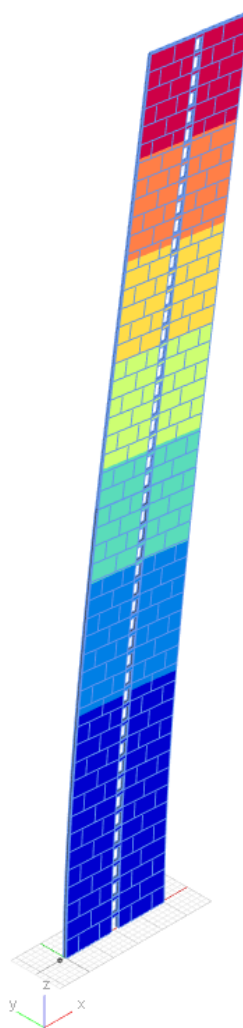


Woontoren van 150 meter met prefab gekoppelde wandsystemen

Variantenstudie naar betonnen stabiliteitssystemen,
met de mogelijkheid tot uitvoeren in prefab



Afstudeeronderzoek
Opleiding constructief ontwerper BV/BmS

ing. L.C. Hafkenscheid

1 Oktober 2020

Opleiding: Constructief ontwerper
BV/BmS

Afstudeeronderzoek

Woontoren van 150 meter met prefab
gekoppelde wandsystemen

Issue v.1.0 | 1 oktober 2020

Dit rapport is opgesteld met inachtneming van de specifieke instructies en eisen van de opdrachtgever. Gebruik van (delen van) dit rapport door derden, zoals bijvoorbeeld (maar niet beperkt tot) openbaarmaking, vermenigvuldiging en verspreiding is verboden. Arup aanvaardt geen enkele aansprakelijkheid jegens derden voor de inhoud van het rapport, noch kan een derde aan de inhoud van het rapport enig recht ontlelen.

Arup bv

Postal address:

PO Box 57145

1040 BA Amsterdam

Visitor address:

Naritaweg 118

1043 CA Amsterdam

The Netherlands

www.arup.com

ARUP

Voorwoord

Het voorliggende afstudeeronderzoek is geschreven als afsluitend onderdeel van de drie jaar durende parttime opleiding “Constructief Ontwerper Beton” georganiseerd door de Betonvereniging en Bouwen met Staal (BV/BmS). Naast deze studie ben ik dagelijks als constructeur werkzaam voor het internationale ingenieursbureau Arup in Groningen.

Hoewel ik zelf in Groningen woon en deze stad relatief veel traditionele laagbouw heeft, ben ik de laatste jaren gefascineerd geraakt door een stad als Rotterdam met de vele moderne hoge kantoor en woongebouwen. Mijn interesse voor het voorliggende onderzoek is dan ook ontstaan door de nieuwsgierigheid en uitdaging om zelf een keer te rekenen aan zo’n project van formaat.

Ik wil graag Arup bedanken voor het verzorgen van deze hoogbouw case op een hoogbouw project dat nog ten tijde van de start van het onderzoek nog in een zeer vroege initiatief fase verkeerde.

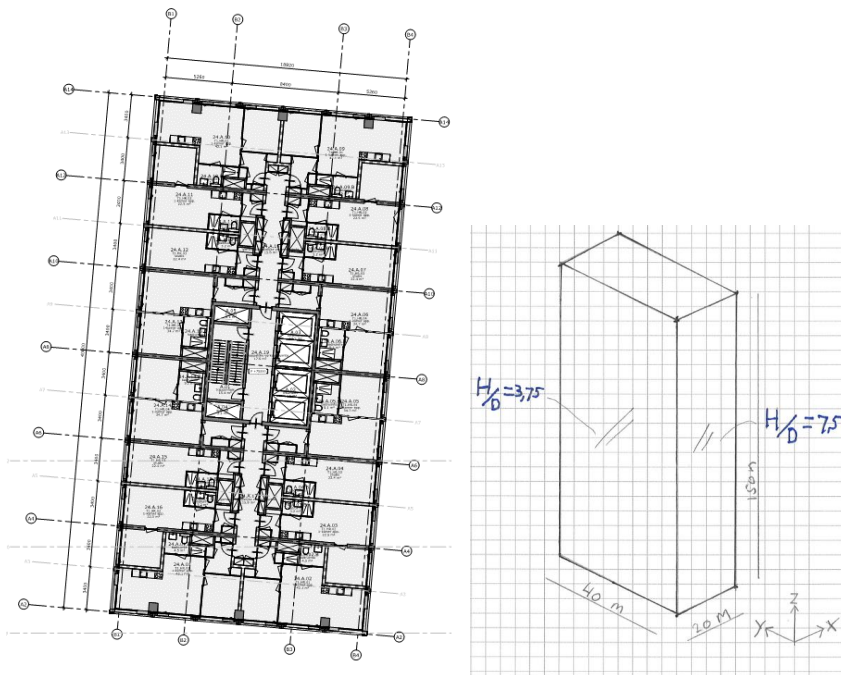
De case studie naar een hoogbouwproject is een van enorm formaat en ik zou dan ook mijn begeleider binnen Arup ir. J.P.S. Kansen en de begeleider namens de opleiding ir. R.H Wiltjer willen bedanken voor hun begeleiding tijdens het afstudeerproces. Zij zijn degene die mij geholpen hebben met de kritische noten en vooral om het project binnen de kaders te houden. Het was een enorme uitdaging naast mijn dagelijkse werkzaamheden bij Arup en ik ben dan ook trots om de resultaten hiervan te mogen presenteren in dit verslag.

ing. L.C. Hafkenscheid

Oktober 2020

Samenvatting

In dit onderzoeksverslag is een ontwerpstudie gedaan naar betonnen stabiliteitssystemen voor een specifieke case van een woontoren van 20x40x150 meter, waarbij zowel prefab als in-het-werk-gestorte betonnen constructies beschouwd zijn. Bij een stabiliteitsconstructie in prefab zijn er namelijk horizontale en verticale voegen aanwezig in de constructie, waardoor de stijfheid van het geheel afneemt. Deze case is uniek door de hoogte van 150 meter en de zeer hoge slankheid over de korte zijde van het gebouw, namelijk een slankheidsratio van 7.5, welke uitzonderlijk hoog is voor een gebouw in Nederland.



Figuur 1 Architectonische plattegrond van het gebouw verstrekt door Arup en geometrie van de beschouwde case.

De ontwerpstudie naar stabiliteitssystemen is als volgt opgedeeld in dit verslag:

- Stap 1: Variantenstudie voor het stabiliteitssysteem in beide hoofdrichtingen aan de hand van eenvoudige ontwerpberekeningen;
- Stap 2: Nader uitwerken en optimaliseren van één variant aan de hand van een nauwkeurigere beschouwing van verplaatsingen en stijfheid van constructie;
- Stap 3: Gekozen variant uitwerken in prefab beton en het stijfheidsverlies ten gevolge van de voegen beschouwen.

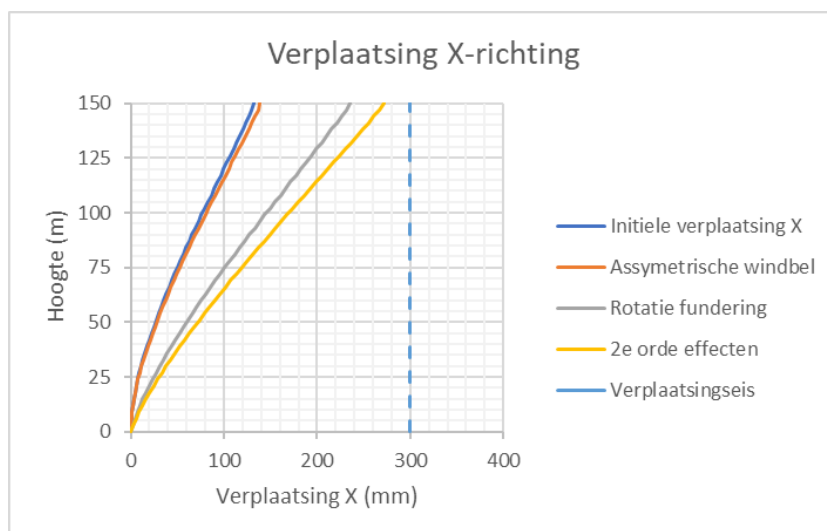
In de eerste stap zijn vier varianten beschouwd voor de bovenbouw van het gebouw bestaande uit combinaties van momentenframes, kernen, en (gekoppelde) wandsystemen. Aan de hand van eenvoudige rekenmodellen met 1D staven en een vaste fundering is de verplaatsing bepaald voor elke variant. Uit de variantenstudie volgde dat met name de stabiliteit in X-richting maatgevend was voor het ontwerp en de meest effectieve oplossing hiervoor is een serie van

gekoppelde wanden in combinatie met een kern. Een overzicht van de oplossing is te zien in Figuur 2.



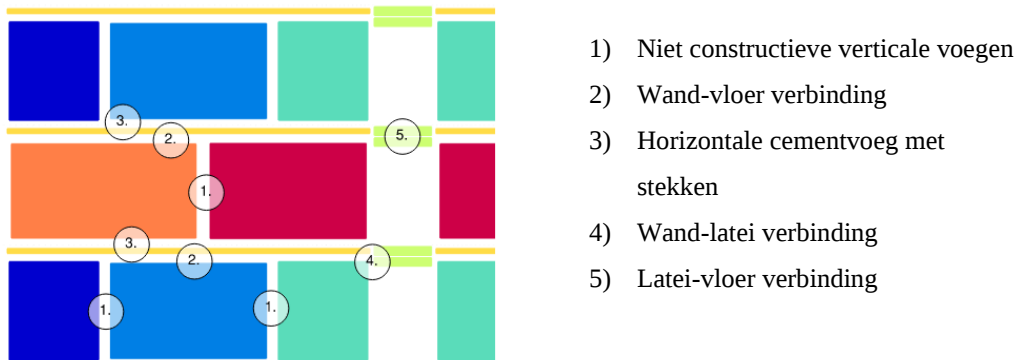
Figuur 2 Gekozen oplossing voor stabiliteitssysteem

Als tweede stap zijn de stijfheid en verplaatsingen van het gebouw nauwkeuriger beschouwd. De nadruk is gelegd op de vier series gekoppelde wanden, de kern is niet verder uitgewerkt. Onderdeel hiervan is het bepalen van de verplaatsing aan de hand van een 2D-elementen EEM-berekening, een ontwerpberekening van het palenplan en de rotatiestijfheid, invloed van asymmetrische windbelasting, 2^e orde effecten en een benadering van de stijfheid van de lateien aan de hand van een M-Kappa berekening. Met name de asymmetrische windbelasting en de 2^e orde effecten zorgden voor een aanzienlijke verplaatsing, waardoor gekozen is voor een dikkere wanddoorsnede voor de onderste 25 bouwlagen. Een overzicht van alle horizontale verplaatsingen na het verzwaren van de wanden is weergegeven in Figuur 3.



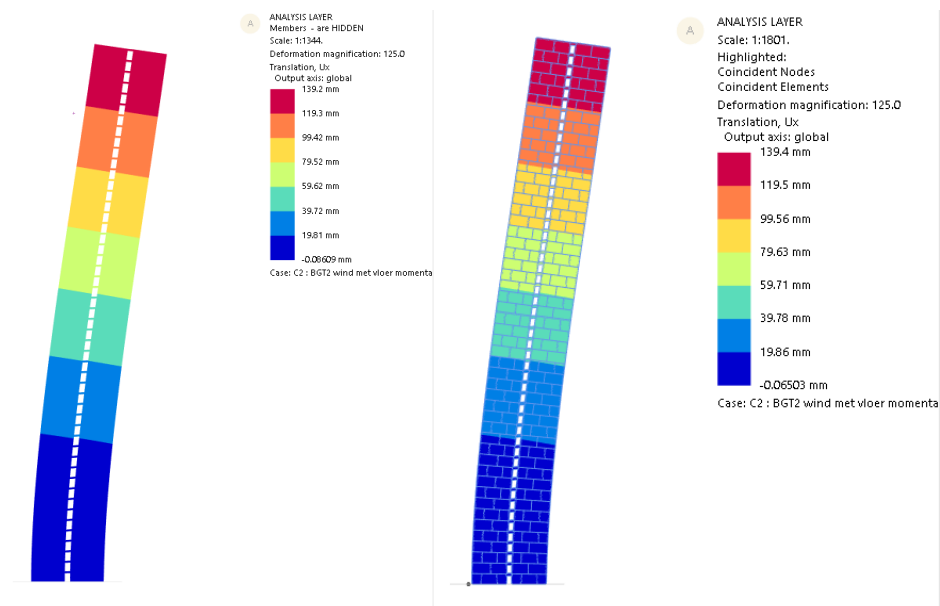
Figuur 3 Horizontale verplaatsingen van één serie van de gekoppelde wand-constructies

In de laatste stap is een deel van de gekozen variant uitgewerkt in prefab elementen. Voor één gekoppelde wanden serie is een prefab wandindeling opgesteld en aan de hand van beschikbare literatuur is de horizontale en verticale stijfheid van de voegen bepaald. Voor de horizontale voegen is gekozen voor een cementvoeg met stekken(gains), waarbij de wanden een glad aansluitvlak hebben. Bij de verticale voegen is gekozen voor een in verband geplaatste wanden met een niet constructieve verticale aansluiting. Een overzicht van de beschouwde voegen en verbindingen in dit onderzoek is weergegeven in Figuur 4.



Figuur 4 Overzicht beschouwde verbindingen en voegen van het prefab ontwerp

Verassend uit de resultaten, de aanwezigheid van de voegen zorgen niet voor aanvullende horizontale verplaatsingen in het model. Terwijl bij aanvang van het onderzoek een aanvullende horizontale verplaatsing verwacht werd van 5-25% ten gevolge van de aanwezige voegen in het model. In Figuur 5 is de vergelijking weergegeven van de horizontale verplaatsing tussen het prefab model met voegen en het referentiemodel zonder voegen.



Figuur 5 Vergelijking met links i.h.w.g. gekoppelde wand constructie en rechts het prefab gekoppelde wandsysteem. Er is geen toename zichtbaar

De resultaten zijn te verklaren aan de hand van de basis vervormingseigenschappen van een gekoppeld wandstelsel. In een individueel wandelement treden met name buig- en axiale vervormingen op en zeer kleine afschuifvervormingen. In de koppeling tussen de twee wanden (lateien), treden buig en afschuifvervormingen op.

Het aanbrengen van de verticale voegen in het model heeft geen effect op de verplaatsingsgedrag in de constructie doordat de elementen in verband geplaatst zijn en door de aanwezige stijve vloerschijf. De toegepaste horizontale cementvoegen en de bijbehorende horizontale veerstijfheden beïnvloeden met name de afschuifstijfheid van de wanden, de axiale eigenschappen van de voegen zijn namelijk nagenoeg gelijk aan de betonnen wand elementen. Een uitzondering hierop zijn horizontale voegen die uiteenzetten en waar trek in optreedt, deze situatie kan wel voor een reductie in de axiale stijfheid zorgen.

Doordat in het beschouwde gekoppelde wandstelsel nauwelijks afschuifvervormingen optreden, zorgen de wijzigingen in de afschuifstijfheid ten gevolge van de horizontale veerstijfheid niet voor significante extra verplaatsingen. Waaruit geconcludeerd kan worden dat er door het toepassen van horizontale en verticale voegen geen stijfheidsverlies optreedt.

Inhoud

	Pagina
1 Inleiding	1
1.1 Hoogbouw in Nederland	1
1.2 Ontwerpen en bouwen met prefab beton	1
1.3 Opzet van het onderzoek	3
2 Uitgangspunten ontwerp	5
2.1 Programma van eisen	5
2.2 Toegepaste normen en richtlijnen	6
2.3 Belastingen	6
2.4 Constructiesystemen	7
2.5 Toelaatbare horizontale verplaatsingen	7
3 Variantenstudie	9
3.1 Toegepaste rekensoftware	9
3.2 Definitie assenstelsel	9
3.3 Variant 1: Wanden structuur met open gevel	10
3.4 Variant 2: Wanden/kern structuur met open gevel	12
3.5 Variant 3: Grote kern met momentenframe in de gevel	14
3.6 Variant 4: Grote kern met gekoppelde wanden	16
3.7 Beschouwing van de verschillende varianten	18
3.8 Nader te beschouwen constructiegedrag	20
4 Uitwerking gekoppelde wand systeem	21
4.1 Keuze vloersysteem	21
4.2 Gewichtsberekening	21
4.3 Fundering	22
4.4 2e orde effecten	25
4.5 Windbelasting torsie	26
4.6 Controle gekoppelde wand door middel van EEM model	28
4.7 Lateien	31
4.8 Horizontale stabiliteit constructie	34
5 Prefab uitwerking	36
5.1 Voegsystemen	36
5.2 Ontwerpafwegingen	41
5.3 Ontwerpvarianten	42
5.4 Resultaten van prefab wandmodel	45
5.5 Analyse van de resultaten	48
6 Conclusies	50

7	Aanbevelingen	53
8	Referenties	54

Appendices

Appendix A

Variantenstudie

A1	Inleiding	
A2	Belastingen	
A2.1	Permanente belastingen	
A2.2	Veranderlijke belasting vloeren	
A2.3	Veranderlijke belasting wind	
A2.4	Belastingcombinaties	
A3	Hoofddraagsystemen voor betonnen hoogbouw	
A3.1	Momentenframe	
A3.2	Massieve stabiliteitswanden en gekoppelde stabiliteitswanden	
A3.3	Kernstructuur	
A3.4	Stabiliteitswand met “outrigger” systeem	
A4	Ontwerpvarianten en uitvoer	

Appendix B

Bijlages bij uitwerking variant hoofdstuk 4

B1	Inleiding	
B2	Gewichtsberekening	
B3	Funderingsberekening	
B4	Asymmetrische windbelasting	
B5	Tweede orde effecten	
B6	Model gekoppelde wand	
B6.1	Geometrie en elementen	
B6.2	Belastingen	
B6.3	Belastingcombinaties	
B6.4	Resultaten	
B6.5	Gevoeligheidsanalyses	
B7	Stijfheid in de lateien	

B7.1 Ontwerpen lateien

B8 M-Kappa berekening

Appendix C

Prefab ontwerp

C1 Inleiding

C2 Vloersystemen

C3 Prefab gekoppelde wand model

C3.1 Wijzigingen in opbouw van het model

C3.2 Voegen

C3.3 Controle op trekkrachten

C3.4 Controle verplaatsingen in de voegen

C3.5 Hogere betonklasse

Appendix D

Zelfreflectie

D1 Zelfreflectie

1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de introductie gegeven van de behandelde onderwerpen in dit afstudeerverslag, hoogbouw en ontwerpen met prefab beton. Daarnaast wordt de onderzoeksopzet en de probleemstelling van het onderzoek nader toegelicht.

1.1 Hoogbouw in Nederland

In Nederland is de afgelopen jaren hoogbouw in opkomst; in dichtbebouwde gebieden wordt hoger gebouwd om meer woon of kantoorruimte te realiseren op centrale gebieden. Een aantal voorbeelden van projecten in de Randstad bijvoorbeeld:

- Maastoren 165 meter, Rotterdam, 2010
- Strijkijzer 132 meter, Den Haag, 2008
- New Babylon 134 meter, Den Haag, 2013
- Zalmhaventoren 210m, Rotterdam, in aanbouw

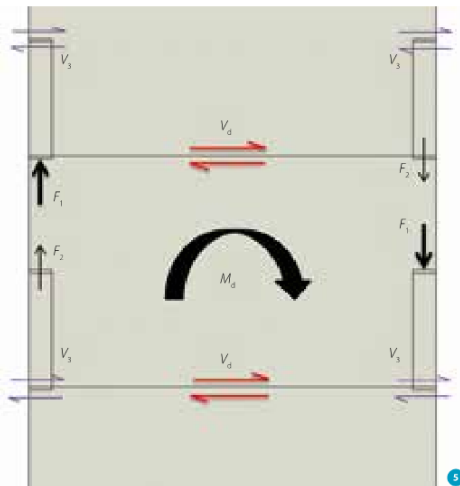
Doordat er slanker en hoger gebouwd wordt op centrale locaties in steden ligt er een grote opgave voor een ontwerper om sterkere en stijvere constructies te ontwerpen op een drukke locatie met een relatief kleine bouwplaats.

Om een sterke en stijve hoogbouwtoren te ontwerpen zijn er een aantal veelvoorkomende constructieve systemen, namelijk: een (gekoppeld) wandensysteem, momentenframe, gevelbuis, outrigger of een combinatie van deze genoemde systemen.

Om relatief snel te bouwen op een kleine bouwplaats, zijn prefab bouwsystemen tegenwoordig niet meer weg te denken in de Nederlandse bouw. Door met name de hogere bouwsnelheid en de lagere arbeidsintensiteit kunnen vele kosten op een project bespaard worden in de uitvoering. Een van de hoofdvragen die daardoor vanuit de praktijk in een vroege ontwerpfase volgt, ter voorbereiding van de uitvoeringsfase aan een ontwerper is: “Kan het ook in prefab beton uitgevoerd worden?”.

1.2 Ontwerpen en bouwen met prefab beton

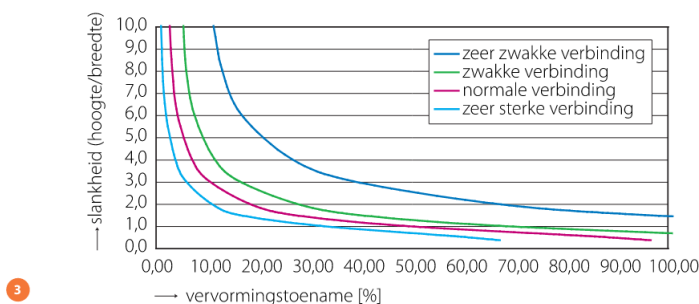
Voor de constructeur heeft het gebruik van prefab elementen het gevolg dat er in het ontwerp afgeweken wordt van monoliet verbonden constructies en onderlinge verticale of horizontale voegen aanwezig zijn in het ontwerp tussen de prefab elementen. Door deze voegen is er minder samenhang in de constructie en neemt de stijfheid van de constructie af per verdieping. Het principe en de krachtswerking van een prefab stabiliteitswand is weergegeven in Figuur 6.



Figuur 6 Principe krachtswerking van een prefab stabiliteitselement, Figuur 5 uit cement artikel 5/2014: “EEM en Prefab beton”.

Voor hoogbouw projecten is het daardoor nog niet gebruikelijk om af te wijken van een monoliet betonnen constructie en deze volledig uit te voeren in prefab beton. Hoewel de stijfheid van een prefab constructie ten opzichte van een in het werk gestorte constructie wordt vergroot door de mogelijkheid om de constructie uit te voeren in een hogere kwaliteit beton, neemt de stijfheid van een prefab constructie af door de benodigde horizontale en verticale voegen tussen de prefab betonnen elementen. Hierdoor is de uiteindelijke stijfheid van een prefab constructie lager dan een monoliet verbonden betonconstructie.

Uit eerdere onderzoeken van de TU Delft en TU Eindhoven, genoemd in een artikel van Cement [4], is gebleken dat het verschil in stijfheid van een in-het-werk gestorte draagconstructie ten opzichte van een prefab draagconstructie afhankelijk is van de verticale voeg, de horizontale voeg, de elementgrootte en de slankheid van de constructie. De resultaten weergegeven in Figuur 7 van deze onderzoeken tonen een reductie in de stijfheid van ongeveer 5 tot 25% bij het toepassen van prefab elementen.

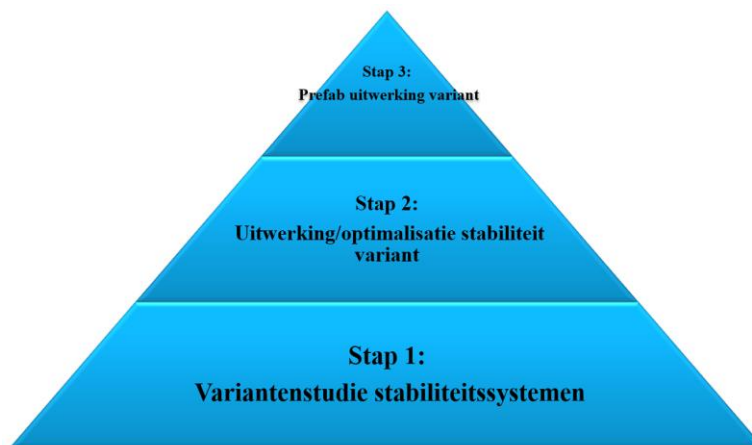


Figuur 7 Vervormingstoename ten gevolge van horizontale voegen tussen prefab elementen. Waarbij de vervormingstoename is afgezet tegen de slankheid van het gebouw. Figuur uit artikel Cement [4].

1.3 Opzet van het onderzoek

In dit onderzoek staan twee onderwerpen centraal, het ontwerpen van een betonnen stabiliteitsconstructie voor een hoogbouw project met daarin verwerkt, het uitwerken van een prefab betonnen variant. Het doel is een kundig en uitvoerbaar voorlopig ontwerp op te zetten voor de stabiliteitsconstructie van een hoogbouw project, waarin de optie is meegewogen om het in prefab uit te voeren. Dit doel wordt bereikt aan de hand van een aantal stappen. Als eerste wordt een variantenstudie gedaan naar verschillende betonnen stabiliteitssystemen. Vervolgens wordt van deze varianten één gekozen waarbij de horizontale stabiliteit nauwkeuriger wordt uitgewerkt. Tot slot worden de mogelijkheid en de gevolgen onderzocht om de gekozen variant in prefab uit te voeren.

Het onderzoek gebeurt aan de hand van een case studie op een lopend project binnen Arup. Het gaat om een ontwerp van een hoogbouw woontoren met een plattegrond van 20 x 40 m en een totale hoogte van 150 m op een locatie in de randstad.



Figuur 8 Opzet onderzoeksverslag

De eerste stap zal bestaan uit het beschouwen van verschillende mogelijke stabiliteitssystemen aan de hand van ontwerpvarianten. Met een architectonische indeling van een plattegrond worden meerdere ontwerpvarianten opgesteld bestaande uit betonnen draagsystemen. Deze varianten worden gedimensioneerd door middel van 1D/2D ontwerpberekeningen aan de hand van een maximaal toelaatbare verplaatsing van 1/750 van de totale hoogte van het gebouw, de stijfheid van de fundering wordt hierin niet meegewogen. Van deze varianten wordt één gekozen welke in de volgende stap verder uitgewerkt wordt.

De volgende stap in het onderzoek is het nader uitwerken en optimaliseren van de stabiliteit van de gekozen variant. Hierin wordt een ontwerpberekening uitgevoerd voor de benodigde paalfundering en bijbehorende rotatiestijfheid, daarnaast wordt de invloed van de tweede orde effecten bepaald en tot slot een nauwkeurige beschouwing van de eerste orde verplaatsingen aan de hand van een EEM-model met 2D elementen.

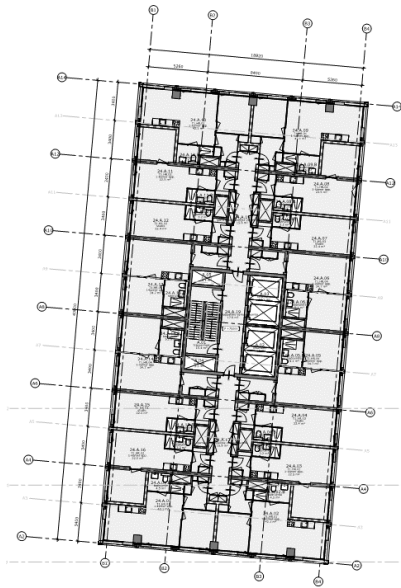
De laatste stap in het onderzoek is een beschouwing van de mogelijkheden voor het uitvoeren van de variant in prefab elementen. De verwachting is dat door het toepassen van prefab elementen ten opzichte van in-het-werk gestort beton de stijfheid afneemt door de aanwezige voegen tussen de elementen. De stijfheid van de voegen bij prefab elementen wordt bepaald aan de hand van bestaande literatuur en onderzoeken.

2 Uitgangspunten ontwerp

In dit hoofdstuk worden de hoofd uitgangspunten voor het ontwerp beschreven. Waaronder het toegepaste architectonische ontwerp, het gehanteerde programma van eisen en de belastingen.

2.1 Programma van eisen

Het beschouwde gebouw betreft een hoogbouwtoren met van ongeveer 40 x 20 meter met een totale hoogte van 150 meter. Een overzicht van de plattegrond is weergegeven in Figuur 9.

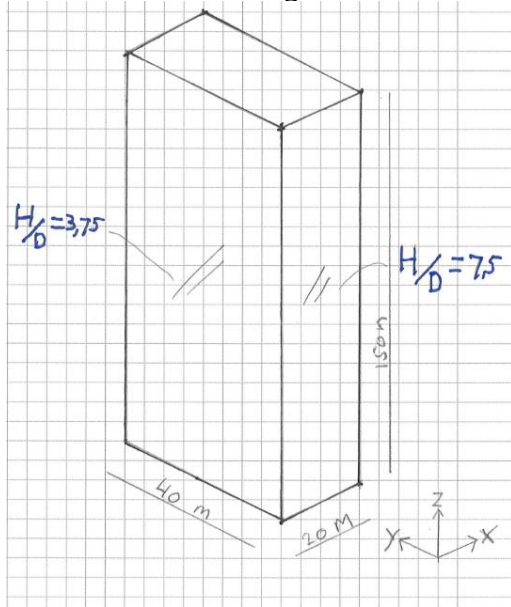


Figuur 9 Architectonische plattegrond hoogbouwtoren, verstrekt door Arup.

De volgende uitgangspunten zijn aangehouden

- Locatie in de Randstad
- Woonfuncties (appartementen)
- Winkelruimtes op de eerste bouwlagen. Ter simplificatie is in dit onderzoek één doorlopende draagconstructie toegepast gebaseerd op de verdieping met appartementen
- Lengte x breedte 20 x 40 meter met een stramien van 3,4 meter
- Verdiepingshoogte 3,0 meter, met vrije hoogte van 2,6m voor appartementen.
- Eén verdieping over het gebouw wordt gebruikt als installatieruimte
- Geen kelder onder het gebouw, begane grond is gelijk aan de fundering.

Een overzicht van de geometrie is weergegeven in Figuur 10.



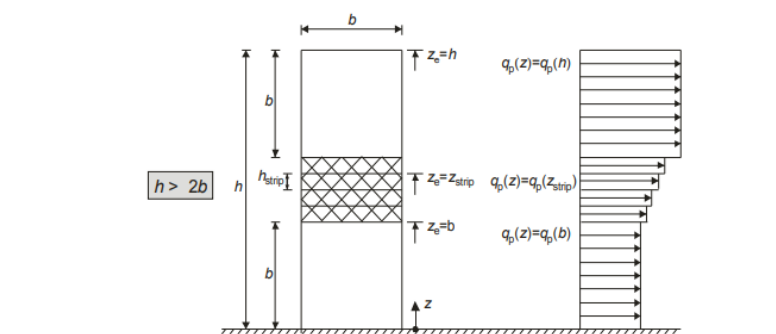
Figuur 10 Aangehouden geometrie van het bouwwerk

2.2 Toegepaste normen en richtlijnen

Voor het ontwerp gelden de regels van het Bouwbesluit 2012 en de Eurocodes. Indien deze niet toereikend is voor de betreffende situatie, wordt de toegepaste richtlijn nader toegelicht.

2.3 Belastingen

De belastingen en belastingcombinaties zijn gehanteerd volgens de Eurocode. Hierin is de nadruk gelegd op de windbelastingen in beide richtingen van het gebouw. Een volledig overzicht van de belastingen is weergegeven in Appendix A2.



OPMERKING De extreme stuwdruk behoort uniform te zijn aangenomen over elke beschouwde horizontale strook.

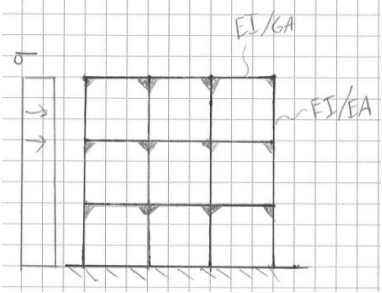
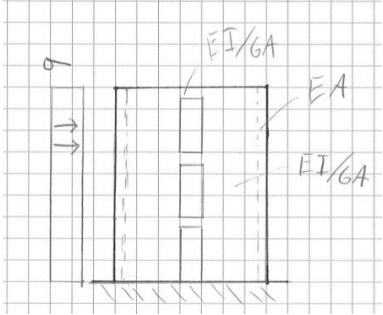
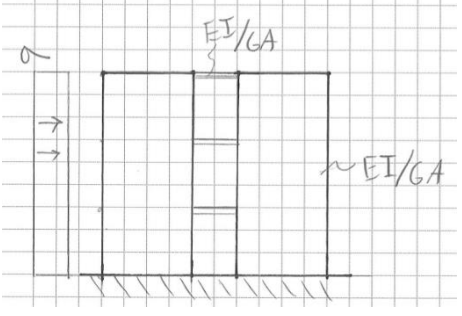
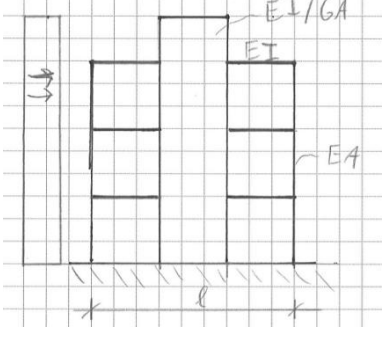
Figuur 7.4 — Referentiehoogte z_e , afhankelijk van h en b , en de bijbehorende profielen van de stuwdruk

Figuur 11 Bepaling windbelasting bij een bouwwerk met slankheidsratio groter dan 1:2, volgens figuur 7.4 NEN-EN 1991-1-4

2.4 Constructiesystemen

De nadruk in dit rapport is gelegd op het ontwerpen van een betonnen stabiliteitsconstructie voor het gebouw. Hiervoor zijn een aantal basisopties te beschouwen:

Tabel 1 Veel voorkomende constructiesystemen in beton

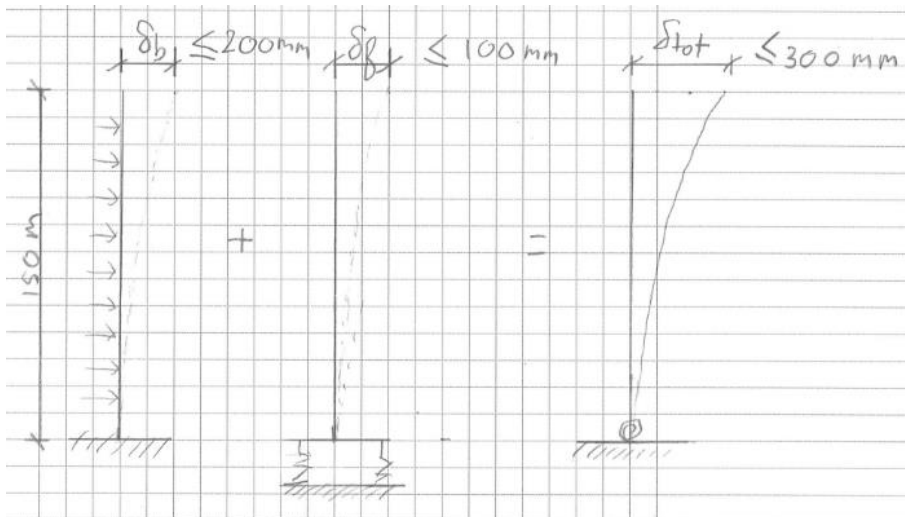
 <i>Momentenframe</i>	 <i>Kern</i>
 <i>(Gekoppeld) wandsystemen</i>	 <i>Outrigger systeem</i>

Verder toelichting van veelvoorkomende betonnen constructieve systemen is weergegeven in Appendix A.

2.5 Toelaatbare horizontale verplaatsingen

Een comforteis in het ontwerp is het beperken van de optredende horizontale verplaatsing over de volledige hoogte van het gebouw en de optredende horizontale verplaatsing per verdieping. Een grote versnelling gaat gepaard met verplaatsing en kan als gebruiker van een gebouw als onprettig worden ervaren. Daarnaast kan het ook gevolgen hebben op niet constructieve onderdelen van het gebouw, zoals eventuele scheuren in scheidingswanden van het gebouw of gevolgen voor toegepaste gevelsystemen en de bijbehorende glazen gevels welke kunnen bezwijken als gevolg.

In dit onderzoek wordt een maximale horizontale verplaatsingseis gehanteerd van $1/750h$ voor de bovenbouw en $1/500h$ voor de bovenbouw en de fundering. Een visuele weergave hiervan is weergegeven in Figuur 12



Figuur 12 Aangehouden horizontale verplaatsing richtlijn

3 Variantenstudie

In dit hoofdstuk zijn op VO-niveau verschillende ontwerpalternatieven afgewogen op basis van verschillende mogelijke stabiliteitssystemen. De schetsen zijn gebaseerd op de gegeven informatie van het programma van eisen in sectie 2.1. Het volledige overzicht van de schetsen en uitvoer is gegeven in Appendix A.

De beschouwde varianten zijn deze uitgangspunten gehanteerd :

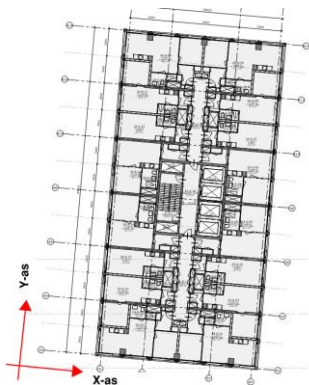
- C55/67 beton voor gebruikte betonnen elementen. Door de geringe massa van de constructie is gekozen voor een hoge betonklasse om de drukspanning op te vangen, en daarnaast zorgt een hoge betonklasse voor meer stijfheid in de constructie;
- Voor op trek belaste betondoorsneden zoals lateien en liggers is een aanname gedaan van $1/3$ van de E-modulus. Verificatie van deze aanname is vereist in een latere fase van het onderzoek;
- Horizontale verplaatsing $< 1/750$ hoogte zoals beschreven in paragraaf 2.5.
- Rotatievaste fundering. In deze fase worden geen verplaatsingen beschouwd ten gevolge van de rotatie in de fundering, hierdoor kan de verplaatsing van de bovenbouw nauwkeuriger beschouwd worden.

3.1 Toegepaste rekensoftware

Voor het berekenen van de modellen zijn versimpelde staafmodellen opgezet voor beide hoofdrichtingen om de varianten te bepalen. Hierbij is gebruik gemaakt van de EEM rekensoftware Oasys GSA v10.1.

3.2 Definitie assenstelsel

Indien gesproken wordt over het stabiliteitssysteem in X-richting wordt de richting evenwijdig aan de korte zijde van het gebouw aangeduid. De Y-richting is evenwijdig aan de lange zijde van het gebouw. Het assenstelsel is weergegeven in Figuur 13.



Figuur 13 Gehanteerde assenstelsel

3.3 Variant 1: Wanden structuur met open gevel

Voor variant 1 is een gekoppelde wanden structuur opgezet voor het gebouw. In beide hoofdrichting wordt gebruik gemaakt van meerdere series gekoppelde wanden. In het midden van het gebouw is vrijgehouden voor verticaal transport en benodigde schachtruimte. Met uitzondering van verticaal dragende kolommen en liggers worden er geen stabiliteitselementen toegepast in de gevel. Door de regelmatige wandenstructuur is de indeling van de plattegrond niet vrij indeelbaar.



Toegepaste elementen

X-richting:

4x Wand 9200 * 400 mm

Latei tussen wand elementen

400*550 mm met 1/3 van de E-modulus

Wand (T-vorm) 5750 * 400 (X)

en 10800 * 400(Y)

Kleinere wanden 4000 * 400

Y-richting:

Wand 10800 * 400 (d)

Wand 4000 * 400 (d)

Resulterende verplaatsing bovenin

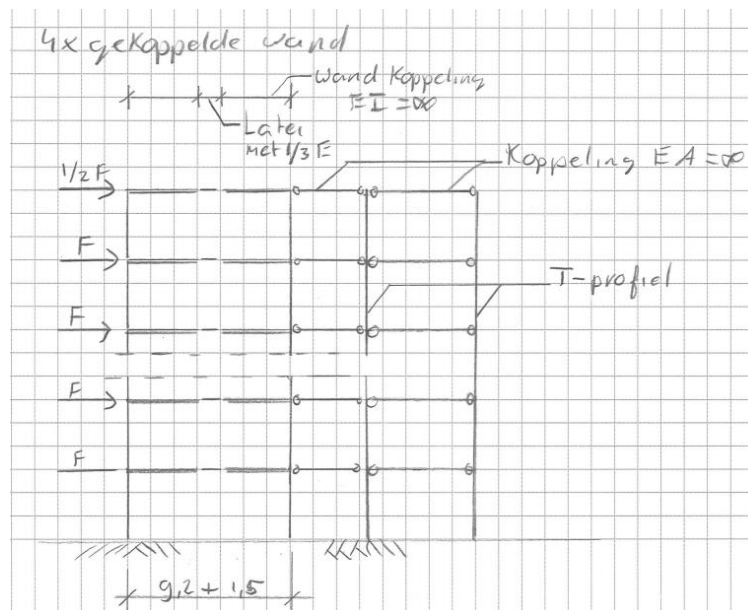
X-richting = 153 mm

Y-richting = 86 mm

Figuur 14 Toegepaste constructie variant 1

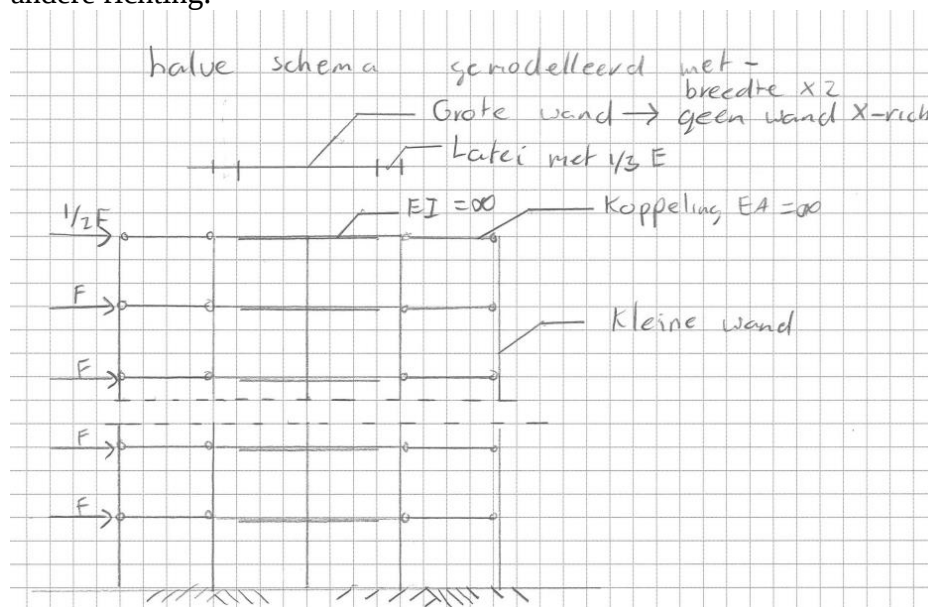
Gemodelleerde schema

Het gemodelleerde schema in X-richting is geschetst in Figuur 15. De X-richting bestaat uit vier series van een gekoppelde wand en één kleinere wand welke aansluit op een kleiner gedeelte. De wanden en lateien zijn gemodelleerd als 1D staafelement, waarbij het element vanaf het hart van de wand tot het begin van de latei is gemodelleerd als volledig buigstijf element ($EI = \text{oneindig}$). Voor de latei wordt uitgegaan van gescheurd beton met een lagere E-modulus, allereerst wordt 1/3 E aangenomen. De series gekoppelde wanden en de kern zijn onderling op verdiepingsniveau gekoppeld met een in axiale richting rekstijf element ($EA = \text{oneindig}$).



