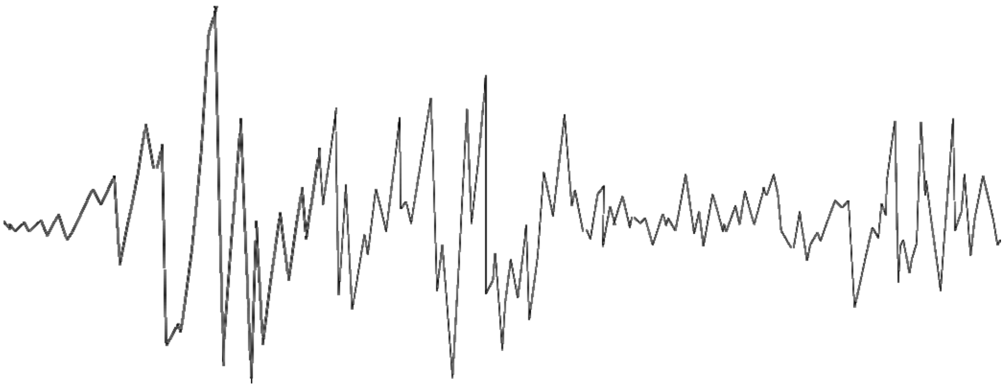
# Ontwerpen van betonnen constructies belast door aardbevingen

Bachelor of Science eindwerk




| | |
|---|---|
| Naam: | Jalal Fitoury |
| Studienummer: | 1219928 |
| Opleiding: | Civiele Techniek |
| Sectie: | Constructiemechanica |
| Bachelor Eindwerk hoofdbegeleider: | Dr. ir. Hoogenboom |
| Bachelor Eindwerk 2$^{e}$ begeleider: | ir. Den Uijl |


| | |
|---|---|
| Aantal pagina's rapport: | 25 |
| Aantal pagina's bijlage A: | 23 |
| Aantal pagina's bijlage B: | 122 |
| Datum: | 06-06-2007 |

# I. Voorwoord

Het rapport wat voor u ligt, is een documentatie van mijn Bachelor of Science (B.Sc.) eindwerk bij de sectie Constructiemechanica, op de faculteit Civiele Techniek van de Technische Universiteit Delft. Dit rapport beslaat een zeven weken durend onderzoek naar het ontwerpen van betonnen constructies belast door aardbevingen. Tijdens dit onderzoek ben ik begeleidt door Dr. Ir. Hoogenboom en Ir. Den Uijl, die ik hiervoor graag wil bedanken.

Delft, juni 2007

Jalal Fitoury

## II. Samenvatting

Om tot een constructie te komen die een bepaalde aardbeving kan weerstaan, moet een aantal stappen worden doorlopen.

Ten eerste moet een model gedimensioneerd worden op basis van de statische belasting. Hiermee krijgt men een ondergrens voor de afmetingen van de constructie, aangezien bij kleinere afmetingen de constructie zal bezwijken ten gevolge van deze statische belasting.

Ten tweede moet een eis worden gesteld op de maximaal te behalen ductiliteit, waarbij alleen de balken plastisch mogen vervormen. Dit geeft een bovengrens voor de ductiliteit van de constructie.

De derde stap is het onderzoeken van de constructie op seismische belasting met behulp van een programma dat dynamisch kan rekenen. Indien blijkt dat de benodigde ductiliteit groter is dan de maximaal gestelde ductiliteit, kan men concluderen dat de afmetingen van de elementen van de constructie niet voldoen, zodat gezocht moet worden naar andere afmetingen. Dit is een cyclisch proces, waarbij gezocht wordt naar een optimum ten aanzien van de benodigde ductiliteit in verhouding met de afmetingen van de elementen.

De laatste stap is de detaillering van de constructie, zodat de benodigde ductiliteit ook daadwerkelijk geleverd kan worden. Voor de ductiliteit zijn hierbij vooral de keuzes van staafdiameter, vloeikracht en hardening van de wapening van belang.

## III. Inhoudsopgave

# 1 Inleiding

Het bachelor eindwerk is tot stand gekomen in vier processen. Het eerste proces omvat een vooronderzoek naar de werking van Ruaumoko. Ruaumoko is een programma dat is geschreven door Athol J Carr en geeft de invloed van een aardbeving op een constructie.

Het tweede proces omvat het modelleren en dimensioneren van een model dat later onderzocht zou worden met Ruaumoko. Vanuit de opdracht is vastgesteld dat het model een betonnen constructie moet representeren. Na dit voldaan te hebben, rest de dimensionering van het model zodat onderzoek met Ruaumoko kan plaatsvinden.

Het derde proces is het daadwerkelijk onderzoeken van het model met Ruaumoko. Aangezien het een onderzoek betreft is dit meerdere keren gedaan met trial and error.

Het vierde proces is het detailleren van het model zodat deze de onderzochte aardbevingen kan weerstaan.

In dit rapport is het vooronderzoek naar de werking van Ruaumoko achterwege gelaten, omdat hiervoor de handleiding van Ruaumoko geraadpleegd kan worden. Hierdoor begint dit rapport met de beschrijving van het model. Vervolgens wordt dit model gedimensioneerd aan de hand van de statische belastingen. Daarna vindt onderzoek met Ruaumoko plaats, waarna een model volgt dat de beschouwde aardbevingen kan weerstaan. Voor de beschrijving van het onderzoek met Ruaumoko, is besloten om 3 modellen kort te beschrijven als tussenstap tussen het eerste en het uiteindelijke model. Dit is gedaan omdat de modellen die als tussenstap worden gebruikt, een grote rol spelen in het vormen van het uiteindelijke model. Ook worden bepaalde verbanden en conclusies gevonden tijdens deze tussenstappen, zodat het noodzakelijk is om deze kort te beschrijven. Na het vormen van het uiteindelijke model, volgt de detaillering zodat de ontwerpopgave afgerond wordt.

Bij het opstellen van dit rapport heeft de schrijver als doel gehad om op een eenvoudige en vlotte wijze het ontwerpproces en daarbij de opgedane kennis uit het onderzoek over te brengen aan de lezer. Om dit mogelijk te maken, zijn alle berekeningen en details uit het rapport gehaald. Hiervoor zijn twee soorten bijlagen gemaakt, bijlagen A en bijlagen B.

In bijlage A zijn alle berekeningen opgenomen die van belang zijn voor dit onderzoek. Indien in het rapport waarden worden gebruikt die uit deze berekening zijn ontstaan, dan volgt de verwijzing naar deze berekeningen met [A*]. Op de plaats van * wordt het desbetreffende hoofdstuk uit bijlage A genoemd. Wanneer de berekeningen de basis vormen van de desbetreffende paragraaf, dan wordt deze verwijzing achter het desbetreffende kopje geplaatst.

In bijlage B zijn de in- en uitvoerdata van de belangrijkste modellen 1 t/m 5 opgenomen en de belangrijkste normen die tijdens het onderzoek zijn gebruikt. Indien in het rapport waarden worden gebruikt die hieruit voortvloeien, volgt de verwijzing hiernaar met [B*]. Op de plaats van * wordt het desbetreffende hoofdstuk uit bijlage B genoemd.

Door deze indeling is het rapport op zichzelf goed te lezen. Indien men wil nagaan hoe aan bepaalde waarden is gekomen, kan men bijlage A raadplegen die zich achterin het rapport bevindt. Bijlage B is echter in een apart boekwerk geplaatst, omdat deze alleen van belang is voor de lezer, indien de lezer zelf een soortgelijk onderzoek wil verrichten.

## 2 Probleembeschrijving en doelstelling

In veel gebieden op aarde is een aardbeving het belangrijkste belastinggeval voor draagconstructies. Een zware aardbeving kan alleen economisch worden weerstaan als de liggers en kolommen van de draagconstructie plastisch kunnen vervormen. Na de aardbeving zijn in het gebouw dus plastische vervormingen opgetreden maar is het niet ingestort. In het ontwerpproces bepaalt de constructeur de plastische vervorming die met name de ligger-kolom verbindingen moeten kunnen ondergaan zonder sterkteverlies. Daarbij wordt het gedrag van de constructie bepaald met een raamwerkprogramma dat ook dynamisch kan rekenen.

Het doel van het project is het beschrijven van en het inzicht verkrijgen in het ontwerpproces van een betonnen constructie belast door aardbevingen.

Bij dit ontwerpproces wordt het gedrag van een gemodelleerde constructie bepaald met een raamwerkprogramma dat dynamisch kan rekenen: Ruaumoko. Na de bepaling van het gedrag van de constructie wordt de invloed van verschillende ontwerpparameters op de aardbevingsbestendigheid van de constructie onderzocht en wordt met de opgedane kennis geprobeerd het model te verbeteren.

## 3 Beperkingen en aannames binnen het onderzoek

Hieronder volgt een sommatie van de belangrijkste beperkingen en aannames die binnen het onderzoek zijn genomen:

*Beperking:* Het te onderzoeken model is een betonnen raamwerk, met één beuk en meerdere verdiepingen. Het raamwerk is aan de voet star ingeklemd.

*Beperking:* Het plastische moment treedt op in de balken en mag niet in de kolommen optreden. Dit betekent dat de kolommen alleen elastisch mogen vervormen terwijl de balken ook plastische vervorming mogen ondervinden.

*Beperking:* Na een aardbevingsbelasting mag de constructie schade ondervinden die niet herstelbaar is met een redelijkerwijs economische inspanning, mits het gebouw niet instort. Dat wil zeggen dat de damage factor gelijk aan 1 mag zijn en dat de vereiste ductiliteit van de verbinding $\mu_p$ gelijk mag zijn aan de maximale ductiliteit van de verbinding $\mu_\mu$.

*Aanname:* Bij het onderzoeken van het model op aardbevingsbelasting, mag de horizontale windbelasting uitgesloten worden. De kans is immers erg klein dat een aardbeving en een zware storm op het zelfde moment op de constructie werken.

*Beperking:* Invloed van dwarskracht vervorming wordt buiten beschouwing gelaten.

*Aanname:* De maximale benodigde ductiliteit van de balken is 5.

*Aanname:* De verhoudingen tussen de momenten op verschillende plaatsen van een ligger zijn voor de elastische en plastische fasen gelijk.

*Aanname:* Tijdens een aardbeving zijn de spanningen in de constructie een sommatie van de spanningen als gevolg van de statische en seismische belasting.

*Beperking:* Tijdens een aardbeving zijn de ondervonden acceleraties van de constructie alleen in horizontale richting.

*Aanname:* Kritische demping van de constructie wordt gesteld op 5%.

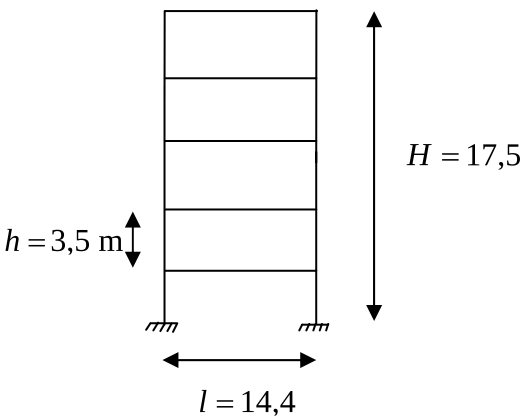
*Aanname:* De kolommen en balken in de constructie zijn in Ruaumoko te modelleren met de Giberson methode.

*Beperking:* De balk-kolom aansluiting is een volledige inklemming.

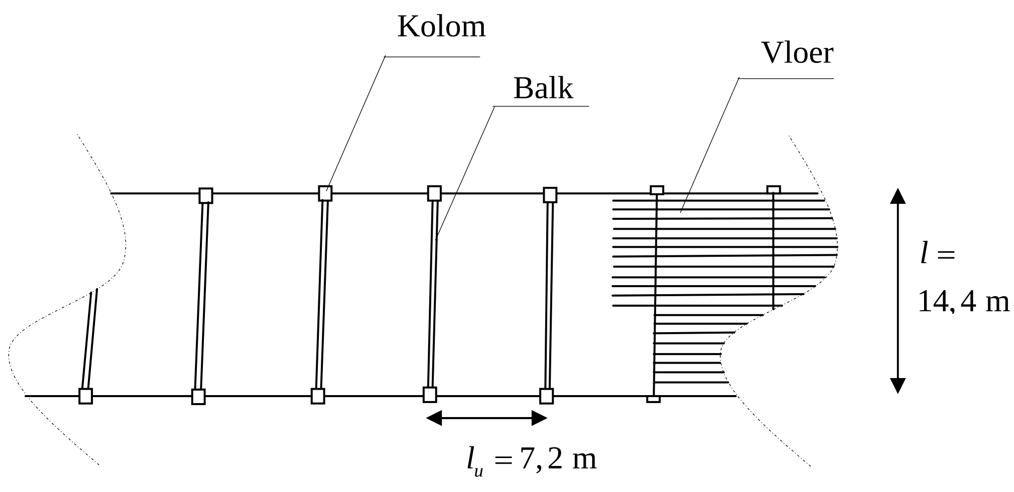
*Aanname:* De wapeningsstaal heeft een bilineaire spanning-rek relatie.

## 4 Model

Om de invloeden van aardbevingen op betonnen constructies te onderzoeken, moet eerst een model gemaakt worden. Hiervoor is gekozen voor een betonnen gebouw van 5 verdiepingen hoog bestaande uit één beuk, met een verdiepingshoogte van 3.5 meter. De kolommen in het vlak van de tekening volgen de stramienmaten met een h.o.h. afstand van 14,4 meter. Deze zijn in figuur 1 aangegeven met de letter $l$. Uit het vlak van de tekening is de lengte van het gebouw niet relevant voor de dimensionering. Wel van invloed is de h.o.h afstand van de kolommen uit het vlak van de tekening, om de windbelasting op het model te kunnen bepalen. Voor de h.o.h. afstand van de kolommen uit het vlak van de tekening wordt 7,2 meter aangehouden. Deze afstand is in figuur 2 aangeduid met de letter $l_u$ .




*Figuur 1: Vooraanzicht*




*Figuur 2: Bovenaanzicht*

## 5 Dimensionering [A1] [B1]

De eerste dimensionering van de constructie is uitgevoerd met algemene ontwerpformules, waarbij in dit stadium van het onderzoek nog geen rekening wordt gehouden met de seismische belasting. Uit deze ontwerpformules zijn de afmetingen bepaald voor de verschillende onderdelen van de constructie.

Afmetingen:

Vloeren: $h_{vloer} = 250 \text{ mm}$

Balken: $h_{balk} = 1200 \text{ mm}$

$b_{balk} = 600 \text{ mm}$

Kolommen: $a_{kolom} = 400 \text{ mm}$

Wanneer in eerste instantie vanuit wordt gegaan dat de kolommen en balken hetzelfde wapeningspercentage bezitten, kan geconcludeerd worden dat bij deze afmetingen de buigsterkte van de kolommen kleiner is dan de buigsterkte van de balken. Om echter te garanderen dat het plastische scharnier als eerst in de balken optreedt, moet gelden dat de buigsterkte van de kolommen groter is dan de buigsterkte van de balken. Voor de eerste dimensionering zal daarom ervoor gekozen worden om de kolomafmetingen zodanig te vergroten, dat de buigsterkte van de kolommen anderhalf maal groter is dan de buigsterkte van de balken. De afmetingen van de kolommen worden hierbij:

$$a_{kolom} = 1120 \text{ mm}$$

Nu de afmetingen bekend zijn, kan de wapening worden bepaald met inachtneming van de in NEN6720 genoemde belastingcombinaties.

Staaloppervlak wapening:

Balken: $A_s = 4608 \text{ mm}^2$ (in de middenoverspanning)

$A_s = 2592 \text{ mm}^2$ (aan het uiteinden)

Kolom: $A_s = 14802 \text{ mm}^2$

Hieronder is de wapening aangeduid in $\text{mm}^2$ staaloppervlak, omdat deze voor het gebruik in Ruaumoko van belang is. Het omzetten van het staaloppervlak in hoeveelheden staafdiameter wordt in de detaillering gedaan, rekening houdend met de verschillende normen die in NEN6720 hierover worden vermeld.

# 6 Gedrag van de constructie o.i.v. aardbevingen

Om het gedrag van de constructie te onderzoeken, wordt gebruikt gemaakt van het programma Ruaumoko. Bij het gebruik van dit programma worden een aantal theoretische beslissingen genomen die van invloed zijn op het verkregen resultaat. Hieronder wordt een korte toelichting gegeven van de belangrijkste theoretische aspecten.

## 6.1 Numerieke Tijdsintegratie

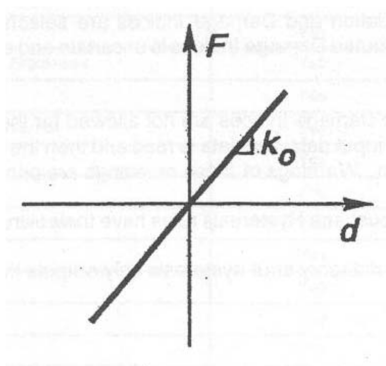
Bij het opzetten van de dynamische evenwichtsvergelijking is gebruik gemaakt van de "Newmark Constant Average Acceleration" methode. Hierbij is de oorspronkelijke methode in Ruaumoko aangepast zodat in elke tijdstap evenwicht ontstaat. Ook wordt, wanneer imaginaire waarden ontstaan, de Newton-Raphson methode gebruikt om reële waarden te verkrijgen. Het voordeel hiervan is dat deze methode altijd convergeert naar een bepaalde waarde zodat deze in elke tijdstap stabiel is. Ook geldt dat niet alle vrijheidsgraden vertaald hoeven worden naar een bijbehorende massa, zodat het aantal te verrichten stappen in elke tijdsinterval gereduceerd worden.

## 6.2 Demping Model

Voor de demping wordt gekozen voor de Rayleigh demping model. Voor het berekenen van de raylight demping matrix wordt gebruik gemaakt van de massamatrix, stijfheidmatrix en de coëfficiënten $\alpha$ en $\beta$ die voor de vereiste waarde van de viskeuze demping zorgen op twee verschillende frequenties behorende bij de eerste en tweede trillingsvormen. Hierbij is de kritische demping aangenomen op 5%. De dempingmatrix wordt verkregen door $C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K$

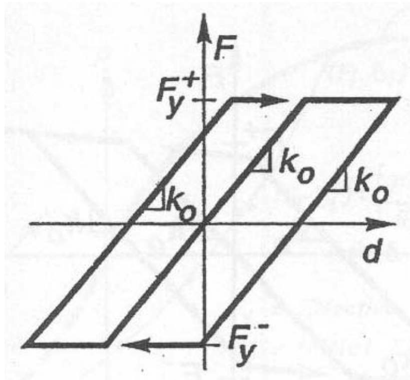
## 6.3 Hysteresis Rulle

De Hysteresis Rulle is een model voor de beschrijving van de relatie tussen de spanning en de rek. Een van de beperkingen die van te voren opgelegd zijn, is dat het plastische scharnier in de balken moet optreden en niet in de kolommen. Het komt erop neer dat de kolommen alleen elastisch moeten worden belast. Hierdoor zal de spanning-rek relatie van de kolommen bepaald worden met behulp van de lineair elastisch hysteresis model, waarbij de spanning-rek grafiek uitsluitend een lineaire functie weergeeft, zie figuur 3. Na vervolgens het onderzoek te hebben gedaan, zal gecontroleerd worden of de plastische spanning in de kolom niet is bereikt.




*Figuur 3: Lineair Elastisch Hysteresis*

In de balken moet echter wel een plastisch scharnier kunnen ontstaan, zodat de spanning-rek relatie van de balken niet bepaald kan worden met het lineair elastisch hysteresis model. Hiervoor wordt de elasto-plastisch hysteresis model gebruikt, waarbij de spanning-rek relatie wordt beschreven door een lineair deel en een plastisch deel, zie figuur 4. Zodra de balken in het plastische deel komen, ontstaat een plastisch scharnier in de balken. De rotatieverhouding tussen de rotatie die de balken kunnen ondergaan op het moment dat het plastische gebied wordt bereikt en de rotatie op het moment van bezwijken, geeft de ductiliteit aan.




*Figuur 4: Elasto-Plastisch Hysteresis*

## 7 Onderzoek

Voordat het onderzoek wordt beschreven wil de schrijver duidelijk maken dat de benodigde ductiliteit die uit dit onderzoek volgt niet zondermeer correct is. Hieronder volgt een korte toelichting.

Om de benodigde ductiliteit uit Ruaumoko te halen moet men in de invoerfile de heersende dwarskrachten en momenten op de knopen invoeren als gevolg van de statische belasting. Voor het berekenen van deze dwarskrachten en momenten is gebruik gemaakt van het raamwerkprogramma MatrixFrame.

Om de spanningen in de constructie te bepalen moet eerst in MatrixFrame het model getekend worden. Hierbij is het in MatrixFrame van belang of men een horizontale ligger van links naar rechts of van rechts naar links tekent, omdat hierbij het lokale assenstelsel verandert. Wanneer vervolgens de belasting in het globale assenstelsel wordt gegeven, volgen de spanning met een juiste absolute waarde, maar niet automatisch het juiste teken volgens het globale assenstelsel van de constructie. De tekens die bij deze spanningen worden gegeven, zijn namelijk gebaseerd op de lokale assenstelsels van de elementen. Hierdoor kan het voorkomen dat uit MatrixFrame elementen waarop een en dezelfde belasting werkt, toch een tegengestelde spanning krijgen [A2].

