

Hofpleintoren

Elementen Rapport

DO-H004

0044012

15 September 2023

Revision P03

Revisie	Beschrijving	Opgesteld door	Datum	Gecontroleerd
P01	Draft issue for CC3 checking	TU	21-08-2022	TN
PO2	Vertaling naar NL	TU	28-04-2023	DV
P03	Aanpassingen voor WABO	TU	15-09-2023	DV

https://burohappold.sharepoint.com/sites/044012/02_Documents/03_Reports/VO-H004 Element Report/DO-H004 Elementen rapport.docx

Rapport Disclaimer

Dit rapport is opgesteld door Buro Happold ("BH") ten behoeve van RED Company voor het Definitief Ontwerp. Zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van BH kan door geen enkele andere partij dan RED Company een beroep worden gedaan op dit rapport. BH accepteert geen aansprakelijkheid of verantwoordelijkheid voor gevolgen van het gebruik van dit rapport door een derde partij, ongeacht of de aard van dat gebruik overeenstemt met het doel waarvoor dit rapport werd opgesteld. Dit rapport is opgesteld voor RED Company en alleen RED Company kan op de inhoud van dit rapport afaan waarbij de aansprakelijkheid en verantwoordelijkheid van BH met betrekking tot de inhoud van dit rapport is onderworpen aan de uitdrukkelijke contractvoorwaarden die gelden tussen BH en RED Company. De bevindingen van BH in dit rapport zijn gebaseerd op de ten tijde van het opstellen van dit Rapport beschikbare informatie zoals uiteengezet in dit rapport; alle daarvan afwijkende informatie moet worden beschouwd als onvoorzien door, en onvoorzienbaar voor BH. Het rapport mag niet worden opgevat als beleggings- of financieel advies.

Openbaarmaking of vermenigvuldiging van dit rapport mag alleen geschieden in zijn geheel. Het aanbrengen van wijzigingen in en/of aanvullingen op dit rapport is voorbehouden aan BH. Ondanks alle betrachte zorgvuldigheid is BH niet aansprakelijk voor schade, van welke aard ook, als gevolg van onjuistheden in of problemen veroorzaakt door (elektronische of andere) communicatie ten aanzien van dit rapport.

Dit rapport bevat vertrouwelijke informatie. Indien u als niet-geadresseerde, anders dan via BH of RED Company, kennis neemt van dit rapport of delen ervan, wordt u verzocht de afzender hiervan onmiddellijk op de hoogte stellen met een kopie van dat bericht aan BH en RED Company, en dit rapport te vernietigen.

auteur	
datum	
goedgekeurd	
handtekening	
datum	

Contents

1	Inleiding	5
1.1	Doel van het document.	5
1.2	Opbouw van het document	6
2	Ontwerp benadering	7
2.1	Geometrie	7
2.2	Materiaaleigenschappen	8
2.3	Stijfheidsaanpassingen	8
2.4	Aanbrengen van belasting	9
2.5	Belastingcombinaties	10
2.6	Elementen ontwerp	10
3	Analyse elementen UGT	11
3.1	Vloeren	11
3.2	Kolommen	25
3.3	Liftkernen	29
3.4	Stabiliteitssysteem	30
4	Analyse elementen BGT	36
4.1	Normaalkrachtverkorting verticale elementen	36
4.2	Zettingsverschillen drie torens	40
5	Conclusie	43

1 Inleiding

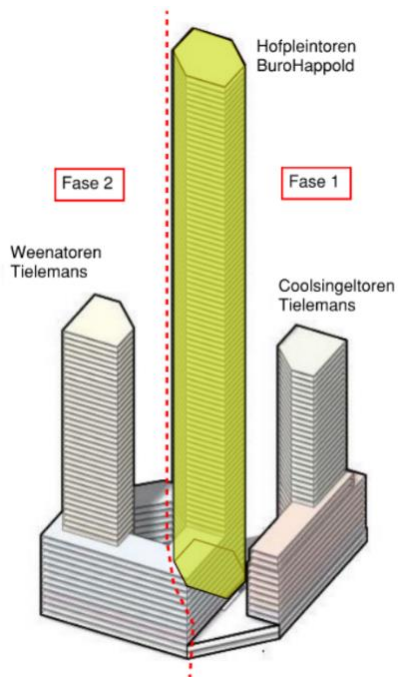
1.1 Doel van het document.

Dit document behandelt het ontwerp van de constructieve elementen van de Hofpleintoren (RISE) project. Het rapport is onderdeel van de ontwerpdocumentatie en moet samen worden gelezen met de volgende documenten. Samen geven deze documenten een volledig beeld van het constructief ontwerp.

Tabel 1—1 Referentielijst

Document	Omschrijving
VO-H001 Uitgangspunten rapport	Hierin worden de uitgangspunten van het constructief ontwerp uitgelicht en bevat een introductie van het project. Het wordt aangeraden om dit eerst door te nemen.
VO-H002 Robuustheid rapport	De robuustheid van het gebouw wordt bekeken in dit rapport.
VO-H003 Stabiliteitsrapport	Dit document vat het constructief ontwerp van het stabiliteitssysteem samen van de Hofpleintoren.
Technische tekeningen	

Het project betreft drie woontorens die gescheiden zijn met dilataties in de laagbouw. De middelste en hoogste toren heeft de dakrand op 275m hoog en is als enige onderdeel van dit document. Een uitgebreidere beschrijving staat in het uitgangspuntenrapport.



Figuur 1—1 Omvang van het ontwerp is in licht groen weergegeven

1.2 Opbouw van het document

Dit document beschrijft de constructieve berekening van de maatgevende elementen binnen het constructief ontwerp. Het document start met een beschrijving van de ontwerp benadering in hoofdstuk 2. Dit wordt gevolgd door de validatie van elementen in uiterste grens toestand (UGT) in hoofdstuk 3. Dit wordt uitgevoerd voor de vloeren, kolommen, liftkernen en elementen in het stabiliteitssysteem. Samenvattingen van de berekeningsresultaten worden gegeven voor elk element.

Tot slot wordt er naar bruikbaarheidstoestand gekeken. Het gedrag van het stabiliteitssysteem in BGT is behandeld in rapport DO-H003 Gewichts- en Stabiliteitsrapport en zal dus niet in dit rapport beschreven worden. Wel wordt er naar de verticale effecten in BGT gekeken, veroorzaakt door verkorting van verticale elementen over tijd, en komvorming in de fundering.

2 Ontwerp benadering

Er zijn een aantal eindige elementen modellen opgezet voor het ontwerp.

Tabel 2—1 Lijst van verschillende modellen

Software	Doel	Beschrijving
ETABS	UGT	Elementen controle
	BGT	Horizontale verplaatsingen controle
	P-Delta	Impact van het P-Delta effect op interne krachten. Ter vergelijking van de methode die een verhoogde windfactor neemt
	Sensitiviteit op scheuren UGT	Ter beoordeling van de gevoeligheid van scheuren op het model
	Gevoeligheid op scheuren BGT	Ter beoordeling van de gevoeligheid van scheuren op het model
SAFE	Individuele vloer modellen	Langdurige modellen voor doorbuiging

De generieke aanpak voor het opstellen van een model wordt in dit hoofdstuk uiteengezet. Specifieke aanpassingen voor een ontwerponderdeel worden in het relevante hoofdstuk gepresenteerd.

2.1 Geometrie

Alle modellen zijn parametrisch opgezet, corresponderend met de modellen van de architect. De geometrie van de vloeren en kolommen zijn gegenereerd in Grasshopper voordat deze naar ETABS zijn overgezet via het Buildings and Habitats Object Model (<https://bhom.xyz/>). Alle eigenschappen van de elementen en de belasting zijn met de geometrie naar het model overgezet op eenzelfde manier.



Figuur 2—1 ETABS model, 3D aanzicht

2.2 Materiaaleigenschappen

De eigenschappen zijn in ETABS gedefinieerd op basis van de waarden die in het uitgangspuntenrapport zijn benoemd. Betoneigenschappen voor verschillende betonsterktes zijn ingevoerd.

Figuur 2—2 Voorbeeld van de materiaaleigenschap definitie in ETABS

2.3 Stijfheidsaanpassingen

2.3.1 Principes

Voor ieder onderdeel in de constructie is een andere strategie gebruikt om de stijfheid aan te passen.

Vloeren: in het globale model zijn de vloeren stijf gemodelleerd om schijfwerking te hebben. De loodrechte stijfheid is op 1% gezet om geen portaalactie te hebben met de kolommen. De vloeren zijn ontworpen in CSI Safe, waarbij de vloer als los onderdeel is gemodelleerd, met de werkelijke materiaaleigenschappen.

Kolommen en wanden: Een gevoeligheidsanalyse is uitgevoerd om het effect te bepalen van scheurvorming. In het algemeen staan elementen, die helpen bij de verticale krachtafdracht, onder druk en zullen deze niet scheuren. Door de horizontale windbelastingen zal het stabiliteitssysteem gedeeltes hebben waar trekspanning optreedt. De stijfheidsreductie door scheurvorming is in deze elementen significant. In DO-H003 Gewichts- en stabiliteitsrapport zijn de resultaten van deze studie beschreven. Mogelijke reductie van stijfheid door optredende trek wordt iteratief

meegenomen in de krachtsverdeling. Er is in deze fase geen afname door krimp en kruip beschouwd, dit kan later toegevoegd worden aan de analyse.

Balken: Alle balken zijn in ETABS als moment vast gemodelleerd tussen de muren van de kernen en de kolommen in het vierendeelvakwerk. Er is aangenomen dat ze zullen scheuren. Voor UGT en BGT zijn verschillende waardes gebruikt.

Liftkernen: In UGT en BGT zijn de liftkernen volledig stijf in axiale richting gemodelleerd. Er is een gevoeligheidsstudie gedaan met een verminderde stijfheid. Hieruit is een bovengrens gehaald voor de interne krachten van de andere stabiliteits-elementen.

Tabel 2—2 Stijfheidswaarden voor BGT en UGT

Element	BGT	UGT
Vloeren	Stijve vloeren met 1% stijfheid in de loodrechte richting om geen portaalactie te activeren.	
Stabiliteitsmuren en hamerkopmuren	100% axiale stijfheid 100% buigstijfheid	100% axiale stijfheid 70% buigstijfheid
Liftkernen	100% axiale stijfheid 1% buigstijfheid	100% axiale stijfheid 1% buigstijfheid
Kolommen	100% axiale stijfheid 100% buigstijfheid	100% axiale stijfheid 100% buigstijfheid
Stabiliteitskolommen	100% axiale stijfheid 100% buigstijfheid	100% axiale stijfheid 70% buigstijfheid
Balken	100% axiale stijfheid 60% buigstijfheid	100% axiale stijfheid 35% buigstijfheid

Scheurvorming in de stabiliteits-elementen is beschouwd in DO-H003 Gewichts- en stabiliteitsrapport. De mogelijke reductie van stijfheid door optredende trek wordt iteratief meegenomen in de krachtsverdeling. De buigstijfheid van elementen op trek worden in UGT verlaagd tot 35%.

2.4 Aanbrengen van belasting

Belastingen zijn als oppervlaktebelasting en lijnbelasting ingevoerd in het ETABS-model. Een deel van de belastinggevallen zijn gegenereerd met ingebouwde functies van ETABS.

2.4.1 Initiële scheefstand

Twee belastinggevallen voor scheefstand zijn gegenereerd voor elk verticaal belastinggeval in de twee hoofdrichtingen (X en Y)

Tabel 2—3 Belastingcombinaties voor gelijkwaardige horizontale kracht

Verticale belastinggeval	Initiële scheefstand X	Initiële scheefstand Y
SW	NSW X	NSW Y
Slab SDL	Slab NSDL X	Slab NSDL Y
Façade SW	Façade NSW X	Façade NSW Y

2.5 Belastingcombinaties

De belastingcombinaties gegeven in het uitgangspuntenrapport DO-H001 zijn meegenomen in het ETABS model.

2.5.1 Reductie variabele belasting

Reductie van variabele belasting kan automatisch worden meegenomen door ETABS, maar niet volgens de Nederlandse regelgeving. Het toepassen van reductie is toegelicht in het uitgangspuntenrapport DO-H001.

Hoewel het niet toepassen van de reductie conservatief is, zijn dit niet de maatgevende combinaties. De windbelasting geeft de maatgevende combinaties waarop alle verticale elementen zijn ontworpen, waarbij de variabele belasting per definitie wordt gereduceerd.

2.6 Elementen ontwerp

De elementen zijn gecontroleerd met de ingebouwde Eurocode controle in ETABS. Voor enkele elementen zijn meer controles gedaan.

Controles van de **vloeren** zijn in UGT en BGT-berekeningen uitgevoerd in CSI Safe, zie hoofdstuk 3. Pons is gecontroleerd met interne spreadsheets.

Vierendeelvakwerk kolommen en hamerkop muren zijn berekend doormiddel van spreadsheets om samengestelde elementen te controleren, zie hoofdstuk 6.1 en 6.3.

Met behulp van een Robot model zijn de momenten op de **wanden in de liftkern** vanuit de vloeren gecontroleerd. Gedetailleerde berekeningen zijn uitgevoerd in een spreadsheet om de combinatie van normaalkracht en momenten mee te nemen, zie hoofdstuk 6.