Figuur 15 Gemodelleerde schema in de X-richting van het gebouw

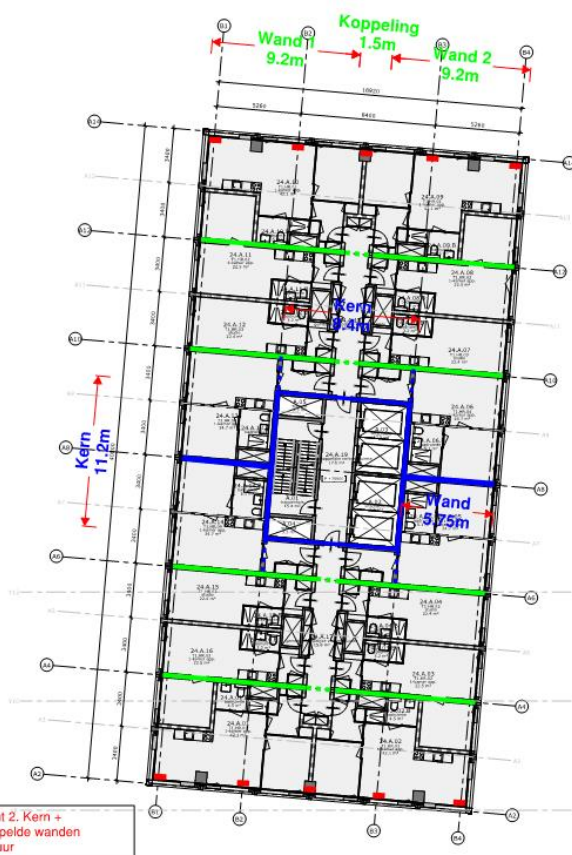
In Y-richting bestaat het schema uit één grote wand welke met lateien gekoppeld is aan de dwars aangrenzende wand in combinatie met twee kleinere wanden. Alleen voor de grote wand wordt uitgegaan van een koppeling met de wand in de andere richting.



Figuur 16 Gemodelleerde schema in de Y-richting van het gebouw

3.4 Variant 2: Wanden/kern structuur met open gevel

Deze variant is een optimalisatie van de vorige variant, waarbij een kernstructuur wordt toegevoegd aan de plattegrond. De volledige constructie wordt ondersteund door inpendige gekoppelde wandconstructies en een kern. Hiermee is het ontwerp beperkt in de vrije indeelbaarheid binnen de gekozen wandgeometrie, maar is de gevel met uitzondering van de verticaal dragende elementen ontzien van stabiliteitselementen. Een overzicht van het ontwerp wordt in Figuur 17 weergegeven.



Toegepaste elementen

X-richting:

4x Wand 9200 * 300 mm.

Latei tussen wand elementen

300*550 mm met 1/3 van de E-modulus

Kern 8400 * 11200 * 400 (d)

Wand naast kern 5750 * 400

Y-richting:

Kern 11200 * 8400 * 400 (d)

Resulterende horizontale verplaatsing

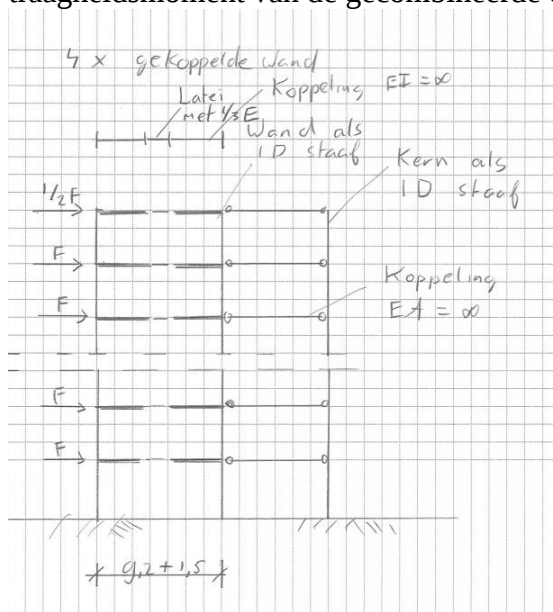
X-richting = 179 mm

Y-richting = 101 mm

Figuur 17 Toegepaste constructie variant 2

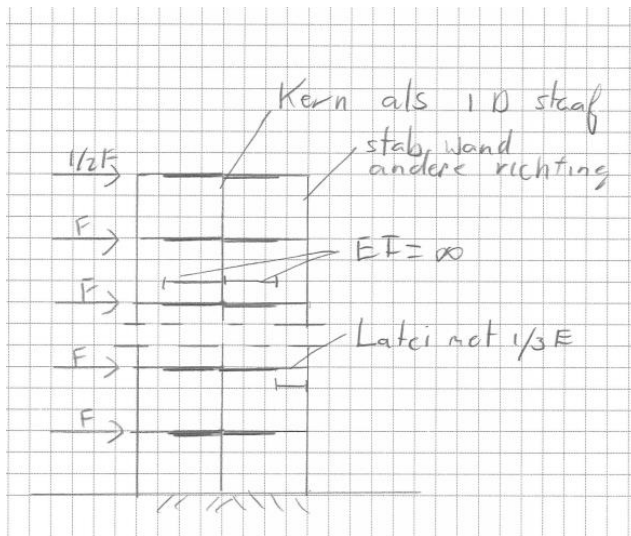
Gemodelleerde schema

Het gemodelleerde schema in X-richting is geschetst in Figuur 18. De X-richting bestaat uit vier series van een gekoppelde wand met een latei daartussen en een kern. De wanden en latei zijn gemodelleerd als 1D staafelement, waarbij het element vanaf het hart van de wand tot het begin van de latei is gemodelleerd als volledig buigstijf element ($EI = \infty$). Voor de latei wordt uitgegaan van gescheurd beton met een lagere E-modulus. De kern is gemodelleerd als uitkragende ligger en 1D element, waarbij de openingen in deze fase buiten beschouwing zijn gelaten. De series gekoppelde wanden en de kern zijn onderling op verdiepingsniveau gekoppeld met een in axiale richting rekstijf element ($EA = \infty$). De kern is gekoppeld aan wanden, om dit te modeleren is handmatig in Appendix A het traagheidsmoment bepaald van de gecombineerde kern met wand. Vervolgens is in het model de E-modulus verhoogd om het grotere traagheidsmoment van de gecombineerde constructie te evenaren.



Figuur 18 Gemodelleerde schema evenwijdig aan korte zijde van het gebouw

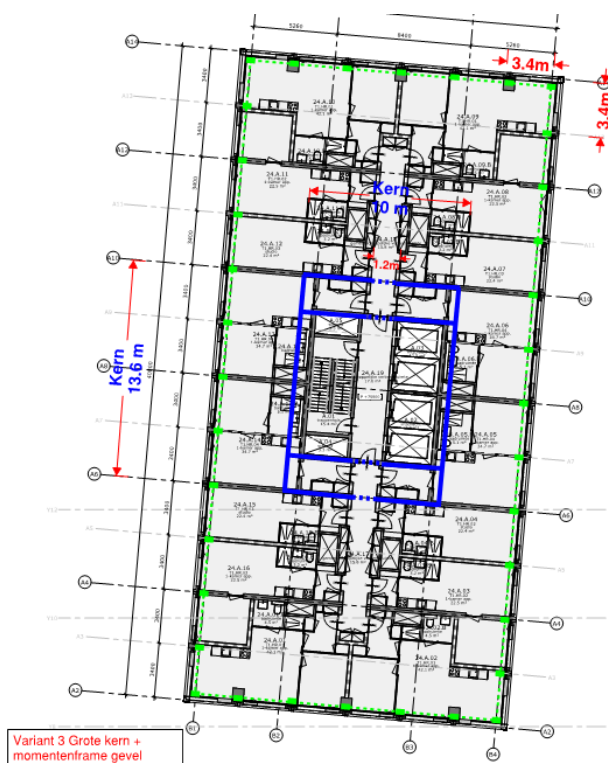
Het gemodelleerde schema in Y-richting is geschetst in Figuur 19. De Y-richting bestaat uit een kern welke gekoppeld is aan de eerste serie van gekoppelde wanden in X-richting. De kern is gemodelleerd als uitkragende ligger en 1D staaf. Deze wordt gekoppeld door middel van lateien met deze wanden. De afstand van het hart van de kern tot het begin van deze latei is met een oneindig buigstijf element uitgevoerd. De latei heeft dezelfde gescheurde eigenschappen als eerder beschreven.



Figuur 19 Gemodelleerde schema in Y-richting van het gebouw

3.5 Variant 3: Grote kern met momentenframe in de gevel

Bij de vorige optie is een ontwerp voor de stabiliteitsconstructie beschouwd met een open gevel. Voor variant 2 is een stabiliteitsconstructie opgezet met een kern in de basis en een momentenframe in de gevel. De dragende gevel geeft de mogelijkheid voor een vrij indeelbare plattegrond rond de stabiliteitskern. Een overzicht van de toegepaste constructie is in onderstaand figuur weergegeven.



Toegepaste elementen

X-richting:

Momentenframe met liggers 500*700, kolommen 500*500, met 1/3 E-modulus voor de liggers. Kern. twee T-liggers lijf 4400 * 2000 mm en Flens 13600 * 500 Latei 550 * 2000 (4 wanden 500mm) met 1/3E-modulus

Y-richting:

Momentenframe met liggers 500*700 en kolommen 500*500 met 1/3 E-modulus voor liggers Kern 10000 * 13600 * 500 (d)

Resulterende horizontale verplaatsing

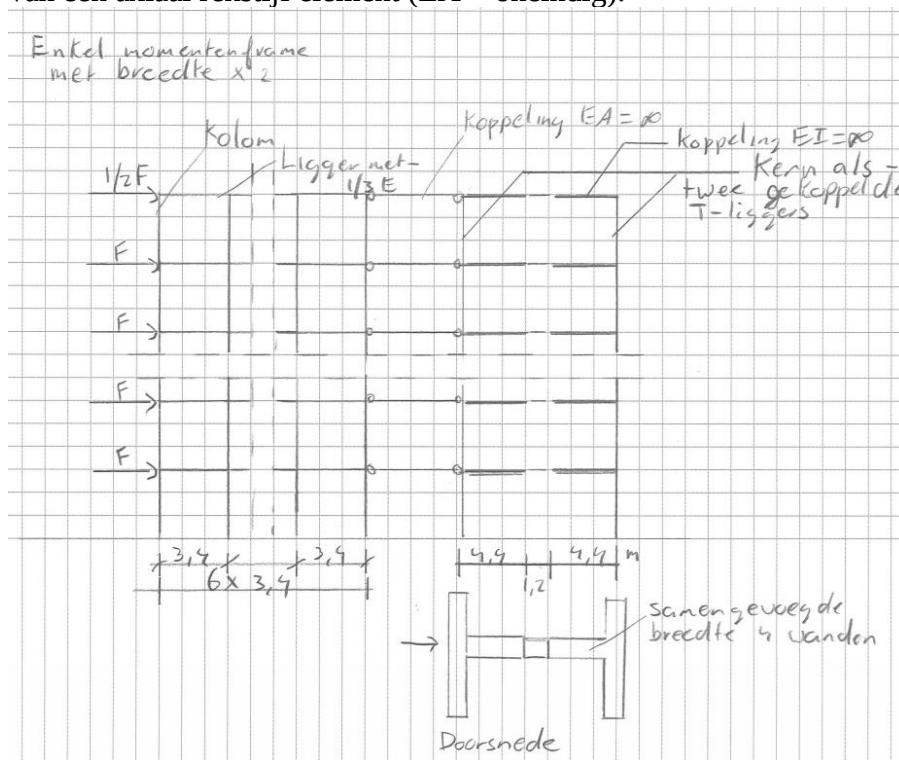
X-richting = 381 mm

Y-richting = 78 mm

Figuur 20 Toegepaste constructie variant 3

Gemodelleerde schema

Het gemodelleerde schema in X-richting is geschetst in Figuur 21. Het schema bestaat uit een momentenframe in de gevel in combinatie met een kern, hierbij is maar één van de momentenframe gemodelleerd, waarvoor de dubbele breedte gehanteerd. Het momentenframe bestaat uit zes velden van 3,4 meter, waarbij voor de liggers $1/3$ van de stijfheid is aangehouden. De kern is gemodelleerd als twee uitkragende T-liggers als 1D elementen welke onderling gekoppeld worden doormiddel van een latei met $1/3$ van de stijfheid. Het lijf van de T-ligger bestaat uit de opgetelde breedte van alle wanden in X-richting en het kopstuk bestaat uit de breedte van de wand. Het momentenframe en de kern is gekoppeld door middel van een axiaal rekstijf element ($EA = \infty$).



Figuur 21 Gemodelleerde schema X-richting

Voor de Y-richting is de kern eenvoudiger gemodelleerd namelijk als één 1D staaf element, in plaats van twee staven gekoppeld met een latei elementen gekoppeld met een latei. In dit geval is de buigstijfheid van de lateien van kleiner belang is daarom de kern gemodelleerd als één 1D staaf. Hetzelfde principe gehanteerd als beschreven voor de X-richting, echter is het een momentenframe met 12 velden van 3,4 meter.

Invloed gescheurd/ongescheurd

In de huidige situatie is uitgegaan van ongescheurde kolommen en een E-modulus van $1/3 E$ voor de liggers of lateien. Hieronder zijn aantal variaties uitgevoerd met andere E-modulussen voor de kolommen, liggers en lateien:

Kolommen met 1/3 van de E-modulus in plaats van volledige E-modulus:

X-richting: 432 mm

Y-richting: 96 mm

Lateien en liggers met 1/4 E-modulus in plaats van 1/3 E-modulus:

X-richting = 393 mm

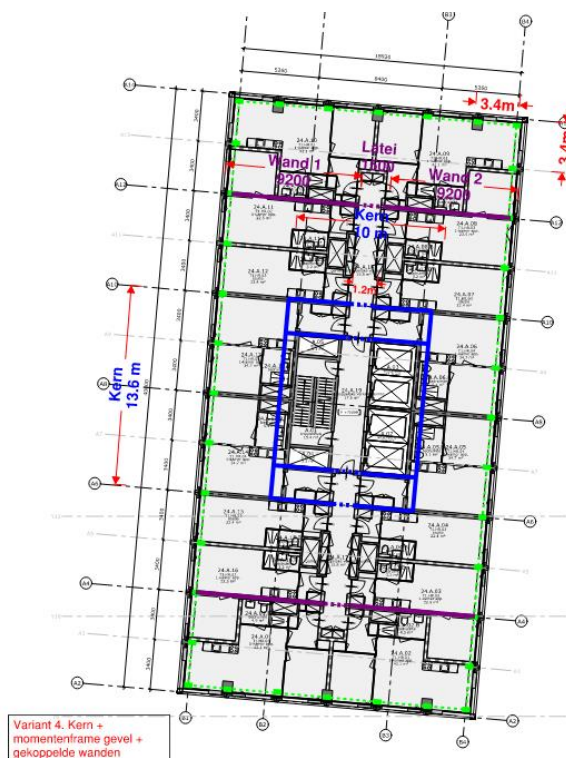
Y-richting = 81 mm

Mogelijke verdere optimalisaties

- Koppeling maken tussen kern en gevel en hier de axiale stijfheid van het momentenframe in de gevel activeren
- Extra stabiliteitselementen toepassen in het midden van het gebouw
- Kolommen met kleiner stramien toepassen
- Geen wanden toepassen in Y-richting

3.6 Variant 4: Grote kern met gekoppelde wanden

De vorige optie toonde aan onvoldoende stijfheid te verzorgen in de korte zijde van het gebouw, om de stijfheid verder te vergroten is gekozen om extra wanden toe te passen in de plattegrond. Hierdoor bestaat het systeem uit een grote kern met een combinatie van gekoppelde wanden. Een overzicht van de constructie is weergegeven in Figuur 22.



Toegepaste elementen

X-richting:

Momentenframe met liggers 500*700 en kolommen 500*500 met 1/3 E-modulus voor liggers

Kern 6800* 10000 * 400 (d)

Koppeling kern latei 400*550 mm met 1/3 E-modulus

2x Wand 3750 * 400 mm

Y-richting:

Momentenframe met liggers 500*700 mm en kolommen 500*500 mm met 1/3 E-modulus voor liggers

Kern 10000 * 6800 * 500 (d) mm

Resulterende horizontale verplaatsing

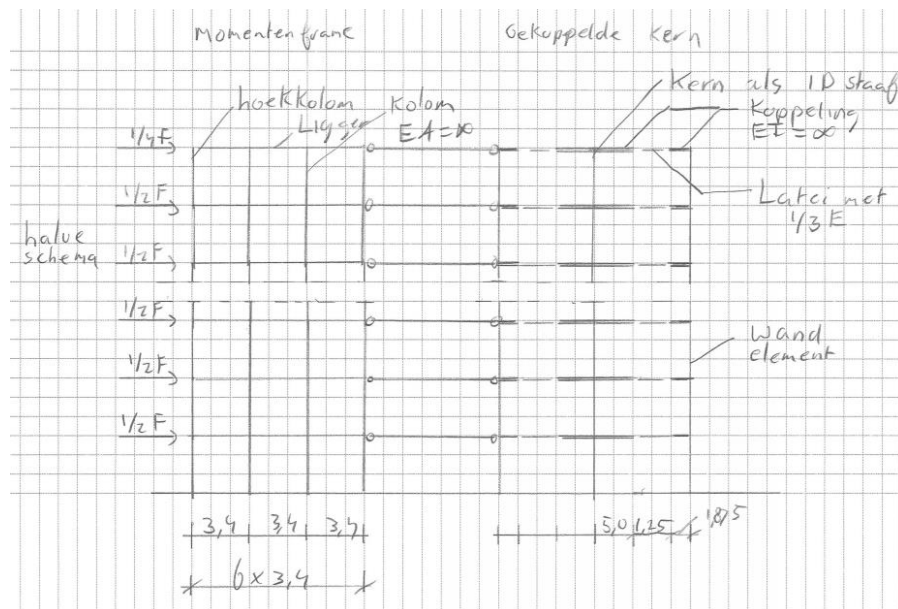
X-richting = 193 mm

Y-richting = 77 mm

Figuur 22 Toegepaste constructie variant 4

Gemodelleerde schema

Voor deze variant is een gelijkwaardig schema toegepast als bij variant 3, echter is het schema in X-richting uitgebreid door middel van twee series gekoppelde wanden. De wanden zijn gekoppeld aan de kern met lateien, hierbij is voor de afstand van het van de kern tot aan het begin van de latei een buigstijf element toegepast. De wanden zijn op dezelfde wijze gemodelleerd als de kern.



Figuur 23 Gemodelleerde schema in X-richting

Het schema in Y-richting is ongewijzigd gebleven ten opzichte van variant 3.

Mogelijke optimalisaties

- Kolommen in gevel op kleiner stramien toepassen voor verminderd stijfheidsverlies in de horizontale balken.
- Koppeling tussen wanden en momentenframe gevel. Momentenframe in de gevel kan extra axiale stijfheid geven aan uiteinde van de constructie

3.7 Beschouwing van de verschillende varianten

De keus van een uiteindelijke variant kan vanuit verschillende invalshoeken benaderd worden. In deze paragraaf is een samenvatting gegeven voor de besluitvorming van de gekozen variant op basis van verschillende aspecten. De volgende varianten zijn beschouwd:

- Variant 1: Wanden structuur
- Variant 2: Wanden met kern structuur
- Variant 3: Grote kern met momentenframe
- Variant 4: Groter kern met momentenframe en gekoppelde wand

Invulling van de functie van het gebouw

Voor de functie van het gebouw dient de plattegrond ingedeeld te worden in appartementen en studio's welke allemaal een gemeenschappelijke verkeersruimte/vluchtroute nodig hebben en schachtruimte. Daarnaast heeft elk appartement een geringe akoestische scheiding nodig. Een vrij indeelbare plattegrond zoals standaard van toepassing bij een kantoor situatie is voor deze situatie niet gewenst. Vanuit dit oogpunt zou variant 2 en variant 4 de minste aanpassingen vereisen in de plattegrond, aangezien hier al een akoestische scheiding aanwezig is in de vorm van de betonwanden. De varianten zoals geschetst in variant 2 en 4 zouden nog aanpassingen vereisen in de plattegrond. Hierdoor zal er nog extra massa toegevoegd worden aan de plattegrond.

Gevolgen voor uiterlijk van het gebouw

Voor alle varianten is de impact op het uiterlijk van het gebouw minimaal. Bij de varianten 3 en 4 is gebruik gemaakt van een momentenframe in de gevel en hierdoor is het aanzicht gedeeltelijk aangepast door meer kolommen en hogere liggers ter plaatse van de vloer. Variant 1 en 2 zouden hierdoor als gunstiger gezien kunnen worden.

Constructieve haalbaarheid

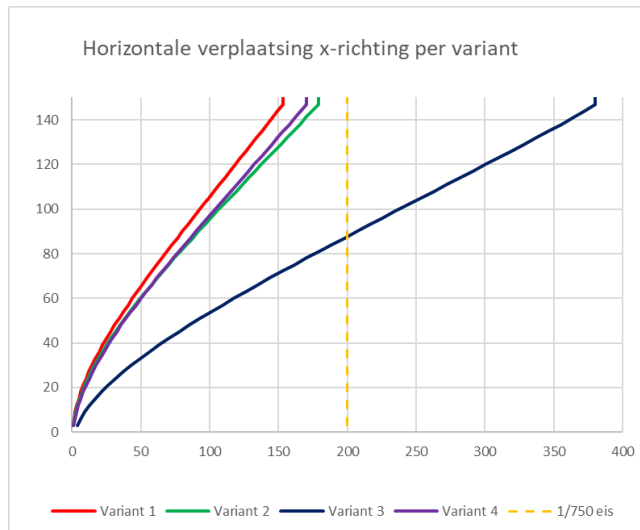
Alle opgestelde varianten zijn gedimensioneerd op basis van een verplaatsingsrichtlijn van 1/750 van de hoogte, oftewel een horizontale relatieve verplaatsing van 200 mm over een gebouwhoogte van 150 m. Hiervoor is in dit hoofdstuk alleen de lineaire elastische verplaatsing beschouwd, een overzicht van de nader te beschouwen factoren is gegeven in 3.8. Een overzicht van de totale relatieve verplaatsingen is weergegeven in grafieken in Figuur 24 en Figuur 25.

Voor de varianten zijn verschillende constructiesystemen beschouwd zoals een kern, gekoppeld wanden systeem en een momentenframe. Een reële optie die niet is beschouwd is in dit onderzoek is een variant met een outrigger-systeem. Een outrigger-systeem vereist wijzigingen in de indeling van het gebouw voor één of meerdere verdiepingen en de beschouwde varianten hebben allemaal dezelfde plattegrond voor alle verdiepingen.

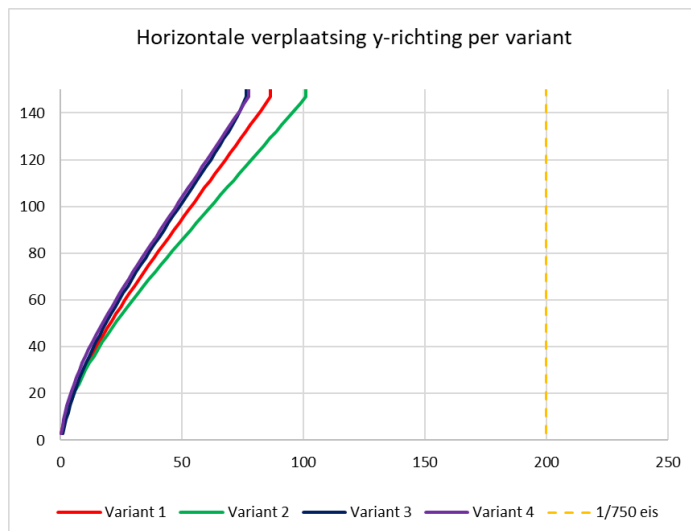
Uit de varianten kan opgemaakt worden dat te allen tijde een combinatie van de verschillende systemen nodig is voor het ontwerp. Variant 3 toont aan dat alleen een systeem met een kern en een open plattegrond onhaalbaar is door de lengte van de plattegrond. Daarnaast volgt uit variant 3 en 4 dat de invloed van een

momentenframe vrij minimaal is in de X-richting, door de geringe lengte van het gebouw. Variant 1, 2 en 4 laten zien dat een serie aan gekoppelde wanden benodigd is om te voldoen aan de verplaatsingsrichtlijn in X-richting.

Voor de Y-richting zijn meerdere opties constructief haalbaar, omdat de windbelasting significant lager is in deze richting. Voor alle varianten namelijk is een constructie gerealiseerd die ruim binnen de verplaatsingsrichtlijn blijft.



Figuur 24 Overzicht verplaatsing over de hoogte in X-richting, met op de X-as de horizontale verplaatsing en op de Y-as de Hoogte van het gebouw



Figuur 25 Overzicht verplaatsing over de hoogte in Y-richting, met op de X-as de horizontale verplaatsing en op de Y-as de Hoogte van het gebouw

Conclusie

Op basis van de verschillende bepaalde varianten is variant 2 de meest logische keus voor het vervolg van het ontwerp. Voor zowel de functie van de plattegrond en de constructieve haalbaarheid scoort deze variant het best. De functie van het gebouw is goed inpasbaar.

3.8 Nader te beschouwen constructiegedrag

Tijdens deze variantenstudie zijn er aannames gedaan deze zullen voor de gekozen variant in het volgende hoofdstuk nader beschouwd en uitgewerkt worden. Het gaat hierbij om de volgende aannames:

- 2^e Orde effecten. Door optredende 2^e orde effecten neemt de verplaatsing meer toe dan tot dusver bepaald. In het volgende hoofdstuk worden 2^e orde effecten nader beschouwd.
- Gescheurd/ongescheurd beton. Met uitzondering van de liggers in de momentenframes en de lateien, is voor alle overige elementen uitgegaan dat deze ongescheurd blijven en hierdoor de volledige E-modulus van het beton gehanteerd kan worden. Latere verificatie is benodigd of en in welke mate er scheurvorming aanwezig is in de betonnen elementen.
- Openingen in de constructie, voor de beschouwde kernen in het gebouw zijn geen openingen beschouwd. Hierdoor kan de stijfheid van het gebouw afnemen en een grotere verplaatsing optreden dan tot dusver beschouwd.
- Rotatiestijfheid van de fundering. De huidige varianten zijn gedimensioneerd op basis van een relatieve verplaatsingseis van 1/750 van de hoogte met een ingeklemde fundering. In combinatie met de rotatie van de fundering zal deze beperkt worden tot 1/500e van de totale hoogte van het gebouw.
- Controle op sterkte. Huidige varianten zijn aangenomen te voldoen op sterkte en verticale belasting. Mogelijk zouden de afmetingen kunnen wijzigen op basis van de optredende spanning in de elementen.
- Asymmetrische belasting en stijfheid van de constructie. In de varianten is uitgegaan van een gelijkmatige verdeling van de belasting. Windbelasting kan echter asymmetrisch aangrijpen op de plattegrond van het gebouw.

.

4 Uitwerking gekoppelde wand systeem

In dit hoofdstuk wordt de gekozen variant verder uitgewerkt en wordt het constructieve gedrag nauwkeuriger beschouwd. In het vorige hoofdstuk van de variantenstudie zijn varianten bepaald aan de hand van veel aannames gedaan en deze worden in dit hoofdstuk nader beschouwd.

4.1 Keuze vloersysteem

Voor de verdiepingvloeren wordt aangenomen dat deze als stijve schijf de belastingen verdelen over de wandconstructie. Voor de dikte van de vloer is aanname gedaan in dit onderzoek.

Op basis van een vuistregel van $1/35^e$ van de overspanning van 6800 mm, zou een constructieve dikte van een in-het-werk gestorte betonvloer van 200 mm volstaan. Echter is er sprake van een woongebouw en dient er ook leidingwerk geplaatst te worden in de vloeren en de vloer dient voldoende massa te hebben om aan de akoestische eisen van het Bouwbesluit te voldoen. Om aan deze eisen te voldoen is de vloer verhoogd naar 280 mm. De massa van het totale vloerpakket bestaande uit een in-het-werk gestorte betonvloer van 280 mm en een cementdekvloer van 70 mm komt hiermee op 840 kg/m^2 .

Verdere verificatie van het constructieve gedrag van de vloer is niet uitgevoerd in dit onderzoek

4.2 Gewichtsberekening

De volgende kerngetallen zijn aangehouden voor het bepalen van de verticale belasting van het gebouw. Voor een gedetailleerd overzicht van de belastingen wordt verwezen naar paragraaf B2. Voor een gedetailleerd overzicht van het totale gewicht wordt verwezen naar Appendix B. De uitkomsten van de gewichtsberekening zijn weergegeven in Tabel 3.

Tabel 2 Overzicht kerngetallen gewichtsberekening

Typische verdiepingvloer	kN/m ²
Betonvloer 280 mm	7
Afwerkvloer 70 mm	1.4
Lichte scheidingswanden	0.8
Plafonds	0.2
Veranderlijke belasting	1.75
Aangehouden oppervlaktes per verdieping	m ²
Totaal oppervlak	800
Woonoppervlak	620
Verkeersruimte	140
Stabiliteitsconstructie	~40

Tabel 3 Totale verticale belasting per belastinggeval

Belastingcombinatie	Excl.. fundering	Incl. fundering	MN
BGT	673	715	MN
BGT Wind, vloer mom	634	674	MN
UGT 6.10A	950	1010	MN
UGT 6.10B ¹	848	903	MN
UGT wind ongunstig	848	908	MN
UGT wind gunstig	542	578	MN
¹ Voor 6.10B zijn volgens de nationale bijlage van NEN-EN 1991-1-1 alleen 2 vloeren volledig belast gerekend en de overige vloeren momentaan.			

De maximale belasting van het gebouw in de UGT situatie is 1.010 MN, Dit staat gelijk aan een vierkante meter belasting op de fundering van 1260 kN/m².

4.3 Fundering

Op basis van de resultaten van de gewichtsberekening wordt in deze paragraaf de afmetingen en omvang van het palenplan bepaald. Voor de fundering wordt een twee meter dikke betonplaat aangenomen in combinatie met funderingspalen. De nadruk bij de berekening van de fundering ligt bij een ontwerpberekening van het benodigde aantal palen en de rotatiestijfheid. Het doel is om een fundering te ontwerpen waarmee de horizontale verplaatsing in X-richting van de bovenbouw ten gevolge van de rotatiestijfheid van de fundering minder dan 100 mm is.

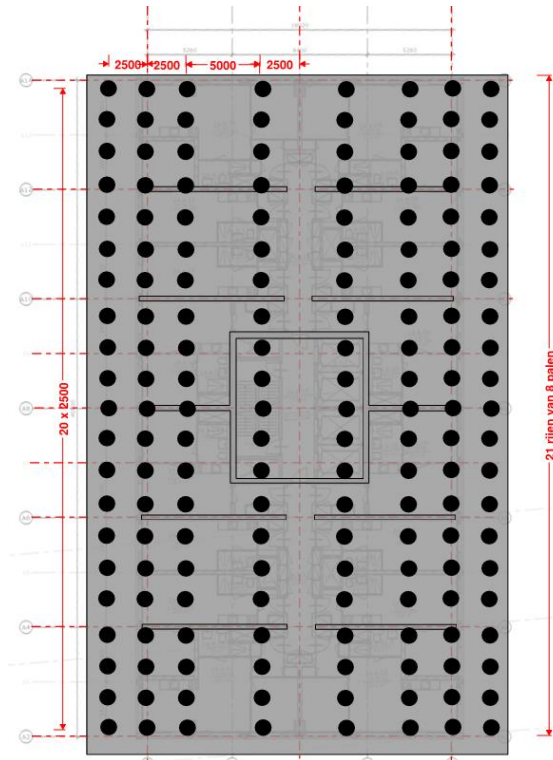
Op basis van een extern funderingsadvies worden voor het gebouw Tubex-palen geadviseerd met de volgende eigenschappen:

- Tubex paal 762 mm met een voet van 950 mm met een totale paalbelasting van:
 - 10 MN capaciteit per paal bij 30 meter inheidiepte
 - 12 MN capaciteit per paal bij 40 meter inheidiepte
- Onderlinge toegestane h.o.h. afstand 2.5D van de schacht, dit leidt tot een ongeveer 2m.

Hoewel Tubex palen een zeer prijzig systeem zijn, is er een paalsysteem nodig voor het gebouw met een zeer hoge draagkracht welke dicht bij elkaar geplaatst kunnen worden.

In totaal zouden er bij een Tubex palen met een inheidiepte van 30m 101 palen benodigd zijn voor verticaal evenwicht. De tot stand koming van het palenplan is weergegeven in Appendix B3. Hierin is op basis van het eerder bepaalde gewicht van het gebouw, namelijk 1260 kN/m² het aantal palen per stabiliteitselement geschat, namelijk ongeveer 117 palen. Vervolgens is de rotatiestijfheid bepaald van deze configuratie, waaruit een te kleine rotatiestijfheid volgt in de X-richting. Uiteindelijk is gekozen voor een palenplan met in totaal 162 palen op basis van de benodigde rotatiestijfheid voor het gebouw.

De rotatiestijfheid is bepaald in paragraaf 4.3.1. Een overzicht van de gekozen paalconfiguratie is weergegeven in Figuur 26. Het palenplan in dit figuur is een indicatief plan om de verplaatsing te beperken ten gevolge van de rotatie van de fundering. Verder optimalisatie van het palenplan is mogelijk door de palen dichter bij de wanden te plaatsen of palen onder een hoek onder de wand te plaatsen.



Figuur 26 Overzicht gekozen paalconfiguratie met een totaal aantal palen

4.3.1 Rotatiestijfheid fundering

Met het palenplan kan de rotatiestijfheid van de fundering bepaald worden. Hiervoor wordt op basis van het funderingsadvies een veerstijfheid per paal aangenomen van $k_{\text{paal}} = 140000 \text{ kN/m}$. Het stijfheidsmiddelpunt van de fundering ligt in het midden van de plattegrond.

$$C_x = k_{\text{paal}} * \sum d^2$$

$$C_x = 140 * 10^3 * (42 * (2.5^2 + 7.5^2 + 10.0^2 + 12.5^2))$$

$$C_x = 187 * 10^7 \text{ kNm/rad}$$

$$C_y = k_{\text{paal}} * \sum d^2$$

$$C_y = 140 * 10^3 * (16 * (2.5^2 + 5.0^2 + 7.5^2 + 10.0^2 + 12.5^2 + 15^2 + 17.5^2 + 20^2))$$

$$C_y = 221 * 10^7 \text{ kNm/rad}$$

Hiermee kan ook de totale eerste orde verplaatsing bepaald worden in de fundering. Hiervoor is het moment in de constructie bepaald aan de hand van een

model met één staaf waarop de windbelasting en verticale belasting rust. Dit model levert een totaal moment in X-richting van $M_y = 1.22 \cdot 10^6 \text{ kNm}$ en in de Y-richting van $M_x = 0.47 \cdot 10^6 \text{ kNm}$. Uit de berekening volgt de volgende horizontale verplaatsing ten gevolge van de rotatie van de fundering:

$$\Delta_x = M \cdot h / C = 1.22 \cdot 10^6 \cdot 150 / 187 \cdot 10^7 = 97 \text{ mm}$$

$$\Delta_y = M \cdot h / C = 0.47 \cdot 10^6 \cdot 150 / 285 \cdot 10^7 = 24 \text{ mm}$$

De uitkomsten van de rotatie van de fundering zijn gecombineerd met de resultaten paragraaf 3.3 waarin de verplaatsingen van de bovenbouw bepaald zijn. De totale eerste orde verplaatsing is weergegeven in Tabel 4.

Tabel 4 Schatting eerste orde verplaatsingen aan de hand van ontwerpwaardes uit Hoofdstuk 3.

Eerste orde verplaatsing	Bovenbouw	Fundering	Totaal
X-richting	179 mm	97 mm	276 mm
Y-richting	101 mm	24 mm	125 mm

4.4 2e orde effecten

Voor het berekenen van de constructie dient rekening gehouden te zijn met eventuele geometrische imperfecties en 2^e orde effecten. De 2^e orde effecten en de daaruit volgende aanvullende verplaatsingen en horizontale belastingen worden bepaald aan de hand van de NEN-EN 1992-1-1. De volledige berekening hiervan is weergegeven in Appendix B. Een opsomming van de uitkomsten is hieronder weergegeven:

De volgende uitgangspunten zijn hiervoor gehanteerd:

- Eerste orde uitbuiging = 276 mm
- $EI_{\text{tot}} = 4654 \cdot 10^7 \text{ kNm}^2$
- $GA_{\text{tot}} = 1548 \cdot 10^6 \text{ kN}$
- $C = 187 \cdot 10^7 \text{ KN/rad}^{-1}$
- $F = 674 \text{ MN}$ (BGT combinatie met wind)

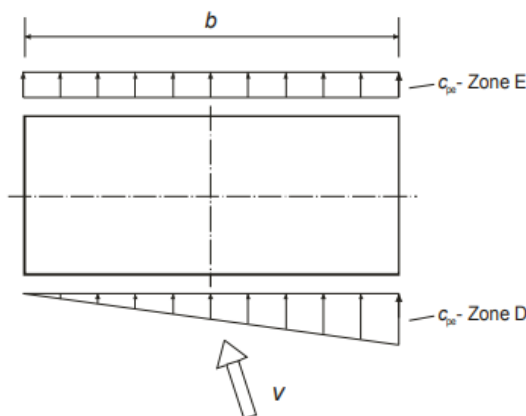
De volgende resultaten volgen uit de berekening voor de X-richting:

- $F_{\text{cr}} = 9641 \text{ MN}$
- Vergrotingsfactor $n/n-1 = 1,07$
- Initiële uitbuiging = 0,16 %
- 1^e orde uitbuiging = 0,178 %
- 2^e orde uitbuiging = 0,024 %
- 2^e orde verplaatsing = 36 mm
- Totale elastische vervorming = 0,202 % gelijk aan $1/495h$

Uit de berekening volgt dat de constructie niet voldoet ten gevolge van de tweede orde effecten en er een kleine overschrijding is van de toelaatbare horizontale verplaatsing van $1/500h$.

4.5 Windbelasting torsie

In het vorige hoofdstuk zijn de windbelastingen alleen beschouwd in het geval van het loodrecht aangrijpen van de windbelasting op de plattegrond. Windbelastingen kunnen asymmetrisch aangrijpen waardoor torsie in de plattegrond aangrijpt. In deze paragraaf is het effect van asymmetrische windbelasting bepaald volgens Figuur 7.1 uit NEN-EN 1991-1-4. Doordat maar de helft van de winddrukfactor wordt gehanteerd, is de totale horizontale belasting kleiner bij het hanteren van de asymmetrische belasting, echter kan de lokale belasting groter worden in een stabiliteitselement door de excentriciteit van de belasting en daardoor een op te nemen torsiemoment in de plattegrond.



Figuur 7.1 — Drukverdeling om de torsie-effecten in rekening te brengen. De zones en waarden voor c_{pe} zijn gegeven in tabel 7.1 en figuur 7.5

Figuur 27 Asymmetrische windbelasting volgens NEN-EN 1991-1-4

Uit de resultaten van het model van variant 2, beschreven in paragraaf 3.4 kan de verdeling van de belasting in de constructieve elementen bepaald worden. Een overzicht van de resultaten in de ondersteuningsknopen is weergegeven in Figuur 28.

Node	Case	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	F [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]	Mzz [kNm]	M [kNm]
1	A1	-3028.	0.0	-20800.	21020.	0.0	-63510.	0.0	63510.
2	A1	-2593.	0.0	20800.	20960.	0.0	-61450.	0.0	61450.
3	A1	-1869.	0.0	-19950.	20040.	0.0	-53620.	0.0	53620.
4	A1	-1838.	0.0	19950.	20040.	0.0	-53150.	0.0	53150.
5	A1	-1570.	0.0	-19290.	19360.	0.0	-48980.	0.0	48980.
6	A1	-1555.	0.0	19290.	19350.	0.0	-48690.	0.0	48690.
307	A1	-1360.	0.0	-18760.	18810.	0.0	-45450.	0.0	45450.
458	A1	-1350.	0.0	18760.	18810.	0.0	-45200.	0.0	45200.
559	A1	-8889.	0.0	0.0	8889.	0.0	-755200.	0.0	755200.

Figuur 28 Belastingen uit variant 1, de eerste 8 knopen zijn de steunpunten van de wanden en de laatste knoop is het steunpunt van de kern.

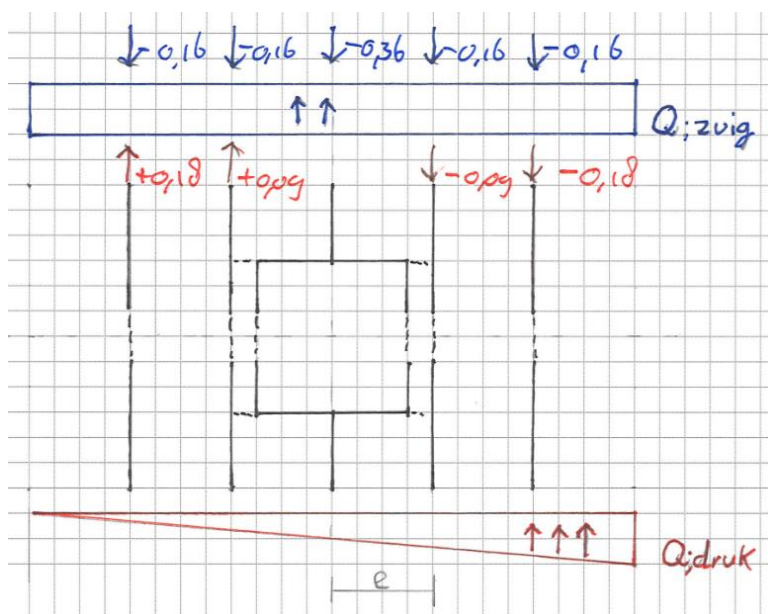
Een opsomming van de krachten Fx toont een totale horizontale belasting van 24052 kN. Hiervan gaat ongeveer 36% naar de kern met wand in het midden en ongeveer 64% naar de vier series gekoppelde wanden (~16% p/stuk).

Aan de hand van de gegevens in Tabel 5 is het aandeel van de asymmetrische windbelasting in de wanden bepaald.

Tabel 5 Parameters voor bepalen asymmetrische windbelasting

Element	$EI_y * 10^7$ kNm ²	$EI_x * 10^8$ kNm ²	$GA * 10^6$ kN	e m	$EI_w * 10^{10}$ kNm ⁴	%/Q _{tot}	%/Q _{x;druk} Asym ¹
Gekop. Wand 1	786	0	387	13.6	145	0.16	0.18
Gekop. Wand 2	786	0	387	6.8	36	0.16	0.09
Kern + wand	1510	1035	0	0	30	0.36	-
Gekop. Wand 3	786	0	387	-6.8	36	0.16	-0.09
Gekop. Wand 4	786	0	387	-13.6	145	0.16	-0.18
Totaal	4654	1035	1548	0	392	1.00	0
¹ Aandeel asymmetrische belasting bepaald door $q_{asym} = EI_y * e_{bel} * e_{wand} / (EI_w \text{ totaal})$							
Torsiestijfheid kern (EI_w) is bepaald in bijlage, hierbij is uitgegaan van twee verbonden U-profielen							

Een visuele presentatie van de resultaten van deze berekening is gegeven in Figuur 29



Figuur 29 Reacties t.g.v. asymmetrische windbelasting in X-richting

Dit levert de volgende belastingen ten gevolge van asymmetrische belasting

- $Q_{xtot} = 0.82/2 Q_{druk} + 0.7 Q_{zuig} = 12975/2 + 11077 = 17564 \text{ kN}$

- Wand 1: $0.16 Q_{tot} + 0.18 Q_{druk} = 4043 \text{ kN}$ (t.o.v. 3848 kN)
- Wand 2: $0.16 Q_{tot} + 0.10 Q_{druk} = 3459 \text{ kN}$ (t.o.v. 3848 kN)
- Kern x: $0.36 Q_{tot} + 0 Q_{druk} = 6323 \text{ kN}$ (t.o.v. 8889 kN)
- Wand 3: $0.16 Q_{tot} - 0.10 Q_{druk} = 2161 \text{ kN}$ (t.o.v. 3848 kN)
- Wand 4: $0.16 Q_{tot} - 0.18 Q_{druk} = 1577 \text{ kN}$ (t.o.v. 3848 kN)

Voor de buitenste wanden is er een lichte toename in de horizontale belasting in de wand, namelijk 5% in de horizontale belasting in de wand ten gevolge van de asymmetrische windbelasting, voor de overige wanden levert het geen extra belasting op de wand.

De asymmetrische windbelasting heeft een kleiner effect bij de windbelasting op de korte zijde, in deze richting werken de wanden van de kern, alleen de kern werkt in deze richting en de wringstijfheid is het grootst in de wanden in de X-richting.