Voor het gebruik in Ruaumoko zijn de waarden met bijbehorende tekens overgenomen vanuit een uitvoerfile van MatrixFrame. De consequentie hiervan is dat de balken met een lokaal assenstelsel anders dan het globale assenstelsel in Ruaumoko het verkeerde teken hebben gekregen. Zo hebben de knopen behorend bij de oneven verdiepingen een negatief moment gekregen en de knopen behorend bij de even verdiepingen een positief moment gekregen. Voor de benodigde ductiliteit blijkt dit een gunstig effect te hebben. Wanneer de juiste tekens in Ruaumoko worden ingevoerd, blijkt de benodigde ductiliteit van de balk ongeveer een factor twee keer zo groot te worden.

Dit aspect is echter in een te laat stadium van het onderzoek aan het licht gekomen, zodat de waarden voor de benodigde ductiliteit in dit hoofdstuk niet zondermeer correct zijn. Echter is dit rapport opgesteld met als doel het begrip krijgen in het ontwerpproces van constructies belast door aardbevingen, zodat de kwantitatieve waarden hierin geen rol spelen aangezien de gedachtegang onveranderd blijft.

## 7.1 Seismische belasting

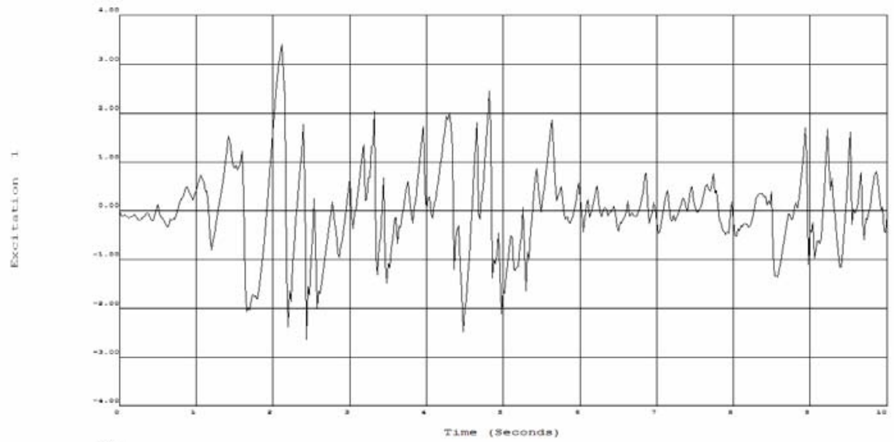
Voor het gedrag van de constructie zullen twee typen aardbevingen in beschouwing worden genomen, namelijk de El Centro aardbeving en de Boekarest aardbeving.

De El Centro aardbeving vond plaats in mei 1940 en had een sterkte van 7.1 op de schaal van Richter. Bij het epicentrum heeft 80 procent van de gebouwen een beschadiging opgelopen. In het bedrijvengebied van Brawley zijn alle gebouwen beschadigd geraakt waarvan 50 procent gesloopt moest worden.

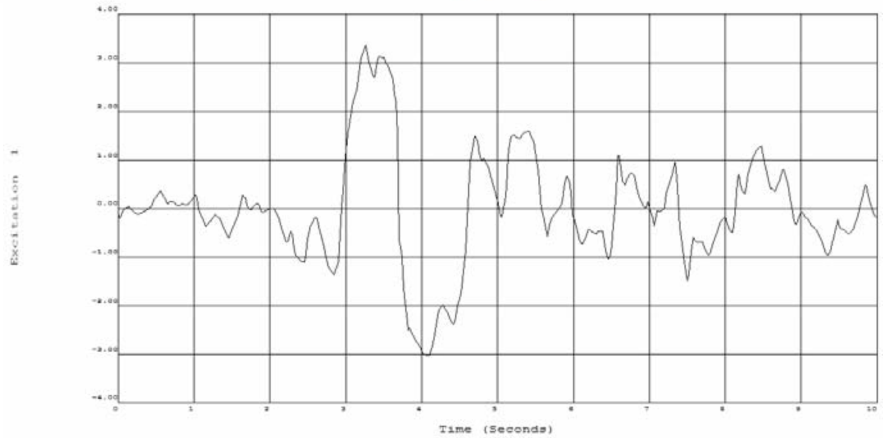
De Boekarest aardbeving vond plaats in maart 1977 en is ook wel bekend als de Vrancea aardbeving. Deze aardbeving had een sterkte van 7.4 op de schaal van Richter. Door deze aardbeving zijn 35.000 gebouwen beschadigd geraakt waarvan 33 hoge gebouwen zijn ingestort.

Voor deze twee aardbevingen is gekozen, omdat ze beiden nagenoeg dezelfde sterkte hadden op de schaal van Richter. De schaal van richter is een andere aanduiding voor de hoeveelheid vrijgekomen energie uit een aardbeving, waarbij een sterkte van 7 overeenkomt met een energie van ongeveer $1 \cdot 10^{18}$ Joule. Omdat de hoeveelheid vrijgekomen energie nagenoeg hetzelfde is, moet het verschil in respons op de constructie achterhaald worden op andere aardbevingenkarakteristieken. Overigens zijn van beide aardbevingen data beschikbaar in Ruaumoko zodat een onderzoek met deze twee aardbevingen mogelijk is.

In figuur 5 en 6 zijn de Excitatie-Tijd grafieken weergegeven van respectievelijk de El Centro en Boekarest aardbeving. In deze grafieken zijn beide aardbevingen geschaald, zodat de piekwaarden van de Excitatie-Tijd grafieken overeenkomen. Van de Boekarest aardbeving is 10 seconde aan gegevens in Ruaumoko beschikbaar. Om het verschil in tijdsduur van beide aardbevingen buiten beschouwing te laten, is ervoor gekozen om beide aardbevingsbelastingen dezelfde tijdsduur te geven, namelijk 10 seconden. Hierbij is voor de El Centro aardbeving de eerste 10 seconde genomen, omdat hierin de maximale piekwaarde zit van deze aardbeving.



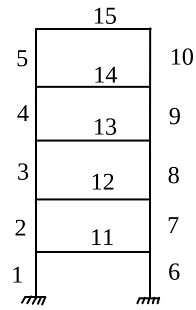

*Figuur 5: acceleratie-tijd grafiek van de El Centro aardbeving*




*Figuur 6: acceleratie-tijd grafiek van de Boekarest aardbeving*

### 7.2 Model 1

Als eerst zal het model onderzocht worden dat is gedimensioneerd onder hoofdstuk 5. Uit Ruaumoko blijkt voor de El Centro aardbeving alleen de balken plastisch te vervormen, waarbij de grootste ductiliteit wordt vereist van element 12 met een benodigde ductiliteit van 3,89 [B2]. Ook voor de Boekarest aardbeving blijken alleen de balken plastisch te vervormen, waarbij de grootste ductiliteit wordt vereist van wederom element 12 met een benodigde ductiliteit van 3,35 [B2]. Hieruit kan geconcludeerd worden dat voor model 1 de El Centro aardbeving maatgevend is met een benodigde ductiliteit van 3,89. Deze waarde ligt onder de maximale ductiliteit van 5, zodat onderzocht kan worden of de constructie slanker uitgevoerd kan worden.




*Figuur 7: Elementenaanduiding*

Voordat dit wordt gedaan, moet eerst gecontroleerd worden of de spanningen in de kolommen niet de plasticiteitgrens bereiken, aangezien de kolommen op een lineair elastische spanning-rek relatie zijn berekend. Uit de uitvoerdata van Ruaumoko blijkt dat het maximale moment op de kolommen werkt op elementen 1 en 6 elk ter grootte van $2245\ \text{kNm}$ [B2]. In hoofdstuk 6 is, ten aanzien van de statische belasting, bepaald dat de kolommen van model 1 een staaloppervlak moeten hebben van $A_s = 14802\ \text{mm}^2$. Dit komt overeen met een plastisch moment van [A1.7]:

$$M_p = z \cdot f_s \cdot A_s = 6224\ \text{kNm}$$

Hieruit kan geconcludeerd worden dat de spanningen in de kolommen de plastische grens niet bereiken, zodat het berekenen van de kolommen met een lineair elastisch hysteresis model gerechtvaardigd is.

Na een tal van onderzoeken met Ruaumoko is gebleken dat de benodigde ductiliteit door een aardbeving van een vijf verdiepingen hoog model bestaande uit één beuk, wordt bepaald door de kolomafmetingen, de balk afmetingen en de vloeikracht van de wapening van de balken en kolommen.

De overspanning van de balken blijken geen invloed te hebben op de benodigde ductiliteit. Dit omdat een kleinere overspanning van de balken, kleinere balkafmetingen geven bij het dimensioneren van de balkdoorsneden. Echter door de kleinere overspanning zijn de momenten door de statische en seismische belastingen ook kleiner, zodat de benodigde ductiliteit nagenoeg niet verandert.

In de volgende modellen blijft het lineair elastisch hysteresis model gebruikt worden voor de kolommen, zodat deze tot het oneindige elastisch blijven, waardoor de wapening in de kolom niet van invloed is. Hierdoor zullen alleen de kolomafmetingen, de balkafmetingen en de balkwapening de ductiliteit beïnvloeden. De kolomafmetingen van model 1 zijn ten aanzien van de statische belasting overgedimensioneerd, zodat deze bij de volgende modellen gereduceerd kunnen worden. De balkafmetingen van model 1 zullen niet gereduceerd worden, omdat deze afmetingen ten aanzien van de overspanning vastliggen. De balkwapening kan in de volgende modellen wel gevarieerd worden mits de te gebruiken wapening niet kleiner is dan de wapening berekend om de statische belasting te dragen.

In de volgende modellen zal getracht worden de kolomafmetingen te reduceren, waarbij onderzocht wordt welk staaloppervlak aan wapening de balken moeten hebben, zodat de benodigde ductiliteit in de balken kleiner blijft dan 5. Met de gevonden staaloppervlak wordt m.b.v. NEN 6720 onderzocht of het maximale wapeningspercentage niet wordt overschreden. Indien het wapeningspercentage het maximale percentage niet overschrijdt, wordt getoetst of de kolommen plastische vervorming ondervinden.

## 7.3 Model 2

In het tweede model zal teruggegaan worden naar kolommen van 400 x 400 mm$^2$ die nodig zijn om de statische belasting te dragen. De verwachting is dat bij deze kolomafmetingen het model niet zal voldoen, doordat de vereiste ductiliteit van de balken groter is dan 5 of doordat de kolommen plastische vervorming ondervinden. Het is echter toch nuttig om met Ruaumoko te concluderen dat dit model niet voldoet, omdat men dan weet in welk bereik van kolomafmetingen gezocht moet worden, namelijk tussen 400 x 400 mm2 en 1120 x 1120 mm$^2$. Door dit bereik steeds kleiner te maken, kan men naar een minimum toe werken van de kolomafmetingen.

Uit Ruaumoko blijkt, wanneer de steunpuntwapening in de balken niet veranderd wordt, de benodigde ductiliteit voor de El Centro aardbeving gelijk is aan 55,45 en voor de Boekarest aardbeving gelijk is aan 111,2. Bij beide aardbevingen is element 11 maatgevend gebleken [B3]. Nu kan met Ruaumoko onderzocht worden wat de vloeikracht van de balkwapening moet zijn, zodat de benodigde ductiliteit van de balk-kolom aansluiting kleiner wordt dan 5. Deze vloeikracht wordt vervolgens omgezet naar oppervlakte FeB500 wapeningsstaal. In het vervolg zal de vloeikracht niet worden genoemd, maar zal direct de staaloppervlakte genoemd worden.

Uit Ruaumoko volgt voor een vloeikracht van $F_{vloei} = 4900\ \text{kN},$ de balken niet plastisch worden bij de El Centro aardbeving en een ductiliteit van 4,64 nodig is bij de Boekarest aardbeving. Hierbij is wederom element 11 maatgevend [B4]. Omgerekend naar staaloppervlak is dit:

$$A_s = \frac{F_{vloei}}{f_s} = \frac{4900 \cdot 10^3}{435} = 11264\ \text{mm}^2$$

Nu kan voor de eerste schatting vanuit worden gegaan dat de balken zowel boven als onder een staaloppervlak van $A_s = 11264\ \text{mm}^2$ nodig hebben, om een ductiliteit van 4,64 te leveren voor zowel de positieve als de negatieve rotatie wanneer het gebouw door de aardbeving heen en weer wordt bewogen. Dit is echter een conservatieve beredenering, omdat het staaloppervlak van $A_s = 11264\ \text{mm}^2$ een ductiliteit levert van 4,64, bij een rotatie waarbij de statische en seismische momenten elkaar versterken. Bij de tegenovergestelde rotatie zullen de statische en seismische momenten elkaar reduceren, zodat met een kleiner staaloppervlak dezelfde ductiliteit wordt geleverd. Echter is het verschil in staaloppervlak onder en boven in de balk, zoals aan het eind van dit rapport zal blijken, gering zodat voor een eerste schatting deze beredenering gerechtvaardigd is.

De totale staaloppervlakte van de doorsnede wordt dan gelijk aan $A_s = 2 \cdot 11264 = 22528\ \text{mm}^2$. Hiermee wordt het wapeningspercentage gelijk aan

$$\omega_0 = \frac{A_s}{A_b} = \frac{22528}{600 \cdot 1200} \cdot 100 = 3{,}13\ \%$$

Dit is groter dan $w_{0\ \max} = 2,49\%$ uit NEN6720 [B1], zodat aangenomen wordt dat dit model niet voldoet mits de balkdoorsnede niet wordt vergroot.

## 7.4 Model 3

In model 3 worden kolomafmetingen van 600 x 600 mm$^2$ gekozen. Uit Ruaumoko blijkt een staaloppervlak van $A_s = 7126\ \text{mm}^2$ nodig te zijn om bij de El Centro aardbeving een benodigde ductiliteit van 4,46 te krijgen. Hierbij is element 12 maatgevend is [B5]. Voor de Boekarest aardbeving blijkt de benodigde ductiliteit 4,84 te zijn, waarbij element 11 maatgevend is [B5].

Ook nu geldt dat het staaloppervlakte voor de positieve en negatieve rotatie gelijk wordt gekozen, zodat het staaloppervlak voor de doorsnede gelijk is aan $A_s = 2 \cdot 7126 = 14252\ \text{mm}^2$. Het wapeningspercentage wordt hiermee gelijk aan:

$$\omega_0 = \frac{A_s}{A_b} = \frac{14252}{600 \cdot 1200} \cdot 100 = 1{,}98\ \%$$

Dit ligt binnen de grenzen van $w_{0\ max} = 2,49\%$ en $w_{0\ min} = 0,21\%$ uit NEN 6720 [B1], zodat dit model ten aanzien hiervan voldoet.

Vervolgens wordt gecontroleerd of de spanningen in de kolommen niet de plasticiteitgrens bereiken. Uit de uitvoerdata van Ruaumoko blijkt dat het maximale moment op de kolommen werkt op elementen 1 en 6 ter grootte van $2305\ \mathrm{kNm}$ [B5]. Uit de statische berekeningen is het staaloppervlak van de kolomwapening berekend, waarbij deze een plastisch moment hebben van $M_p = 1395\ \mathrm{kNm}$ [A3]. Dit is kleiner dan het moment op de kolommen tijdens een seismische belasting, zodat geconcludeerd kan worden dat bij dit model de kolommen plastisch gaan vloeien.

## 7.5 Model 4

In model 4 worden kolomafmetingen van 800 x 800 mm$^2$ gekozen. Voor deze kolomafmetingen volgt uit Ruaumoko dat bij een staaloppervlak van de balken van $A_s = 5057\ \mathrm{mm}^2$, de benodigde ductiliteit voor de El Centro aardbeving gelijk wordt aan 4,12 en voor de Boekarest aardbeving gelijk aan 4,67. Bij beide aardbevingen is element 11 maatgevend gebleken [B6]. Het wapeningspercentage van dit model blijkt te voldoen, zie hieronder.

$$\omega_0 = \frac{A_s}{A_b} = \frac{10114}{600 \cdot 1200} \cdot 100 = 1,40\ \% \qquad \Rightarrow \qquad w_{0\ max} = 2,49\% < \omega_0 = 1,40\% < w_{0\ min} = 0,21\%$$

Uit de uitvoerdata van Ruaumoko blijkt dat het maximale moment op de kolommen werkt op elementen 2 en 7 ter grootte van $2220\ \mathrm{kNm}$ [B6]. Uit de statische berekeningen zijn het staaloppervlak van de kolomwapening berekend, waarbij deze een plastisch moment hebben van $M_p = 1424\ \mathrm{kNm}$ [A4]. Dit is kleiner dan het moment op de kolommen tijdens een seismische belasting, zodat geconcludeerd kan worden dat bij dit model de kolommen plastisch gaan vloeien.

De methode hierboven blijkt niet tot het gewenste resultaat te leiden, omdat de modellen al snel naar de overgedimensioneerde kolomafmetingen gaan van 1120 x 1120 mm$^2$. Echter was het nut juist het reduceren van de kolomafmetingen. In model 5 zal daarom een andere aanpak gehanteerd worden om tot de juiste afmetingen te komen.

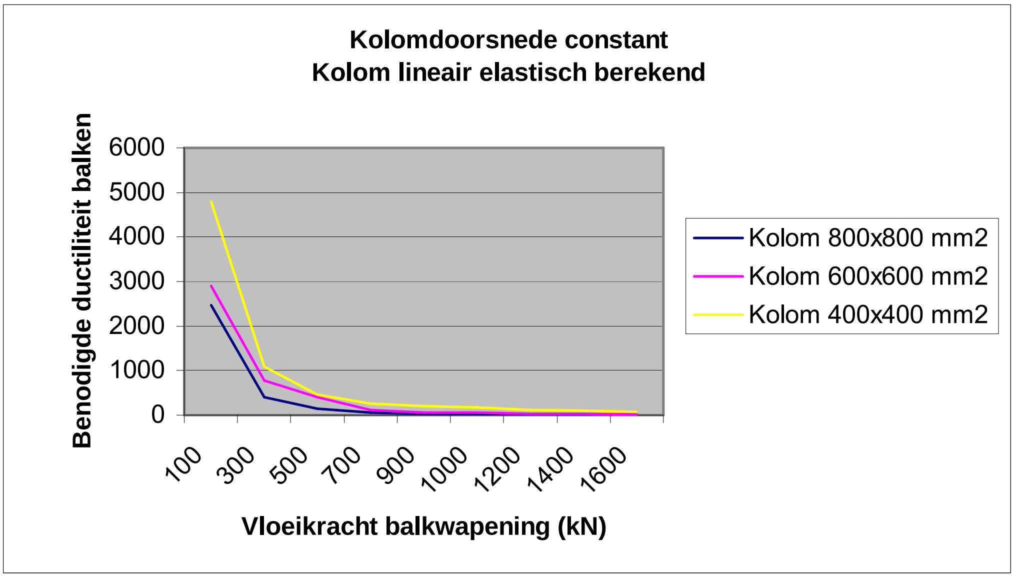
## 7.6 Model 5

In deze paragraaf zal een groot aantal runs met Ruaumoko worden gevoerd om de invloeden van de kolomdoorsnede, balkwapening en kolomwapening op de benodigde ductiliteit van de balken te onderzoeken. De resultaten hiervan zullen met gebruik van Excel geplot worden in een grafiek.

Voor de plots is als seismische belasting de Boekarest aardbeving genomen. Aan de hand van deze plots zullen de kolomafmetingen en de kolom- en balkwapening worden bepaald, waarna met Ruaumoko een controle wordt uitgevoerd voor zowel de Boekarest aardbeving als de El Centro aardbeving.

### 7.6.1 Invloed balkwapening

In deze paragraaf zal een plot worden gemaakt van de benodigde ductiliteit van de balken versus de vloeikracht van de balkwapening. Hierbij wordt voor de kolommen drie kolomafmeting gekozen overeenkomend met model 2, 3 en 4 respectievelijk 400x400 mm$^2$, 600x600 mm$^2$ en 800x800 mm$^2$. De vloeikracht van de balkwapening zal gevarieerd worden zodat deze wordt uitgezet tegen de benodigde ductiliteit van de balken. Hierbij zijn de kolommen lineair elastisch berekend, zodat de kolommen in Ruaumoko tot het oneindige als elastisch worden beschouwd waardoor deze dus niet kunnen bezwijken. Na een groot aantal runs met Ruaumoko volgt uit Excel de grafiek te zien in figuur 8.

