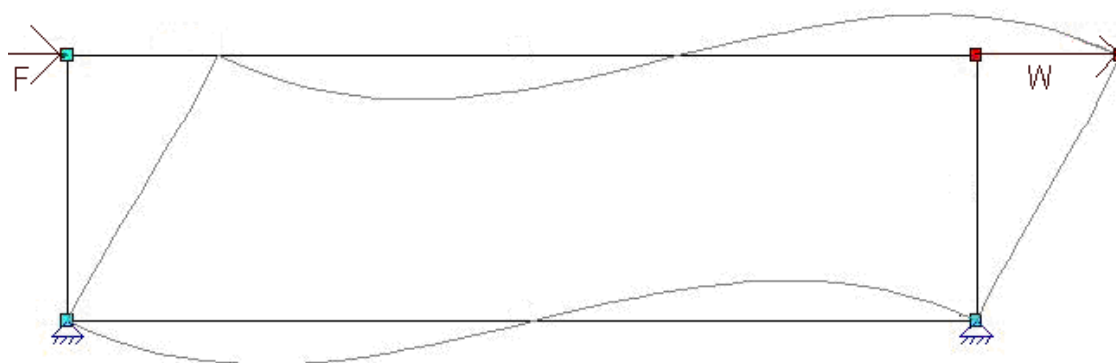
$$\begin{aligned} Fa &:= K(u1); & Ff &:= K(u6 - u5); \\ Fb &:= K(u2 - u1); & Fg &:= K(u7 - u6); \\ Fc &:= K(u3 - u2); & Fh &:= K(u8 - u7); \\ Fd &:= K(u4 - u3); & Fi &:= K(u9 - u8); \\ Fe &:= K(u5 - u4); & Fj &:= K(u10 - u9); \end{aligned}$$

Deze 2 samen geeft:

$$\begin{aligned}
 F1 &:= -4 K(u2 - u1) + 4 K(u1) + m1 \ddot{U}1 \\
 F2 &:= -4 K(u3 - u2) + 4 K(u2 - u1) + m2 \ddot{u}2 \\
 F3 &:= -4 K(u4 - u3) + 4 K(u3 - u2) + m3 \ddot{u}3 \\
 F4 &:= -4 K(u5 - u4) + 4 K(u4 - u3) + m4 \ddot{u}4 \\
 F5 &:= -4 K(u6 - u5) + 4 K(u5 - u4) + m5 \ddot{u}5 \\
 F6 &:= -4 K(u7 - u6) + 4 K(u6 - u5) + m6 \ddot{u}6 \\
 F7 &:= -4 K(u8 - u7) + 4 K(u7 - u6) + m7 \ddot{u}7 \\
 F8 &:= -4 K(u9 - u8) + 4 K(u8 - u7) + m8 \ddot{u}8 \\
 F9 &:= -4 K(u10 - u9) + 4 K(u9 - u8) + m9 \ddot{u}9 \\
 F10 &:= 4 K(u10 - u9) + m10 \ddot{u}10
 \end{aligned}$$

De grootste vraag die uit het bovenstaande blijft, is wat is die K?

Deze is op te lossen door aan te nemen, dat het onderstaande gebeurt per verdieping:



Figuur 34: De veerstijfheid van de constructie

Als je hierin dan aanneemt dat de kolommen gewoon hun eigen stijfheid hebben, en de liggers een stijfheid hebben die de helft is, kan de veerstijfheid berekend worden. De liggers hebben meer de helft van de stijfheid, aangezien deze in twee verdiepingen als veer moeten werken.

Als dit ingevoerd wordt in Matrixframe, met een kracht F van 1 kN, en de verplaatsing afgelezen wordt, kan de stijfheid bepaald worden:

$$F = 1 \text{ kN}$$

$$W = 0.0000544 \text{ m}$$

$$F = K * W$$

$$\Rightarrow K = \frac{F}{W} = \frac{1}{0.0000544} = 18.050 \text{ kN/m}$$

Een opmerking bij de bovenstaande figuur is, dat er eigenlijk 3 beuken zijn. Deze zullen allemaal tegenwerken, en dus in een K resulteren die lager is dan de gegeven. Dit is niet meegenomen in dit eindwerk, omdat het te laat in het proces is ontdekt. Misschien dat dit een verklaring is voor de afwijking(en) in de gevonden trillingstijden.

Dit is weer in te vullen in de formules. Deze waarden zijn ook allemaal te koppelen in een matrixformule:

$$\begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} M & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{U} \\ \ddot{U} \\ \ddot{U} \\ \ddot{U} \\ \ddot{U} \\ \ddot{U} \\ \ddot{U} \\ \ddot{U} \\ \ddot{U} \end{bmatrix} + 4 \cdot K \cdot \begin{bmatrix} -2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} U \\ U \\ U \\ U \\ U \\ U \\ U \\ U \\ U \\ U \end{bmatrix}$$

Als je in de bovenstaande vergelijking gebruik maakt van:

$$U = \hat{U} \cdot \cos(\omega t + \phi)$$

Dit twee keer integreren geeft:

$$\ddot{U} = -\omega^2 \cdot \hat{U} \cdot \cos(\omega t + \phi)$$

Als dit allemaal ingevuld word, geeft dit:

$$\begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = -\omega^2 \cdot \begin{bmatrix} M & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \end{bmatrix} + 4 \cdot K \cdot \begin{bmatrix} -2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -2 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -2 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \end{bmatrix}$$

Dit geeft:

$$\begin{bmatrix} -\omega^2 \cdot M - 8K & 4K & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4K & -\omega^2 \cdot M - 8K & 4K & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4K & -\omega^2 \cdot M - 8K & 4K & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4K & -\omega^2 \cdot M - 8K & 4K & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4K & -\omega^2 \cdot M - 8K & 4K & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4K & -\omega^2 \cdot M - 8K & 4K & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4K & -\omega^2 \cdot M - 8K & 4K & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4K & -\omega^2 \cdot M - 8K & 4K & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4K & -\omega^2 \cdot M - 8K & 4K \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4K & -\omega^2 \cdot M - 2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \\ \hat{U} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Hierin gebruiken we $\omega^2 = \lambda$.

Door hiervoor de eigenwaarden op te lossen, komen we uit op de waarden in de volgende tabel (Tabel 10):

λ	ω_0	F_0	T_0
1,9591	1,399679	0,222766	4,48902
7,6776	2,770848	0,440994	2,267604
16,6924	4,085633	0,650249	1,537873
28,273	5,317236	0,846264	1,181664
41,4813	6,440598	1,025053	0,975559
55,2471	7,432839	1,182973	0,845328
68,4554	8,273778	1,316813	0,759409
80,036	8,946284	1,423845	0,702323
89,0507	9,436668	1,501892	0,665827
94,7693	9,734952	1,549366	0,645425

Tabel 10: Eigenwaarden

Hierboven (Tabel 10) is gebruik gemaakt van:

$$\omega_0 = \sqrt{\lambda}$$

$$F_0 = \frac{\omega_0}{2\pi}$$

$$T_0 = \frac{1}{F_0}$$

Bijlage 3: Uitleg Invoerfile

In dit hoofdstuk wordt behandeld, wat er is ingevoerd, in de eerste invoerfile in Ruaumoko¹. Hierna, zal het geheel dus een redelijk gedetailleerde handleiding zijn voor het maken van een invoerfile in Ruaumoko. De hieruit volgende invoerfile wordt gegeven in de Bijlage 4: De invoerfile.

De beschrijving van de invoer gegevens:

In deze bijlage, word er steeds eerst een stukje code getoond, hierna word dit stukje uitgelegd. Of als een stuk code vak herhaald moet worden, andersom, met daarna een voorbeeld met uitleg.