3 Analyse elementen UGT

3.1 Vloeren

3.1.1 Introductie

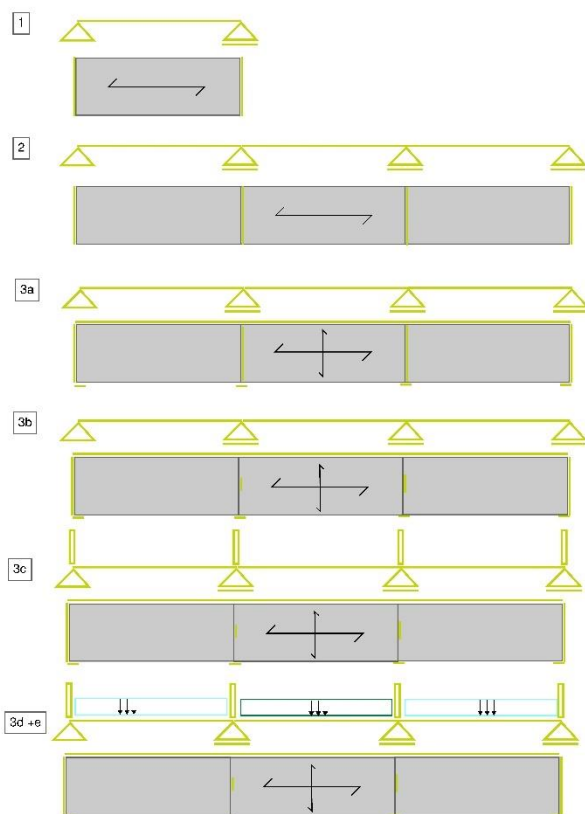
De vloeren worden gecontroleerd door middel van een aantal SAFE modellen, met variërende geometrie en belasting.

Pons is gecontroleerd conform NEN EN 1992-1-1 met een intern ontwikkelde spreadsheet. De ontwerpdragskracht uit de vloer is uit het ETABS-model gehaald en als extra normaalkracht op de kolommen op ieder vloerniveau toegepast.

3.1.2 Model controle

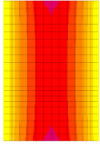
Om het lange termijn gedrag vanuit SAFE te controleren, is een handberekening gedaan conform NEN-EN 1992-1-1. Een 1m brede, 220mm dikke scharnierend opgelegde vloer is met de hand berekend en gaf een doorbuiging van 86mm. Dit is vergeleken met een equivalent gemodelleerd SAFE model. De resultaten waren vergelijkbaar en zoals verwacht.

De volgende mechanica schema's zijn beschouwd om de invloed van de oplegging van de vloer te bekijken.

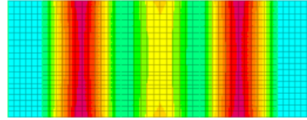


Figuur 3—1 Verschillende beschouwde vloerconfiguraties

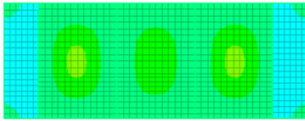
1) Simpel opgelegde vloer, enkel vloerveld



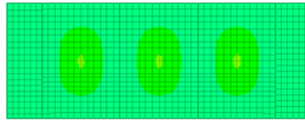
2) Simpel opgelegde vloer, meerdere vloervelden



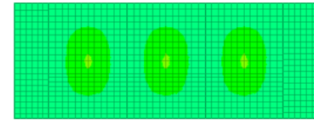
3a) Simpel opgelegde vloer, overspannend in twee richtingen



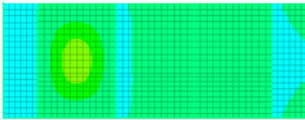
3b) Op wanden opgelegde vloer, overspannend in twee richtingen



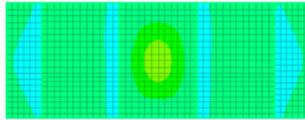
3c) Op boven- en onderliggende wanden opgelegde vloer, overspannend in twee richtingen



3d) Op wanden opgelegde vloer, overspannend in twee richtingen, met patroonbelasting

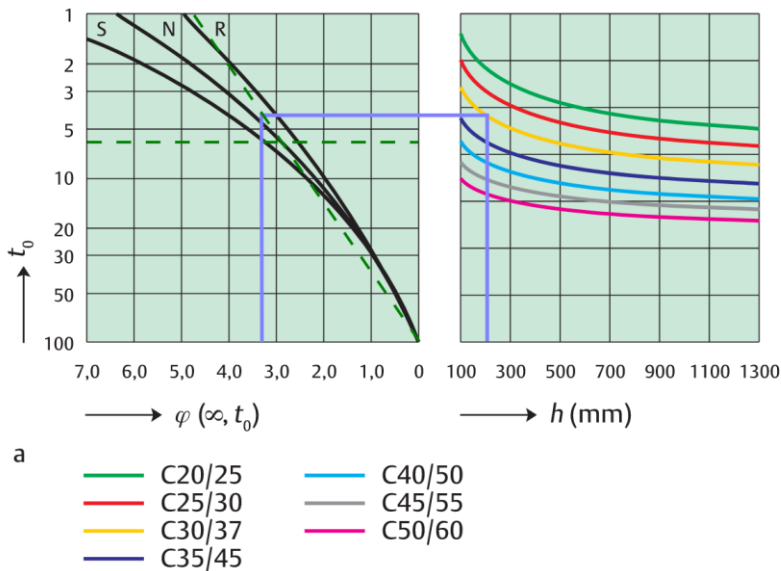


3e) Op wanden opgelegde vloer, overspannend in twee richtingen, met patroonbelasting



Figuur 3—2 SAFE studies om de lange termijn doorbuiging te controleren

De handberekening wordt gebaseerd op "Ontwerpen en berekenen – Eurocode 2". Om te beginnen wordt de kruip factor vastgesteld, weergegeven in het volgende figuur.



Figuur 3—3 Vaststellen kruipfactor

De ontwerpparameters in de berekening worden hieronder samengevat.

Tabel 3—1 Ontwerpparameters handberekening simpel opgelegde vloer

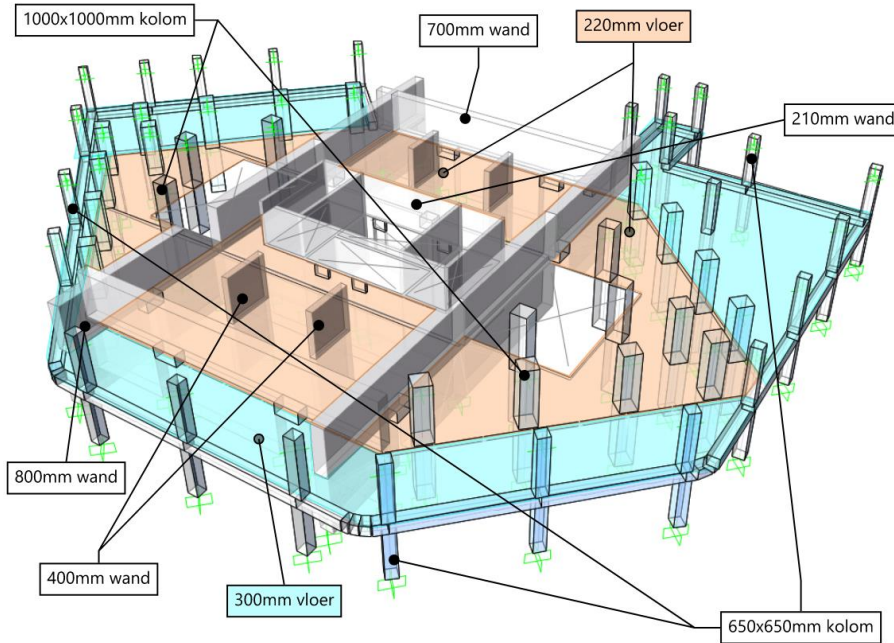
Parameter	Waarde	Eenheid
E_{eff}	8235	N/mm ²
α_e	24,3	-
X_u	115	Mm
M_{cr}	24,7	kNm/m
$M_{cr} > M_{qp}$?	Nee	-
ξ	0,94	-
ϵ_{cd}	0,00056	-
ϵ_{ca}	0,000055	-
ϵ_{cs}	0,00061	-
$1/r_{cs}$	$9,80 * 10^{-7}$	-
$1/r_{t,QP}$	$2,49 * 10^{-5}$	-
δ_{QP}	93	mm

De doorbuiging op de lange termijn komt goed overeen met de doorbuiging uit situatie 1 in figuur 3-1.

3.1.3 Verdieping 9

De vloeren op verdieping 9 zijn representatief geacht voor de begane grond tot verdieping 9. Deze verdiepingen vallen onder kantoorgebruik. Verdieping 9 heeft de kleinste kolommen en dit vloerveld zal daarom maatgeven zijn.

Deze verdiepingen bestaan uit twee soorten vloervelden, 220mm en 300mm dik. Deze vloeren zijn gewapend met H12@100.

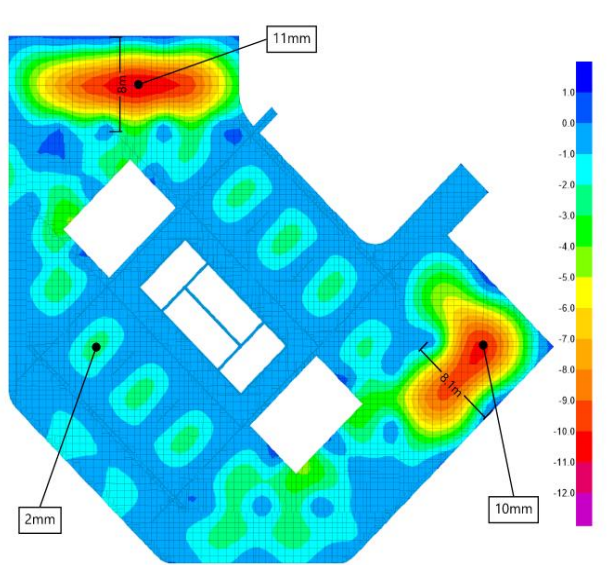


Figuur 3—4 Layout verdieping 09

3.1.3.1 Doorbuiging

Tabel 3—2 Lange termijn doorbuiging verdieping 09

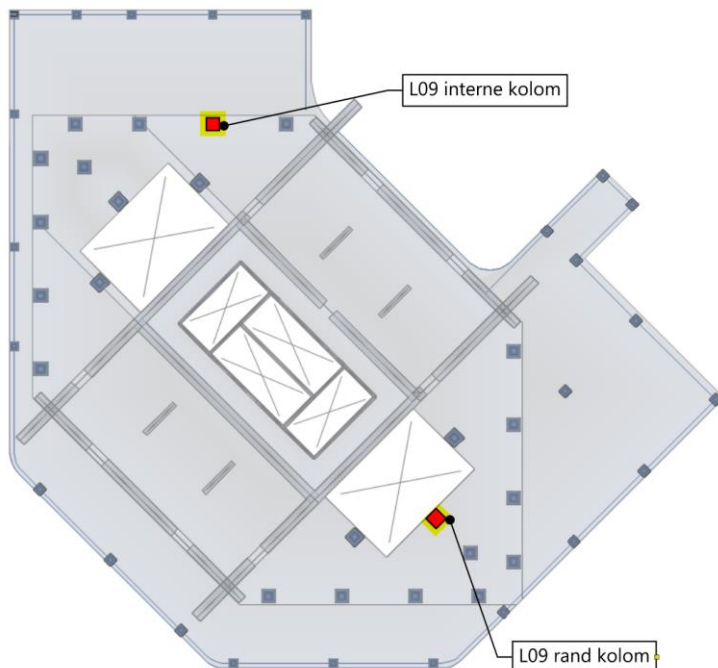
	Optredend	Limiet	Uitnutting
Lange termijn doorbuiging	11 mm	$8100/250=32$ mm	34%



Figuur 3—5 Lange termijn doorbuiging verdieping 09

3.1.3.2 Pons

Pons wordt beschouwd voor de volgende kolommen, welke als maatgevend worden beschouwd:



Figuur 3—6 Maatgevende kolommen voor pons verdieping 09

Interne kolommen

Tabel 3—3 Ontwerpwaardes pons interne kolommen verdieping 09

	Optredend	Limiet	Uitnutting
Dwarskracht	885 kN		
Kolom afmeting	1000x1000 mm		
Spanning kolom oppervlakte	1,55 N/mm ²	5,58 N/mm ²	28%
Wapening capaciteit	1,03 N/mm ²	0,65 N/mm ²	158% Ponswapening nodig

Rand kolommen

Tabel 3—4 Ontwerpwaardes pons rand kolommen verdieping 09

	Optredend	Limiet	Uitnutting
Dwarskracht	466 kN		
Kolom afmeting	1000x1000 mm		
Spanning kolom oppervlakte	1,33 N/mm ²	6,72 N/mm ²	20%
Wapening capaciteit	0,99 N/mm ²	0,70 N/mm ²	142% Ponswapening nodig

