

Geveke Bouw

**Nieuwbouw appartementen
Oosterhamrikkade 5-9, Groningen**

Initiële studie aardbevingsrespons

Issue | 24 March 2015

This report takes into account the particular instructions and requirements of our client.

It is not intended for and should not be relied upon by any third party and no responsibility is undertaken to any third party.

Job number 242285

Arup bv
Naritaweg 118
1043 CA Amsterdam
PO box 57145
1040 BA Amsterdam
The Netherlands
www.arup.com

ARUP

Document Verification



Job title		Nieuwbouw appartementen Oosterhamrikkade 5-9, Groningen		Job number		242285		
Document title		Initiële studie aardbevingsrespons				File reference		
Document ref								
Revision	Date	Filename	20150320 Concept report Oosterhamrikkade 5-9.docx					
Draft 1	20 Mar 2015	Description	First draft					
			Prepared by	Checked by	Approved by			
		Name						
		Signature						
Issue	24 Mar 2015	Filename	20150324 Report Oosterhamrikkade 5-9 issue.docx					
		Description						
			Prepared by	Checked by	Approved by			
		Name	[REDACTED] 5.1.2e					
		Signature						
		Filename						
		Description						
			Prepared by	Checked by	Approved by			
		Name						
		Signature						
		Filename						
		Description						
			Prepared by	Checked by	Approved by			
		Name						
		Signature						

Issue Document Verification with Document



Contents

	Page	
1	Inleiding	1
	1.1 Gebouw ontwerp	1
	1.2 Seismic Hazard	1
	1.3 Scope	1
2	Uitgangspunten	3
	2.1 Ontvangen documenten	3
	2.2 Seismische uitgangspunten	3
	2.2.1 Normen	3
	2.2.2 Seismische prestatie eisen	3
	2.2.3 Gevolgklasse	4
	2.2.4 Ductiliteitsklasse en q -factor	4
3	Analyse	5
	3.1 Bouwdeel A	5
	3.1.1 Zijdelingse belastingmethode	5
	3.2 Bouwdeel B	5
	3.2.1 Spectrale modale responsmethode	6
	3.2.2 Model	6
	3.3 Toevallige torsie-effecten	7
4	Resultaten	8
5	Aandachtspunten en aanbevelingen	9
	5.1 Bouwdeel A	9
	5.2 Bouwdeel B	9
	5.3 Fundering bouwdeel A en B	10

afschuifkracht zal behalve op begane grondniveau ook per verdieping worden opgegeven. Aan de hand van deze belastingen kan de hoofdconstructeur **5.1.2e** bepalen wat de effecten zijn op het huidige ontwerp van de constructie (wand- en vloerwapening, stabiliteit, etc) en op de fundering (balkrooster). De geotechnisch adviseur dient aan de hand van de belastingen te bepalen of het ontwerp van de fundering voldoende capaciteit heeft. Indien de palen onvoldoende capaciteit hebben zal in samenwerking met de hoofdconstructeur en de geotechnisch adviseur een aanpassingsvoorstel worden opgesteld.

3 Analyse

Voor de bepaling van de seismische belastingen is de methodologie gehanteerd zoals omschreven in de Ontwerp NPR9998:2015. De verschillende berekeningsmethoden, toegelicht in artikel 4.3.3. van de NPR, mogen toegepast worden onder bepaalde voorwaarden afhankelijk van de constructieve eigenschappen van het gebouw zoals de geometrie, de massaverdeling en de stijfheidsverdeling.

Aangezien de methodiek om de seismische belastingen te bepalen en de berekeningsanalyse voor beide bouwdelen niet gelijk zijn, wordt per bouwdeel de methodologie toegelicht.

3.1 Bouwdeel A

De seismische belastingen zijn voor bouwdeel A bepaald aan de hand van de zijdelingse belastingmethode (NPR9998-4.3.3.2). De constructieve eigenschappen van het gebouw ontwerp voldoen aan de voorwaarden die gesteld zijn ten aanzien van de trillingsperiode en aan de regelmatigheid van de doorsnede.

De fundamentele trillingsperiode van bouwdeel A, benaderd met behulp van NEN-EN 1998-1 (4.3.3.2.2) en afhankelijk van het constructieve systeem, het constructiemateriaal en de gebouwhoogte, overschrijdt de gestelde bovengrens (NPR9998-4.3.3.2.1) niet.

3.1.1 Zijdelingse belastingmethode

Bij de zijdelingse belastingmethode wordt aangenomen dat het gebouw voldoende regelmatig is, zodat de beschouwing van één trillingsvorm genoeg is om de krachten op de constructie te bepalen. De fundamentele trillingsperiode T_1 wordt geschat aan de hand van NEN-EN 1998-1-4.3.3.2.2. Het is een simpele maar conservatieve manier om handmatig de totale horizontale afschuifkracht als gevolg van de seismische belasting te bepalen voor de twee hoofdrichtingen. Deze krachten worden vervolgens verdeeld over de individuele verdiepingen, lineair met de massa en hoogte van de verdiepingen ten opzichte van het maaiveld, waarbij de fundamentele trilvorm is benaderd door lineair toenemende horizontale verplaatsingen. NPR9998-4.3.3.2. geeft meer uitleg en formules.

3.2 Bouwdeel B

De seismische belastingen zijn voor bouwdeel B bepaald aan de hand van de spectrale modale respons methode (NPR9998-4.3.3.3). Door de constructieve eigenschappen van het gebouw is het ontwerp niet geschikt voor een zijdelingse belastingmethode aangezien niet aan de voorwaarden wordt voldaan die gesteld zijn aan de regelmatigheid van de doorsnede. De wandliggers die een deel van de laterale belastingen kunnen afdragen lopen namelijk niet helemaal door tot aan de fundering, er is sprake van een zogenaamde 'soft storey' op de begane grond. Doordat de stijfheid van de individuele verdiepingen niet constant is of gelijkmatig afneemt wordt niet voldaan aan de voorwaarden voor een regelmatige doorsnede en wordt overgegaan tot een modale responsberekening.

3.2.1 Spectrale modale responsmethode

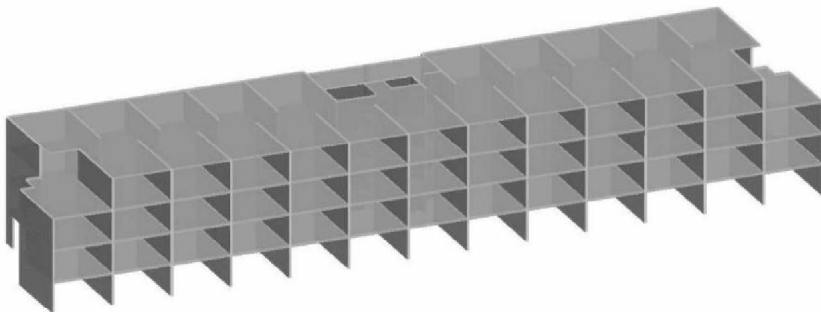
Indien het gebouw over onvoldoende regelmaat beschikt wordt overgegaan tot de spectrale modale responsmethode. Aanname is dat door de onregelmatigheid van de doorsnede niet genoeg massa geactiveerd wordt in de eerste trillingsvorm, waardoor bij toepassing van de zijdelings belastingmethode de seismische belastingen onderschat zouden worden. Bij deze methode dient de respons van alle trilvormen die significant bijdragen aan de globale respons in rekening gebracht te worden. Dit kan niet meer handmatig gedaan worden. Er wordt gebruik gemaakt van software en een 3D model voor de bepaling van de verschillende trilvormen en bijbehorende trillingstijden waarna de seismische belastingen bepaald worden aan de hand van het ontwerpspectrum.

3.2.2 Model

De analyse is uitgevoerd met Oasys GSA, versie 8.7 build 37.

3.2.2.1 Geometrie

De geometrie van het model is gebaseerd op het ontvangen 3D model en 2D tekeningen. De geometrie is vereenvoudigd tot enkel betonnen vloeren en wanden, waarbij de kalkzandsteen wanden en balkons zijn weggelaten en als belastingen op de constructie zijn gezet.



Figuur 2 GSA model

3.2.2.2 Elementen

Zowel de wanden als de vloeren zijn gemodelleerd als shell elementen. Langs alle assen zijn alle connecties tussen elementen gemodelleerd als een inklemming. Dit komt overeen met het gedrag van in het werk gestorte betonnen vloeren en wanden. Bovendien zijn inklemmingen een conservatief uitgangspunt aangezien deze de algehele stijfheid van het gebouw verhogen.

3.2.2.3 Ondersteuning

Alle ondersteuning zijn gemodelleerd als stijve opleggingen (scharnieren), aangezien het gebouw in werkelijkheid gefundeerd wordt op diepe funderingspalen die zullen functioneren als stijve ondersteuning. Interactie tussen de funderingspalen en de grond is niet in rekening gebracht in deze analyse.

4 Resultaten

Het is belangrijk om op te merken dat de resultaten van elke seismische analyse een hoge mate van onzekerheid bevatten. Aardbevingsbelastingen zijn dynamisch en hun exacte gedrag en intensiteit is lastig nauwkeurig te voorspellen. In tegenstelling tot bijvoorbeeld windbelastingen treden seismische belastingen op gedurende een zeer korte periode. Daarnaast is ook de respons van het gebouw lastig te voorspellen.

Zoals in hoofdstuk 3 uitgelegd zijn de seismische belastingen bepaald middels de zijdelingse belastingmethode voor bouwdeel A, terwijl een modale responsberekening is gebruikt om de belastingen op bouwdeel B vast te stellen. De zijdelingse belastingberekening is ter verificatie van de modale responsberekening gehanteerd voor bouwdeel B en is terug te vinden in Appendix C. De resultaten van beide methodes zijn vergelijkbaar (indien met dezelfde gedragsfactor q wordt gerekend).

In onderstaande tabel zijn de laterale belastingen in de twee hoofdrichtingen gegeven voor beide bouwdelen als totale waarde, uitgesplitst per verdieping en als totale waarde op de fundering. De horizontale seismische belasting op de fundering is een factor 1,4 hoger conform 0.

Tabel 3 Horizontale krachten in kN

Verdieping	Bouwdeel A		Bouwdeel B	
	x-richting	y-richting	x-richting	y-richting
4	840	4.370	5.870	10.900
3	1.080	5.660	8.280	14.380
2	760	3.950	6.820	8.960
1	380	1.970	5.580	4.310
Totaal	3.100	16.000	26.600	38.600
Totaal fundering ¹	4.300	22.400	37.200	54.000
Wind ²	400	760	490	1.650

¹ Inclusief factor 1,4

² De laterale belasting ten gevolge van wind is toegevoegd ter indicatie. De waarden voor de wind in x-richting zijn afkomstig uit het rapport van IMJ en de windbelasting in y-richting is ingeschat.

Indien voor bouwdeel A wordt aangenomen dat de fundering als één geheel functioneert en dus de totale laterale belasting gelijkmatig over de 70 palen verdeeld kan worden, dan resulteert dit in een horizontale kracht van ca. 320 kN per paal in de maatgevende richting. Deze aanname vereist een volledig stijve begane grondvloer die de krachten gelijkmatig over de funderingspalen kan verdelen en dient gecontroleerd te worden door de hoofdconstructeur.

Voor bouwdeel B is ervan uitgegaan dat de laterale belasting op de fundering verdeeld wordt over de 80 palen die onder de stabiliteitswanden staan (tussen as A en E), wat resulteert in een horizontaalkracht van ca. 680 kN per paal in de maatgevende richting.