Algemene gegevens:

```
Mijn gebouw (10 verdiepingen en 3 beuken)
2 0 1 0 0 0 0 0 0
44 70 2 6 1 29 9.81 5.0 5.0 0.01 15 1.0
100 10 10 3 1 10 0.7 0.1
0 0 0.05
```

De eerste regel is de titel.

De tweede regel bevat de analyse parameters (zie Ruaumoko handleiding hoofdstuk 2):

Betekenis	Getal
Er is gekozen voor een Newmark model	2
De soort uitvoerfile	0
Enkel een elastische analyse	1
Gebruik een gevulde massa matrix	0
Initiele stijfheid Rayleigh damping	0
Enkel een x-as aardbeving	0
Kleine verplaatsingen aangenomen	0
Normale keuze	0
Normale keuze	0

De derde regel bevat de frame controle parameters (zie Ruaumoko handleiding hoofdstuk 3):

Betekenis	Getal
Het aantal knopen in de constructie	44
Het aantal elementen in de constructie	70
Het aantal verschillende soorten element eigenschappen	2
Het aantal verschillende eigentrillingen dat meegenomen moet worden	6
De mode waar de eerste damping ratio is aangenomen	1
De mode waar de tweede damping ratio is aangenomen	29
De zwaartekrachtversnelling	9.81
Percentage kritische damping in de eerste mode	5.0
Percentage kritische damping in de tweede mode	5.0
De tijdstap lengte	0.01
De totale lengte van de tijd	15
De schaalfactor van de tijd in de output	1.0

De vierde regel bevat de output parameters (zie Ruaumoko handleiding hoofdstuk 4):

Betekenis	Getal
Output elke k stappen	100
DYNAPLOT output elke k stappen	10
DYNAPLOT knoop output elke k stappen	10
Soort DYNAPLOT output (Verplaatsingen, versnellingen, traagheid en knooppkrachten)	3
Print factor	1
Verplaatsing vergrotingsfactor	10
Maximum x verplaatsing voor op het scherm	0.7
Maximum y verplaatsing voor op het scherm	0.1

De vijfde regel bevat de iteratie parameters (zie Ruaumoko handleiding hoofdstuk 5):

Betekenis	Getal
Maximum aantal iteratie cycli	0
Maximum aantal iteratie cycli voor demping	0
Norm voor krachtvector	0.05

Gegevens van de constructie, knopen:

Hier worden alle knopen van de constructie een voor een ingevoerd (zie Ruaumoko handleiding hoofdstuk 7).

Betekenis
Knoopnummer
X coördinaat
Y coördinaat
Verplaatsing in de x richting vast of oneindig?
Verplaatsing in de y richting vast of oneindig?
Momentvast of niet?
Koppeling van de verplaatsing in x-richting met knoop k.
Koppeling van de verplaatsing in y-richting met knoop k.
Koppeling van de rotatie met knoop k.

Voorbeeld stukje code:

```
30 9 19 0 0 0 21 0 0
```

Dit is de 30^e knoop, op coördinaat (9,19). Deze knoop is geen oplegging (x,y fixatie is 0, inklemming is ook 0). Deze knoop heeft een koppeling in de x-richting met de 21^e knoop.

Gegevens van de constructie, elementen:

Hier worden alle elementen van de constructie een voor een ingevoerd (zie Ruaumoko handleiding hoofdstuk 8):

Betekenis
Elementnummer
Soort element (verwijst naar de elementeigenschappen)
Knoop aan het ene uiteinde
Knoop aan het andere uiteinde

Voorbeeld stukje code:

```
8 1 11 12
```

Dit is het 8^e element, dat de eigenschappen heeft zoals beschreven in 1. Het element loopt van knoop 11 naar knoop 12.

Eigenschappen van de elementen:

```
1 FRAME
1 0 0 1 0 1 0
21.E10 8.1E10 0.0260 0.010005 215.3E-5 2045 0 0 0. 0.
0.0 0.0 0.0 0.0
9.23E6 -9.23E6 2.215E6 -2.215E6 2.215E6 -2.215E6
0 0 100 100 100 100
```

De eerste regel, geeft aan dat het de eerste soort is en dat het een ligger of kolom is. (Frame)

De tweede regel geeft de eigenschappen weer (zie ook hoofdstuk 11a in Ruaumoko):

Betekenis	Getal
De soort ligger (een component Giberson)	1
Normaal geval	0
Geen begin belasting	0
Hysteresis regel	1
Geen sterkte reductie	0
Schade index berekenen	1
Ductiliteit berekenen bij de krachtpunten	0

De derde regel geeft elastische eigenschappen weer (zie ook hoofdstuk 11b in Ruaumoko):

Betekenis	Getal
Elasticiteitsmodulus van het materiaal	21E10
Schuifmodulus	8.1E10
Oppervlakte van de doorsnede	0.0260
Oppervlakte van het schuif oppervlak (het lijf)	0.010005
Het traagheidsmoment I	215.3E-5
Het eigengewicht van het onderdeel (N/m)	2045
Lengte van het vast blok aan het ene uiteinde van het element	0
Lengte van het vast blok aan het andere uiteinde van het element	0
Flexibiliteit van de ene verbinding	0
Flexibiliteit van de andere verbinding	0

De vierde regel geeft de bi-lineaire en hinge factoren weer (zie ook hoofdstuk 11c in Ruaumoko):

Betekenis	Getal
Bi-lineaire factor	0.0
Bi-lineaire factor	0.0
Hinge lengte bij het ene uiteinde	0.0
Hinge lengte bij het ene uiteinde	0.0

De vijfde regel geeft de vervoringsfactoren weer (zie ook hoofdstuk 11f in Ruaumoko):

Betekenis	Getal
Axiale treksterkte	9.23E6
Axiale druksterkte	-9.23E6
Positieve Vloeimoment aan het ene uiteinde	2.215E6
Negatieve Vloeimoment aan het ene uiteinde	-2.215E6
Positieve Vloeimoment aan het andere uiteinde	2.215E6
Negatieve Vloeimoment aan het andere uiteinde	-2.215E6

De zesde regel geeft de schade index instellingen weer (zie ook hoofdstuk 11l in Ruaumoko):

Betekenis	Getal
Positieve axiale maximale ductiliteit	0
Negatieve axiale maximale ductiliteit	0
Positieve maximale ductiliteit aan het ene uiteinde	100
Negatieve maximale ductiliteit aan het ene uiteinde	100
Positieve maximale ductiliteit aan het andere uiteinde	100
Negatieve maximale ductiliteit aan het andere uiteinde	100

Belastingen, eigengewicht:

Betekenis
Knoopnummer
Gewicht in de x richting (dwarskracht)
Gewicht in de y richting (Normaalkracht)
Moment om de knoop

Voorbeeld

15 0.0 -14.06E3 0.0

Op knoop 15, werkt geen dwarskracht of moment, alleen een normaalkracht van 14.06E3 N naar beneden.

Belastingen, uitwendige belastingen:

Betekenis
Knoopnummer
Gewicht in de x richting (dwarskracht)
Gewicht in de y richting (Normaalkracht)
Moment om de knoop

Voorbeeld

20 5.55 -295.47 -541.85

Op knoop 20 werkt een dwarskracht van 5.55 kN, een normaalkracht van 295.47 kN naar beneden en een moment van -541.85 kNm.

Aardbeving:

Betekenis	Getal
Format van de aardbevingsinvoerfile (BERG)	0
De regel waar er begonnen met worden met lezen van de file	1
Tijd stappen waarin de aardbeving gedigitaliseerd wordt	0.01
Schaalfactor voor de aardbeving	0.4
Als de file eindigt, dan stop simulatie	0

Nu zijn alle gedeelten van de invoerfile besproken. Een aantal aannamen zullen er uit gelicht worden, en in de volgende paragraaf behandeld worden.