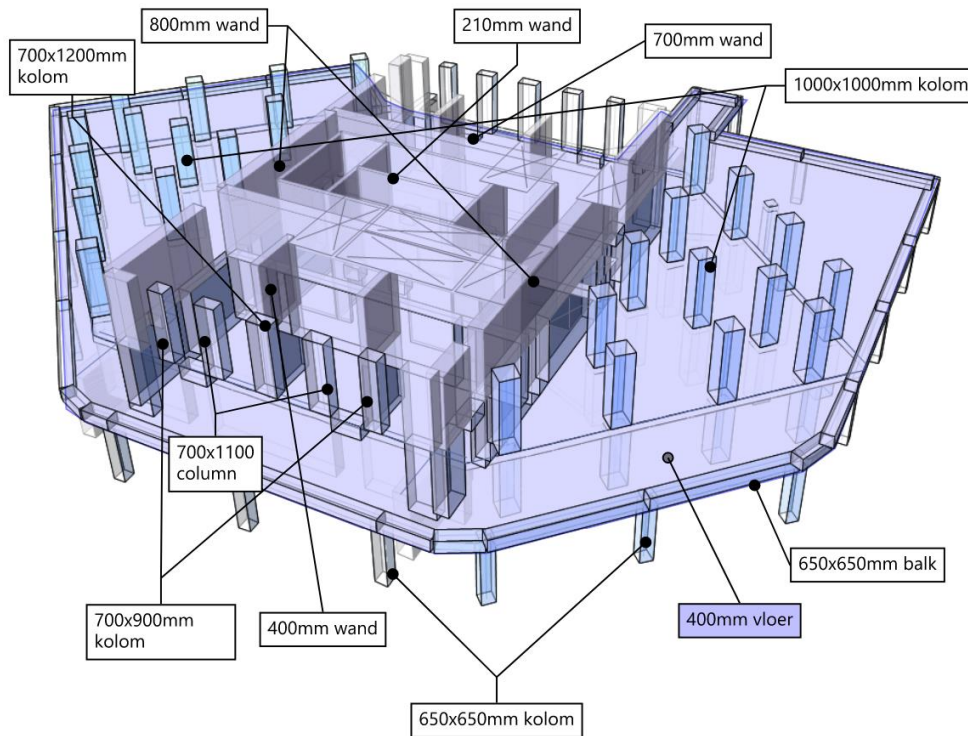
De volgende ponswapening wordt toegepast:

Tabel 3—5 Ponswapening verdieping 09

	Afstand eerste omtrek tot kolom	Afstand tussen omtrekken	Afstand laatste omtrek tot kolom	Aantal strippen per omtrek	Diameter deussels
Interne kolommen	75 mm	100 mm	645 mm	10	10 mm
Rand kolommen	50 mm	120 mm	617 mm	7	10 mm

3.1.4 Verdieping 10

Op verdieping 10 is de installatieruimte, daarnaast is een deel van de vloer het dak van de plint. De vloer van de gehele verdieping is 400mm dik. Deze vloeren zijn gewapend met H12@100.

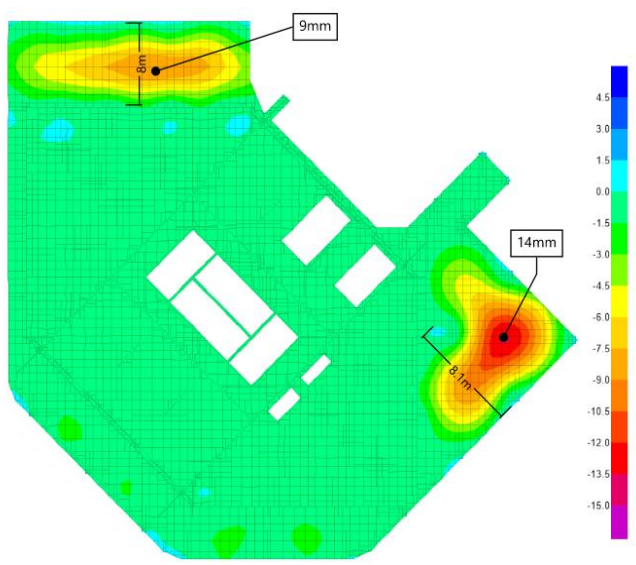


Figuur 3—7 Layout verdieping 10

3.1.4.1 Doorbuiging

Tabel 3—6 Lange termijn doorbuiging verdieping 10

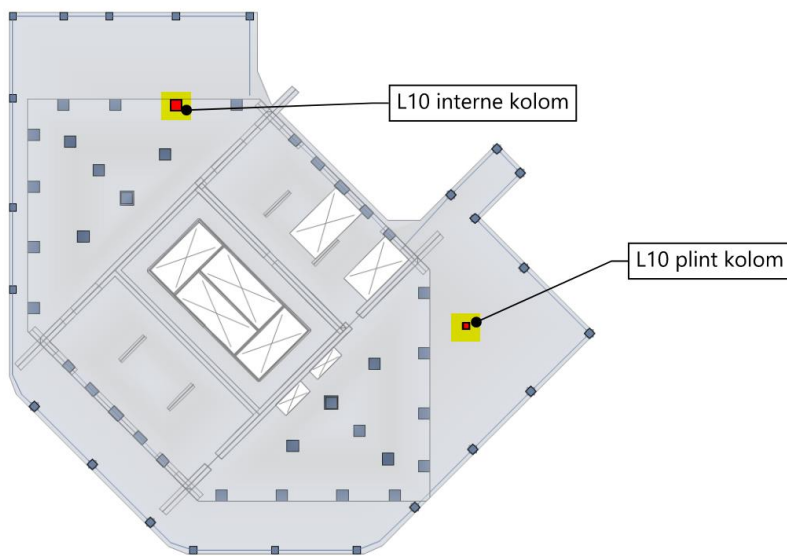
	Optredend	Limiet	Uitnutting
Lange termijn doorbuiging	14 mm	$8100/250=32$ mm	44%



Figuur 3—8 Doorbuiging verdieping 10

3.1.4.2 Pons

Pons wordt beschouwd voor de volgende kolommen, welke als maatgevend worden beschouwd:



Figuur 3—9 Maatgevende kolommen voor pons verdieping 10

Interne kolommen

Tabel 3—7 Ontwerpwaardes pons interne kolommen verdieping 10

	Optredend	Limiet	Uitnutting
Dwarskracht	1846 kN		
Kolom afmeting	1000x1000 mm		
Spanning kolom oppervlakte	1,57 N/mm ²	5,58 N/mm ²	28%
Wapening capaciteit	0,76 N/mm ²	0,52 N/mm ²	145% Ponswapening nodig

Plint kolommen

Table 3—8 Ontwerpwaardes pons plint kolommen verdieping 10

	Optredend	Limiet	Uitnutting
Dwarskracht	2405 kN		
Kolom afmeting	650x650 mm		
Spanning kolom oppervlakte	1,69 N/mm ²	5,58 N/mm ²	30%
Wapening capaciteit	0,47 N/mm ²	0,41 N/mm ²	115% Ponswapening nodig

De volgende ponswapening wordt toegepast bij bovenstaande kolommen:

Table 3—9 Ponswapening verdieping 10

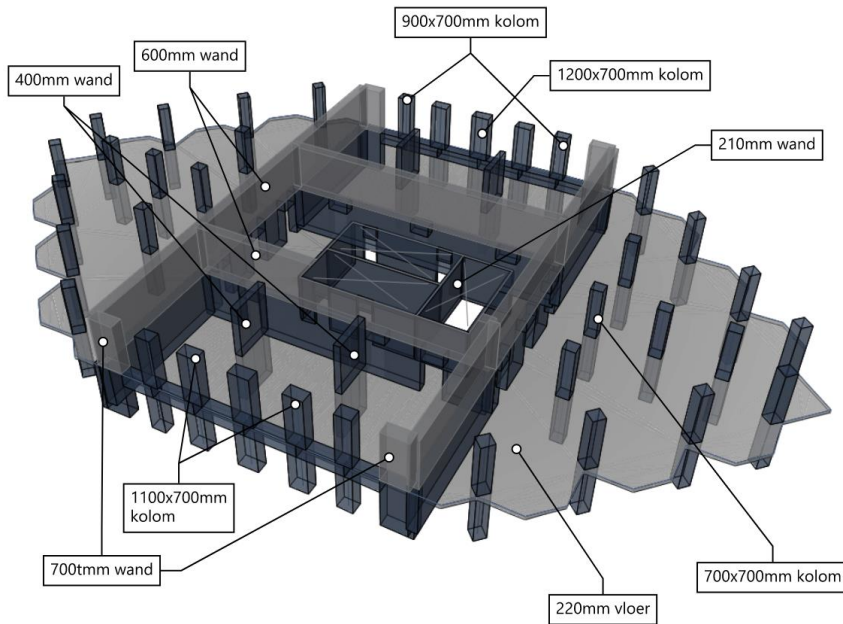
	Afstand eerste omtrek tot kolom	Afstand tussen omtrekken	Afstand laatste omtrek tot kolom	Aantal strippen per omtrek	Diameter deussels
Interne kolommen	110 mm	110 mm	973 mm	17	10 mm
Plint kolommen	200 mm	200 mm	495 mm	22	12 mm

Naast de ponswapening is er bij de plint kolommen een verdikte vloer nodig rondom kolommen van 2,5x2,5 meter, met een extra dikte van 200 mm.

3.1.5 Verdieping 44

Verdieping 44 heeft woongebruik met 700x700mm kolommen. Dit model is als representatief geacht voor verdiepingen 12 tot en met 45.

De vloer van de gehele verdieping is 220mm dik. Deze vloeren zijn gewapend met H12@100. Rondom de gevel is extra wapening (H20@100 over 1 meter) nodig om de doorbuiging te beperken.



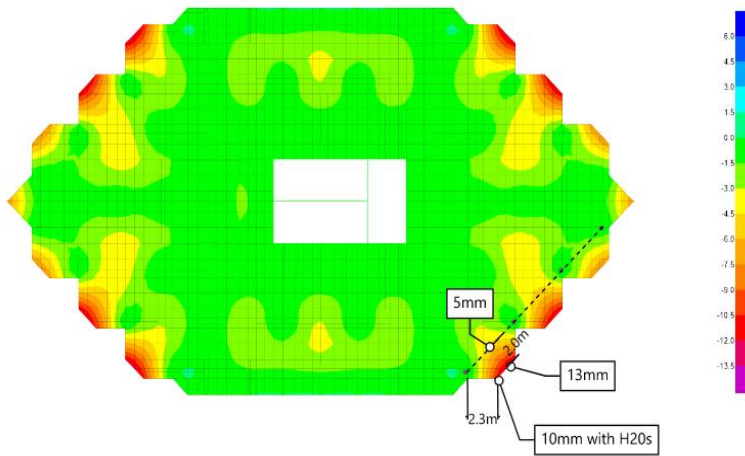
Figuur 3—10 Layout verdieping 44

3.1.5.1 Doorbuiging

Tabel 3—10 Doorbuiging verdieping 44

	Optredend	Limiet	Uitnutting
Lange termijn doorbuiging gevel	10 mm (met extra wapening)	$2 \cdot 2300 / 500 = 9$ mm	111%
Vershil in doorbuiging balkonrand tot kolomlijn	8 mm	$2 \cdot 2000 / 250 = 16$ mm	50%

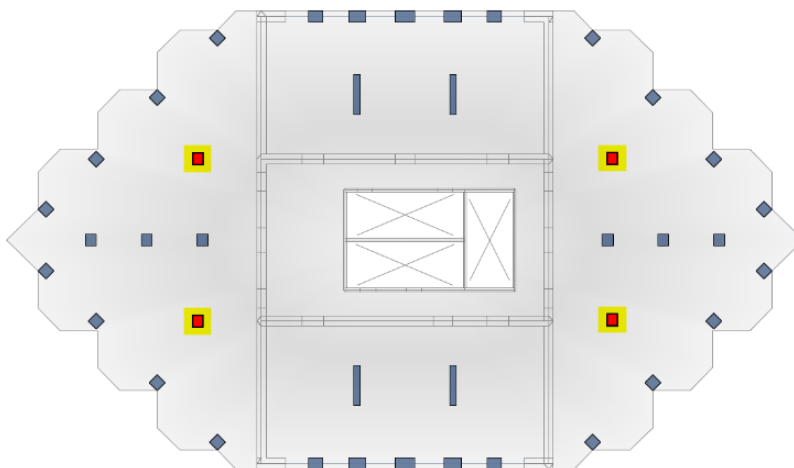
In de volgende fase dient afstemming met de gevel aannemer plaats te vinden om zeker te zijn of de doorbuigingen bij de gevel acceptabel zijn.