5 Aandachtspunten en aanbevelingen

Teneinde het gebouw aardbevingsbestendig te maken is het niet toereikend om bij het ontwerpen van de constructie alleen rekening te houden met de horizontale belastingen (gegeven bij de resultaten in hoofdstuk 4). Aardbevingsbelastingen zijn totaal anders van aard en grootte dan de belastingen die gebruikelijk in rekening worden gebracht, en hierbij hoort een andere aanpak en andere aandachtspunten. In dit hoofdstuk worden de belangrijkste aandachtspunten en aanbevelingen genoemd per bouwdeel.

In deze studie zijn niet-constructieve bouw delen en hun bevestiging buiten beschouwing gelaten, deze kunnen echter gedurende een aardbeving een risico vormen en dienen bij de nadere uitwerking gecontroleerd te worden door de hoofdconstructeur. Met name zware elementen, zoals zware gevelelementen, niet-dragende scheidingswanden, prefab trappen en uitkragende balkons en spouwmuren vormen een risico.

5.1 Bouwdeel A

Een aardbevingsbestendig gebouw bestaat uit een hoofd draagconstructie met voldoende capaciteit om energie te dissiperen terwijl de weerstand tegen horizontale en verticale belasting behouden blijft. Het gekozen stabiliteitssysteem in x-richting, een slank betonnen raamwerk bestaande uit wanden en vloeren, is naar verhouding slap en gevoelig voor aardbevingen.

Aan de hand van de seismische belastingen kan de hoofdconstructeur met behulp van rekenmodellen de constructie beoordelen. Aangezien bouwdeel A voldoet aan de eisen die gesteld worden aan de regelmaat ten aanzien van de plattegronden en de regelmaat ten aanzien van de doorsnedes mag conform NPR9998-4.2.3.1 voor de constructieve beoordeling gebruik gemaakt worden van twee separate 2D modellen die de twee hoofdrichtingen representeren.

Behalve bovenstaande beoordeling dient het ontwerp van de constructie te voldoen aan de criteria (oa minimale wanddikte) en detaillering (oa wapening), die omschreven zijn in NEN-EN 1998-1-5.4. Wapeningshoeveelheden en detailleringsregels kunnen de afmetingen van constructie elementen bepalen.

Daarnaast kan de methode van uitvoering en de detaillering van invloed zijn op de uiteindelijke capaciteit van de constructie. Er wordt aangeraden de uitvoeringsmethodiek en de detaillering te laten controleren of deze aardbevingsbestendig zijn en voldoen aan de voorwaarden die gesteld worden in de NPR en de Eurocode. Het wordt bijvoorbeeld aanbevolen om de breedplaten schil vrij te houden van de wanden en deze niet op te leggen op de wanden, omdat anders de capaciteit lokaal wordt beperkt.

Het is te overwegen om bij bouwdeel A stabiliteitswanden in x-richting toe te voegen.

5.2 Bouwdeel B

Vergelijkbaar met bouwdeel A kan de hoofdconstructeur aan de hand van de seismische belastingen met behulp van rekenmodellen de constructie beoordelen. Aangezien er bij bouwdeel B geen sprake is van een regelmatige plattegrond

dienen bij de constructieve beoordeling de twee hoofdrichtingen gelijktijdig beschouwd te worden (NPR9998-4.3.3.5.1). Deze onregelmatigheid wordt veroorzaakt door een te grote slankheidsverhouding in het horizontale vlak. De verhouding tussen de lengte en de breedte van het gebouw is groter dan de grenswaarde van 4, waardoor torsie een te grote rol gaat spelen en de twee snedes in x- en y-richting niet meer separaat van elkaar beschouwd mogen worden.

We raden aan het ontwerp van de constructie met behulp van een 3D model te beoordelen. In dit geval is het ook mogelijk om de torsie-effecten in rekening te brengen aangezien het massa- en het stijfheidsmiddelpunt niet samenvallen.

Bij controle van de stabiliteitselementen in de twee hoofdrichtingen functioneert niet dezelfde wapening voor de capaciteit in x- en in y-richting, maar dient de hoeveelheid wapening die benodigd is in beide richtingen apart bepaald en vervolgens bij elkaar opgeteld te worden.

Overeenkomstig met bouwdeel A dient de constructie te voldoen aan de criteria en detaillering omschreven in NEN-EN 1998-1-5.4. Behalve deze zaken dient aandacht besteed te worden aan de belastingoverdracht in de vloer tussen de wanden aan de voor- en achterzijde van het gebouw.

Bij bouwdeel B zijn de volgende aspecten te overwegen: het realiseren van een gebouwdilatatie en het toevoegen van stabiliteitswanden in langrichting en aan de uiteinden van het gebouw.

In dwarsrichting is de stijfheid niet voor elke verdieping gelijk en daardoor beschikt bouwdeel B over een 'soft storey'. Doordat de stabiliteitswanden niet doorlopen tot aan de fundering vormt de onderste verdieping de zwakste schakel onder seismische belasting.

5.3 Fundering bouwdeel A en B

De geotechnisch adviseur dient aan de hand van de opgegeven belastingen te beoordelen of bij een seismic hazard de beoogde paalfundering voldoende capaciteit heeft.

Vanuit geotechnisch oogpunt is het ontstaan van verweking van de grond, oftewel 'liquefaction', een van de grootste gevaren tijdens een aardbeving. Het ontstaan van gedeeltelijke of volledige wateroverspanning is afhankelijk van de samenstelling van de grond. Bij volledige verweking verliest de ondergrond bijna al zijn sterkte en is er sprake van een sterk verlies aan draagkracht.

Naast de beschouwing van het draagvermogen dient ook de zakking en de knik van palen gecontroleerd te worden. Bovendien kan het nodig zijn om de interactie tussen grond en fundering te beschouwen.

Aan de hand van één van de verkregen sonderingen is een beknopte analyse gedaan (Appendix E), waaruit blijkt dat verweking een groot risico vormt op de locatie van het gebouw.

Een andere vereiste gesteld in NEN-EN 1998-5-5.4.1.2 is het toepassen van zogenaamde 'tie-beams' of een funderingsplaat die alle onderdelen van de fundering verbindt zodat deze als één geheel beweegt en functioneert zodat de laterale belastingen gelijkmatig over de palen worden verdeeld. Dit zal consequenties hebben voor de huidige geometrie van het ontworpen balkrooster.

Met name het gedeelte van de fundering onder de kolommen van bouwdeel B (as G) voldoen momenteel niet aan deze voorwaarde.

Appendix A

Aanvullende seismische
uitgangspunten

A1 Aanvullende normen

Overige gebruikte normen:

NEN-EN 1990	Grondslagen van het constructief ontwerp
NEN-EN 1991-1-1	Belastingen op constructies – Deel 1-1: Algemene belastingen - Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen
NEN-EN 1992-1-1	Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen
NEN-EN 1998-1	Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Deel 1: Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen
NEN-EN 1998-5	Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies – Deel 5: Funderingen, grondkerende constructies en geotechnische aspecten

Waar mogelijk zijn de EN codes gebruikt met bijbehorende Nationale Bijlages.

Voor NEN-EN 1998 is nog geen Nederlandse Nationale Bijlage beschikbaar. In de NPR 9998 wordt herhaaldelijk verwezen naar artikelen in NEN-EN 1998-1 en NEN-EN 1998-5. Daarnaast worden in de NPR meerdere nationale parameters genoemd welke benodigd zijn bij de toepassing van de NEN-EN 1998.

A2 DCM

Indien de grondversnelling a_g groter is dan $0,2g$ mogen uitsluitend betonconstructies worden toegepast die voldoen aan de eisen behorende bij DCM en DCH (NPR9998-5.1.1). Als conservatieve aanname is gekozen voor DCM, waardoor het gebouw aan minder zware voorwaarden hoeft te voldoen dan bij DCH maar waardoor de seismische belastingen hoger kunnen uitvallen. Deze classificering is dus een aanname die nodig is voor de bepaling van belastingen, maar de bijbehorende criteria moeten vervolgens consequent voor het gehele gebouw inclusief fundering worden doorgevoerd. Deze criteria hebben onder andere betrekking op de kwaliteit van de toegepaste materialen, op de afmetingen en capaciteit van constructieve elementen, en op de hoeveelheid en detaillering van de wapening en staan omschreven in NEN-EN 1998-1-5.4.

A3 Materialen

De hoofd draagconstructie van het gebouw bestaat uit gewapend beton. De stijfheid van de constructie is van invloed op het seismische gedrag van het gebouw. Over het algemeen zal een grotere stijfheid tot hogere ontwerp belastingen leiden. Conform NPR9998-4.3.1 dient rekening te zijn gehouden met het effect van scheuren en mogen de elastische buig- en afschuif stijfheidseigenschappen gelijk genomen worden aan 50% van de corresponderende stijfheid van de ongescheurde elementen. De elasticiteits- en glijdingsmodulus zijn daarom in de analyse aangepast volgens de waarden van Tabel 4.

Tabel 4 Materiaal eigenschappen

Betonklasse	Elasticiteitsmodulus, ongescheurd E_{cm} [N/mm ²]	Elasticiteitsmodulus, ontwerpwaarde E_{cd} [N/mm ²]	Glijdingsmodulus, ontwerpwaarde G_d [N/mm ²]
C30/37	33000	16500	6875

A4 Seismische massa

De seismische massa van het gebouw bestaat uit alle zwaartekrachtsbelastingen en is bepaald aan de hand van onderstaande combinatie (NPR9998-3.2.4).

$$\sum G_{kj} \text{ " + " } \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

De combinatiecoëfficiënt $\Psi_{E,i}$ voor de berekening van de effecten van de seismische belastingen moet worden berekend met de volgende uitdrukking (NPR9998-4.2.4).

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i}$$

De waarden van φ zijn gegeven in tabel 4.2 van de NPR. De combinatiecoëfficiënten voor de vloeren en het dak zijn weergegeven in onderstaande tabel.

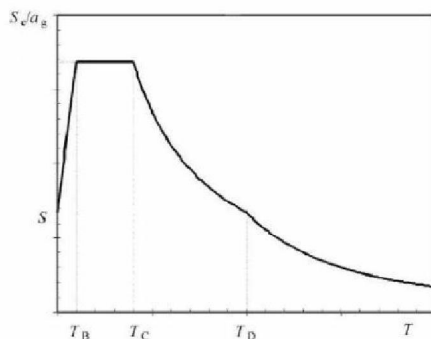
Tabel 5 Combinatiecoëfficiënten

Vloer	φ	Ψ_2	Ψ_E
Vloer 1, 2, 3	0,6	0,3	0,18
Dak	1,0	0,0	0,0

A5 Seismische belasting

A5.1 Elastisch respons spectrum

Het elastisch respons spectrum is weergegeven in Figuur 3.

Figuur 3 Horizontale elastische spectrum voor $S = 1$; $q = 1$; $a_g = 1$

Ten behoeve van de vereenvoudigde seismische berekeningsmethoden zijn ontwerpspectra gedefinieerd die de invloed weergeven van de dynamische eigenschappen van de bouwconstructie en de ondergrond.

Horizontaal ontwerpspectrum

Door de capaciteit van ductiele constructieve systemen om seismische belastingen op te nemen in het niet-lineaire gebied, is het in het algemeen toelaatbaar om een lagere belasting aan te houden dan de belasting overeenkomend met een volledige lineaire elastische respons. Daarom wordt het elastisch spectrum gecorrigeerd met verschillende factoren, wat resulteert in het ontwerpspectrum. De invloed van het constructieve systeem en de constructiematerialen zijn verwerkt in de gedragsfactor q .

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \left(\frac{3,0}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

De aangenomen waarden zijn samengevat in Tabel 3.2 van de NPR9998.

Tabel 6 Parameters van het horizontale responspectrum

Parameter	Waarde
S	1,0
T_B (s)	0,10
T_C (s)	0,22
T_D (s)	0,45

De waarden van a_g en g zullen bepaald worden in de paragrafen A5.2 en A5.3.