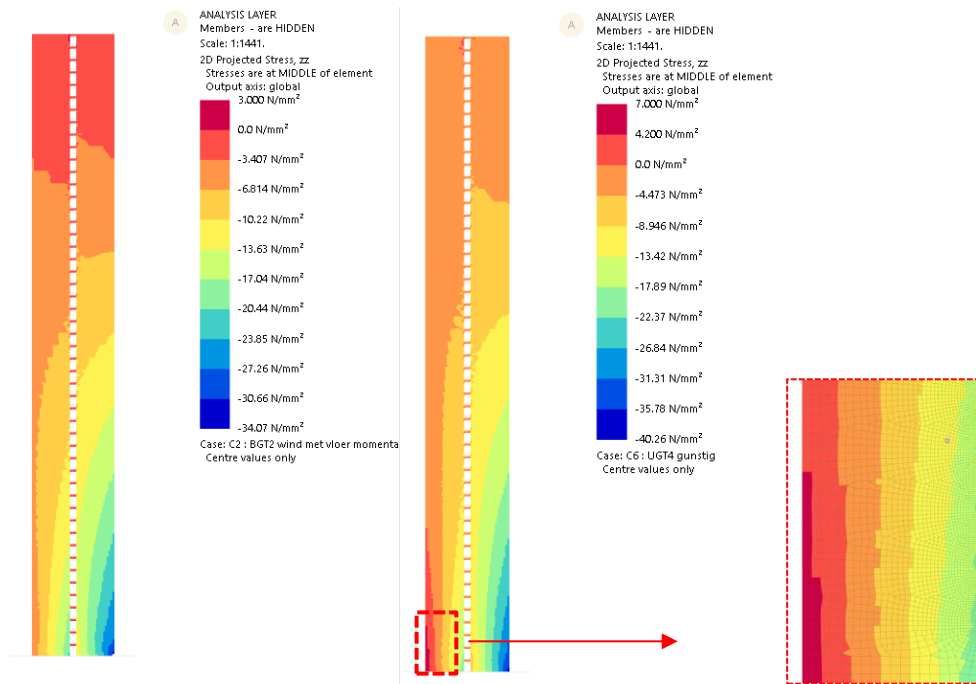
4.6 Controle gekoppelde wand door middel van EEM model

De laatste controle stap voor de gekoppelde wanden is een controle van de spanningen ten gevolge van alle belastinggevallen. Hiervoor is een EEM model opgezet van één serie gekoppelde wanden. Waarbij de wanden en de latei gemodelleerd is door middel van 2D elementen. Het doel van dit model is om nauwkeuriger inzicht te krijgen in het krachtverloop in de wanden en lateien, waarbij met name de (trek)spanningen en stijfheid in de lateien.

In dit model zijn alle belastinggevallen gemodelleerd zoals eerder beschreven in de gewichtsberekening. Daarnaast is de windbelasting met 5% vergroot ten gevolge van de asymmetrische windbelasting. Een volledige beschrijving van het model en de resultaten is gegeven in Appendix B6. Doordat uit de eerdere berekeningen uit dit hoofdstuk gebleken is dat de totale horizontale verplaatsing van het gebouw de horizontale verplaatsingsrichtlijn overschrijdt, wordt er een onderzoek op welke manier de geometrie van het gebouw optimaal verzwaaard kan worden.

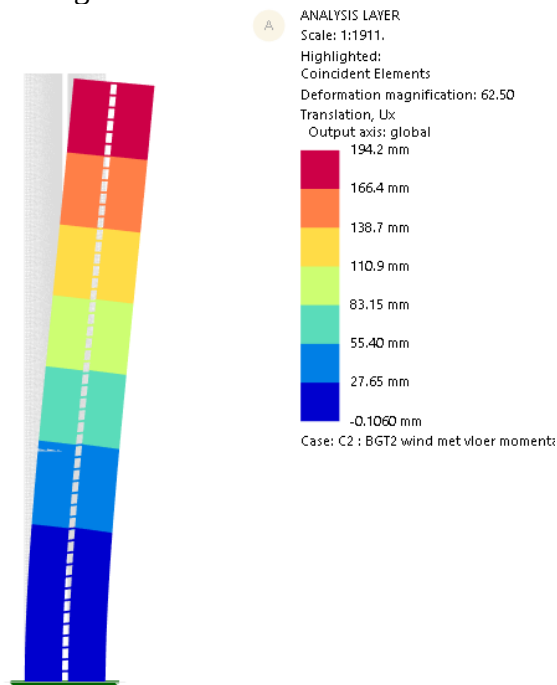
4.6.1 Krachten en verplaatsingen

De maximale verticale (trek)spanningen in het model zijn weergegeven in Figuur 30, hieruit volgt dat er geen trekspanningen optreden in de wand in de BGT situatie optreden. Hierdoor is geen verdere reductie vereist voor de stijfheid van de wanden. In de UGT situatie zijn er wel trekspanningen aanwezig in de wand, deze overschrijden ook de gemiddelde treksterkte van het beton van het beton lokaal overschreden wordt door $f_{ctm} > 4.2 \text{ N/mm}^2$. Dit vindt plaats in de linkeronderhoek en bij de aansluitingen van de lateien, hiervoor is geen stijfheidsreductie van de wand benodigd, maar dient er wel voldoende wapening toegepast te worden om de trekspanningen over te dragen.



Figuur 30 Overzicht maximale verticale (trek)spanningen BGT(links) en UGT (links)

In Figuur 31 worden de maximale verplaatsingen in het model getoond, door de grotere toegepaste windbelasting is de verplaatsing toegenomen ten opzichte van eerder beschouwd in paragraaf 3.2, namelijk van 179 mm horizontale verplaatsingen naar 194 mm.

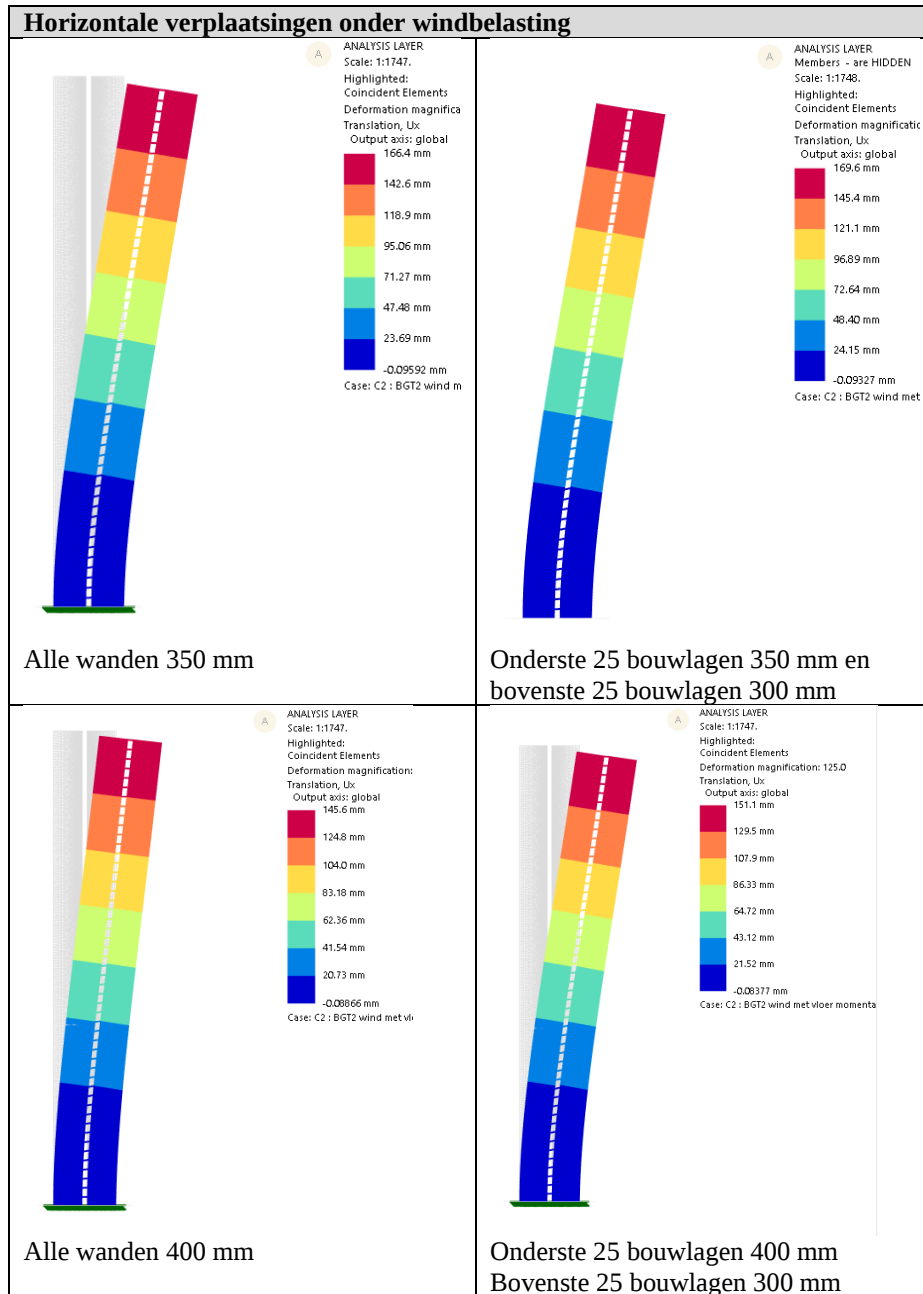


Figuur 31 Totale horizontale verplaatsing van het model

4.6.2 Optimalisatie constructie

In Tabel 6 zijn een aantal opties weergegeven om de constructie te verzwaren en extra stijfheid toe te voegen om binnen de verplaatsingsrichtlijn te blijven.

Tabel 6 Varianten tot verzwaren van gekoppeld wandsysteem



Uit bovenstaande tabel blijkt dat de optie om te verzwaren naar 350 mm nog maar vrij marginale extra stijfheid levert. Een gunstige optie is om alleen de onderste 25 bouwlagen te verzwaren naar 400 mm. Dit resulteert in minder verplaatsing dan een volledige doorsnede van 350 mm. Een bijkomend effect is de afname van de grootte van de trekspanning door de extra massa van de wand en grotere doorsnede van de wand op de onderste 25 verdiepingen.

4.7 Lateien

De lateien in de gekoppelde wand constructie zijn het voornaamste betonnen element in de huidige opzet van de constructie dat in belaste toestand zal scheuren en hierdoor een gereduceerde buigstijfheid heeft. In deze paragraaf wordt een meer nauwkeurigere benadering gevolgd om de buigstijfheid in de lateien te bepalen voor het model. Tot dusver is uitgegaan van een aanname in de stijfheid van de lateien, bijvoorbeeld 25% of 33% van de buigstijfheid.

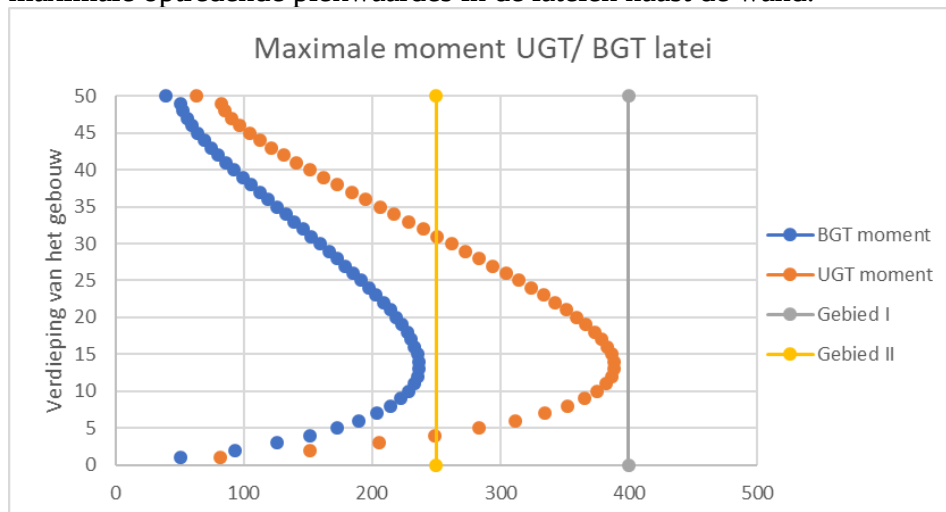
Er zijn twee methodes om deze niet-lineaire stijfheid van de lateien in een lineaire berekeningsmethode te verwerken, beide methodes vereisen een iteratieproces totdat de toegepaste stijfheid gelijk is aan de optredende krachten in de elementen:

- Reduceren van de buigstijfheid in de (2D)elementen waarin expliciet trek optreedt.
- Reduceren van de stijfheid over de volledige doorsnede van de latei

Beide gevallen gelden als een benaderingsmethode en kunnen de stijfheid mogelijk onderschatten of overschatten.

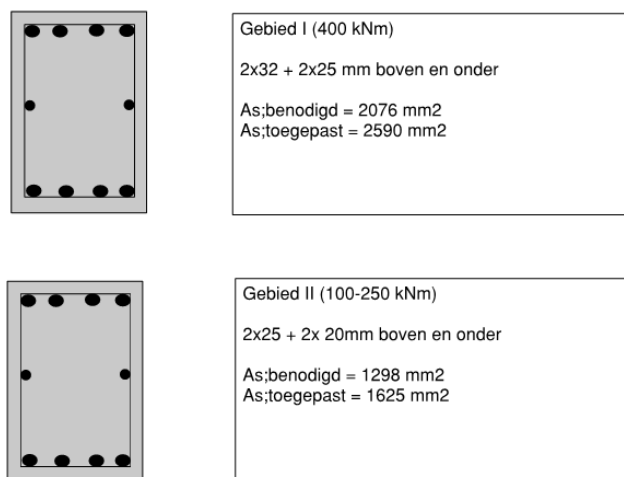
4.7.1 Ontwerpen lateien

Allereest zijn aan de hand van de optredende momenten in de lateien bepaald aan de hand van het EEM model. Een overzicht van de optredende momenten onder windbelasting is weergegeven in Figuur 32. De momenten zijn gebaseerd op de maximale optredende piekwaarden in de lateien naast de wand.



Figuur 32 Maximaal optredende momenten in de lateien per verdieping, onder windbelasting

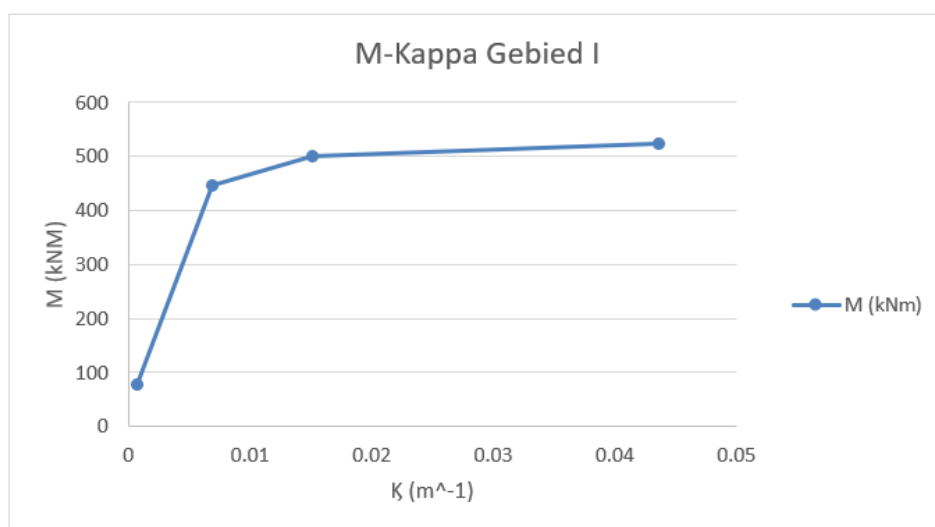
In de grafieken zijn twee gebieden gemarkeerd, gebied I met een bereik tot 250 kNm en Gebied I met een bereik van 250 tot 400 kNm voor het ontwerpen van de lateien. Gebied II reikt van bouwlaag 4 t/m 30 en gebied II reikt over de eerste drie bouwlagen en de bovenste 19 bouwlagen. In Figuur 33 worden de gekozen doorsnedes weergegeven voor beide lateien.



Figuur 33 Gekozen doorsneden voor lateien

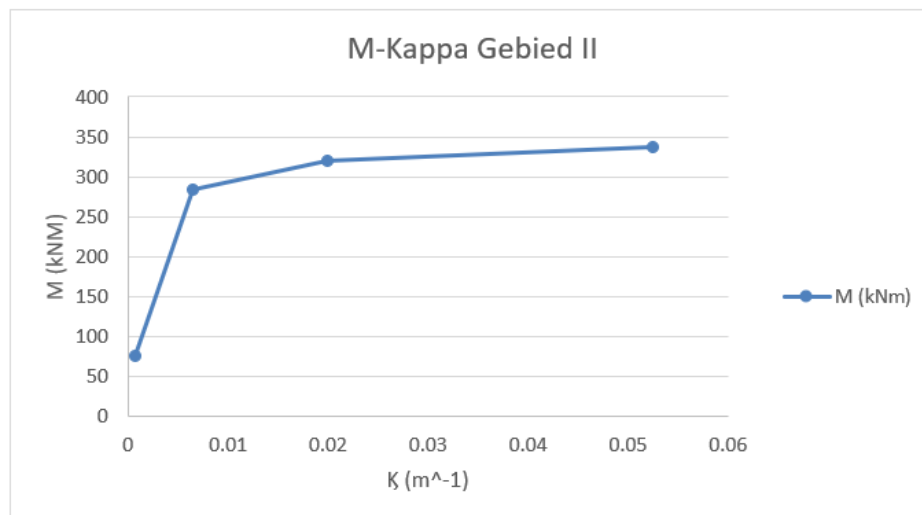
Om de niet-lineaire buigstijfheid van bovenstaande doorsneden te bepalen is een M-kappa diagram opgesteld voor beide doorsneden, de berekening hiervan is weergegeven in Appendix B8. De M-Kappa diagrammen zijn weergegeven in Figuur 34 en Figuur 35. Uit de M-Kappa grafieken volgt dat voor de lateien in gebied I een buigstijfheid aangehouden kan worden van 55% en voor gebied II een buigstijfheid van 40% van de doorsnede.

	κ	M (kNm)	Ely (kNm ²)	% Buigstijfheid EI
1 Scheurmoment (M_{cr})	0.000678	79	115757	100.00%
2 Vloeien trekwapening M(y)	0.006965	446	64101	55.38%
3 Stuikmoment (M_{c3})	0.015205	501	32951	28.47%
4 Bezwijkmoment (M_{cu3})	0.043637	524	12018	10.38%



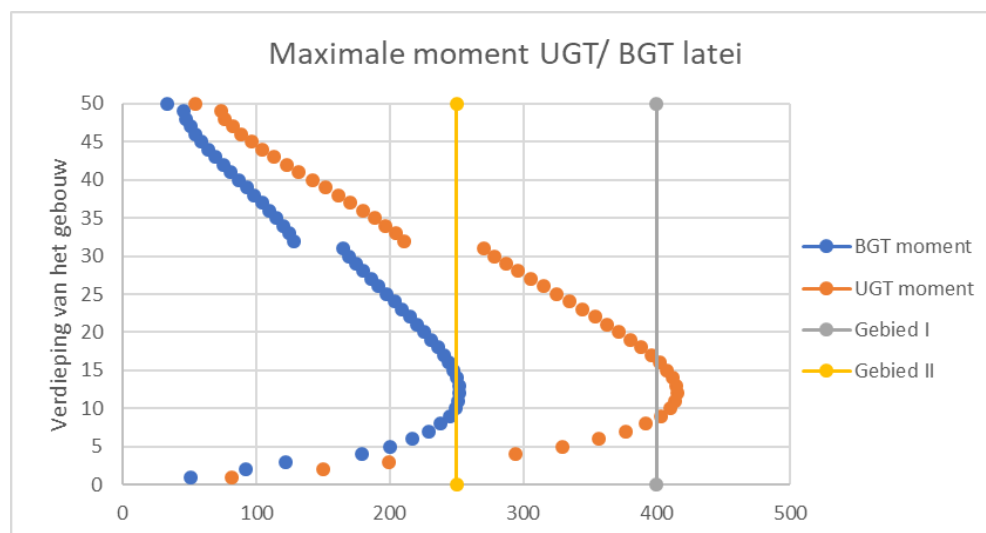
Figuur 34 M-Kappa diagram gebied I (300 x 550mm)

	κ	M (kNm)	Ely (kNm ²)	% Buigstijfheid EI
1 Scheurmoment (Mcr)	0.000701	75	107513	100.00%
2 Vloeien trekwapening M(y)	0.006509	283	43534	40.49%
3 Stuikmoment (Mc3)	0.019911	321	16103	14.98%
4 Bezwijkmoment (Mcu3)	0.052576	338	6429	5.98%



Figuur 35 M-Kappa diagram gebied II (300 x 550 mm)

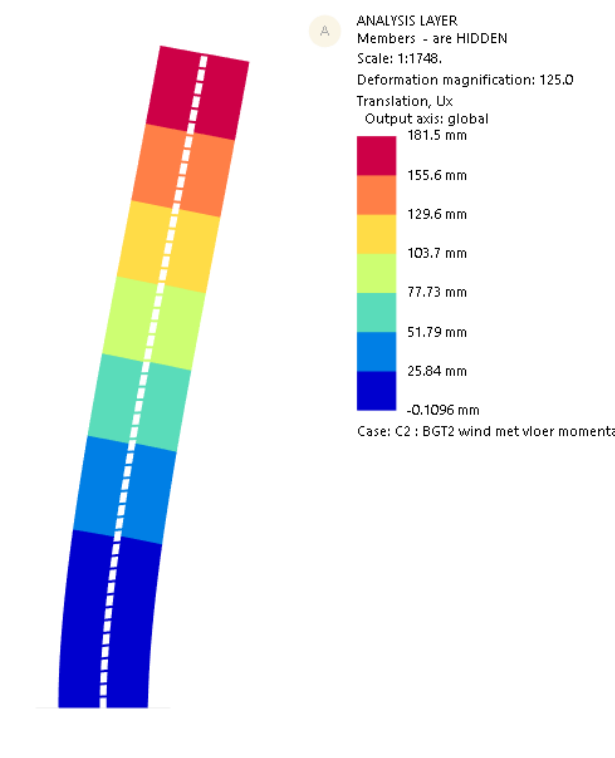
Het verhogen en toepassen van de stijfheid resulteert in een andere verdeling van de momenten in de lateien, deze worden meer geconcentreerd op de onderste bouwlagen en minder in de bovenste bouwlagen. Een overzicht van de verdeling van de maximale momenten na de eerste iteratiestap is weergegeven in Figuur 36.



Figuur 36 Verdeling van de momenten na de eerste iteratiestap

4.7.2 Resultaten

Uit de nauwkeurige beschouwing van de buigstijfheid in de lateien resulteert dat bij het toepassen van 55% van de buigstijfheid voor gebied I en een buigstijfheid van 40%. In Figuur 37 zijn de verplaatsingen getoond, de nauwkeurige bepaling toont aan dat in de ontwerpberekening de stijfheid in de lateien is onderschat, de totale verplaatsing van de wand is gereduceerd van 194 mm naar 181 mm, een afname van ongeveer 7%.



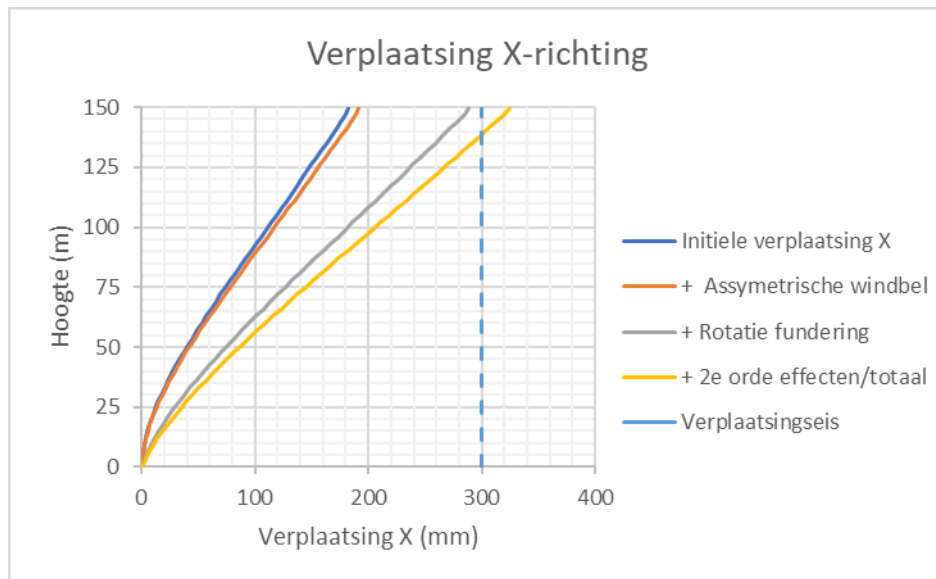
Figuur 37 Verplaatsingen bij stijfheid in de lateien aan de hand van M-Kappa diagram

4.8 Horizontale stabiliteit constructie

In dit hoofdstuk is de stijfheid en de verplaatsing van het gebouw nauwkeuriger beschouwd in de X-richting, de volgende factoren zijn hierin meegewogen:

- 1^e orde verplaatsing constructie;
- Rotatiestijfheid van de fundering;
- 2^e orde effecten;
- Asymmetrische windbelasting;
- Analyse aan de hand van nauwkeuriger model met 2D elementen;
- Niet-lineaire stijfheid in de lateien.

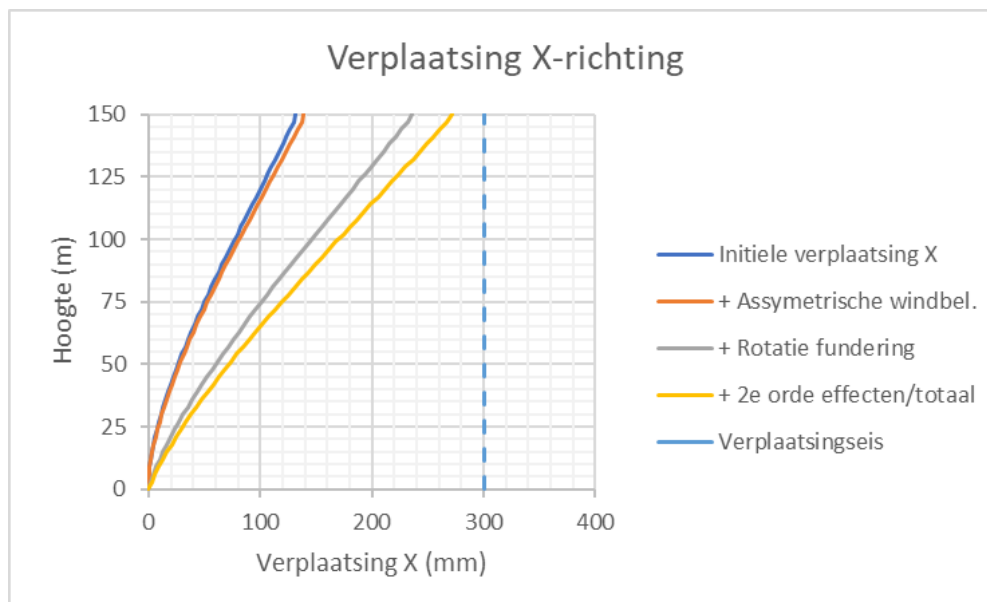
De samenvatting van de invloed van al deze factoren op de horizontale verplaatsing in X-richting is weergegeven in Figuur 38.



Figuur 38 Overzicht horizontale verplaatsingen in X-richting

Bovenstaande grafiek geeft een weergave van de verplaatsingen in de situatie zonder verzwaring van de constructie in de onderste wanden. Door middel van de verzwaring in de constructie en de hogere stijfheid in de lateien is de initiële verplaatsing beperkt tot 138 mm en is totale verplaatsing ruim binnen de gestelde eis van $1/500h$. Een weergave hiervan is weergegeven in Figuur 39.

De oorspronkelijke aanname om de verplaatsing in Hoofdstuk 3 te beperken binnen $1/750$ van de hoogte was onvoldoende, $1/1000$ van de hoogte was achteraf gezien een betere aanname geweest voor de variantenstudie.



Figuur 39 Overzicht horizontale verplaatsingen in X-richting na verzwaring en bijstellen stijfheid

5 Prefab uitwerking

In dit hoofdstuk wordt een uitstap gemaakt naar het uitwerken van een prefab variant van het eerder beschouwde gekoppelde wandsysteem. De nadruk bij het ontwerpen van deze prefab variant is gelegd op de horizontale- en verticale verbindingen, de elementindelingen en de uitvoerbaarheid. Informatie tenzij anders vermeld uit handboek prefab BFBN [9].

De resultaten van deze studie geven een beeld op de impact op de krachtsverdeling bij het toepassen van prefab voegen en de aanvullende horizontale verplaatsing op het ontwerp.

Er zijn eerder gelijkwaardige case studies uitgevoerd voor het toepassen van prefab elementen bij hoogbouw, namelijk door dhr. K.V. Tolsma naar prefab voegen en met name hoekverbindingen in een kern [1], dhr J.C. Hummelen naar een buis-in-buis constructie[2] in prefab beton en dhr S ten Hagen naar prefab wandconstructies [3]. Deze drie genoemde onderzoeken zijn gebruikt ter referentie van dit onderzoek.

5.1 Voegsystemen

5.1.1 Horizontale voegsystemen

Bij het stapelen van prefab wandelementen, dienen de wanden over een horizontale voeg gekoppeld te worden. Ten opzichte van een monoliet verbonden betonconstructie gaat er een deel van de stijfheid van de constructie verloren over deze voeg. Het meest gangbare systeem in Nederland voor prefab wand elementen is een systeem met ingestorte omhullingsbuizen (gains) aan de onderzijde en ingestorte stalen stekken aan de bovenzijde van het element. Tijdens het plaatsen van het wand element worden de omhullingsbuizen over de stalen stekken geschoven en op stelblokjes geplaatst. Vervolgens worden de omhullingsbuizen aangegoten met mortel en specie om de voeg volledig op sterkte te brengen.

De totale sterkte van deze horizontale voeg is afhankelijk van vier factoren:

- De sterkte van de specie en de vullingsgraad van de horizontale voeg en omhullingsbuis;
- De hoeveelheid en diameter van de stekken;
- De ruwheid van het betonnen aansluitoppervlak van beide elementen;
- De verticale normaalkracht op het element, waarbij een hoge normaalkracht een positief effect heeft op de capaciteit en stijfheid van de voeg

De horizontale sterkte van een verbinding kan bepaald worden aan de hand van vergelijking 6.25 uit NEN-EN 1992-1-1 [10], waaruit op basis van de vier hierboven genoemde factoren v_{rdi} in N/mm^2 volgt. Dit is een vrij grove benadering van de horizontale sterkte in de voeg en de sterkte kan nauwkeuriger bepaald worden door middel van onderzoek.

$$V_{Rd1} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \nu f_{cd} \quad (6.25)$$

waarin:

- c en μ zijn factoren die afhangen van de ruwheid van het aansluitvlak (zie (2));
- f_{ctd} is gedefinieerd in 3.1.6 (2)P;
- σ_n is de spanning per oppervlakte-eenheid veroorzaakt door de minimale uitwendige normaalkracht loodrecht op het aansluitvlak die tegelijk met de dwarskracht kan optreden, positief voor druk, waarbij $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$, en negatief voor trek. Als σ_n een trekspanning is, behoort $c f_{ctd}$ gelijk aan 0 te worden genomen;
- $\rho = A_s / A_i$;
- A_s is de oppervlakte van de wapening die het aansluitvlak kruist, inclusief eventuele gewone dwarskrachtwapening, met voldoende verankering aan beide zijden van het aansluitvlak;
- A_i is de oppervlakte van de verbinding;
- α is gedefinieerd in figuur 6.9 en behoort te zijn beperkt tot $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;
- ν is een sterkte-reductiefactor (zie 6.2.2 (6)).

Figuur 40 Formule 6.25 NEN-EN 1992-1-1 [10] voor het bepalen van de sterkte van de horizontale voeg.

5.1.2 Bepalen stijfheid horizontale voeg

De Eurocode 2 geeft geen formule voor het bepalen van de stijfheid in de horizontale voeg, alleen de dwarskracht capaciteit. Er is echter wel een relatie tussen de sterkte en de stijfheid van de horizontale cementvoeg.

In de FIB bulletin 43 “Structural connections for precast concrete buildings”[12] worden er meerdere onderzoeken beschreven naar de stijfheid van een horizontale cementvoeg. Waarbij een aantal factoren beschreven worden, afhankelijk van de ruwheid van het aansluitvlak wordt de stijfheid in de voeg bepaald. Waarbij de relatie getoond wordt tussen de afschuifverplaatsing en de afschuivingkracht in de voeg.

In Figuur 41 worden twee situaties geschetst, in de eerste grafiek wordt het verloop bij een cementvoeg tussen twee prefab elementen met een glad aansluitvlak getoond en in de onderste grafiek voor een cementvoeg tussen elementen met een ruw aansluitvlak. Het verschil in vorm in beide curves komt enerzijds doordat een ruwe voeg stijver is het begin van de curve door de ruwheden van de aansluiting maar vervolgens afneemt door het uit elkaar zetten van de voeg, uitgedrukt in een factor (w) in de 2^e lijn in de grafiek. De stijfheid volgt uit de helling van de curve, de curve van een ruwe voeg is aanzienlijk steiler over het eerste traject dan de curve van een glad aansluitvlak.

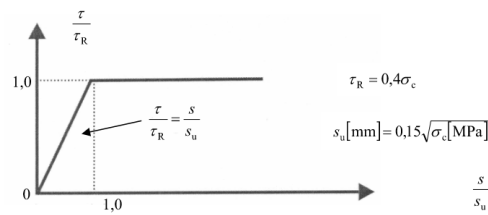


Fig. 8-31: Idealised and normalised relationship between friction-shear stress and shear displacement in case of smooth joint faces. [Vintzeleou (1986), Vintzeleou and Tassios (1985)]

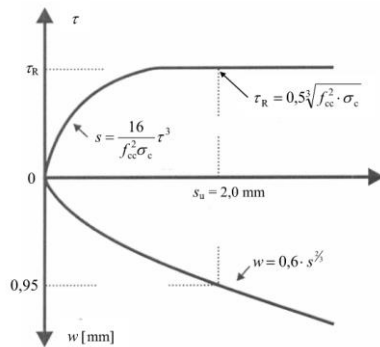


Fig. 8-32: Idealised and normalized relationship between friction-shear stress and shear displacement in case of rough joint faces. [Vintzeleou (1986), Vintzeleou and Tassios (1985)]

Figuur 41 Genormaliseerde grafiek van de relatie tussen de dwarskracht verplaatsing(s) in de voeg en de aanwezige dwarskracht(τ) uit [12]. In de bovenste grafiek wordt een situatie met een glad aansluitvlak getoond en in de onderste grafiek een ruwe voeg.

In de aansluiting zijn echter ook stekken aanwezig welke ook bijdragen aan de stijfheid van de voeg. Hierdoor wordt een mogelijk tweede bezwijkmechanisme naast het scheuren van de voeg, namelijk het vloeien van de stekken. In Figuur 42 uit FIB-bulletin 43 [12] wordt een indicatieve curve kracht-verplaatsingscurve getoond voor een ruwe voeg met stekken.

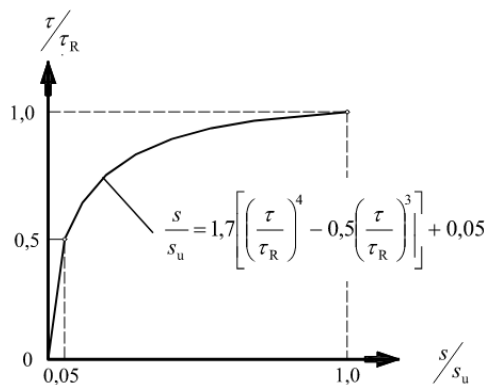


Fig. 8-37: Basic relationship between shear stress τ and shear slip s for connections with rough joint faces and transverse bars anchored by bond, according to CEB-FIP (1992)

Figuur 42 Kracht-verplaatsingsdiagram bij een ruw aansluitvlak, waarbij het aansluitvlak verbonden is met dwarsstaven. Figuur uit FIB-bulletin 43 [12].

Bij het vergelijken van de drie curves uit Figuur 41 en Figuur 42 op het punt waarbij de helft van de dwarskrachtcapaciteit bereikt wordt, is bij het vlakke aansluitvlak de helft van de uiterste dwarskrachtverplaatsing bereikt van de voeg op 50% ($0.5 \cdot S_u$) van de uiterste afschuifverplaatsing. Bij het ruwe aansluitvlak valt dit punt op ongeveer 25% en bij een ruwe voeg met stekken op 0.05 S_u . Een steile curve waarbij een hoge dwarskracht bereikt wordt bij een kleine verplaatsing zoals in Figuur 42 zal de hoogste horizontale stijfheid leveren in de voeg.

Om deze grafieken praktisch te kunnen gebruiken in een rekenmodel geeft Cement artikel 2014-3 “EEM en prefab beton - ir. Dick van Keulen”[5] een aantal aanbevelingen voor het toepassen van deze curves om de horizontale stijfheid van een voeg te bepalen. Waarbij onderscheid gemaakt wordt tussen een voeg met zwakke aanhechting en sterke aanhechting. Bij een sterke aanhechting is de mortelvoeg permanent onder druk en het aansluitvlak heel. Voor het bepalen van v_{rdi} wordt aanbevolen om het aandeel van de wapening te verwaarlozen ($\mu \cdot \rho \cdot f_{yd}$) en een uiterste verplaatsing van 0.2mm voor de BGT. Bij een zwakke aanhechting is het aanhechting verzwakt en is de voeg afhankelijk van stijfheid van de stekken in de aansluiting. Bij het bepalen van v_{rdi} wordt aanbevolen om het aandeel van de aanhechting ($c \cdot f_{ctd}$) te verwaarlozen. Het onderscheid tussen een zwakke aanhechting en een sterke aanhechting is weergegeven in Tabel 7.

Tabel 7 Dwarskrachtcapaciteit en -verplaatsing bij een sterke of zwakke aanhechting

Tabel 1 Schuifspanningen en indicatieve verplaatsingen voor mortelvoegen

schuifspanningen en verplaatsingen	formule afschuifweerstand v_{Rdi} [N/mm ²]	UGT [mm]	BGT [mm]
sterke aanhechting	$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n \leq 0,5 \cdot v_{f_{ctd}}$	0,6–1,0	0,2
zwakke aanhechting	$v_{Rdi} = \mu \cdot \sigma_n + \mu \cdot \rho \cdot f_{yd} \leq 0,5 \cdot v_{f_{ctd}}$	1,0–1,5	1,0

Op basis van dit cement artikel[5] worden de volgende stappen gehanteerd voor het bepalen van de horizontale stijfheid van de voeg:

- De dwarskrachtstijfheid wordt bepaald aan de hand van het beschreven principe van een sterke aanhechting met een lineair dwarskracht-verplaatsing verloop tot 0.2 mm.

$$K_x = \frac{v_{rdi} \cdot t_{wand}}{0.2} \cdot 1000$$

Voor de verticale stijfheid van de voeg wordt volgens hetzelfde cement artikel[5] geadviseerd om dezelfde stijfheid als de wand te hanteren. De hoogte van de voeg is verwaarloosbaar ten opzichte wand, de aanvullende verplaatsing ten gevolge van deze voeg is hierdoor verwaarloosbaar klein. De formule voor de verticale veerstijfheid is als volgt:

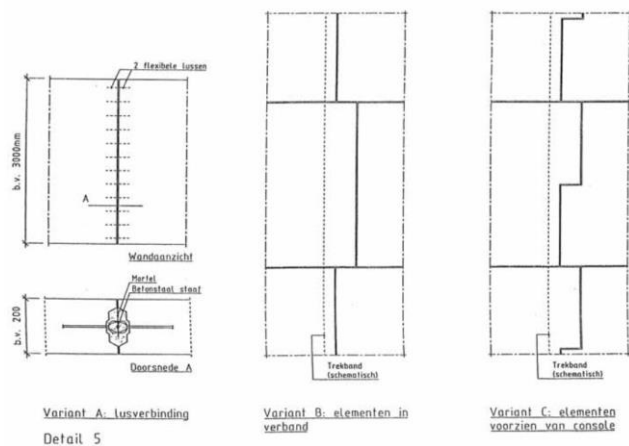
$$K_z = \frac{E \cdot A}{t_{voeg}}$$

5.1.3 Verticale voegsystemen

Om het stijfheidsverlies te beperken bij het gebruik van prefab elementen kunnen er verschillende soorten constructieve verticale verbindingen toegepast worden. In Nederland zijn er aantal veelvoorkomende verbindingen, namelijk:

- Flexibele lusverbinding;
- Elementen in (metselwerk)verband zonder verticale voegverbinding;
- Elementen voorzien van console;
- Elementen verbonden met lasplaat;
- Elementen verbonden met een “shear key”.

Het principe van de eerste drie genoemde systemen is weergegeven in Figuur 43.



Figuur 5.069: Een schuifvaste verticale voegverbinding door de voegen ten opzichte van elkaar te verschuiven of lasplaten te gebruiken

Figuur 43 Mogelijke schuifverbindingen voor de verticale voeg voor prefab elementen.[9]

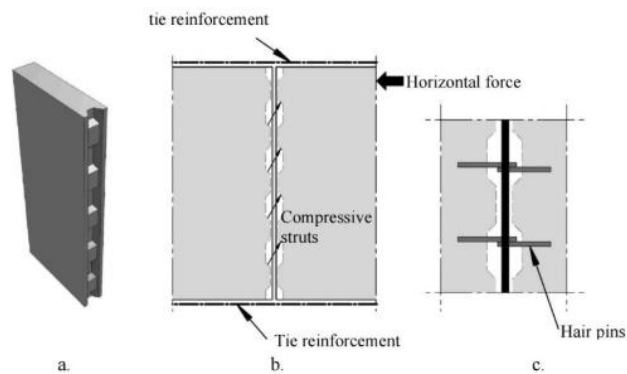


Fig. 5.15: Force transfer through indented joint faces

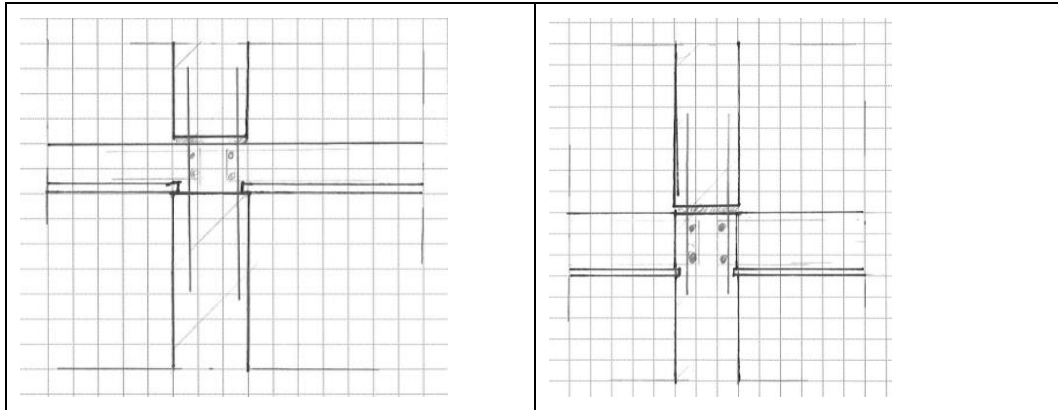
Figuur 44 Principe verticale verbinding door het toepassen van een “shear key”, figuur 5.15 uit [13]

5.2 Ontwerpafwegingen

Voor het toegepaste gekoppelde wand systeem zijn een aantal verschillende ontwerpen opgezet hiervoor zijn de volgende uitgangspunten aangehouden.

- **Transport en elementgroottes:** De afmetingen van de prefab onderdelen worden afgestemd op de maximaal toegestane afmetingen en belading van een vrachtcombinatie. Voor de maximale belasting geldt 350 kN, met een maximale asbelasting van 100 kN [9]. Voor de afmetingen gelden maximaal 3,5m x 16m bij het verticaal transporteren van elementen en bij transport per dieplader 3,9m x 9,5m. Bij de afmetingen van het te beschouwen gekoppelde wandstelsysteem met een maximale wanddikte van 400 mm en hoogte van 3000mm zou hierbij ongeveer 12 meter strekkende wand per keer vervoerd kunnen worden.
- **Beperken van arbeidsintensiteit:** De meeste effectiviteit en bouwsnelheid bij bouwen met prefab wordt bereikt bij het beperken van de benodigde arbeidsuren voor het onderling bevestigen van de prefab elementen en het besparen van de verhardingstijd van het beton. In het ontwerp wordt dit bereikt door de elementen in “metselwerk” verband te plaatsen en geen gebruik te maken van een constructieve verticale verbinding tussen de elementen.
- **Betonklasse:** Door gunstige omstandigheden bij het storten van de prefab elementen in de fabriek kunnen hogere betonklassen gerealiseerd worden dan bij traditioneel storten op de bouwplaats. Voor het ontwerp wordt in eerste instantie dezelfde betonklasse aangehouden (C53/65) en wordt aan het eind een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd om de invloed van een hogere betonklasse en daarbij hogere E-modulus kan bijdragen aan het ontwerp. Hierdoor kan de invloed van de prefab voegen nauwkeuriger beoordeeld worden.
- **Ruwheid voeg**
Volgens par.6.2.5 van de NEN-EN 1992-1-1[10] zijn er vier verschillende gradaties van de ruwheid van het aansluitvlak, namelijk zeer glad, glad, ruw en geprofileerd. In eerste instantie wordt in het onderzoek uitgegaan van “glad”. Hieronder valt een aansluitvlak welke onbewerkt is het na het storten en niet tegen een gladde bekisten is geplaatst tijdens het storten. Indien dit onvoldoende capaciteit levert kan dit nog opgeschaald worden naar een “ruw” aansluitvlak, waarbij het aansluitvlak is bewerkt met ruwheden van 3mm om de 40 mm.
- **Wand vloer verbinding**
Voor de vloer zijn er twee basisopties in prefab beton, een kanaalplaatvloer of breedplaatvloer, verdere toelichting is gegeven in Appendix C2. Voor de vloer wordt uitgegaan van een stijf systeem welke de horizontale krachten gelijkmatig verdeeld over het wandelement. Doordat in het geval van prefab de wand is opgedeeld in verschillende elementen heeft de vloer nog een aanvullende functie, namelijk de wanden onderling horizontaal koppelen aan de boven- en onderzijde. Deze verbinding tussen de wand en de vloer kan op twee manieren worden gerealiseerd. Namelijk door de vloer tussen de wanden

leggen en het bovenliggende wand element op de vloer te zetten, waardoor de vloer als horizontale koppeling kan functioneren aan de bovenzijde en onderzijde van het element. Of door de vloer naast de wand te leggen en deze vervolgens door middel van horizontale stekken te verbinden met de wand. De twee beschreven opties worden schetsmatig weergegeven in Figuur 45.