Bijlage 4: De invoerfile

Hieronder volgt de volledige invoerfile voor een gebouw van 10 verdiepingen met 3 beuken:

```
Mijn 1e gebouw (10 verdiepingen en 3 beuken)
2 0 1 0 0 0 0 0 0 ! Control parameters
44 70 2 6 1 29 9.81 5.0 5.0 0.01 15 1.0 ! Structure parameters
100 10 10 3 1 10 0.7 0.1 ! Output parameters
0 0 0.05 ! Iteration parameters
```

```
Nodes
1 0 0 1 1 0 0 0 0
2 0 5 0 0 0 4 0 0
3 9 0 1 1 0 0 0 0
4 9 5 0 0 0 6 0 0
5 18 0 1 1 0 0 0 0
6 18 5 0 0 0 8 0 0
7 27 0 1 1 0 0 0 0
8 27 5 0 0 0 0 0 0
9 27 8.5 0 0 0 0 0 0
10 27 12 0 0 0 0 0 0
11 27 15.5 0 0 0 0 0 0
12 27 19 0 0 0 0 0 0
13 27 22.5 0 0 0 0 0 0
14 27 26 0 0 0 0 0 0
15 27 29.5 0 0 0 0 0 0
16 27 33 0 0 0 0 0 0
17 27 36.5 0 0 0 0 0 0
18 18 8.5 0 0 0 9 0 0
19 18 12 0 0 0 10 0 0
20 18 15.5 0 0 0 11 0 0
21 18 19 0 0 0 12 0 0
22 18 22.5 0 0 0 13 0 0
23 18 26 0 0 0 14 0 0
24 18 29.5 0 0 0 15 0 0
25 18 33 0 0 0 16 0 0
26 18 36.5 0 0 0 17 0 0
27 9 8.5 0 0 0 18 0 0
28 9 12 0 0 0 19 0 0
29 9 15.5 0 0 0 20 0 0
30 9 19 0 0 0 21 0 0
31 9 22.5 0 0 0 22 0 0
32 9 26 0 0 0 23 0 0
33 9 29.5 0 0 0 24 0 0
34 9 33 0 0 0 25 0 0
35 9 36.5 0 0 0 26 0 0
36 0 8.5 0 0 0 27 0 0
37 0 12 0 0 0 28 0 0
38 0 15.5 0 0 0 29 0 0
39 0 19 0 0 0 30 0 0
40 0 22.5 0 0 0 31 0 0
41 0 26 0 0 0 32 0 0
42 0 29.5 0 0 0 33 0 0
43 0 33 0 0 0 34 0 0
44 0 36.5 0 0 0 35 0 0
```

```
Elements
1 1 1 2 !onder links
2 1 3 4 !onder 2e
3 1 5 6 !onder 3e
4 1 7 8 !onder rechts
5 1 8 9 !4e kolom
6 1 9 10
7 1 10 11
8 1 11 12
9 1 12 13
10 1 13 14
11 1 14 15
12 1 15 16
13 1 16 17
14 1 6 18 !3e kolom
15 1 18 19
16 1 19 20
```

```

17 1 20 21
18 1 21 22
19 1 22 23
20 1 23 24
21 1 24 25
22 1 25 26      !2e kolom
23 1 4 27
24 1 27 28
25 1 28 29
26 1 29 30
27 1 30 31
28 1 31 32
29 1 32 33
30 1 33 34
31 1 34 35      !1e kolom
32 1 2 36
33 1 36 37
34 1 37 38
35 1 38 39
36 1 39 40
37 1 40 41
38 1 41 42
39 1 42 43
40 1 43 44
41 2 44 35      !liggers
42 2 35 26
43 2 26 17
44 2 16 25
45 2 25 34
46 2 34 43
47 2 42 33
48 2 33 24
49 2 24 15
50 2 14 23
51 2 23 32
52 2 32 41
53 2 40 31
54 2 31 22
55 2 22 13
56 2 12 21
57 2 21 30
58 2 30 39
59 2 38 29
60 2 29 20
61 2 20 11
62 2 10 19
63 2 19 28
64 2 28 37
65 2 36 27
66 2 27 18
67 2 18 9
68 2 8 6
69 2 6 4
70 2 4 2

```

Props

```

1 FRAME
1 0 0 1 0 1 0      ! Parameters
21.E10 8.1E10 0.0260 0.010005 215.3E-5 2045 0 0 0. 0.      ! Elastic Properties HE700A
0.0 0.0 0.0 0.0      ! Bi-linear & Hinge
9.23E6 -9.23E6 2.215E6 -2.215E6 2.215E6 -2.215E6      ! Yield properties
0 0 100 100 100 100      ! Ultimate Ductilities

2 FRAME
1 0 0 1 0 1 0      ! Parameters
21.E10 8.1E10 0.0212 6.75E-3 111.9E-5 1551 0 0 0. 0.      ! Elastic properties HE550A
0.0 0.0 0.0 0.0      ! Bi-linear & Hinge
7.526E6 -7.526E6 1.471E6 -1.471E6 1.471E6 -1.471E6      ! Yield properties
0 0 100 100 100 100      ! Ultimate Ductilities

```

WEIGHTS

```

1 0.0 0.0 0.0
2 0.0 -14.06E3 0.0
3 0.0 0.0 0.0
4 0.0 -20.96E3 0.0
5 0.0 0.0 0.0
6 0.0 -20.96E3 0.0
7 0.0 0.0 0.0

```

8	0.0	-14.06E3	0.0
9	0.0	-14.06E3	0.0
10	0.0	-14.06E3	0.0
11	0.0	-14.06E3	0.0
12	0.0	-14.06E3	0.0
13	0.0	-14.06E3	0.0
14	0.0	-14.06E3	0.0
15	0.0	-14.06E3	0.0
16	0.0	-14.06E3	0.0
17	0.0	-6.90E3	0.0
18	0.0	-20.96E3	0.0
19	0.0	-20.96E3	0.0
20	0.0	-20.96E3	0.0
21	0.0	-20.96E3	0.0
22	0.0	-20.96E3	0.0
23	0.0	-20.96E3	0.0
24	0.0	-20.96E3	0.0
25	0.0	-20.96E3	0.0
26	0.0	-13.80E3	0.0
27	0.0	-20.96E3	0.0
28	0.0	-20.96E3	0.0
29	0.0	-20.96E3	0.0
30	0.0	-20.96E3	0.0
31	0.0	-20.96E3	0.0
32	0.0	-20.96E3	0.0
33	0.0	-20.96E3	0.0
34	0.0	-20.96E3	0.0
35	0.0	-13.80E3	0.0
36	0.0	-14.06E3	0.0
37	0.0	-14.06E3	0.0
38	0.0	-14.06E3	0.0
39	0.0	-14.06E3	0.0
40	0.0	-14.06E3	0.0
41	0.0	-14.06E3	0.0
42	0.0	-14.06E3	0.0
43	0.0	-14.06E3	0.0
44	0.0	-6.90E3	0.0