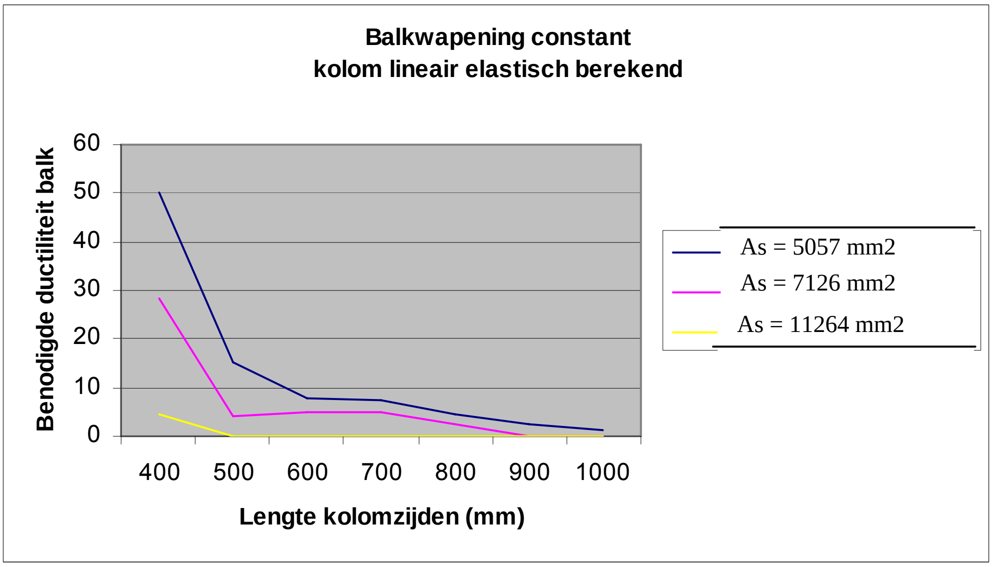



*Figuur 8: Benodigde ductiliteit balken versus de vloeikracht van de balkwapening bij een constante kolomdoorsnede*

Uit de grafiek valt op dat de benodigde ductiliteit van de balken een exponentiele functie is van de vloeikracht van de balkwapening.

### 7.6.2 Invloed kolomdoorsnede

In deze paragraaf zal een plot worden gemaakt van de benodigde ductiliteit van de balken versus de kolomdoorsnede. Hierbij wordt voor balkwapening $A_s = 11264 \text{ mm}^2$, $A_s = 7126 \text{ mm}^2$, en $A_s = 5057 \text{ mm}^2$ genomen overeenkomend met respectievelijk model 2, 3 en 4. De kolomdoorsnede zal gevarieerd worden, zodat deze wordt uitgezet tegen de benodigde ductiliteit van de balken. Ook hier zijn de kolommen lineair elastisch berekend. Na een groot aantal runs met Ruaumoko volgt uit Excel de grafiek te zien in figuur 9.

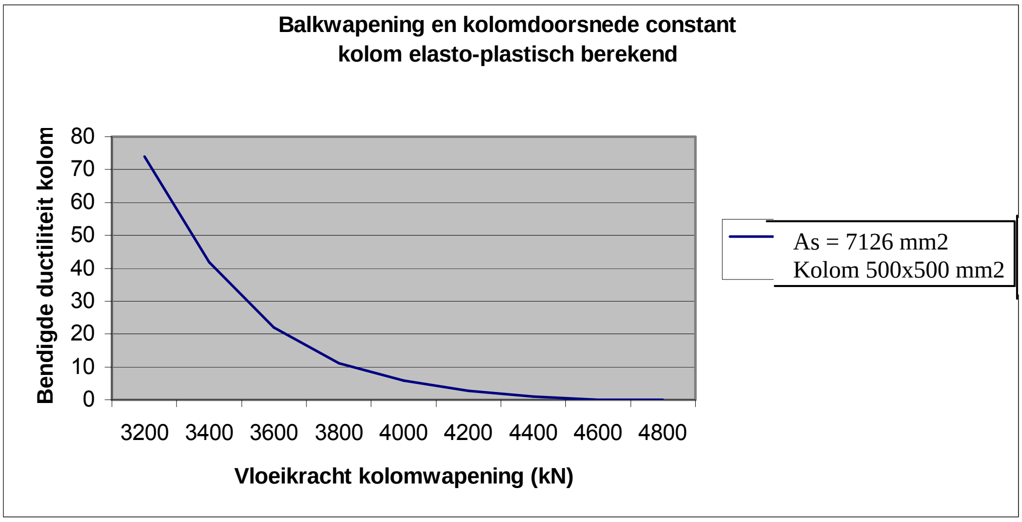



*Figuur 9: Benodigde ductiliteit balken versus de kolomdoorsnede bij een constante balkwapening*

Ook deze grafiek verloopt enigszins exponentieel waarbij opvalt dat bij een staaldoorsnede van $A_s = 7126 \text{ mm}^2$ een lokaal minimum ontstaat bij kolomzijden van 500x500 mm$^2$. Dat het lokale minimum bij juist die kolomzijden ontstaat, heeft waarschijnlijk te maken met de eigenfrequenties van het model en de acceleratie die een seismische belasting in een bepaalde frequentie teweeg brengt. Om dit te bewijzen, dient hier nader onderzoek op verricht te worden.

### 7.6.3 Invloed kolomwapening

In bovenstaande grafieken zijn de kolommen met het lineair elastisch hysteresis model berekend. Hieruit is bepaald dat bij een kolomdoorsnede van 500x500 mm$^2$ en staaldoorsnede van $A_s = 7126 \text{ mm}^2$, de benodigde ductiliteit van de balken kleiner is dan 5. In deze paragraaf zal onderzocht worden hoeveel wapening in de kolom aanwezig moet zijn, zodat de kolommen niet gaan vloeien waneer de kolommen met het elasto-plastisch hysteresis model worden berekend. Hierbij zal een plot worden gemaakt van de benodigde ductiliteit van de kolommen versus de vloeikracht van de kolomwapening bij een kolomdoorsnede van 500x500 mm$^2$ en staaldoorsnede van $A_s = 7126 \text{ mm}^2$. Na een groot aantal runs met Ruaumoko volgt uit Excel de grafiek te zien in figuur 10.




*Figuur 10: Benodigde ductiliteit kolommen versus de vloeikracht van de kolomwapening*

Hieruit valt op dat bij een vloeikracht van de kolomwapening van 4600 kN de kolommen geen plastische vervorming ondervinden. Dit komt overeen met een staaldoorsnede van $A_s = 10575 \text{ mm}^2$.

### 7.6.4 Controle [B6]

Uit bovenstaande is de kolomdoorsnede, steunpuntwapening van de balken en kolomwapening bepaald waarbij de benodigde ductiliteit kleiner dan 5 moet zijn. Dit zal worden gecontroleerd door het model in te voeren in Rauamoko, waarbij zowel de balken als de kolommen elasto-plastisch worden berekend. Uit Ruaumoko volgt dat de benodigde ductiliteit van de balken voor de El Centro aardbeving gelijk wordt aan 4,01 en voor de Boekarest aardbeving gelijk wordt aan 3,59 waarbij element 11 maatgevend is [B7]. Overigens volgt bij beide aardbevingen dat de kolommen geen plastische vervorming ondervinden. Met dit model wordt aan de eisen voldaan, namelijk de ductiliteit van de balken is kleiner dan 5 en in de kolommen vindt geen plastische vervorming plaats.

In het uiteindelijke model zijn de kolomafmetingen enorm gereduceerd, zodat de buigstijfheid van de kolommen in verhouding met die van de balken enorm is verkleind. Het is dan logischerwijs te beredeneren dat bij deze statisch onbepaalde constructie de kolommen minder belasting naar zich toe trekken in vergelijking met het aller eerste model, zodat de belastingen in de balken veranderen. Als gevolg hiervan is de vereiste wapening in de middenoverspanning van de balken veranderd naar $A_s = 3960 \text{ mm}^2$ [A5].

## 7.7 Terugkoppeling

In het uiteindelijke model zijn de kolommen en balken gewijzigd ten aanzien van het eerste model. Hierbij zijn de kolomafmetingen 500 x 500 mm$^2$ geworden met staaldoorsnede van $A_s = 10575 \text{ mm}^2$ voor de kolomwapening . Ten aanzien van de statische belasting voldoen deze afmetingen, omdat in paragraaf 6.3 was berekend dat de kolommen minimaal een doorsnede moeten hebben van 400 x 400 mm$^2$.

De balk afmetingen van 1200 x 600 mm$^2$ zijn ongewijzigd gebleven, omdat deze afmetingen gerelateerd zijn aan de overspanning. De steunpuntwapening van de balken krijgt een staaldoorsnede van $A_s = 7126 \text{ mm}^2$. De wapening voor de middenoverspanning krijgt een staaldoorsnede van $A_s = 4608 \text{ mm}^2$ en wordt bepaalde door de statische belasting.

Opvallend is dat tijdens een aardbeving vooral de balken van element 11 en 12 maatgevend zijn voor de benodigde ductiliteit. De balken van elementen 13, 14 en 15 blijken geen of nauwelijks plastische vervorming te ondervinden. Hiermee kan geconcludeerd worden dat tijdens een seismische belasting de grootste ductiliteit van een vijf verdiepingen hoog raamwerkconstructie vooral van de balken van de lagere verdiepingen worden verlangd.

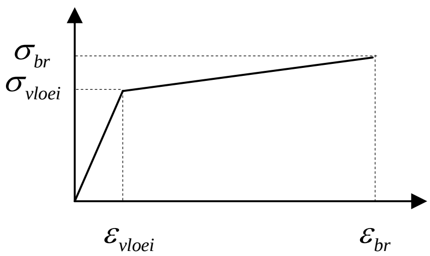
## 8 Detaillering

In de detaillering zal ingezoomd worden op het uiteindelijke model, waarbij de elementafmetingen, elementaansluitingen en de verschillende soorten wapening bepaald worden met inachtneming van de normen genoemd in NEN6720. Dit zal uiteindelijk resulteren in een technische tekening, waarbij te zien is welke aspecten een rol spelen om een bepaalde ductiliteit te leveren.

Om dit straks in een logische volgorde te representeren, zal nu eerst beschreven worden hoe de wapening een bepaalde ductiliteit kan leveren. Dit zal worden gedaan op twee manieren, waarna geconcludeerd wordt wat de verschillen zijn van beide manieren en welke in dit geval het best te gebruiken is.

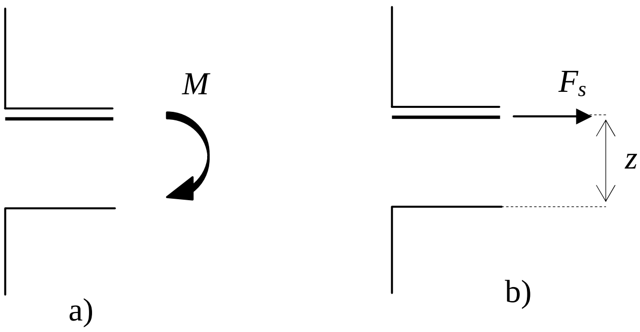
### 8.1 Beschrijving ductiliteit methode 1 [A6]

Om ductiliteit in een betonnen balk mogelijk te maken, moet scheurvorming in het beton optreden waarna de wapening gaat vloeien. De lengte waarover de wapening zijn vloeispanning overschrijdt, hang af van de hardening van het staal. Met de hardening wordt in het geschematiseerde model het traject bedoelt tussen de vloeispanning en de bezwijkspanning van het staal, zie figuur 11. De spanning dat na de vloeigrens opgenomen kan worden door het staal is gelijk aan $(\sigma_{br} - \sigma_{vloei})$ .




*Figuur 11: Spanning-rek diagram*

Wanneer de ligger plastisch gaat vervormen door een seismische belasting, ontstaat er een moment in de ligger. Dit moment zorgt voor een spanning in het staal ter grote van $\sigma_s = \frac{F_s}{A_s} = \frac{M}{z \cdot A_s}$ , zie figuur 12.

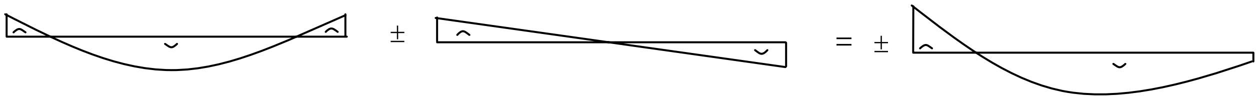



*Figuur 12.a: Heersende moment in de balk*

*Figuur 12.b: Trekkracht in het staal*

Doordat het moment over de lengte van de ligger niet constant is, is de spanning in het staal ook niet constant over de lengte. Het spanningsverschil per eenheid van lengte, dat is de afgeleide van de spanning, is dan een functie van de gradiënt van de momentenlijn. Hiermee kan men de lengte bepalen waarover de wapening zijn vloeispanning overschrijdt, door het verschil van de breukspanning en de vloeispanning van het staal te delen door het spanningsverschil per eenheid van lengte van het staal.

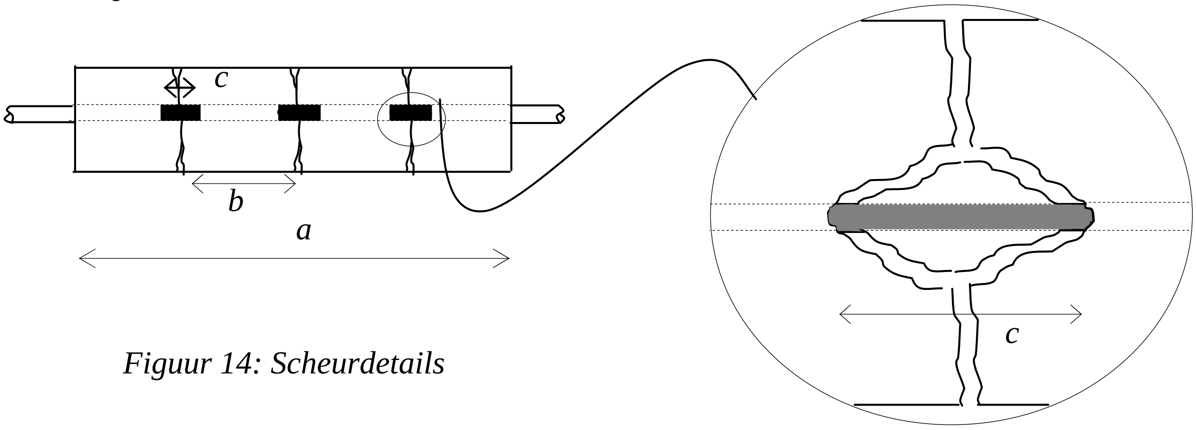
Om tot de gradiënt te komen van de momentenlijn tijdens het vloeien, moet de functie van de momentenlijn bekend zijn. De momentenlijn tijden het vloeien van het staal is dan een sommatie van de momentenlijnen door de seismische belasting en door de statische verticale belastingen, zie figuur 13.




*Figuur 13: Samengestelde momentenlijn tijdens een aardbeving*

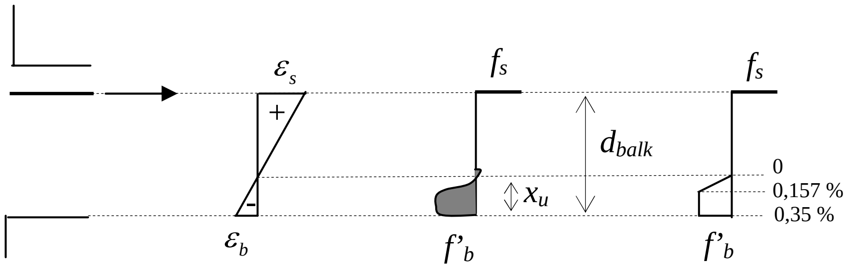
Wanneer de functie van de momentenlijn bekend is, kan door differentiatie de gradiënt bepaald worden aan de uiteinden van de balken, waar de plastische vervormingen optreden.

Met deze gradiënt is het spanningsverschil per eenheid van lengte bekend, waardoor de lengte waarover de wapening zijn vloeispanning overschrijdt, berekend kan worden. Over deze lengte ontstaat één of meerde scheuren in het beton, waardoor plastische vervorming van het staal mogelijk wordt, zie figuur 14. In de figuur is de lengte van de wapening waar de vloeispanning overschreden wordt, aangegeven met de letter $a$. De plastische vervorming van het staal is aangegeven met de gekleurde gebieden.




*Figuur 14: Scheurdetails*

Met behulp van deze lengte $a$, het aantal scheuren over deze lengte $a$, de lengte waarover het staal plastisch vloeit per scheur en de spanning-rek relatie kan de maximale rotatie bij bezwijken berekend worden. Vervolgens kan de ductiliteit bepaald worden door de rotatie bij bezwijken te delen door de elastische rotatie.




*Figuur 15: Spanningen en rek grafieken*

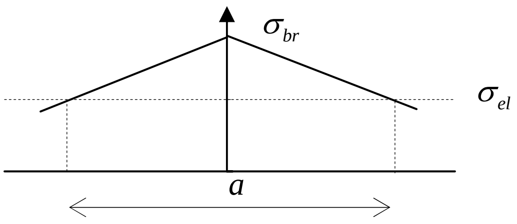
Wanneer dit wordt gedaan, blijkt met deze methode de volgende formule voor de beschikbare ductiliteit verkregen te worden:

$$\mu = \frac{\frac{c}{b} \cdot \varepsilon_{br} \cdot \frac{1}{2} d_{balk} \cdot E}{(d_{balk} - x_u) \cdot \sigma_{el}}$$

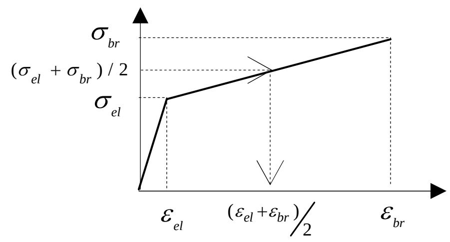
Met deze methode blijkt de lengte van het staal waarover de vloeispanning wordt overschreden, weg te vallen voor de bepaling van de beschikbare ductiliteit. Hierdoor zou in dit stadium geconcludeerd kunnen worden dat met deze methode de ductiliteit wordt verkregen over een doorsnede. Meer hierover volgt wanneer beide methoden worden vergeleken. Indien men de volledige uitwerking wil nagaan, wordt nogmaals verwezen naar de bijbehorende bijlage.

### 8.2 Beschrijving ductiliteit methode 2 [A7]

Methode 2 wordt de beschikbare ductiliteit in grote lijnen op dezelfde manier bepaald als bij methode 1. Het grote verschil is echter de bepaling van de elasticiteitsmodulus bij bezwijken. Bij methode 1 wordt deze bepaald aan de hand van de ontstane scheuren over de lengte $a$, terwijl bij methode 2 deze wordt bepaald aan de hand van de spanningsverdeling over de lengte $a$. Hierbij wordt er vanuit gegaan dat de elasticiteitsmodulus bij bezwijken gelijk is aan de gemiddelde elasticiteitsmodulus over de lengte $a$.




*Figuur 16: Spanningsverdeling over de lengte a*




*Figuur 17: Spanning-rek grafiek*

Wanneer dit wordt uitgewerkt, blijkt voor deze methode de volgende formule te gelden voor de beschikbare ductiliteit:

$$\mu = \frac{(\varepsilon_{el} + \varepsilon_{br}) \cdot a}{2 \cdot (d_{balk} - x_u) \cdot \varepsilon_e}$$

Wanneer nu de uitkomsten voor de beschikbare ductiliteit van beide methoden vergeleken worden, blijkt er in principe hetzelfde te staan. Bij beide methoden wordt de ductiliteit in feite bepaald met

$$\mu = \frac{\varepsilon_u \cdot a}{(d_{balk} - x_u) \cdot \varepsilon_e}.$$

Bij methode 1 is $\varepsilon_u = \frac{c}{b} \cdot \varepsilon_{br}$, $a = \tfrac{1}{2} d_{balk}$ en $\varepsilon_e = \frac{\sigma_{el}}{E}$.

Bij methode 2 is $\varepsilon_u = \frac{(\varepsilon_{el} + \varepsilon_{br})}{2}$

Bij methode 1 was geconcludeerd dat de berekende ductiliteit alleen voor de doorsnede geldig was en dat de lengte van de plastische vervorming van de staaf niet in beschouwing wordt genomen. Echter is de plastische lengte in de uiteindelijke formule bij methode 1, wel terug te vinden en is dit gelijk aan $\tfrac{1}{2} d_{balk}$. Hierbij kan men dus stellen dat methode 1 alleen op deze manier gebruikt kan worden wanneer de lengte $a$ bij voorhand gelijk is aan $\tfrac{1}{2} d_{balk}$.

Wanneer nu met methode 2 bepaald wordt wat de lengte *a* moet zijn zodat de benodigde ductiliteit uit Ruaumoko geleverd kan worden, volgt dat $a = 417$ mm.

Voor een beschikbare ductiliteit van ongeveer 4 blijkt $a \approx \frac{3}{8} d_{balk}$. Methode 1 was uitgegaan $a = \frac{1}{2} d_{balk}$ waardoor de verkregen ductiliteit groter zou zijn dan de werkelijke beschikbare ductiliteit. Methode 1 geeft dus in dit geval een overschatting van de beschikbare ductiliteit.

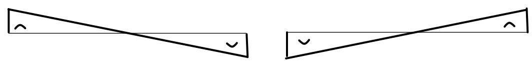
## 8.3 Afmetingen balken en kolommen

Uit Ruaumoko zijn de afmetingen van de kolommen bepaald op 500x500 mm$^2$ en de balken op 1200x600 mm$^2$. De eerste vraag die hierbij opduikt is de inklemming tussen de balken en kolommen, aangezien de kolommen een kleinere breedte hebben dan de balken. Plaatselijke verbreding van de kolom geeft een moeilijke detaillering van de wapening en zorgt voor een mogelijke zwakke plek op de overgang van de kolombreedte van 500 naar 600 mm tijdens een seismische belasting. Om deze redenen is ervoor gekozen om de breedte van de balken 100 mm te reduceren. Voor het resultaat uit Ruaumoko is deze verandering niet van invloed, omdat hierdoor het kolomoppervlak 15% afneemt en aangezien is gebleken dat vooral de kolomwapening en het inwendige hefboomsarm van belang zijn en niet het kolomoppervlak, kan gesteld worden dat deze keuze gerechtvaardigd is.