Figuur 3—11 Doorbuiging verdieping 44

3.1.5.2 Pons

Pons wordt beschouwd voor de volgende kolommen, welke als maatgevend worden beschouwd:



Figuur 3—12 Maatgevende kolommen voor pons verdieping 44

Interne kolommen

Tabel 3—11 Ontwerpwaardes pons kolommen verdieping 44

	Optredend	Limiet	Uitnutting
Dwarskracht	420 kN		
Kolom afmeting	700x700 mm		
Spanning kolom oppervlakte	1,05 N/mm ²	5,58 N/mm ²	19%
Wapening capaciteit	0,61 N/mm ²	0,65 N/mm ²	94% Geen ponswapening nodig

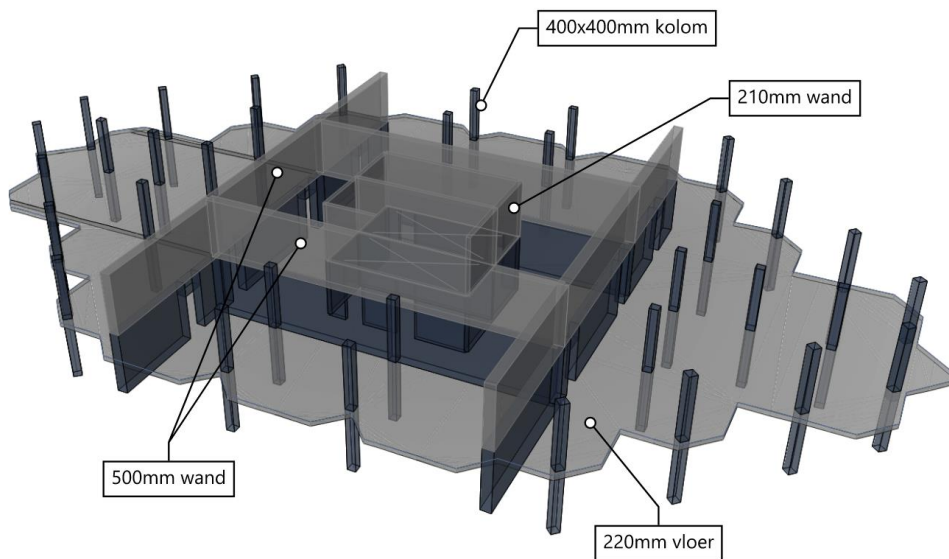
Er hoeft geen extra ponswapening toegepast te worden.

3.1.6 Verdieping 78

Verdieping 78 heeft woongebruik en kolommen van 400x400. Het model is representatief geacht voor verdiepingen 77 en 78. De kolomverkleining is het belangrijkste verschil in het vloerontwerp.

De vloer van de gehele verdieping is 220mm dik. Deze vloeren zijn gewapend met H12@100.

Bij de interne kolommen worden stalen verbindingen toegevoegd om pons te voorkomen: 3x 10mm verbindingen op 181mm vanaf de buitenkant van de kolom. Een omtrek 50mm vanaf de kolom wordt toegepast met een radiale afstand van 100 mm.

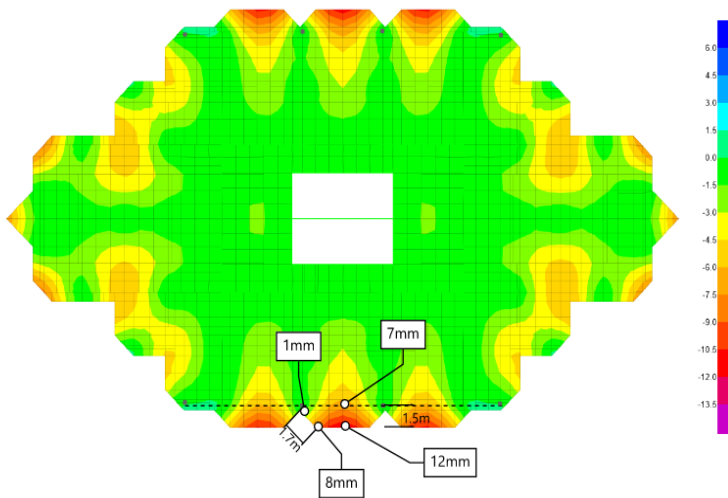


Figuur 3—13 Layout verdieping 78

3.1.6.1 Doorbuiging

Table 3—12 Doorbuiging verdieping 78

	Optredend	Limiet	Uitnutting
Lange termijn doorbuiging gevel	7 mm	$2 \cdot 1700 / 500 = 7$ mm	100%
Verskil in doorbuiging balkonrand tot kolomlijn	5 mm	$2 \cdot 1530 / 250 = 12$ mm	42%



Figuur 3—14 Doorbuiging verdieping 78

3.1.6.2 Pons

Pons wordt beschouwd voor de volgende kolommen, welke als maatgevend worden beschouwd:

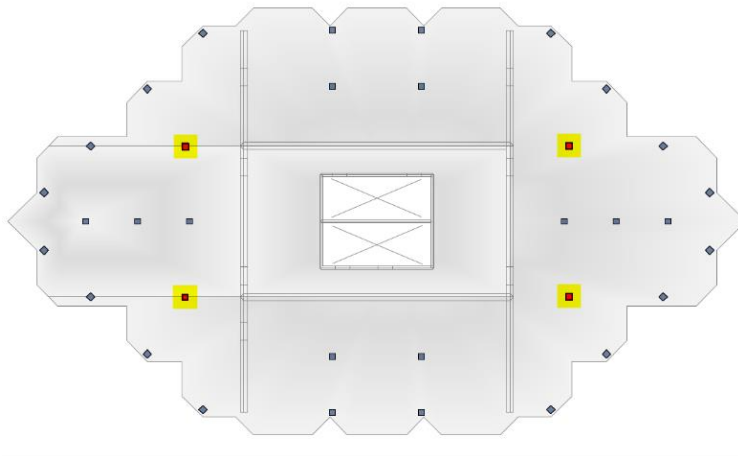


Figure 3—15 Maatgevende kolommen voor pons verdieping 78

Interne kolommen

Tabel 3—13 Ontwerpwaardes pons interne kolommen verdieping 78

	Optredend	Limiet	Uitnutting
Dwarskracht	395 kN		
Kolom afmeting	400x400 mm		
Spanning kolom oppervlakte	1,73 N/mm ²	5,58 N/mm ²	31%
Wapening capaciteit	0,76 N/mm ²	0,65 N/mm ²	117% Ponswapening nodig

Table 3—14 Ponswapening verdieping 78

	Afstand eerste omtrek tot kolom	Afstand tussen omtrekken	Afstand laatste omtrek tot kolom	Aantal strippen per omtrek	Diameter deuvels
Interne kolommen	50 mm	100 mm	181 mm	3	10 mm

3.2 Kolommen

Dit hoofdstuk bevat het ontwerp van alle kolommen, behalve die in het vierendeelvakwerk onderdeel zijn van het stabiliteitssysteem. Het ontwerp van de kolommen in het vierendeelvakwerk zijn te vinden in paragraaf 6.1.

3.2.1 Brand

Voor de bepaling van minimale kolomafmetingen tijdens brand gelden twee methodes, waarbij methode A alleen toegepast mag worden indien de effectieve lengte van de kolom kleiner is dan 3 meter. Door de dikte van de vloer is dit het geval bij het grote deel van de vloeren, waar de verdiepingshoogte 3,14 meter is. Met een vloerdikte van 220mm is de effectieve lengte lager dan 3 meter. Bij de bovenste drie verdiepingen geldt een verdiepingshoogte van 3,4 meter, met een vloerdikte van 300mm. Dit is niet genoeg om direct te kunnen concluderen dat de effectieve lengte onder 3 meter ligt. Omdat de constructie in het werk gestort is, klemt de vloer de kolom met enige mate in. Dit hangt af van de rotatiestijfheid gegeven door de vloer, welke wordt berekend als factor M/Θ .

$$l_0 = 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$$

$$k = \frac{\Theta}{M} \cdot \frac{EI}{l}$$

Na het invullen van de afmetingen van de vloeren wordt een effectieve lengte van 2716 mm gevonden, wat onder de grens van 3 meter ligt. Er kan geconcludeerd worden dat ook de bovenste kolommen met methode A beoordeeld mogen worden. De kolommen tot verdieping 10 hebben een effectieve lengte groter dan 3 meter en worden beoordeeld met methode B. De minimale afmetingen en wapeningsafstanden zijn weergegeven in DO-H001 Uitgangspuntenrapport.

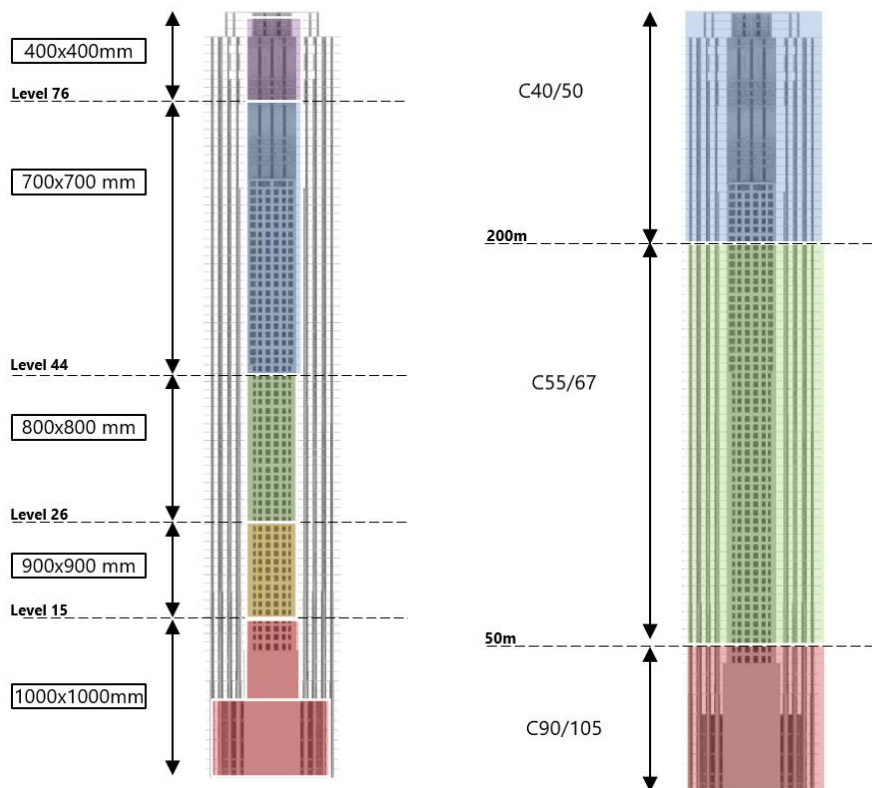
3.2.2 Kolom ontwerp

Een samenvatting van de ontwerp parameters per kolom is hieronder weergegeven.

Tabel 3—15 Samenvatting kolomafmetingen en ontwerpdata

Afmeting [mm]	Vrije lengte [m]	Normaalkracht [kN]	Moment X [kNm]	Moment Y [kNm]	Wapening (%)	Uitnutting	Locatie
1000x1000	3,9	36000	1500	1500	1,5	79%	K2-L14
1000x1000	7,4	23500	1500	1500	1,5	44%	L9
900x900	3,14	29000	200	1000	2,8	70%	L15-L25
800x800	3,14	23500	180	700	3,0	79%	L26-L43
700x700	6,3	16000	440	440	2,5	59%	L52-54
700x700	3,14	16000	180	400	2,5	50%	L44-L75
650x650	3,7	4000	100	10	0,5	12%	K2-L10
400x400	3,4	3450	100	100	2,5	74%	L76-L84

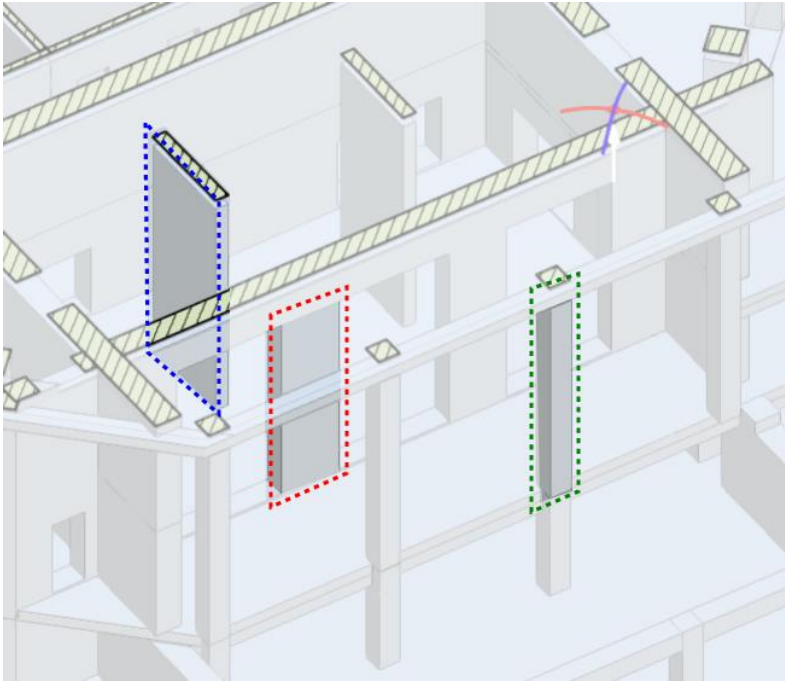
Onderstaand figuur laat de afmetingen van de kolommen zien.