LOADS

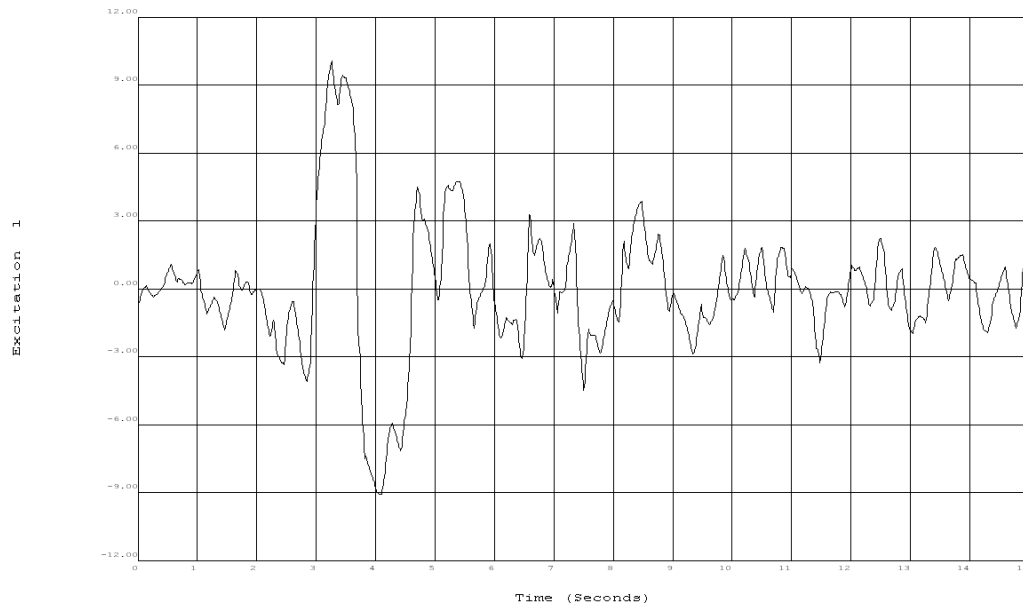
1	0.0	0.0	0.0
2	136.51E3	-292.67E3	-562.19E3
3	0.0	0.0	0.0
4	127.99E3	-295.47E3	-593.35E3
5	0.0	0.0	0.0
6	127.99E3	-295.47E3	-593.35E3
7	0.0	0.0	0.0
8	136.51E3	-292.67E3	-562.19E3
9	-1.66E3	-297.67E3	-596.75E3
10	-0.62E3	-300.64E3	-614.73E3
11	2.73E3	-302.44E3	-625.47E3
12	2.74E3	-304.01E3	-634.88E3
13	1.52E3	-305.34E3	-642.84E3
14	0.63E3	-306.48E3	-649.71E3
15	10.73E3	-307.80E3	-657.97E3
16	57.56E3	-307.40E3	-656.45E3
17	-253.10E3	-296.98E3	-575.25E3
18	16.43E3	-295.47E3	-570.30E3
19	-0.51E3	-295.47E3	-552.71E3
20	5.55E3	-295.47E3	-541.85E3
21	5.28E3	-295.47E3	-532.36E3
22	3.31E3	-295.47E3	-524.37E3
23	1.60E3	-295.47E3	-517.60E3
24	22.25E3	-295.47E3	-509.96E3
25	35.96E3	-295.47E3	-513.22E3
26	-263.30E3	-295.47E3	-557.09E3
27	16.73E3	-295.47E3	-570.30E3
28	-0.51E3	-295.47E3	-552.71E3
29	5.55E3	-295.47E3	-541.85E3
30	5.28E3	-295.47E3	-532.36E3
31	3.31E3	-295.47E3	-524.37E3
32	1.60E3	-295.47E3	-517.60E3
33	22.25E3	-295.47E3	-509.96E3
34	35.96E3	-295.47E3	-513.22E3
35	-263.60E3	-295.47E3	-557.09E3
36	-1.66E3	-297.67E3	-596.75E3
37	-0.62E3	-300.64E3	-614.73E3
38	2.73E3	-302.44E3	-625.47E3

39	2.74E3	-304.01E3	-634.88E3
40	1.52E3	-305.34E3	-642.84E3
41	0.63E3	-306.48E3	-649.71E3
42	10.73E3	-307.80E3	-657.97E3
43	57.56E3	-307.40E3	-656.45E3
44	-253.10E3	-296.98E3	-575.25E3

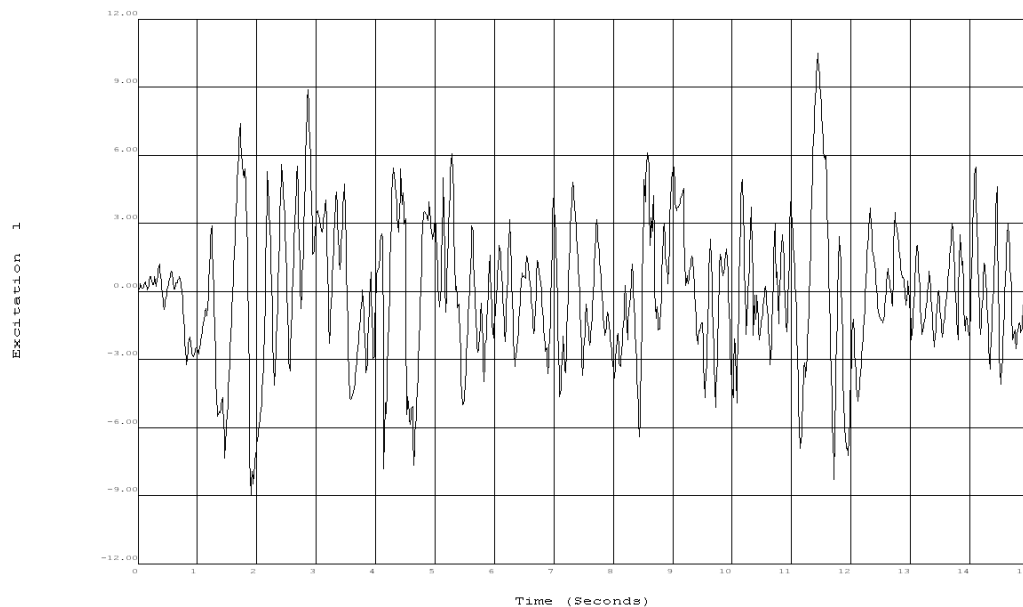
EQUAKE
0 1 0.01 0.4 0 ! "BERG" accelerogram

Bijlage 5: Aardbevingen

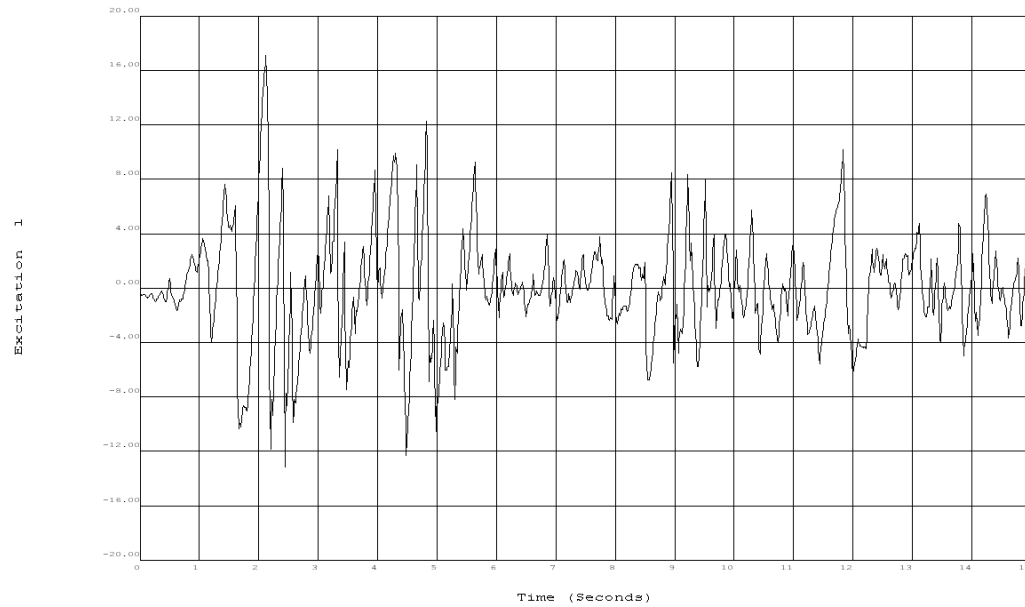
De gebruikte aardbevingen zijn hieronder te vinden in Figuur 35 tot en met Figuur 44. De gebruikte schaalfactoren zijn gehaald uit het bachelor eindwerk verslag van D. Karagiannis⁸. Deze zijn ook terug te vinden in Tabel 4.