## 8.4 Bepaling wapeningstaven balken

Uit eerdere hoofdstukken is het verloop van de momentenlijnen van de statische verticale belastingen bepaald, zie figuur 18.

*Figuur 18: Verloop momentenlijn van de statische verticale belastingen*



*Figuur 19: Variatie momentenlijn door seismische belastingen*

De momentenlijn van de seismische belasting varieert in een bepaalde frequentie tussen de momentenlijnen gegeven bij figuur 19. Hieruit is te zien dat de momentenlijnen van de seismische en statische belastingen de ene keer elkaar versterken en de andere keer elkaar reduceren. Hierdoor moet zowel onder als boven in de balk ter plaatse van de inklemming, wapening aanwezig zijn om de momenten die daar heersen op te nemen. Voor de wapening aan het uiteinde, boven in de balk ontstaat het maatgevende geval waneer de momentenlijnen van de statische en seismische belasting elkaar versterken. Voor de wapening onder in de balk ontstaat het maatgevende geval wanneer de momentenlijnen van de statische en seismische belasting elkaar reduceren.

Uit Ruaumoko was bepaald dat $7126 \text{ mm}^2$ aan wapening aanwezig moest zijn om een benodigde ductiliteit te krijgen van 4. Dit was het geval wanneer de momentenlijnen van de seismische en statische belastingen elkaar versterken. De staaloppervlakte van $A_s = 7126 \text{ mm}^2$ geldt dus voor de bovenkant van de balk.

Wanneer de momentenlijnen elkaar reduceren, blijkt uit een test met Ruaumoko dat aan de onderkant van de balk $5300 \text{ mm}^2$ aan wapening aanwezig moet zijn om een benodigde ductiliteit van 4 te krijgen.

Nu zowel de wapening boven als onder in de balk bekend is, kan het wapeningspercentage van de balk berekend worden om te concluderen of deze t.a.v. het maximale en minimale wapeningspercentage voldoet.

$$\omega_0 = \frac{A_s}{A_b} = \frac{7126+5300}{600 \cdot 1200} \cdot 100 = 1,73\ \% \qquad \Rightarrow \qquad w_{0\ \min} = 0,21\% \ < \ w_0 = 1,73\ \% \ < \ w_{0\ \max} = 2,49\%$$

Nu is het zo dat men het plastisch vervormen van het staal niet direct bij de inklemming wil hebben, omdat mogelijke beschadiging van de kolommen kan optreden en omdat voor de wapening een zekere verankeringslengte nodig is om uitschieten van het staal uit het beton te voorkomen. Hiervoor is het noodzakelijk dat de hoeveelheid wapening bij de inklemming groter is dan de benodigde wapening volgend uit Ruaumoko. Op een afstand $h_{balk}$ van de inklemming is de hoeveelheid wapening gereduceerd tot de benodigde hoeveelheid wapening volgend uit Ruaumoko. Hierdoor is er met opzet een zwakkere plek in de balken gemaakt, zodat het plastische scharnier op deze plek moet ontstaan. De reductie van de wapening moet minstens over de lengte $a$ van 417 mm lopen zodat het staal over deze lengte kan vloeien. In te tekening is te zien dat voor deze lengte 1200 mm is gekozen, omdat zo de wapening makkelijker omgebogen kan worden naar een stand van 45 graden.

Uit Ruaumoko is bepaald dat over deze lengte $a$ $7126\ \mathrm{mm}^2$ aan wapening nodig is in de bovenkant van de balk en $5300\ \mathrm{mm}^2$ aan wapening in de onderkant van de balk. Dit is in de tekening vertaald naar $12 \cdot \Phi 28$ in de bovenkant van de balk en $9 \cdot \Phi 28$ in de onderkant van de balk, rekening houdend met de maximale en minimale h.o.h. afstand van de staven volgend uit NEN6720 [B1].

Doorsnede AA' geeft de doorsnede bij de inklemming. Hierin is te zien dat naast de bovengenoemde wapening zowel boven als onder 2 staven van $\Phi 14$ aanwezig zijn, zodat het vloeimoment van de wapening op deze plek groter is.

Doorsnede BB' geeft de doorsnede weer waar het plastische scharnier moet ontstaan. De twee staven van $\Phi 14$ bevinden zich in het midden van de balk, zodat deze een verwaarloosbare bijdrage geven aan het maximaal opneembare moment door de wapening. Na doorsnede BB' zitten de staven van $\Phi 14$ weer aan de boven- en onderkant van de balk, zodat het vloeimoment van de wapening dezelfde waarde krijgt als bij de inklemming.

Doorsnede CC' geeft de doorsnede over de middenoverspanning van de balk. Uit paragraaf 8.6 was bepaald dat voor de statische belasting $3960\ \mathrm{mm}^2$ aan wapening in de onderkant van de balk in deze doorsnede aanwezig moet zijn. Dit komt overeen met 7 staven van $\Phi 28.$ Uit de tekening is echter te zien dat in deze doorsnede 9 staven van $\Phi 28$ en 2 staven van $\Phi 14$ aanwezig zijn. Dit is gedaan omdat de verankeringslengte van de deze staven dermate groot is, dat het rendabeler is om deze door te laten lopen. In [A8] wordt dit aangetoond.

In doorsnede CC' ziet men aan de bovenkant van de balk 2 staven van $\Phi 28$ doorlopen. Dit is gedaan t.a.v. de eis die wordt gesteld voor de beugels. Meer daarover volgt onder het kopje beugels.

## 8.5 Verankeringslengte wapeningstaven balken [A8]

Om de verankeringslengte te bepalen, moet eerst de omhullende momentenlijn bekend zijn door de statische en seismische belasting. De statische momentenlijn is bekend en de seismische momentenlijn kan aan de hand van de uitvoerfile van Ruaumoko bepaald worden.

Met behulp van deze omhullende kan afgelezen worden vanaf welke afstand het voor de momenten niet meer nodig is om de secundaire wapening door te laten lopen. Bij deze afstand wordt de waarde $40 \cdot \Phi_k$ opgeteld, omdat deze afstand nodig is voor het staal om de kracht via schuifspanning over te dragen aan het beton.

Na uitwerking hiervan volgt voor de verankeringslengte $l_{ank} = 3720\ \mathrm{mm}$

## 8.6 Wapeningstaven kolommen

Uit Ruaumoko is bepaald dat $10575\ \mathrm{mm}^2$ oppervlakte aan wapening nodig is om plastische vervorming van de kolommen te voorkomen. Rekening houdend met de maximale en minimale h.o.h. afstand van de staven volgend NEN6720, is dit vertaald naar $14$ staven van $\Phi 32$ .

## 8.7 Beugels balken [A9]

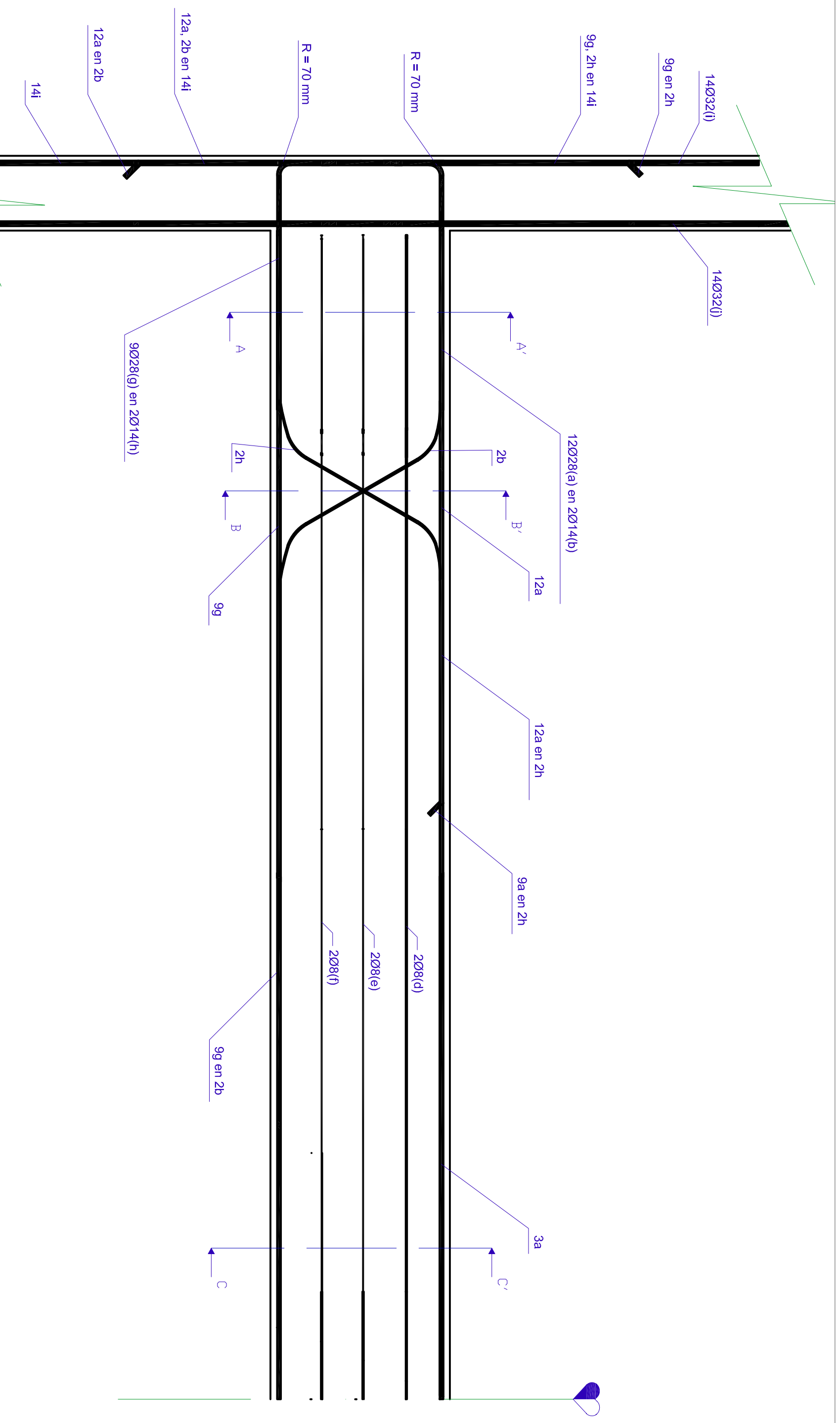
Ten aanzien van de schuifspanning blijken geen beugels in de balk nodig te zijn. In de tekening blijkt echter wel beugels aanwezig te zijn in de balk. De beugels zijn namelijk nodig om knik van de wapening te voorkomen wanneer deze op druk worden belast. Hierbij zal voor de h.o.h. afstand van de beugels de maximale h.o.h. afstand worden aangehouden van 300 mm volgend uit NEN6720 [B1]. Op de plaats waar de vloeispanning van de wapening wordt overschreden, zal een h.o.h. afstand van de beugels van 100 mm worden aangehouden. Dit wordt gedaan omdat door de aanwezigheid van de beugels, spanningconcentratie plaatsvindt bij de beugels, waardoor de buigscheuren in het beton ontstaan ter plaatse van de beugels. Door het verkleinen van de h.o.h. afstand van de beugels, zullen meer scheuren ontstaan in het beton, wat leidt tot meer plastische vervorming van het staal en daarmee een grotere ductiliteit.

## 8.8 Beugels kolommen [A10]

Ten aanzien van de schuifspanning blijken in de kolommen wel beugels nodig te zijn. Uit de berekeningen blijkt dat de maximale h.o.h. afstand van deze beugels gelijk is aan 112 mm. Voor de beugelafstand wordt daarom een h.o.h. afstand gekozen van 100 mm.

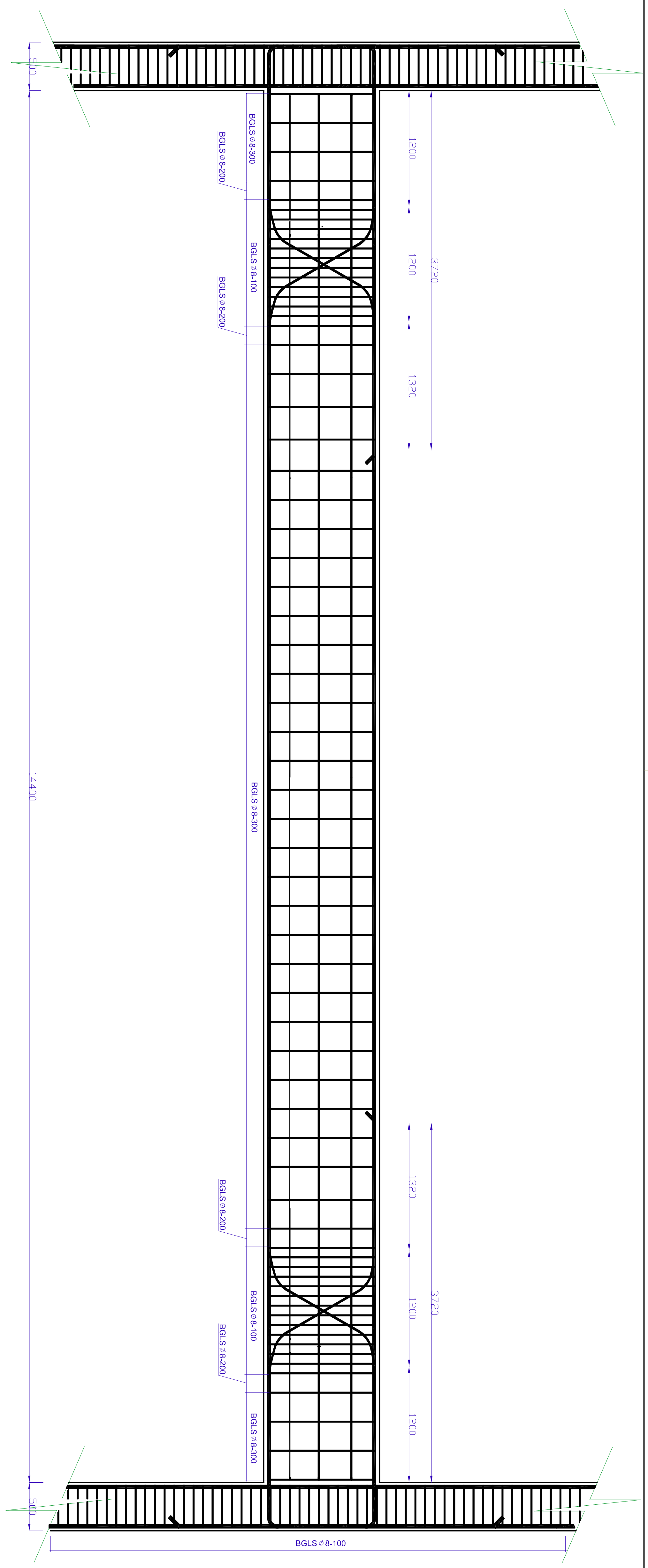
# Verloop wapening

Voor de duidelijkheid zijn de beugels weggelaten (Schaal 1:50)



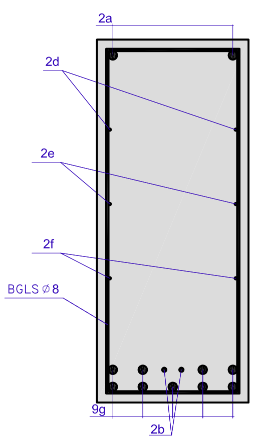

# Totaal Overzicht

Hierop is de beugelaanduidingen te zien en verschillende benatingen (Schaal 1:50)

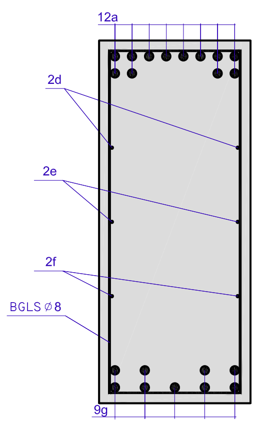



# Doorsneden (Schaal 1:25)

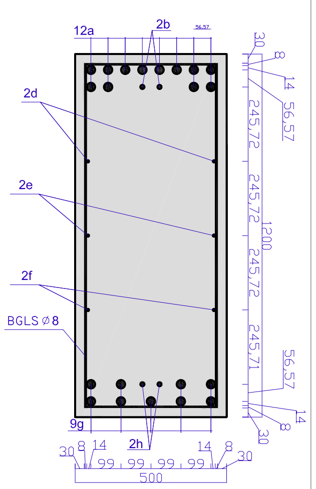
Doorsnede CC'




Doorsnede BB'



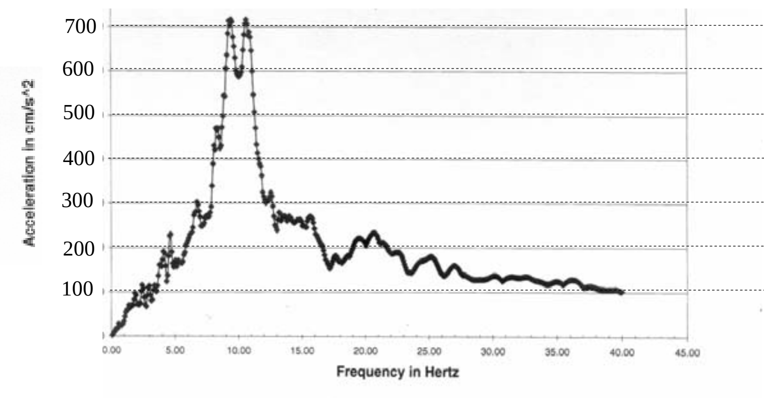

Doorsnede AA'



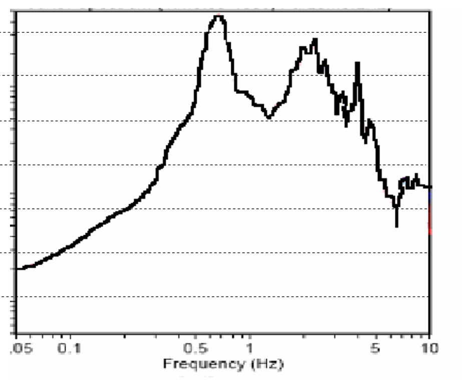

| Tek.nr. | Naam | Datum | Benaming | Formaat | Schaal |
|---|---|---|---|---|---|
| | Jalal Fitoury | 31-05-'07 | Wapeningstekening | A3 | 1:50 |
| | Studienummer en projectgroep | Begeleider | | Eenheid | |
| | 1219928 | | TU Delft, Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen, Sectie GCC, Technisch Tekenen CT1112 | mm | |

## 9 Studie naar eigenfrequenties [A11]

In dit hoofdstuk zal getracht worden de invloeden van de eigenfrequenties op de benodigde ductiliteit te bepalen van de eerder beschreven modellen in het rapport. Om dit te kunnen doen, zijn in figuur 20 en 21 de acceleratie-frequentie grafieken gegeven van respectievelijk de El Centro en de Boekarest aardbevingen. De aardbevingen zijn eerder in dit rapport geschaald zodat de maximale acceleratie van beide aardbevingen overeenkomen. Dit betekent niet dat de piekwaarde van beide aardbevingen overeenkomen in de acceleratie-frequentie grafiek, omdat deze grafieken in feite zijn opgebouwd door sommatie van de meerdere periodieke functies. Echter zal hiervan wel uitgegaan worden, zodat een vergelijking van beide aardbevingen mogelijk is. De werkelijkheid kan anders zijn, zodat dit in een volgend onderzoek nader bestudeerd dient te worden.




*Figuur 21: Acceleratie-frequentie grafiek voor de El Centro aardbeving*




*Figuur 22: Acceleratie-frequentie grafiek voor de Boekarest aardbeving in log-schaal*

Wanneer we naar model 1 kijken, blijkt voor de eerste vijf eigenfrequenties van het model, de maximale ondervonden acceleratie van de beide aardbevingen nagenoeg gelijk te zijn. De benodigde ductiliteit van beide aardbevingen blijkt ook nagenoeg hetzelfde te zijn. Dit zou kunnen impliceren dat er een verband bestaat tussen de ductiliteit en de ondervonden acceleratie, en daarmee dus de eigenfrequenties.