Figuur 3—16 Kolom dimensionering

3.2.3 Dubbele hoogte entree

Op meerdere locaties in het gebouw komen kolommen voor met een dubbele vrije lengte, door het lokaal ontbreken van vloervelden. Allereerst vindt dit plaats bij de entree van het gebouw, waar de vloer van verdieping 1 niet overal aanwezig is. Dit leidt tot de volgende elementen met een dubbele hoogte:



Figuur 3—17 Elementen met dubbele hoogte op begane grond

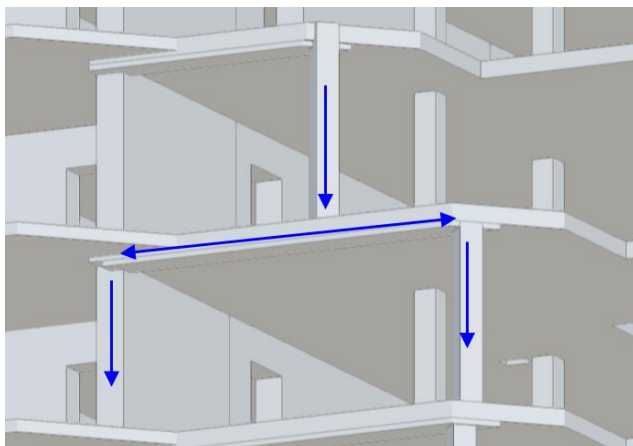
Afmeting [mm]	Vrije lengte [m]	Normaalkracht [kN]	Moment X [kNm]	Wapening (%)	Uitnutting	Locatie
700x1800	7,4	50000	115	1	71%	L00-L02
400x3000	7,4	28500	163	0,6	75%	L00-L02
650x650	7,4	7000	22	0,8	74%	L00-L02

3.2.4 Overgangsconstructie

De hoeveelheid overgangsconstructies is minimaal gehouden in de Hofpleintoren, om zware maatregelen voor verspringen te voorkomen. Echter vinden er op twee locaties in het gebouw overgangsconstructies plaats.

Er is een overdrachtsconstructie nodig van verdieping 67 naar 68, welke uitgevoerd zal worden als een volle wand ligger. Dit is een robuuste vorm van overgangsconstructie en wordt uitgevoerd in een wand met dikte 400 mm.

Op de overdracht van verdieping 82 naar 83 wordt er een balk ontworpen om een wijziging van kolomposities mogelijk te maken. Dit is een kolom die twee verdiepingen en een dak draagt door de lage normaalkracht kan dit opgelost worden met een balk.



Figuur 3—18 Krachtenverloop in overgangsconstructie

Er wordt aangenomen dat de kolom in het midden van de overspanning staat, om zo van een conservatieve benadering uit te gaan. De kolom draagt twee verdiepingen met gevel en vloerbelasting, en het dak. Het vloeroppervlak wat afdraagt naar de kolom is $6,5 \text{ m}^2$ en de gevellengte is 5 meter. Vervolgens wordt er ook een puntlast van 100 kN aangenomen vanuit de glazenwasser installatie. Dit resulteert in een rekenwaarde voor de belasting van 580 kN op de kolom.

Vanuit de voorkeur van de architect wordt een relatief lage balk geïntegreerd in de vloer. Een balk van $400 \times 1600 \text{ mm}$ voldoet op sterkte en doorbuiging. Een samenvatting van de berekening wordt hieronder gegeven.

Table 3—16 Samenvatting ontwerpwaardes overdrachtsbalk

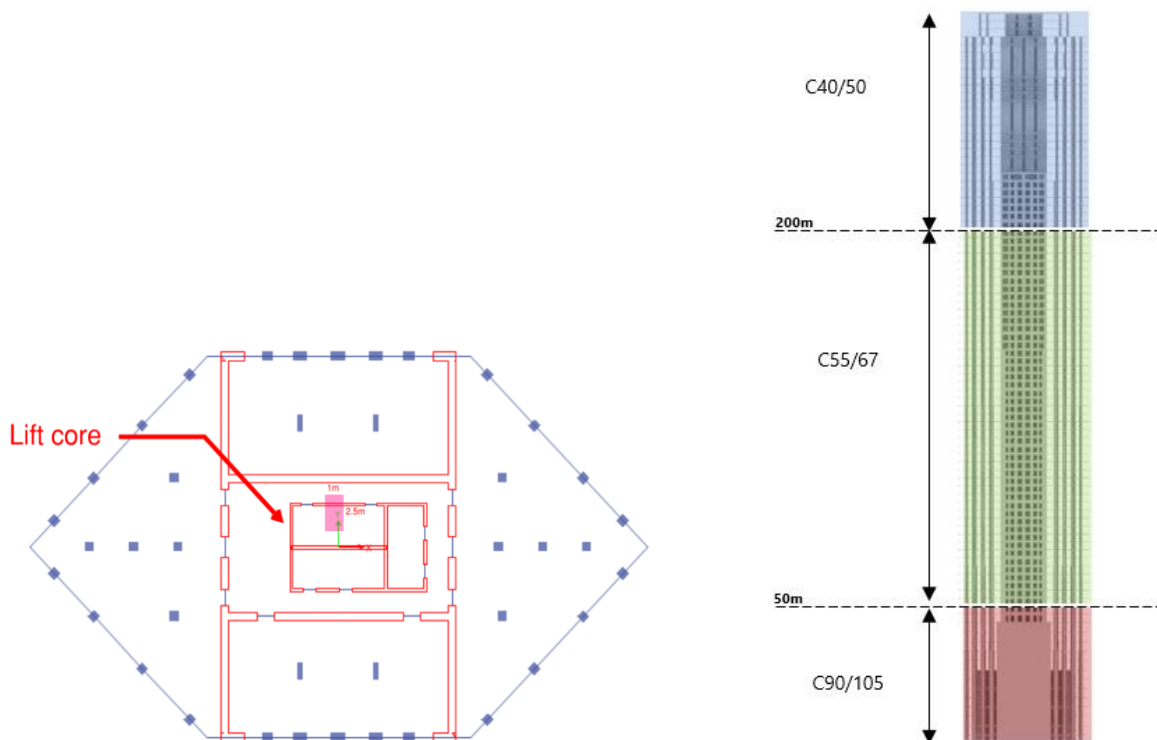
Afmeting [mm]	Lengte [m]	Dwarskracht [kN]	Moment [kNm]	Wapening benodigd (mm^2)	Wapening toegepast (mm^2)	
600x650	6,5	580	950	4750	4825	6xH32

3.3 Liftkernen

De kernwanden die de liften en trappen bevatten zijn geen onderdeel van het stabiliteitssysteem. Alleen hun eigen verticale belasting en een klein gedeelte van de vloerbelasting wordt afgedragen via deze wanden. De wanden zijn met een minimale dikte ontworpen om voldoende ruimte tussen de liftkernen en de stabiliteitsmuren te hebben. Door de minimale dikte en het feit dat ze midden in de toren staan is de stijfheid verwaarloosbaar in vergelijking met de stabiliteitswanden.

Er is aangenomen dat de wanden een stijve verbinding hebben op iedere verdieping. De vloeren en bordessen zullen deze stijve verbinding waarborgen. In een latere fase dienen de bordessen hierop te worden ontworpen.

De wanden worden 210mm dik uitgevoerd, in C90/105 onder in het gebouw. Hoger in het gebouw kan een lagere betonklasse worden toegepast. De afgedragen belasting naar deze wanden is getekend in onderstaand figuur.



Figuur 3—19 Ontwerpprincipes liftkern

Het ontwerp van de wand op verdieping 11 is maatgevend, door de relatief grotere verdiepingshoogte van 3,9 meter.

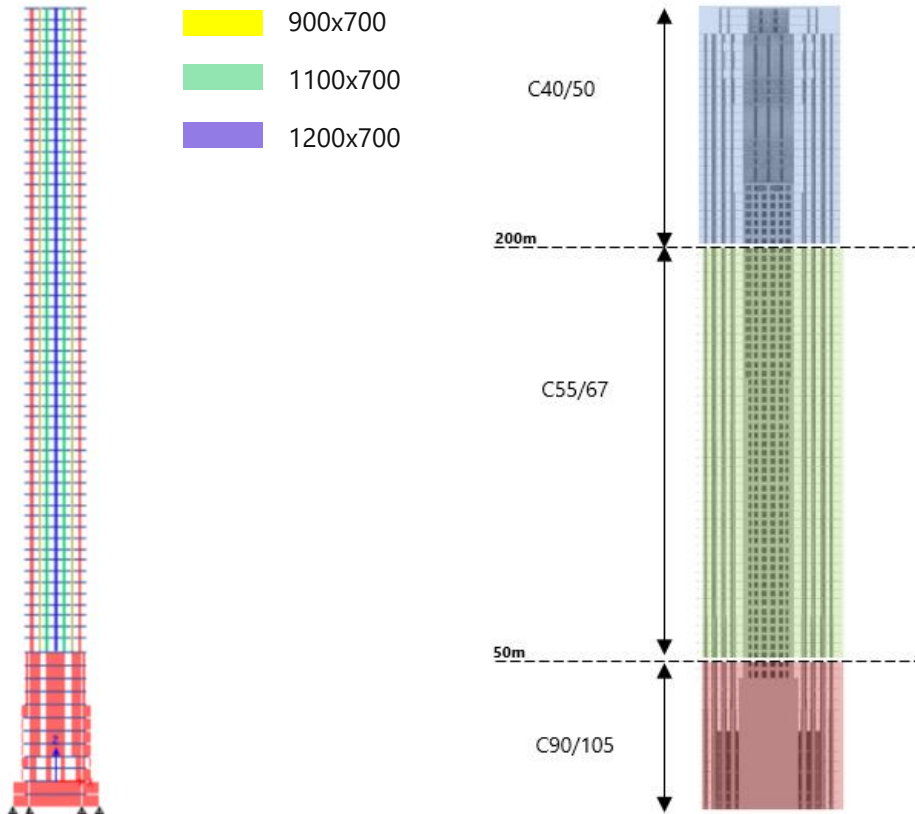
Tabel 3—17 Ontwerpwaardes liftkern

Verdieping	Vrije hoogte [m]	Normaalkracht UGT [kN]	Normaalkracht BGT [kN]	M_{Ed} [kNm]	Wapening [%]	Uitnutting
11	3,9	4110	3033	356	3	0,85

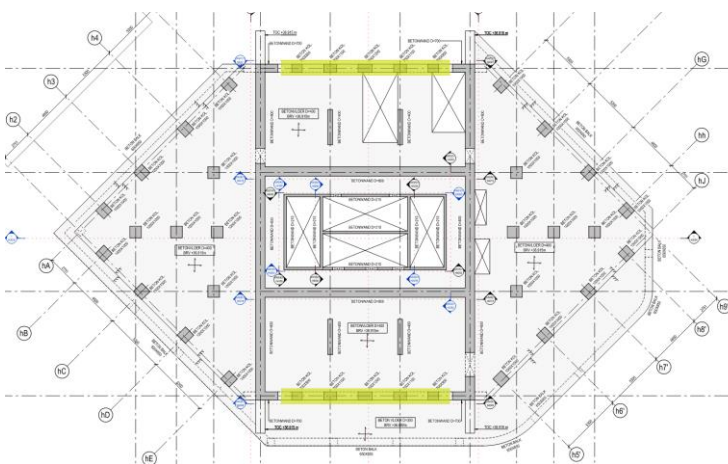
3.4 Stabiliteitssysteem

3.4.1 Vierendeelvakwerk kolommen

Hieronder is een samenvatting van de berekening van deze stabiliteitskolommen en de dimensies te vinden.



Figuur 3—20 Vierendeelvakwerk kolommen dimensies



Figuur 3—21 Locatie vierendeelvakwerk op typische plattegrond

Ontwerp op drukkracht en buigend moment:

Tabel 3—18 Ontwerpwaardes vierendeelvakwerk op druk

Afmeting	Betonklasse	Normaalkracht	Moment Y	Moment Z	Wapening
<i>mm x mm</i>		<i>kN</i>	<i>kNm</i>	<i>kNm</i>	%
1200x700	C80/95	33000	1350	350	2,25
	C60/75	32000	1300	600	3,5
	C40/50	6500	1300	600	1,0
1100x700	C80/95	30000	1200	700	2,0
	C60/75	29000	1100	700	3,25
	C40/50	11000	1400	900	1,25
900x700	C80/95	25000	750	600	2,25
	C60/75	25000	950	600	3,6
	C40/50	4500	1600	450	1,5

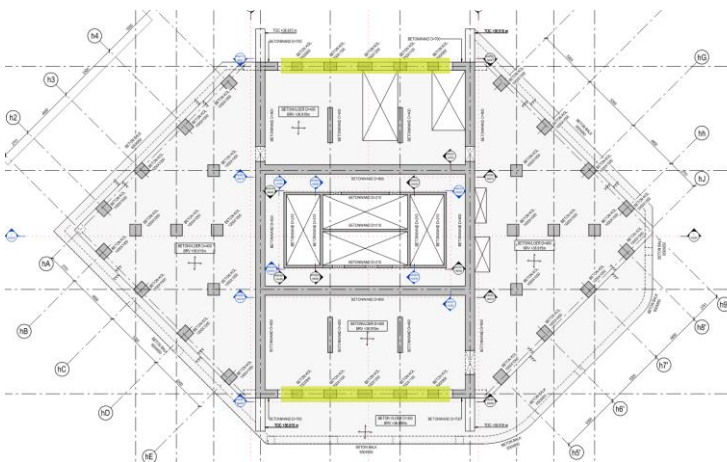
Ontwerp op trekkracht:

Tabel 3—19 Ontwerpwaardes vierendeelvakwerk op trek

Afmeting	Verdieping	Trekkracht	Wapening benodigd
<i>mm x mm</i>		<i>kN</i>	%
1200x700	11	9000	2,46
	26	6500	1,78
1100x700	11	9000	2,69
	26	6000	1,79
900x700	11	9000	3,28
	26	5000	1,82

3.4.2 Vierendeelvakwerk balken

De vierendeelvakwerk balken zijn momentvast verbonden aan de kolommen. De balken worden 700x800mm met 7xH32 wapening.