Verticaal ontwerpspectrum

Op basis van NPR9998-4.3.3.5.2 hoeft de verticale component van de seismische belasting niet in rekening gebracht te worden. Daarom wordt hier niet verder ingegaan op het verticale ontwerpspectrum.

A5.2 Grondversnelling

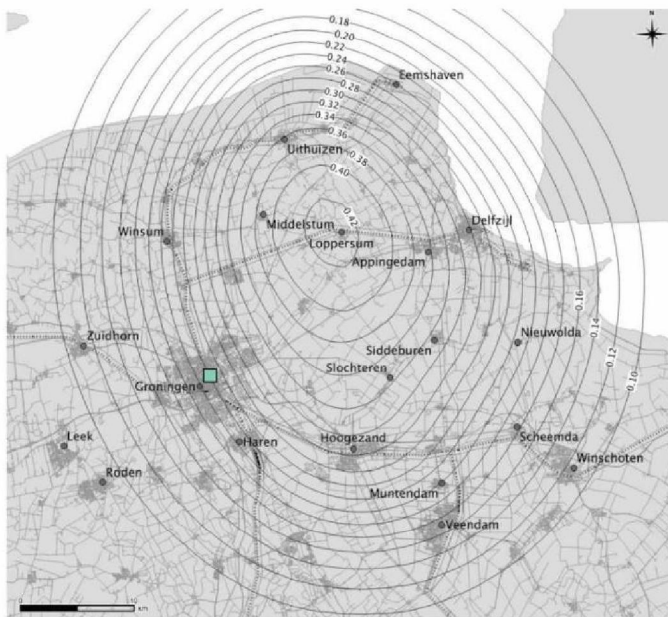
De rekenwaarde van de grondversnelling op maaiveldniveau is gedefinieerd als het product van de belangrijkheidsfactor γ_I en de referentie PGA.

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$$

De waarde voor γ_I is voor gebouwen van gevolgklasse 2 gelijk aan 1,5 (NPR9998-3.2.1).

Het gebouw is gesitueerd in het centrum van de stad Groningen. De piekgrondversnelling op deze locatie is gelijk aan 0,24g volgens figuur 3.1 van de NPR.

$$a_g = 1,5 \cdot 0,24 = 0,36g$$



Figuur 4 Contourplot van de piekgrondversnellingen a_{gR} in g

A5.3 Gedragsfactor q

De gedragsfactor q wordt bepaald op basis van het type constructie, het constructiemateriaal en de ductiliteitsklasse. Dit kan gedaan worden door middel van een pushover analyse of door een vereenvoudigde methode beschreven in NEN-EN 1998-1-5.2.2. De volledige berekening van de gedragsfactoren staat beschreven in Appendix B en Appendix C.

Tabel 7 Gedragsfactor q

Bouwdeel	Richting	Systeem	q -factor	
			ZBM ¹	SMRM ²
A	x	raamwerk	3,9	
	y	stabiliteitswanden	1,5	
B	x	stabiliteitswanden ³	2,0	1,6
	y	stabiliteitswanden	1,5	1,2

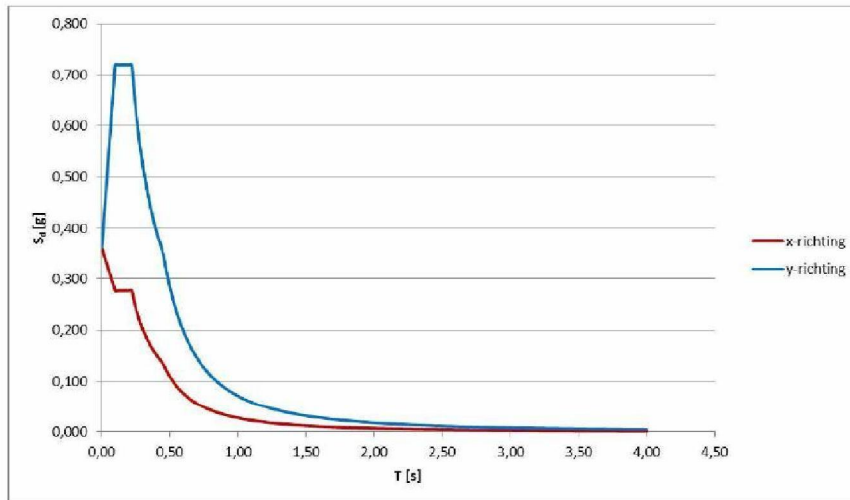
¹ Zijdelingse belastingmethode.

² Spectrale modale responsmethode, bij berekening volgens deze methode dient de gedragsfactor q met een factor 0,8 vermenigvuldigd te worden.

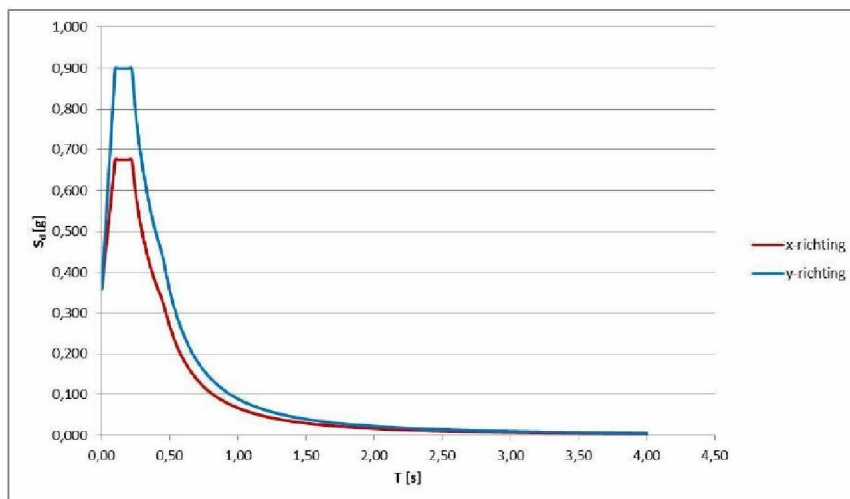
³ Het stabiliteitssysteem van bouwdeel B bestaat in x-richting uit de combinatie van een raamwerk en stabiliteitswanden. Wat betreft seismische belastingen is een hogere stijfheid ongunstig en dit leidt tot hogere horizontale belastingen. De keuze voor wanden als stabiliteitssysteem voor de bepaling van de gedragsfactor is dus de meest veilige aanname.

A5.4 Ontwerpspectrum

Met de gegevens uit voorgaande paragrafen kunnen voor beiden bouwdelen A en B de horizontale ontwerpspectra geplot worden voor de twee hoofdrichtingen x en y, zoals afgebeeld in Figuur 5 en Figuur 6.



Figuur 5 Horizontaal ontwerpspectrum bouwdeel A, met de waarden van q volgens de zijdelingse belastingmethode: $q_x = 3,9$ en $q_y = 1,5$



Figuur 6 Horizontaal ontwerpspectrum bouwdeel B, met de waarden van q volgens de modale responsmethode: $q_x = 1,6$ en $q_y = 1,2$

A5.5 Combinatie aardbevingsbelastingen

De laterale seismische belasting bestaat uit twee horizontale componenten E_{Edx} en E_{Edy} waarvan wordt aangenomen dat ze onafhankelijk van elkaar zijn. Indien de berekeningsmethode dit vereist moeten de gecombineerde belastingeffecten zijn bepaald op basis van de volgende twee formules:

$$E_{Edx} \text{ " + " } 0,30E_{Edy}$$

$$0,30E_{Edx} \text{ " + " } E_{Edy}$$

A5.6 Combinatie stabiliteit fundering

Indien gebruik wordt gemaakt van een gereduceerd ontwerpspectrum ten opzichte van het elastische respons spectrum door middel van een gedragsfactor $q > 1,0$ wordt uitgegaan van een (dissipatieve) bovengrondse constructie die in staat is om seismische belastingen op te nemen in het niet-lineaire gebied. Deze reductie geldt echter niet voor de fundering. De belastingeffecten op de fundering dienen overeen te komen met de respons van de constructie onder de seismische ontwerpsituatie op basis van elastisch gedrag ($q = 1,0$). Daarnaast wordt rekening gehouden met de mogelijk ontwikkeling van oversterkte. Om geen nieuw spectrum te hoeven bepalen kunnen de seismische effecten op het gebouw middels de onderstaande combinatie (NPR9998-4.4.2.6) ook gebruikt worden voor de seismische effecten die de fundering moet kunnen weerstaan.

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot E_{F,E}$$

$E_{F,G}$ is het belastingeffect ten gevolge van de niet-seismische belastingen, oftewel de verticale belastingen

$E_{F,E}$ is het belastingeffect volgend uit de berekening van de seismische ontwerpbelasting, oftewel de horizontale belastingen

$\gamma_{Rd} \cdot \Omega$ is de maat voor de oversterkte van de constructie, en mag aangenomen worden als zijnde 1,4

$$E_{Fd} = E_{F,V} + 1,4 \cdot E_{F,H}$$

A6 Belastingcombinatie

De seismische belastingcombinatie is gegeven in de Nationale Bijlage van NEN-EN 1990, tabel NB.7-A1.3.

Ontwerpsituatie	Blijvende belastingen		Overheersende buitengewone of aardbevingsbelasting	Veranderlijke belastingen gelijktijdig met de overheersende	
	Ongunstig	Gunstig		Belangrijkste (indien aanwezig)	Andere
Buitengewoon (Vgl. 6.11a/b)	1,0 $G_{k,j,sup}$	1,0 $G_{k,j,inf}$	1,0 A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ ^a	$\psi_{2,i} Q_{k,i} (i > 1)$
Aardbeving (Vgl. 6.12a/b)	1,0 $G_{k,j,sup}$	1,0 $G_{k,j,inf}$	1,0 A_{ek} of 1,0 A_{Ed}	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i} (i > 1)$

^a Uitsluitend voor wind in combinatie met brand bij het beoordelen van disproportionele schade volgens NEN-EN 1991-1-7; voor overige gevallen $\psi_{2,1}$.

Figuur 7 Belasting combinaties

Appendix B

Zijdelingse belastingmethode
bouwdeel A

Job No.	Sheet No.	Rev.
	B-01	
Member Location		
Drg. Ref.		
Made by	Date	Chd.
5.1.2e	24-02-2015	

Job title

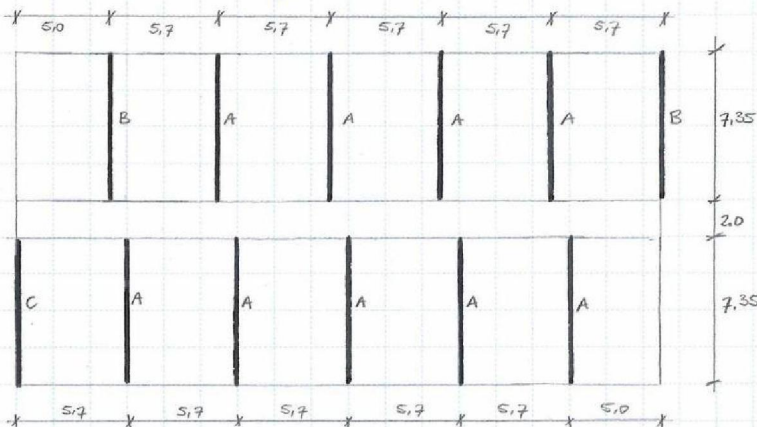
Oosterehameikade A

Analyse aardbevings belastingen

Gebouwmakend van:

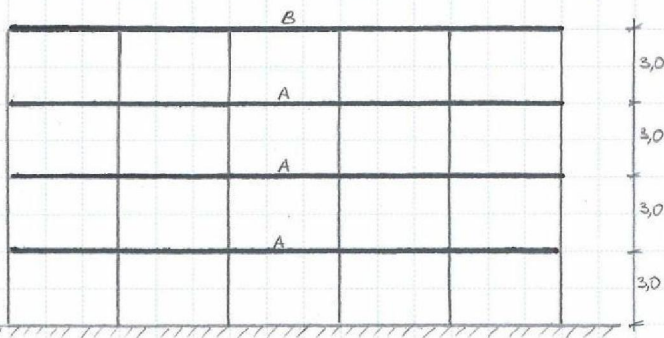
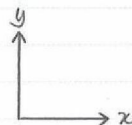
NPR	NPR 9998	Geonostagen voor aardbevingsbelastingen - Geïnduceerde
EC8-1	NEN-EN 1998-1	Aardbevingsbestendige constructies - Algemeen, belastingen
EC8-5	NEN-EN 1998-5	" " - Funderingen

Studentenwoningen blok A



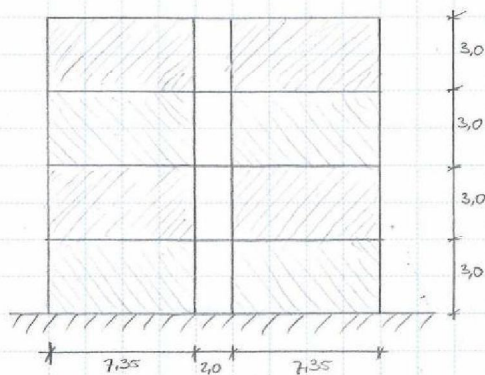
- A) betonwand $d = 250 \text{ mm}$
- B) betonwand $d = 200 \text{ mm}$
- C) metselwerk $d = 220 \text{ mm}$

~ 12 betonwanden $d = 230 \text{ mm}$



- A) betonvloer $d = 250 \text{ mm}$
- B) betonvloer $d = 200 \text{ mm}$

x-richting:
betonnen raamwerk met moment vaste verbindingen



y-richting:
12 stabiliteitswanden

CC2

* uitgangspunt:
duchtheitsklasse medium DCM

<h1>ARUP</h1>	Calculation sheet	Job No.	Sheet No.	Rev.
			B-02	
Job title		Member Location		
Oosterhamrikkade A		Drg. Ref.		
		Made by	Date	Chd.
		5.1.2e	24-02-2015	

Zijdelingse belastingmethode (NPR 4.3.3.2)

Dere vereenvoudigde methode mag toegepast worden onder bepaalde voorwaarden (NPR 4.2.3.)

4.2.3.2

- symmetrische plattegrond
- compacte plattegrond: $A = 527 \text{ m}^2$ $A_{op} = 542 \text{ m}^2$
verschil $\frac{542 - 527}{527} \cdot 100 = 3\% < 5\%$
- vloeren voldoende stijfheid
- slankheid $\lambda = \frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{33.500}{16.700} = 20 < 4$
- eccentriciteit stijfheidsmiddelpunt tot massa middelpunt is voldoende klein

4.2.3.3.

- stabiliserende elementen lopen onderbeelden door van fundering tot top
- zijdelingse stijfheid en massa van de individuele verdiepingen zijn constant

Job No.	Sheet No.	Rev.
	B-03	
Member Location		
Job title		
Drg. Ref.		
Made by	Date	Chd.
5.1.2e	24-02-2015	

Bepaling gedragfactor q

EC8-1 5.2.2.2. (1)

$$q = q_0 \cdot K_w \geq 1,5 \quad (1)$$

* x -richting, raamwerk

$$\text{voor DCM} \rightarrow q_0 = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_i} \quad (2)$$

$$\text{multistorey, multi-bay frames} \rightarrow \frac{\alpha_u}{\alpha_i} = 1,3 \quad (5)$$

$$q_0 = 3,0 \cdot 1,3 = 3,9$$

$$K_w = 1,0 \quad \text{voor raamwerken} \quad (11)$$

$$q_x = 3,9 \cdot 1,0 = 3,9$$

* y -richting, wanden

$$\text{voor DCM} \rightarrow q_0 = 3,0$$

$$K_w = \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1,0 \quad > 0,5 \quad (11)$$

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum L_{wi}} \quad (12)$$

$$h_w = 3,0 \text{ m} \quad L_w = 7,35 \text{ m} \quad \text{voor elke wand}$$

$$\alpha_0 = \frac{12 \cdot 3}{12 \cdot 7,35} = 0,41$$

$$K_w = \frac{1 + 0,41}{3} = 0,47 \rightarrow \text{aanhouden } K_w = 0,5$$

$$q_y = 3,0 \cdot 0,5 = 1,5$$

Bepaling grondversnelling a_g

NPR 3.2.

$$a_g = \gamma_i \cdot a_{gr} \quad (3.2.2.2)$$

$$a_{gr} = 0,24 g = 2,4 \text{ m/s}^2 \quad (\text{Fig 3.1. 3.2.1})$$

$$\gamma_i = 1,5 \quad \text{voor nieuwbouw van CC2} \quad (3.2.1)$$

$$a_g = 1,5 \cdot 2,4 = 3,6 \text{ m/s}^2$$

Job No.	Sheet No.	Rev.
	B-04	
Member Location		
Job title		
Oosterhamerkade A		
Drg. Ref.		
Made by	Date	Chd.
5.1.2e	24-02-2015	

Bepaling fundamentele trillingsperiode T_1

EC8-1 4.3.3.2.2.

Gebouwen tot 40m hoog $\rightarrow T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$ (3)

* x-richting, Raamwerk

$C_t = 0,075$ voor betonnen Raamwerken

$H = 12,0$ m

$$T_{1,x} = 0,075 \cdot 12^{\frac{3}{4}} = 0,484 \text{ s}$$

* y-richting, stabiliteitswanden

alternatieve methode: $C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}}$ (4)

$$A_c = \sum A_i \cdot \left(0,2 + \frac{l_{wi}}{H}\right)^2$$

$l_{wi} = 7,35 \cdot n$ voor elke wand

$$A_i = 7,35 \cdot 0,2 = 1,47 \text{ voor } 3 \text{ wanden}$$

$$A_i = 7,35 \cdot 0,25 = 1,84 \text{ voor } 9 \text{ wanden}$$

$$A_c = 1,47 \left(0,2 + \frac{7,35}{12}\right)^2 \cdot 3 + 1,84 \cdot \left(0,2 + \frac{7,35}{12}\right)^2 \cdot 9$$

$$= 13,83 \text{ m}^2$$

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{13,83}} = 0,020$$

$$T_{1,y} = 0,020 \cdot 12^{\frac{3}{4}} = 0,130 \text{ s}$$

* T_1 ook bepaald adhv $T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$ (5)
mbv Technosoft Raamwerken model

$$d_x = 365 \text{ mm} \quad \text{voor } E = 9,465 \text{ N/mm}^2$$

$$T_{1,x} = 1,208 \text{ s} \quad \rightarrow \text{bovenstaande methode is veiligere aanname}$$

$$d_y = 8,9 \text{ mm} \quad \text{voor } E = 9,465 \text{ N/mm}^2$$

$$T_{1,y} = 0,189 \text{ s} \quad \rightarrow \text{geeft uiteindelijk dezelfde belasting als bovenstaande methode}$$

* zijdelingse belasting methode mag toegepast worden als:

$$T_1 \leq 4 \cdot T_c = 4 \cdot 0,22 = 0,88 \text{ s} ; 205 \quad \rightarrow \text{klopt voor beide richtingen}$$

Bepaling massa m

* Belastingen uit gewichts berekening

dak		$G = 7,00 \text{ kN/m}^2$		
		$Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$		$\psi_2 = 0$
vloeren		$G = 8,4 \text{ kN/m}^2$		
		$Q = 2,55 \text{ kN/m}^2$		$\psi_2 = 0,3$
dakterras		$G = 7,0 \text{ kN/m}^2$		
		$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$		$\psi_2 = 0,3$
wanden	beton 250	$G = 6,25 \text{ kN/m}^2$		
	beton 200	$G = 5,0 \text{ kN/m}^2$		
	beton 220	$G = 5,5 \text{ kN/m}^2$		
	gevel enkel	$G = 1,80 \text{ kN/m}^2$		
	gevel dubbel	$G = 4,50 \text{ kN/m}^2$		

* 4 $G_{\text{dak}} = 7,00 \cdot 420 = 2940 \text{ kN}$

$\frac{1}{2} \cdot G_{\text{wanden}} = (6,25 \cdot (7,35 \cdot 2,0 \cdot 7) + 5,00 \cdot (7,35 \cdot 2,0 \cdot 3 + 10,8 \cdot 3,0) + 1,80 \cdot (7,35 \cdot 3,0 \cdot 4) + 4,50 \cdot ((2,0 \cdot 5 + 2,0 \cdot 5 + 5,0 \cdot 2 + 2,0 \cdot 2) \cdot 3,0)) \cdot \frac{1}{2} = 1.172 \text{ kN}$

3 $\frac{1}{2} \cdot G_{\text{wanden}} = 1.172 \text{ kN}$

$G_{\text{vloer 3}} = 8,4 \cdot 438 + 7,0 \cdot 89 = 4.302 \text{ kN}$

$Q_{\text{vloer 3}} = 2,55 \cdot 438 + 2,5 \cdot 89 = 1.339 \text{ kN}$

$\frac{1}{2} G_{\text{wanden}} = (6,25 \cdot (7,35 \cdot 2,0 \cdot 9) + 5,00 \cdot (7,35 \cdot 2,0 \cdot 2 + 10,8 \cdot 3,0) + 5,50 \cdot (7,35 \cdot 2,0 \cdot 1) + 1,80 \cdot (7,35 \cdot 3,0 \cdot 4) + 4,50 \cdot ((2,0 \cdot 5 \cdot 2 + 5,0 \cdot 2 + 2,0 \cdot 2) \cdot 3,0)) \cdot \frac{1}{2} = 1.378 \text{ kN}$

2 $\frac{1}{2} G_{\text{wanden}} = 1.378 \text{ kN}$

$G_{\text{vloer 2}} = 8,4 \cdot 527 = 4.427 \text{ kN}$

$Q_{\text{vloer 2}} = 2,55 \cdot 527 = 1.344 \text{ kN}$

$\frac{1}{2} G_{\text{wanden}} = 1.378 \text{ kN}$

1 $\frac{1}{2} G_{\text{wanden}} = 1.378 \text{ kN}$

$G_{\text{vloer 1}} = 4.427 \text{ kN}$

$Q_{\text{vloer 1}} = 1.344 \text{ kN}$

$\frac{1}{2} G_{\text{wanden}} = 1.378 \text{ kN}$

Job No.	Sheet No.	Rev.
	B-06	
Member Location		
Job title		
Drg. Ref.		
Made by	Date	Chd.
5.1.2e	24-02-2015	

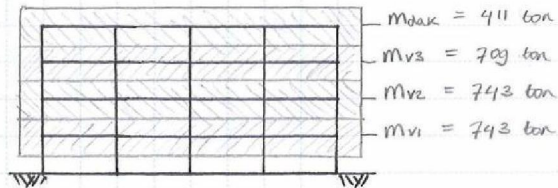
* Belastingen per vloer [kN]

	Gvanden	Gvloer	Qvloer	Totaal
dak	1.172	2.940	0	4.112
3 ^e verd	2.550	4.302	1.339	7.993
2 ^e verd	2.756	4.427	1.344	7.425
1 ^e verd	2.756	4.427	1.344	7.425
Totaal	9.234	16.096	4.027	26.055

* Belasting combinatie

NPR 3.2.4

$$\sum G_{ki} + \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{ki}$$



met ψ_E volgens NPR 4.2.4. en tabel 4.2.