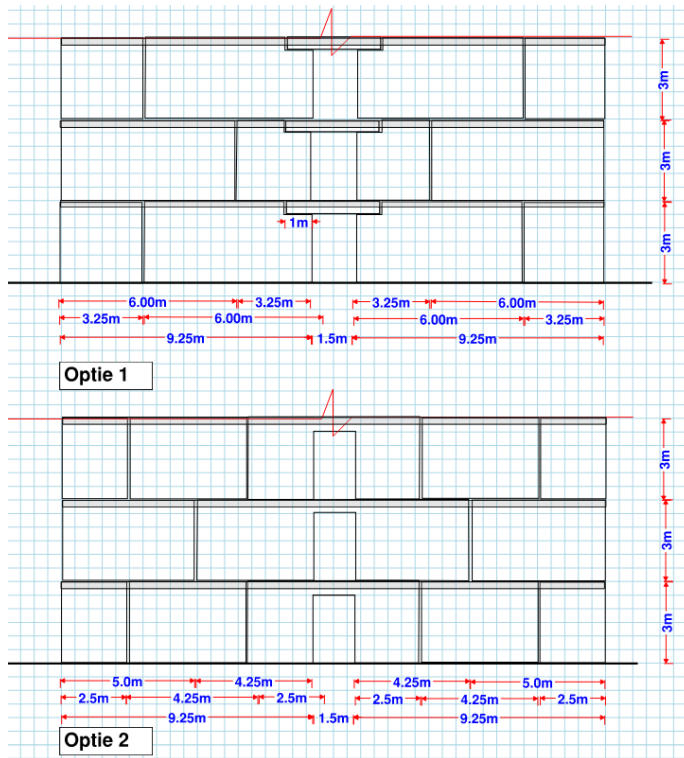


Figuur 45 Mogelijke wand-vloerverbindingen bij vloer tussen de wanden of naast de wanden. Voorbeeld uitgewerkt met breedplaatvloer.

Dezelfde afweging geldt ook voor de latei. Ook hierbij kan de latei als één element worden uitgevoerd waarbij de vloer naast de latei wordt gelegd en horizontaal verbonden of de latei wordt geplaatst als prefab balkbodem waarbij de vloer op de balkbodem gestort en vervolgens verticaal verbonden wordt.

5.3 Ontwerpvarianten

Voor het gekoppelde wandsysteem zijn een aantal varianten mogelijk om de wand op te splitsen in prefab betonnen onderdelen. In dit hoofdstuk worden twee varianten beschreven, een overzicht van beide varianten is weergegeven in Figuur 46.



Figuur 46 Opgezette prefab wandelementen

Beide varianten zijn opgesteld met vijf elementen per bouwlaag. De eerste optie gebruikt grote wandelementen en een afzonderlijke latei. Voor de tweede optie worden kleinere wandelementen toegepast met een geïntegreerde latei.

Verwacht wordt dat de eerste optie relatief minder buigstijfheid verliest in de wandelementen, maar ter plaatse van de latei minder samenhang heeft tussen de linker- en rechterwanden, terwijl de tweede optie met de geïntegreerde latei waarschijnlijk stijver is over de koppeling van het gebouw, maar minder stijf is door de meer verticale voegen gebruikt tussen de wanden. Optie 1 heeft ook als nadeel dat er erg veel wapening aanwezig aan het uiteinde van de wand voor de stabiliteit. Deze wapening dient allemaal via de voegen van de latei overgedragen te worden naar het volgende wandelement.

Voor het vervolg van het rapport wordt optie 2 verder uitgewerkt.

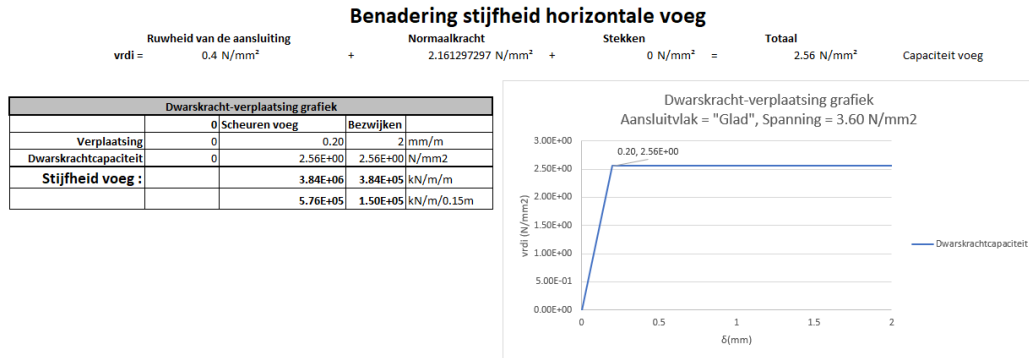
5.3.1 Horizontale voegsterkte

De sterkte van de voeg is sterk afhankelijk van de normaalkracht en dwarskracht in de betreffende doorsnede, omdat er 50 bouwlagen aanwezig zijn in het gebouw is er een sterke wisseling in de normaalkracht in de voeg van de bovenste bouwlaag en de onderste bouwlaag. Hierdoor is er gekozen om een onderverdeling te maken van drie zones in het gebouw. In elke zone wordt de voeg ontworpen aan de hand van de gemiddelde waarde van de normaalkracht en de maximale dwarskracht in de horizontale voeg van de wand. De waarden zijn vervolgens omgerekend naar een oppervlak gelijk aan de dikte van de wand over 150 mm, welke gelijk is aan de mesh-grootte in het rekenmodel. De normaalkracht waarden volgen uit de BGT situatie met windbelasting en de

dwarskracht waarden volgen uit de UGT situatie met wind. De volgende waarden gelden per verdieping van het gebouw:

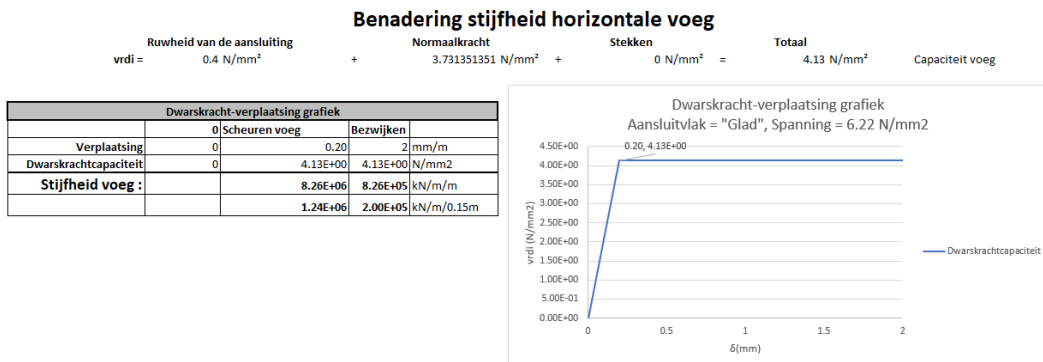
Licht belaste verdiepingen met 300mm wanden: bouwlaag 26-50

- Ned = 593 tot 19400 kN / 9.25m (Gemiddeld 9996 kN)
- Ved = 54 tot 989 kN / 9.25m



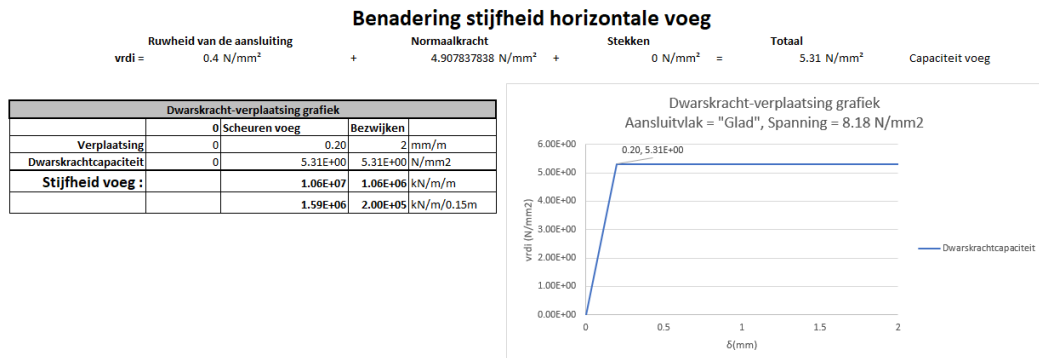
Middel belaste verdiepingen met 400mm wanden: bouwlaag 13-25

- Ned = 19400 tot 26620 kN / 9.25m (Gemiddeld 23010 kN)
- Ved = 989 tot 1552 kN / 9.25m



Zwaar belaste verdiepingen met 400mm wanden: bouwlaag 1-12

- Ned = 26620 tot 33910 kN / 9.25m (Gemiddeld 30265 kN)
- Ved = 1552 tot 762 kN / 9.25m



Voor de verticale stijfheid van de horizontale voeg is de volgende waarde toegepast voor 300 mm wanden:

$$K_z = \frac{E \cdot A}{t_{voeg}} = \frac{38214 \cdot 300 \cdot 150}{20} = 8.5e7 \text{ kN/m}$$

Voor 400 mm wanden:

$$K_z = \frac{E \cdot A}{t_{voeg}} = \frac{38214 \cdot 400 \cdot 150}{20} = 1.0e8 \text{ kN/m}$$

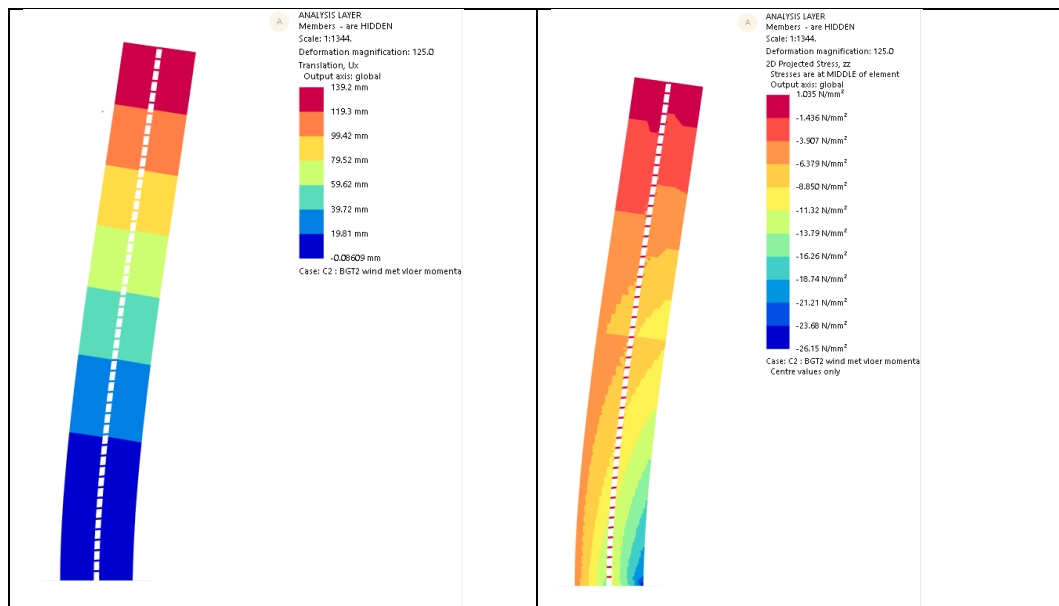
5.3.2 Verticale voegstijfheid

De verticale voeg wordt als niet verbonden beschouwd en hier worden geen constructieve parameters aan gekoppeld.

5.4 Resultaten van prefab wandmodel

In deze paragraaf worden de resultaten weergegeven van het modeleren van het gekoppelde wandstelsel met de eerder beschreven prefab voegen. De eerder beschreven prefab voegen worden stapsgewijs toegevoegd. Zo zijn eerst de verticale voegen toegevoegd in het rekenmodel en vervolgens de horizontale voegen.

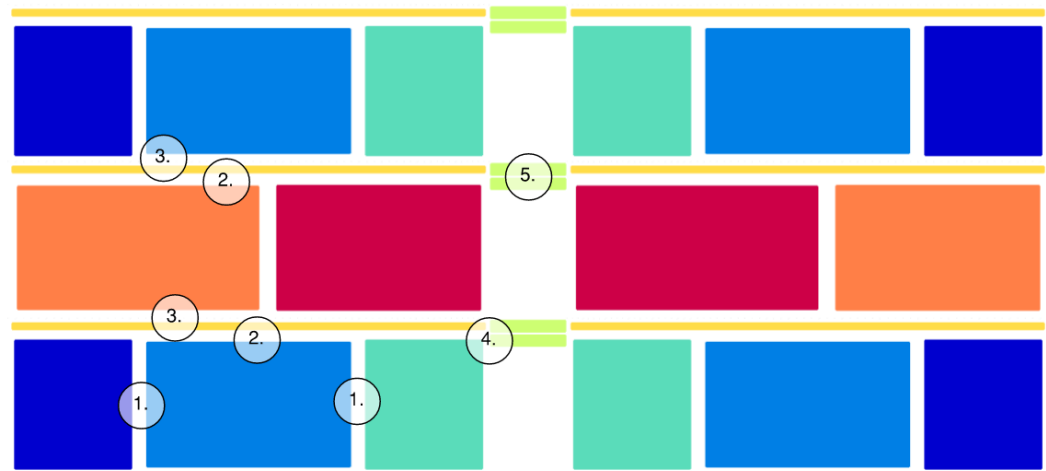
In Figuur 47 worden de resultaten van de in-het-werk gestorte constructie herhaald. Deze figuren dienen ter vergelijking op de daaropvolgende paragrafen met de prefab uitwerking.



Figuur 47 Referentiewaarden model met van i.h.w.g. beton en monoliet verbonden. De verplaatsingen en verticale spanningen(Z-richting) volgen uit de BGT situatie onder windbelasting.

5.4.1 Toegepaste voegen in (reken)model

Een overzicht van de voegen aanwezig in het model is weergegeven in Figuur 48.



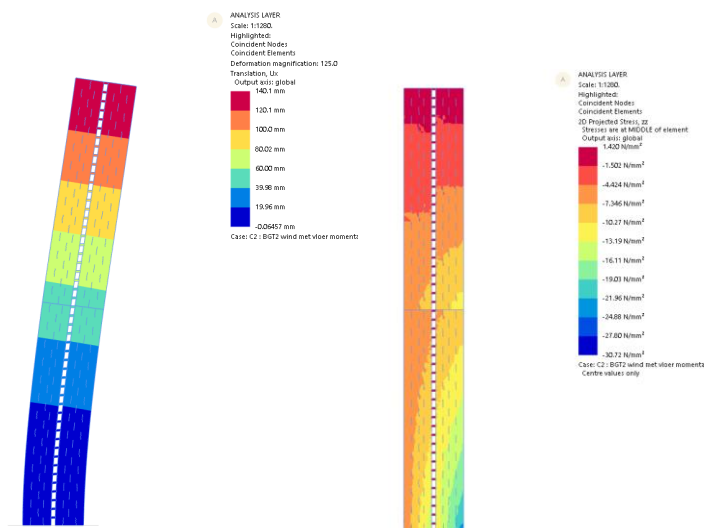
Figuur 48 Aanwezige voegen in model

De voegen zijn als volgt gemodelleerd:

1. **Verticale voegen tussen onderlinge prefab wandelementen.** Deze voeg wordt zonder constructieve verbinding gemodelleerd en de wanden zullen langs deze lijn vrij kunnen bewegen.
2. **Verbinding bovenkant prefab wandelement met vloer.** De verbinding tussen de bovenkant van de wand en de vloer is volledig momentvast aangenomen. De vloer heeft hierdoor de aanvullende functie om als buigligger de belasting te verdelen over de wandelementen.
3. **Verbinding bovenkant vloer met onderkant wand.** Deze horizontale voeg tussen de onderliggende wand, vloer, en bovenliggende wand wordt uitgevoerd met stekken en gains. Deze verbinding is volledig scharnierend en heeft geen rotatiestijfheid. De waarden van deze voeg zijn bepaald in paragraaf 5.3.1.
4. **Verbinding wand met latei.** Doordat de wand samen met de latei als één element is uitgevoerd is de latei volledig verbonden met de wand
5. **Latei en latei/vloer.** Voor de latei geldt dezelfde afweging als voor de wanden, de vloer kan op de latei gelegd worden of naast de latei. In het geval dat de vloer net als bij de wanden op de latei geplaatst wordt en de latei als gedeeltelijke prefab balkbodem wordt uitgevoerd is er een extra horizontale voeg aanwezig in het model tussen de latei en de vloer. Deze aanvullende complexiteit is niet beschouwd in dit onderzoek en de aangrenzende wand en latei is als één geheel verbonden element beschouwd.

5.4.2 Modeleren verticale voegen in model

Als eerste stap zijn de verticale voegen toegevoegd. Uit de onderstaande figuren volgt dat er geen toename is in verplaatsing in het rekenmodel. Het effectief plaatsen van prefab elementen in metselwerk verband werkt voldoende. In Figuur 49 is de verplaatsing weergegeven ten gevolge van het toevoegen van de niet-constructieve verticale voegen in het model.



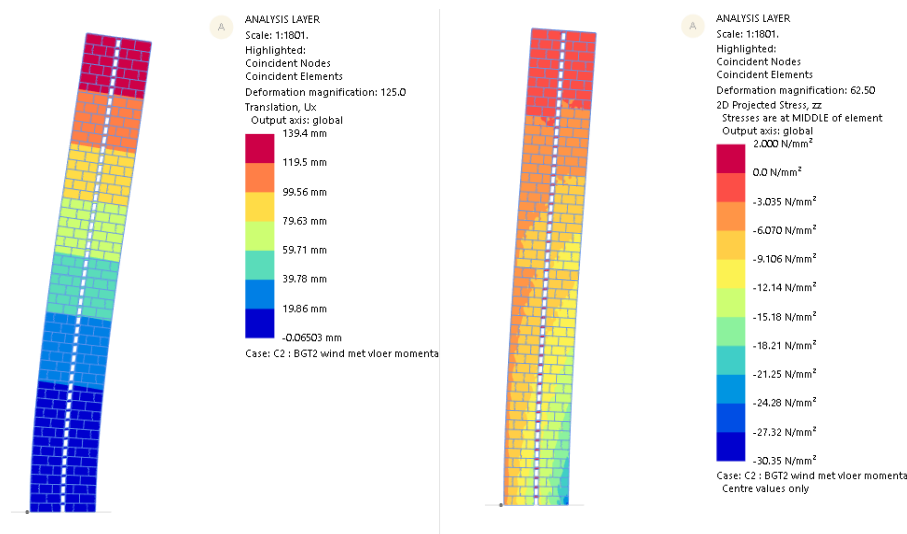
Figuur 49 Horizontale verplaatsingen in X-richting (links) en verticale spanningen Z-richting (rechts) in de BGT situatie onder windbelasting, verwaarloosbare toename van de horizontale verplaatsingen.

5.4.3 Toevoegen horizontale voegen in model

Als tweede stap zijn de horizontale voegen toegevoegd in het model met de waarden voor de horizontale veerstijfheid en verticale veerstijfheid zoals beschreven in paragraaf 5.3.1. In het 2D rekenmodel zijn 1D staven met een h.o.h. afstand van 150 mm lengte van 20 mm (dikte voeg) gemodelleerd om de vloeren met bovenliggende wanden te verbinden.

De verplaatsing is weergegeven in Figuur 50, waarin geen toename in de verplaatsing geobserveerd kan worden ten gevolge van het toevoegen van de horizontale voegen. De resultaten zijn opmerkelijk, aangezien de initiële verwachting aan het begin was dat de verplaatsing met ongeveer 5 tot 25% zou toenemen ten gevolge van prefab voegen.

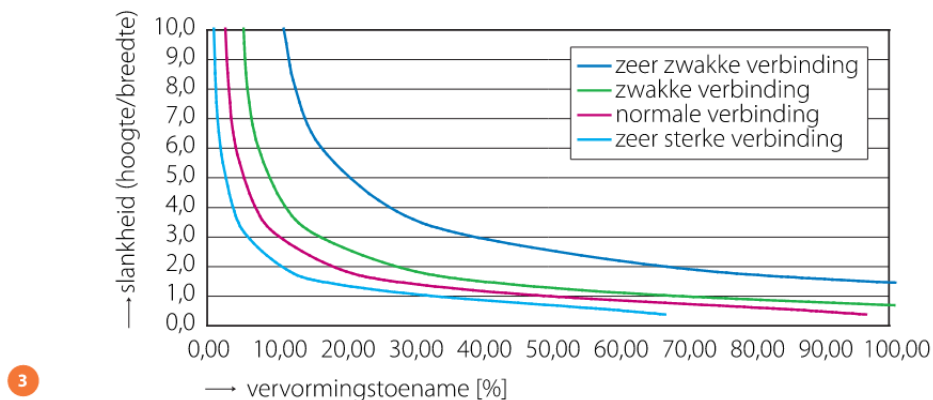
Bij het vergelijken van de resultaten met het figuur met alleen de verticale voegen valt op dat de verplaatsing zelfs kleiner geworden is. Dit komt echter door een geometrische wijziging in het model. De hoogte van de wanden is gereduceerd van 3000 mm naar 2980 mm om de horizontale voegen van 20 mm te modelleren.



Figuur 50 Verplaatsingen in X-richtingen (links, verticale spanningen rechts (BGT), toename verplaatsingen 0 % t.o.v. i.h.w.g. beton.

5.5 Analyse van de resultaten

De resultaten van de vorige paragraaf zijn opvallend, er is geen extra verplaatsing gevonden ten gevolge van de aanwezige voegen bij een prefab constructie. De initiële verwachting in de introductie van dit verslag was dat de horizontale verplaatsing in het gebouw toeneemt met ongeveer 5 tot 25%. Deze percentages volgen uit een onderzoek beschreven in Cement 2012-6[4] en zijn weergegeven in Figuur 51.



Figuur 51 Resultaten van een studie naar de vervormingstoename ten opzichte van de slankheid van het gebouw.

In dit figuur is te zien dat bij een zeer slank gebouw relatief veel minder extra verplaatsing optreedt ten gevolge van de voegen in het model dan bij een niet slank gebouw. In dit onderzoek is een zeer slank gebouw beschouwd, met een slankheidsratio van 7.5. De vraag die daarom gesteld kan worden voor dit onderzoek is:

“Waarom ondervindt een zeer slanke constructie zoals deze weinig of geen extra verplaatsing ten gevolge van de voegen en een niet slanke constructie wel?”

Verhouding Afschuifvervormingen (δ_{GA}) versus Buigvervormingen (δ_{EI})

Uit het analyseren van de vorm van de horizontale vervorming in het gekoppelde wand systeem is duidelijk buigvervorming zichtbaar in plaats van afschuifvervorming in het systeem, doordat de verplaatsingen klein zijn onderin en vervolgens toenemen, terwijl bij afschuifvervorming de verplaatsing onderin groot is en weinig toeneemt over de hoogte.

Dit kan aangetoond worden aan de hand van een handberekening. In bijlage B4 is voor de berekening van de asymmetrische belasting al eerder een schatting gedaan van de buigstijfheid (EI) + Afschuifstijfheid (GA) van het gekoppelde wand systeem. Aan de hand deze stijfheden en een lineaire voorbeeldwaarde van de windbelasting 20 kN/m levert dit de volgende horizontale verplaatsingen op van het gebouw:

$$\delta_{GA} = \frac{qH^2}{2GA} = \frac{20 \cdot 150^2}{2 \cdot 3.87E8} = 0.58mm$$

$$\delta_{EI} = \frac{qH^4}{8EI} = \frac{20 \cdot 150^4}{2 \cdot 7.86E9} = 161mm$$

Deze handberekening toont aan dat de afschuifverplaatsingen in het gekoppelde wandstelsel erg klein zijn. De resultaten zijn dan ook te verklaren aan de hand van de basis vervormingseigenschappen van een gekoppeld wandstelsel. In een individueel wandelement treden met name buig- en axiale vervormingen op en dus zeer kleine afschuifvervormingen. In de koppeling tussen de twee wanden (lateien), treden buig en afschuifvervormingen op. De lateien en wanden zijn echter ontworpen als één geheel element zonder voegen, en de lateien zullen dus geen deel uitmaken van het stijfheidsverlies.

Door de aanwezige horizontale voegen en specifiek de horizontale veerstijfheid wordt de afschuifstijfheid (GA) gewijzigd in de wanden van het gekoppelde wandstelsel. Maar doordat de afschuifvervormingen in de constructie zeer klein zijn, zal een wijziging van de afschuifstijfheid (GA) van het geheel niet voor waarneembaar grotere verplaatsingen resulteren in het ontwerp. De lateien zijn ontworpen als één prefab element samen met de wanden, en hierin zal de afschuifstijfheid niet afnemen ten gevolge van de voegen.

Wijzigingen in de axiale stijfheid van de constructie kunnen wel zorgen voor extra verplaatsingen. De axiale stijfheid van de horizontale cementvoeg is echter nagenoeg gelijk als die van de betonnen wand, waardoor de axiale stijfheid van het gehele gekoppelde wandstelsel niet gereduceerd wordt. Een uitzondering hierop is het oplichten van de horizontale voeg, ten gevolge van trekkrachten, hierdoor neemt de axiale stijfheid van de voeg wel sterk af en kunnen er wel extra horizontale verplaatsingen optreden in het systeem.

Een verdere beschouwing van de resultaten is weergegeven in Appendix C.

6 Conclusies

In dit hoofdstuk worden de hoofdconclusies herhaald van dit onderzoek. Het doel van dit onderzoek was aan de hand van een variantenstudie een in-het-werk gestorte- en prefab betonnen stabiliteitssysteem te ontwerpen voor een hoogbouwtoeren met de afmetingen van 20x40x150 meter. Dit is gedaan aan de hand van een variantenstudie waarvan het stabiliteitssysteem van één variant verder is uitgewerkt is en vervolgens opgedeeld in prefab elementen om de stijfheid van het geheel te beoordelen indien de constructie uitgevoerd wordt in prefab elementen.

Variantenstudie

Uit de variantenstudie volgde dat met name de stabiliteit evenwijdig aan de korte zijde van het gebouw maatgevend is voor het ontwerp. De meest effectieve methode om het gebouw voldoende stijfheid te leveren was een systeem met vier series van twee wanden onderling gekoppeld met een latei en een kern in het midden van het gebouw. Doordat het gebouw een woonfunctie heeft en opgedeeld is in appartementen, vormt een vast stramien met dikke betonwanden meteen logische indeling van het gebouw. Andere onderzochte opties met een momentenframe in de gevel en een grotere kern zorgde voor onvoldoende stijfheid in de korte richting van het gebouw.



Figuur 52 Gekozen oplossing voor stabiliteitssysteem

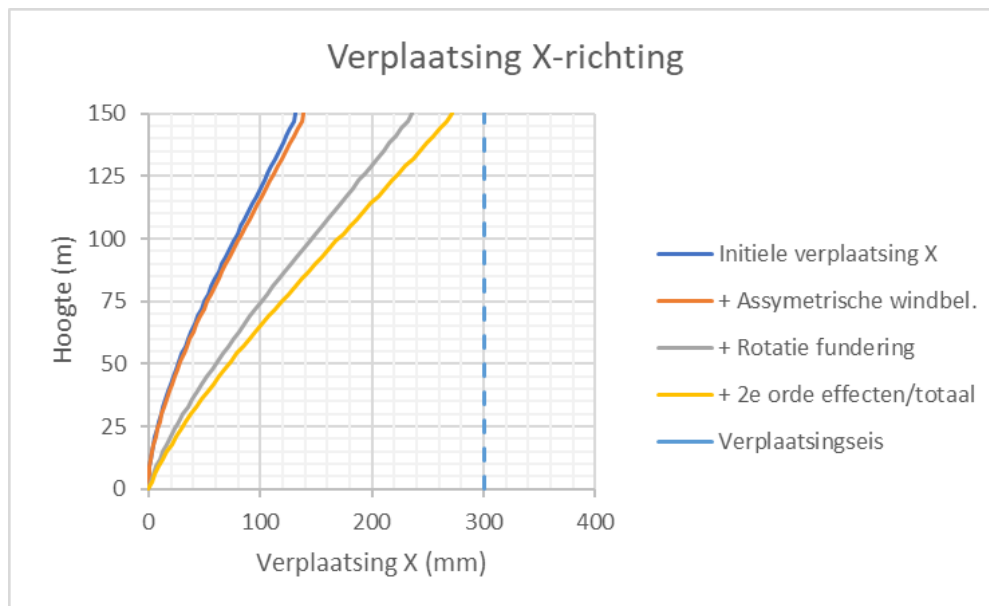
Uitwerking variant

In de variantenstudie zijn alleen de eerste orde verplaatsingen beschouwd van de bovenbouw. In de verdere uitwerking van de variant is onderzoek gedaan naar de andere factoren van invloed op de totale horizontale verplaatsing van het gebouw. De volgende factoren zijn beschouwd:

- Ontwerpen van een paalfundering met voldoende rotatiestijfheid;
- Asymmetrische windbelasting op het gebouw;

- Tweede orde effecten;
- De stijfheid van de lateien.

Het doel is om met alle factoren binnen een horizontale verplaatsing te blijven van 1/500 van de hoogte van het gebouw ($U_x = 300 \text{ mm}$). Met name de asymmetrische windbelasting en de 2^e orde effecten zorgden voor een grote verplaatsing, waardoor gekozen is om de wanddoorsnedes voor de onderste 25 bouwlagen zwaarder uit te voeren. Een overzicht van alle horizontale verplaatsingen voor het verzwaren van de wanden is weergegeven in

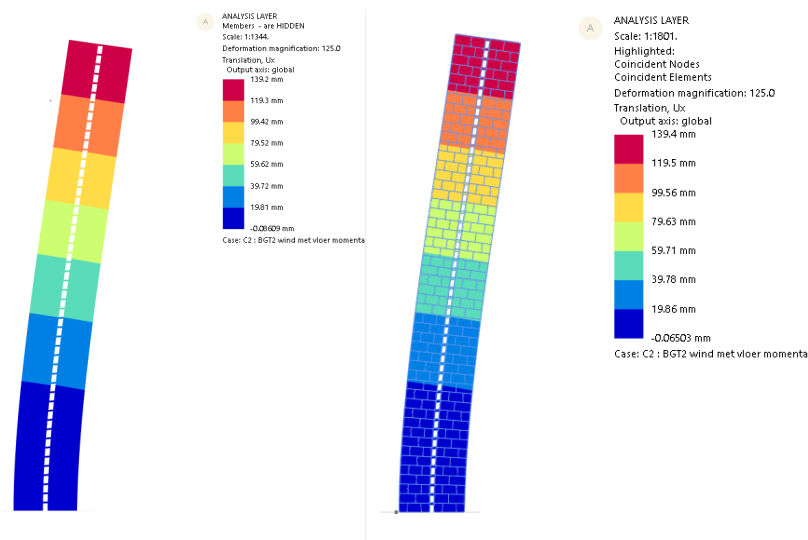


Figuur 53 Overzicht horizontale verplaatsing gekoppelde wandstelsel voor het verzwaren van de wanden van de onderste 25 bouwlagen van 300mm naar 400 mm en stijvere lateien volgens M-Kappa

Prefab uitwerking

Voor de prefab variant is gekozen om één van de series van het gekoppelde wandstelsel te ontwerpen met prefab elementen. Tussen de onderlinge prefab elementen zijn horizontale en verticale voegen aanwezig, welke voor een verlies van de stijfheid. Aan de hand van beschikbare literatuur is een kracht-verplaatsingsdiagram opgesteld om de horizontale veerstijfheid te bepalen van een horizontale voeg. De horizontale voegen zijn gemodelleerd als veren aan de hand van de kracht verplaatsingsdiagram en de verticale voegen zijn gemodelleerd als open niet-constructieve voegen.

De resultaten uit het prefab model zijn verassend. Er is geen extra horizontale verplaatsing geconstateerd ten opzichte van het model met een monoliet verbonden constructie. Dit komt met name doordat in de constructie hoge buigvervormingen aanwezig zijn en hele lage afschuifvervormingen. Doordat de horizontale veerstijfheid van de horizontale voegen de afschuifstijfheid van het geheel beïnvloeden en niet de buigstijfheid, zorgen de horizontale voegen niet voor waarneembare afname van de verplaatsing in dit geheel.



Figuur 54 Vergelijking met links i.h.w.g. gekoppelde wand constructie en rechts het prefab model. Er is geen noemenswaardige toename van de horizontale verplaatsing zichtbaar.

Er kan geconcludeerd worden dat het systeem van gekoppelde wanden, welke gekozen is in de variantenstudie, niet gevoelig is voor extra verplaatsingen ten gevolge van voegen tussen prefab elementen.

7 Aanbevelingen

Tijdens dit onderzoek naar het stabiliteitssysteem zijn niet alle onderdelen volledig uitgewerkt. Bij een aantal onderdelen is nog ruimte voor optimalisatie of nader onderzoek. Het gaat om de volgende onderdelen:

- In de variantenstudie is met name gekeken naar betonnen stabiliteitssystemen bestaande uit momentenframes, kernen en (gekoppelde) wandconstructies. Een niet-belichte variant is die van een outrigger-constructie. Met een outrigger is wellicht een reductie van de wanddoorsnede mogelijk ten koste van de indeling van de plattegrond op één of meerdere verdiepingen.
- In het uitwerken van de variant van de vier gekoppelde wandsystemen en de kern is met name het verplaatsingsgedrag van het gekoppelde wandsystemen beschouwd. De stijfheid van de kern en de bijbehorende koppelingen is niet exact bepaald. Met een meer nauwkeurige beschouwing van de kern kan beter bepaald worden wat de verdeling is van de horizontale belasting over de wanden en de kern. En tot slot kan de stijfheid van het gehele ontwerp bepaald worden ten gevolge van de horizontale belasting.
- De studie naar de prefab variant is gefocust op het gekoppelde wand-systeem en niet op de kern welke ook onderdeel is van het stabiliteitssysteem. Voor een kern zijn andere verticale verbindingen benodigd tussen de prefab elementen bij de hoeken. Daarnaast is een studie naar een prefab ontwerp van de kern van belang om het stijfheidsverlies te bepalen voor het volledig ontwerp.
- De horizontale voegen zijn gecontroleerd aan de hand van een lineaire berekeningsmethode in een EEM-model, terwijl deze verbinding niet-lineaire eigenschappen heeft. De capaciteit is afhankelijk van de normaalkracht op de voeg. Hoewel er geen op trek-belaste veren zijn geconstateerd in de resultaten, zou een niet-lineaire EEM berekening wel trekspanningen op kunnen leveren, wat gevolgen kan hebben voor de stijfheid van het ontwerp.
- Bij het uitwerken van de prefab elementen is rekening gehouden met de maximale elementgroottes voor voertuig transport naar de bouwplaats. De maximale hijslast van verticale transportsystemen is niet beschouwd. Nader onderzoek is aanbevolen naar torenkraan systemen en hijsloodsen.

8 Referenties

De volgende referenties zijn toegepast in het voorliggende onderzoek:

- [1] Precast concrete cores in high-rise buildings, dhr. K.V. Tolsma TU Delft, januari 2010
- [2] Precast concrete in framed tube high-rise structures, dhr. J.C. Hummelen TU Delft, juni 2015
- [3] The Zalmhaventoren an investigation on the feasibility of precast concrete in a high-rise structure in the Netherlands, dhr. S. ten Hagen, november 2012
- [4] Cementonline artikel 6/2012, Vervormingen prefab wandconstructies, ir. D. van Keulen TU Delft en prof. Dipl. ing. J. Vambersky TU Delft, 11 september 2012.
- [5] Cementonline artikel 3/2014, EEM en prefab beton, ir. D. van Keulen TU Delft, 5 mei 2014
- [6] High-Rise Structures preliminary design for lateral load third edition, J.C. Hoenderkamp, Eindhoven University of Technology, juni 2011
- [7] Cementonline artikel 1/2006, Het strijkijzer; nieuw landmark voor Den Haag, ir. J.J.M. Font Freide, ir. M.W.H.J. Prumpeler en ir. I.A.R. Woudenberg, januari 2006
- [8] Cementonline artikel 8/2009, 165 meter stabiliteit, ing. J. van der Windt Zonneveld Ingenieurs, augustus 2009
- [9] BFBN Handboek Prefab-beton, prof.ir. H.W. Bennenk TU/e en adviseur van BELTON
- [10] NEN-EN 1992-1-1 Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen, NEN, november 2011
- [11] NTA 4614-3:2012 nl, Convenant hoogbouw - Deel 3: Constructieve veiligheid, Nationale Convenant Hoogbouw, oktober 2012
- [12] Fib bulletin 43, Structural connections for precast concrete buildings, International Federation for Structural Concrete, februari 2008
- [13] Fib bulletin 74, Planning and design handbook on precast building structures, International Federation for Structural Concrete, februari 2014
- [14] Fib bulletin 73, Structural design of concrete buildings up to 300m tall, International Federation for Structural Concrete, januari 2014

Appendix A

Variantenstudie

A1 Inleiding

In deze bijlage wordt extra achtergrondinformatie gedeeld omtrent de gekozen ontwerpvarianten in hoofdstuk 3. Hierbij wordt een omschrijving gegeven van de typische gebruikte constructieve systemen, de uitgewerkte varianten en ontwerpberekeningen en de resultaten uit de EEM-software

A2 Belastingen

A2.1 Permanente belastingen

De permanente belasting op het gebouw is opgedeeld in twee categorieën:

- Eigen gewicht hoofddraagconstructie, bv. gewicht vloeren/wanden/kolommen
- Opgelegde belastingen, waaronder afwerkvloeren, scheidingswanden en gevelbelasting. In deze situatie:
 - Cementdekvloer 70 mm 1,40 kN/m²
 - Plafonds 0,20 kN/m²
 - Lichte scheidingswanden 0,80 kN/m².

De Eurocode schrijft lichte scheidingswanden voor als veranderlijke belasting. Echter door het aanzienlijke aantal verdiepingen en gewicht van deze wanden wordt deze aanname niet voldoende conservatief geacht en worden de lichte scheidingswanden als opgelegde belasting gerekend.

A2.2 Veranderlijke belasting vloeren

De veranderlijke belastingen zijn afkomstig uit NEN-EN-1991. Voor het ontwerp worden twee veranderlijke belastingen beschouwd.

- Veranderlijke belasting op vloeren uit NEN-EN 1991-1-1
- Horizontale windbelasting op het gebouw uit NEN-EN 1991-1-4

Overige veranderlijke belastingen als temperatuurbelasting en sneeuwbelasting worden als lokale belastingen gezien waarvan aangenomen wordt dat deze geen invloed hebben voor dit ontwerp.

De volgende veranderlijke belastingen worden gehanteerd:

- 1.75 kN/m² voor woonruimtes;
- 2.0 kN/m² voor verkeersruimte/trappen;
- 5.0 - 7.5 kN/m² voor verdieping met installaties.

Voor de veranderlijke belasting op de vloeren wordt uitgegaan van een gebouw met een woonfunctie. Hiervoor geldt een veranderlijke vloerbelasting van 1.75 kN/m² voor de woongebieden en een belasting van 2,0 kN/m² voor de ontsluitingswegen.

A2.3 Veranderlijke belasting wind

De windbelasting is bepaald aan de hand van par 5.3 NEN-EN 1991-1-4. Voor het bepalen van de horizontale belasting op het gebouw worden de volgende parameters toegepast:

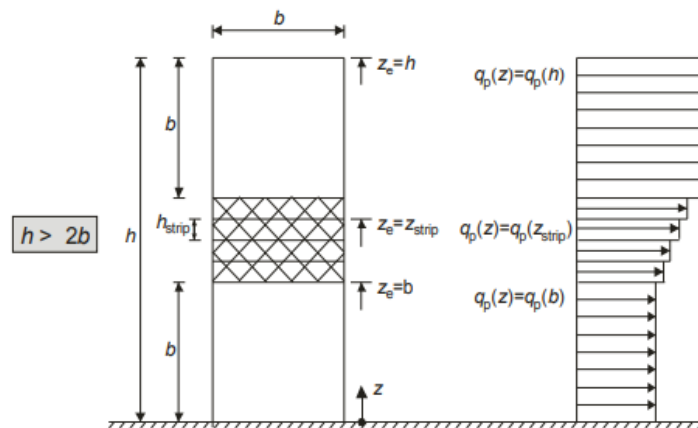
$$\circ F_w = c_s c_d * c_f * q_p(z_e) * A_{ref}$$

Windgebied II

$c_s c_d = 1,1$ (aanname)

$c_f = 1,52$ (lange zijde) aanname op basis van convenant hoogbouw [11]. Hierin zit druk, zuiging en de slankheid coëfficiënt verwerkt geldend voor een gebouw met een h/d tot 7.

$c_f = 1,15$ (korte zijde) aanname op basis van convenant hoogbouw [11]



OPMERKING De extreme stuwdruk behoort uniform te zijn aangenomen over elke beschouwde horizontale strook.

Figuur 7.4 — Referentiehoogte z_e , afhankelijk van h en b , en de bijbehorende profielen van de stuwdruk

Figuur 55 Bepaling windbelasting bij gebouw met slankheidsratio groter dan 1:2, volgens figuur 7.4 NEN-EN 1991-1-4

Stuwdruk op lange zijde (op verdiepingshoogte afgerond):

- 0 - 39 m $q_p(z_e) = 1,30 \text{ kN/m}^2$
- 39 - 57 m $q_p(z_e) = 1,45 \text{ kN/m}^2$
- 57 - 75 m $q_p(z_e) = 1,55 \text{ kN/m}^2$
- 75 - 93 m $q_p(z_e) = 1,60 \text{ kN/m}^2$
- 93 - 111 m $q_p(z_e) = 1,62 \text{ kN/m}^2$
- 111 - 150 m $q_p(z_e) = 1,80 \text{ kN/m}^2$

Stuwdruk op korte zijde (op verdiepingshoogte afgerond):

- 0 - 21 m $q_p(z_e) = 1,07 \text{ kN/m}^2$
- 21 - 48 m $q_p(z_e) = 1,38 \text{ kN/m}^2$
- 48-75 m $q_p(z_e) = 1,53 \text{ kN/m}^2$
- 75 - 102 m $q_p(z_e) = 1,64 \text{ kN/m}^2$
- 102 -129 m $q_p(z_e) = 1,74 \text{ kN/m}^2$

- 129 - 150 m $q_p(z_e) = 1,80 \text{ kN/m}^2$

Aanvullend dient er asymmetrische belasting in rekening gebracht te worden door de niet-symmetrische plattegrond en constructie elementen in het gebouw.