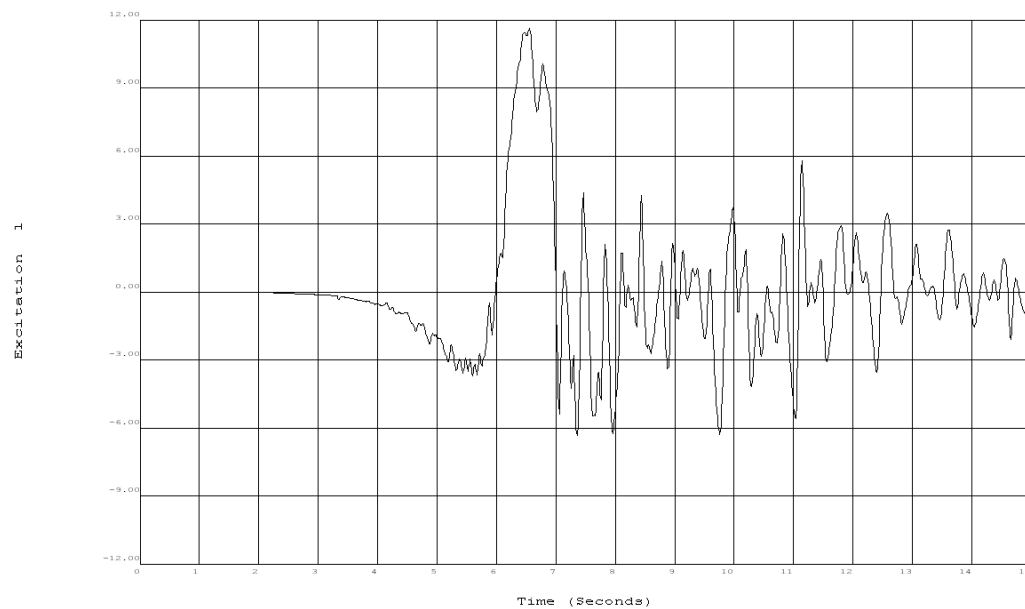
Figuur 35: Boekarest, 1977.



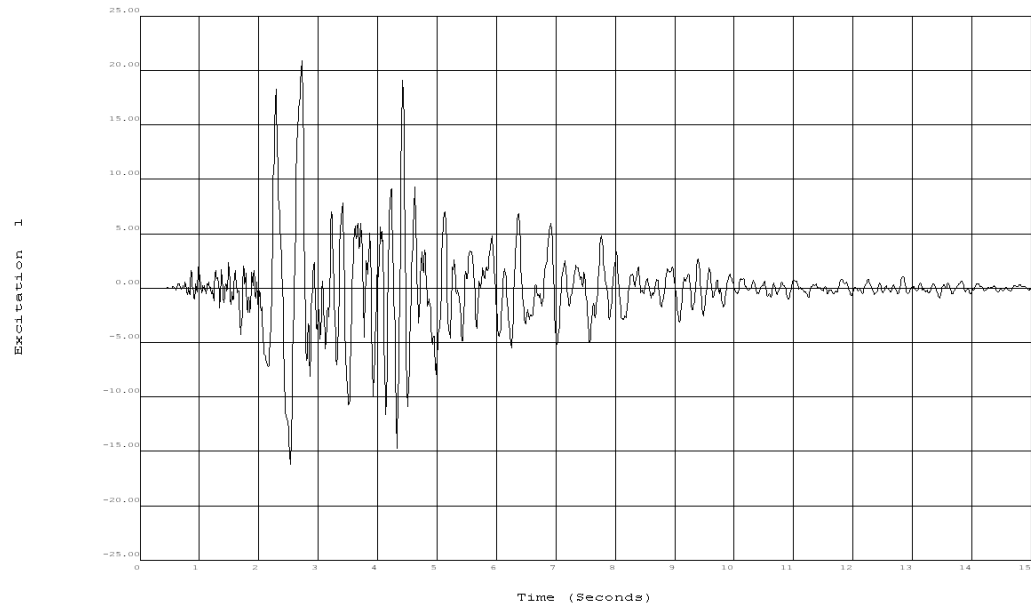
Figuur 36: El Centro, mei 1940, oost-west component.



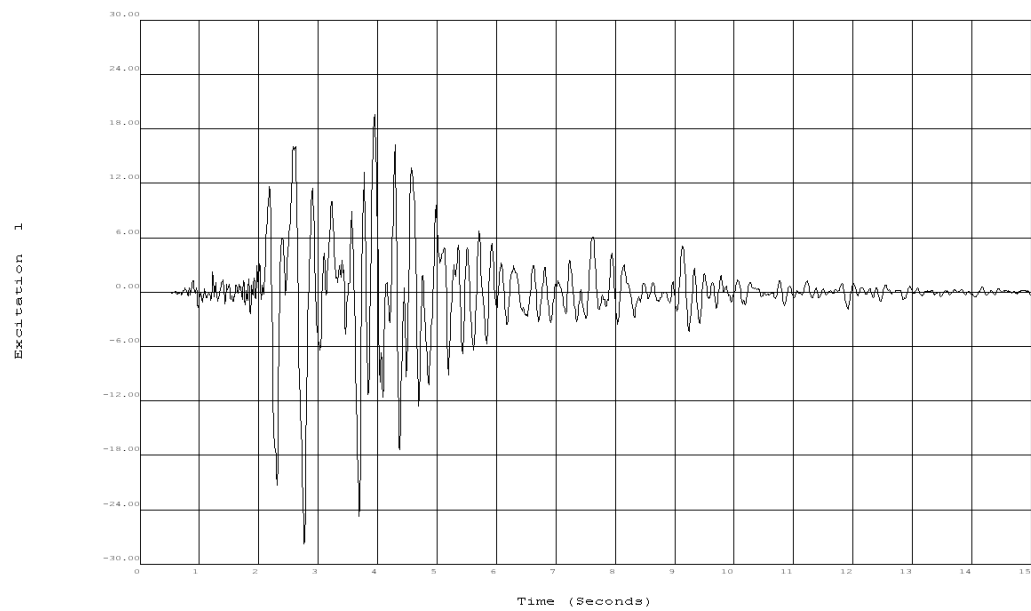
Figuur 37: El Centro, mei 1940, noord-zuid component.