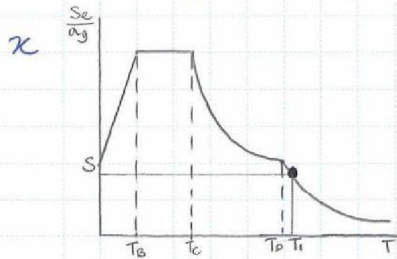
$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}$$

voor daken: $\psi_E = 1,0 \cdot 0 = 0$

voor vloeren: $\psi_E = 0,6 \cdot 0,3 = 0,18$

dus combinaties: $G + 0,18 \cdot Q$ voor vloeren
 G voor het dak

Bepaling ontwerp spectrum S_d

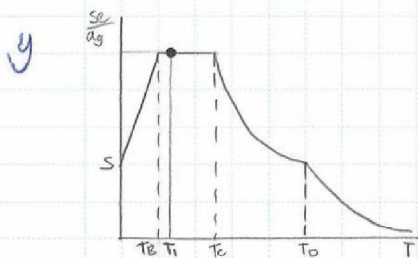


$T_B = 0,10 \text{ s}$ $T_C = 0,22 \text{ s}$ $T_D = 0,45 \text{ s}$

$T_{i,x} = 0,484 \text{ s}$ $T_i > T_D$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{\varphi} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

$$S_{d,x}(0,484) = 3,6 \cdot 1,0 \cdot \frac{3,0}{3,0} \cdot \frac{0,22 \cdot 0,45}{0,484^2} = 1,172 \text{ m/s}^2$$



$T_{i,y} = 0,130 \text{ s}$ $T_B < T_i < T_C$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{\varphi}$$

$$S_{d,y}(0,130) = 3,6 \cdot 1,0 \cdot \frac{3,0}{1,5} = 7,20 \text{ m/s}^2$$

Afschuifkracht F_b

NPR 4.3.3.2.2.

$$F_b = S_d(C_{Ti}) \cdot m \cdot \lambda$$

* x -richting

$$T_{1,x} = 0,484 > 2 \cdot T_c = 0,44 \rightarrow \lambda = 1,0$$

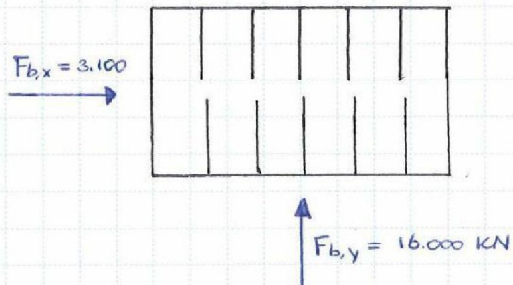
$$m = 26.055 \text{ kN} = 2.606 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$F_{b,x} = 1,172 \cdot 2.606 \cdot 1,0 = 3.055 \text{ kN}$$

* y -richting

$$T_{1,y} = 0,130 < 2 \cdot T_c = 0,44 \rightarrow \lambda = 0,85$$

$$F_{b,y} = 7,20 \cdot 2.606 \cdot 0,85 = 15.946 \text{ kN}$$



Job No.	Sheet No.	Rev.
	B-08	
Member Location		
Job title		
Oosterhamrikade A		
Drg. Ref.		
Made by	Date	Chd.
5.1.2e	24-02-2015	

Verdeling horizontale krachten F_i

NPR 4.3.3.2.3. aanname: lineaire toenemende horizontale verplaatsingen

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_{j=1}^n z_j \cdot m_j}$$

* x-richting

	m (kg)	z (m)	m · z	F_i (kN)	$F_{p,ane}$ (kN) incl δ^*
4 ^e	411,2	12	4.935	838	544
3 ^e	709,3	9	6.384	1.083	704
2 ^e	742,5	6	4.455	756	491
1 ^e	742,5	3	2.228	378	246
totaal	2.605,5	-	18.002	3.055	1.985 (x2 = 3.970)

$$F_4 = 3.055 \cdot \frac{4.935}{18.002} = 838 \text{ kN}$$

* Torsie-effecten volgens NPR 4.3.3.2.4

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{l_e}$$

$$x = \frac{7,35}{2} + 1 = 4,675 \text{ m}$$

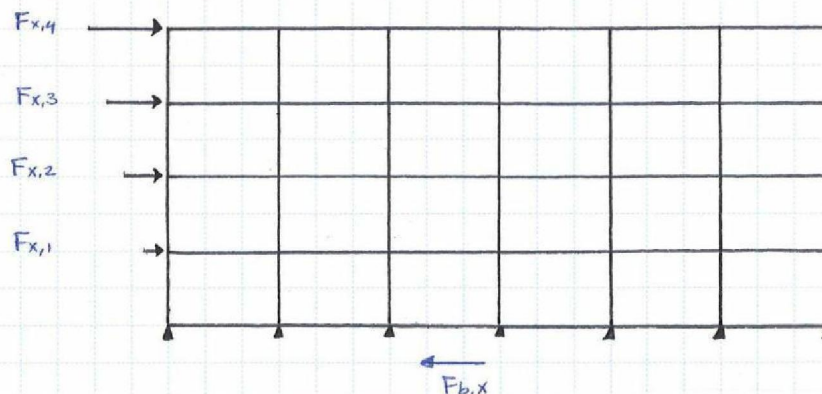
$$l_e = 7,35 + 2 = 9,35 \text{ m}$$

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{4,675}{9,35} = 1,3$$

* aangenomen dat 50% vd. belasting maar beide raamwerken gaat:

$$F_{p,ane} = \frac{1}{2} \cdot \delta \cdot F_i$$

$$F_{x,4}, F_{p,ane} = \frac{1}{2} \cdot 1,3 \cdot 838 = 545 \text{ kN}$$



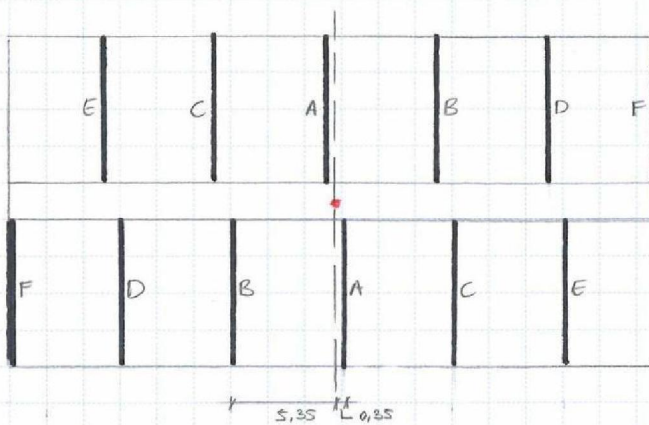
* y-richting

	m (kg)	z (m)	m·z	F _i (kN)	F _{wand} (kN) excl δ *
4 ^e	411,2	12	4.935	4.371	364
3 ^e	709,3	9	6.384	5.655	471
2 ^e	742,5	6	4.455	3.946	329
1 ^e	742,5	3	2.228	1.974	165
totaal	2.605,5	-	18.002	15.946	1.329

$$F_{4,y} = 15.946 \cdot \frac{4935}{18002} = 4.371$$

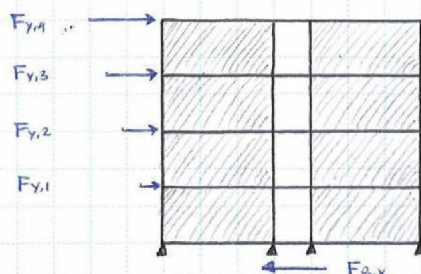
* Toesie-effecten volgens NPR 4.3.3.2.4.

$$\delta = 1 + a \cdot b \cdot \frac{x}{l_e} \quad \text{met } l_e = 5 \cdot 5,7 + 5 = 33,5 \text{ m}$$

* aangenomen dat elke wand $\frac{1}{12}$ vd belasting krijgt:

$$F_{wand} = \frac{1}{12} \cdot \delta \cdot F_i$$

wand	x (m)	δ	F _{y,4}	F _{y,3}	F _{y,2}	F _{y,1}	totaal
A	0,35	1,01	367	474	331	165	2674
B	5,35	1,10	399	516	360	180	2910
C	6,05	1,11	404	522	364	182	2944
D	11,05	1,20	436	565	394	197	3184
E	11,75	1,21	441	570	398	199	3216
F	16,75	1,30	474	613	428	214	3458
totaal			5042	6510	4550	2274	18.386



Job No.	Sheet No.	Rev.
	B-10	
Member Location		
Job title		
Dosterhamreikkade A		
Drg. Ref.		
Made by	Date	Chd.
5.1.2e	24-02-2015	

Stabiliteit van de fundering NPR 10.2 en 10.3.

Indien het verschijnsel 'verweking' optreedt zal dit het draagvermogen van de fundering nadelig beïnvloeden. Volledige of gedeeltelijke verweking van de grond hangt af van de geonomsamenstelling en -eigenschappen.

De stabiliteit van de fundering in een aardbevingssituatie dient gecontroleerd te worden op de volgende punten:

1. toetsing verticale draagkracht met dynamische belasting uit de bovenbouw en een gereduceerde sterkte t.g.v. wateroverspanning
 2. zetting van de paal tgv veedichting of verweking zandlagen
 3. toetsing knik van de palen bij dikke, volledig verwekte zandlagen
- * kinematische berekening is niet nodig bij CC2

Indien deze toetsing niet voldoet kunnen 2 situaties worden onderscheiden:

- stabiliteit tijdens aardbeving:
 - maximale versnelling
 - gereduceerde wateroverspanning
- stabiliteit na de aardbeving:
 - geen versnelling, enkel statische belasting
 - maximale wateroverspanning

Belasting op fundering

EC8-1 4.4.2.6

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{ol} \cdot \Omega \cdot E_{F,E} \quad (4)$$

met $E_{F,G}$ = belasting die niet uit de aardbeving volgt
dus de verticale belastingen

$$\gamma_{ol} \cdot \Omega = 1,4 \cdot 1,0 \quad \text{als conservatieve aanname} \quad (8)$$

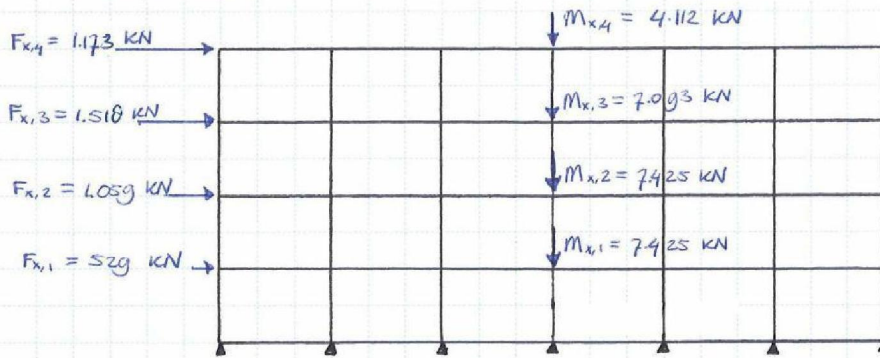
dere vergroting roept ervoor dat de fundering niet eerder kan bezwijken dan de bovengelegen constructie

$E_{F,E}$ = aardbevingsbelasting

dus de horizontale belastingen en het moment dat deze veroorzaken

$$E_{Fd} = E_{F,G} + 1,4 \cdot E_{F,E}$$

* samen vattend de belastingen op de fundering excl. toesie-effecten
en excl. massa vloer 0
x-richting