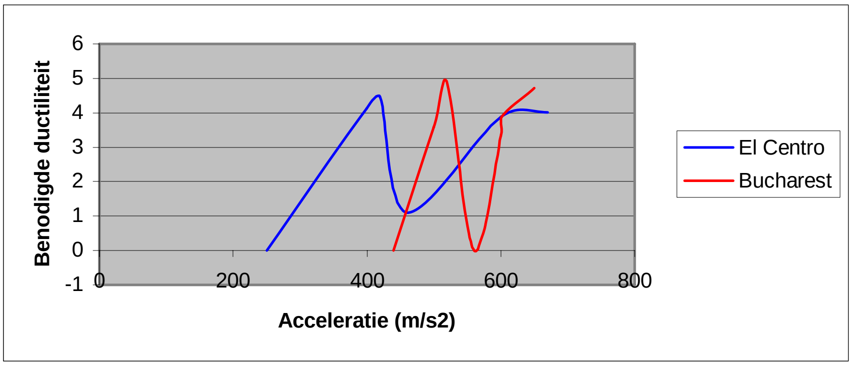
Voor model 2 is hetzelfde gedaan. Hieruit blijkt dat de maximale ondervonden acceleratie van de Boekarest aardbeving velen malen groter te zijn dan van de El Centro aardbeving. Dit blijkt in overeenstemming te zijn met paragraaf 7.3, omdat daaruit was geconcludeerd dat voor de Boekarest aardbeving de balken plastisch worden, terwijl voor de El Centro aardbeving geen plastische vervorming optreedt. Overigens blijkt voor dit model de benodigde ductiliteit door de Boekarest aardbeving nagenoeg hetzelfde te zijn als voor model 1 en blijken de maximale ondervonden acceleraties van beide modellen ook nagenoeg hetzelfde te zijn.

Voor model 3 blijkt de ondervonden acceleratie van de El Centro aardbeving iets kleiner te zijn dan van de Boekarest aardbeving. Ook dit is in overeenstemming met wat eerder is gevonden in paragraaf 7.4, waaruit was geconcludeerd dat de benodigde ductiliteit van de El Centro aardbeving iets kleiner was dan de Boekarest aardbeving [A8].

Voor model 4 blijkt deze bewering niet te gelden. De gevonden acceleratie van de El Centro aardbeving blijkt 40% kleiner te zijn dan van de Boekarest aardbeving, terwijl was geconcludeerd dat benodigde ductiliteit van de El Centro aardbeving nagenoeg gelijk was aan de Boekarest aardbeving.

Ook voor model 5 blijkt deze bewering niet te kloppen. De gevonden acceleratie van de El Centro aardbeving blijkt groter te zijn dan van de Boekarest aardbeving, terwijl de benodigde ductiliteit van de El Centro aardbeving kleiner is dan van de Boekarest aardbeving.

Uit het verhaal van hierboven kan geen eenduidig verband worden getrokken tussen de ondervonden acceleratie en de benodigde ductiliteit. Wanneer nu m.b.v. bovenstaande waarden twee grafieken worden geplot, één voor de El Centro aardbeving en één voor de Boekarest aardbeving, waarbij de benodigde ductiliteit als functie van de ondervonden acceleratie wordt geplot, ontstaan de grafieken weergegeven in figuur 23.




*Figuur 23: Acceleratie-ductiliteit grafiek van de El Centro en Boekarest aardbeving*

Hoewel uit bovenstaande verhaal geen eenduidige verklaring kan worden gegeven, blijkt uit de grafieken dat er enige verband is tussen de ondervonden acceleratie en de benodigde ductiliteit. Beide grafieken hebben nagenoeg hetzelfde verloop, waarbij opvalt dat de grafiek van de Boekarest aardbeving iets naar rechts is verschoven en een steiler verloop heeft in vergelijking met de El Centro aardbeving. Ook blijkt voor beide aardbevingen een minimum te bestaan voor de benodigde ductiliteit van het model.

Om tot de conclusies te komen zoals hierboven zijn vermeldt, zijn grove aannamen gemaakt. Om dit verschijnsel beter te begrijpen, zal daarom in een volgend onderzoek een nadere studie hierop verricht moeten worden.

## 10 Conclusie

1: In raamwerkprogramma’s moet alleen de momentenlijn worden afgelezen en niet de tekens die erbij vermeld zijn (+ of -). De reden is dat de locale assenstelsels van elementen niet altijd overeenkomen met wat men zou verwachten.

2: Het programma Ruaumoko is ontwikkeld voor simulatie van het gedrag van raamwerken onder seismische belasting. Het programma is ook geschikt voor het dimensioneren van gewapend betonnen constructies voor seismische belastingen in een cyclisch ontwerpproces.

3: Bij het dimensioneren van een ongeschoorde gewapend betonnen constructie, bestaande uit vijf verdiepingen en één beuk, is de seismische belasting maatgevend ten opzichte van de statische windbelasting.

4: Bij een seismische belasting mag een draagconstructie alleen plastisch vervormen in de liggers. De liggers moeten derhalve voldoende rotatiecapaciteit bezitten om deze plastische vervormingen op te vangen. Deze rotatiecapaciteit wordt voor een belangrijk deel bepaald door de hardening van het wapeningsstaal, waarbij noodzakelijk is dat de balkwapening goed verankerd is in de kolom.

5: Tijdens een seismische belasting wordt de grootste ductiliteit van een vijf verdiepingen hoog raamwerkconstructie vooral van de balken van de lagere verdiepingen verlangd, wanneer de kolommen geen plastische vervorming ondervinden.

6: Bij een constructie van vijf verdiepingen en één beuk, bestaat een exponentieel verband tussen de benodigde ductiliteit van de balken en de vloeispanning van de wapening. Dit verband bestaat bij benadering ook tussen de benodigde ductiliteit en het kolomoppervlak met dien verstande dat een lokaal minimum bestaat.

7: Er bestaat een verband tussen de acceleratie van het gebouw door een seismische belasting en de benodigde ductiliteit van de liggers. Voor een bepaalde acceleratie blijkt een minimum te ontstaan in de benodigde ductiliteit.

Aanbeveling

1: Wetenschappelijke publicaties over de ductiliteit van gewapend betonnen constructiedelen zijn moeilijk toegankelijk. Voor het vlot ontwerpen van draagconstructies is het nodig dat veelvoorkomende wapeningsdetailleringen worden verzameld met hun beschikbare ductiliteiten.

## 11 Literatuurlijst

CT3150/4160 Concrete structures 2
*Prof.dr.ir. J.C. Walraven*
*Ing. A.P. van der Marel*

CT1052/1112/2051/3051 Info map Constructieleer

Ruaumoko handleiding
*Athol J Carr*

Structural dependence of rotation capacity of plastic hinges in RC beams and slabs
*Agnieszka Joanna Bigaj*

Simplified design of concrete structures
*Ambrose, James*

Minimum reinforcement in concrete members
*Carpinteri, Alberto*

Ductility of reinforced concrete structures
*Comité Euro-International du Béton*

Structural Behavior of Storage Rack under Seismic Ground Motion
*Danny H. Chan*
*Raymond K. Yee*

Report First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology
*Alexandru ALDEA*
*Toshihide KASHIMA*
*Natalia POIATA*
*Toru KAJIWARA4*

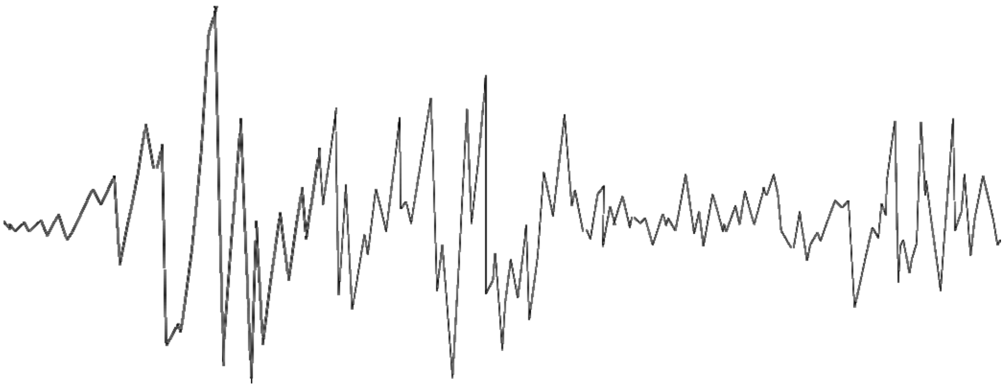
http://www.vibrationdata.com/elcentro.htm
*De geschiedenis van de El Centro aardbeving*

http://www.answers.com/topic/1977-bucharest-earthquake
*De geschiedenis van de Boekarest aardbeving*

# Ontwerpen van betonnen constructies belast door aardbevingen

Bachelor of Science eindwerk

Bijlage A



| | |
|---|---|
| Naam: | Jalal Fitoury |
| Studienummer: | 1219928 |
| Opleiding: | Civiele Techniek |
| Afstudeer richting: | Constructiemechanica |
| Bachelor Eindwerk hoofdbegeleider: | Dr. ir. Hoogenboom |
| Bachelor Eindwerk 2e begeleider: | ir. Den Uijl |
| Aantal pagina's rapport: | 25 |
| Aantal pagina's bijlage A: | 23 |
| Aantal pagina's bijlage B: | 122 |
| Datum: | 06-06-2007 |

TU Delft

**Inhoudsopgave bijlage A**

## A1 Dimensionering model 1

### A1.1 Vloer

Voor de dimensionering van de vloer wordt de volgende regel gebruikt:

$$d_{vloer} = \frac{1}{32} \cdot l = \frac{1}{32} \cdot 7200 = 225 \text{ mm}$$

$$h_{vloer} = d + \frac{1}{2} \cdot \Phi_k + c$$

Voor de betondekking wordt een waarde van $c = 20$ mm aangehouden en voor de wapening van de vloeren wordt een waarde van $\Phi_k = 10$ mm aangehouden. Hierbij wordt de hoogte van de vloer gelijk aan:

$$h_{vloer} = d + \frac{1}{2} \cdot \Phi_k + c = 225 + \frac{1}{2} \cdot 10 + 20 = 250 \text{ mm}$$

### A1.2 Balk

Voor de dimensionering van de balk wordt de volgende regel gebruikt:

$$h_{balk} = \frac{1}{12} \cdot l = \frac{1}{12} \cdot 14400 = 1200 \text{ mm}$$

$$\mathrm{b}_{\mathrm{balk}} = \frac{1}{2} \cdot h_{beam} = \frac{1}{2} \cdot 600 = 600 \text{ mm}$$

### A1.3 Kolom

Voor de dimensionering van de kolom wordt de volgende regel gebruikt:

$$A_b = 1,3 \cdot \frac{N'_b}{f'_b}$$

Voor de betonklasse van de constructie wordt B45 beton gekozen. Hierdoor wordt de rekenwaarde van de druksterkte gelijk aan: $f'_b = 0,6 \cdot f'_{ck} = 0,6 \cdot 45 = 27 \text{ N/mm}^2$. $N'_b$ is de heersende drukkracht in de kolom. Deze volgt uit de belastingen, waarbij voor de permanente en variabele belastingfactoren respectievelijk $\gamma_{p.b.} = 1,2$ en $\gamma_{v.b.} = 1,5$ wordt aangehouden, overeenkomend met klimaatklasse 3. Voor de dimensionering wordt de windbelasting niet meegenomen, omdat is gebleken dat deze een zeer kleine bijdrage geeft aan de normaalkracht in de kolom. Later zal ook blijken dat de sterkte niet maatgevend is voor de kolom.

Permanente belasting:

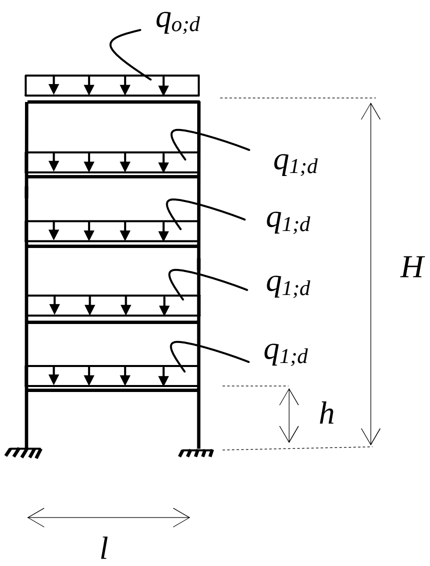
| | |
|---|---|
| Vloer | $q_{p.b,vloer} = \rho \cdot h_{vloer} \cdot l_u = 24 \cdot 0,25 \cdot 7,2 = 43,2 \text{ kN/m}$ |
| Balk | $q_{p.b,balk} = \rho \cdot h_{balk} \cdot b_{balk} = 24 \cdot 1,200 \cdot 0,600 = 17,28 \text{ kN/m}$ |
| Dak | $q_{p.b,dak} = p \cdot l_u = 0,36 \cdot 7,2 = 2,59 \text{ kN/m}$ |

Variabele belasting:

| | |
|---|---|
| Belasting op vloeren | $q_{vb} = q \cdot l_u = 3,5 \cdot 7,2 = 25,2 \text{ kN/m}$ |
| Sneeuw op dak | $q_{sneeuw} = p_{sn;rep} \cdot C_i \cdot l_u = 0,7 \cdot 0,8 \cdot 7,2 = 4,03 \text{ kN/m}$ |

Voor de bepaling van het eigengewicht van het dak en de sneeuwbelasting op het dak, is gekozen voor een plat dak zodat $p = 0,36 \text{ kN/m}^2$ en $C_i = 0,8$.

Met behulp van deze belastingen kan de maximale drukkracht in de kolom berekend worden.




*Figuur A1: Belastingen op de constructie voor dimensionering kolom*

De belastingen op de constructie in de UGT zijn:

$$q_{o;d} = q_{p.b,dak} \cdot \gamma_{\text{p.b.}} + q_{neeuw} \cdot \gamma_{\text{v.b.}} = 2,59 \cdot 1,2 + 4,03 \cdot 1,5 = 9,15 \text{ kN/m}$$

$$q_{1;d} = (q_{p.b,vloer} + q_{p.b,balk}) \cdot \gamma_{\text{p.b.}} + q_{vb} \cdot \gamma_{\text{v.b.}} = (43,2 + 17,28) \cdot 1,2 + 25,2 \cdot 1,5 = 110,38 \text{ kN/m}$$

De maximale normaalkracht in de kolommen bedraagt:

$$N'_b = (q_{0;d} + 4 \cdot q_{1;d}) \cdot \frac{1}{2} l = (9,15 + 4 \cdot 110,38) \cdot \frac{1}{2} 14,4 = 3244,8 \text{ kN}$$

Met deze normaalkracht krijgt men een betonoppervlak van:

$$A_b = 1,3 \cdot \frac{N'_b}{f'_b} = 1,3 \cdot \frac{3244,8 \cdot 10^3}{27} = 156232 \text{ mm}^2$$

Wanneer voor de kolommen vierkante profielen worden gekozen, dan volgt voor de doorsnede (met $a$ de lengte van de zijde van de kolom):

$$a_{kolom} = 400 \text{ mm}$$

Om echter te garanderen dat plastische scharnier als eerst in de balken optreedt, moet gelden dat de buigsterkte van de kolom groter moet zijn dan de buigsterkte van de balken. Bij de doorsnede gevonden hierboven geldt dit. Hierdoor zal voor het eerste model het profiel van de kolom veranderd worden om de buigsterkte te vergroten in

$$1,5 \cdot EI_{balk} \quad EI_{kolom} = 1,5 \cdot EI_{balk} = 1,5 \cdot (E'_b \cdot \frac{1}{12} \cdot b_{balk} \cdot h_{balk}^3) = 1,5 \cdot (33500 \cdot \frac{1}{12} \cdot 600 \cdot 1200^3) = 4,34 \cdot 10^{15} \text{ Nmm}^2$$

Dit komt overeen met een vierkant profiel van: $a_{kolom} = 1120 \text{ mm}$

### A1.4 Wapening in de balken t.g.v. buigend moment

Om de wapening in de balk te weten, moet het maximaal optredende buigend moment in de balk bekend zijn. Hiervoor zullen met belastinggevallen verschillende belastingcombinaties gemaakt worden om vervolgens uit de omhullende momentenlijn het maximale optredende moment in de balk te bepalen m.b.v. een raamwerk programma.

Belastinggevallen:

| | | |
|---|---|---|
| *BG1* | Permanente belasting: | |
| | *BG1.1* | $q_{p.b,vloer} + q_{p.b,balk} = 60,48$ kN/m |
| | *BG1.2* | $q_{p.b,dak} = 2,59$ kN/m |
| *BG2* | Sneeuw op dak: | $q_{sneeuw} = 4,03$ kN/m |
| *BG3* | Variabele belasting 4$^{e}$ verdieping: | $q_{vb} = 25,2$ kN/m |
| *BG4* | Variabele belasting 3$^{e}$ verdieping: | $q_{vb} = 25,2$ kN/m |
| *BG5* | Variabele belasting 2$^{e}$ verdieping: | $q_{vb} = 25,2$ kN/m |
| *BG6* | Variabele belasting 1$^{e}$ verdieping: | $q_{vb} = 25,2$ kN/m |

Belastingcombinaties volgende uit de NEN 6720 met $\psi = 0,5$:

In de UGT:

| | |
|---|---|
| BC1 | $1,2 \cdot (BG1.1 + BG1.2) + 1,5 \cdot (BG2 + \psi \cdot BG3 + \psi \cdot BG4 + \psi \cdot BG5 + \psi \cdot BG6)$ |
| BC2 | $1,2 \cdot (BG1.1 + BG1.2) + 1,5 \cdot (\psi \cdot BG3 + \psi \cdot BG4 + \psi \cdot BG5 + \psi \cdot BG6)$ |
| BC3 | $1,2 \cdot (BG1.1 + BG1.2) + 1,5 \cdot (\psi \cdot BG2 + BG3 + \psi \cdot BG4 + \psi \cdot BG5 + \psi \cdot BG6)$ |
| BC4 | $1,2 \cdot (BG1.1 + BG1.2) + 1,5 \cdot (\psi \cdot BG2 + \psi \cdot BG4 + \psi \cdot BG5 + \psi \cdot BG6)$ |
| BC5 | $1,2 \cdot (BG1.1 + BG1.2) + 1,5 \cdot (\psi \cdot BG2 + \psi \cdot BG3 + BG4 + \psi \cdot BG5 + \psi \cdot BG6)$ |
| BC6 | $1,2 \cdot (BG1.1 + BG1.2) + 1,5 \cdot (\psi \cdot BG2 + \psi \cdot BG3 + \psi \cdot BG5 + \psi \cdot BG6)$ |
| BC7 | $1,2 \cdot (BG1.1 + BG1.2) + 1,5 \cdot (\psi \cdot BG2 + \psi \cdot BG3 + \psi \cdot BG4 + BG5 + \psi \cdot BG6)$ |
| BC8 | $1,2 \cdot (BG1.1 + BG1.2) + 1,5 \cdot (\psi \cdot BG2 + \psi \cdot BG3 + \psi \cdot BG4 + \psi \cdot BG6)$ |
| BC9 | $1,2 \cdot (BG1.1 + BG1.2) + 1,5 \cdot (\psi \cdot BG2 + \psi \cdot BG3 + \psi \cdot BG4 + \psi \cdot BG5 + BG6)$ |
| BC10 | $1,2 \cdot (BG1.1 + BG1.2) + 1,5 \cdot (\psi \cdot BG2 + \psi \cdot BG3 + \psi \cdot BG4 + \psi \cdot BG5)$ |
| BC11 | $1,35 \cdot (BG1.1 + BG1.2)$ |

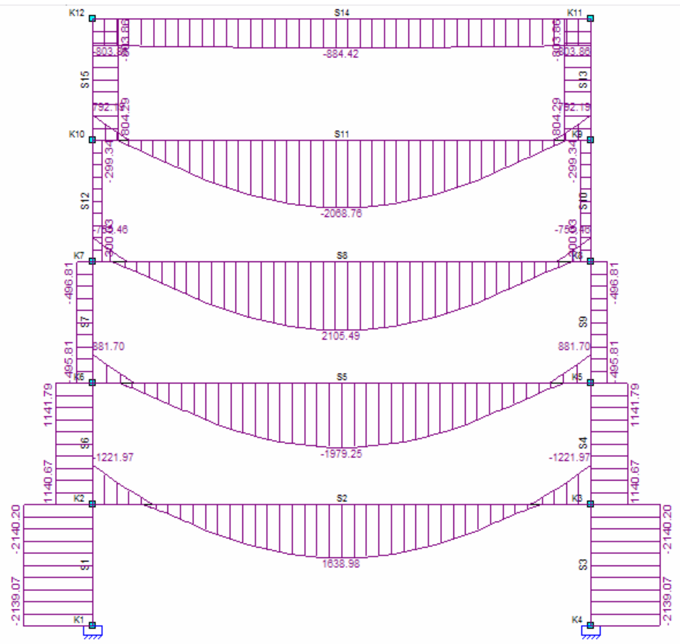
In de BGT (incidentele combinatie):

| | |
|---|---|
| BC12 | $BG1.1 + BG1.2 + BG2 + \psi \cdot BG3 + \psi \cdot BG4 + \psi \cdot BG5 + \psi \cdot BG6$ |
| BC13 | $BG1.1 + BG1.2 + \psi \cdot BG3 + \psi \cdot BG4 + \psi \cdot BG5 + \psi \cdot BG6$ |
| BC14 | $BG1.1 + BG1.2 + \psi \cdot BG2 + BG3 + \psi \cdot BG4 + \psi \cdot BG5 + \psi \cdot BG6$ |
| BC15 | $BG1.1 + BG1.2 + \psi \cdot BG2 + \psi \cdot BG4 + \psi \cdot BG5 + \psi \cdot BG6$ |
| BC16 | $BG1.1 + BG1.2 + \psi \cdot BG2 + \psi \cdot BG3 + BG4 + \psi \cdot BG5 + \psi \cdot BG6$ |
| BC17 | $BG1.1 + BG1.2 + \psi \cdot BG2 + \psi \cdot BG3 + \psi \cdot BG5 + \psi \cdot BG6$ |
| BC18 | $BG1.1 + BG1.2 + \psi \cdot BG2 + \psi \cdot BG3 + \psi \cdot BG4 + BG5 + \psi \cdot BG6$ |
| BC19 | $BG1.1 + BG1.2 + \psi \cdot BG2 + \psi \cdot BG3 + \psi \cdot BG4 + \psi \cdot BG6$ |
| BC20 | $BG1.1 + BG1.2 + \psi \cdot BG2 + \psi \cdot BG3 + \psi \cdot BG4 + \psi \cdot BG5 + BG6$ |
| BC21 | $BG1.1 + BG1.2 + \psi \cdot BG2 + \psi \cdot BG3 + \psi \cdot BG4 + \psi \cdot BG5$ |

In de BGT (momentane combinatie):

| | |
|---|---|
| BC22 | $BG1.1 + BG1.2 + 0,6 \cdot \psi \cdot (BG2 + BG3 + BG4 + BG5 + BG6)$ |

Hieruit volgt dan de omhullende momentenlijn:



*Figuur A2: De omhullende momentenlijn t.g.v. de verticale belastingen*

### A1.4.1 Wapening in de middenoverspanning

Uit figuur A2 blijkt dat het maximale moment in het midden van de overspanning van de balk optreedt op de 3e verdieping ter grootte van $M_u = 2105,49 \text{ kNm}$. Uit GTB tabel 11.2.a. voor een combinatie van B45 beton en FeB500 wapening een k-waarde van $k = 16,11$. Hieruit volgt vervolgens samen met de waarde van $\frac{M_u}{f'_b \cdot b_{balk} \cdot d_{balk}^2} = \frac{2105,49}{27 \cdot 0,6 \cdot 1.16^2} = 94,14$ dat het wapeningspercentage gelijk is aan $w_0 = 0,64\%$. Uit GTB tabel 11.2.b volgt dat voor $w_{0\,max} = 2,49\%$. Uit GTB tabel 14.5.b volgt voor $w_{0\,min} = 0,21\%$. Er valt te concluderen dat aan beide eisen is voldaan.