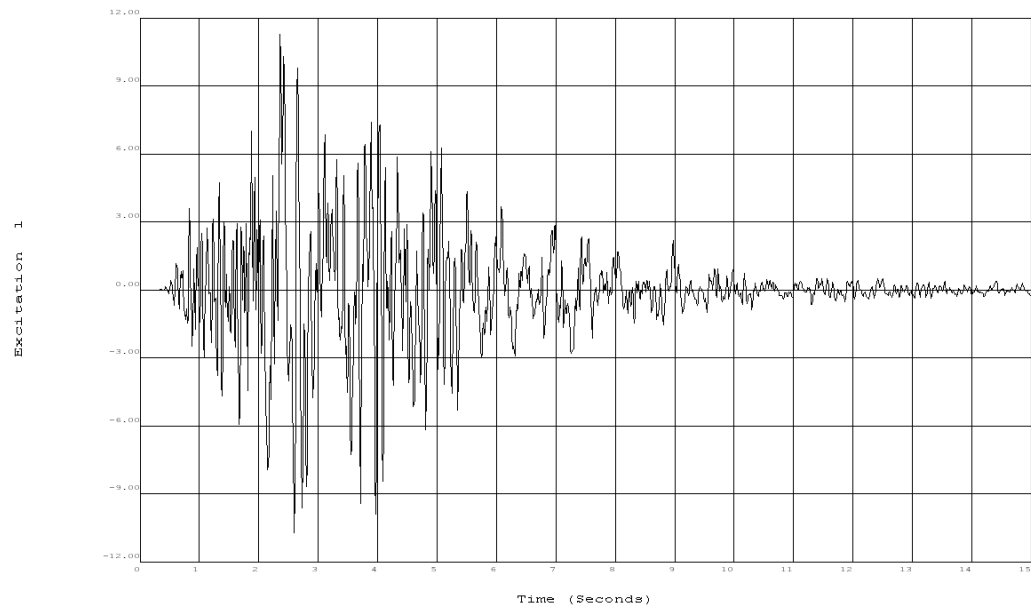
Figuur 38: Hall, een gemaakte aardbeving.



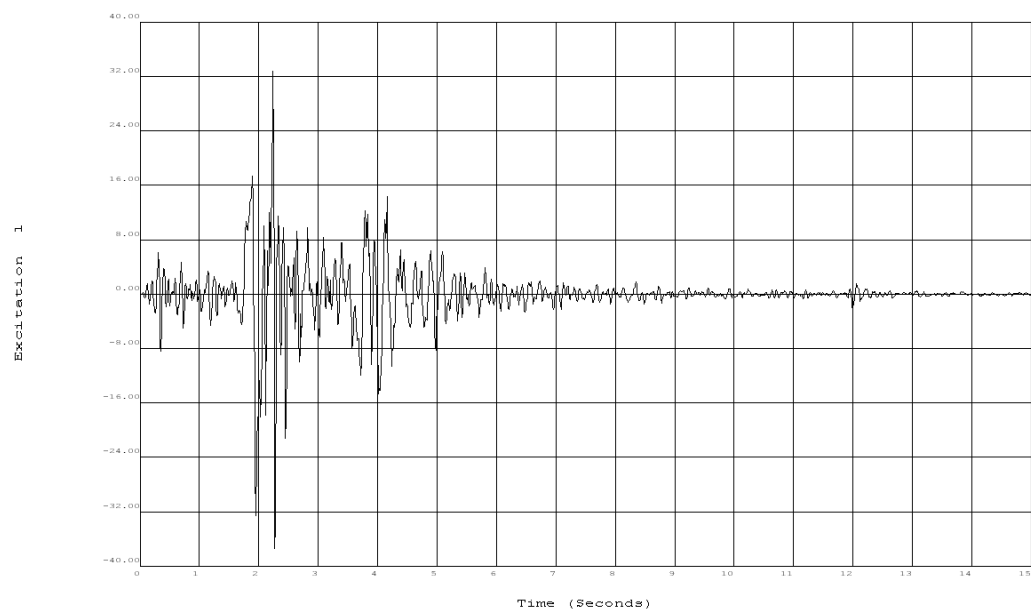
Figuur 39: Kobe, januari 1995, oost-west component.



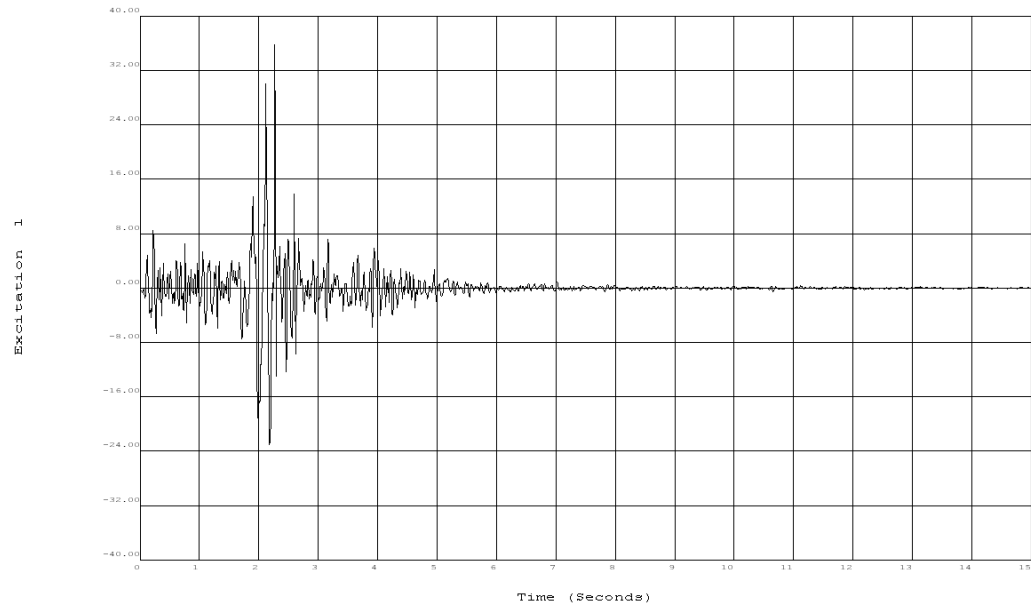
Figuur 40: Kobe, januari 1995, noord-zuid component.



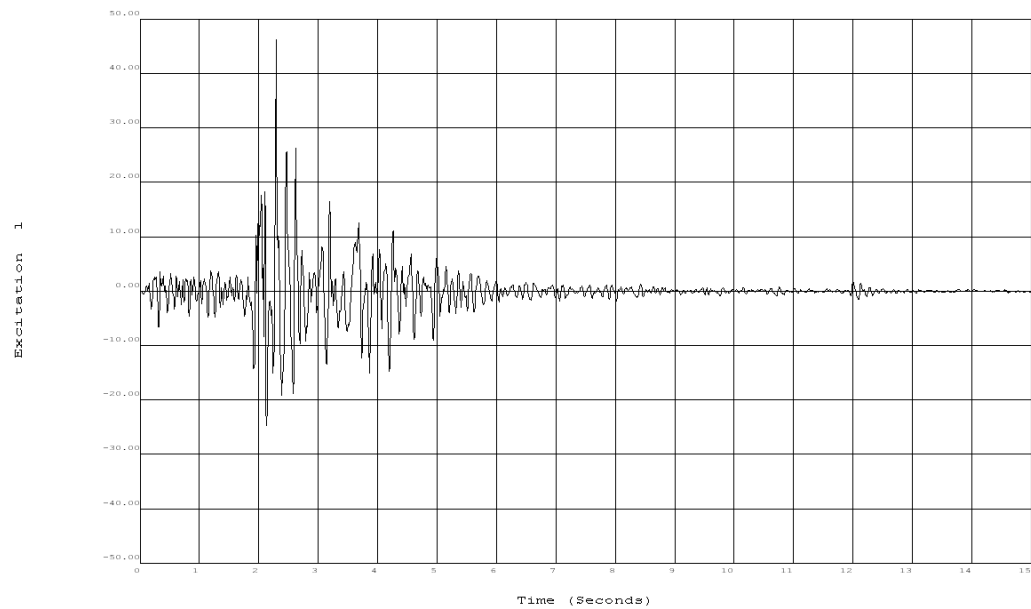
Figuur 41: Kobe, januari 1995, verticale component.