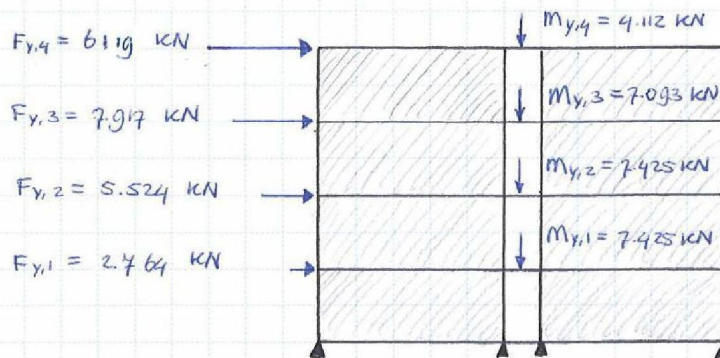


$$F_{H,x} = 4.300 \text{ kN}$$

$$F_{V,x} = 26.100 \text{ kN}$$

$$M_x = 1173 \cdot 12 + 1518 \cdot 9 + 1059 \cdot 6 + 529 \cdot 3 = 35.700 \text{ kNm}$$

y-richting



$$F_{H,y} = 22.400 \text{ kN}$$

$$F_{V,y} = 26.100 \text{ kN}$$

$$M_y = 6119 \cdot 12 + 7917 \cdot 9 + 5524 \cdot 6 + 2764 \cdot 3 = 186.200 \text{ kNm}$$

Appendix C

Zijdelingse belastingmethode
bouwdeel B

Job No.	Sheet No.	Rev.
	C-01	
Member Location		
Drg. Ref.		
Made by	Date	Chd.
5.1.2e	05-03-2015	

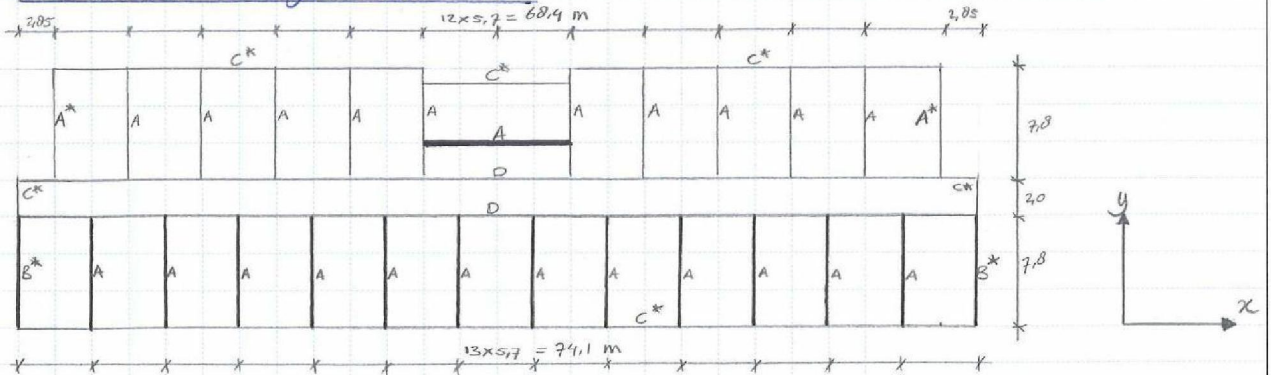
Job title
Oosteehamrikkade B

Analyse aardbevingsbelastingen

Gebouwmakend van :
 Geodstagen voor aardbevingsbelastingen - Geïnduceerde ⁱⁿ aardbevingen
 Aardbevingsbestendige constructie - Algemeen, belastingen
 " " - Funderingen

NPR NPR 998
 EC8-1 NEN-EN 1998-1
 EC8-5 NEN-EN 1998-5

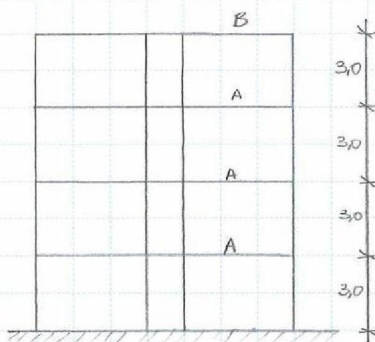
Studentenwoningen blok B



- A) betonwand d = 250 mm
 - B) betonwand d = 200 mm
 - C) metschwerk d = 150 mm
 - D) metschwerk d = 214 mm
- * + gevel d = 100 mm
 — primaire elementen afdracht seismische belasting

- * x-richting : - betonnen raamwerk met moment vaste verbindingen
 - 1 stabiliteitswand → in eerste instantie is uitgegaan van een raamwerk, later is bebloten dat de stabiliteitswanden als lateraal stabiliteitssysteem in x-richting een conservatievere en veiligere aanname is.
- * y-richting : - 14 stabiliteitswanden

* CC2
 uitgangspunt: ductiliteitsklasse DCM (medium)



- A) betonvloer h = 280 mm
- B) betonvloer h = 200 mm (balkons + dak)
- C) betonvloer h = 160 mm (balkons)

Job No.	Sheet No.	Rev.
	C-02	
Member Location		
Drg. Ref.		
Made by	Date	Chd.
5.1.2e	05-03-2015	

Job title

Oosterhamerkade B

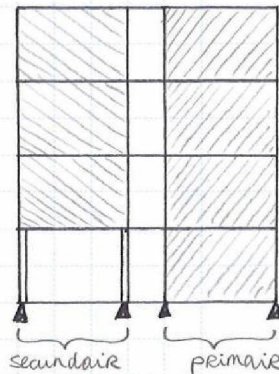
Zijdelingse belastingmethode NFR 4.3.2.2.

* Regelmatigheid in plattegrond

- ✓ symmetrie
- ✓ compact
- ✓ stijve vloeren
- x slankheid : $\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{74,1}{17,6} = 4,2 > 4,0$
- ✓ excentriciteit klein

* Regelmatige doorsnede

voldoet indien ~~er~~ een onderverdeling gemaakt wordt in primaire en secundaire elementen



→ onregelmatige plattegrond en regelmatige doorsnede: zijdelingse belastingmethode is toegestaan, de krachten worden vervolgens per verdieping aangebracht op een 3D-model (dus analyse belastingafdeacht is niet toegestaan in het platte vlak) om de toesie-effecten voldoende realistisch mee te nemen.

Regelmatige doorsnede voldoet niet zijdelingse belastingmethode uitgewoend ter controle en ter vergelijking van modale responsberekening

Job No.	Sheet No.	Rev.
	C-03	
Member Location		
Job title		
Drg. Ref.		
Made by	Date	Chd.
5.1.2e	05-03-2015	

Bepaling gedraachtsfactor q

EC 8-1 5.2.2.2.

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (1)$$

* x-richting, raamwerk

/ stabiliteitswaarden

$$\text{voor DCM} \rightarrow q_0 = 3,0 \cdot \frac{\alpha_x}{\alpha_1}$$

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum L_{wi}} = \frac{4 \cdot 3}{3,88 + 3,18 + 1,74 + 2,05} \quad (2) \quad (12)$$

$$= 1,03$$

$$\text{multistorey, multi-bay frame} \rightarrow \frac{\alpha_x}{\alpha_1} = 1,3$$

$$k_w = \frac{1 + \alpha_0}{3} = \frac{1 + 1,03}{3} = 0,68 \quad (5)$$

$$q_0 = 3,0 \cdot 1,3 = 3,9$$

$$q_x = 3,0 \cdot 0,68 = 2,0$$

$$k_w = 1,0 \quad \text{voor raamwerken} \quad (11)$$

$$q_x = 3,9 \cdot 1,0 = 3,9$$

/ $q_x = 2,0$

* y-richting, wanden

$$\text{voor DCM} \rightarrow q_0 = 3,0$$

$$k_w = \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1,0 \quad > 0,5 \quad (11)$$

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum L_{wi}} \quad (12)$$

$$h_w = 3,0 \text{ m} \quad L_w = 7,8 \text{ m} \quad \text{voor elke wand}$$

$$\alpha_0 = \frac{4 \cdot 3,0}{14 \cdot 7,8} = 0,38$$

$$k_w = \frac{1 + 0,38}{3} = 0,46 \rightarrow \text{aanhouden } k_w = 0,5$$

$$q_y = 3,0 \cdot 0,5 = 1,5$$

Bepaling grondversnelling a_g

NPR 3.2.

$$a_g = \gamma_i \cdot a_{ge} \quad (3.2.2.2)$$

$$a_{ge} = 0,24 \cdot g = 2,4 \text{ m/s}^2 \quad (\text{Fig 3.1. 3.2.1.})$$

$$\gamma_i = 1,5 \quad \text{voor nieuwbouw van CC2} \quad (3.2.1.)$$

$$a_g = 1,5 \cdot 2,4 = 3,6 \text{ m/s}^2$$

Bepaling fundamentele trillingsperiode T_1

EC8-1 4.3.3.2.2.

Gebouwen tot 90 m hoog $\rightarrow T_1 = C_t H^{\frac{2}{3}}$ (3)

* x-richting, raamwerk

 $C_t = 0,075$ voor betonnen raamwerken $H = 12,0$ m

$$T_{1,x} = 0,075 \cdot 12^{\frac{2}{3}} = 0,484 \text{ s}$$

* y-richting, stabiliteitswanden

alternatieve methode: $C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}}$ (4)

$$A_c = \sum A_i \cdot \left(0,2 + \frac{l_{wi}}{H}\right)^2$$

 $l_{wi} = 7,8$ m voor elke wand

$$A_i = 7,8 \cdot 0,2 = 1,56 \text{ voor 2 wanden}$$

$$A_i = 7,8 \cdot 0,25 = 1,95 \text{ voor 12 wanden}$$

$$A_c = 1,56 \left(0,2 + \frac{7,8}{12}\right)^2 \cdot 2 + 1,95 \left(0,2 + \frac{7,8}{12}\right)^2 \cdot 12$$
$$= 19,16 \text{ m}^2$$

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{19,16}} = 0,017$$

$$T_{1,y} = 0,017 \cdot 12^{\frac{2}{3}} = 0,110 \text{ s}$$

* zijdelingse belastingmethode mag toegepast worden als:

$$T_1 \leq 4 \cdot T_c = 0,88 \text{ s}; 20 \text{ s} \rightarrow \text{geldt voor beide richtingen}$$

Bepaling massa m

* Belastingen uit gewichtsberekening

dak		$G = 7,00 \text{ kN/m}^2$	
		$Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$	$\psi_2 = 0$
vloeren		$G = 8,40 \text{ kN/m}^2$	
		$Q = 2,55 \text{ kN/m}^2$	$\psi_3 = 0,3$
balkons		$G = 6,00 \text{ kN/m}^2$	
		$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$	$\psi_2 = 0,3$
wanden	beton 250	$G = 6,25 \text{ kN/m}^2$	
	beton 200	$G = 5,00 \text{ kN/m}^2$	
	KZS 150	$G = 2,70 \text{ kN/m}^2$	
	KZS 214	$G = 3,85 \text{ kN/m}^2$	
	gevel 100	$G = 1,80 \text{ kN/m}^2$	

* 4 $G_{\text{dak}} = 7,00 \cdot 1,180 = 8,260$ [kN]

$\frac{1}{2} \cdot G_{\text{wanden}} = \left\{ 1,80 \cdot (185 \cdot 3,0) + 6,25 \cdot (7,8 \cdot 2,8 \cdot 24 + 11,4 \cdot 2,8 \cdot 2) + \cancel{3,85 \cdot (74,1 \cdot 2,8 \cdot 2)} + 2,70 \cdot (68,4 \cdot 2,8 \cdot 2) \right\} \cdot \frac{1}{2} = 2,850$

3 $\frac{1}{2} \cdot G_{\text{wanden}} = 2,850$

$G_{\text{vloer 3}} = 8,40 \cdot 1,180 + 7,00 \cdot 60 + 6,00 \cdot 225 = 11,680$

