



**VAN
ROSSUM**

Hogeschool Rotterdam
Academieplein

3015 GG Rotterdam
G.J. de Jongweg
Telefoon 010-79444141
www.hro.nl

Begeleiders:

Dhr. ing. T. Pessel
Dhr. ing. M. Bierma

Van Rossum Raadgevende Ingenieurs
Hogeschool Rotterdam

Studenten:

Wouter Huisman
René Moerkerke

0846715
0853468

Afstudeeronderzoek

Stabiliteit bestaande hoogbouw bij uitbreiding
met uitkragende constructies

Van Rossum Raadgevende Ingenieurs

*Nieuw te realiseren
uitkragingen*



‘Stabiliteit bestaande hoogbouw bij uitbreiding met uitkragende constructies’

Onderzoek naar de constructie van bestaande hoogbouw welke met behulp van bestaande technieken stabiel wordt gehouden na het uitbreiden met een uitkraging in één van de gevelrichtingen.

augustus 2014
Wouter Huisman
René Moerkerke
Rotterdam, Nederland

1^e lezer: Dhr. ing. M. Bierma
2^e lezer: Dhr. ing. J.L. Slabbekoorn

Samenvatting Nederlands

In het literatuuronderzoek zijn drie verschillende literatuurstudies behandeld. De eerste literatuurstudie gaat over het verschil tussen de stabiliteit van een prefab en gietbouw kern en wanden. Bij prefab ontstaan schuifspanningen tussen de elementen, die opgenomen worden door het laten verspringen van voegen of het aanbrengen van nokken aan de elementen. De trekspanningen tussen de elementen worden opgenomen door stekeinden in gains en de drukspanningen door het beton en de voegen tussen de elementen. Bij gietbouw worden de trekkrachten opgenomen door het wapeningsstaal en de drukkrachten door het beton. Deze theorie is gebaseerd op de professionele kennis binnen het afstudeerbedrijf, Van Rossum Raadgevend Ingenieurs B.V.

In de tweede literatuurstudie is de invloed van een uitkraging geanalyseerd op twee fictieve gebouwen. De eerste fictieve casus bestaat uit een stabiliserende kern met kolommen en balken, de tweede fictieve casus is gestabiliseerd met wanden. Hiervoor zijn 7 verschillende systemen opgesteld. Systeem 1 is het begin systeem voor de stabiliserende kern zonder uitkraging. Systeem 2 is een kern met uitkraging door middel van balken die scharnierend zijn verbonden met de kern. Deze balken worden ondersteund door gevelkolommen. De systemen 3A en 3B lijken veel op elkaar. Hierbij is de uitkraging gemaakt door middel van vakwerken (3A) of wanden (3B) die momentvast zijn verbonden met de kern. Ook deze uitkraging wordt bij de gevel ondersteund door kolommen. Systeem 4 is het beginsysteem met de wanden als stabiliserende elementen. De systemen 5A en 5B zijn ook weer bijna aan elkaar gelijk. De uitkraging is hierbij momentvast direct aan het stabiliserende element gemaakt. Systeem 5A is dan een uitkraging met vakwerken en systeem 5B een uitkraging met wanden. Door gebruik te maken van een uitkraging van 10 meter is de invloed van deze uitkraging op de fictieve bouwwerken geanalyseerd. Uit de analyse blijkt dat wanneer de kern nog een restcapaciteit heeft, zal gekozen worden voor dit systeem. Voor een uitkraging kunnen de kolommen dan minder verbreed worden dan bij systeem 2 en blijven de kolommen slanker. Bij systeem 5A en 5B zorgt de uitkraging voor een veel hoger moment dan 2, 3A en 3B. Hier is dus meer restcapaciteit nodig in de wapening en vervorming van de wanden. Bij de varianten 3A en 3B en 5A en 5B worden alleen de A varianten gebruikt omdat het gewicht van de constructie lager is.