Uitwerking windbelasting per verdieping

Windbelasting (per verdieping) lange zijde lange:

- 0 - 39 m $F_w = 1,30 \text{ kN/m}^2 * 1,1 * 1,52 * 40\text{m} * 3\text{m} = 200 \text{ kN}$
- 39 - 57 m $F_w = 1,45 \text{ kN/m}^2 * 1,1 * 1,52 * 40\text{m} * 3\text{m} = 290 \text{ kN}$
- 57 - 75 m $F_w = 1,55 \text{ kN/m}^2 * 1,1 * 1,52 * 40\text{m} * 3\text{m} = 311 \text{ kN}$
- 75 - 93 m $F_w = 1,60 \text{ kN/m}^2 * 1,1 * 1,52 * 40\text{m} * 3\text{m} = 321 \text{ kN}$
- 93 - 111 m $F_w = 1,62 \text{ kN/m}^2 * 1,1 * 1,52 * 40\text{m} * 3\text{m} = 324 \text{ kN}$
- 111 - 150 m $F_w = 1,80 \text{ kN/m}^2 * 1,1 * 1,52 * 40\text{m} * 3\text{m} = 360 \text{ kN}$

Windbelasting (per verdieping) korte zijde:

- 0 - 21 m $F_w = 1,07 \text{ kN/m}^2 * 1,1 * 1,15 * 20\text{m} * 3\text{m} = 81 \text{ kN}$
- 21 - 48 m $F_w = 1,38 \text{ kN/m}^2 * 1,1 * 1,15 * 20\text{m} * 3\text{m} = 104 \text{ kN}$
- 48-75 m $F_w = 1,53 \text{ kN/m}^2 * 1,1 * 1,15 * 20\text{m} * 3\text{m} = 116 \text{ kN}$
- 75 - 102 m $F_w = 1,64 \text{ kN/m}^2 * 1,1 * 1,15 * 20\text{m} * 3\text{m} = 124 \text{ kN}$
- 102 -129 m $F_w = 1,74 \text{ kN/m}^2 * 1,1 * 1,15 * 20\text{m} * 3\text{m} = 132 \text{ kN}$
- 129 - 150 m $F_w = 1,80 \text{ kN/m}^2 * 1,1 * 1,15 * 20\text{m} * 3\text{m} = 136 \text{ kN}$

A2.4 Belastingcombinaties

De belastingcombinaties zijn gebaseerd op de Eurocode 0. Hierbij wordt uitgegaan van een gebouw in klasse CC3/RC3. In deze fase worden alleen de belastingcombinaties gebruikt welke benodigd zijn voor de bepaling van de maximale verplaatsing van het gebouw in de BGT situatie en de benodigde belastingcombinatie voor de maximale horizontale belasting op het gebouw.

- $1 G + 1 Q_{\text{vloer}}$ BGT situatie (perm + vloer)
- $1 G + 1 Q_{\text{wind}} + 1 \psi Q_{\text{vloer}}$ BGT situatie (perm + wind + mom vloer)
- $1,32 G + 1,65 \psi Q_{\text{vloer}} + 1,65 Q_{\text{wind}}$ UGT ongunstig
- $0,2 G + 1,65 Q_{\text{wind}}$ UGT ongunstig
- $0,9 G + 1,65 Q_{\text{wind}} + 1,65 \psi Q_{\text{vloer}}$ UGT gunstig

A3 Hoofddraagsystemen voor betonnen hoogbouw

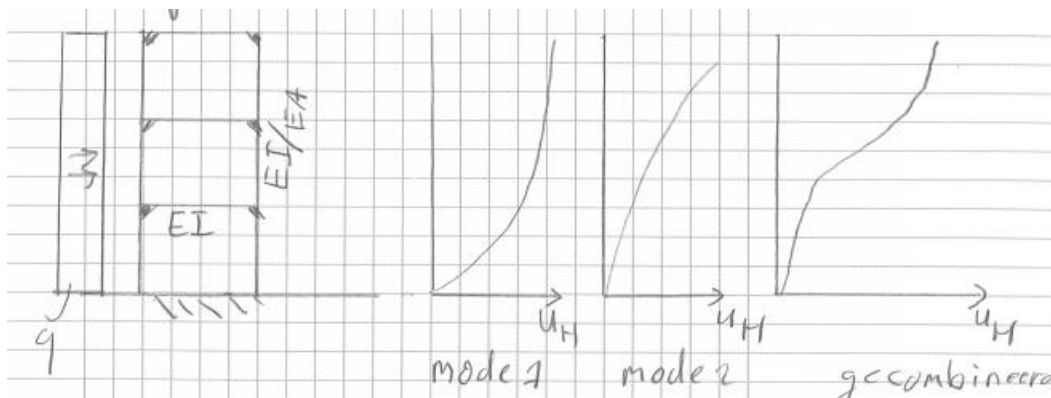
Voor het ontwerp van de stabiliteitsconstructie voor hoogbouw worden er een aantal veelvoorkomende stabiliteitssystemen toegepast of een combinatie van systemen. Het doel van deze systemen is ten alle tijden het beheersen van de vervormingen welke bij een hoog gebouw snel oplopen en een efficiënte manier van de krachtsafdracht ten gevolge van de windbelasting. De meest voorkomende systemen worden in deze paragraaf beschouwd en hun krachtsverdeling en verplaatsingsgedrag. Informatie uit [6] en [14].

De volgende systemen zijn beschouwd:

- Momentenframe
- Massieve stabiliteitswanden en gekoppelde stabiliteitswanden.
- Outrigger systeem
- Kern

A3.1 Momentenframe

Een momentenframe heeft een stabiliteitsconstructie bestaande uit kolommen en balken welke onderling verbonden zijn met stijve knopen. In veel gevallen bestaat een momentenframe uit een regelmatig stramien met meerdere rijen kolommen. De krachtsverdeling op een momentenframe bestaat uit twee componenten namelijk een moment op de kolommen ten gevolge van de horizontale dwarskracht per verdieping en een tweede moment op de constructie welke gevormd wordt door trek op de kolommen aan de zijde aangeblazen door de wind en druk op de kolommen aan de andere zijde. De horizontale verplaatsingen bestaan hierdoor ook uit twee modes, een verplaatsing bestaande uit een dubbele kromming op de liggers en kolommen en een verplaatsing ten gevolge van de axiale verlenging en verkorting van de kolommen. Een overzicht hiervan is weergegeven in Figuur A 1.

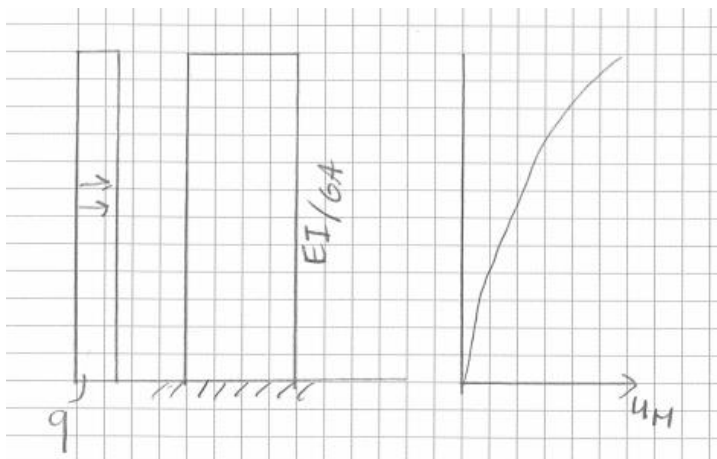


Figuur A 1 Stijfheid en verplaatsing van momentenframe

Nadeel van een momentenframe is dat bij hoge horizontale belastingen op de constructie, forse kolommen en liggers nodig zijn om de momenten opneembaar te houden in de constructie.

A3.2 Massieve stabiliteitswanden en gekoppelde stabiliteitswanden

Een stabiliteitssysteem bestaande uit een enkele massieve stabiliteitswand zonder wandopeningen is vergelijkbaar maar een uitkragende ligger, ten gevolge van horizontale belasting neemt de dwarskracht en moment toe naarmate dichter bij de fundering. Figuur A 2 toont de verplaatsing van een systeem met een massieve stabiliteitswand.



Figuur A 2 Vervorming van systeem met massieve stabiliteitswand

Bij het toepassen van meerdere stabiliteitswanden op een stramien en het onderling koppelen hiervan met lateien wordt het constructiegedrag complexer. Gekoppelde stabiliteitswanden komen veel voor als stabiliteitskern in een gebouw of als meerdere stabiliteitswanden welke onderling met een latei gekoppeld zijn over één stramien. In welke mate het systeem functioneert als geheel of als meerdere losse wanden wordt bepaald door de buigstijfheid (EI) van de koppeling of latei tussen beide wanden.

A3.3 Kernstructuur

Veelvoorkomend bij hoogbouw constructies is een kernconstructie, een kern is een met rechthoekige wanden ontsloten ruimte waarin al het verticale transport verwerkt is, zoals bijvoorbeeld liften, trappen, schachten en sanitaire ruimtes. De kern voorziet in de stabiliteit van het gebouw en loopt in een regelmatige structuur naar boven.

Idealiter zou een kern constructief gezien in verticaal vlak bestaan uit een volledig gesloten stijve rechthoek, waardoor de krachten eenvoudig overgedragen kunnen worden naar de fundering. Echter door de invulling van de ruimte in de kern zijn er openingen nodig in de kern of bestaat de kern uit een U-vormige constructie, hierdoor functioneert het geheel minder stijf dan een gesloten stijf systeem. Een ander bijkomend effect van een onregelmatige kern is torsiebelasting en rotatie in de constructie.

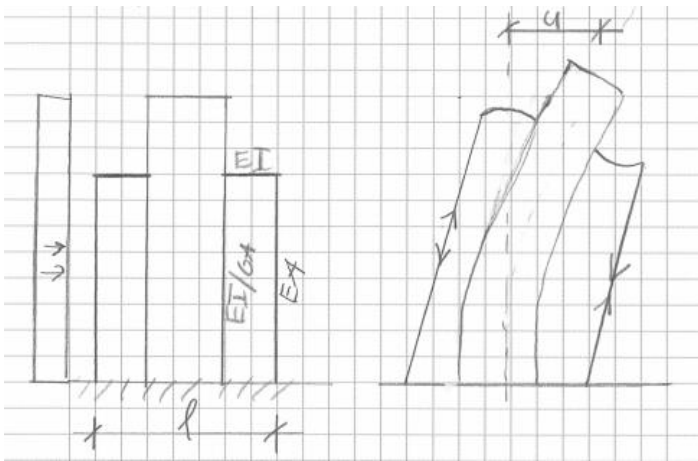
Een ander bijkomend effect is “shear-lag” in de constructie. Ten gevolge van een horizontale belasting op de kern treedt er trekkracht op aan één zijde van de wand en een drukkracht aan de andere zijde, met hierbij een lineaire overgang over de lengte wand. Doordat een kern uit

verschillende delen kan bestaan en met niet volledig buigstijve onderdelen gekoppeld is, zijn de krachten aan het uiteinde van de wand groter dan in het midden van de wand. Dit principe staat bekend als “shear-lag”.

A3.4 Stabiliteitswand met “outrigger” systeem

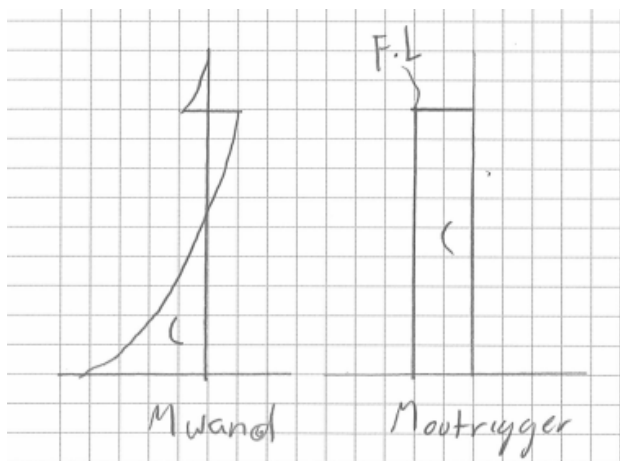
Een andere variant voor een stabiliteitssysteem is een wand of kern met outrigger. Om een outrigger te realiseren wordt in één van de bovenste verdiepingen van het gebouw een zeer buigstijve verbinding aangebracht tussen de wand en de gevel van het gebouw. Figuur A 3 Horizontale verplaatsing van een wand met outrigger systeem

toont de verplaatsingsvorm van een outrigger systeem.



Figuur A 3 Horizontale verplaatsing van een wand met outrigger systeem

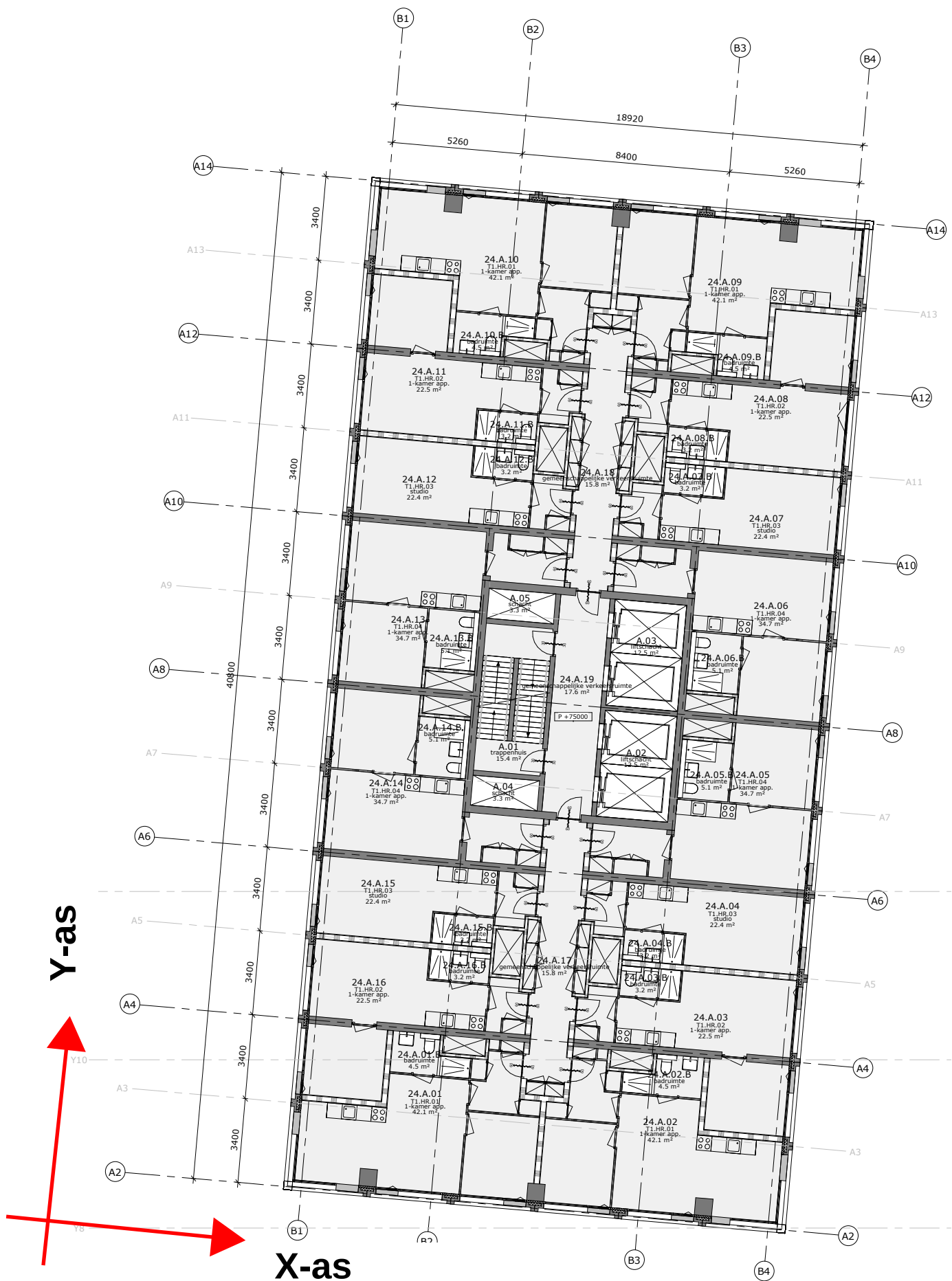
Door deze outrigger gaan de gevelkolommen indien voldoende rekstijf (EA) in axiale richting meewerken als trek-druk koppel in het gebouw, waardoor een deel van het moment en dwarskracht in de wand gereduceerd wordt en opgenomen door de outrigger. De momentenlijnen van de wand waarop dit effect weergegeven is wordt weergegeven in Figuur A 4. Door meerdere outriggers te gebruiken kan dit een zelfde sprong in de momentenlijn worden herhaald.

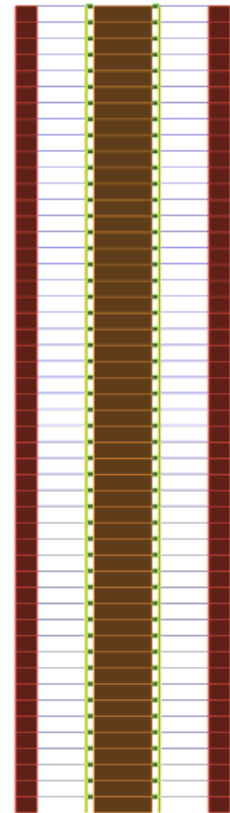
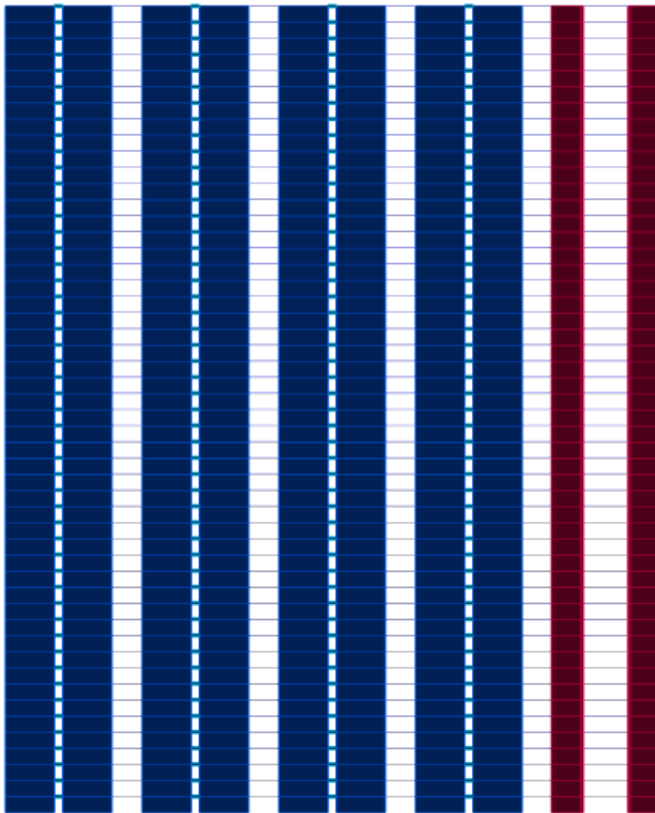


Figuur A 4 Terugloop van de momentenlijn ten gevolge van toepassen outrigger

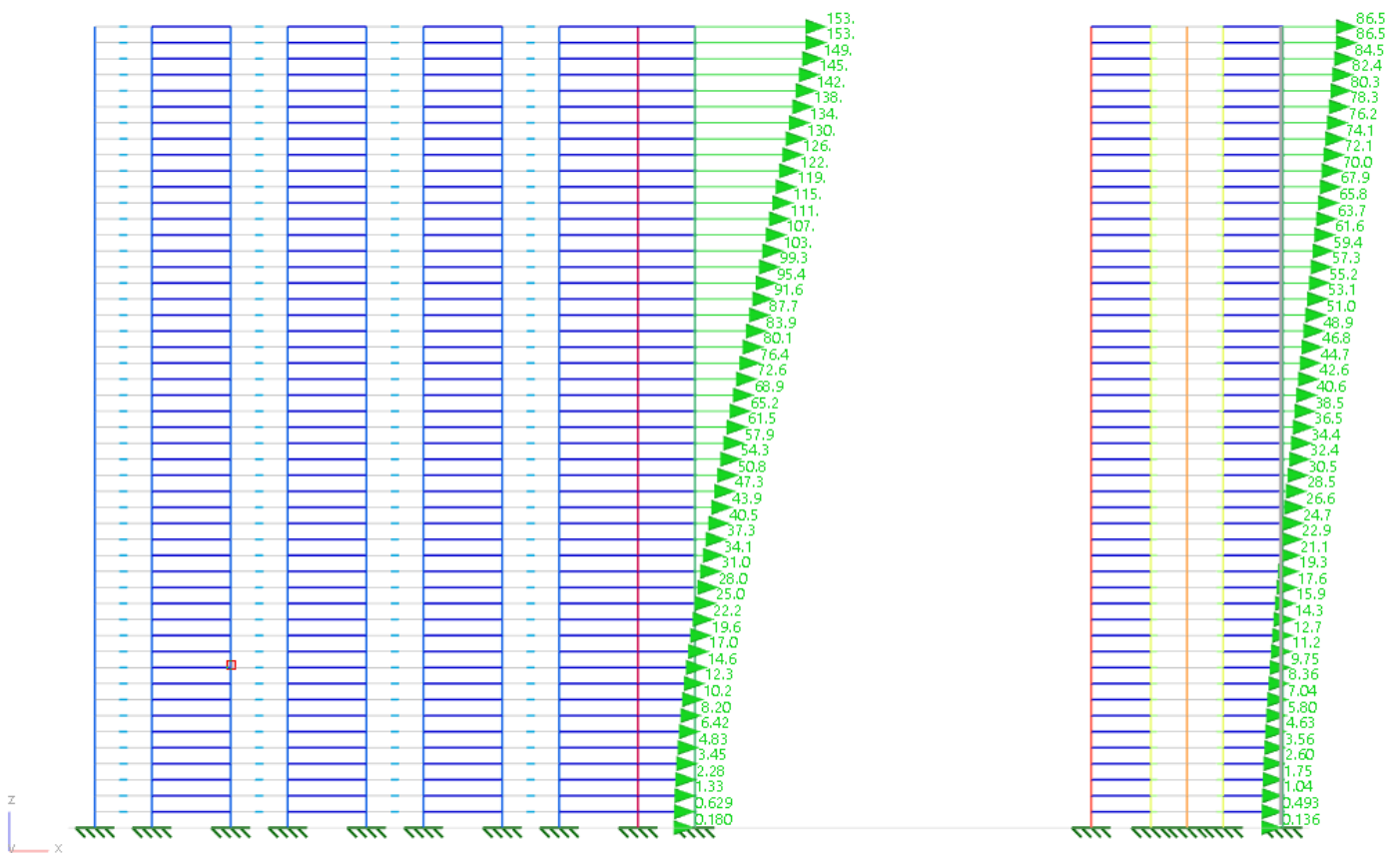
A4 Ontwerpvarianten en uitvoer

In deze paragraaf worden de schetsen en resultaten weergegeven van de verschillende ontwerpvarianten



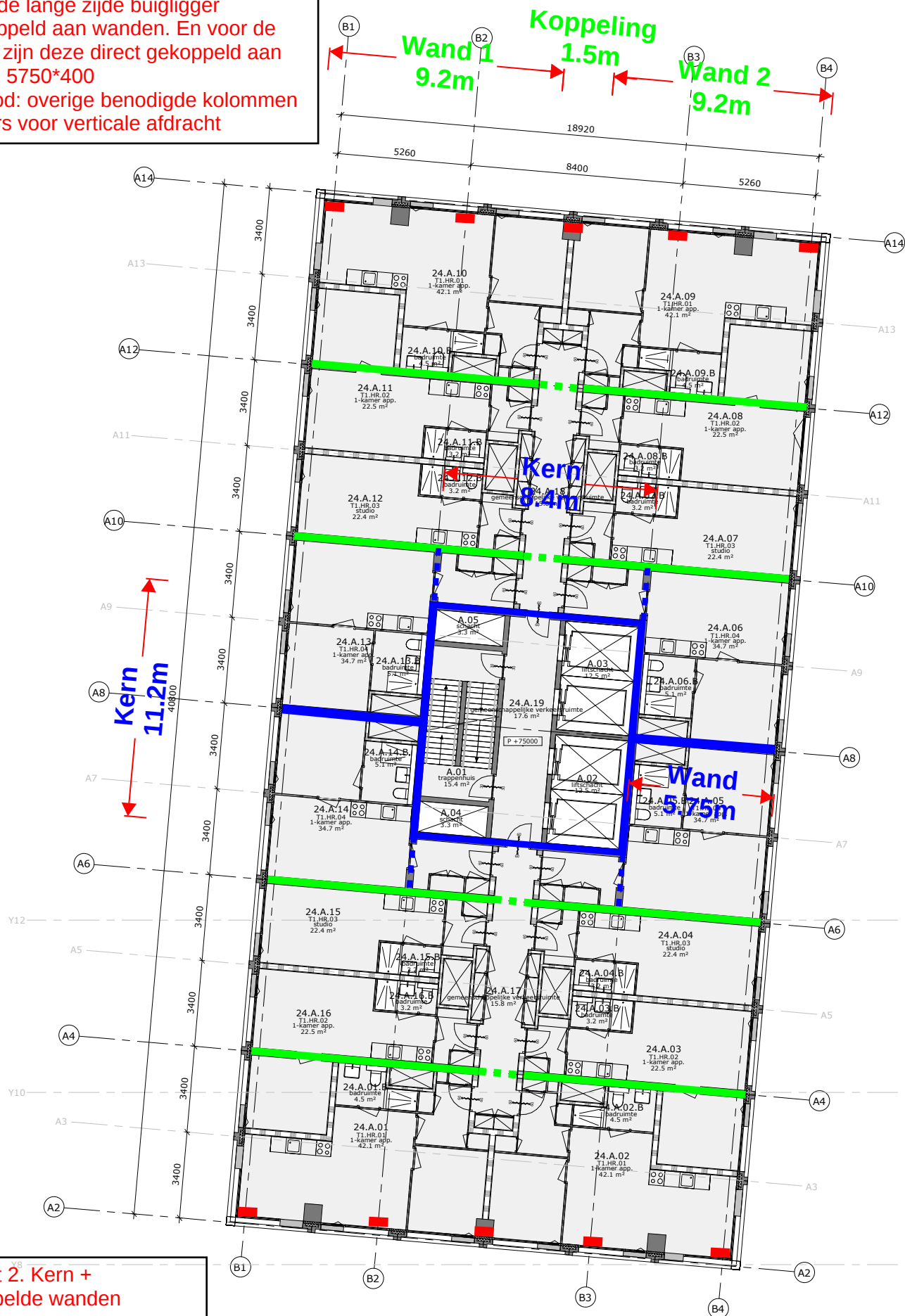


Gemodelleerde elementen



Horizontale verplaatsing (in mm)
Schema X links en schema Y rechts

In groen: Wanden 9200*300 met koppeling van 300*550
 In blauw: kern 11200 * 8400 *400 met voor de lange zijde buiglijger gekoppeld aan wanden. En voor de korte zijn deze direct gekoppeld aan wand 5750*400
 In rood: overige benodigde kolommen liggers voor verticale afdracht



Variant 2. Kern + gekoppelde wanden structuur

Voor de kern met enkele wand aan weerszijden is voor het analysemodel een doorsnede met complexe geometrie nodig, aangezien deze doorsnede vorm niet beschikbaar is, wordt gekozen om handmatig de eigenschappen te bepalen van een wand

Properties

A	186000 cm ²	J	3.84157E+10 cm ⁴	V/L	186000 cm ²
Iyy	3.29038E+10 cm ⁴	Izz	2.0875E+10 cm ⁴	Iyz	-0 cm ⁴
Ky	0.32708	Kz	0.506325		
Iuu	3.29038E+10 cm ⁴	Ivv	2.0875E+10 cm ⁴	Angle	0°
Ku	0.32708	Kv	0.506325		

More...

Export...

Eigenschappen van alleen kern 11.2m * 8.4m * 0.5m in programma

	kern Izz1	"sparing kern" Izz2	wand 1 Izz3	wand 2 Izz 4	
b	11.2	10.4	0.4	0.4 m	
h	8.4	7.6	5.5	5.5 m	
A	94.1	79.0	2.2	2.2 m2	
e			7.0	7.0 m	
Ieig	553.2	380.4	5.5	5.5 1/12bh ³	
Ist	0.0	0.0	106.3	106.3 Ae ²	
	+	-	+	+	
Atot	19.44 m ²				
Totaal Ieig	183.84 m ⁴				
Totaal Ist	212.53 m ⁴				
Totaal Izz	396.37 M ⁴				
El kern	1.51E+10 kNm2				

Handmatig bepaalde parameters

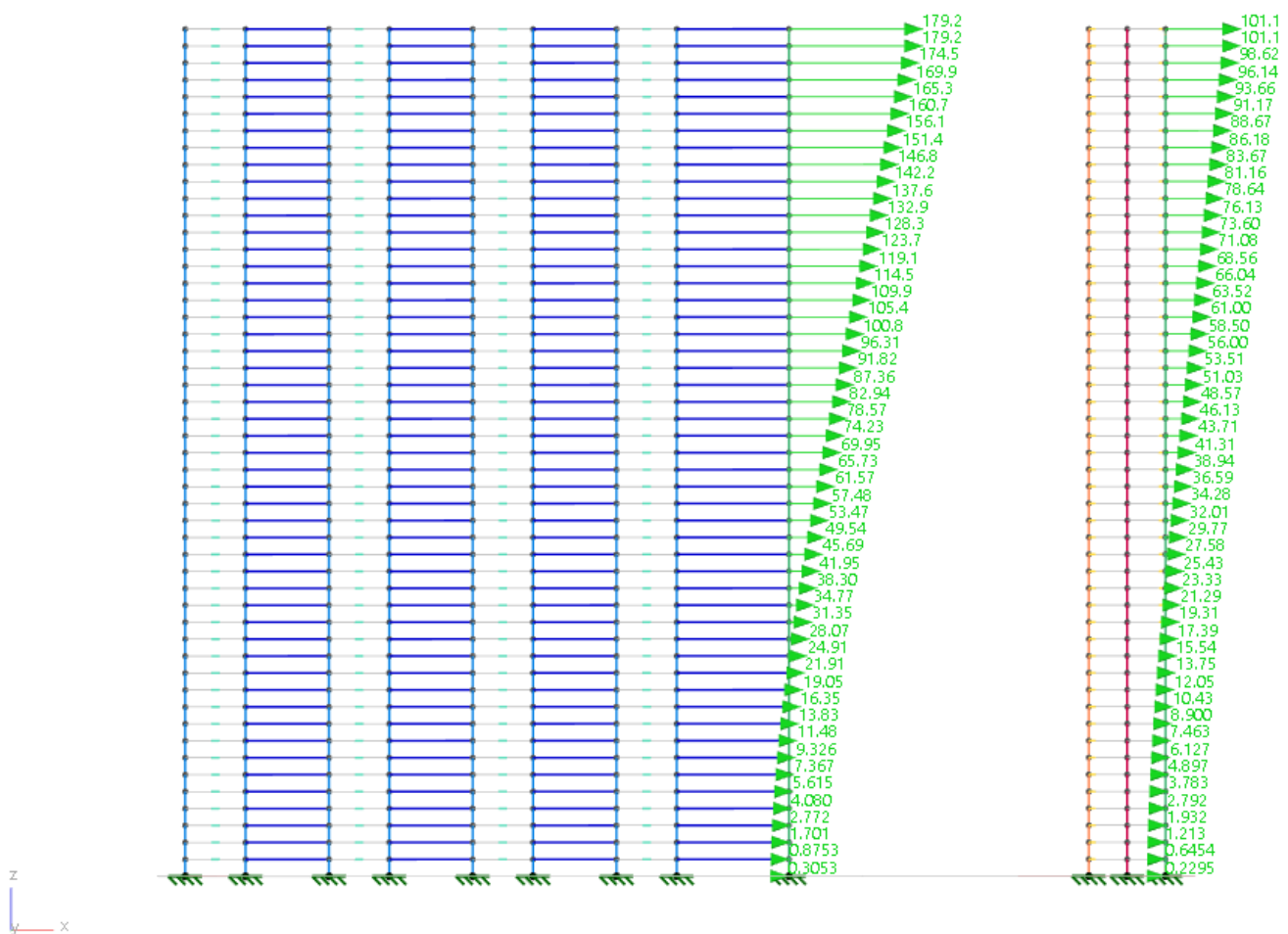
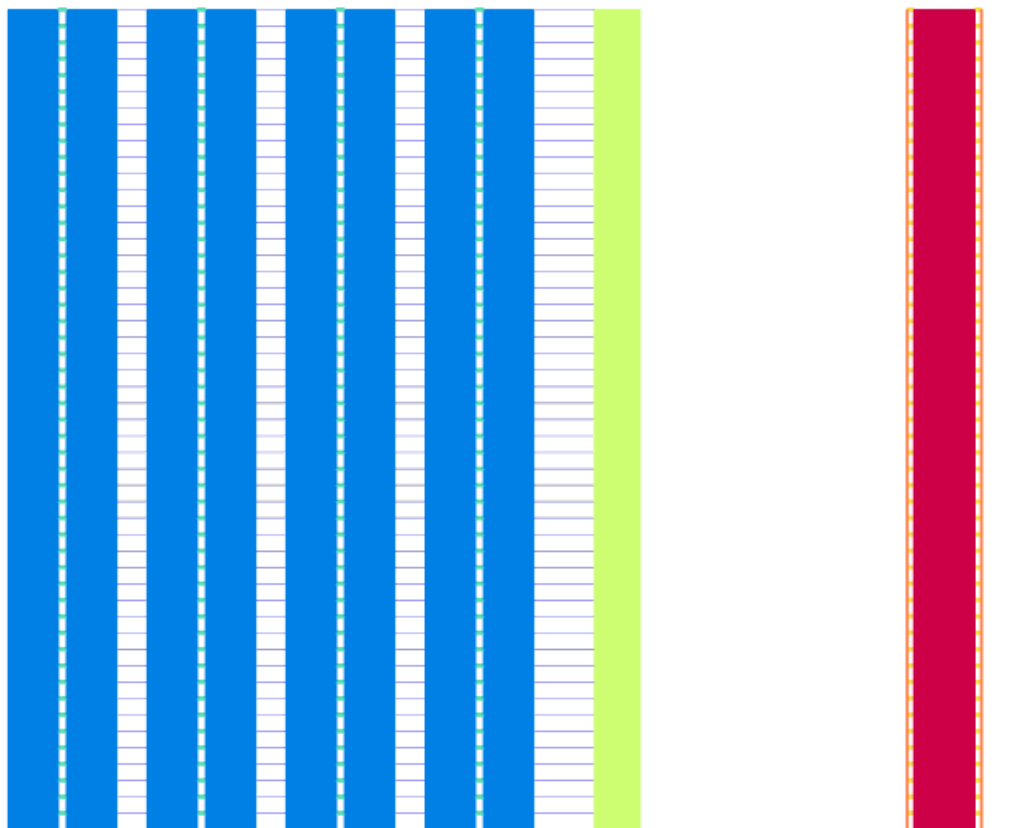
Kern met wand vs alleen kern

A 24.1 vs 18.61

Izz 396 vs 209 m⁴ (195% groter)

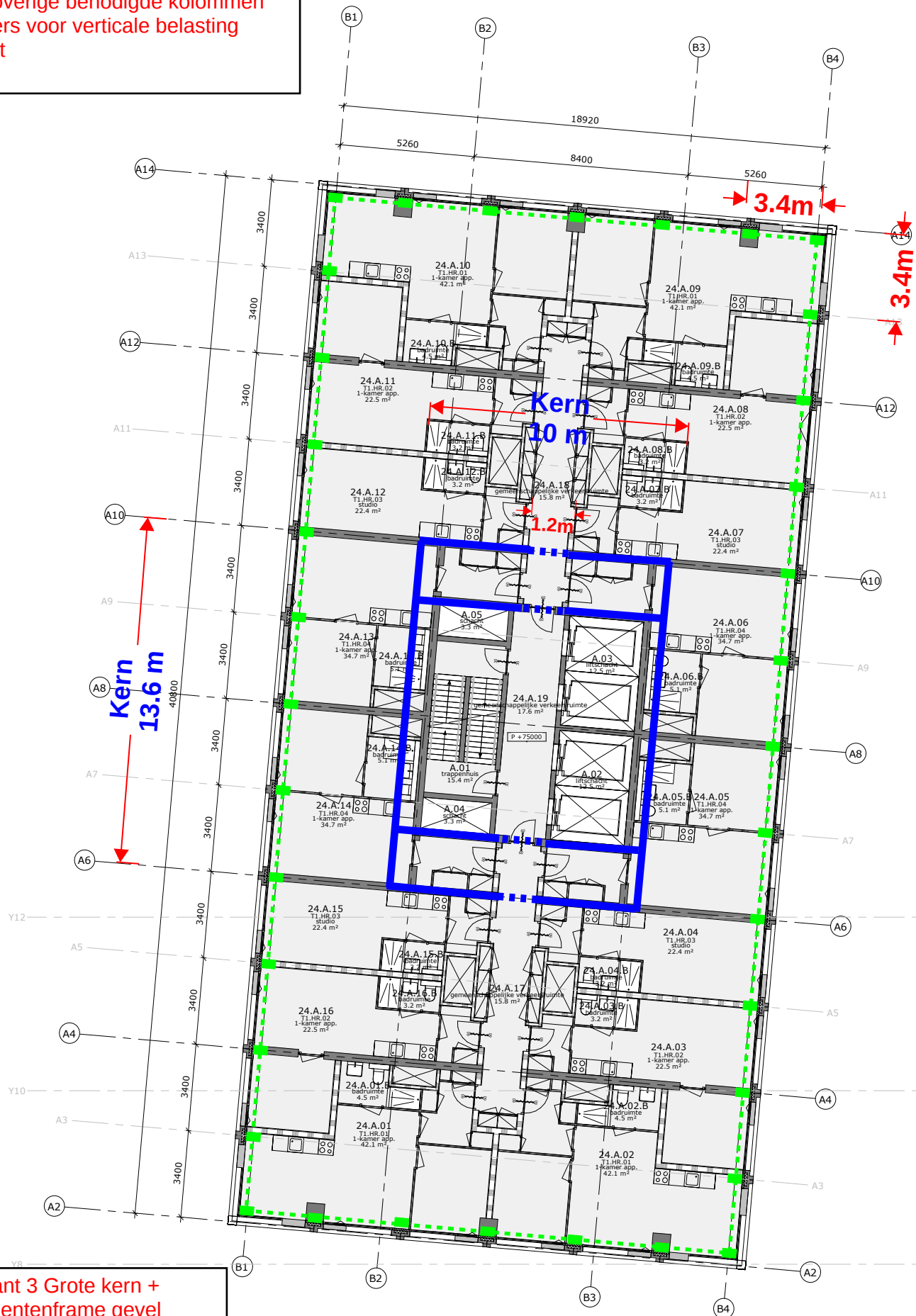
Voor deze fase wordt ter vereenvoudiging van de stijfheid de E-modulus vergroot met een factor 1.95 voor deze kern. In een vervolgfase kan deze kern met aangrenzende wanden nauwkeuriger gemodelleerd worden met 2D elementen ipv een 1D staafelementen.

z
y x



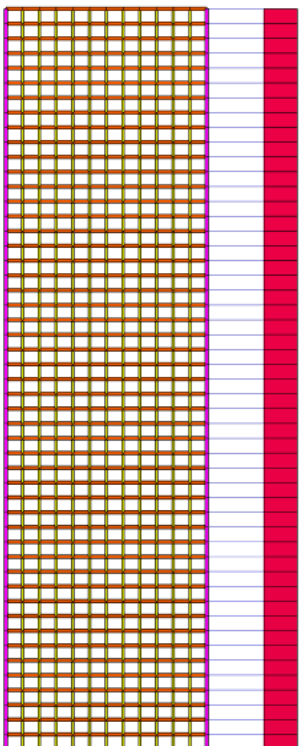
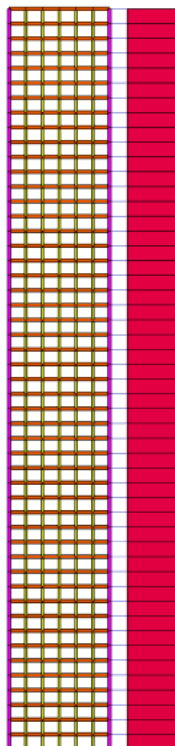
Horizontale verplaatsing (in mm)
Schema X links en schema Y rechts

In groen: Momentenframe met liggers
500*700 en kolommen 500*500
In blauw: kern 13600 * 10000 * 500
Rood: overige benodigde kolommen
en liggers voor verticale belasting
afdracht

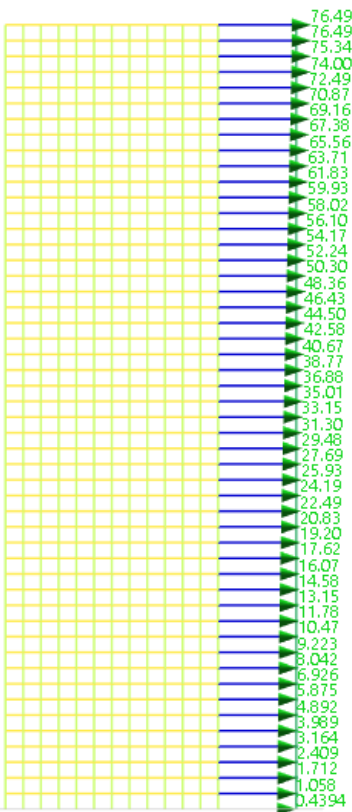
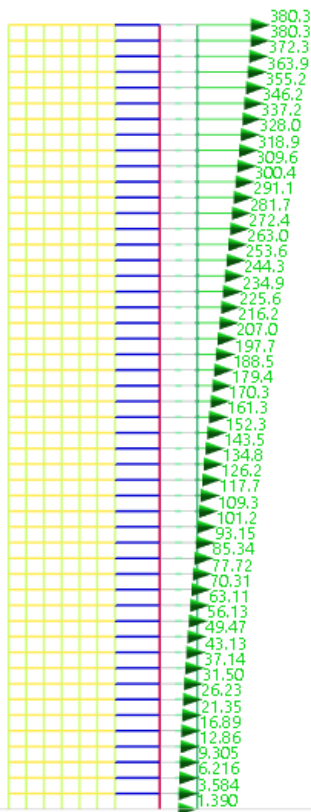