$Q_{\text{vloer 3}} = 2,55 \cdot 1,180 + 2,50 \cdot (60 + 225) = 3,720$

$\frac{1}{2} \cdot G_{\text{wanden}} = \left\{ 1,80 \cdot (185 \cdot 3,0) + 6,25 \cdot (7,8 \cdot 2,8 \cdot 24 + 11,4 \cdot 2,8 \cdot 2) + 5,00 \cdot (7,8 \cdot 2,8 \cdot 2) + \cancel{3,85 \cdot (74,1 \cdot 2,8 \cdot 2)} + 2,70 \cdot (74,1 \cdot 2,8 \cdot 2) \right\} \cdot \frac{1}{2} = 3,000$

2 $\frac{1}{2} \cdot G_{\text{wanden}} = 3,000$

$G_{\text{vloer 2}} = 8,40 \cdot 1,335 + 7,00 \cdot 60 + 6,00 \cdot 65 = 12,030$

$Q_{\text{vloer 2}} = 2,55 \cdot 1,280 + 2,50 \cdot 180 = 3,730$

$\frac{1}{2} \cdot G_{\text{wanden}} = 3,000$

1 $\frac{1}{2} \cdot G_{\text{wanden}} = 3,000$

$G_{\text{vloer 1}} = 8,40 \cdot 1,280 + 7,00 \cdot 120 = 11,600$

$Q_{\text{vloer 1}} = 2,55 \cdot 1,280 + 2,50 \cdot 120 = 3,560$

$\frac{1}{2} \cdot G_{\text{wanden}} = 3,000$

* Belastingen per vloer [kN]

	G	Q	Totaal (G + 0,18 Q)
dak	11.110	0	11.110
3 ^e verd	17.530	3.720	18.200
2 ^e verd	18.030	3.730	18.700
1 ^e verd	17.600	3.560	18.240
Totaal	64.270	11.010	66.250

* Belasting combinatie

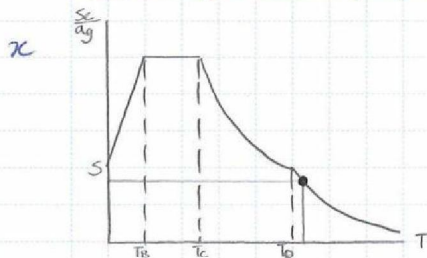
NPR 3.24.

$$\sum G_{kij} + \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{ki} \quad \text{met } \psi_E \text{ volgens NPR 4.24 tabel 4.2.}$$

$$\psi_{Ei} = \psi \cdot \psi_{2i}$$

$$\rightarrow \text{dak} : \psi_E = 1,0 \cdot 0 = 0$$

$$\text{vloeren} : \psi_E = 0,6 \cdot 0,3 = 0,18$$

Bepaling ontweepspectrum S_d 

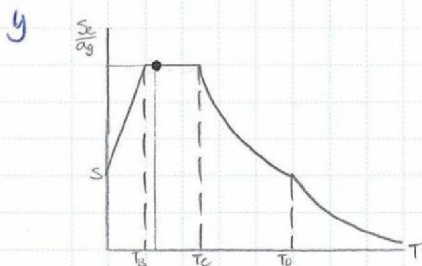
$$T_B = 0,10 \text{ s} \quad T_C = 0,22 \text{ s} \quad T_D = 0,45 \text{ s}$$

$$T_{1,x} = 0,484 \text{ s} \quad T_1 > T_D$$

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{30}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

$$S_{d,x}(0,484) = 3,6 \cdot 1,0 \cdot \frac{30}{3,0} \cdot \frac{0,22 \cdot 0,45}{0,484^2} = 1,172 \text{ m/s}^2$$

$$S_{d,x}(0,484) = 3,6 \cdot 1,0 \cdot \frac{30}{2,0} \cdot \frac{0,22 \cdot 0,45}{0,484^2} = 2,286 \text{ m/s}^2$$



$$T_{1,y} = 0,110 \text{ s} \quad T_B < T_1 < T_C$$

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{30}{q}$$

$$S_{d,y}(0,110) = 3,6 \cdot 1,0 \cdot \frac{30}{1,5} = 7,20 \text{ m/s}^2$$

Job No.	Sheet No.	Rev.
	C-07	
Member Location		
Drg. Ref.		
Made by	Date	Chd.
5.1.2e	05-03-2015	

Job title

Oosterhameikade B

Afschuifkracht F_b

NPR 4.3.3.2.2.

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

* x-richting

$$T_{1,x} = 0,484 > 2 \cdot T_c = 0,194 \rightarrow \lambda = 1,0$$

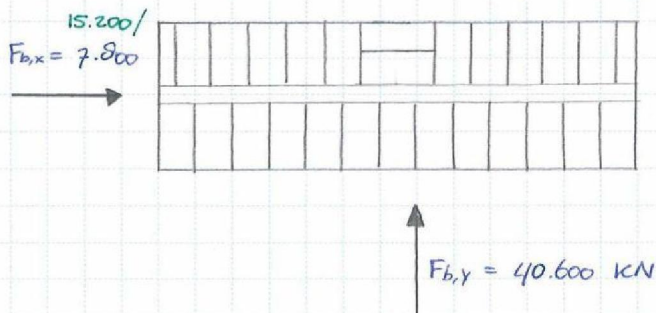
$$m_{tot} = 66.250 \text{ kN} = 6.625 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$F_{b,x} = 1,171 \cdot 6.625 \cdot 1,0 = 7.765 \text{ kN} \quad / \quad F_{b,x} = 2286 \cdot 6.625 \cdot 1,0 = 15.147 \text{ kN}$$

* y-richting

$$T_{1,y} = 0,110 < 2 \cdot T_c \rightarrow \lambda = 0,85$$

$$F_{b,y} = 7,20 \cdot 6.625 \cdot 0,85 = 40.545 \text{ kN}$$



Verdeling horizontale krachten F_i

NPR 4.3.3.2.3. aanname: lineaire toenemende horizontale verplaatsingen

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

* horizontale krachten

	m (ton)	z (m)	m · z	x-richting F_i (kN) *	y-richting F_i (kN) *
4 ^e	1.111	12	13.332	2.231 / 4.352	11.649
3 ^e	1.820	9	16.380	2.741 / 5.347	14.312
2 ^e	1.870	6	11.220	1.877 / 3.662	9.803
1 ^e	1.024	3	5.472	916 / 1.786	4.781
Totaal	6.625	-	46.404	7.765 / 15.147	40.545

$$F_{x,4} = 7.765 \cdot \frac{13.332}{46.404} = 2.231 \text{ kN} \quad / \quad F_{y,4} = 15.147 \cdot \frac{13.332}{46.404} = 4.352 \text{ kN}$$

* Torsie-effecten worden niet bepaald in het 2D vlak volgens de vereenvoudigde methode van NPR 4.3.3.2.4., aangezien regelmaat in plattegrond niet voldoet.

Krachten dienen dus per verdieping aangebracht te worden op een 3D rekenmodel

x-richting, raamwerk

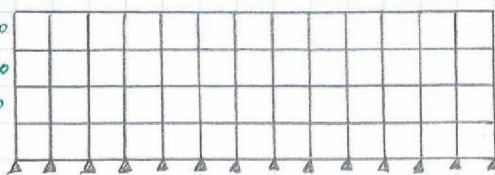
y-richting, wanden

$$F_{x,4} = 2.230 / 4.350$$

$$F_{x,3} = 2.740 / 5.350$$

$$F_{x,2} = 1.880 / 3.660$$

$$F_{x,1} = 920 / 1.790$$

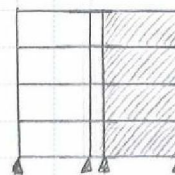


$$F_{y,4} = 11.650$$

$$F_{y,3} = 14.310$$

$$F_{y,2} = 9.800$$

$$F_{y,1} = 4.780$$



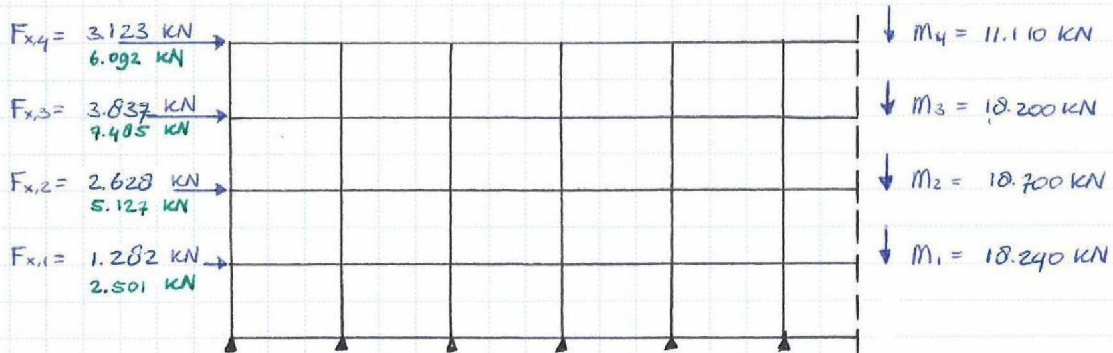
Belasting op fundering

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{ed} \cdot \Omega \cdot E_{F,E} \quad \text{met aanname } \gamma_{ed} \cdot \Omega = 1,4$$

$$E_{Fd} = E_{F,G} + 1,4 \cdot E_{F,E}$$

Onderstaande belastingen op de fundering zijn excl. torsie-effecten en excl. massa vlac

* x-richting

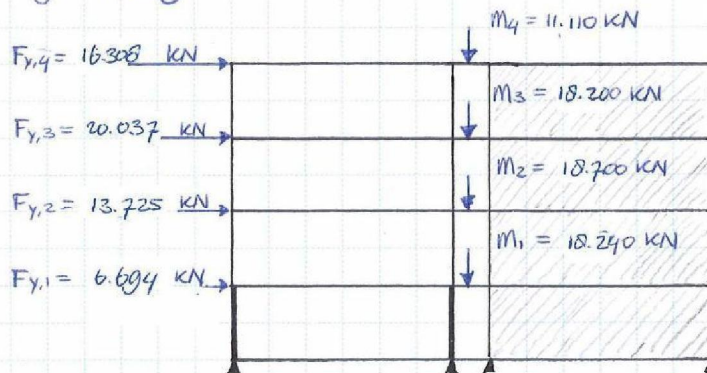


$$F_{H,x} = 10.900 \text{ kN} \quad / \quad F_{H,x} = 21.200 \text{ kN}$$

$$F_v = 66.300 \text{ kN}$$

$$M_x = 3.123 \cdot 12 + 3.837 \cdot 9 + 2.628 \cdot 6 + 1.282 \cdot 3 = 91.600 \text{ kNm} \quad / \quad M_x = 178.700 \text{ kNm}$$

* y-richting



$$F_{H,y} = 56.800 \text{ kN}$$

$$F_v = 66.300 \text{ kN}$$

$$M_y = 16.308 \cdot 12 + 20.037 \cdot 9 + 13.725 \cdot 6 + 6.694 \cdot 3 = 478.500 \text{ kNm}$$

Appendix D

Modale responsanalyse
bouwdeel B

D1 Trilvormen

Er is gebruik gemaakt van een 'modal analysis' om de dynamische eigenschappen van de constructie te bepalen. De resultaten van een dergelijke analyse zijn een vooraf vastgesteld aantal eigenfrequenties en bijbehorende trilvormen, zonder enige referentie naar belastingen.