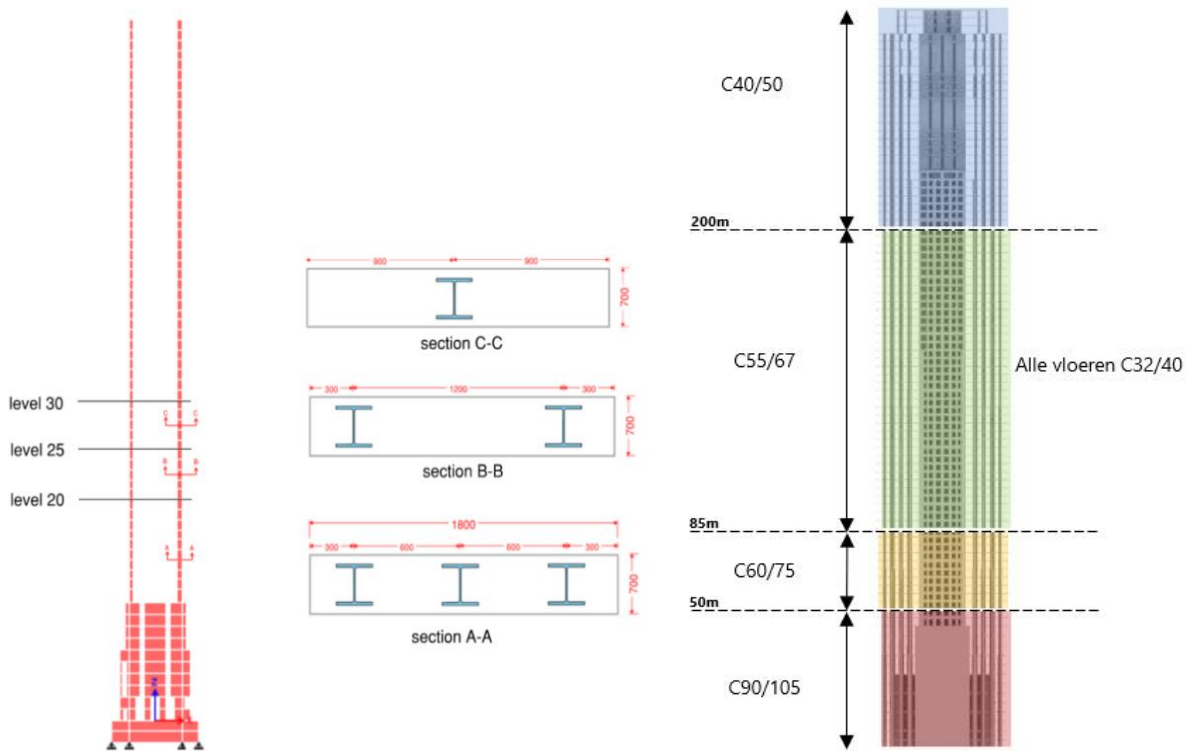
Figuur 3—22 Locatie vierendeelvakwerk op typische plattegrond

Tabel 3—20 Ontwerpwaardes vierendeelvakwerk balken

Afmetingen	Moment (+)	Moment (-)	Dwarskracht	Boven wapening	Beneden wapening	Dwarskracht wapening
700x800 mm	1450 kNm	1400 kNm	1900 kN	7xH32	7xH32	6xH12 beugels @ 200

3.4.3 Hamerkopmuren

Er worden hamerkoppen geplaatst aan de uiteinden van de kernwanden zoals aangegeven in onderstaand figuur. Deze zijn onderdeel van het stabiliteitssysteem. Door de windkrachten krijgen de hamerkoppen grote trekkrachten. Ingestorte staalprofielen worden toegepast om de trekkrachten te weerstaan.



Figuur 3—23 Hamerkopmuren

De hamerkopmuren worden in de maatgevende situatie in trek en druk gecontroleerd.

Tabel 3—21 Ontwerpwaardes hamerkopmuren

Maatgevende situatie	Normaalkracht [kN]	Moment Y [kNm]	Moment Z [kNm]
Trek	30000	1650	1000
Druk	-64500	3550	4100

In trek wordt het buigend moment in de betondoorsnede gecontroleerd, resulterend in een uitnutting van 70%. De hoge trekkracht wordt opgenomen door drie HEM320 profielen in de wand te plaatsen, verspreid over de lengte.

Indien enkel van de capaciteit van de staalprofielen wordt uitgegaan is de uitnutting 93%. Over de hoogte van de toren kan de hoeveelheid staal in de hamerkopmuren afnemen, omdat de trekkracht afneemt. De volgende verdeling wordt gemaakt:

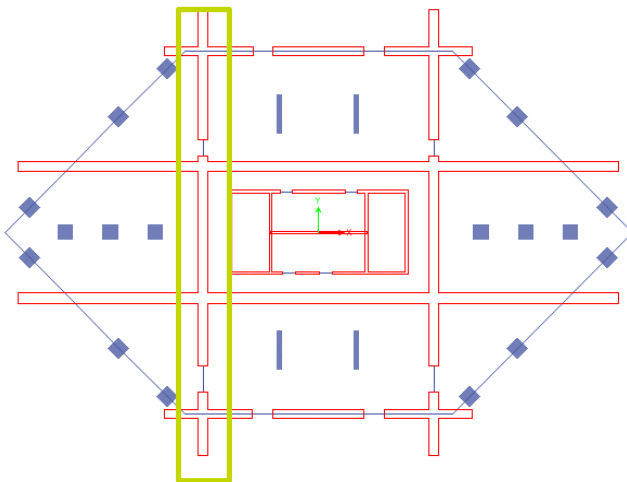
- Verdieping 11 t/m 20: 3x HEM320 + 3% wapening
- Verdieping 21 t/m 25: 2x HEM320 + 2,5% wapening
- Verdieping 26 t/m 30: 1x HEM320 + 2,5% wapening
- Verdieping >30: 2,5% wapening

In druk zorgt de combinatie van normaalkracht en buigend moment voor een uitnutting van 85%. 44000 kN druk kan opgenomen worden in de betondoorsnede, in combinatie met buiging. De staalprofielen nemen de overige 18500 kN druk op, wat mogelijk is met twee HEM320 profielen. Deze hebben een uitnutting van 86% onder normaalkracht.

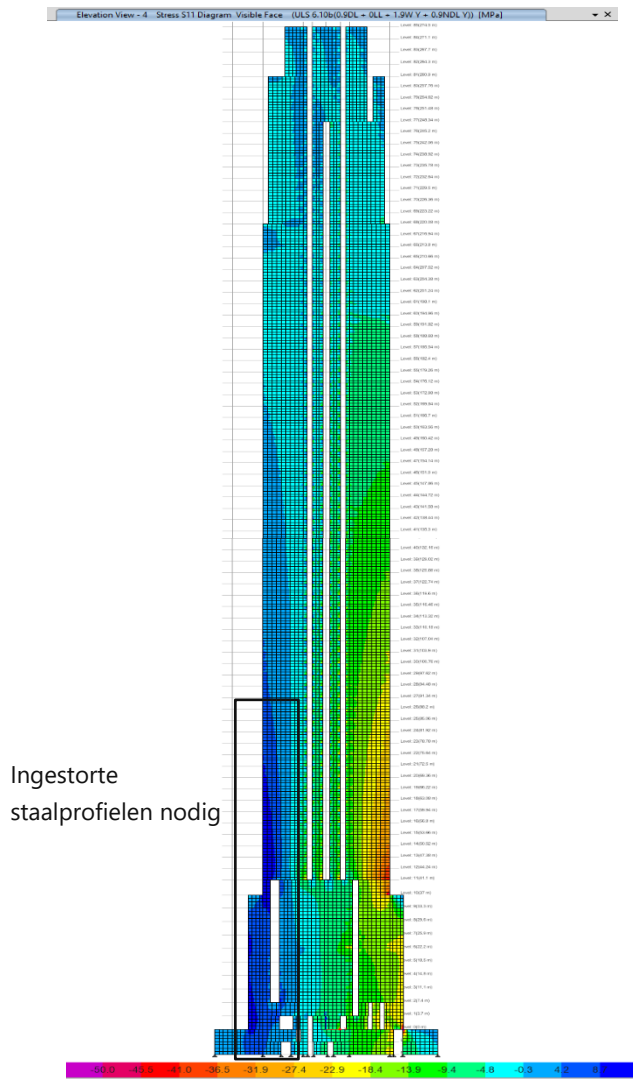
3.4.4 Kernwanden

De spanningen in de kernwanden wordt gecontroleerd door middel van Etabs. Onderstaand worden de resultaten weergegeven van de maatgevende windrichting, wind Y, op de wand die de meeste trek en druk ondervindt.

Zoals weergegeven in het figuur rechts treden er significante trek en drukspanningen op in de doorsnedes. Voor sommige gebieden op trek overschrijdt de trekspanning de capaciteit van de wapening (2%). Bij deze onderdelen dienen staalprofielen ingestort te worden om de trek op te kunnen nemen.



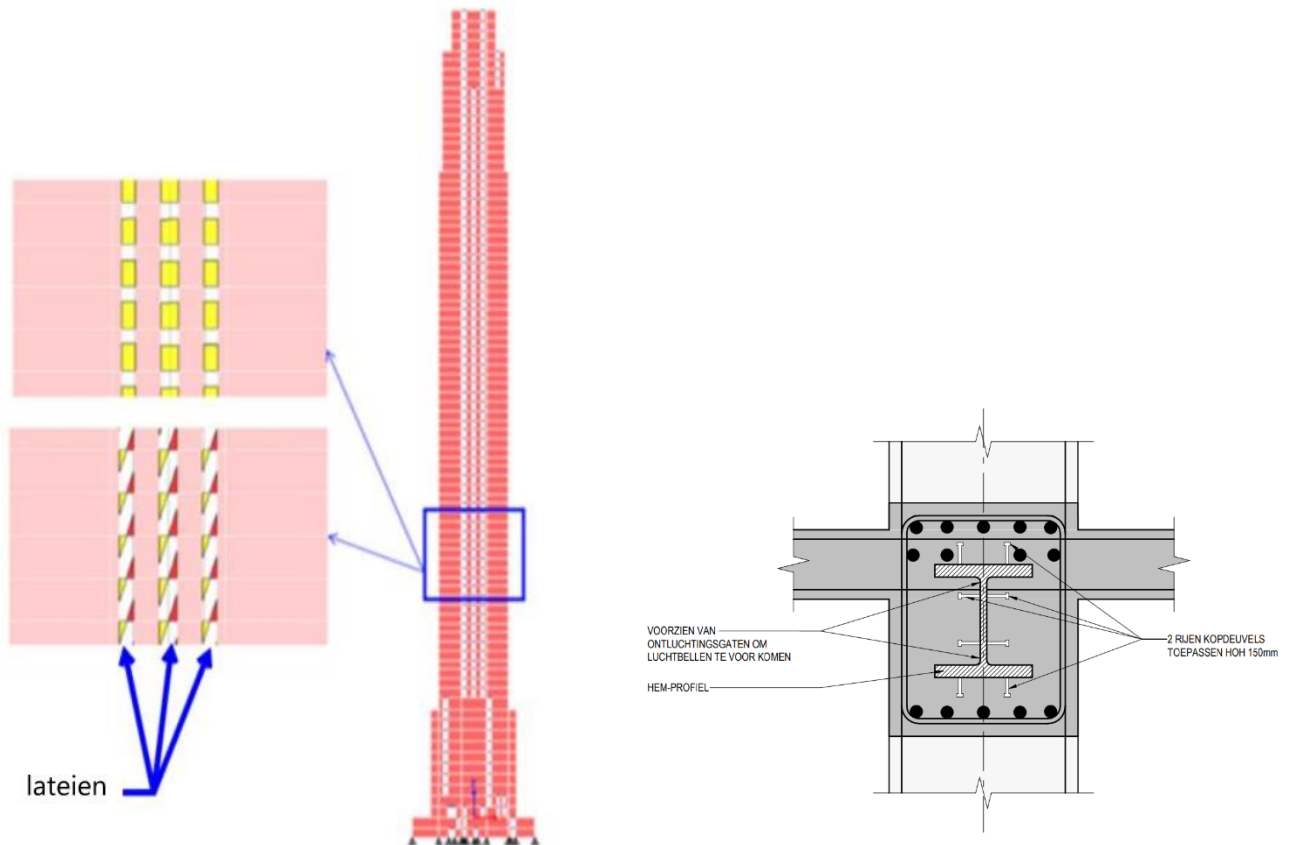
Figuur 3—24 Maatgevende wand voor trek en drukspanningen



Figuur 3—25 Optredende spanningen in maatgevende wand

3.4.5 Lateien

Deze lateien zijn onderdeel van het stabiliteitssysteem en worden composiet uitgevoerd – ingestorte staalprofielen in betonnen balken. Hier is voor gekozen omdat er significante trek op kan treden in de lateien.