Variant 3 Grote kern +
momentenframe gevel

Case: L1 : Wind load



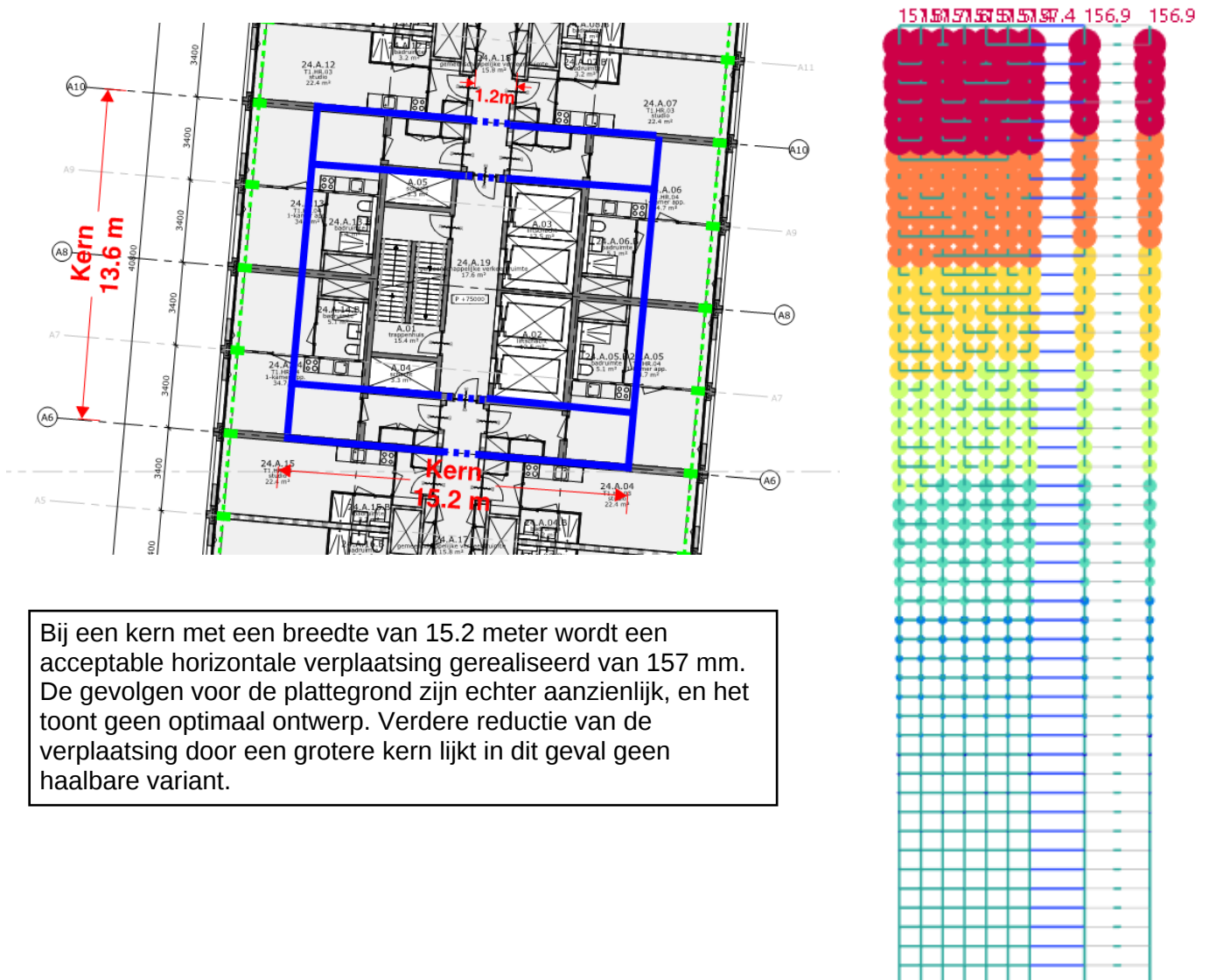
Gemodelleerde elementen



z

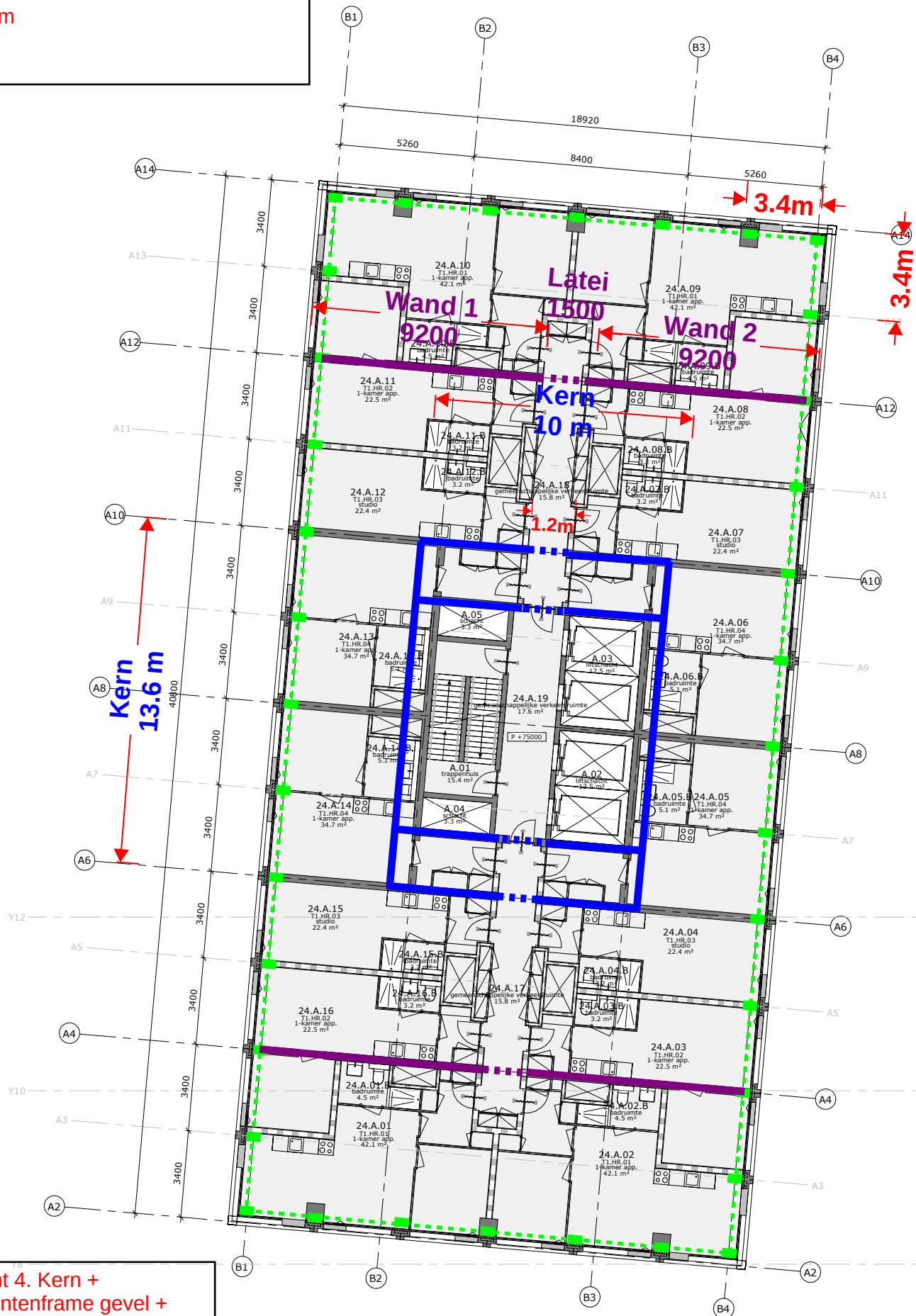
Horizontale verplaatsing (in mm)
Schema X links en schema Y rechts

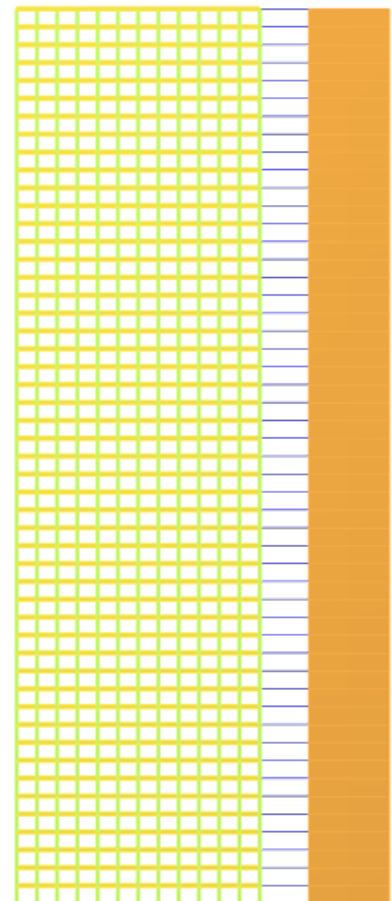
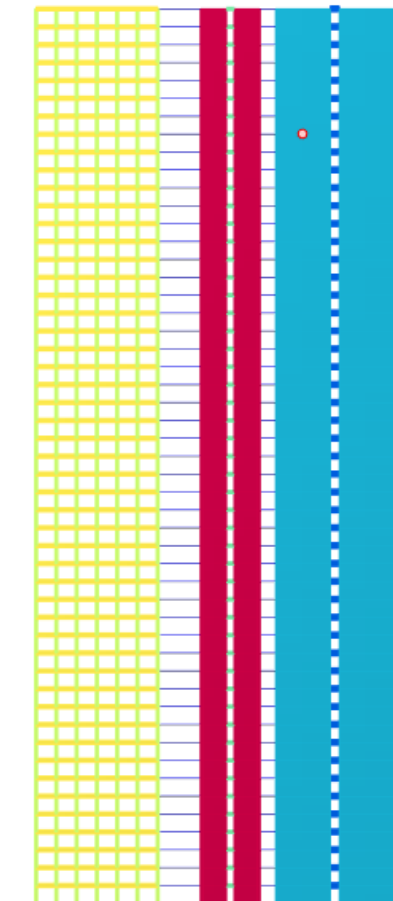
Voor de optie met alleen grote kern zijn de verplaatsingen gering namelijk 381 mm, dit is vele malen groter dan de vastgestelde voorwaarde van 200 mm. Hieronder is onderzocht hoe groot de kern dient te worden om de volledige stabiliteit in X-richting te verzorgen.



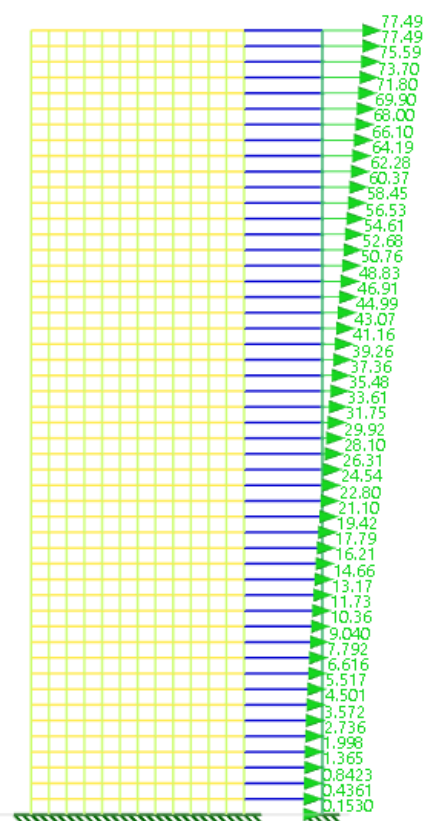
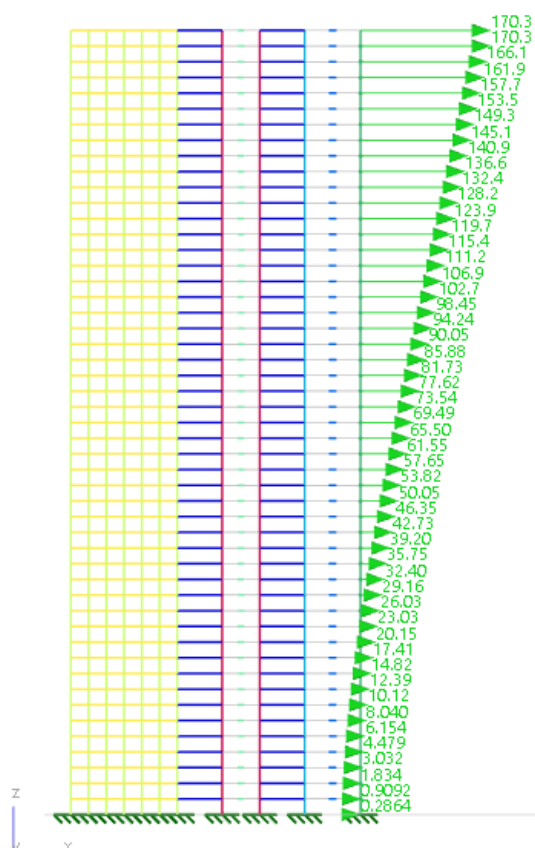
Bij een kern met een breedte van 15.2 meter wordt een acceptabele horizontale verplaatsing gerealiseerd van 157 mm. De gevolgen voor de plattegrond zijn echter aanzienlijk, en het toont geen optimaal ontwerp. Verdere reductie van de verplaatsing door een grotere kern lijkt in dit geval geen haalbare variant.

Variant 4. Kern +
momentenframe gevel +
gekoppelde wanden





Gemodelleerde elementen



Horizontale verplaatsing (in mm)
Schema X links en schema Y rechts

Appendix B

Bijlages bij uitwerking variant
hoofdstuk 4

B1 Inleiding

In deze bijlage wordt extra achtergrondinformatie gedeeld omtrent de uitgevoerde berekeningen uit Hoofdstuk 4.

B2 Gewichtsberekening

Oppervlaktes

Woonruimte	620m2
Verkeersruimte	140m2
Stabiliteitselementen (schatting)	40m2
Totaal	800m2

Begane grond (bijeekomstruimte)	kN/m³	d	kN/m²	m²	ψ0	ψ2	Gtot (kN)	Qtot (kN)	Qmom(kN)
Betonvloer 20000 mm	25	2	50	760			38000		
Afwerkvloer 100 mm	20	0.1	2	760			1520		
Lichte scheidingswanden 120 kg/m2			1.2	760			912		
Veranderlijke belasting			4	760	0.4	0.6		3040	1216
Totaal			57.2				40432	3040	1216

Verdiepingsvloer	kN/m³	d	kN/m²	m²	ψ0	ψ2	Gtot (kN)	Qtot (kN)	Qmom(kN)
Betonvloer 280 mm	25	0.28	7	620			4340		
Afwerkvloer 70 mm	20	0.07	1.4	620			868		
Lichte scheidingswanden 80 kg/m2	-	-	0.8	620			496		
Plafonds	-	-	0.5	620			310		
Veranderlijke belasting	-	-	1.75	620	0.4	0.3		1085	434
Totaal			11.45				6014	1085	434

Verdiepingsvloer verkeersruimte	kN/m³	d	kN/m²	m²	ψ0	ψ2	Gtot (kN)	Qtot (kN)	Qmom(kN)
Betonvloer 280 mm	25	0.28	7	140			980		
Afwerkvloer 70 mm	20	0.07	1.4	140			196		
Lichte scheidingswanden 80 kg/m2	-	-	0.8	140			112		
Plafonds	-	-	0.5	140			70		
Veranderlijke belasting	-	-	2	140	0.4	0.3		280	112
Totaal			11.7				1358	280	112

Verdiepingsvloer installaties	kN/m³	d	kN/m²	m²	ψ0	ψ2	Gtot (kN)	Qtot (kN)	Qmom(kN)
Betonvloer 280 mm	25	0.28	7	760			5320		
Afwerkvloer 70 mm	20	0.07	1.4	760			1064		
Plafonds	-	-	0.5	760			380		
Veranderlijke belasting	-	-	7.5	760	1	1		5700	5700
Totaal			8.9				6764	5700	5700

Dakvloer	kN/m³	d	kN/m²	m²	ψ0	ψ2	Gtot (kN)	Qtot (kN)	Qmom(kN)
Betonvloer 280 mm	25	0.28	7	800			5600		
Plafonds	-	-	0.5	800			400		
Dakafwerking/isolatie	-	-	0.5	800			400		
Veranderlijke belasting	-	-	1	800	0	0		800	
Totaal			8				6400	800	0

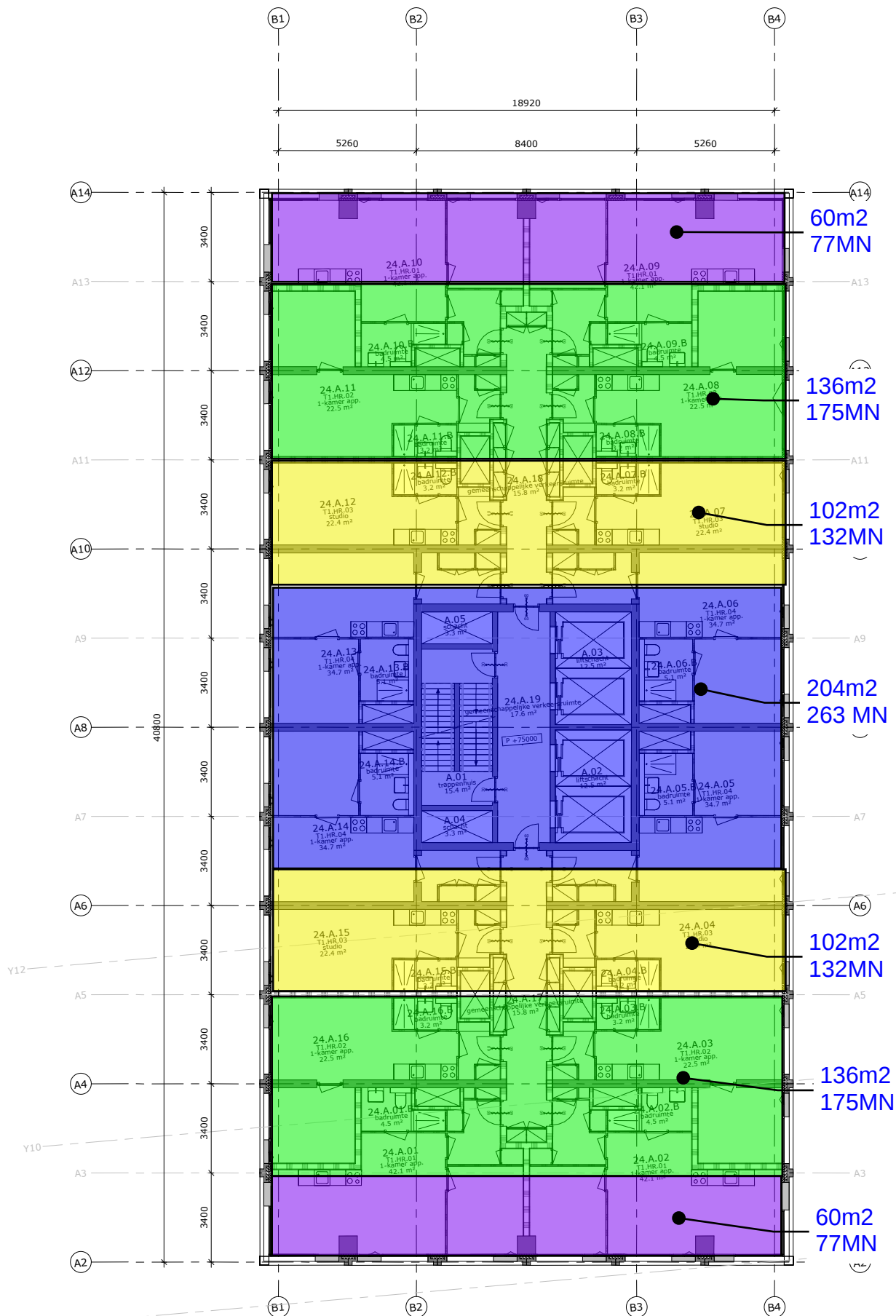
Verticale elementen	kN/m³	l	b/d	h	#	Gtot
Kern	25	49	0.4	152	1	74480
Wanden	25	9.2	0.3	150	8	82800
Liggers 300*550	25	1.5	0.3	0.55	180	1113.75
Liggers 500*700	25	120	0.5	0.7	30	31500
Kolommen	25	0.5	0.5	150	10	9375
Gevel	2	120	1	150	1	36000
Totaal						235269

Samenvatting	Gtot	Qtot	Qmom
Begane grond vloer/funderingsplaat	40432	3040	1216 kN
Verdiepingsvloer	7372	1365	546 kN
Verdiepingsvloer installaties	6764	5700	5700 kN
Dakvloer	6400	800	0 kN
Verticale elementen	235269		kN

	perm	ver
UGT 6.10A	1.49	1.65
UGT 6.10B	1.32	1.65
UGT ongun.	0.9	1.65
BGT	1	1

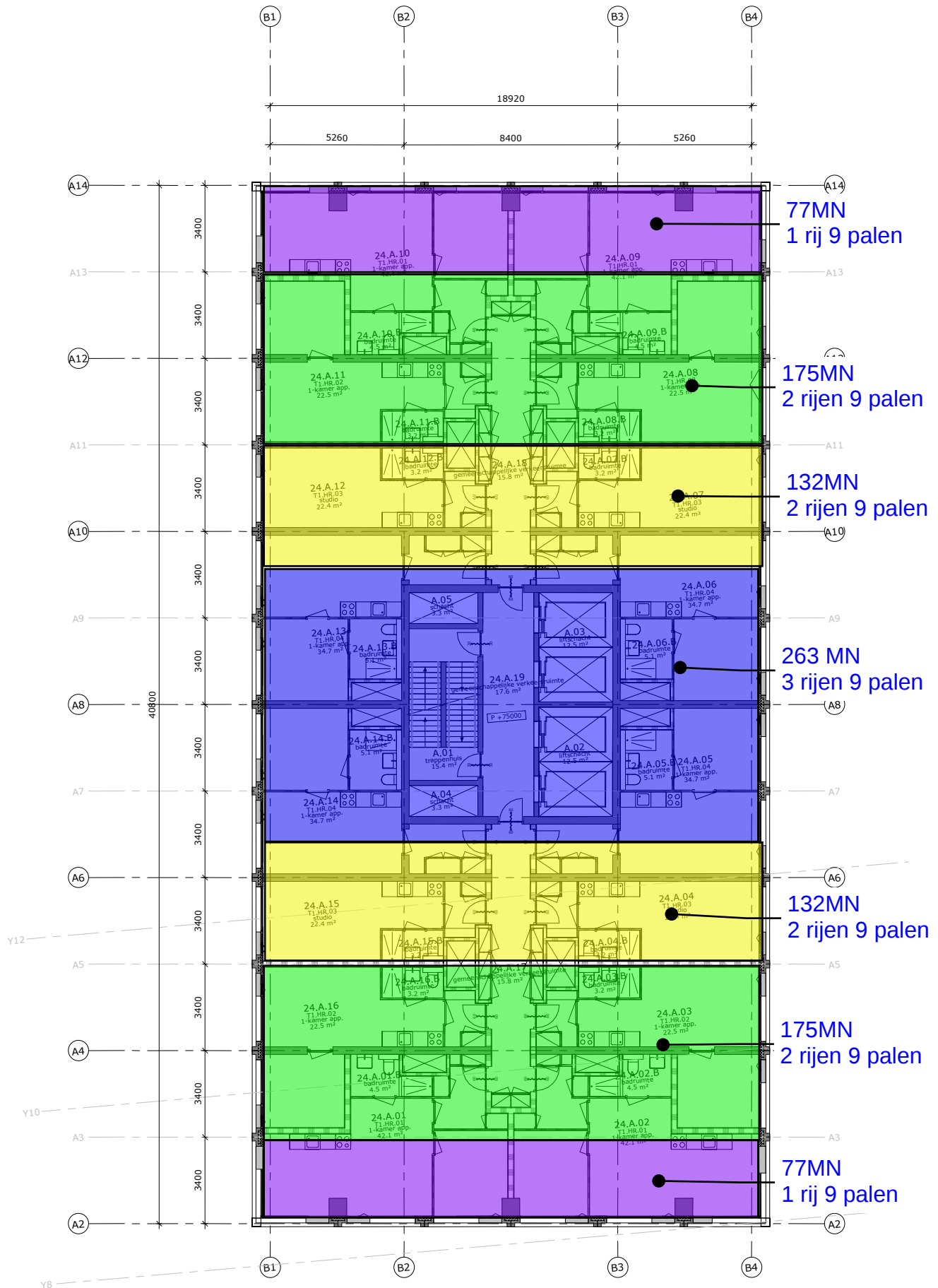
Belastingcombinatie	excl fund.	incl fund.
BGT	673509	715157 kN
BGT mom (wind max)	634197	674629 kN
UGT 6.10A:	950058	1010302 kN
UGT 6.10B:	848120	903496 kN
UGT ongunstig	847669	907913 kN
UGT gunstig	542060	578449 kN

B3 Funderingsberekening

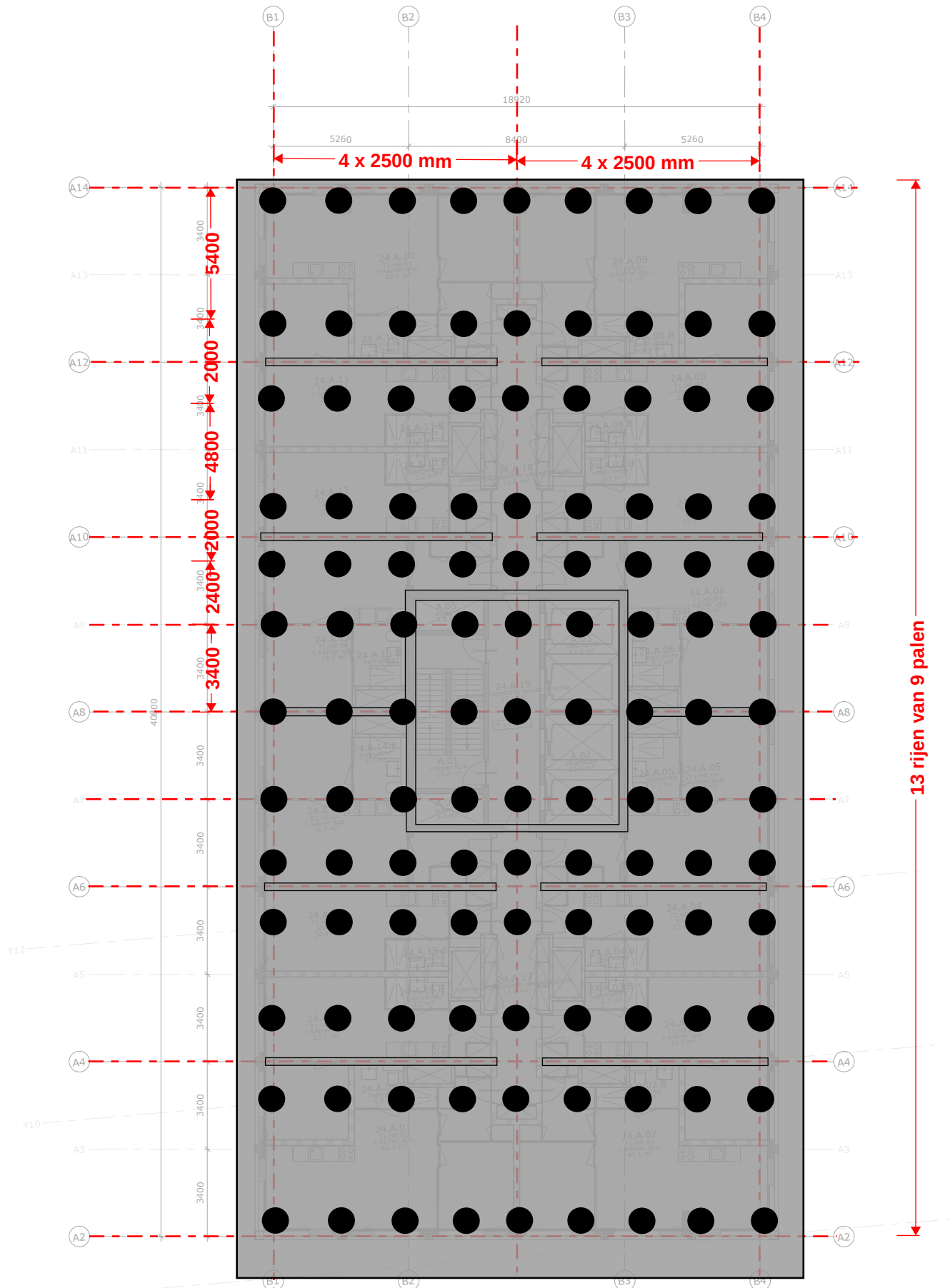


Ontwerpberekening, belastingverdeling
op basis van gewichtsberekening 1291 kN/m²

Totaal:
800m²
1031 MN



Benodigde palen: 101
Toegepaste palen: 117



Palenplan op basis van verticale belasting

Benodigde palen: 103
Toegepaste palen: 117



Eerste orde momenten BGT bij stick model, met links de X-richting en rechts de Y-richting

Eerste orde verplaatsing ten gevolge van rotatie in de fundering:

Rotatiestijfheid:

$$C_x = k_{paal} \cdot \sum d^2 = 68.2 \cdot 10^7 \text{ kNm/rad}$$

$$C_x = 140 \cdot 10^3 \cdot (26 \cdot (2.5^2 + 5.0^2 + 7.5^2 + 10^2 + 12.5^2))$$

$$C_x = 68.2 \cdot 10^7 \text{ kNm/rad}$$

$$C_y = k_{paal} \cdot \sum d^2 = 221 \cdot 10^7 \text{ kNm/rad}$$

$$C_y = 140 \cdot 10^3 \cdot (18 \cdot (3.4^2 + 5.8^2 + 7.8^2 + 12.6^2 + 14.6^2 + 20^2))$$

$$C_y = 221 \cdot 10^7 \text{ kNm/rad}$$

Horizontale verplaatsing:

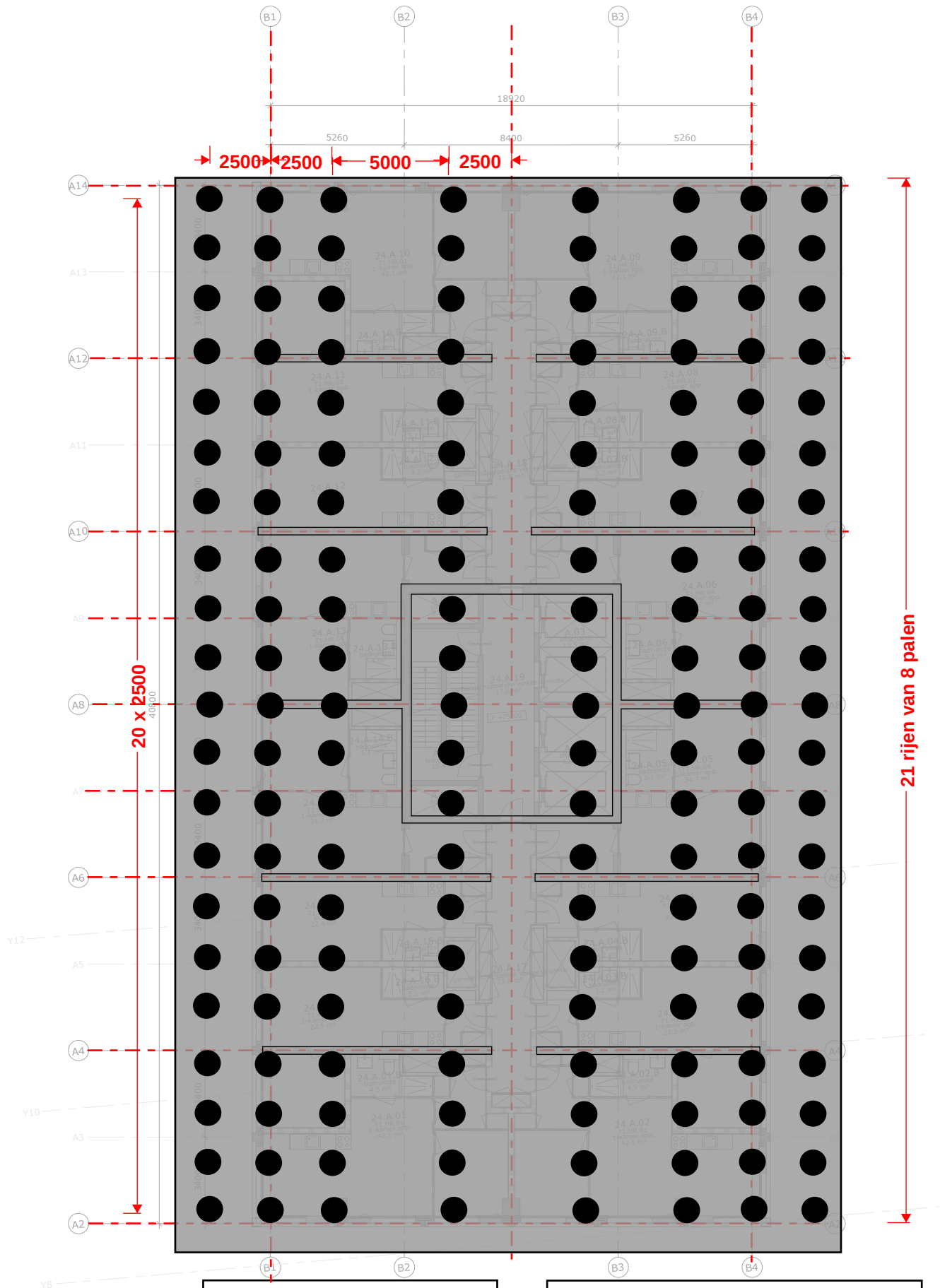
$$\Delta x = M \cdot h / C = 1.22 \cdot 10^6 \cdot 150 / 68.2 \cdot 10^7 = 268 \text{ mm}$$

$$\Delta y = M \cdot h / C = 0.47 \cdot 10^6 \cdot 150 / 221 \cdot 10^7 = 31 \text{ mm}$$

Conclusie

Horizontale verplaatsing in X-richting is te groot, deze dient gereduceerd te worden naar 100 mm. 100mm omdat de bovenbouw ontworpen is op een maximal vervormingsrichtlijn van 1/750h (200mm) en de combinatie van bovenbouw fundering samen binnen 1/500h (300mm). Door de formule terug te rekenen met een verplaatsing van 100 mm wordt een benodigde rotatiestijfheid gevonden van $C = 183 \cdot 10^7$.

Horizontale verplaatsing in Y-richting voldoet.



Benodigde palen: 103
Toegepaste palen: 162

Benodigde Cx: $180 \cdot 10^7$ kNm/rad
Toegepaste Cx: $187 \cdot 10^7$ kNm/rad

In het nieuwe palenplan is meer focus gelegd op het zo veel mogelijk palen plaatsen aan de randen van het gebouw, in plaats van het verdelen van de palen op basis van de verticale belasting.

Eerste orde verplaatsing ten gevolge van rotatie in de fundering:

Rotatiestijfheid:

$$C_x = k_{\text{paal}} * \sum d^2 = 68.2 * 10^7 \text{ kNm/rad}$$

$$C_x = 140 * 10^3 * (42 * (2.5^2 + 7.5^2 + 10.0^2 + 12.5^2))$$

$$C_x = 187 * 10^7 \text{ kNm/rad}$$

$$C_y = k_{\text{paal}} * \sum d^2 = 221 * 10^7 \text{ kNm/rad}$$

$$C_y = 140 * 10^3 * (16 * (2.5^2 + 5.0^2 + 7.5^2 + 10.0^2 + 12.5^2 + 15^2 + 17.5^2 + 20^2))$$

$$C_y = 285 * 10^7 \text{ kNm/rad}$$

Horizontale verplaatsing:

$$\Delta x = M * h / C = 1.22 * 10^6 * 150 / 187.2 * 10^7 = 97 \text{ mm}$$

$$\Delta y = M * h / C = 0.47 * 10^6 * 150 / 285 * 10^7 = 24 \text{ mm}$$

Conclusie

Door extra palen 2.5 meter buiten de gebouw contour te plaatsen wordt significant bijgedragen aan de rotatie van het gebouw. Ten opzichte van het vorige uitgewerkte palenplan zijn er 45 palen toegevoegd. De combinatie van palen buiten de gebouwcontour en extra palen zorgen voor een bijna drie keer zo grote rotatiestijfheid van de fundering. Waarmee de horizontale verplaatsing ten gevolge van de rotatie van de fundering naar een acceptabel niveau gebracht (<100mm).

Controle maximale paalbelasting

De maximale paalbelasting is gecontroleerd aan de hand van de ongunstige UGT belastingsituatie met wind met een totale belasting inclusief fundering van 907 MN

Paalbelasting uit verticale belasting:

$$F_{\text{paal}} = F_{\text{tot}} / \# \text{palen} = 907000 / 162 = 5.6 \text{ MN}$$

Paalbelasting uit moment

$$F_{\text{paal}} = k * M_{\text{tot}} * e / C = 140000 * 1.22 * 10^6 * 12.5 / 187 * 10^7 = 1.1 \text{ MN}$$

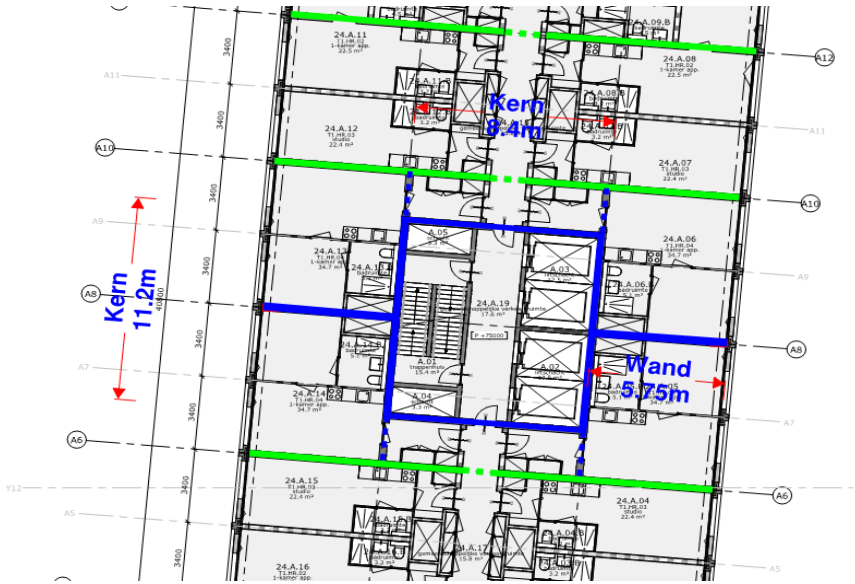
$$\text{Totaal} = 5.6 + 1.1 = 6.7 \text{ MN} < 10 \text{ MN Voldoet}$$

2e orde effecten zijn nog niet verwerkt waardoor de werkelijke paalbelasting groter is. Er is echter voldoende marge in de paalcapaciteit om dit op te vangen. Verdere optimalisatie van het palenplan is mogelijk, echter is hiervoor ook een controle van de funderingsplaat voor nodig.

B4 Asymmetrische windbelasting

Benadering stijfheid Kern + wand

	kern	"sparing kern"	wand 1	wand 2	
	lzz1	lzz2	lzz3	lzz 4	
b		11.2	10.4	0.4	0.4 m
h		8.4	7.6	5.5	5.5 m
A		94.1	79.0	2.2	2.2 m2
e				7.0	7.0 m
leig		553.2	380.4	5.5	5.5 1/12bh^3
Ist		0.0	0.0	106.3	106.3 Ae^2
	+	-	+	+	
Atot		19.44 m^2			
Totaal leig		183.84 m^4			
Totaal Ist		212.53 m^4			
Totaal lzz		396.37 M^4			
El kern		1.51E+10 kNm2			



Benadering buigstijfheid(EI) en afschuifstijfheid (GA) gekoppelde wand

	Wand 1	Wand 2	Ligger	
h	3	3	0.55	m
b	0.3	0.3	0.3	m
l	9.2	9.2	1.5	m
d	2.45	2.45		m (hoogte opening)
h.o.h	10.7			m (hoh. Afstand tussen wanden)
I	19.4672	19.4672	0.084375	m4
A	2.76	2.76		m2
e	5.35			m
Eligger	12611000 kN/m2			
Ewand	38214000 kN/m2			
EI	$\gamma * \sum EI + EA e^2$			
GA	$12 / h * \sum ((1 / (\gamma^3 * E_{wand} * I * h) + (1 / (a^3 * E_{ligger} * I_{ligger} / L))))$			
a	hoh/b			(b in dit geval breedte van de opening)
y	h/d			(totale hoogte wand / hoogte opening)
Resultaten				
a	7.13333333			
y	1.2244898			
EI	7.86E+09 kNm2			
GA	3.87E+08 kN			

ARUP

Calculation
sheet

Job No.

Sheet No.

Rev.

Member Location

Job title

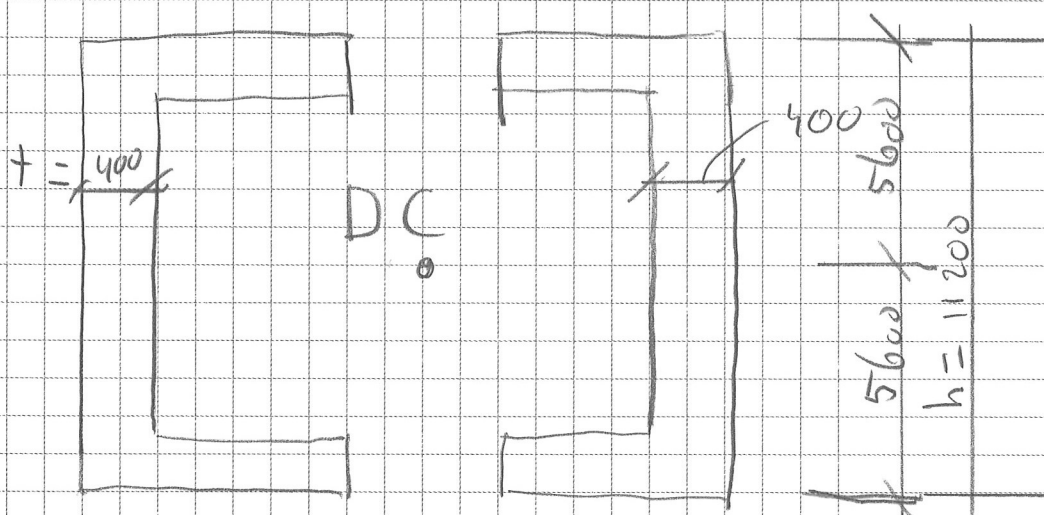
Drg. Ref.

Made by

Date

Chd.

Bepalen Iw Dubbel U-profiel LK1

Torsie traagheidsmoment dubbel
U-profiel (kern)

$$\begin{array}{c}
 a = 3450 \quad 1500 \quad 3450 \\
 b/2 \quad \quad \quad b/2 \\
 b = 8400
 \end{array}$$

$$I_w = \frac{t h^2}{24} \cdot (8 a^3 + 6 a b^2 + 12 a^2 b + b^2 h)$$

$$= \frac{0,4 \cdot 11,2^2}{24} \cdot (8 \cdot 3,45^3 + 6 \cdot 3,45 \cdot 8,4^2 + 12 \cdot 3,45^2 \cdot 8,4 + 8,4^2 \cdot 11,2)$$

$$= 2,09 \text{ m}^3 \cdot 3779 \text{ m}^5$$

$$= 7898 \text{ m}^6$$

$$EI_w = 7898 \cdot 38214 \cdot 10^3 = 30 \cdot 10^{10} \text{ KNm}^4$$

ARUP

Calculation
sheet

Job No.

Sheet No.

Rev.

Member Location

Job title

2^e orde

Drg. Ref.

Made by

Date

Chd.

$$F_{cr;b} = \frac{7,84 EI}{H^2} = \frac{7,84 \cdot 4654 \cdot 10^7}{150^2}$$

$$= 16,2 \cdot 10^6 \text{ KN}$$

deze formule is benadering en niet volledig exact

$$F_{cr;a} = 2 \cdot GA = 2 \cdot 1548 \cdot 10^6$$

$$= 3096 \cdot 10^6$$

$$F_{cr;d} = \frac{2 \cdot C}{H} = \frac{2 \cdot 187 \cdot 10^7}{150}$$

$$= 24 \cdot 10^6$$

$$F_{cr} = \left(\frac{1}{16,2 \cdot 10^6} + \frac{1}{3096 \cdot 10^6} + \frac{1}{24 \cdot 10^6} \right)^{-1}$$

$$= 9641 \text{ MN}$$

$$F = 674 \text{ MN}$$

$$n = \frac{F_{cr}}{F} = 14,3$$

Vergröttingsfactor

$$\frac{n}{n-1} = \frac{14,3}{14,3-1} = 1,07$$

ARUP

Calculation
sheet

Job No.

Sheet No.

Rev.

Member Location

Job title

2^e orde

Drg. Ref.

Made by

Date

Chd.

Initiele uitbuiging

$$\psi = \psi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m =$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{150}} = 0,16 \leq 0,66$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{1,0}\right)} = 0,79$$

$$\psi = \frac{1}{300} \cdot 0,66 \cdot 0,79 = 1,63 \text{ ‰}$$

eerste orde uitbuiging

$$\frac{0,267}{150} = 1,78 \text{ ‰}$$

$$\text{totaal} = 3,41 \text{ ‰}$$

$$2^{\text{e}} \text{ orde} = 3,41 \cdot 0,07 = 0,24 \text{ ‰}$$

$$\text{totaal} = 0,24 + 3,41 = 3,65 \text{ ‰}$$

$$\text{elastische verv} \quad 3,65 - 1,63 = 2,02 \text{ ‰ hor. verv}$$

$$\frac{1}{995} \text{ totale vervorming}$$

$$\text{Voldoet niet } > \frac{1}{500}$$

B6 Model gekoppelde wand

In deze paragraaf wordt de opbouw van een EEM model en de resultaten van één gekoppeld wand systeem van het gebouw getoond. De invoer van het model is gebaseerd op de uitgevoerde berekeningen in hoofdstuk 3 en 4. Het model is opgezet met behulp van de EEM-software “Oasys GSA”, versie 10.1.

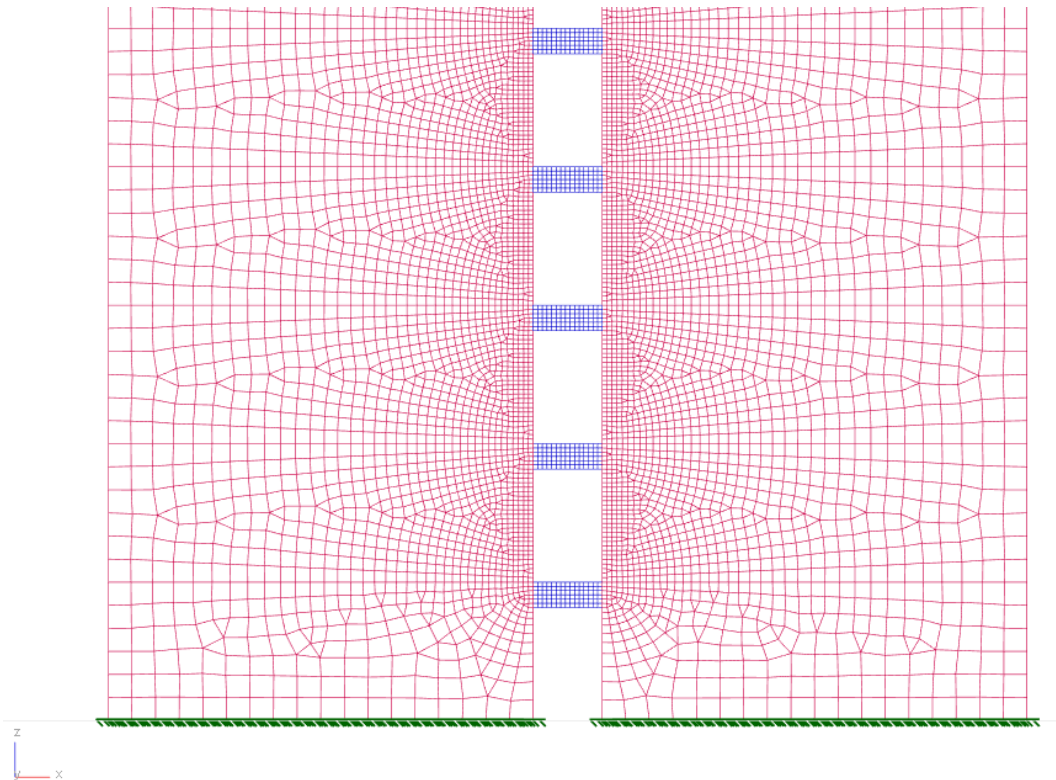
B6.1 Geometrie en elementen

Het model bevat twee wanden en een latei per verdieping. De wanden hebben een afmeting van 9.2 meter lang, 0.3 meter dikte en 150 meter hoog. De lateien hebben een afmeting van 0.3 meter breed, 0.55 meter hoog en 1.5 meter lang.