Figuur 42: Pacoima dam, Northridge, januari 1994, noord-zuid component.



Figuur 43: Pacoima dam, Northridge, januari 1994, verticale component.



Figuur 44: Pacoima dam, Northridge, januari 1994, oost-west component.

Bijlage 6: Ductiliteiten

Als een gebouw belast wordt met een aardbeving, zullen delen moeten vloeien, om de krachten op te nemen. De mate waarin een verbinding of element plastisch vloeit, is uitgedrukt in zijn ductiliteit. Het dynamische rekenprogramma Ruaumoko kan van de verschillende verbindingen de benodigde ductiliteiten berekenen. De resultaten hiervan zijn te zijn in de onderstaande tabellen. Dit zijn stukken die rechtstreeks uit de uitvoerfile¹ gekopieerd zijn.

De eerste aardbeving is de El Centro oost-west component.

MAXIMUM MEMBER DUCTILITIES

MEMBER	POSITIVE ENVELOPE		NEGATIVE ENVELOPE	
	DUCTILITY	FORCE	DUCTILITY	FORCE
2 Curve-2	1.486E+00	2.215E+06	1.629E+00	-2.215E+06
3 Curve-2	1.486E+00	2.215E+06	1.629E+00	-2.215E+06
68 Curve-1	1.723E+00	1.471E+06	1.621E+00	-1.471E+06
68 Curve-2	1.313E+00	1.471E+06	1.174E+00	-1.471E+06
69 Curve-1	1.222E+00	1.471E+06	1.243E+00	-1.471E+06
69 Curve-2	1.243E+00	1.471E+06	1.222E+00	-1.471E+06
70 Curve-1	1.174E+00	1.471E+06	1.313E+00	-1.471E+06
70 Curve-2	1.621E+00	1.471E+06	1.723E+00	-1.471E+06
DAMAGE INDICES				
=====				

N = Number of Inelastic cycles
1 = Curvature
2 = Park & Ang
3 = Bracci et al
4 = RoufaieI & Meyer
5 = Cosenza & Manfredi (Ductility)
6 = Banon and Veneziano
7 = Krawinkler and Zohrei
8 = Dissipated Energy

Member	Action	N	1	2	3	4	5	6	7	8
2	Hinge2	2	0.016	0.018	0.006	0.006	0.006	0.022	0.001	2.79E+04
3	Hinge2	2	0.016	0.018	0.006	0.006	0.006	0.022	0.001	2.79E+04
68	Hinge1	2	0.017	0.019	0.007	0.007	0.007	0.023	0.001	2.77E+04
68	Hinge2	2	0.013	0.014	0.002	0.003	0.003	0.014	0.000	7.60E+03
69	Hinge1	1	0.012	0.013	0.002	0.002	0.002	0.013	0.000	7.31E+03
69	Hinge2	1	0.012	0.013	0.002	0.002	0.002	0.013	0.000	7.31E+03
70	Hinge1	2	0.013	0.014	0.002	0.003	0.003	0.014	0.000	7.60E+03
70	Hinge2	2	0.017	0.019	0.007	0.007	0.007	0.023	0.001	2.77E+04
Weighted Damage Indices										
	Mean	N	1	2	3	4	5	6	7	Total Eh
		2	0.015	0.016	0.004	0.005	0.005	0.018	0.001	1.41E+05

De tweede aardbeving is de El Centro noord-zuid component.

MAXIMUM MEMBER DUCTILITIES

MEMBER	POSITIVE ENVELOPE		NEGATIVE ENVELOPE	
	DUCTILITY	FORCE	DUCTILITY	FORCE
1 Curve-2	0.918E-00	2.034E+06	5.195E+00	-2.215E+06
2 Curve-2	1.491E+00	2.215E+06	5.881E+00	-2.215E+06
3 Curve-2	1.491E+00	2.215E+06	5.881E+00	-2.215E+06
4 Curve-2	0.918E-00	2.034E+06	5.195E+00	-2.215E+06
65 Curve-1	0.787E-00	1.158E+06	1.046E+00	-1.471E+06
67 Curve-2	1.046E+00	1.471E+06	0.787E-00	-1.158E+06
68 Curve-1	1.549E+00	1.471E+06	2.388E+00	-1.471E+06
68 Curve-2	1.787E+00	1.471E+06	1.214E+00	-1.471E+06
69 Curve-1	1.163E+00	1.471E+06	1.836E+00	-1.471E+06
69 Curve-2	1.836E+00	1.471E+06	1.163E+00	-1.471E+06
70 Curve-1	1.214E+00	1.471E+06	1.787E+00	-1.471E+06
70 Curve-2	2.388E+00	1.471E+06	1.549E+00	-1.471E+06
1	DAMAGE INDICES			
	=====			

N = Number of Inelastic cycles
1 = Curvature
2 = Park & Ang
3 = Bracci et al
4 = Roufaiel & Meyer
5 = Cosenza & Manfredi (Ductility)
6 = Banon and Veneziano
7 = Krawinkler and Zohrei
8 = Dissipated Energy

Member	Action	N	1	2	3	4	5	6	7	8
1	Hinge2	0	0.052	0.054	0.042	0.042	0.042	0.049	0.009	4.59E+04
2	Hinge2	2	0.059	0.062	0.027	0.049	0.049	0.057	0.011	6.98E+04
3	Hinge2	2	0.059	0.062	0.027	0.049	0.049	0.057	0.011	6.98E+04
4	Hinge2	0	0.052	0.054	0.042	0.042	0.042	0.049	0.009	4.59E+04
65	Hinge1	0	0.010	0.010	0.000	0.000	0.000	0.005	0.000	5.79E+02
67	Hinge2	0	0.010	0.010	0.000	0.000	0.000	0.005	0.000	5.79E+02
68	Hinge1	2	0.024	0.026	0.010	0.014	0.014	0.028	0.002	3.59E+04
68	Hinge2	2	0.018	0.019	0.005	0.008	0.008	0.019	0.001	1.46E+04
69	Hinge1	2	0.018	0.019	0.005	0.008	0.008	0.019	0.001	1.49E+04
69	Hinge2	2	0.018	0.019	0.005	0.008	0.008	0.019	0.001	1.49E+04
70	Hinge1	2	0.018	0.019	0.005	0.008	0.008	0.019	0.001	1.46E+04
70	Hinge2	2	0.024	0.026	0.010	0.014	0.014	0.028	0.002	3.59E+04
Weighted	Mean									
Damage	N		1	2	3	4	5	6	7	Total
Indices	2		0.030	0.032	0.015	0.020	0.020	0.030	0.004	3.63E+05

De derde aardbeving is de Kobe oost-west component.

MAXIMUM MEMBER DUCTILITIES

POSITIVE ENVELOPE				NEGATIVE ENVELOPE					
-----				-----					
MEMBER	DUCTILITY	FORCE		DUCTILITY	FORCE				
2 Curve-2	1.147E+00	2.215E+06		0.988E-00	-2.190E+06				
3 Curve-2	1.147E+00	2.215E+06		0.988E-00	-2.190E+06				
68 Curve-1	1.272E+00	1.471E+06		1.169E+00	-1.471E+06				
70 Curve-2	1.169E+00	1.471E+06		1.272E+00	-1.471E+06				
1	DAMAGE INDICES								
	=====								
N = Number of Inelastic Cycles									
1 = Curvature									
2 = Park & Ang									
3 = Bracci et al									
4 = Roufaiel & Meyer									
5 = Cosenza & Manfredi (Ductility)									
6 = Banon and Veneziano									
7 = Krawinkler and Zohrei									
8 = Dissipated Energy									
Member Action	N	1	2	3	4	5	6	7	8
2 Hinge2	0	0.011	0.012	0.001	0.001	0.001	0.007	0.000	1.61E+03
3 Hinge2	0	0.011	0.012	0.001	0.001	0.001	0.007	0.000	1.61E+03
68 Hinge1	1	0.013	0.013	0.002	0.003	0.003	0.013	0.000	6.42E+03
70 Hinge2	1	0.013	0.013	0.002	0.003	0.003	0.013	0.000	6.42E+03
Weighted	Mean	Total							
Damage	N	1	2	3	4	5	6	7	Eh
Indices	1	0.012	0.012	0.002	0.002	0.002	0.010	0.000	1.60E+04

De vierde aardbeving is de Kobe noord-zuid component.