Voor het verbreden van de kolommen wanneer de maximale kolomkracht wordt overschreden, is gebruik gemaakt van het verschil in elasticiteitsmodulussen. Dit is onderzocht in de derde literatuurstudie. De kolomverbreding wordt namelijk gemaakt in ultrahogesterktebeton. Door het verschil tussen de elasticiteitsmodulussen te berekenen en de vervorming van de huidige kolom en nieuwe kolomverbreding gelijk te stellen kan de verhouding tussen de krachtsverdeling berekend worden. Zo kan de kracht in de huidige kolom berekend worden en de kracht in de kolomverbreding. De kniklengte van de kolom is niet meegenomen in de berekeningen. Voor het verstevigen van de constructie is gebruik gemaakt van koolstofvezel- en staalstrippen. Deze aanpassingsmethode wordt gebruikt om het moment door de windkracht op de zijgevel van de uitkraging op te vangen. Het aanpassen van palen beperkt zich tot het berekenen van het aantal benodigde extra palen.

In het casusonderzoek zijn twee verschillende casussen onderzocht. Dit zijn De Landdrost te Almere en De Symphony te Amsterdam. De restcapaciteiten van deze gebouwen zijn bepaald aan de hand van het casusstappenplan. Allereerst is de restcapaciteit van de wapening in de kern en gevelbuis geanalyseerd. Daarna de restcapaciteit van de vervorming van de kern en gevelbuis. Als derde worden de kolommen onderzocht. Dit geldt voor zowel De Landdrost als De Symphony. Bij De Landdrost wordt het gewicht van de uitkraging afgedragen op de gevelkolommen. Bij De Symphony wordt de gevelbuis op de eerste verdieping opgevangen door kolommen waar een druk- en trekkracht in ontstaat. Als laatste worden de funderingspalen geanalyseerd. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen de palen onder de kernen en de palen onder de kolommen.

Voor De Landdrost zijn verschillende uitkragingen berekend aan de hand van de restcapaciteiten in twee en zes verdiepingen. Eén restcapaciteit is daarin niet meegenomen, dit is de restcapaciteit van de vervorming. Deze is namelijk zo hoog dat een onrealistisch grote uitkraging gemaakt zou worden. De gekozen uitkraging voor De landdrost is systeem 3A en een uitkraging met zes verdiepingen tot aan de maximale paalkracht onder de kolommen. Hierdoor is het noodzakelijk de kolommen rondom te vergroten met 80 millimeter C170/200 beton. Daarnaast is plakwapening in de vorm van koolstofvezelstrippen nodig om de windkracht op de zijgevel (het moment om de x-as in de kern) op te nemen. Hiervoor is 924 mm² aan koolstofvezelwapening nodig.

Ook voor De Symphony zijn verschillende uitkragingen berekend in twee en zes verdiepingen aan de hand van de restcapaciteiten. Hierbij zijn twee restcapaciteiten niet gebruikt. Dit zijn de uitkraging tot de maximale trekspanning in de gevelbuis wordt behaald en de maximale vervorming wordt behaald. De gekozen uitkraging voor De Symphony is systeem 5A met een uitkraging in eveneens zes verdiepingen tot aan de maximale paalkracht onder de kolommen. Hier moeten de kolommen met 435 millimeter C170/200 beton rondom vergroot worden. Om de x-as van de gevelbuis moet een moment opgenomen worden van de wind op de zijgevel van de uitkraging. De hoeveelheid benodigde plakwapening is hier 20 mm² aan staalplakwapening (S235).

Samenvatting Engels

In the literature survey, three different literature studies are covered. The first literature study covers the difference between the stability of prefabricated and onsite casted concrete cores and walls. In the on site casted concrete cores and stability walls, the tensile stress is absorbed by the rebar, the pressure forces are absorbed by the concrete. In the precast concrete elements, the tensile stresses are absorbed by the rebar in gains. The shear tension between the different elements are absorbed by staggering joints cams included in the prefabricated elements.