De wanden zijn gemodelleerd met kwadratische 2D elementen, waarbij gekozen is voor “plane stress” elementen, omdat alleen de krachten in-het-vlak beschouwd worden. Er is gebruik gemaakt van een “mesh” grootte van $\sim 0.5 \text{ m} \times \sim 0.5 \text{ m}$. De elementen hebben de volledige elasticiteitsmodulus van C55/67 beton. De wanden zijn aan de onderzijde volledig ingeklemd.

Voor de lateien zijn dezelfde 2D elementen toegepast als bij de wanden met een “mesh” grootte van ongeveer $0.1 \text{ m} \times 0.1 \text{ m}$, hierdoor zijn er ongeveer 5 elementen aanwezig over de hoogte van de latei. Voor de buigstijfheid wordt in eerste instantie een ondergrens toegepast van 25% van de waarde voor C55/67 beton. Een overzicht van de toegepaste mesh is te zien in Figuur B 1.

De schuifstijfheid van elementen(GA) is volgens $G = E/(1+\nu)$.



Figuur B 1 Toegepaste mesh voor de wanden en lateien, met een verfijning ter plaatse van de lateien

B6.2 Belastingen

Voor de belastingen is gebruik gemaakt van de waarden uit de gewichtsberekening deze zijn per verdieping aangebracht als lijnlast. De bovenste verdieping is in dit geval gekozen als installatieverdieping. Voor de verticale belasting is een belastingbreedte van 6.8 m aangenomen. In Figuur B 2 is een overzicht van de toegepaste belastinggevallen weergegeven.

Load Case Specification			
Case	Name	Type	Source
L1	Eigen gewicht wand/latei	Dead	1
L2	Eigen gewicht vloer + opgelegde belasting vloer	Dead	1
L3	Windbelasting	Wind	2
L4	Veranderlijke vloerbelasting	Live	3

Figuur B 2 Overzicht belastinggevallen

De windbelasting is aangebracht in kN/m^1 op de wand. Hiervoor zijn dezelfde parameters gebruikt als in Hoofdstuk 3. Uit de berekening van de asymmetrische windbelasting in paragraaf 4.5 volgt dat 16% van de windbelasting opgenomen wordt door één serie gekoppelde wanden. Daarnaast wordt de aangebrachte windbelasting vergroot met een factor 1.05 om de bepaalde effecten van asymmetrische windbelasting mee te nemen.

Een overzicht van alle toegepaste lijnlasten, met uitzondering van eigen gewicht, is weergegeven in Tabel B 1. Daarnaast is er nog een puntlast op de buitenzijde van de wand voor de gevelbelasting.

Tabel B 1 Overzicht toegepaste lijnlasten in model

[kN/m]	[kN/m]	
0	0	
-65.96	-65.96	EG verdiepingsvloer
-11.9	-11.9	Ver. vloer 1.75 kN/m ²
-60.5	-60.5	EG installatievloer
-51	-51	Ver. installatievloer
-54.4	-54.4	EG dakvloer
11.1	11.1	wind 0-39m
16.2	16.2	wind 39-57
17.4	17.4	wind 57-75
18	18	wind 75-93
18.2	18.2	Wind 93-111m
20.2	20.2	Wind 111-150m

B6.3 Belastingcombinaties

In het model zijn de volgende belastingcombinaties toegepast om de uiterste verplaatsingen en krachtsverdeling te bepalen. Een overzicht van de belastingcombinaties is weergegeven in Figuur B 3.

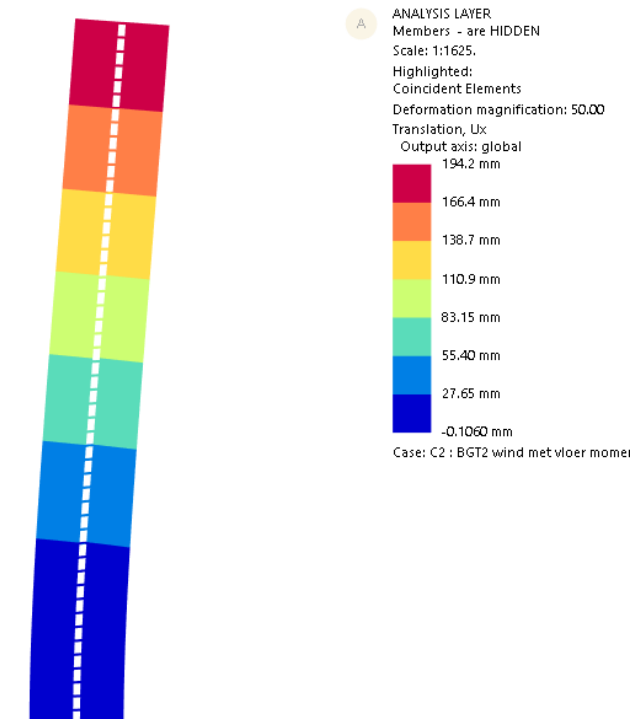
Case	Name	Permutation	Description	Case	Factor	Name
C1	BGT1 vert max	p1	1A1 + 1A2 + 1A4	A1	1.000	Permanente belasting Wand/latei
				A2	1.000	Permanente en opgelegde belasting vloer
				A4	1.000	Veranderlijke belasting vloeren
C2	BGT2 wind met vloer momentaan	p1	1A1 + 1A2 + 1A3 + 0.4A4	A1	1.000	Permanente belasting Wand/latei
				A2	1.000	Permanente en opgelegde belasting vloer
				A3	1.000	Wind
				A4	0.4000	Veranderlijke belasting vloeren
C3	UGT1 6.10B vloeren max	p1	1.32A1 + 1.32A2 + 1.65A4	A1	1.320	Permanente belasting Wand/latei
				A2	1.320	Permanente en opgelegde belasting vloer
				A4	1.650	Veranderlijke belasting vloeren
C4	UGT2 wind ongunstig	p1	1.32A1 + 1.32A2 + 1.65A3 + 0.66A4	A1	1.320	Permanente belasting Wand/latei
				A2	1.320	Permanente en opgelegde belasting vloer
				A3	1.650	Wind
				A4	0.6600	Veranderlijke belasting vloeren
C5	UGT3 6.10A verticaal max	p1	1.49A1 + 1.49A2 + 0.66A4	A1	1.490	Permanente belasting Wand/latei
				A2	1.490	Permanente en opgelegde belasting vloer
				A4	0.6600	Veranderlijke belasting vloeren
C6	UGT4 gunstig	p1	0.9A1 + 0.9A2 + 1.65A3	A1	0.9000	Permanente belasting Wand/latei
				A2	0.9000	Permanente en opgelegde belasting vloer
				A3	1.650	Wind

Figuur B 3 Overzicht toegepaste belastingcombinaties in het model

B6.4 Resultaten

B6.4.1 Verplaatsingen

In Figuur B 4 wordt de maximale verplaatsing getoond, aan de hand van belastingcombinatie BGT2. De verplaatsing ten opzichte van de eerdere ontwerpberkening is toegenomen ten opzichte van de eerder uitgevoerde berekening.



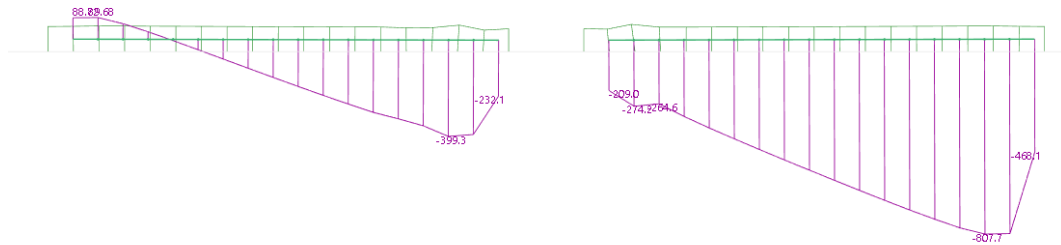
Figuur B 4 Overzicht maximale horizontale verplaatsing van de wand onder windbelasting

B6.4.2 Reacties

Het model levert de volgende reacties:

- F_z ; max = 139000 kN (combinatie C5)
- F_z ; min = 79490 kN (combinatie C6)
- F_x ; max = 4067 kN (combinatie C4 en C6)

In Figuur B 5 worden de minimale reacties F_z visueel weergegeven, hieruit is deels te zien dat er trek optreedt in de reacties.



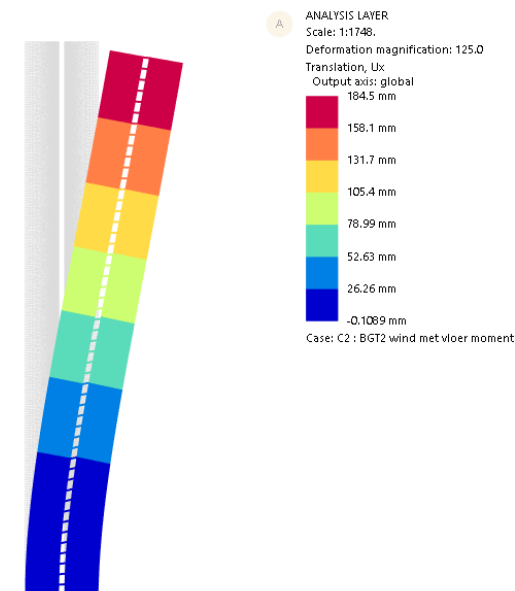
Figuur B 5 Overzicht minimale reacties F_z combinatie C6

B6.5 Gevoeligheidsanalyses

Er zijn een aantal gevoeligheidsanalyses uitgevoerd om de invloed van de gemaakte aannames te testen.

Zonder asymmetrische belasting

De constructie is gemodelleerd met de originele windbelasting, met de situatie waarbij het gebouw symmetrisch belasting wordt door de wind. De verplaatsing hierbij is te zien in Figuur B 6. Hieruit volgt een verplaatsing van 184 mm ten opzichte van de huidige 194 mm. De toename van de windbelasting van 5% resulteert in een toename van de verplaatsing van ongeveer 5%.

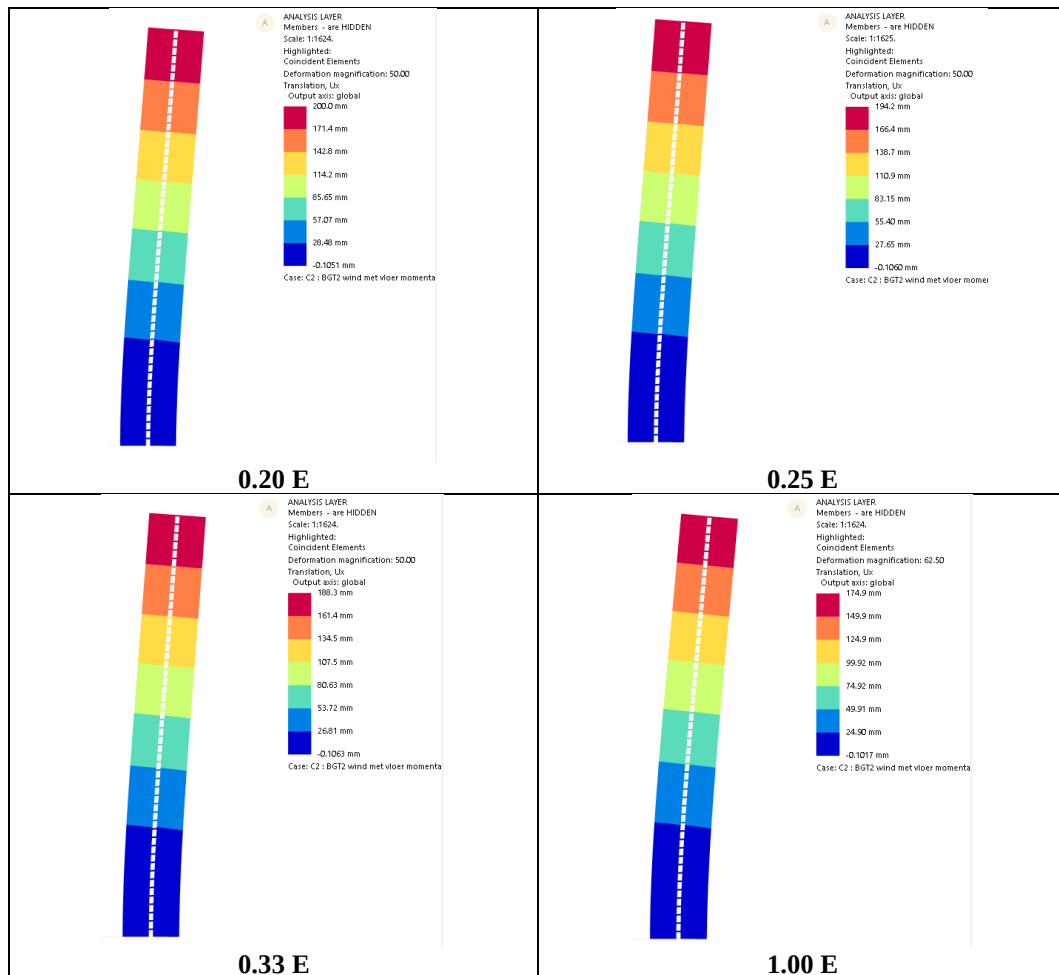


Figuur B 6 Gekoppelde wand met symmetrische windbelasting

Stijfheid van lateien

In het huidige model is een aanname gedaan voor de stijfheid van de lateien, namelijk $1/4^e$ van de elasticiteitsmodulus voor C55/67 beton. Hierdoor treedt een verplaatsing in de constructie op van 189 mm. Deze aanname voorziet het waarschijnlijke scheurgedrag van deze lateien. In Tabel B 2 zijn een aantal tests uitgevoerd met wisselende buigstijfheden voor de lateien. De afschuifsterkte is hierin evenredig geschaald volgens $G=E/(2(1+\nu))$

Tabel B 2 Verplaatsing bij verschillende stijfheden lateien

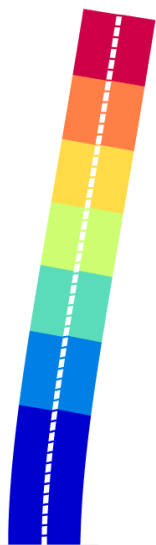
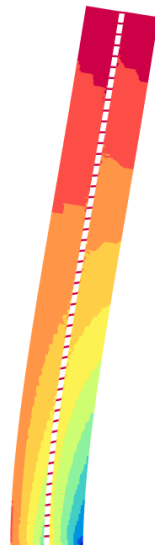
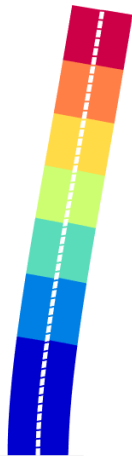
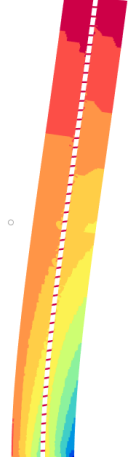


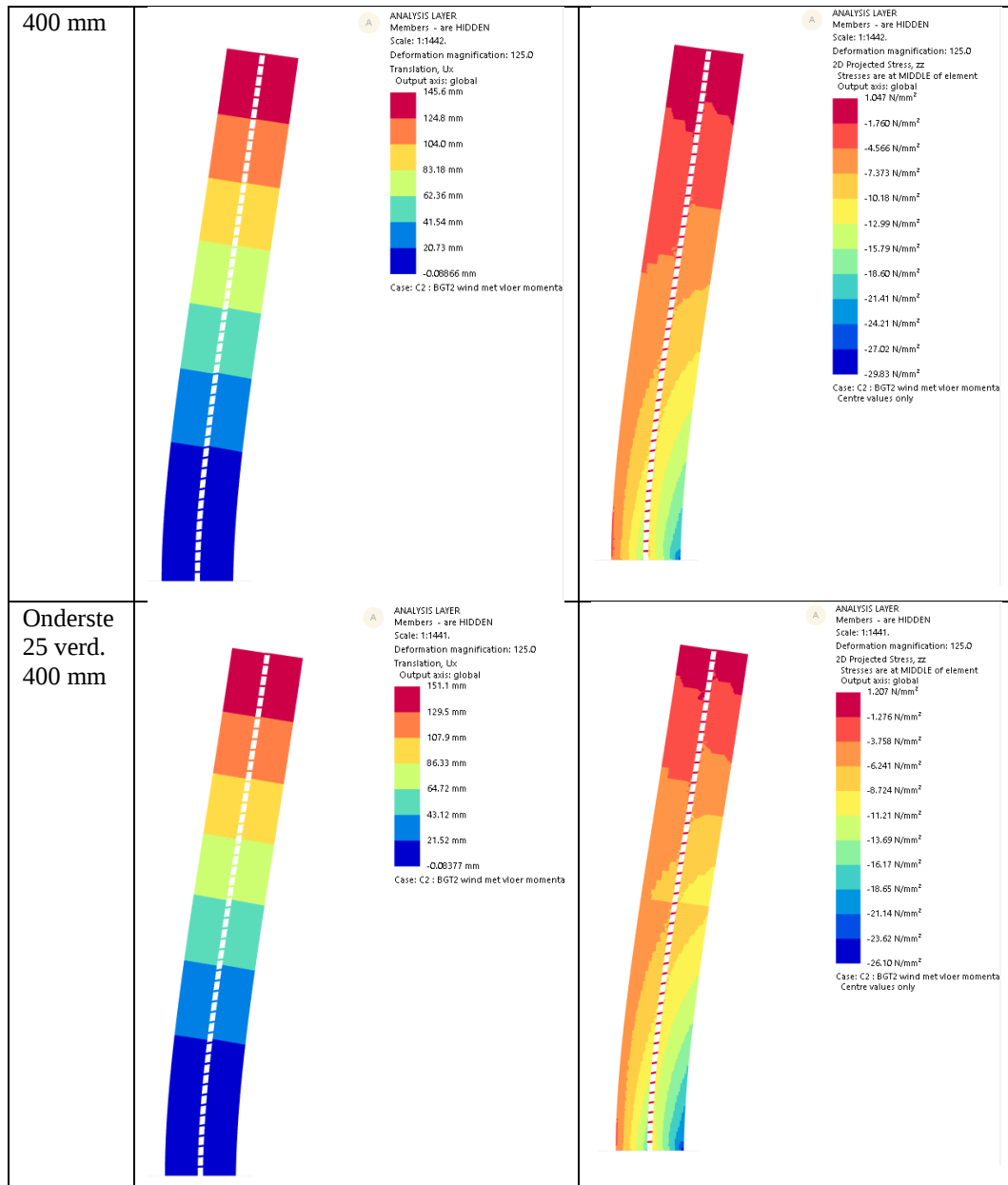
De resultaten tonen aan dat een lagere buigstijfheid in de lateien zoals 0.20 E of een hogere zoals 0.33 E ongeveer 6% meer of minder horizontale verplaatsing leveren ten opzichte van een buigstijfheid als 0.33 E. Het verschil met een volledig ongescheurde latei bij 1.0 E is ongeveer 11% minder horizontale verplaatsing.

Verskillende wanddiktes en lateibreedtes

Het huidige model is opgezet met wanden van 300*9200 mm en lateien van 300*550 mm. Aangezien bij een optelsom van alle verplaatsingen, de 1/500 verplaatsingsrichtlijn overschrijdt zijn er een aantal situaties onderzocht met een grotere geometrie met dikkere wand elementen en bredere lateien. De horizontale verplaatsingen (BGT) en de verticale spanningen(BGT) zijn hierbij geplot, indien er namelijk trekspanningen in de BGT fase optreden kan dit voor nader stijfheidsverlies zorgen in de wanden. Door een toename van de stijfheid in de wanden neemt het aandeel van de windbelasting dat door de wanden wordt opgenomen toe ten opzichte van de kern. Deze toename wordt in deze beschouwing achterwege gelaten. Alle situaties zijn onderzocht aan de hand van een buigstijfheid in de lateien van 25% van de totale buigstijfheid. Een overzicht van de resultaten bij grotere wanddiktes is weergegeven in Tabel B 3.

Tabel B 3 Verplaatsingen en verticale spanningen bij verschillende wanddiktes

d (mm)	Horizontale verplaatsingen combintie BGT2	Verticale spanning BGT
350mm	 ANALYSIS LAYER Members - are HIDDEN Scale: 1:11443 Deformation magnification: 125.0 Translation, Ux Output axis: global 166.4 mm 142.6 mm 118.9 mm 95.06 mm 71.27 mm 47.48 mm 23.69 mm -0.09592 mm Case: C2 : BGT2 wind met vloer momenta	 ANALYSIS LAYER Members - are HIDDEN Scale: 1:11443 Deformation magnification: 125.0 2D Projected Stress, zz Stresses are at MIDDLE of element Output axis: global 1.047 N/mm² -1.760 N/mm² -4.566 N/mm² -7.373 N/mm² -10.18 N/mm² -12.99 N/mm² -15.79 N/mm² -18.60 N/mm² -21.41 N/mm² -24.21 N/mm² -27.02 N/mm² -29.83 N/mm² Case: C2 : BGT2 wind met vloer momenta Centre values only
Onderste 25 verd 350 mm	 ANALYSIS LAYER Members - are HIDDEN Scale: 1:11748 Highlighted: Coincident Elements Deformation magnification: 125.0 Translation, Ux Output axis: global 169.6 mm 145.4 mm 121.1 mm 96.89 mm 72.64 mm 48.40 mm 24.15 mm -0.09527 mm Case: C2 : BGT2 wind met vloer momenta	 ANALYSIS LAYER Members - are HIDDEN Scale: 1:11443 Deformation magnification: 100.0 2D Projected Stress, zz Stresses are at MIDDLE of element Output axis: global 1.217 N/mm² -1.577 N/mm² -4.371 N/mm² -7.165 N/mm² -9.959 N/mm² -12.75 N/mm² -15.55 N/mm² -18.34 N/mm² -21.14 N/mm² -23.93 N/mm² -26.72 N/mm² -29.52 N/mm² Case: C2 : BGT2 wind met vloer momenta Centre values only



Er zijn twee methodes onderzocht om de stijfheid van de constructie te vergroten, een daarvan is het toepassen van een bredere wand over de totale hoogte en een daarvan is alleen de onderste 25 verdiepingen breder uitvoeren. De onderste bouwlagen wegen zwaarder mee in de stijfheid van het geheel, dus lokale verzwaringen voor bijvoorbeeld de onderste vijf bouwlagen zullen het meest effectief werken. Verdere verfijning van bijvoorbeeld alleen de onderste vijf bouwlagen wat wellicht nog effectiever zou kunnen werken, is niet nader beschouwd in dit rapport.

B7 Stijfheid in de lateien

De lateien in de gekoppelde wand constructie zijn het voornaamste betonnen element in de huidige opzet van de constructie dat in belaste toestand zal scheuren en hierdoor een gereduceerde buigstijfheid heeft. In deze paragraaf wordt een meer nauwkeurigere benadering gevolgd om de buigstijfheid in de lateien te bepalen voor het model. Tot dusver is uitgegaan van een aanname in de stijfheid van de lateien, bijvoorbeeld 25% of 33% van de buigstijfheid

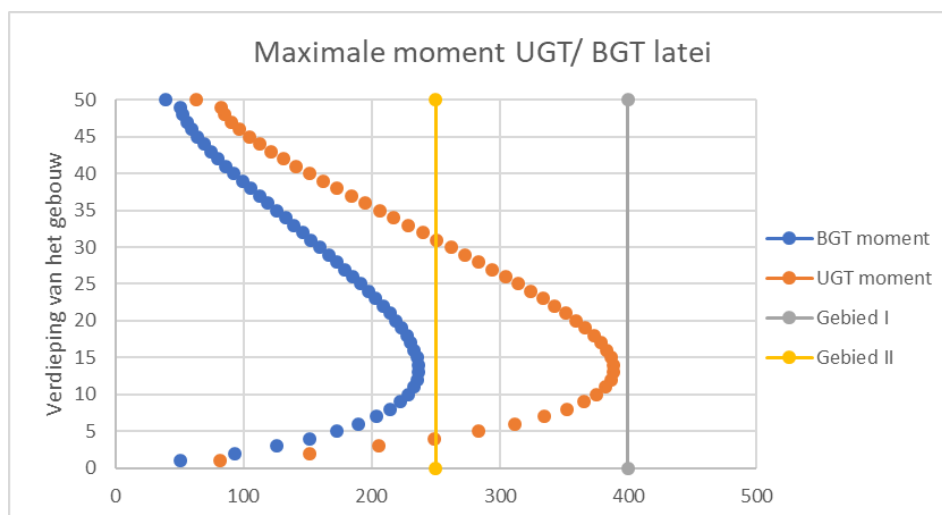
Er zijn twee methodes om de niet-lineaire stijfheid in een lineaire berekeningsmethode te verwerken, beide methodes vereisen een iteratieproces totdat de toegepaste stijfheid gelijk is aan de optredende krachten in de elementen:

- Reduceren van de buigstijfheid in de (2D)elementen waarin expliciet trek optreedt.
- Reduceren van de stijfheid over de volledige doorsnede van de latei

Beide gevallen gelden als een benaderingsmethode en kunnen de stijfheid mogelijk onderschatten of overschatten.

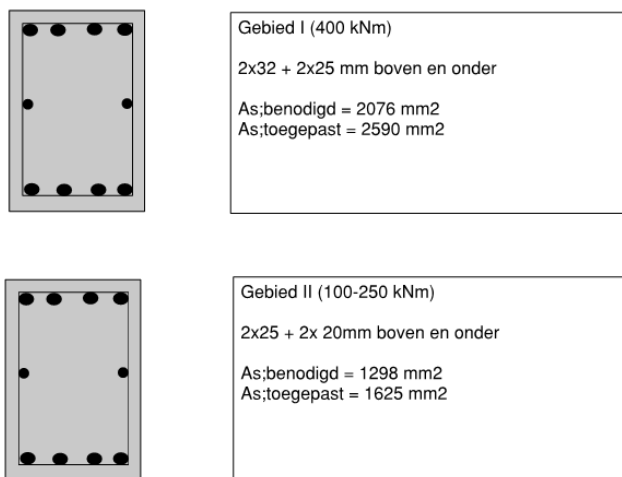
B7.1 Ontwerpen lateien

Allereerst worden aan de hand van de optredende momenten uit de berekening twee verschillende doorsneden ontworpen voor de lateien. Een overzicht van de optredende momenten onder windbelasting is weergegeven in Figuur B 7. De momenten zijn gebaseerd op de maximale optredende piekwaarden naast de wand.



Figuur B 7 Maximaal optredende momenten in de lateien per verdieping, in de situatie met windbelasting

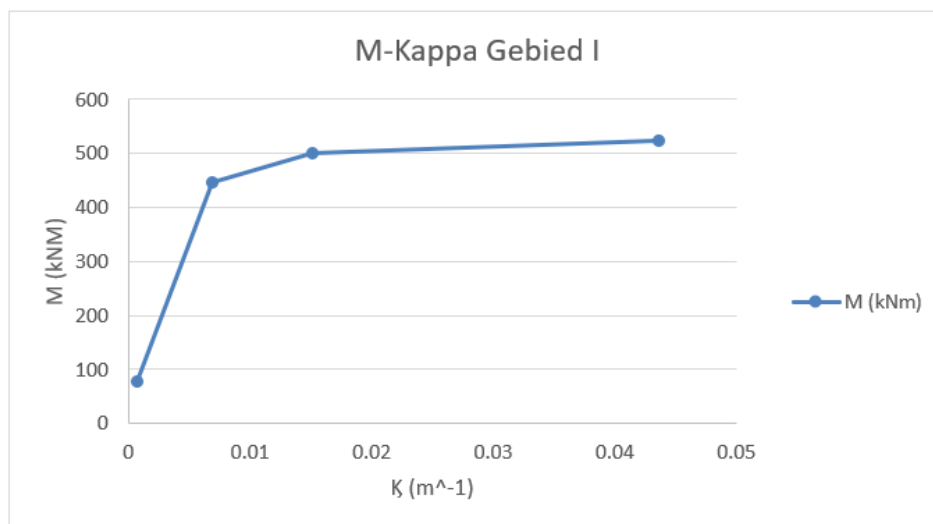
In de grafieken zijn twee gebieden gemarkeerd, gebied I met een bereik tot 250 kNm en Gebied I met een bereik van 250 tot 400 kNm voor het ontwerpen van de lateien. Gebied II reikt van bouwlaag 4 t/m 30 en gebied II reikt over de eerste drie bouwlagen en de bovenste 19 bouwlagen. De volgende doorsneden zijn hiervoor gekozen:



Figuur B 8 Gekozen doorsnedes voor lateien

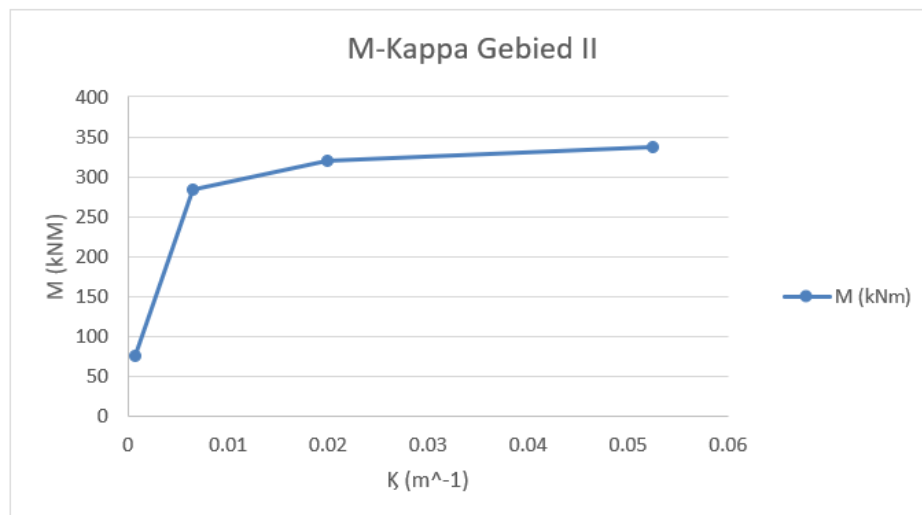
Om de niet-lineaire buigstijfheid van bovenstaande doorsnedes te bepalen is een M-kappa diagram opgesteld voor beide doorsnedes, zie Appendix B8. De uitkomsten hiervan zijn weergegeven in Figuur B 8 en Figuur B 9.

	κ	M (kNm)	Ely (kNm ²)	% Buigstijfheid EI
1 Scheurmoment (M _{cr})	0.000678	79	115757	100.00%
2 Vloeien trekwapening M(y)	0.006965	446	64101	55.38%
3 Stuikmoment (M _{c3})	0.015205	501	32951	28.47%
4 Bezwijkmoment (M _{cu3})	0.043637	524	12018	10.38%



Figuur B 9 M-Kappa diagram gebied I (300 x 550 mm)

	κ	M (kNm)	Ely (kNm ²)	% Buigstijfheid EI
1 Scheurmoment (Mcr)	0.000701	75	107513	100.00%
2 Vloeien trekwapening M(y)	0.006509	283	43534	40.49%
3 Stuikmoment (Mc3)	0.019911	321	16103	14.98%
4 Bezwijkmoment (Mcu3)	0.052576	338	6429	5.98%



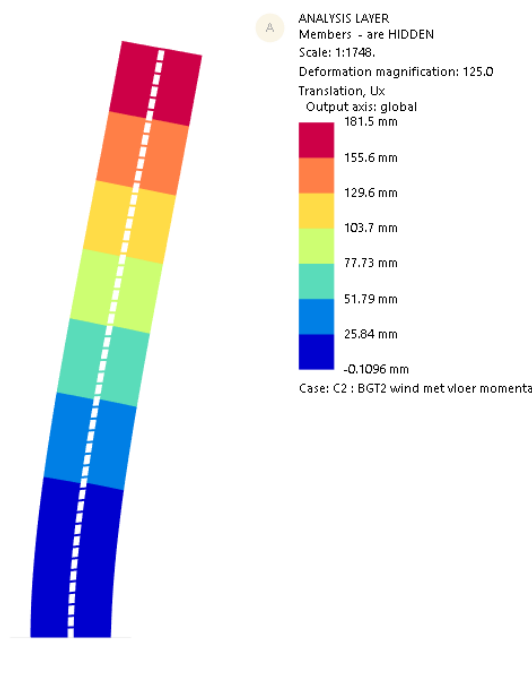
Figuur B 10 M-Kappa diagram gebied II (300x550 mm)

B7.1.1 Iteratiestap 1

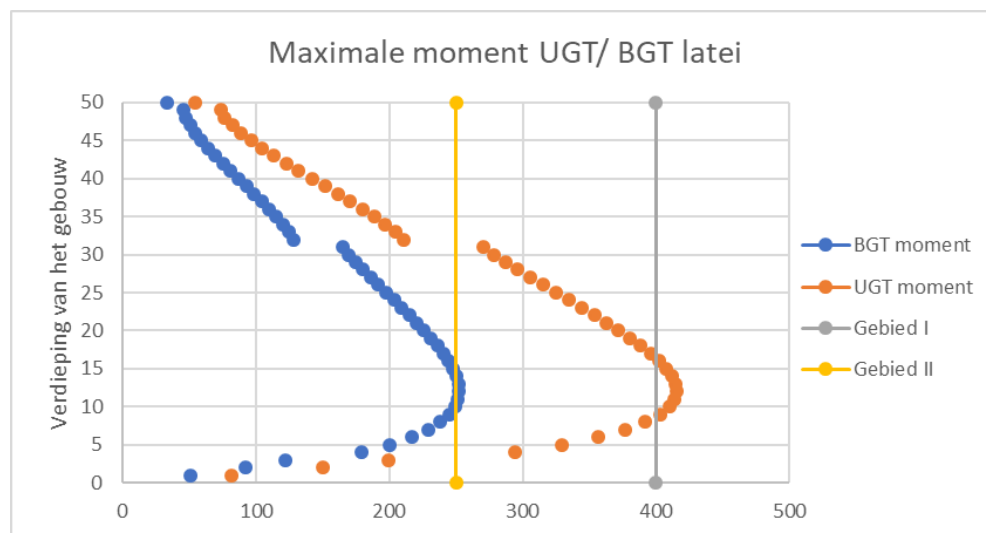
Aan de hand van de BGT momenten te vergelijken met de resultaten uit de M-Kappa diagram, kunnen de volgende stijfheden afgeleid worden:

- Gebied I reductie in lateien naar 55% buigstijfheid, alle elementen bevinden zich in het 2^e gebied van de M-Kappa diagram
- Gebied II reductie in lateien naar 40% buigstijfheid, alle lateien bevinden zich in het 2^e gebied van de M-Kappa diagram

In Figuur B 11 en Figuur B 12 zijn de resultaten weergegeven van iteratiestap 1. Uit de grafiek is Figuur B 12 dat de momenten in Gebied II licht zijn toegenomen ten opzichte van de oorspronkelijke aanname. De verplaatsing getoond in Figuur B 11 zijn kleiner geworden door de hogere buigstijfheden in de lateien.



Figuur B 11 Verplaatsing in de BGT situatie bij iteratiestap 1



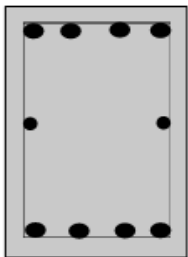
Figuur B 12 Momenten in de lateien bij iteratiestap 1

Uit de resultaten volgt een toename van de momenten in de lateien in gebied I. Daarnaast zijn de momenten van de lateien welke oorspronkelijk in gebied II zaten afgenomen door de lagere stijfheid ten opzichte van de lateien in gebied I. De verdere toename in momenten resulteert in dit geval niet in een verdere reductie in stijfheid in de lateien van de constructie.

B8 M-Kappa berekening

M-Kappa diagram

Invoer



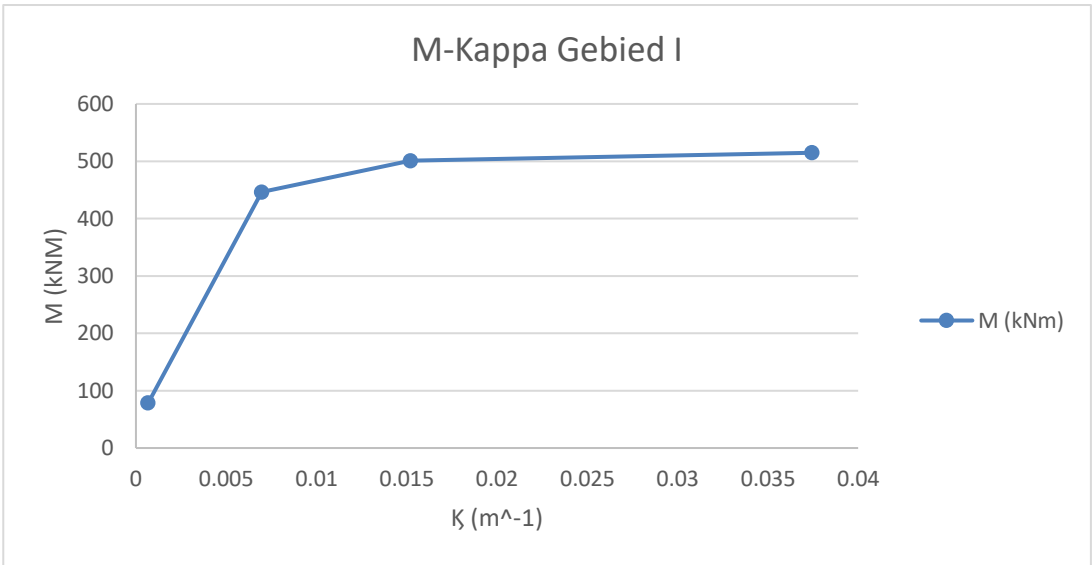
Gebied I (400 kNm)

Latei 300x500 mm
2x32 + 2x25 mm boven en onder

As;benodigd = 2076 mm²
As;toegepast = 2590 mm²

Uitvoer

	κ	M (kNm)	Ely (kNm ²)	% Buigstijfheid EI
1 Scheurmoment (Mcr)	0.000678	79	115757	100.00%
2 Vloeien trekwapening M(y)	0.006965	446	64101	55.38%
3 Stuikmoment (Mc3)	0.015205	501	32951	28.47%
4 Bezwijkmoment (Mcu3)	0.037454	515	13747	11.88%



Scheurmoment

Invoer

Externe drukracht	Vloeigrens	
0 kN	0.002175 εs	
Wapening 1 trek	ε bij scheurmoment	
2590 mm2	0.000206182 ε1	
Wapening 2 druk		
2590 mm2		
Betondoorsnede	Beton C55/67	Staal
300 b	36.66666667 fcd	435 fyk
550 h	20370.37037 Ec;d	200000 Es
58 a	4.2 fctm	
492 d		
4159375000 mm4		

Σ = 0

Nc+Ns;druk-Nc;trek+Ned=0				
Druk beton				
Nc	0,5*b*x*oc	; σc/σctrek = x/(h-x)		
	oc;trek = ε1*Ec			
	oc = x/(h-x) * ε1*Ec			
	630 x^2/(h-x)			
Wapening druk				
Ns;druk	As;druk * σs;druk	; εs;druk / εc;trek = (x-a)/ (h-x)		
	εs;druk = os;druk/Es			
	os;druk = (x-a)/(h-x) *ec;trek * Es			
	As;druk * Es * ε1 *(x-a)/(h-x)			
	106802.1818 (x-a)/(h-x)			
Wapening trek				
	0			

Beton trek

Nc	0,5*b*(h-x)*oc;trek			
	0,5*b*(h-x)*ε1*Ec			
	630 (h-x)			
Ned				
	0 N			

Oplossing x

630 x^2/(h-x)	+	106802.1818 (x-a)/(h-x)	-630 (h-x)	=	0 (alles maal (h-x))
630 x^2		106802.1818 (x-a)	-630 (h-x)^2		(invullen)
630 x^2		106802.1818 x	x^2-2xh-h^2		
		-6194526.545	-190575000.00	693000 x	-630 x^2
0 x^2	799802.1818 x	-196769526.5			
	x	=	246.0227429		
630 x^2	106802.1818 x	-6194526.545			
	x	=	246.0227429		

Resultaten

Nc	=	125444.022 N
Ns;druk	=	66061.65002 N
Nc;trek	=	191505.672 N
		0 kN
Mc	=	51431098.01 Nmm
Ms;druk	=	27084775.7 Nmm
Mc;trek	=	Nmm
		78.51587371 kNm
Kcr		0.00067828 m^-1
EI		115757.2483 KNm^2

Vloeien wapening

Invoer

Externe drukracht 0 kN	Vloeigrens 0.002175 εs	Betonrek 0.0018 ε2
Wapening 1 trek 2590 mm2	Betonstuik 0.0018 εc	
Wapening 2590 mm2	0	
Betondoorsnede 300 b 550 h 58 a 492 d 4.16E+09 mm4	Beton C53/65 36.66666667 fcd 20370.37037 Ec;d 4.2 fctm	Staal 435 N/mm2 fyk 200000 Es

Σ = 0

Vloeien wapening Nc+Ns;druk+Ned-Ns	
Druk beton	
Nc =	0,5*b*x*εs * x/(d-x)*Ec
	6645.833333 x^2/(d-x)
Wapening druk Ns;druk	
	Ns;druk = As;druk * εs * Es * (x-a)/(d-x)
	1126650 (x-a)/(d-x)
Wapening trek	
	Ns;trek = As * εs * Es
	1126650
Ned	
	0 N

Oplossing x

6645.833 x^2/(d-x)	+	1126650 (x-a)/(d-x)	-	1126650	=	0
					(alles maal d-x)	
6645.833 x^ 2	+	1126650 (x-58)	-	1126650 (492-x)		
	+		-			
6645.833 x^ 2	+	1126650 x	-65345700 -	554311800.00	-1126650.00 x	
	+					
	+	2253300 x	-619657500			
	+					
6645.833 x^2	+	2253300 x	-619657500			
1 x^2	+	339.0545455 x	-93240			
ABC formule						
	1 x^2	339.0545455 x	-93240			
	x	=	179.7283589			

Resultaten

Controle spanningen			
Nc	=	6.87E+05 N	13 N/mm²
Ns;druk	=	4.39E+05 N	170 N/mm²
Ns	=	1.13E+06 N	435 N/mm²
		0.00E+00 N	
Mc	=	255861196 Nmm	
Ms;druk	=	190606616.3 Nmm	
Ms	=	Nmm	
		446.4678123 kNm	
Kcr		0.00696509 m^-1	
EI		64100.79838 KNm^2	

Stuikmoment

Invoer

Externe drukkracht 0 kN	Vloeigrens 0.002175 εs	Betonrek ? ε1 0.0018 ε2 (stuik)
Wapening 1 trek 2590 mm2	Betonstuik 0.0018 εc	
Wapening 2 druk 2590 mm2		
Betondoorsnede 300 b 550 h 58 a 492 d 4159375000 mm4	Beton C20/25 36.667 fcd 20370.37037 Ec;d 4.2 fctm	Staal 435 N/mm2 fyd 200000 Es

Σ = 0

Nc+Ns;druk+Ned-Ns = 0		
Druk beton	Nc	0,5*b*x*σ

5500 x

Wapening druk

Ns;druk = (x-a)/(x) *ε2* Es * As;druk

932400 (x-a)/(x)

Wapening trek (vloeit)

Ns = As;trek* εs * Es

1126650

Ned

0 N

Oplossing x

Som = 0				
5500 x	+	932400 (x-58)/x	-	1126650
5500 X^ 2	+	932400 (x-58)	-	1126650 x
5500 X^ 2	+	932400 x	-54079200 -	1126650 x
	+	-194250 x	-54079200	
5500 x^2	+	-194250 x	-54079200	
1 x^2	+	-35.32 x	-9833	

ABC formule

1 x^2 -35.3181818 x -9832.581818

x = 118.3786288

Resultaten

				Controle spanning
Nc	=	6.51E+05 N		36.7 N/mm²
Ns;druk	=	4.76E+05 N		183.6 N/mm²
Ns	=	1.13E+06 N		435.0 N/mm²
		0.00E+00 N		
Mc	=	294641153.3 Nmm		
Ms;druk	=	206396313.1 Nmm		
Ms	=	0 Nmm		
		501.0374664 kNm		
εs		0.00568108		
Kcr		0.015205447 m^-1		
EI		32951.18235 KNm^2		