De oppervlakte aan wapening is $A_s = w_0 \cdot b_{balk} \cdot h_{balk} = 0,0064 \cdot 600 \cdot 1200 = 4608 \text{ mm}^2$. Het plastische moment van de balken wordt dan $M_p = z \cdot f_s \cdot A_s = (0,9 \cdot 1175) \cdot 4608 \cdot 435 = 2120 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 2120 \text{ kNm}$.

### A1.4.2 Steunpuntwapening

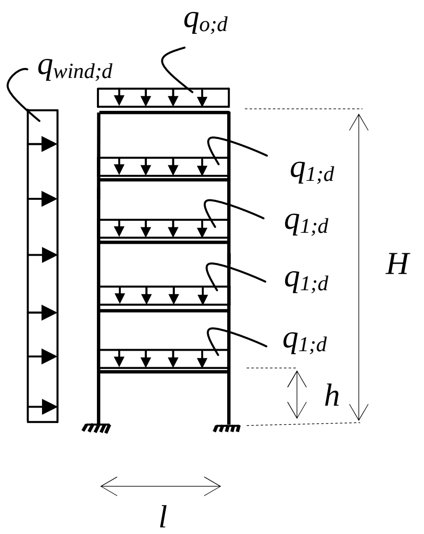
Uit figuur A2 blijkt dat het maximale steunpuntmoment van de balk optreedt op de 3e verdieping ter grootte van $M_u = 1221,97 \text{ kNm}$. Uit GTB tabel 11.2.a. volgt voor een combinatie van B45 beton en FeB500 wapening een k-waarde van $k = 16,11$. Hieruit volgt vervolgens samen met de waarde van $\frac{M_u}{f'_b \cdot b_{balk} \cdot d_{balk}^2} = \frac{1221,97}{27 \cdot 0,6 \cdot 1.16^2} = 54,63$ dat het wapeningspercentage gelijk is aan $w_0 = 0,36\%$. Dit zit tussen $w_{0\,max} = 2,49\%$ en $w_{0\,min} = 0,21\%$. Er valt te concluderen dat aan beide eisen is voldaan.
De oppervlakte aan wapening is $A_s = w_0 \cdot b_{balk} \cdot h_{balk} = 0,0036 \cdot 600 \cdot 1200 = 2592 \text{ mm}^2$. Het plastische moment van de balken wordt dan $M_p = z \cdot f_s \cdot A_s = (0,9 \cdot 1175) \cdot 2592 \cdot 435 = 1300 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 1300 \text{ kNm}$.

## A1.5 Horizontale uitbuiging

De uitbuiging aan de top wordt berekend met het raamwerkprogramma. Hiervoor moet de windbelasting worden bepaald. Hierbij wordt voor de stuwdruk wordt de hoogste waarde genomen volgens de infomap die hoort bij een gebouw van 17,5 meter hoog.

Wind $q_{wind;d} = \gamma_{v.b.} \cdot p_w \cdot H = 1.5 \cdot 1,24 \cdot 17,5 = 32,55 \text{ kN/m}$

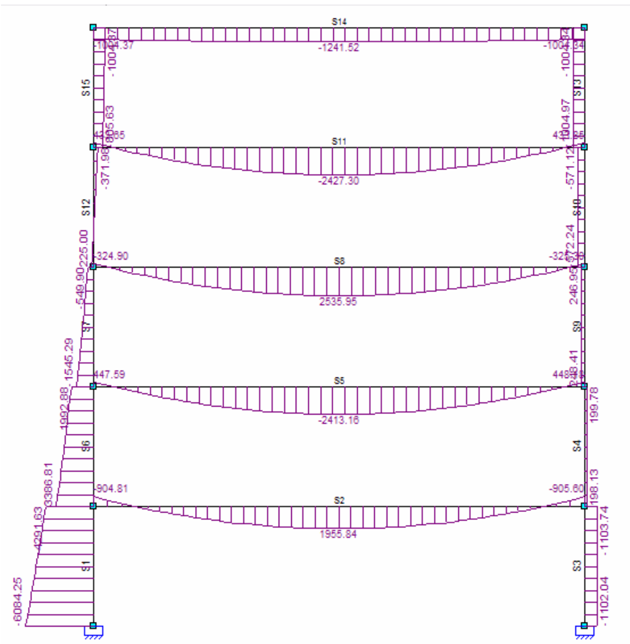
Wanneer dit in het raamwerk programma wordt ingevuld samen met de andere belastingen genoemd bij de dimensionering van de kolom, dan volgt dat de grootse uitbuiging gelijk is aan: $\delta = 0$. Dit geeft aan dat de uitbuiging veel kleiner is dan 1 mm. Hierdoor voldoet deze t.a.v. de norm dat de maximale uitbuiging $\delta_{max} \leq \frac{1}{300} \cdot H$




*Figuur A3: Belastingen t.a.v. uitbuiging constructie*

## A1.6 Scheur in beton

Om te bepalen of de betonnen balk gescheurd is, moet het buigende moment dat op de balk werkt bekend zijn. Dit kan uit het raamwerk programma worden gehaald, waarbij alle belasting in beschouwing worden genomen zoals te zien in figuur A3. De bijbehorende momentenlijn is te zien in figuur A4.




*Figuur A4: Momentenlijn t.g.v. de verticale en horizontale belastingen*

Zoals te zien treedt het maximale moment in de balken op het midden van de overspanning. Dit moment is echter nu niet relevant omdat het doel van deze stap is het onderzoeken of de balk bij de aansluiting balk-kolom gescheurd is aangezien op deze plek de wapening verminderd wordt zodat daar een zwakkere plek ontstaat om zo het plastische scharnier in de balk op die plaats te forceren. Bij het berekenen van het plastische moment van de balk kan dan alleen gerekend worden met het vloeien van het staal. Het grootste moment op de balken bij de aansluiting balk-kolom is ter grootte van $M = 904,81 \text{ kNm}$. De spanningen in de betonnen balk is dan gelijk aan:

$$\sigma_b = \frac{M}{W_b} = \frac{M}{\frac{1}{6} \cdot b_{balk} \cdot h_{balk}^2} = \frac{904,81 \cdot 10^6}{\frac{1}{6} \cdot 600 \cdot 1200^2} = 6,28 \text{ N/mm}^2$$

De spanning in het beton van $\sigma_b = 6,28 \text{ N/mm}^2$ is groter dan de gemiddelde treksterkte van het beton van $f_{bm} = 3,3 \text{ N/mm}^2$ zodat aangenomen kan worden dat het beton volledig is gescheurd.

### A1.7 Wapening in de kolom t.g.v. het buigende moment

Uit figuur A4 is te zien dat het maximale buigende moment in de kolom gelijk is aan 6004,25 kNm. Ook hier geldt dat de k-waarde gelijk is aan 16.11, omdat het nog steeds gaat om de combinatie van B45 beton en FeB500 wapening. De $\frac{M_u}{f'_b \cdot b_{kolom} \cdot d_{kolom}^2}$ waarde is gelijk aan

$\frac{M_u}{f'_b \cdot b_{kolom} \cdot d_{kolom}^2} = \frac{6084,25}{27 \cdot 1,12 \cdot (1,12 - \frac{1}{2} \cdot 0,02 - 0,03)^2} = 172,50$. Samen met deze waarde en de k-waarde volgt uit GTB tabel 11.2a dat de wapening gelijk is aan $w_0 = 1,18\%$. Deze waarde ligt tussen de waarde van $w_{0\ \max} = 2,49\%$ en $w_{0\ \min} = 0,21\%$.

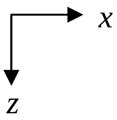
De oppervlakte aan wapening is $A_s = w_0 \cdot a_{kolom}^2 = 0,0118 \cdot 1120^2 = 14802 \text{ mm}^2$. Het plastische moment van de kolom wordt dan

$$M_p = z \cdot f_s \cdot A_s = \left(0,9 \cdot (1120 - \tfrac{1}{2} \cdot 32 - 30)\right) \cdot 14802 \cdot 435 = 6224 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 6224 \text{ kNm}$$

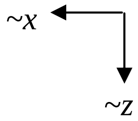
### A2 Voorbeeld berekening met raamwerkprogramma

Hieronder volgt een voorbeeld van een raamwerk van 2 verdiepingen belast op beide verdiepingen door een naar beneden werkende verticale q-last, waar dit verschijnsel wordt verduidelijkt.

Het globale assenstelsel in MatrixFrame wordt gegeven door de *x,z*-assenstelsel weergegeven in figuur A5. De onderste balk van het raamwerk wordt getekend van links naar rechts, zodat het lokale assenstelsel hiervan samenvalt met het globale assenstelsel van de constructie. De bovenste balk wordt getekend van rechts naar links, waardoor deze een lokale assenstelsel krijgt zoals weergegeven in figuur A6.

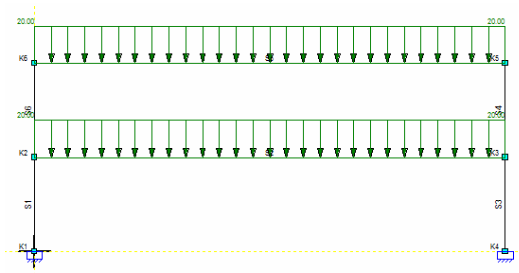



*Figuur A5: Globale assenstelsel*

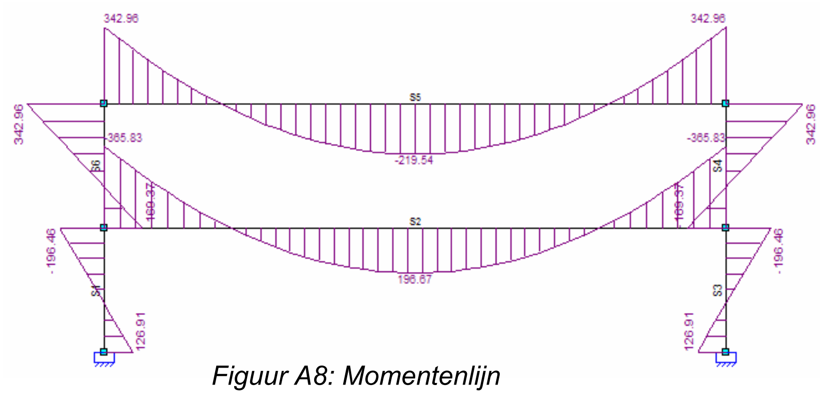



*Figuur A6: Lokale assenstelsel bovenste balk*

Wanneer op de constructie een belasting werkt weergegeven in figuur A7, dan volgt uit MatrixFrame het momentenverloop van de constructie zoals te zien in figuur A8.



*Figuur A7: Belasting op de constructie*




*Figuur A8: Momentenlijn*

Uit figuur A8 valt te zien dat beide balken dezelfde momentenverloop krijgen en overeenkomen met een verende ingeklemde ligger belast door een naar beneden gerichte verticale q-last. Wanneer echter naar de tekens wordt gekeken dan valt op dat de bovenste balk een negatieve waarde heeft in het midden van de overspanning, terwijl de onderste balk een positieve waarde heeft in het midden van de overspanning. Rekening houdend met alleen de tekens zou dit betekenen dat in het globale assenstelsel de onderste balk wordt belast door een naar beneden gerichte verticale q-last, terwijl de bovenste balk wordt belast door een naar boven gerichte verticale q-last.

### A3 Kolomwapening model 3

Om te controleren of de kolommen bij dit model niet plastisch worden, moet eerst voor deze kolomdoorsnede de wapening worden bepaald t.g.v. de statische belasting.

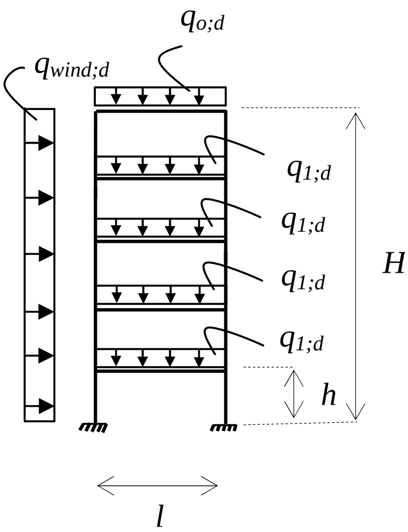
Uit figuur A10 blijkt uit MatrixFrame dat het maximale moment in de kolom gelijk is aan 1126,06 kNm. De k-waarde blijft ongewijzigd, omdat het nog steeds gaat om de combinatie van B45 beton en FeB500 wapening. De $\dfrac{M_u}{f'_b \cdot b_{kolom} \cdot d_{kolom}^{\;2}}$ waarde is gelijk aan:

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b_{kolom} \cdot d_{kolom}^{\;2}} = \frac{1126,06}{27 \cdot 0,6 \cdot (0,6 - \tfrac{1}{2} \cdot 0,02 - 0,03)^2} = 222$$

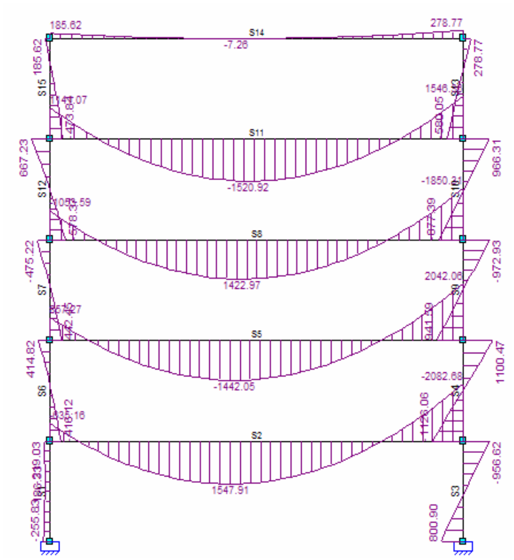
Samen met deze waarde en de k-waarde volgt uit GTB tabel 11.2a dat de wapening gelijk is aan $w_0 = 1{,}59\%$. De oppervlakte aan wapening is $A_s = w_0 \cdot a_{kolom}^{\;2} = 0,0159 \cdot 600^2 = 5721 \text{ mm}^2$. Het plastische moment van de kolom wordt hiermee

$$M_p = z \cdot f_s \cdot A_s = \left(0,9 \cdot (600 - \tfrac{1}{2} \cdot 32 - 30)\right) \cdot 5721 \cdot 435 = 1395 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 1395 \text{ kNm}.$$

Vervolgens moet gecontroleerd worden of de spanning in de kolom niet de plasticiteitgrens heeft bereikt, aangezien de kolommen op een lineair elastische spanning-rek relatie zijn berekend. Uit Ruaumoko volgt dat het maximale moment op de kolommen treedt op elementen 1 en 6 elk ter grootte van $2,305 \cdot 10^6 \text{ Nm} = 2305 \text{ kNm}$. Hierboven is uitgerekend dat de kolommen de plastische grens bereiken bij een moment van 1395 kNm. Geconcludeerd kan worden dat de kolommen plastisch worden en dat daarmee dit model niet voldoet.




*Figuur A9: De belastingen op de constructie*



*Figuur A10: De momentenlijn bij de aangegeven belastingen*

### A4 Kolomwapening model 4

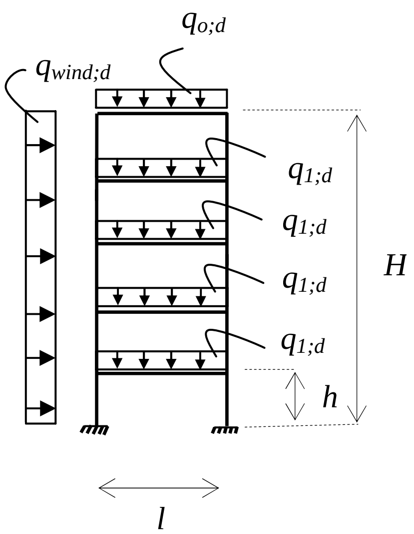
Uit figuur A12 blijkt uit MatrixFrame dat het maximale moment in de kolom gelijk is aan 1312,24

$$\frac{M_u}{f'_b \cdot b_{kolom} \cdot d_{kolom}^{\ 2}} = \frac{1312,24}{27 \cdot 0,80 \cdot (0,80 - \frac{1}{2} \cdot 0,02 - 0,03)^2} = 105$$

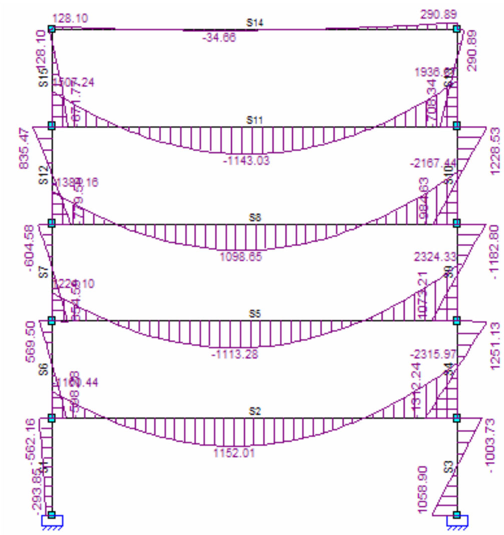
Samen met deze waarde en de ongewijzigde k-waarde volgt uit GTB tabel 11.2a dat de wapening gelijk is aan $w_0 = 0{,}69\%$. De oppervlakte aan wapening is $A_s = w_0 \cdot a_{kolom}^{\ 2} = 0,0069 \cdot 800^2 = 4416 \text{ mm}^2$. Het plastische moment van de kolom wordt dan

$$M_p = z \cdot f_s \cdot A_s = (0,9 \cdot (800 - \frac{1}{2} \cdot 32 - 30)) \cdot (6 \cdot (\frac{1}{2} 32)^2 \cdot \pi) \cdot 435 = 1424 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 1424 \text{ kNm}.$$

Uit Ruaumoko volgt dat het maximale moment op de kolommen treedt op elementen 2 en 7 elk ter grootte van $2,220 \cdot 10^6 \text{ Nm} = 2220 \text{ kNm}$. Hierboven is uitgerekend dat de kolommen de plastische grens bereiken bij een moment van 1424 kNm. Geconcludeerd kan worden dat de kolommen plastisch worden en dat daarmee dit model niet voldoet.