In the second literature study the influence of a cantilever construction is analysed on two fictitious buildings. The first fictitious building consists of a structural concrete core with additional columns and beams, the second fictitious building consists of concrete structural stability walls. System 1 is the beginning of the stabilizing system for concrete stabilisation core, without a cantilever construction. System 2 is a concrete stabilisation core with cantilever construction by means of beams which are hinge connected to the core. These beams are supported by columns near the façade. The systems 3A and 3B are quite similar. Here, the cantilever is made by steel trusses (3A) or concrete walls (3B), which currently are fixed to the core in a moment resisting connection. These cantilever is also supported at the facade by columns. System 4 is the initial system of the concrete stabilisation walls. The systems 5A and 5B are again almost equal to each other. The cantilever is hereby fixed directly to the stabilizing element. 5A system is a cantilever with steel trusses and 5B with a cantilever concrete walls. By making use of a projection of 10 metres, the influence of these cantilever is analysed for the fictitious construction. When the core has no residual capacity, system 2 will be chosen. The columns in the façade should be widened by this system. When the core still has some residual capacity, system 3A and 3B will be chosen. The moment resisting connection ensures that the columns could remain more slender then the columns of system 2. In the systems 5A and 5B, the cantilever allows for a much higher moment than 2, 3A and 3B. Here it is necessary that there is a lot of residual capacity in the rebar of the core and is the deformation of the walls.

For calculating the broadening of the columns the difference in elastic moduli is used, if maximum column strength is exceeded. The column broadening is in fact made of ultra-high-strength concrete. By calculating the difference between the elastic moduli and the deformation of the current column and new outer skin, the relationship between the force distributions can be calculated. For example, the force in the current column can be calculated, and the force in the expansion column can be calculated. The buckling length of the column is not included in the calculations. For the strengthening of the construction carbon fibre-and steel strips are used. This adjustment method is used to withdraw the moment in the stabilisation system.

In the case study, two different cases studied. These are the Landdrost in Almere and The Symphony in Amsterdam. The residual capacities of these buildings are determined. First of all, the residual capacity of the rebar is analysed in the core and facade tube construction. Secondly, the residual capacity of the deformation of the core and facade tube construction. Thirdly, the columns are examined. This applies to both The Landdrost and The Symphony. At The Landdrost the weight of the cantilever pays on the facade columns. At Symphony, the facade tube construction on the first floor is captured by columns wherein pressure and tension occur. Finally, the foundation piles are analysed. A distinction is made between the piles, the piles underneath the stabilisation system and underneath the columns.

For The Landdrost, several cantilevers have been calculated on the residual capacities in two and six floors. The residual capacity of the deformation is not included. This result of this residual capacity is that high, that an unrealistically large cantilever would be made. The cantilever chosen for The Landdrost is system 3A, a cantilever with six floors up to the maximum pole strength among the columns. As a result, it is necessary to increase the columns by 80 millimetre of C170/200 concrete. Because to the wind force on the sidewall of the cantilever it requires 924 mm² of carbon fibre reinforcement strips to ensure the stability of the structure around the x-axis of the core.

For the Symphony, several different cantilevers calculated with also two and six floors. Here, two residual capacities are not used for calculating the cantilevers. These are the maximum tensile stress in the facade tube construction and the maximum deformation of the facade tube construction. The cantilever chosen for the Symphony is system 5A with a cantilever in six floors up to the maximum pole strength among the columns. Here, the columns should be increased by 435 millimetres C170/200 concrete all around. Due to the wind force on the sidewall of the cantilever it requires 20 mm² of steel reinforcement strips (S235) to ensure the stability of the structure around the x-axis of the core.

Voorwoord

Voordat wij, als studenten aan de Hogeschool Rotterdam, ons HBO bouwkunde diploma mogen behalen, moet een afstudeeronderzoek worden volbracht. In dit afstudeerrapport is de invloed van een uitbreiding door middel van een uitkraging aan bestaande hoogbouw onderzocht. De verkregen resultaten zijn getoetst op een tweetal casussen, dit zijn De Landdrost te Almere met een stabiliserende kern en De Symphony te Amsterdam met een stabiliserende kern en gevelbuis.

Tevens willen wij graag van de gelegenheid gebruik maken om een aantal mensen te bedanken. Allereerst danken wij dhr. ing. T. Pessel van Van Rossum Raadgevende Ingenieurs voor de bedrijfsbegeleiding tijdens onze afstudeerfase. Daarnaast danken wij dhr. ing. M. Bierma van de Hogeschool Rotterdam voor de begeleiding vanuit school. Als laatste bedanken wij onze families voor de ondersteuning tijdens onze afstudeerperiode.