Bezwijkmoment

Rekfiguur voor C55/67 beton is niet-lineair, $\epsilon_c3 = 1,8$ en $\epsilon_{cu3}=3.5$. Om het drukoppervlak te bepalen is α en β geïntroduceerd

Invoer

Externe drukkracht 0 kN	Vloeigrens 0.002175 ϵ_s	Betonrek 0.0018 ϵ_c3 0.0031 ϵ_{cu3}
Wapening 1 trek 2590 mm2	Bezwijkmoment 0.0031 ϵ_c	
Wapening 2 druk 2590 mm2	0.5806 α 0.4194 β	(% betonopp tot stuik) (% opp stuik tot bezwijk)
Betonddoorsnede 300 b 550 h 58 a 492 d 4.16E+09 mm4	Beton C55/67 36.66666667 fcd 20370.37037 Ec;d 4.2 fctm	Staal 435 N/mm2 fyd 200000 Es

Σ = 0

Scheurmoment Nc+Ns;druk-Ns-Ned	
Druk beton 1 (tot ϵ_c3) Nc1	$0.5 \cdot b \cdot x \cdot \alpha \cdot \epsilon_c3 \cdot Ec$
	3193.548387 x
Druk beton 2 (ϵ_c3 tot ϵ_{cu3}) Nc2	$b \cdot x \cdot \beta \cdot \epsilon_c3 \cdot Ec$
	4612.903226 x
Wapening druk Ns;druk	$= (x-a)/(x) \cdot \epsilon_{cu3} \cdot Es \cdot A_{s;druk}$
	1605800 (x-a)/(x)
Wapening trek (vloeit)	
Ns	= $A_{s;trek} \cdot \epsilon_s \cdot Es$
	1126650
Ned	0 N

Oplossing x

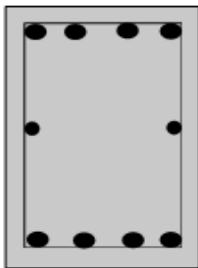
Som = 0					
3193.548 x	+	4612.903226 x	1605800 (x-58)/x	-	1126650 =0
3193.548 X^ 2	+	4612.903226 x^2	1605800 (x-58)	-	1126650 x
	+			-	
7806.452 X^ 2	+		1605800 x	-93136400 -	1126650 x
	+		479150 x	-93136400	
	+				
7806.452 x^2	+		479150 x	-93136400	
1 x^2	+		61.38 x	-11931	
ABC formule					
1 x^2		61.37871901 x	-11930.69587		
	x	=	82.76782473		

Resultaten

			Controle
Nc1	=	2.64E+05 N	36.7 N/mm²
Nc2	=	3.82E+05 N	36.7 N/mm²
Ns;druk	=	4.81E+05 N	185.5 N/mm²
Ns	=	1.13E+06 N	435.0 N/mm²
0.00E+00 N			
Mc1	=	125106874.1 Nmm	
Mc2	=	181219618.9 Nmm	
Ms;druk	=	208548709.8 Nmm	
Ms	=	0 Nmm	
Mtot	=	514.8752028 kNm	
εs	0.015327451		
Kcr	0.037454168 m^-1		
EI	13746.80663 KNm^2		

M-Kappa diagram

Invoer



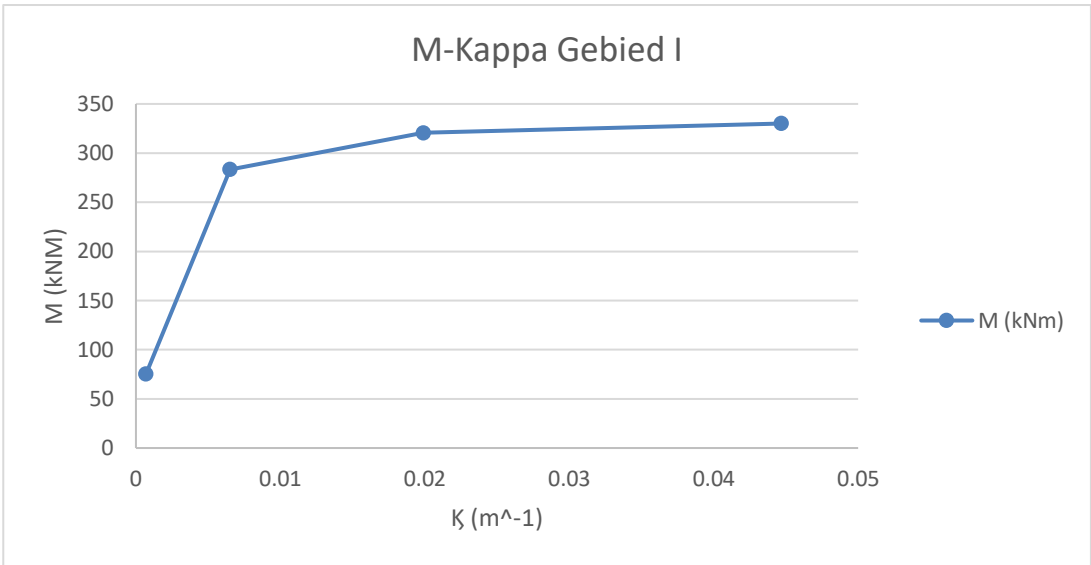
Gebied II (100-250 kNm)

2x25 + 2x 20mm boven en onder

As;benodigd = 1298 mm²
As;toegepast = 1625 mm²

Uitvoer

	κ	M (kNm)	Ely (kNm ²)	% Buigstijfheid EI
1 Scheurmoment (Mcr)	0.000701	75	107513	100.00%
2 Vloeien trekwapening M(y)	0.006509	283	43534	40.49%
3 Stuikmoment (Mc3)	0.019911	321	16103	14.98%
4 Bezwijkmoment (Mcu3)	0.044681	330	7387	6.87%



Appendix C

Prefab ontwerp

C1 Inleiding

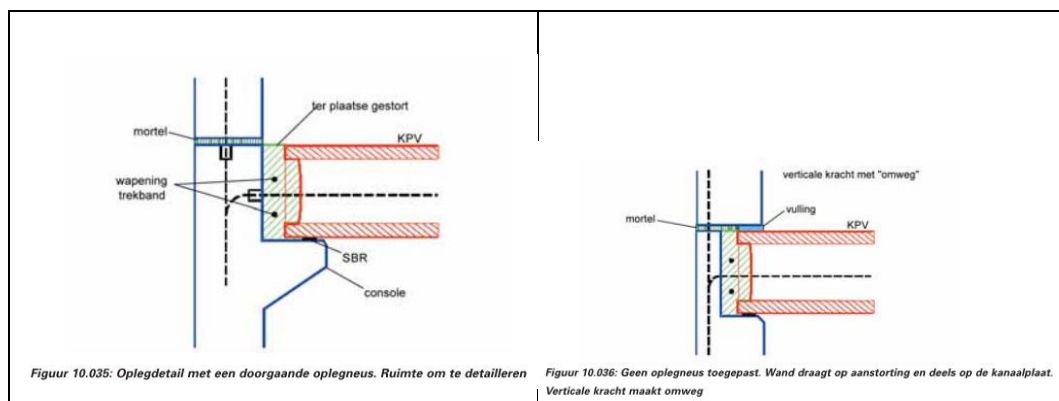
In deze bijlage wordt nader toelichting gegeven op de inhoud van hoofdstuk 5 over de prefab variant van de gekoppelde wandconstructie. Er wordt toelichting gegeven op de gemaakte ontwerpkeuzes van hoofdstuk 5. Daarnaast wordt de modelopbouw van de gekozen prefab geometrie getoond en aanvullende resultaten getoond.

C2 Vloersystemen

Hoewel de vloeren niet expliciet gecontroleerd zijn in dit onderzoeksverslag is in deze paragraaf een overzicht gegeven van de mogelijke prefab vloersystemen. Voor vloersystemen zijn er namelijk twee veelvuldig gebruikte systemen in prefab beton voor woningbouw en utiliteitsbouw.

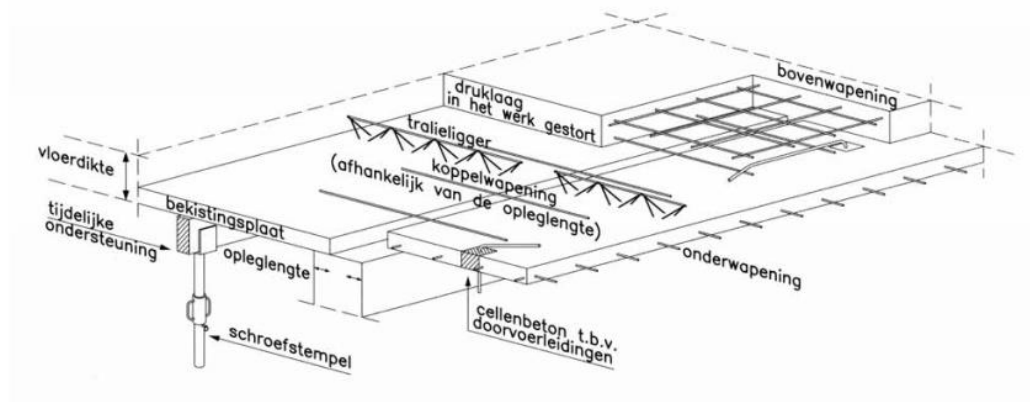
- Algemene vloerdetails kanaalplaatvloer;
- Vloerdetails bekistingsplaatvloer.

De kanaalplaatvloer is een volledig prefab vloer systeem, waarbij er een variant is met druklaag of zonder druklaag. Een kanaalplaatvloer bestaat uit een rechthoekig prefab element met ronde sparingsen voor gewichtsbesparing. De kanaalplaat is voorgespannen waardoor met een slanke doorsnede een grote overspanning bereikt kan worden. Bij een kanaalplaat zonder druklaag, is er een beperkte samenhang tussen de elementen door de cementvoeg tussen de elementen, hierdoor functioneert het niet als vloer met schijfwerking. Bij een variant met druklaag, oftewel een opgestorte gewapende betonnen laag bovenop de kanaalplaatvloer elementen, kan het systeem wel als schijf beschouwd worden voor het stabiliteitssysteem van het gebouw. Voor een verbetering van de krachtsafdracht kunnen hamerkopsparringen toegepast om een trekband aan te brengen in de vloerschijf. Er zijn twee veel gebruikte methodes voor een oplegging van een kanaalplaatvloer, namelijk een esthetisch minder fraaie variant waarbij de kanaalplaatvloer excentrisch opgelegd wordt op de console van de wand en een variant waarbij de kanaalplaatvloer gedeeltelijk of volledig bovenop de wand geplaatst wordt. Een principe detail van beide varianten is weergegeven in Figuur C 1.



Figuur C 1 Principedetail van beide oplegvarianten van een kanaalplaatvloer[9]

Een bekistingsplaatvloer maakt gebruik van gedeeltelijk geprefabriceerd systeem, namelijk een gewapende of voorgespannen bekistingsplaat van normaal 50 mm met ingestorte stalen tralieliggers afgewerkt met een laag in het werk gestort beton. De bekistingsplaat dient voldoende sterkte te hebben om scheurvrij getransporteerd te worden en op locatie gehesen te worden. Op locatie dient de bekistingsplaat ongestempeld te worden tot de aangestorte vloer de volledige sterkte heeft. Een overzicht van de opbouw van een bekistingsplaatvloer is gegeven in Figuur C 2.



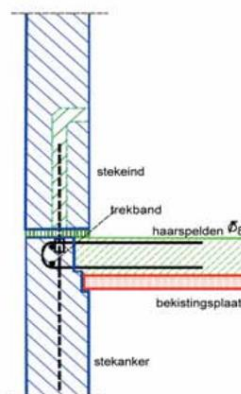
Figuur 9.033: Schets opbouw bekistingsplaatvloer

Figuur C 2 Opbouw bekistingsplaatvloer, Figuur 9.033 uit [9].

Het grote voordeel van een bekistingsplaatvloer is de vrijheid in de evenaring van de stijfheid in het vlak ten opzichte van een volledig in het werk gestorte betonvloer. De verbinding van een bekistingsplaatvloer wordt bevestigd met de wand door middel van een inkassing over de gehele lengte van de wand, een principedetail hiervan is weergegeven in Figuur C 3. Bij de uitvoering kan de prefab bekistingsplaat gebruikt worden als bekisting, resulterend in een besparing van de uitvoeringstijd. Het nadeel is de verhardingstijd van de opgestorte druklaag en natte verbindingen, de benodigde verhardingstijd kan een beperkende factor zijn in de bouwsnelheid per bouwlaag ten opzichte van een systeem met kanaalplaatvloeren.



Figuur 10.072: Detail B



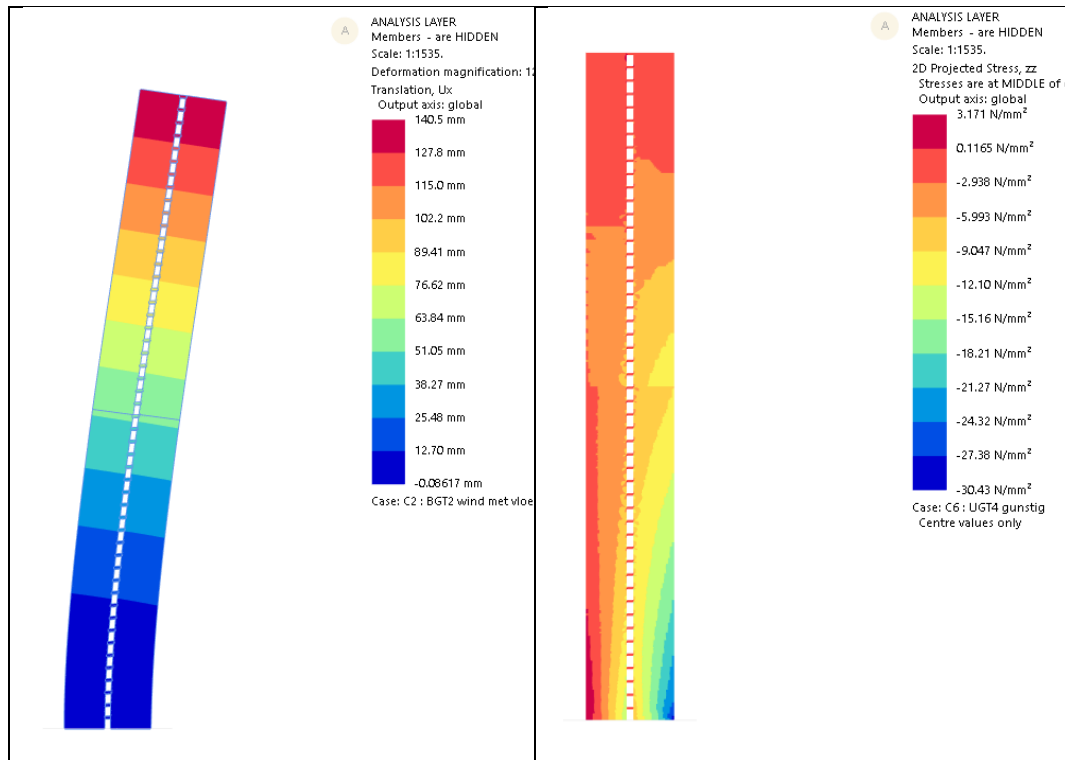
Figuur 10.073: Detail C

Figuur C 3 Oplegdetails bekistingsplaatvloer, Figuur 9.033 uit [9].

Er zijn gewicht besparende varianten van de bekistingsplaatvloer op de markt, zoals de bollenplaatvloer. Deze gewicht besparende varianten maken gebruik van ingestorte bollen, waarmee beton bespaart wordt in het midden van de doorsnede.

C3 Prefab gekoppelde wand model

In deze paragraaf wordt de modelinvoer en resultaten van het prefab gekoppelde wand model beschreven. Voor het model is dezelfde geometrie en belasting gebruikt als toegepast voor hoofdstuk 4, echter is wel gebruikt gemaakt van de optimalisatie van de geometrie door bij de onderste 25 bouwlagen 400mm dikke wanden toe te passen en de hogere stijfheid uit de M-Kappa diagram voor de lateien. In Figuur C 4 worden de referentiewaarden getoond van het ontwerp zonder voegen.

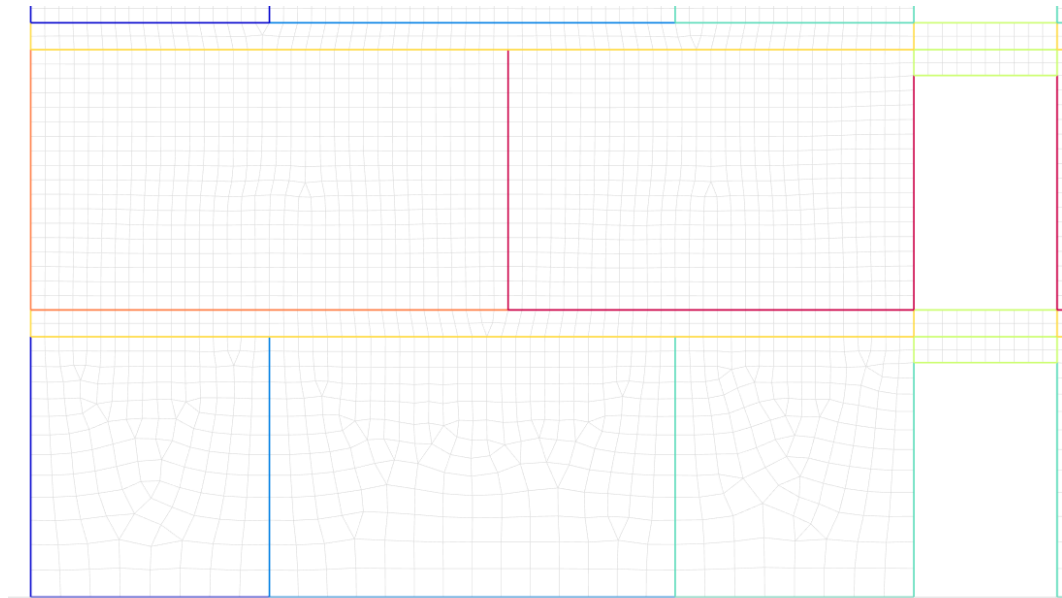


Figuur C 4 Referentiewaarden model met i.h.w.g. beton en geen voegen. De verplaatsingen volgen uit de BGT situatie onder windbelasting en de spanningen(Z-richting) uit de gunstige UGT windbelasting.

C3.1 Wijzigingen in opbouw van het model

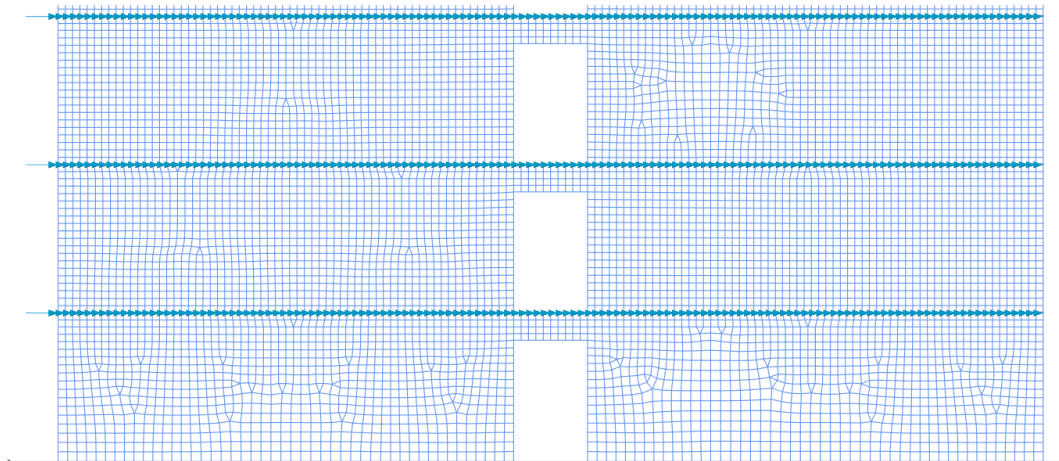
Ten opzichte van het vorige model toegepast voor de berekeningen van hoofdstuk 4 en Appendix B, zijn een aantal wijzigingen doorgevoerd in de geometrie van het ontwerp.

De mesh-grootte ter plaatste van de vloer is lokaal verfijnd naar 0.15m zodat de vloer gemodelleerd als buigligger over de wanden ten minste twee elementen over de hoogte van de doorsnede bevat. Daarnaast heeft deze gelijke vloer mesh het voordeel dat er 1D veerstaven met een gelijke h.o.h. afstand geplaatst kunnen worden.



Figuur C 5 Toegepaste mesh in rekenmodel

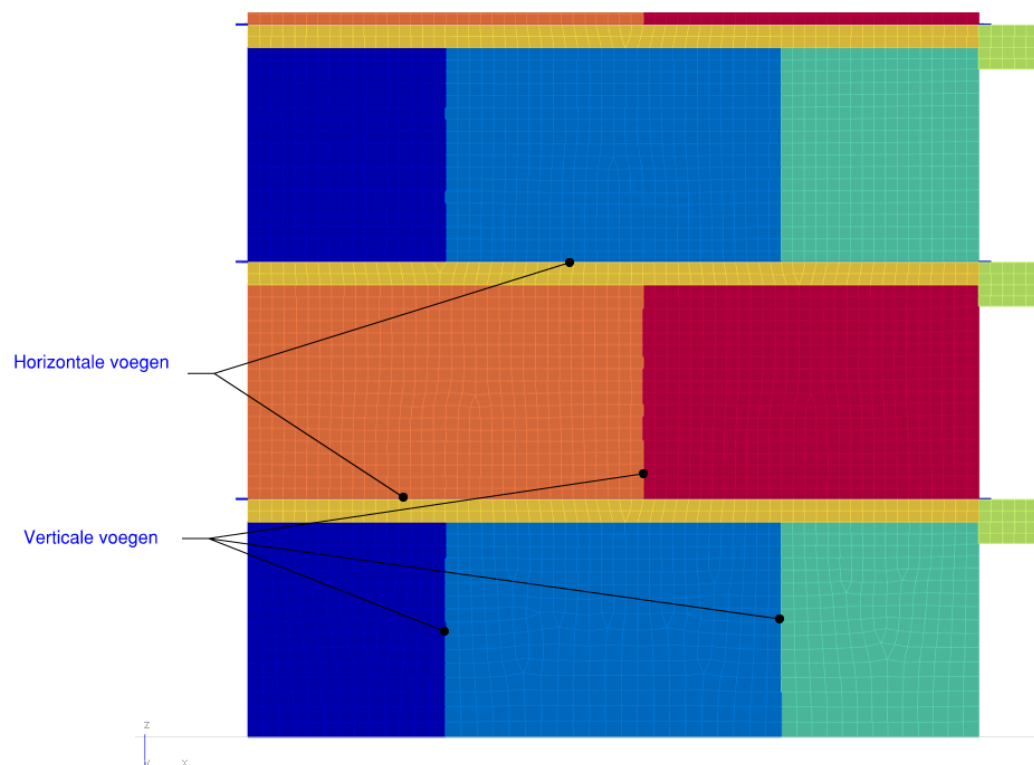
De windbelasting is op de vloer aangebracht in plaats van op de linkerhelft van de wand. Doordat er stijve vloerschijven toegepast worden kan aangenomen worden dat de belasting gelijkmatig over de breedte van de constructie wordt aangrijpt.



Figuur C 6 Aangebrachte windbelasting op de wanden

C3.2 Voegen

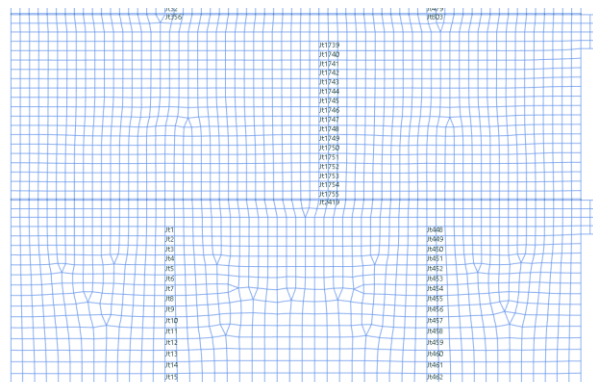
In het model zijn horizontale en verticale voegen aanwezig. De locatie hiervan is weergegeven Figuur C 7. De overige voegen tussen elementen zijn volledig momentvast verbonden.



Figuur C 7 Locatie gemodelleerde voegen

C3.2.1 Verticale voegen

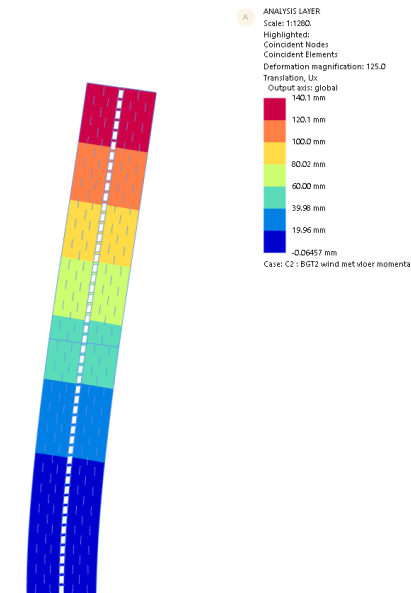
Als eerste stap zijn de verticale voegen toegevoegd aan het model, de verticale voegen zijn gemodelleerd als “joints” oftewel voegelementen. Deze voegelementen zijn in feite dubbele knopen waartussen de mate van verbinding aan gekoppeld is, in dit geval geen koppeling. Dit is toegepast voor alle verticale voegen in het EEM-model.



Record	Stage List	Constrained Node	Primary Node	Direction						Name
				x	y	z	xx	yy	zz	
Defaults	all	1	1	~	~	~	~	~	~	
1	all	198645	1633	~	~	~	~	~	~	
2	all	198649	1634	~	~	~	~	~	~	
3	all	198653	1635	~	~	~	~	~	~	
4	all	198657	1636	~	~	~	~	~	~	
5	all	198661	1637	~	~	~	~	~	~	
6	all	198665	1638	~	~	~	~	~	~	
7	all	198669	1639	~	~	~	~	~	~	
8	all	198673	1640	~	~	~	~	~	~	

Figuur C 8 Principe toegepaste joints in het EEM-model

In het onderstaande figuur zijn de resultaten zichtbaar ten gevolge van de gemodelleerde voegelementen. De verplaatsing is gebaseerd op de BGT situatie met windbelasting. Door het verspringend plaatsen van de wand elementen en de verticale voegen is geen toename in de horizontale verplaatsing zichtbaar.



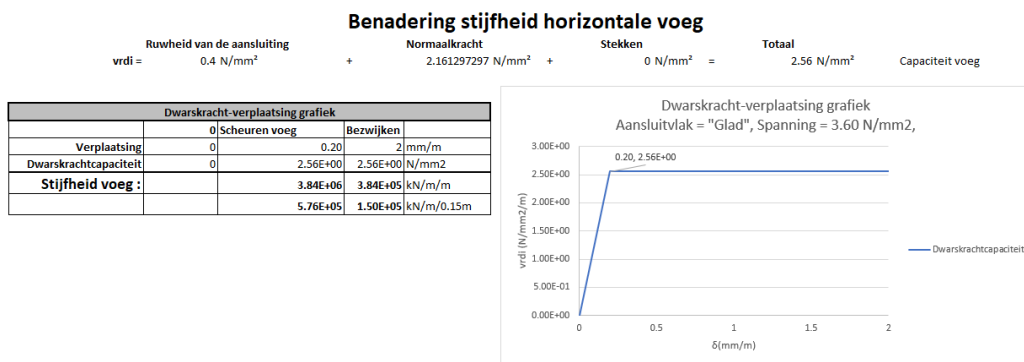
Figuur C 9 Horizontale verplaatsingen in X-richting, verwaarloosbare grote in toename van de horizontale verplaatsingen.

C3.2.2 Horizontale voegen

Als tweede stap worden de horizontale voegen toegevoegd aan het rekenmodel. De horizontale voegen zijn gemodelleerd als 1D (veer)staven per 150 mm. Deze 1D veerelementen hebben zes vrijheidsgraden, waarvan de drie rotatierichtingen niet benut worden voor dit onderzoek. Omdat de horizontale veerstijfheid sterk afhankelijk is van de aanwezige normaalkracht in de doorsnede is er onderscheid gemaakt in drie niveaus, zwaar, middel en licht.

Licht belaste verdiepingen met 300mm wanden: bouwlaag 26-50

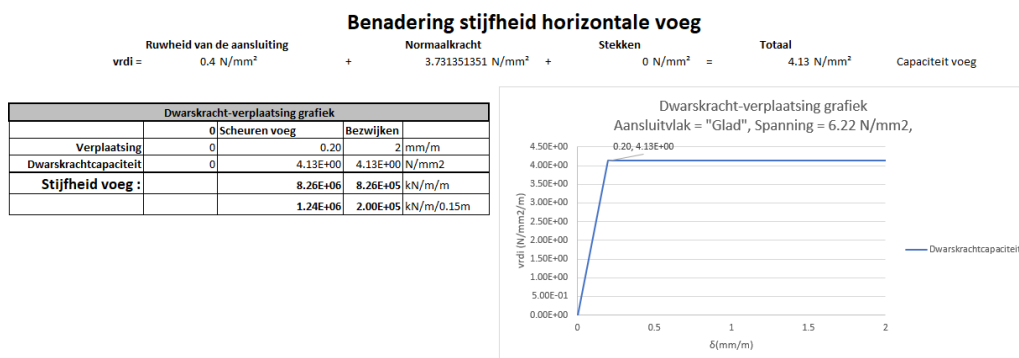
- Ned = 593 tot 19400 kN / 9.25m (Gemiddeld 9996 kN)
- Ved = 54 tot 989 kN / 9.25m



Figuur C 10 Toegepaste stijfheid voor licht belaste voegen

Middel belaste verdiepingen met 400mm wanden: bouwlaag 13-25

- Ned = 19400 tot 26620 kN / 9.25m (Gemiddeld 23010 kN)
- Ved = 989 tot 1552 kN / 9.25m



Figuur C 11 Toegepaste stijfheid voor middel belaste voegen

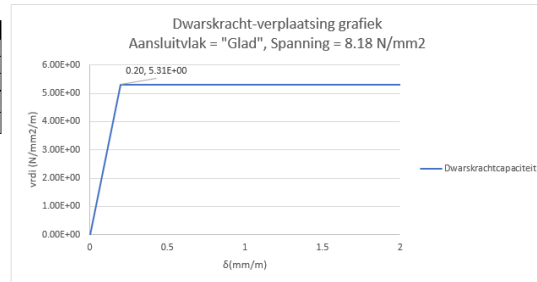
Zwaar belaste verdiepingen met 400mm wanden: bouwlaag 1-12

- Ned = 26620 tot 33910 kN / 9.25m (Gemiddeld 30265 kN)
- Ved = 1552 tot 762 kN / 9.25m

Benadering stijfheid horizontale voeg

$$\text{Ruwheid van de aansluiting} \quad \text{Normaalkracht} \quad \text{Stekken} \quad \text{Totaal} \\ \text{vrđi} = 0.4 \text{ N/mm}^2 + 4.907837838 \text{ N/mm}^2 + 0 \text{ N/mm}^2 = 5.31 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Capaciteit voeg}$$

Dwarskracht-verplaatsing grafiek			
	0	Scheuren voeg	Bezwijken
Verplaatsing	0	0.20	2 mm/m
Dwarskrachtcapaciteit	0	5.31E+00	5.31E+00 N/mm2
Stijfheid voeg :		1.06E+07	1.06E+06 kN/m/m
		1.59E+06	2.00E+05 kN/m/0.15m



Figuur C 12 Toegepaste stijfheid voor zwaar belaste voegen

Voor de verticale stijfheid van de horizontale voeg is de volgende waarde toegepast voor 300 mm wanden:

$$K_z = \frac{E \cdot A}{t_{voeg}} = \frac{38214 \cdot 300 \cdot 150}{20} = 8.5e7 \text{ kN/m}$$

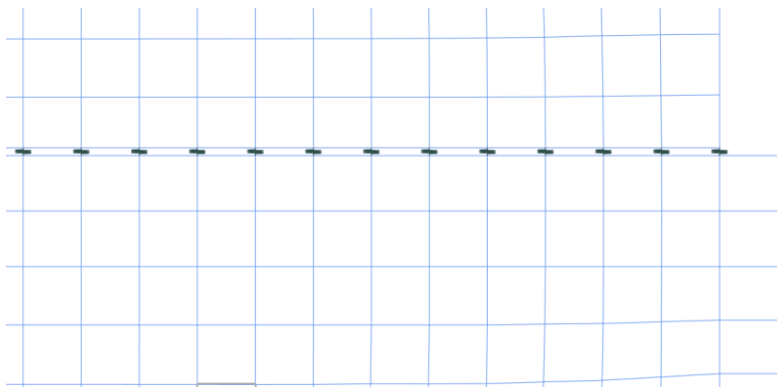
Voor 400 mm wanden:

$$K_z = \frac{E \cdot A}{t_{voeg}} = \frac{38214 \cdot 400 \cdot 150}{20} = 1.0e8 \text{ kN/m}$$

Een overzicht van de invoergegevens in GSA is gegeven in Figuur C 13. Voor de veren is het lokaal assenstel van toepassing. Dit houdt in dat de waarde voor de X-as (Globaal = Z-richting) gelijk is aan de axiale veerstijfheid van de veer en de Y-as geldt voor de horizontale veerstijfheid (Globaal = X-richting), de Z-richting is in dit geval de uit-het-vlak richting. Voor de veerstijfheden aan het einde van de wand zijn halve eigenschappen toegepast.

Property	Name	Colour	Type	x		y		z		xx		yy		zz	
				Spring Curve	Stiffness	Spring Curve	Stiffness	Spring Curve	Stiffness	Spring Curve	Stiffness	Spring Curve	Stiffness	Spring Curve	Stiffness
Defaults	Spring prop. #		Axial	none	[kN/m]	0 none	[kN/m]	0 none	[kN/m]	0 none	[kNm/rad]	0 none	[kNm/rad]	0 none	[kNm/rad]
1															
2	Horizontale veer zwaar	...	General	none	1e+08	none	1.59e+06	none	1 none	0.0001	none	0.0001	none	0.0001	0.0001
3	Horizontale veer middel	...	General	none	9.999e+07	none	1.24e+06	none	1 none	0.0001	none	0.0001	none	0.0001	0.0001
4	Horizontale veer licht	...	General	none	8.499e+07	none	5.76e+05	none	1 none	0.0001	none	0.0001	none	0.0001	0.0001
5	Horizontale 0.5 veer zw	...	General	none	5e+07	none	7.8e+05	none	1 none	0.0001	none	0.0001	none	0.0001	0.0001
6	Horizontale 0.5 veer mi	...	General	none	5e+07	none	6.2e+05	none	1 none	0.0001	none	0.0001	none	0.0001	0.0001
7	Horizontale 0.5 veer lich	...	General	none	4.25e+07	none	2.9e+05	none	1 none	0.0001	none	0.0001	none	0.0001	0.0001
8															

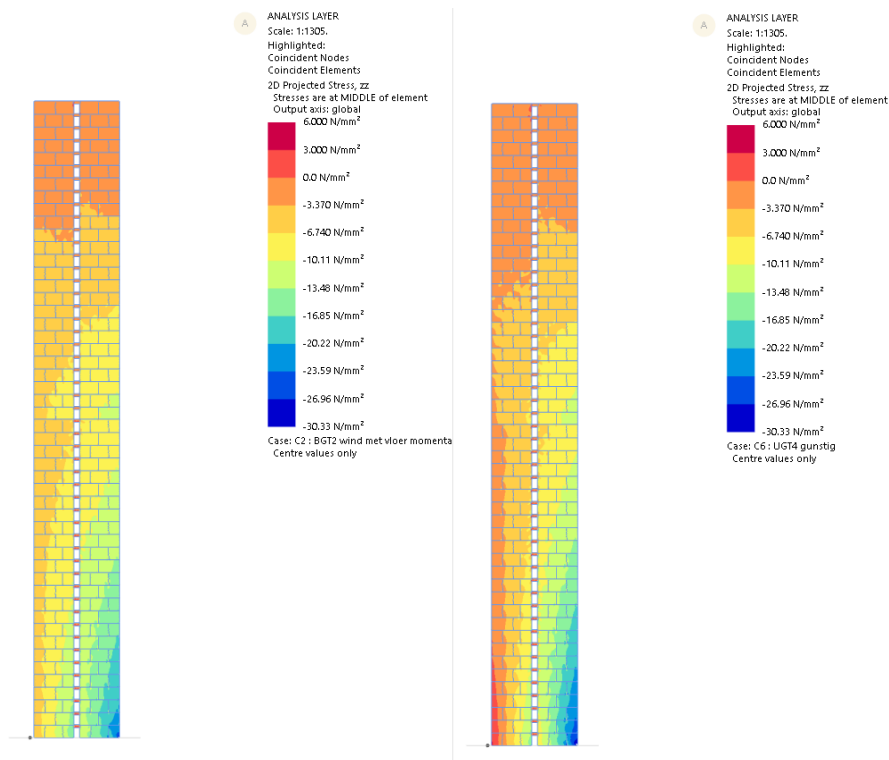
Figuur C 13 Overzicht model invoergegevens veren



Figuur C 14 Gemodelleerde 1D veerstaven tussen bovenkant vloer en onderkant wand.

C3.3 Controle op trekkrachten

In deze paragraaf is de trekkrachten gecontroleerd in en rondom de voegen. Optredende trekkrachten in de voegen kunnen zorgen voor een reductie van de axiale en horizontale veerstijfheid van de voegen.

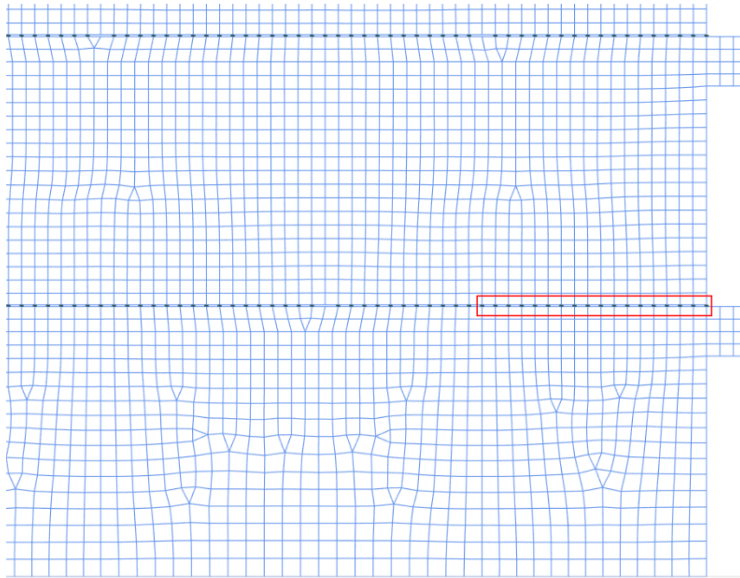


Figuur C 15 BGT situatie links zonder trekkrachten aanwezig en situatie rechts met trekkrachten in de UGT situatie

Op basis van bovenstaande figuur zijn er geen trekkrachten aanwezig in de BGT situatie, reductie van de stijfheid in de BGT is hierdoor niet vereist. In de UGT situatie zijn er wel trekkrachten aanwezig in de linkeronderhoek. Deze trekkrachten kunnen in het prefab ontwerp op twee manieren afgedragen worden. Er kunnen voldoende stalen stekken aangebracht worden in de aansluiting of een niet volledige prefab oplossing maar wel gangbaar in de praktijk, de onderste bouwlagen traditioneel storten en wapenen, waarna vervolgens de prefab constructie begint vanaf de 5^e verdieping.

C3.4 Controle verplaatsingen in de voegen

Om de correctheid van de waarde voor de veerstijfheid verplaatsingen in de voeg is een handmatige controle op het model uitgevoerd om de correctheid van de invoer te controleren. Hiervoor is een lokale horizontale voeg beschouwd naast de latei in de linkerwand ter hoogte van de eerste verdieping. De locatie is weergegeven in Figuur C 16.



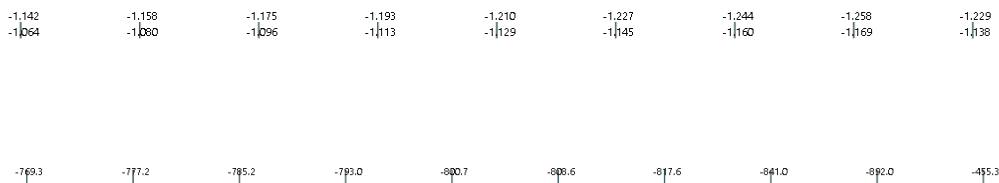
Figuur C 16 Locatie beschouwde voegen ter plaatse van de eerste verdieping

Allereerst de axiale inkorting van de veren. Hiervoor is een stijfheid gehanteerd van $1 \cdot 10^7$ kN/m. Bij de controle van de meest linkse veer in Figuur C 17:

$$\text{Inkorting} = 1.142 - 1.064 \text{ mm} = 0.078 \text{ mm}$$

$$\text{Belasting} = 769 \text{ kN}$$

$$\text{Veerstijfheid } 769 / 0.078 \cdot 10^{-3} = 0.985 \cdot 10^7 \text{ kN/m (klopt)}$$



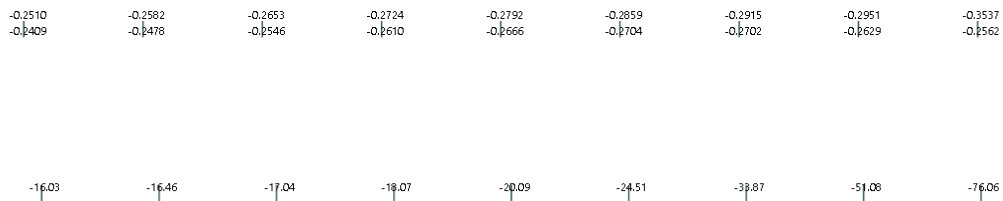
Figuur C 17 Axiale verplaatsing boven en axiale kracht (in kN) onder voor de beschouwde horizontale voeg ter plaatse van de eerste verdieping

Bij een controle van de horizontale krachten en verplaatsingen in de meest linkse veer weergeven in Figuur C 18. Voor deze veer is een veerstijfheid gemodelleerd van $1.59 \cdot 10^6$ kN/m

$$\text{Hor. verpl.} = 0.2510 - 0.2409 \text{ mm} = 0.0101 \text{ mm}$$

$$\text{Belasting} = 16 \text{ kN}$$

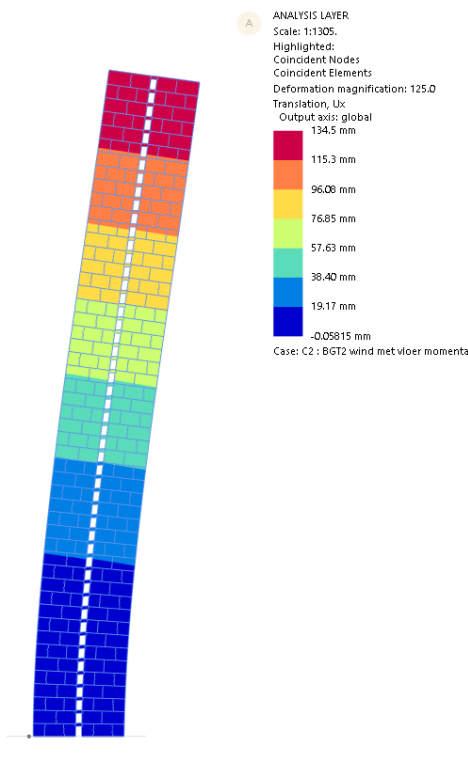
$$\text{Veerstijfheid} = 16 / 0.0101 \cdot 10^{-3} = 1.58 \cdot 10^6 \text{ kN/m (klopt)}$$



Figuur C 18 Horizontale verplaatsing boven en dwarskracht in de veren onder in de BGT situatie ter plaatse van de eerste verdieping

C3.5 Hogere betonklasse

De huidige betonklasse in het ontwerp is C55/67, door het fabricage proces van prefab wandelementen kunnen hogere betonklassen gerealiseerd worden. In deze paragraaf is een gevoeligheid van een hogere betonklasse beschouwd. Dezelfde voegen zijn gehanteerd als bij het eerder beschreven model. Echter is alleen de betonklasse verhoogd van C55/67 naar C80/95.



Figuur C 19 Horizontale verplaatsing bij hogere betonklasse, C80/95 in plaats van C55/67

Uit bovenstaand figuur volgt een reductie in de horizontale verplaatsing van 3.5% ten opzichte van het origineel beschouwde model. De elasticiteitsmodulus van C80/95 beton is 10.5% groter dan die van C55/67 beton.