Voor elke trilvorm wordt een bepaald percentage van de massa van het gebouw geactiveerd. Volgens de NPR9998-4.3.3.3.1 moet de respons van alle trilvormen die significant bijdragen aan de globale respons in rekening worden gebracht. Hieraan wordt voldaan als 90% van de totale massa geactiveerd wordt, of als alle vormen met een aandeel van effectieve massa groter dan 5% van de totale massa zijn meegenomen. Indien hieraan niet voldaan kan worden is het minimale aantal trilvormen wat in rekening gebracht moet worden:

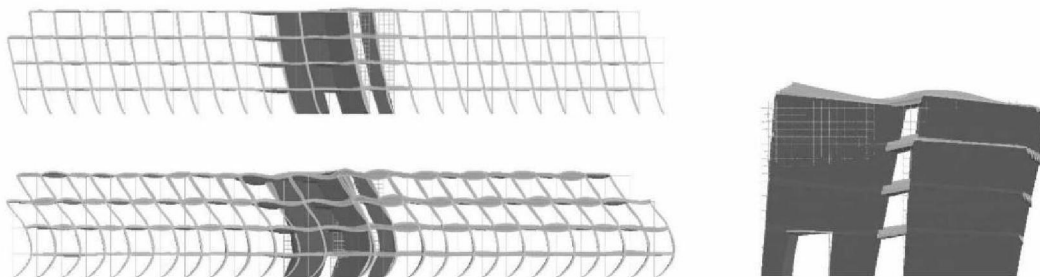
$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad \text{met als } n \text{ het aantal verdiepingen}$$

Voor een gebouw van 4 verdiepingen moeten dus minimaal 6 trilvormen beschouwd worden. Vanwege de verdeling van de geactiveerde massa (na een beschouwing van de eerste 100 modes) is ervoor gekozen om 8 trilvormen mee te nemen in de modale responsanalyse, zoals weergegeven in Tabel 1. In de trilvormen 4 t/m 7 werd minder dan 1% van de massa geactiveerd.

Tabel 8 Geactiveerde massa per trilvorm

Trilvorm	Periode [s]	Geactiveerde massa [%]	
		x-richting	y-richting
1	0,37	88,6	0,0
2	0,14	8,6	1,4
3	0,13	0,1	65,0
8	0,11	0,0	3,6
Totaal 1-8		97,4	70,3

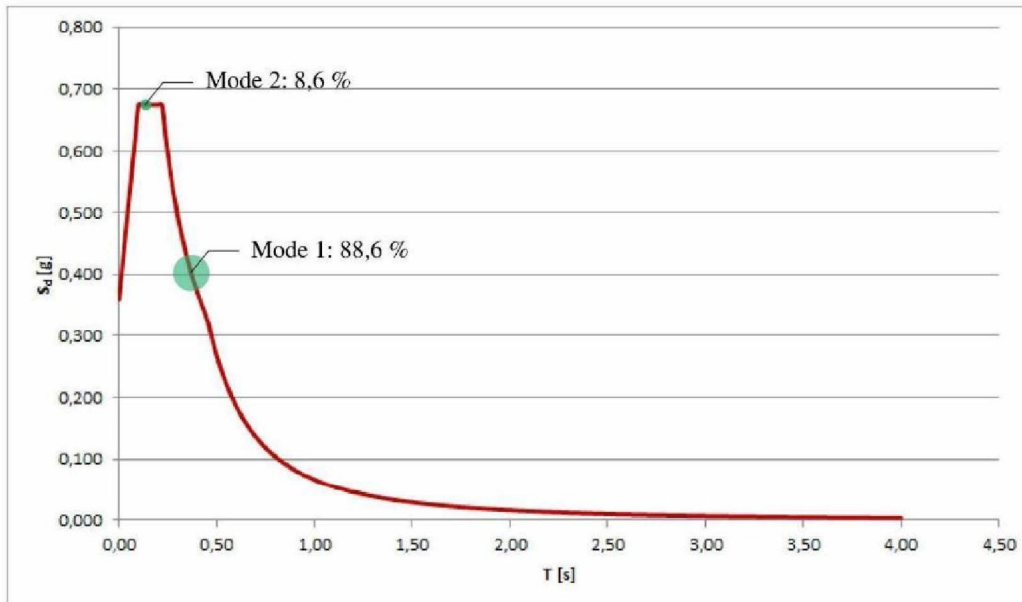
De trilvormen 1, 2 en 3 bevatten het grootste gedeelte van de massa. Deze trilvormen zijn hieronder weergegeven.



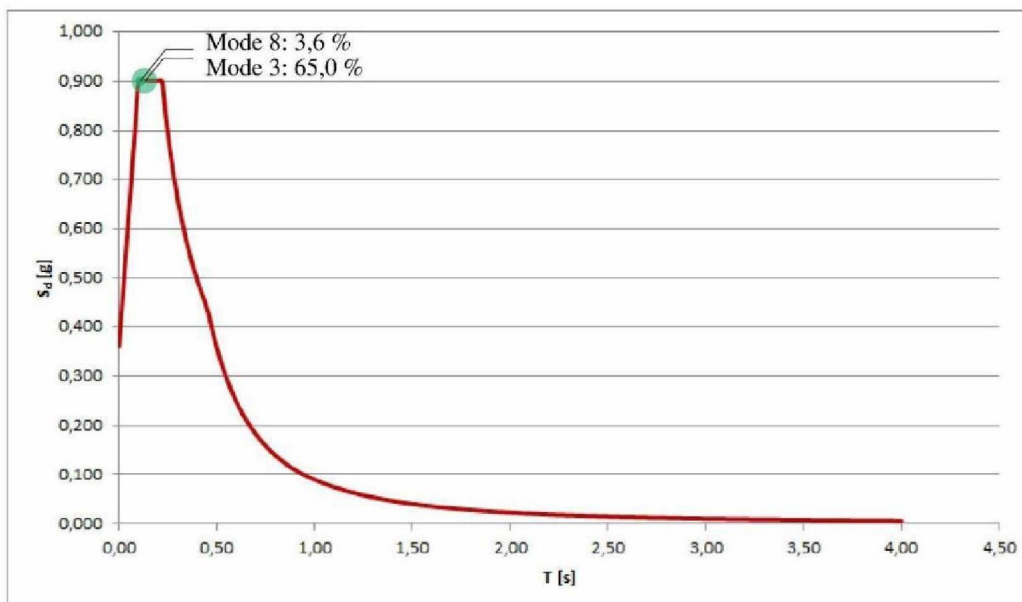
Figuur 8 Trilvorm 1 (boven), 2 (onder) en 3 (rechts)

D2 Respons spectrum analyse

Om meer inzicht te geven in de resultaten van de analyse zijn de belangrijkste trilvormen en de hoeveelheid geactiveerde massa weergegeven in de ontwerpspectra van x- en y-richting. De modale responsen zijn vervolgens gecombineerd met behulp van de 'Complete Quadratic Combination' methode om tot een totale laterale kracht te komen.



Figuur 9 Belangrijkste trilvormen in x-richting weergegeven op het ontwerpspectrum



Figuur 10 Belangrijkste trilvormen in y-richting weergegeven op het ontwerpspectrum

Appendix E

Verweking van de ondergrond

A Liquefaction assessment and a shakedown settlement have been carried out to show the effect of the bearing capacity on piles for a new development at Groningen. The capacity of the soil to resist liquefaction or the **Cyclic Resistance Ratio (CRR)** is estimated using the CPT data (tip resistance, friction ratio, and pore pressure) from the available CPT profile (DKM021).

The seismic hazard level was calculated to be 0.36g (PGA = 0.24g x 1.5 (Importance Factor))

Results of Liquefaction Assessment

Table 2 below shows the results in terms of FS against liquefaction the area For the Operating Basis, the FS is generally greater than 1.0, although some localised instances of FS values lower than 1.0 are observed.

Table 2 Minimum Factor of Safety (FS) against liquefaction.

Seismic Hazard Level	Minimum FS against Liquefaction (Mw = 5.0)	Acceptability
0.36g	0.82	Unacceptable

Based on this preliminary liquefaction assessment, liquefaction is likely to occur between 10 and 15 m of the ground profile in the Mw = 5.0 event. This is attributed to layers of loose granular material (comprising silt and sand in variable proportions) of variable thickness (typically around 2-4 m thick), where $FS < 1.25$, and where loss of strength is expected during the Mw=5.0 event.

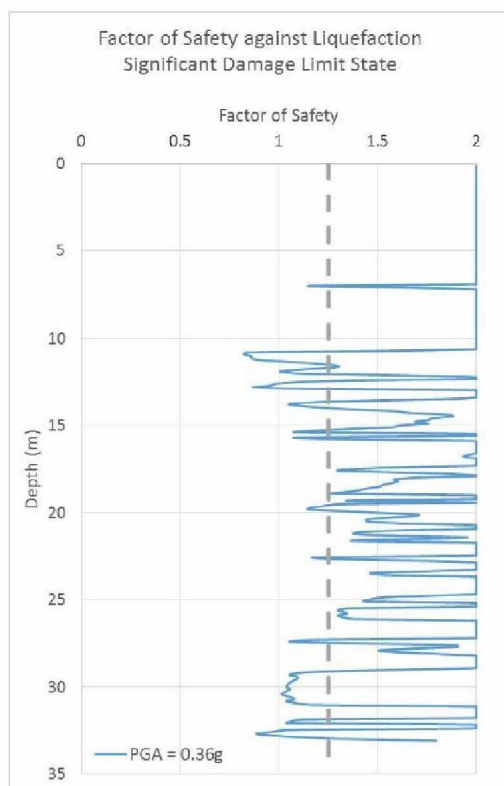


Figure 1 Factor of Safety against liquefaction for the DKM021.

Results of Shakedown Settlement

An assessment of shakedown settlement was undertaken for DKM021. It can be seen that, on the basis of this preliminary assessment, shakedown settlement is likely to occur between 0 and 30 m of the ground profile with a significant part of the settlement occurring between 0 and 10m, i.e. largely in the same materials that are susceptible to loss of strength and liquefaction during seismic shaking. No shakedown settlement is expected at depths greater than about 35 m below ground level.

Table 2 Cumulative vertical settlement.

Seismic Hazard Level	Cumulative Vertical Settlement (mm)	Acceptability
0.36 g	63	Not Acceptable

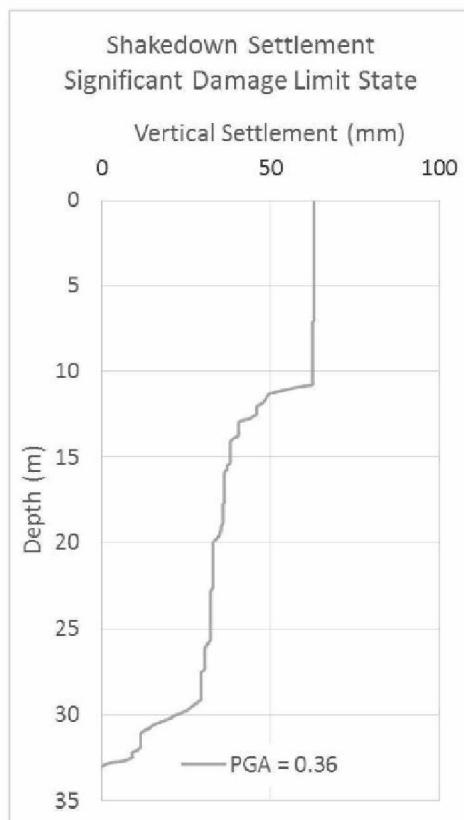


Figure 2 Cumulative vertical settlement at the DKM021.

Effect on Bearing Capacity of a 20m Pile

A vertical settlement of 60mm in the top 10m of the ground profile will cause a negative skin friction of the piles. The soil deforming around the pile may tend to pull the pile downwards thus reducing its bearing capacity for a given pile settlement.

The following aspects should be considered;

- The stability during the earthquake (Load by the construction's own weight and the inertia forces); and
- The load due to the passage of the earthquake wave.

A detailed assessment on SIREN to assess the sites response to a seismic event is recommended. This should then be followed by an assessment on ALP (Analysis of Laterally Loaded Piles) which is a program that predicts the pressures, horizontal movements, shear forces and bending moments induced in a pile when subjected to lateral loads, bending moments and imposed soil displacements.