MAXIMUM MEMBER DUCTILITIES

POSITIVE ENVELOPE			NEGATIVE ENVELOPE		
MEMBER	DUCTILITY	FORCE	DUCTILITY	FORCE	
1 Curve-2	1.208E+00	2.215E+06	0.837E-00	-1.856E+06	
2 Curve-2	1.976E+00	2.215E+06	1.225E+00	-2.215E+06	
3 Curve-2	1.976E+00	2.215E+06	1.225E+00	-2.215E+06	
4 Curve-2	1.208E+00	2.215E+06	0.837E-00	-1.856E+06	
68 Curve-1	1.919E+00	1.471E+06	1.556E+00	-1.471E+06	
68 Curve-2	1.162E+00	1.471E+06	1.549E+00	-1.471E+06	
69 Curve-1	1.468E+00	1.471E+06	1.175E+00	-1.471E+06	
69 Curve-2	1.175E+00	1.471E+06	1.468E+00	-1.471E+06	
70 Curve-1	1.549E+00	1.471E+06	1.162E+00	-1.471E+06	
70 Curve-2	1.556E+00	1.471E+06	1.919E+00	-1.471E+06	
1	DAMAGE INDICES				
	=====				

N = Number of Inelastic Cycles
 1 = Curvature
 2 = Park & Ang
 3 = Bracci et al
 4 = Roufaiel & Meyer
 5 = Cosenza & Manfredi (Ductility)
 6 = Banon and Veneziano
 7 = Krawinkler and Zohrei
 8 = Dissipated Energy

Member	Action	N	1	2	3	4	5	6	7	8
1	Hinge2	0	0.012	0.012	0.002	0.002	0.002	0.008	0.000	2.28E+03
2	Hinge2	2	0.020	0.021	0.006	0.010	0.010	0.023	0.001	2.99E+04
3	Hinge2	2	0.020	0.021	0.006	0.010	0.010	0.023	0.001	2.99E+04
4	Hinge2	0	0.012	0.012	0.002	0.002	0.002	0.008	0.000	2.28E+03
68	Hinge1	2	0.019	0.021	0.007	0.009	0.009	0.025	0.002	3.18E+04
68	Hinge2	1	0.015	0.016	0.004	0.006	0.006	0.016	0.000	1.11E+04
69	Hinge1	2	0.015	0.015	0.003	0.005	0.005	0.016	0.000	1.07E+04
69	Hinge2	2	0.015	0.015	0.003	0.005	0.005	0.016	0.000	1.07E+04
70	Hinge1	1	0.015	0.016	0.004	0.006	0.006	0.016	0.000	1.11E+04
70	Hinge2	2	0.019	0.021	0.007	0.009	0.009	0.025	0.002	3.18E+04
Weighted	Mean									Total
Damage	N		1	2	3	4	5	6	7	Eh
Indices	2		0.016	0.017	0.004	0.006	0.006	0.018	0.001	1.72E+05

De vijfde aardbeving is die van bij de Pacoima dam in Northridge.

MAXIMUM MEMBER DUCTILITIES

POSITIVE ENVELOPE					NEGATIVE ENVELOPE					
MEMBER		DUCTILITY		FORCE	DUCTILITY		FORCE			
2	Curve-2	1.075E+00	2.215E+06		1.302E+00	-2.215E+06				
3	Curve-2	1.075E+00	2.215E+06		1.302E+00	-2.215E+06				
68	Curve-1	1.152E+00	1.471E+06		1.449E+00	-1.471E+06				
70	Curve-2	1.449E+00	1.471E+06		1.152E+00	-1.471E+06				
1	DAMAGE INDICES									
=====										
N = Number of Inelastic Cycles										
1 = Curvature										
2 = Park & Ang										
3 = Bracci et al										
4 = Roufaiel & Meyer										
5 = Cosenza & Manfredi (Ductility)										
6 = Banon and Veneziano										
7 = Krawinkler and Zohrei										
8 = Dissipated Energy										
Member	Action	N	1	2	3	4	5	6	7	8
2	Hinge2	1	0.013	0.013	0.002	0.003	0.003	0.011	0.000	4.91E+03
3	Hinge2	1	0.013	0.013	0.002	0.003	0.003	0.011	0.000	4.91E+03
68	Hinge1	1	0.014	0.015	0.003	0.005	0.005	0.014	0.000	6.93E+03
70	Hinge2	1	0.014	0.015	0.003	0.005	0.005	0.014	0.000	6.93E+03
Weighted	Mean									Total
Damage	N	1	2	3	4	5	6	7		Eh
Indices	1	0.014	0.014	0.002	0.004	0.004	0.012	0.000		2.37E+04

Bijlage 7: Voorbeeld verbinding

Een verbinding met de volgende eigenschappen zou toegepast kunnen worden in het gebouw, dat eerder gebruikt is in dit verslag. De krachten volgen uit de matrixframe bestanden, zoals te vinden is in Bijlage 1: Resultaten uit matrixframe.

V=	127.990	N
N=	295.470	N
M=	593.350.000	Nmm

Hierna zullen de eigenschappen van de bouten ingevoerd moeten worden:

Bout	M	16	(12,16,20,22,24,27,30,36)
sterkteklasse		8,8	(4.6,8.8,10.9)

En als laatste moeten de eigenschappen van de verbinding ingevoerd worden. Voor de bijbehorende letters, zie Figuur 24 en Figuur 23.

A=	800	mm
B=	50	mm
C=	50	mm
D=	540	mm
E=	400	mm
I=	27	mm
H=	30	mm

Dit geeft de onderstaande resultaten:

φ=	0,019001143	rad		
	1,08868532	graden		
ductiliteit:	125			
Fbout boven	948717,3333	N	FAALT	7,553482
rek bout boven	245,8500522	mm		
Fs	653247,3333	N	KAN NIET	

Dit betekent, dat de verbinding het niet aan kan, en dat de parameters veranderd moeten worden. Dus proberen we nu andere bouten en een grotere schetsplat, aangezien het ruim niet voldeed (de index is 7.55!):

V=	127.990	N
N=	295.470	N
M=	593.350.000	Nmm
Bout M	36	(12,16,20,22,24,27,30,36)
sterkteklasse	10,9	(4.6,8.8,10.9)
A=	1000	mm
B=	50	mm
C=	50	mm
D=	540	mm
E=	400	mm
I=	27	mm
H=	100	mm

Er is nu gekozen voor de sterkste bouten en in een hogere sterkte klasse. Ook is er voor een iets grotere schetsplaat gekozen (1000mm in plaats van 800mm).

$\varphi=$	0,033427277	rad		
	1,915241919	graden		
ductiliteit:	125			
Fbout boven	748987,3684	N	748987,4	0,916753
rek bout boven	25,19514736	mm		
Fs	453517,3684	N	453517,4	

Zoals in de bovenstaande tabel te zien is, voldoet de verbinding nu wel. Dit wil zeggen, de bout breekt niet.