*Figuur A11: De belastingen op de constructie*



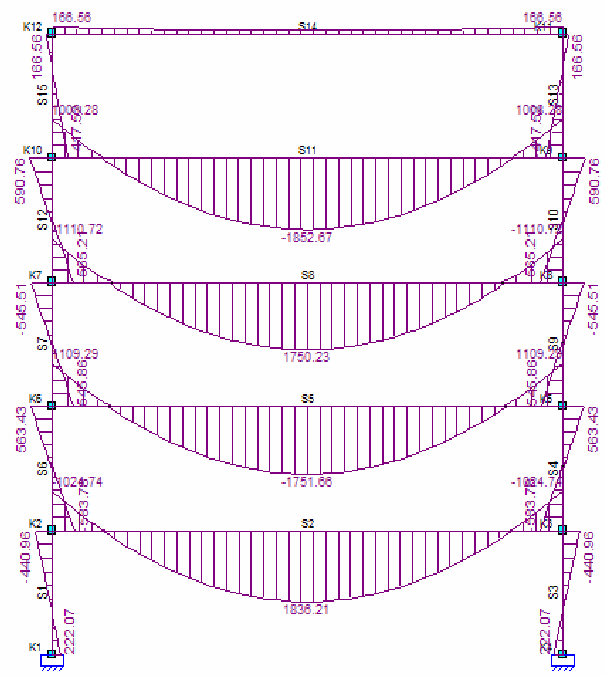

*Figuur A12: De momentenlijn bij de aangegeven belastingen*

### A5 Wapening in de middenoverspanning van de balken model 5

In het uiteindelijke model zijn de kolomafmetingen enorm gereduceerd, zodat de buigstijfheid van de kolommen in verhouding met die van de balken enorm is verkleind. Het is dan logischerwijs te beredeneren dat bij deze statisch onbepaalde constructie de kolommen minder belasting naar zich toe trekken in vergelijking met het aller eerste model, zodat de belastingen in de balken veranderen. Als gevolg hiervan zal de vereiste wapening in de middenoverspanning van de balken anders zijn dan berekend bij model 1.

Het berekenen van de benodigde wapening zal op dezelfde manier gebeuren als gedaan voor model 1 in paragraaf A1.4 met inachtneming van de belastingcombinaties genoemd in NEN6720. Uit MatrixFrame volgt dan de omhullende momentenlijn:

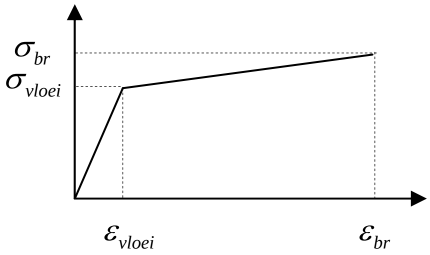
Hieruit blijkt dat het maximale moment in de balken optreedt in het midden van de overspanning van de balk op de 4$^e$ verdieping. Het maximale moment is gelijk aan $M_u = 1852,67$ kNm . Samen met de waarde van $\frac{M_u}{f'_b \cdot b_{balk} \cdot d_{balk}^2} = \frac{1852,67}{27 \cdot 0,6 \cdot 1.16^2} = 82,83$ en de ongewijzigde k-waarde, volgt dat het wapeningspercentage gelijk is aan $w_0 = 0,55\%$ . Uit GTB tabel 11.2.b volgt dat voor $w_{0\ \max} = 2,49\%$ . Uit GTB tabel 14.5.b volgt voor $w_{0\ \min} = 0,21\%$ . Er valt te concluderen dat aan beide eisen is voldaan. De oppervlakte aan wapening is $A_s = w_0 \cdot b_{balk} \cdot h_{balk} = 0,0055 \cdot 600 \cdot 1200 = 3960\ \text{mm}^2$ .



*Figuur A13: De omhullende momentenlijn t.g.v. de verticale belastingen*

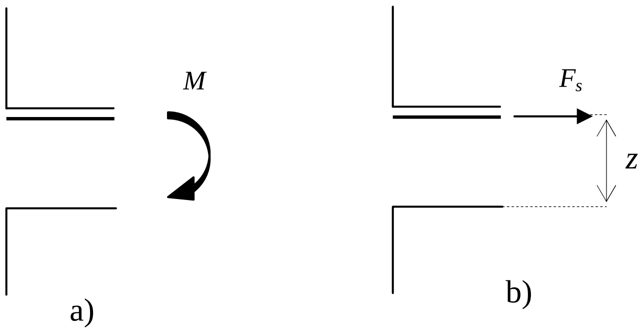
### A6 Volledige beschrijving ductiliteit methode 1

Om ductiliteit in een betonnen kolom mogelijk te maken, moet scheurvorming in het beton optreden waarna de wapening gaat vloeien. De lengte waarover de wapening zijn vloeispanning overschrijdt hang af van het verstevigingtraject van het staal. Met het verstevigingtraject wordt in het geschematiseerde model het traject bedoelt tussen de vloeispanning en de bezwijkspanning van het staal, zie figuur A14. De spanning dat na de vloeigrens opgenomen kan worden door het staal is gelijk aan $(\sigma_{br} - \sigma_{vloei})$.




*Figuur A14: Spanning-rek diagram*

Wanneer de ligger plastisch gaat vervormen door een seismische belasting, ontstaat er een moment in de ligger. Dit moment zorgt voor een spanning in het staal ter grote van $\sigma_s = \frac{F_s}{A_s} = \frac{M}{z \cdot A_s}$, zie figuur A15.




*Figuur A15.a: Heersende moment in de balk*

*Figuur A15.b: Trekkracht in het staal*

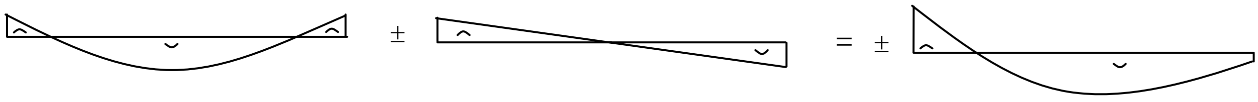
Doordat het moment over lengte van de ligger niet constant is, is de spanning in het staal ook niet constant over de lengte. Het spanningsverschil per eenheid van lengte, dat is de afgeleide van de spanning, is dan een functie van de gradiënt van de momentenlijn.

$$\frac{d\sigma_s}{dx} = \frac{d}{dx}\frac{M}{z \cdot A_s} = \frac{1}{z \cdot A_s} \cdot \frac{dM}{dx}$$

Hiermee kan men de lengte bepalen waarover de wapening zijn vloeispanning overschrijdt door het verschil van de breukspanning en de vloeispanning van het staal te delen door het spanningsverschil per eenheid van lengte van het staal.

$$a = \frac{(\sigma_{br} - \sigma_{vloei})}{\frac{d\sigma_s}{dx}} = \frac{(\sigma_{br} - \sigma_{vloei})}{\frac{dM}{dx}} \cdot z \cdot A_s$$

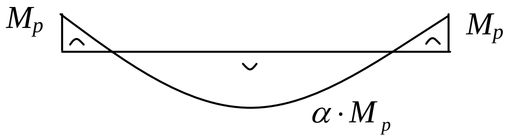
Om tot de gradiënt te komen van de momentenlijn tijdens het vloeien, moet de functie van de momentenlijn bekend zijn. De momentenlijn tijden het vloeien van het staal is dan een sommatie van de momentenlijn door de seismische belasting en de momentenlijn door de statische verticale belastingen, zie figuur A16.




*Figuur A16: Samengestelde momentenlijn tijdens een aardbeving*

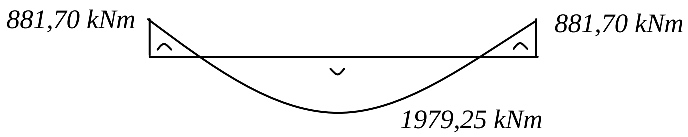
## A6.1 Momentenlijn van de statische belasting

De plastische momentenlijn van de statische verticale belastingen is weergegeven in figuur A17.



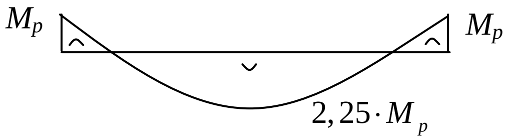

*Figuur A17: Plastische momentenlijn bij de statische verticale belastingen*

De $\alpha$ volgend uit figuur A17 geeft de verhouding weer tussen de momenten aan de randen van de balk en het moment in de middenoverspanning. Om deze $\alpha$ te weten, kan gekeken worden naar de momentenlijn van de balk in de elastische toestand wanneer alleen de statische verticale krachten op het model werken. Hierbij is aangenomen dat de verhouding van de momenten, aan de uiteinden en in de middenoverspanning, voor de elastische en plastische momentenlijn overeenkomen. De balk dat plastisch vervormt bij model 5 onder paragraaf 8.6 blijkt in de elastische toestand de volgende momentenlijn te hebben.



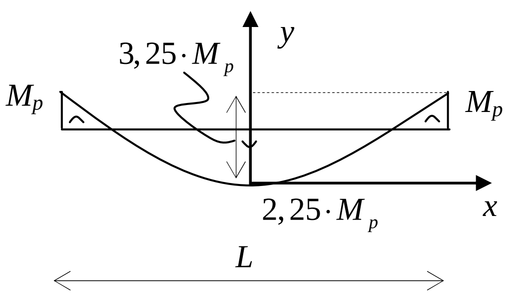

*Figuur A18: Elastische momentenlijn bij de statische verticale belastingen*

De waarde $\alpha$ wordt hiermee $\alpha = \dfrac{1979,25}{881,70} = 2,25$. De plastische momentenlijn wordt hiermee gegeven in figuur A19.




*Figuur A19: Plastische momentenlijn bij de statische verticale belastingen*

Met behulp van dit verloop kan de helling $\dfrac{dM}{dx}$ bepaald worden aan de randen van de balk.




*Figuur A20: Plaats van het assenstelsel om de functie van de momentenlijn te bepalen.*

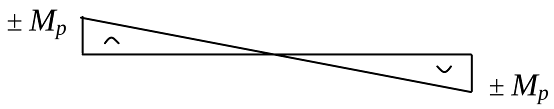
$$y = a \cdot x^2 + b \qquad \Rightarrow\ b = 0$$

$$y(\tfrac{1}{2}L) = 3,25 \cdot M_p = a \cdot (\tfrac{1}{2}L)^2 \qquad \Rightarrow\ a = \frac{13M_p}{L^2} \qquad \Rightarrow y = \frac{13M_p}{L^2} \cdot x^2$$

$$\Rightarrow \frac{dy}{dx} = \frac{26M_p}{L^2} \cdot x \qquad \Rightarrow \frac{dy}{dx}(\tfrac{1}{2}L) = \frac{13M_p}{L}$$

### A6.2 Momentenlijn van de seismische belasting

De plastische momentenlijn t.g.v. de seismische belasting is weergegeven in figuur A21.




*Figuur A21: Plastische momentenlijn bij de seismische belasting*

De helling $\dfrac{dM}{dx}$ aan de randen van de balk wordt hiermee $\left|\dfrac{2M_p}{L}\right|$.

### A6.3 Bepaling lengte waarover de vloeispanning wordt overschreden

Tijdens een aardbeving ondervindt het model zowel de seismische belasting als de statische verticale belasting. De momentenlijn die dan ontstaat, is dan ook een sommatie van de afzonderlijke momentenlijnen. De helling waar de momentenlijnen elkaar versterken wordt dan

$$\Rightarrow \frac{dM}{dx} = \frac{13M_p}{L} + \frac{2M_p}{L} = \frac{15M_p}{L}$$

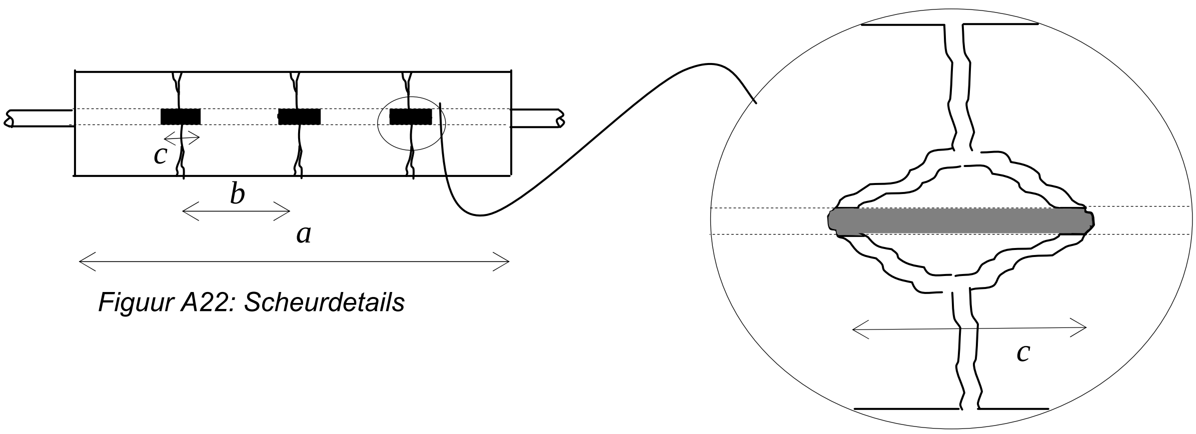
Met $M_p = \sigma_{vloei} \cdot A_s \cdot z$ wordt de helling van de momentenlijn gelijk aan

$$\Rightarrow \frac{dM}{dx} = \frac{15 \cdot \sigma_{vloei} \cdot A_s \cdot z}{L}$$

De lengte waarover de vloeispanning van de wapening wordt overschreden is dan

$$\Rightarrow a = \frac{(\sigma_{br} - \sigma_{vloei})}{\frac{dM}{dx}} \cdot z \cdot A_s = \frac{(\sigma_{br} - \sigma_{vloei}) \cdot L}{15 \cdot \sigma_{vloei}}$$

Over deze lengte vindt meerdere scheuren plaats in het beton, zie figuur A22.



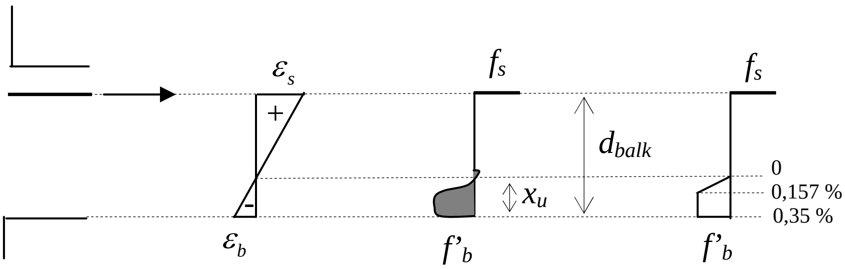

*Figuur A22: Scheurdetails*

De afstand tussen de scheuren wordt berekend met $b = \frac{2}{3} \cdot \frac{\Phi}{3,6 \cdot w} = 0,19 \cdot \frac{\Phi}{w}$

De lengte *c* wordt geschat op $c \approx 8 \cdot \Phi$.

## A6.4 Beschikbare ductiliteit

De rotatie waarbij bezwijken van het staal plaatsvindt, wordt gedefinieerd als $\kappa_u = \dfrac{\varepsilon_u}{(d_{balk} - x_u)}$




*Figuur A23: Spanningen en rek grafieken*

Uit horizontaal evenwicht van figuur A23 kan de betondrukhoogte $x_u$ bepaald worden.

$$\frac{3}{4} \cdot b \cdot x_u \cdot f'_b = f_s \cdot A_s \qquad \Rightarrow \qquad x_u = \frac{4}{3} \cdot \frac{f_s \cdot A_s}{b \cdot f'_b}$$

De totale uitzetting van het staal is gelijk aan het aantal scheuren vermenigvuldigd met de uitzetting van het staal per scheur en de breukrek van het staal.

$$\Rightarrow u_u = \frac{a}{b} \cdot c \cdot \varepsilon_{br}$$

De maximale rek bij bezwijken wordt dan $\varepsilon_u = \dfrac{u_u}{a} = \dfrac{\frac{a}{b} \cdot c \cdot \varepsilon_{br}}{a} = \dfrac{c}{b} \cdot \varepsilon_{br}$. Hierbij valt op dat bij deze methode de lengte waarover de vloeispanning van de wapening wordt overschreden, wegvalt. De rotatie bij bezwijken wordt daarmee.

$$\Rightarrow \kappa_u = \frac{\varepsilon_u}{(d_{balk} - x_u)} = \frac{\frac{c}{b} \cdot \varepsilon_{br}}{(d_{balk} - x_u)}$$

De elastische rotatie wordt gedefinieerd als

$$\Rightarrow \kappa_e = \frac{\varepsilon_e}{\frac{1}{2} d_{balk}} = \frac{\frac{\sigma_{el}}{E}}{\frac{1}{2} d_{balk}} = \frac{\sigma_{el}}{\frac{1}{2} d_{balk} \cdot E}.$$

De beschikbare ductiliteit voor deze methode wordt dan

$$\mu = \frac{\kappa_u}{\kappa_e} = \frac{\dfrac{\frac{c}{b} \cdot \varepsilon_{br}}{(d_{balk} - x_u)}}{\dfrac{\sigma_{el}}{\frac{1}{2} d_{balk} \cdot E}} = \frac{\frac{c}{b} \cdot \varepsilon_{br} \cdot \frac{1}{2} d_{balk} \cdot E}{(d_{balk} - x_u) \cdot \sigma_{el}}.$$

Achteraf blijkt dat de methode hierboven uitgaat van ductiliteit van een doorsnede, waarbij de lengte waarover de staaf vloeit uiteindelijk wegvalt in de formule voor de beschikbare ductiliteit. Dit betekent dat de berekening van de gradiënt van de momentenlijn onnodig is geweest voor deze methode.

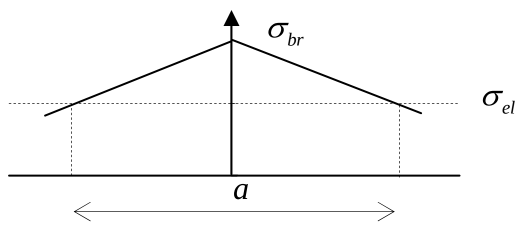
### A7 Volledige beschrijving ductiliteit methode 2

Om de ductiliteit over een bepaalde lengte van de wapeningsstaaf te berekenen, wordt de beschikbare ductiliteit bij deze methode op de volgende manier geformuleerd

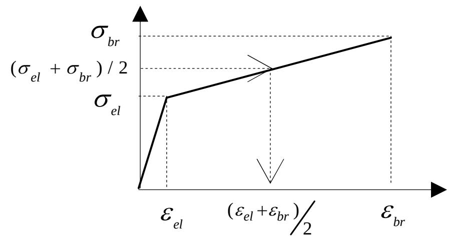
$$\mu = \frac{\varphi_{br}}{\varphi_{el}} \quad \text{met:} \qquad \varphi_{br} = \kappa_u \cdot a \qquad \text{en} \qquad \varphi_{el} = \kappa_e \cdot \tfrac{1}{2} d_{balk}$$

Hetzelfde als voor methode 1 geldt dat $\kappa_e = \dfrac{\varepsilon_e}{\frac{1}{2} d_{balk}}$ waarmee $\varphi_{el} = \dfrac{\varepsilon_e}{\frac{1}{2} d_{balk}} \cdot \tfrac{1}{2} d_{balk} = \varepsilon_e$

Ook hetzelfde als voor methode 1 geldt dat $\kappa_u = \dfrac{\varepsilon_u}{(d_{balk} - x_u)}$. Hierbij is $\varepsilon_u$ gelijk aan de gemiddelde elasticiteitsmodulus over de lengte *a* waar de vloeispanning van het staal wordt overschreden.




*Figuur A24: Spanningsverdeling over de lengte a*




*Figuur A25: Spanning-rek grafiek*

Uit figuur A24 blijkt dat de gemiddelde spanning over de lengte *a* gelijk is aan $(\sigma_{el} + \sigma_{br})/2$ zodat uit figuur A25 blijkt dat de gemiddelde elasticiteitsmodulus gelijk wordt aan $(\varepsilon_{el} + \varepsilon_{br})/2$. Hierdoor is de kromming en de rotatie in het bezwijkstadium gelijk aan

$$\kappa_u = \frac{\varepsilon_u}{(d_{balk} - x_u)} = \frac{(\varepsilon_{el} + \varepsilon_{br})}{2 \cdot (d_{balk} - x_u)} \qquad \varphi_{br} = \kappa_u \cdot a = \frac{(\varepsilon_{el} + \varepsilon_{br}) \cdot a}{2 \cdot (d_{balk} - x_u)}$$

Nu zijn zowel $\varphi_{br}$ als $\varphi_{el}$ bekend zodat de beschikbare ductiliteit gelijk wordt aan

$$\mu = \frac{\varphi_{br}}{\varphi_{el}} = \frac{\dfrac{(\varepsilon_{el} + \varepsilon_{br}) \cdot a}{2 \cdot (d_{balk} - x_u)}}{\varepsilon_e} = \frac{(\varepsilon_{el} + \varepsilon_{br}) \cdot a}{2 \cdot (d_{balk} - x_u) \cdot \varepsilon_e}$$

Nu zal met methode 2 bepaald worden wat de lengte *a* moet zijn zodat de benodigde ductiliteit uit Ruaumoko geleverd kan worden.

$$\mu_2 = \frac{(\varepsilon_{el} + \varepsilon_{br}) \cdot a}{2 \cdot (d_{balk} - x_u) \cdot \varepsilon_e} \qquad \Rightarrow \qquad a = \frac{2 \cdot (d_{balk} - x_u) \cdot \varepsilon_e}{(\varepsilon_{el} + \varepsilon_{br})} \cdot \mu$$

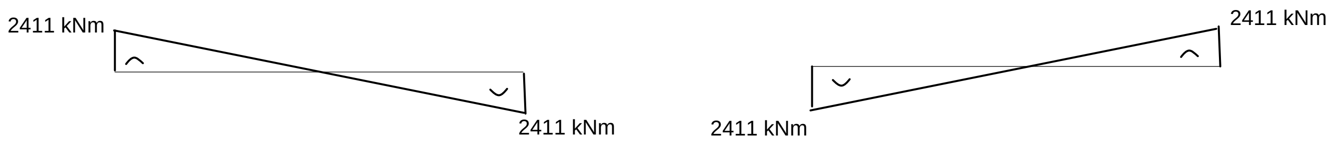
Uit paragraaf 10.1.4 was uit horizontaal evenwicht de formule voor $x_u$ gegeven

$$x_u = \frac{4}{3} \cdot \frac{f_s \cdot A_s}{b \cdot f'_b} = \frac{4}{3} \cdot \frac{435 \cdot (23 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 20^2)}{600 \cdot 27} = 259 \text{ mm}$$

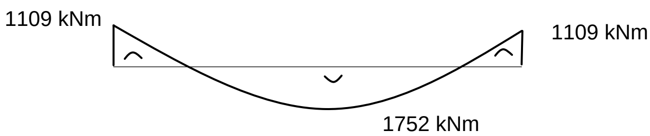
De lengte *a* wordt hiermee $a = \dfrac{2 \cdot (1175 - 259) \cdot 0,2}{(0,2 + 3,3)} \cdot 4,01 = 417 \text{ mm}$

### A8 Bepaling verankeringslengte van de balkwapening

Om de verankeringslengte te bepalen, moet eerst de omhullende momentenlijn bekend zijn door de statische en seismische belasting. De statische momentenlijn is bekend en de seismische momentenlijn kan aan de hand van de uitvoerfile van Ruaumoko bepaald worden. De omhullende momentenlijn volgt dan met gebruik van Maple, zie figuur A26.