Figuur 3—26 Lateien

Tabel 3—22 Ontwerpwaardes krachten in lateien

	Dwarskracht [kN]	Moment boven [kNm]	Moment onder [kNm]
Latei	3500	-2600	1300

Er wordt een composiete doorsnede aangenomen: gewapend beton met een ingestort staalprofiel (HEM320). De dwarskracht zal verdeeld worden over deze twee elementen, daarbij is de volgende verdeling aangenomen: 2000 kN in beton, 1500 kN in staal.

De betondoorsnede wordt gecontroleerd op buigend moment en dwarskracht. De staaldoorsnede enkel op dwarskracht.

	Dwarskracht [kN]	Moment boven [kNm]	Wapening [%]	Uitnutting M	Uitnutting V
Beton	2000	-2600	2,5	0,92	0,75
Staal	1500	0	-	-	0,85

4 Analyse elementen BGT

4.1 Normaalkrachtverkorting verticale elementen

Voor hoogbouw moet er rekening worden gehouden met de normaalkrachtverkorting van verticale elementen zoals kolommen en wanden. De verkorting heeft een korte en een langetermijneffect waar elastisch gedrag en krimp en kruip effecten worden meegenomen.

De absolute waarde is in het algemeen minder bepalend dan de relatieve verkorting van verbonden elementen. Als een kolom en een muur verschillende verkorting ondergaan zal de gebruikstoestand worden aangetast, die van belang is voor scheidingswanden, afwerkingen en gevel.

Het effect van verkorting moet in een latere fase uitgebreid worden bestudeerd voor het ontwerp van alle constructieve elementen. Een effect dat extra aandacht vereist is de extra krachten in de vloeren door verschillen in normaalkrachtverkorting verschil.

4.1.1 Principes

Om kwalitatief de effecten van relatieve verkorting mee te nemen in deze fase zijn de volgende principes toegepast.

- Betonnen elementen worden gedimensioneerd opdat de normaalspanning op het bruto-oppervlak gelijk is onder permanenten en variabele belasting voor alle verticale elementen.
- Er is een maximum percentage wapening ingesteld van 2,5% (of het absolute maximum van 3%)
- Bij een lokale verspringing wordt ervan uitgegaan dat het verspringingselement scharnierend is opgelegd. Zodoende worden momenten beperkt die tot extra verschil in axiale vervorming leiden.

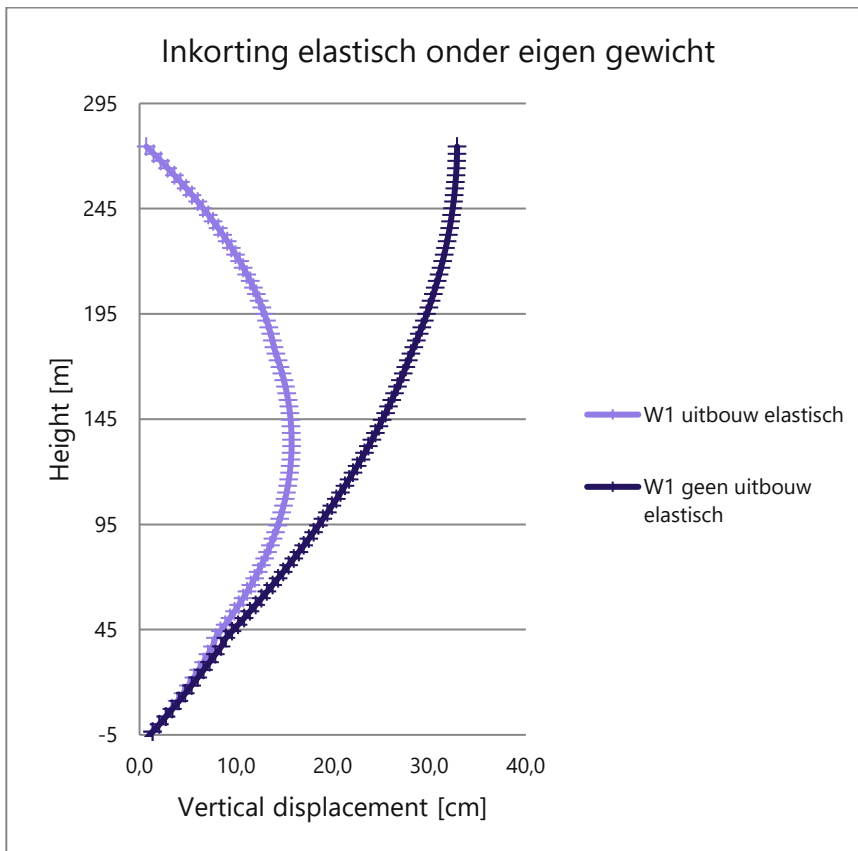
4.1.2 Gedetailleerde analyse

4.1.2.1 Gefaseerde bouw

De bouwvolgorde en bouwsnelheid van de betonnen elementen heeft een grote impact op de totale normaalkrachtverkorting.

1. Door het uitbouwen wordt iedere verdieping weer vlak getrokken. Een langere kolom wordt gebouwd op de kolom die meer verkorting heeft ondergaan om de vloer weer waterpas te krijgen ten opzichte van de wanden.
2. De elasticiteitsmodulus verandert over de levensduur van beton. Het moment van weghalen van de bekisting is hier van groot belang.

De grafiek hieronder laat het effect zien van uitbouwen.



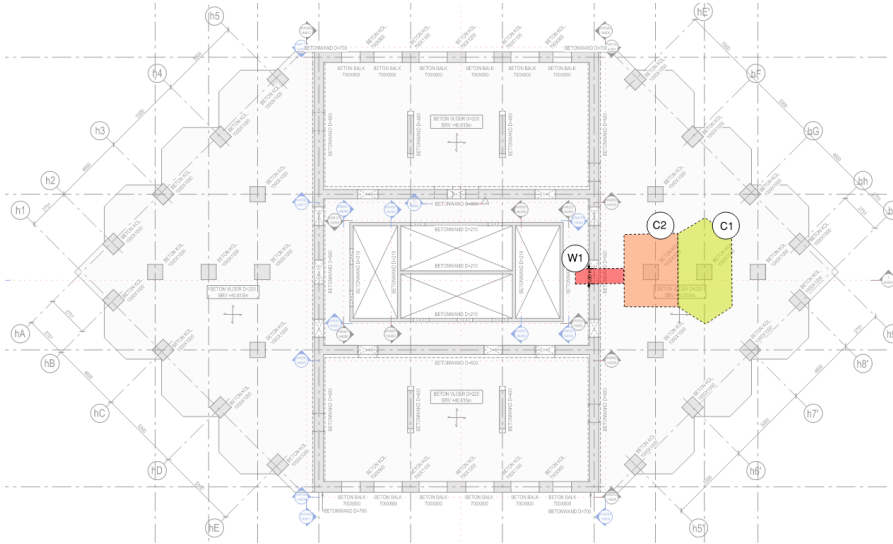
Figuur 4—1 Effect van uitbouwen op de normaalkrachtverkorting

Voor deze analyse is aangenomen dat het eigen gewicht kan worden uitgebouwd. Zowel de elastische verkorting als krimp en kruip tijdens de bouw worden uitgebouwd. De gevel en het gewicht van de afwerking zijn aangenomen pas na het bouwen van het betonskelet te worden toegevoegd, dit is een conservatieve aanname. In een latere fase moet dit gedetailleerder worden meegenomen samen met een aannemer en de gemaakte bouwplanning. De timing van de afwerking van de vloer, de tussenmuren en het plafond is een manier voor het ontwerpteam om de effecten van normaalkrachtvervorming te ondervangen.

De verkortingswaarden zijn opgesplitst in elastisch en lange termijn waarden. De langetermijneffecten worden veroorzaakt door krimp en kruip. De totale waarden is de som van de twee.

4.1.2.2 Studie 1: stabiliteitsmuur en interne kolom

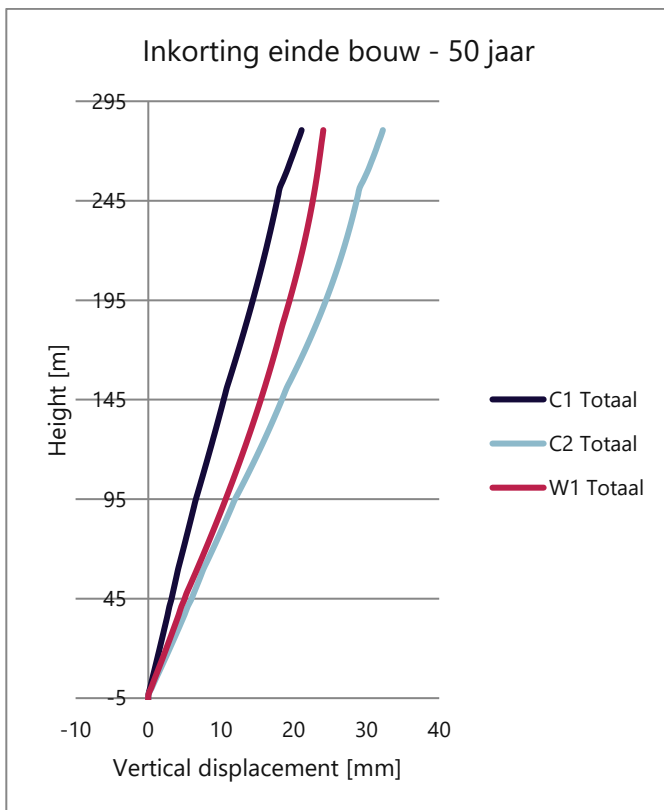
De relatieve verkorting tussen kolom C2 en wand W1 is bekeken. Kolom C1 is los bekeken.



Figuur 4—2 Diagram waarin de kolommen C1 en C2 en muur W1 zijn aangemerkt

De maatgevende normaalkrachtverkorting waarden zijn gegeven. De afstand tussen C2 en W1 is 3,65 meter, hier is de rotatie op gebaseerd. De limiet op de rotatie is $L/300$.

Het verloop over de hoogte van kolom C1 en wand W1 ziet er als volgt uit:



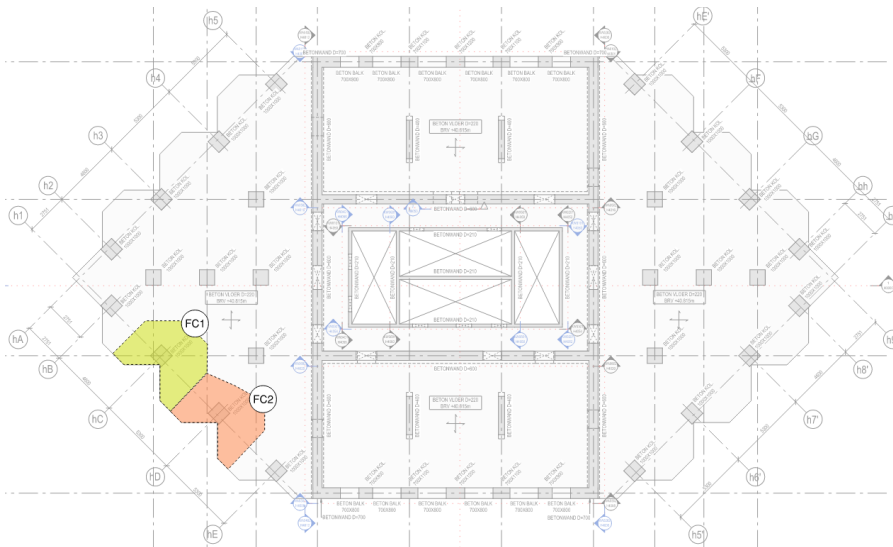
Tabel 4—1 Normalkrachtverkorting C1, C2 en F1

	C1 (mm)	C2 (mm)	W1 (mm)	C2-W1 (mm)	Rotatie C2-W1
Maximaal inclusief uitbouwen	21,1	32,3	24,1	8,2	L/446

Mogelijke aanpassingen aan de kolommen kunnen het verkortingseffect verkleinen zodat het minder op het uitbouwen aankomt:

- Kolom:
 - Afmetingen van de kolom: een grotere kolom zorgt voor een lagere spanning en dus minder verkorting.
 - Toevoegen van wapening: met een hoger wapeningspercentage wordt de gecombineerde E-modulus verhoogd en treedt er minder verkorting op.
 - Kiezen voor een hogere betonsterkte: ook dit verhoogt de E-modulus.
 - Instorten van een staalprofiel in de kolom bij het onderste deel van de toren, om de spanning op het beton te verlagen en zo zal de krimp en kruip verminderen
- Wand: de stijfheid van de wand kan verminderd worden indien de windbelasting afneemt wanneer de windtunneltesten bekend zijn. Hiermee kunnen ook afmetingen, wapening en betonsterkte aangepast worden om zo de wand minder stijf te maken. Hierdoor zal de relatieve verplaatsing afnemen en dus ook de rotatie.