Wouter Huisman

René Moerkerke

Rotterdam, 11 augustus 2014

Inleiding

De aanleiding voor het onderzoek is het uitbreiden van bestaande hoogbouw door middel van uitkragende constructies. Dit omdat tegenwoordig steeds meer renovatie wordt toegepast in de bouw. Wel moet er dan eerst worden onderzocht of het haalbaar is en het voldoende winst oplevert. Hoewel gekozen kan worden voor andere uitbreidingsmethoden, zoals bijvoorbeeld optoppen (verdiepingen op een gebouw plaatsen), of het uitbreiden van het gebouw op begane grond niveau, is de opdracht van het afstudeerbedrijf de invloed van een uitbreiding met een uitkraging te onderzoeken. Om dit toe te passen moet het bestaande gebouw geanalyseerd worden om te achterhalen of het haalbaar is een uitkraging te realiseren. Daarna kan berekend worden wat de uiteindelijke winst aan gebruiksoppervlak bedraagt. Het doel van dit onderzoek is het effect van de uitkraging op de bestaande hoogbouw te analyseren.

In het literatuuronderzoek worden drie verschillende literatuurstudies behandeld. Deze studies zijn noodzakelijk om de reacties in het bestaande gebouw te analyseren onder invloed van een uitkraging.

De eerste literatuurstudie gaat over de bouwmethoden in prefab en gietbouw. Zijn bijvoorbeeld de kern en wanden (ook wel stabiliteitssystemen genoemd door hun stabiliserende werking binnen het gebouw), in prefab of gietbouw even sterk? De tweede literatuurstudie is de rekenmethode van een stabiliteitssysteem. Wat is de invloed van een uitkraging op een bestaand bouwwerk? Dit wordt onderzocht door een uitbreiding met een uitkraging te berekenen van 10 meter over twee verdiepingen. Dit zijn willekeurige afmetingen. De berekening van de uitkraging geeft inzicht in reacties van vier constructieve onderdelen. Dit zijn de spanning in de kern en wanden, de vervorming van de kern en wanden, de normaalkracht in de kolommen en de reactiekrachten in de fundering. De laatste literatuurstudie gaat over de aanpassingsmethoden met plakwapening, verbreden van kolommen en het aanpassen van de fundering. Wanneer het stabiliteitssysteem door de uitkraging teveel vervormt of de wapening van de kern of wanden niet voldoende blijkt te zijn voor een uitkraging, zal deze worden verstevigd met plakwapening. Als de maximale kolomkracht wordt overschreden, wordt de kolom verbreedt met een extra laag beton van een hogere kwaliteit, maar wat doet dit met de verdeling van de kracht in de kolom? Bij het aanpassen van de fundering wordt berekend hoeveel extra palen nodig zijn.

Het stabiliteitssysteem bij De Landdrost is gelijk aan de literatuurstudie van een kern. Bij De Symphony ligt dit iets anders, dit is een kern vanuit de fundering tot aan de 1^e verdieping, met daarboven een gevelbuis. Dit was bij aanvang van het onderzoek niet bekend, daarom verschilt de literatuurstudie op dit punt van de casusstudie. De benaderingen, schematisering en berekeningen zijn wel gelijk aan de literatuurstudie.

In het casusonderzoek worden dezelfde vier constructieve onderdelen getoetst als in de literatuurstudie naar de rekenmethoden van de stabiliteitssystemen. Allereerst wordt de restcapaciteit van de wapening in de kern en gevelbuis geanalyseerd. Wat kan het wapeningsstaal nog aan trekspanning opnemen? Daarna is de restcapaciteit van de vervorming van de kern en gevelbuis berekend. Als deze vervorming bekend is, worden de kolommen onderzocht. Dit geldt voor zowel De Landdrost als De Symphony. Bij De Landdrost wordt het gewicht van de uitkraging afgedragen op de gevelkolommen. Bij De Symphony wordt de gevelbuis op de eerste verdieping opgevangen door kolommen waar een druk- en trekkracht in ontstaat. Als laatste worden de funderingspalen geanalyseerd. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen de palen onder de kernen en de palen onder de kolommen. De analyse van de restcapaciteiten zijn opgesomd:

- Restcapaciteit wapening in de kern en gevelbuis;
- Restcapaciteit vervorming van de kern en gevelbuis;
- Restcapaciteit normaalkracht kolommen;
- Restcapaciteit fundering onder stabiliteitssysteem en kolommen.