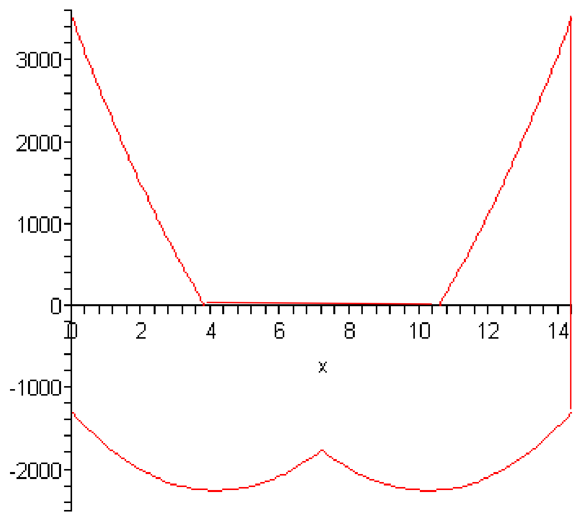



*Figuur A26.a: Variatie momentenlijn door seismische belastingen*




*Figuur A26.b: Verloop momentenlijn van de statische verticale belastingen*

```
> restart;
> Ystat:=-1752+55.19*(x-7.2)^2:
> Yseis1:=2411-(2*2411)/14.4*x:
> R1:=Ystat+Yseis1:
> R2:=Ystat-Yseis1:
> with(plots):
H:=plot(R1,x=0..3.83,y=-2500..3600,labels=["x-as","M"],title="Omhullende M",style=line):
R:=plot(R2,x=0..7.2,y=-2500..3600,style=line):
L:=plot(R1,x=7.2..14.4,y=-2500..3600,style=line):
G:=plot(R2,x=10.57..14.4,y=-2500..3600,style=line):
display({H,R,L,G});
```




*Figuur A26.c: Omhullende momentenlijn uit Maple*

De verankeringslengte wordt bepaald door te berekenen welke momenten de primaire wapening kunnen hebben en waar deze momenten zich bevinden in de balken.

#### A8.1 Verankeringslengte boven in de balk

De primaire wapening boven in de balk is dus 2 staven van $\Phi 28$. Dit komt overeen met $A_s = 2 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 28^2) = 1232 \text{ mm}^2$. Het wapeningspercentge wordt dan:

$\omega = \frac{A_s}{A_b} = \frac{1232}{500 \cdot 1200} \cdot 100 = 0,21\,\%$ . Uit GTB tabel 11.2.a volgt voor $w_0 = 0,21\,\%$ dat $\frac{M_u}{f'_b\, b_{balk} \cdot d_{balk}^2} = 50$ .

Hieruit volgt dat het opneembare moment gelijk is aan 940 kNm. Uit figuur A26.c valt dan af te lezen dat het optredende moment voor de bovenste wapening vanaf 2.6 m van de inlkemming, kleiner wordt dan 940 kNm. De lengte waarop de bovenste secundaire wapening wordt beëindigd, wordt dan

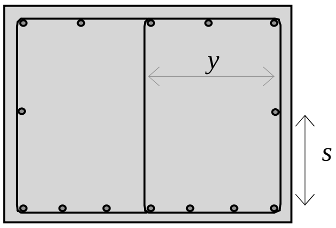
$l_{ank} = 2600 + 40 \cdot \Phi_k = 2600 + 40 \cdot 28 = 3720$ mm . De waarde van $40 \cdot \Phi_k$ die hierbij is opgeteld, is nodig voor het staal om de kracht via schuifspanning over te dragen aan het beton.

### A8.2 Verankeringslengte onder in de balk

Wanneer vanuit wordt gegaan dat de primaire wapening in de onderkant van de balk gelijk is aan 7 staven $\Phi 28$ . Dit komt overeen met $A_s = 7 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 28^2) = 4310$ mm$^2$. Het wapeningspercentage wordt $\omega = \frac{4310}{600 \cdot 1200} \cdot 100 = 0,60$ % . Uit GTB tabel 11.2.a volgt voor $w_0 = 0,60$ % dat $\frac{M_u}{f'_b b_{balk} \cdot d_{balk}^2} = 94$ .
Hieruit volgt dat het opneembare moment gelijk is aan 2049 kNm. Uit figuur A26.c valt dan af te lezen dat het optredende moment voor de onderste wapening vanaf 6 m van de inklemming kleiner wordt dan 2049 kNm. De onderste secundaire wapening zou dus beëindigd worden op een afstand van de inklemming van: $l_{ank} = 6000 + 40 \cdot \Phi_k = 6000 + 40 \cdot 28 = 7120$ mm. Omdat dit aan beide kanten van de balk zou worden gedaan, zou de secundaire wapening over een afstand van $14400 - 2 \cdot 7120 = 160$ mm afgebroken zijn. Er wordt ervoor gekozen om de secundaire wapening onderin in de balk over heel de balk door te laten lopen.

## A9 Beugels balken

Uit Ruaumoko volgt dat de maximale dwarskracht op de balken werkt op element 11 ter grootte van $V_{d;\max} = 461,7 \text{ kNm}$. De schuifspanning in de balk wordt hiermee gelijk aan
$\tau_{d;\max} = \dfrac{V_{d;\max}}{b_{balk} \cdot d_{balk}} = \dfrac{461,7 \cdot 10^3}{600 \cdot 1160} = 0,66 \text{ N/mm}^2$. De schuifspanning die de balk zonder beugels kan hebben, is gelijk aan $\tau_1 = 0,4 \cdot f_b = 0,4 \cdot 2,12 = 0,848 \text{ N/mm}^2$. Uit deze berekening blijkt dat $\tau_{d;\max} < \tau_1$ zodat ten aanzien van de schuifspanning geen beugels nodig zijn. In de tekening blijkt echter wel beugels aanwezig te zijn in de balk. De beugels zijn namelijk nodig om knik van de wapening te voorkomen wanneer. Hierbij zal voor de h.o.h. afstand van de beugels de maximale h.o.h. afstand worden aangehouden van 300 mm volgend uit GTB tabel 15.5.b. Op de plaats waar de vloeispanning van de wapening wordt overschreden, zal een h.o.h. afstand van de beugels van 100 mm worden aangehouden. Dit wordt gedaan omdat door de aanwezigheid van de beugels, spanningconcentratie plaatsvindt bij de beugels, waardoor de buigscheuren in het beton ontstaan ter plaatse van de beugels. Door het verkleinen van de h.o.h. afstand van de beugels, zullen meer scheuren ontstaan in het beton, wat leidt tot meer plastische vervorming van het staal en daarmee een grotere ductiliteit.




| | |
|---|---|
| In breedterichting | $y \leq 500$ mm |
| Afstand flankwapening | $s \leq 300$ mm |

Beugelafstand h.o.h.:

| | |
|---|---|
| Voor opnemen dwarskracht | $\leq \frac{2}{3} h$ |
| Waar meer dan 25% van de staven $\Phi_k > 16$ d.m.v. overlappingslassen wordt verlengd, in eerste en laatste $\frac{1}{3}$ deel van de las | $\leq 5\Phi_k$ *(VBC-9.8.3)* |
| Overige | $\leq 300$ mm |

*Figuur A27: Relevante informatie over beugels uit GTB tabel 15.5.b.*

In doorsnede CC' is te zien dat 2 staven van $\Phi 28$ doorlopen in de bovenkant van de balk, terwijl voor de krachtsafdracht geen staven in de bovenkant van de balk ter plaatse van deze doorsnede noodzakelijk zijn. De 2 staven van $\Phi 28$ en de flankwapening van $\Phi 8$ zijn aanwezig om aan de lengte eisen van de beugels te voldoen, uit GTB tabel 15.5.b

### A10 Beugels kolommen

Uit Ruaumoko volgt dat de maximale dwarskracht op de kolommen werken op elementen 2 en 7 ter grootte van $V_{d;\max} = 902,4\ \text{kNm}.$ De schuifspanning in de kolommen wordt hiermee gelijk aan $\tau_{d;\max} = \frac{V_{d;\max}}{b_{kolom} \cdot d_{kolom}} = \frac{902,4 \cdot 10^3}{500 \cdot (500 - \frac{1}{2} \cdot 32 - 30)} = 3,98\ \text{N/mm}^2.$ De schuifspanning die de kolom zonder beugels kan hebben, is gelijk aan $\tau_1 = 0,4 \cdot f_b = 0,4 \cdot 2,12 = 0,848\ \text{N/mm}^2.$ De maximale schuifpanning die de kolom kan hebben met beugels, is gelijk aan $\tau_2 = 0,2 \cdot f'_b = 0,2 \cdot 27 = 5,40\ \text{N/mm}^2.$ Uit deze berekening blijkt dat $\tau_1 < \tau_{d;\max} < \tau_2$, zodat ten aanzien van de schuifspanning beugels noodzakelijk zijn. De h.o.h. afstand van de beugels kan bepaald worden op de volgende manier.

$$A_{sv} = \frac{2 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \Phi_{beugel}{}^2)}{l_\tau} \qquad \tau_s = \frac{A_{sv} \cdot z \cdot f_s}{l_\tau \cdot d_{kolom}} = \frac{2 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \Phi_{beugel}{}^2) \cdot z \cdot f_s}{l_\tau{}^2 \cdot d_{kolom}}$$

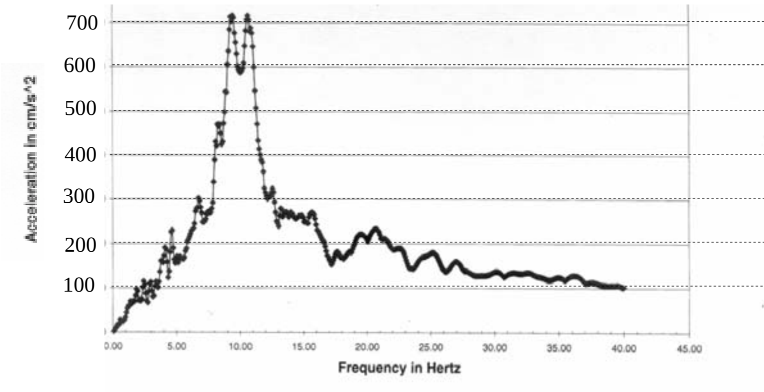
$$(\tau_1 + \tau_s) \cdot b_{kolom} \cdot d_{kolom} \geq V_{d;\max} \qquad (\tau_1 + \frac{2 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \Phi_{beugel}{}^2) \cdot z \cdot f_s}{l_\tau{}^2 \cdot d_{kolom}}) \cdot b_{kolom} \cdot d_{kolom} \geq V_{d;\max}$$

$$\Rightarrow l_\tau \leq \sqrt{\frac{2 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \Phi_{beugel}{}^2) \cdot z \cdot f_s}{(\frac{V_{d;\max}}{b_{kolom} \cdot d_{kolom}} - \tau_1) \cdot d_{kolom}}} = 112\ \text{mm}$$

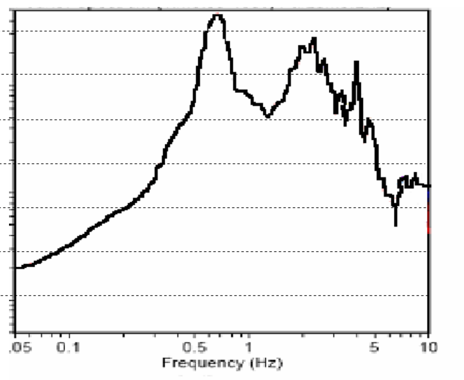
Er wordt gekozen voor een h.o.h. afstand van 100 mm.

### A11 Studie naar eigenfrequentie

Hieronder worden de eigenfrequenties gegeven van de modellen volgend uit Ruaumoko. Vervolgens wordt aan de hand van de figuren A28 en A29 de bijbehorende acceleratie bepaald.




*Figuur A28: Acceleratie-frequentie grafiek voor de El Centro aardbeving*




*Figuur A29: Acceleratie-frequentie grafiek voor de Boekarest aardbevin in log-schaal*

Wanneer we naar model 1 kijken, blijkt uit paragraaf 7.2 dat de benodigde ductiliteit voor de El Centro aardbeving gelijk is aan 3,89 en voor de Boekarest aardbeving 3,35. Hieruit volgt dat de benodigde ductiliteit voor beide aardbevingen bijna gelijk is. Dit zou moeten betekenen dat de eigenfrequenties van model 1 voor de El Centro aardbeving en de Boekarest aardbeving ongeveer dezelfde piek moeten geven. De eerste 5 eigenfrequenties van model 1 zijn in tabel A1 weergegeven.

| Eigenfrequentie nr. | Frequentie (Hz) |
|---|---|
| 1 | 2,68 |
| 2 | 8,74 |
| 3 | 15,99 |
| 4 | 23,65 |
| 5 | 23.96 |

*Tabel A1: Eigenfrequenties van model 1 volgend uit Ruaumoko [B2]*

Voor de El Centro aardbeving blijkt eigenfrequentie nr. 2 met een frequentie van 8,74 Hz de hoogste waarde voor de acceleratie te geven, namelijk ± 600 cm/s$^2$. Voor de Boekarest aardbeving blijkt ook de hoogste waarde voor de acceleratie ± 600 cm/s$^2$ te zijn, maar dan voor eigenfruquentie nr. 1 met een frequentie van 2,68 Hz. Voor model 1 blijkt te kloppen dat de benodigde ductiliteit voor beide aardbeving ongeveer overeenkomen, aangezien beide aardbevingen voor één van de eigenfrequenties ongeveer dezelfde acceleratie geven.

Wanneer we naar model 2 kijken, blijkt uit paragraaf 7.3 dat voor de El Centro aardbeving de balken niet plastisch worden, terwijl voor de Boekarest aardbeving een ductiliteit nodig is van 3,89. Dit zou moeten betekenen dat de eigenfrequenties van model 2 voor de El Centro aardbeving een veel kleinere piekwaarde moeten geven in vergelijking met de piekwaarde van de Boekarest aardbeving. De eerste 5 eigenfrequenties van model 2 zijn in tabel A2 weergegeven.

| Eigenfrequentie nr. | Frequentie (Hz) |
|---|---|
| 1 | 1,00 |
| 2 | 2,92 |
| 3 | 4,66 |
| 4 | 5,99 |
| 5 | 6,91 |

*Tabel A2: Eigenfrequenties van model 2 volgend uit Ruaumoko [B4]*

Voor de El Centro aardbeving blijkt eigenfrequentie nr. 5 met een frequentie van 6,91 Hz de hoogste waarde voor de acceleratie te geven, namelijk ± 250 cm/s$^2$. Voor de Boekarest aardbeving blijkt eigenfrequentie nr. 2 met een frequentie van 2,92 Hz de hoogste waarde voor de acceleratie te geven van ± 600 cm/s$^2$. Voor model 2 blijkt dan te kloppen dat de maximale piekwaarde voor de Boekarest aardbeving groter is dan die van de El Centro aardbeving, zodat de benodige ductiliteit voor de Boekarest aardbeving ook groter is dan van de El Centro aardbeving. De maatgevende piekwaarde van model 2 blijkt ± 600 cm/s$^2$ te zijn, net als voor model 1. De benodigde ductiliteit voor model 1 en 2 blijkt dan ook nagenoeg hetzelfde te zijn. Dit zou een bevestiging kunnen zijn van de stelling dat de benodigde ductiliteit o.a. een functie is van de maximale ondervonden acceleratie bij een bepaalde eigenfrequentie.

Wanneer we naar model 3 kijken, blijkt uit paragraaf 7.4 dat de benodigde ductiliteit voor de El Centro aardbeving gelijk is aan 4,46 en voor de Boekarest aardbeving 4,84. Dit zou moeten betekenen dat de eigenfrequenties van model 3 voor de El Centro aardbeving nagenoeg gelijk is met de piekwaarde van de Boekarest aardbeving. De eerste 5 eigenfrequenties van model 3 zijn in tabel A3 weergegeven.

| Eigenfrequentie nr. | Frequentie (Hz) |
|---|---|
| 1 | 1,77 |
| 2 | 5,27 |
| 3 | 8,63 |
| 4 | 11,26 |
| 5 | 11,55 |

*Tabel A3: Eigenfrequenties van model 3 volgend uit Ruaumoko [B5]*

Voor de El Centro aardbeving blijkt eigenfrequentie nr. 3 met een frequentie van 8,63 Hz de hoogste waarde voor de acceleratie te geven, namelijk ± 420 $cm/s^2$. Voor de Boekarest aardbeving blijkt eigenfrequentie nr. 1 met een frequentie van 1,77 Hz de hoogste waarde voor de acceleratie te geven van ± 520 $cm/s^2$. Voor model 3 blijkt het ook te kloppen dat de maximale piekwaarde voor de Boekarest aardbeving nagenoeg gelijk is aan de El Centro aardbeving.

Wanneer we naar model 4 kijken, blijkt uit paragraaf 7.5 dat de benodigde ductiliteit voor de El Centro aardbeving gelijk is aan 4,12 en voor de Boekarest aardbeving 4,72. Dit zou moeten betekenen dat de eigenfrequenties van model 4 voor de El Centro aardbeving nagenoeg hetzelfde of een iets groter piekwaarde moeten geven in vergelijking met de piekwaarde van de Boekarest aardbeving. De eerste 5 eigenfrequenties van model 4 zijn in tabel A4 weergegeven.

| Eigenfrequentie nr. | Frequentie (Hz) |
|---|---|
| 1 | 2,26 |
| 2 | 6,83 |
| 3 | 11,44 |
| 4 | 15,72 |
| 5 | 16,43 |

*Tabel A4: Eigenfrequenties van model 4 volgend uit Ruaumoko [B6]*

Voor de El Centro aardbeving blijkt eigenfrequentie nr. 3 met een frequentie van 11,44 Hz de hoogste waarde voor de acceleratie te geven, namelijk ± 400 $cm/s^2$. Voor de Boekarest aardbeving blijkt eigenfrequentie nr. 1 met een frequentie van 2,26 Hz de hoogste waarde voor de acceleratie te geven van ± 650 $cm/s^2$. Voor model 4 blijkt het niet te kloppen dat de maximale piekwaarde voor de Boekarest aardbeving nagenoeg hetzelfde of iets kleiner is dan die van de El Centro aardbeving.

Wanneer we naar model 5 kijken, blijkt uit paragraaf 7.6 dat de benodigde ductiliteit voor de El Centro aardbeving gelijk is aan 4,01 en voor de Boekarest aardbeving 3,59. Dit zou moeten betekenen dat de eigenfrequenties van model 5 voor de El Centro aardbeving nagenoeg hetzelfde of een iets groter piekwaarde moeten geven in vergelijking met de piekwaarde van de Boekarest aardbeving. De eerste 5 eigenfrequenties van model 5 zijn in tabel A5 weergegeven.

| Eigenfrequentie nr. | Frequentie (Hz) |
|---|---|
| 1 | 1,41 |
| 2 | 4,17 |
| 3 | 6,76 |
| 4 | 8,90 |
| 5 | 9,56 |

*Tabel A5: Eigenfrequenties van model 5 volgend uit Ruaumoko [B7]*

Voor de El Centro aardbeving blijkt eigenfrequentie nr. 5 met een frequentie van 9,56 de hoogste waarde voor de acceleratie te geven, namelijk ± 670 $cm/s^2$. Voor de Boekarest aardbeving blijkt eigenfrequentie nr. 1 met een frequentie van 1,41 de hoogste waarde voor de acceleratie te geven van ± 500 $cm/s^2$. Voor model 5 blijkt ook niet te kloppen dat de maximale piekwaarde voor de Boekarest aardbeving nagenoeg hetzelfde of iets kleiner is dan die van de El Centro aardbeving.