4.1.2.3 Studie 2: gevel kolommen



Figuur 4—3 Diagram met kolommen FC1 en FC2 aangeduid

De maatgevende normalkrachtverkorting is als volgt. De rotatie valt binnen de limiet van L/500.

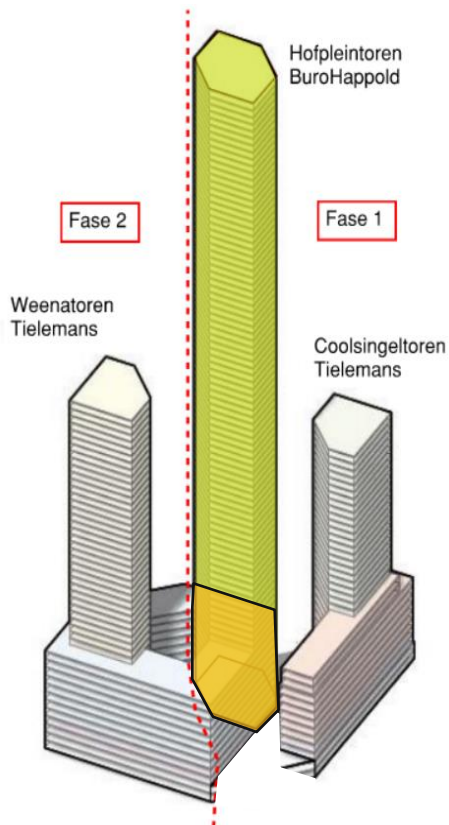
Tabel 4—2 Normalkrachtverkorting van FC1 en FC2

	FC1 (mm)	FC2 (mm)	Vershil FC1 – FC2 (mm)	Rotatie FC1-FC2
Totaal	23,1	16,8	6,2	L/584

4.2 Zettingsverschillen drie torens

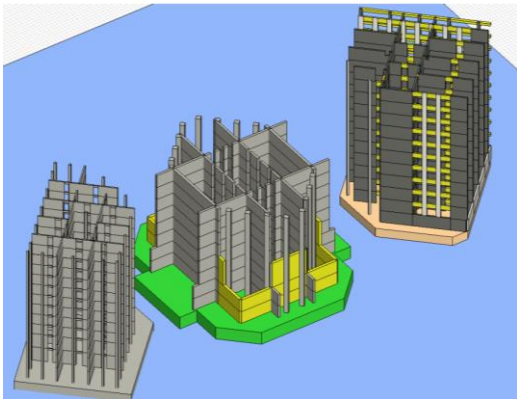
Vanuit de geotechnisch adviseur is een zettingsdiagram geleverd. In deze paragraaf wordt gekeken naar de interactie tussen de grond en de toren, inclusief de fundering. Daarnaast wordt gekeken wat de komvorming als invloed heeft op de spanningen in de wanden.

Project RISE met de Hofpleintoren bestaat uit een onderverdeling tussen Tielmans en Buro Happold. Hierbij is een duidelijke demarcatie afgesproken zoals te zien in onderstaand figuur.



Figuur 4—4 Demarcatie Tielmans en Buro Happold

Tielmans berekent de fundering met de keldervloer en wanden, hieronder valt ook de poer onder de Hofpleintoren. Echter is het niet mogelijk om dit losstaand te beschouwen en daarom zit er een overlap in de scope van beide partijen. Dit is het oranje vlak in bovenstaand figuur de onderste 10 verdiepingen worden door beide bureaus gemodelleerd en daarna vergeleken zodat de resultaten onderling worden geverifieerd. Tielmans modelleert en ontwerpt vervolgens de fundering.

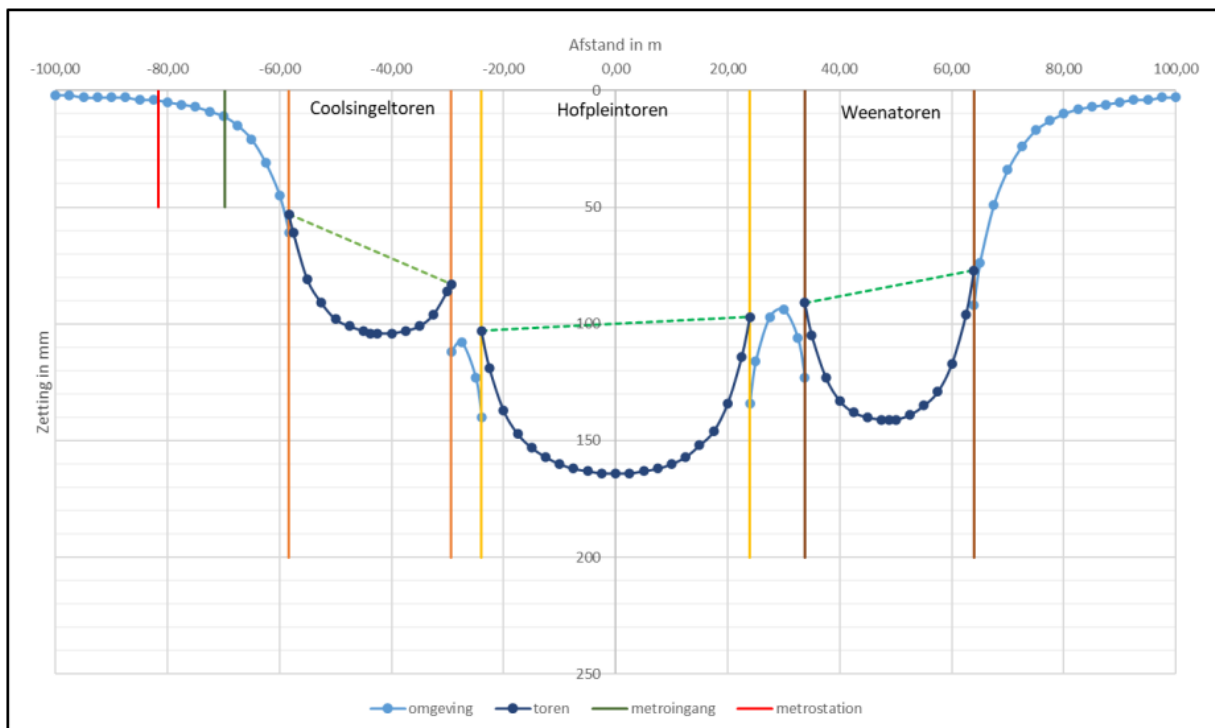


Figuur 4—5 Fundering model Tielemans

Zoals hierboven beschreven vormt de exacte komvorming geen onderdeel van de scope van Buro Happold, maar de impact op de constructie boven de poer wel. Tielemans heeft de komvorming en de impact op de bovenliggende constructie gemodelleerd, de conclusies hieruit kunnen toegepast worden op de Hofpleintoren. De uitgangspunten van deze analyse worden beschreven, gevolgd door de impact volgens Tielemans.

MOS heeft initiële conservatieve zettingen aangeleverd, die gebaseerd zijn op het 2D modelleren van de ondergrond. Hierbij wordt uitgegaan van een gelijkmatig verdeelde belasting vanuit de toren, gebaseerd op de totale belasting.

Deze waarden dienen als grondslag van de analyse waarbij in de volgende fases in samenwerking met de geotechnisch adviseur een iteratief proces gevolgd dient te worden om tot realistische waarden te komen. Dit zal aan de hand van Plaxis modellen verder verfijnd worden.



Figuur 4-6 Resultaten MOS geotechniek

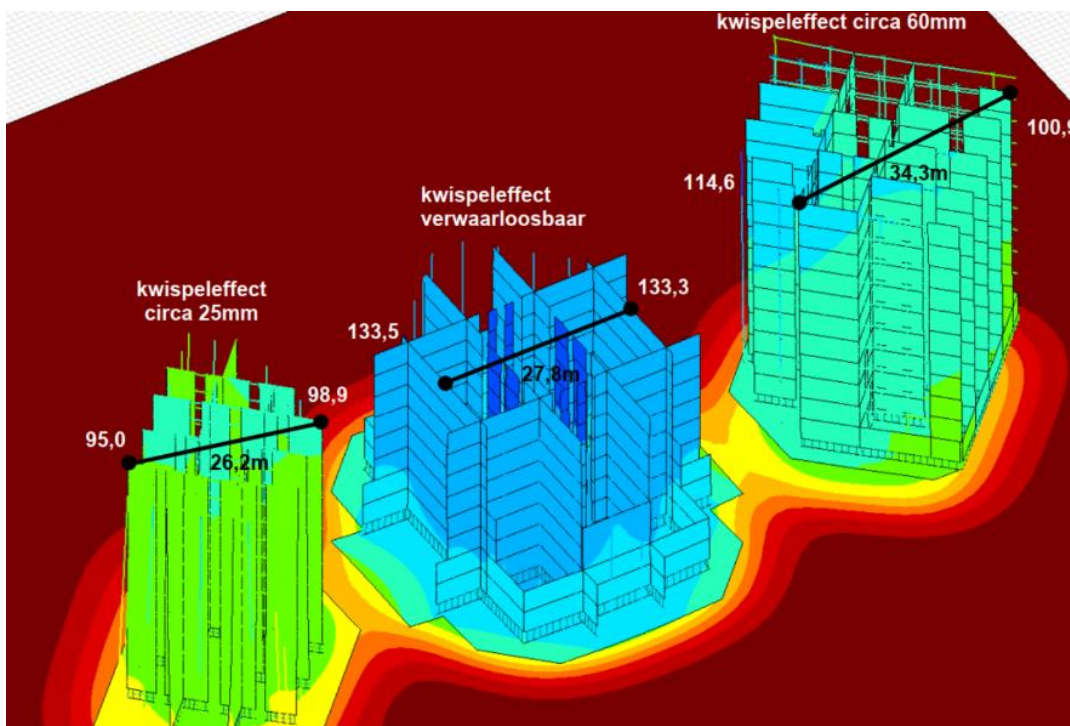
Om de initiële impact te bestuderen is er een meter dikke plaat gemodelleerd die door een bedding ondersteund wordt. De belasting wordt dan als een vlaklast op de poer afmeting geprojecteerd. Hierbij wordt uitgegaan van de quasi permanente belasting (lange termijn). Hiervan worden de doorbuigingen bekeken en “gefit” op de zettingen uit de waarden van MOS. Uit deze studie volgen dan 2 parameters die de stijfheid van het systeem bepalen:

- De E-modulus van de 1 meter dikke plaat
- De bedding constante

Het ontwerpteam heeft in samenwerking met MOS afgesproken om de zettingen zoals in bovenstaand figuur te delen met een factor 1,5. Dit omdat in de eerdere berekening niet rekening gehouden is met de accurate grondopbouw.

De volgende parameters werden daarmee gevonden:

- De E-modulus van de 1 meter dikke plaat: 37500 N/mm²
- De bedding constante: 6150 kN/m²/m



Figuur 4—7 Impact van ondergrond op RISE torens, overgenomen van Tielemans

Tielemans concludeert dat het kwispeleffect bij de Hofpleintoren verwaarloosbaar is. Voor deze fase kan er aangenomen worden dat er niet met extra spanningen in de constructie gerekend hoeft te worden door de komvorming.

5 Conclusie

Het elementen rapport beschrijft het constructieve ontwerp van de maatgevende elementen in de Hofpleintoren. Het rapport begint met het beschrijven van de model aannames en belastingen. Vervolgens worden de vloeren, kolommen en stabiliteitselementen gecontroleerd in UGT-situatie. De maatgevende elementen worden beschreven en de resultaten worden verwerkt in het ontwerp.

In bruikbaarheidstoestand worden twee situaties beschouwd, de normaalkrachtverkorting van kolommen en de zetting van de torens. De normaalkrachtverkorting is een significant effect bij deze zeer hoge toren. De effecten van elastische verkorting, krimp en kruip worden beschouwd voor verschillende kolommen en wanden. Er wordt geconcludeerd dat de relatieve vervorming nu al binnen de limiet valt bij de aanname dat er uitgebouwd wordt op elastische verkorting en krimp en kruip. Het is de verwachting dat deze verhouding in de volgende fase nog gunstiger wordt door de wijziging in windbelasting. Vervolgens wordt het zettingsverschil in de drie torens door komvorming beschouwd. Hiervoor is een analyse uitgevoerd door Tielemans, waarvan de conclusies voor de Hofpleintoren worden overgenomen in dit rapport. Komvorming geeft geen significante toename van spanningen in de Hofpleintoren door de centrale ligging en de grote voetprint van de poer.

In de volgende fase zullen de resultaten van de windtunneltest geïmplementeerd worden, wat de resultaten van dit rapport zullen veranderen. Peutz heeft aangegeven dat de resultaten significant lager zullen uitvallen dan de aangenomen conservatieve waardes uit de Eurocode. Dit is gevalideerd door TNO en aangegeven dat deze waardes voor zowel UGT als BGT toegepast kunnen worden. Optimalisaties kunnen gevonden worden bij een lagere windlast, welke kunnen leiden tot reductie van materiaalgebruik.