Aan de hand van het literatuuronderzoek wordt er onderzocht welk systeem van toepassing is op het gebouw. Daarna wordt er onderzocht welke van de vier restcapaciteiten toegepast dienen te worden. Als een onderdeel te veel restcapaciteit heeft zal deze niet tot een uitkraging berekend worden omdat dan de afmetingen van de uitkragingen onrealistisch worden. Per restcapaciteit worden twee uitkragingen (waarvan één uitkraging met twee bouwlagen en één uitkraging met zes bouwlagen) berekend. De keuze voor twee en zes bouwlagen is gemaakt door de opdrachtgever. De analyse van de verkregen gegevens wijst uit welk constructie onderdeel het meest kritisch is en welke variant van uitkragen, twee- of zes verdiepingen, de meeste oppervlakte genereert. Is de wapening in de kern of gevelbuis niet voldoende, is de vervorming van de top te groot, wordt de kracht op de kolommen overschreden of juist de paalkracht? Aan de hand van deze uitkomsten wordt berekend of en zo ja hoeveel plakwapening nodig is, hoeveel de kolommen vergroot moeten worden en hoeveel extra palen nodig zijn om de berekende uitkraging te kunnen realiseren. De uitkomsten worden samengevoegd in een matrix om het geheel overzichtelijk in beeld te krijgen.

Het onderzoeksrapport wordt afgesloten met een conclusie naar de invloed van een uitkraging op de constructie van de twee verschillende casus gebouwen. Daarnaast worden aanbevelingen gegeven voor verdere onderzoeken naar dit onderwerp.

Inhoudsopgave

Samenvatting Nederlands	3	5	Conclusie en aanbevelingen.....	46
Samenvatting Engels	4	5.1	Antwoord deelvragen	46
Voorwoord	5	5.2	Antwoord hoofdvraag	47
Inleiding.....	6	5.3	Aanbevelingen.....	48
Symbolenlijst.....	8	6	Bibliografie	49
Leeswijzer	9	7	Afbeeldingen	49
1 Probleemstelling en afbakening.....	10	8	Tabellen.....	51
1.1 Hoofdvraag.....	10			
1.2 Doelstelling.....	10			
1.3 Onderzoeksvragen	10			
1.4 Afbakening	10			
2 De casussen.....	11			
2.1 De Landdrost	11			
2.2 De Symphony	13			
3 Literatuuronderzoek	15			
3.1 Bouwmethoden studie.....	15			
3.2 Stabiliteitsstudie.....	16			
3.3 Aanpassingsmethoden studie	27			
4 Casusonderzoek	29			
4.1 De Landdrost	30			
4.2 De Symphony	39			

Symbolenlijst

Kleine letters

b	Breedte	mm ¹ of m ¹
h	Hoogte	mm ¹ of m ¹
d	Nuttige hoogte	mm ¹ of m ¹
z	Hefboom hoogte	mm ¹ of m ¹
m	Meter	m ¹
mm	Millimeter	mm ¹

Hoofd letters

A	Oppervlakte	mm ² of m ²
<i>Ef</i>	Elasticiteitsmodulus plakwapening	N/mm ²
<i>Es</i>	Elasticiteitsmodulus staal	N/mm ²
<i>I_y</i>	Traagheidsmoment Y-richting	mm ⁴
<i>I_x</i>	Traagheidsmoment X-richting	mm ⁴
kNm · rad	Rotatieveerconstante	kNm · rad
L	Lengte	mm of m
M	Moment	Nmm of kNm
N	Normaalkracht	kN of N
<i>W_y</i>	Weerstandsmoment Y-richting	mm ³
<i>W_x</i>	Weerstandsmoment X-richting	mm ³

Griekse letters

σ	Spanning	N/mm ² of kN/m ²
δ	Verplaatsing/vervorming	mm ¹ of m ¹
<i>E</i>	Elasticiteitsmodulus	N/mm ²
Δ	Totale opsomming	Δ
ψ_0	Momentaanfactor	ψ_0

Overig

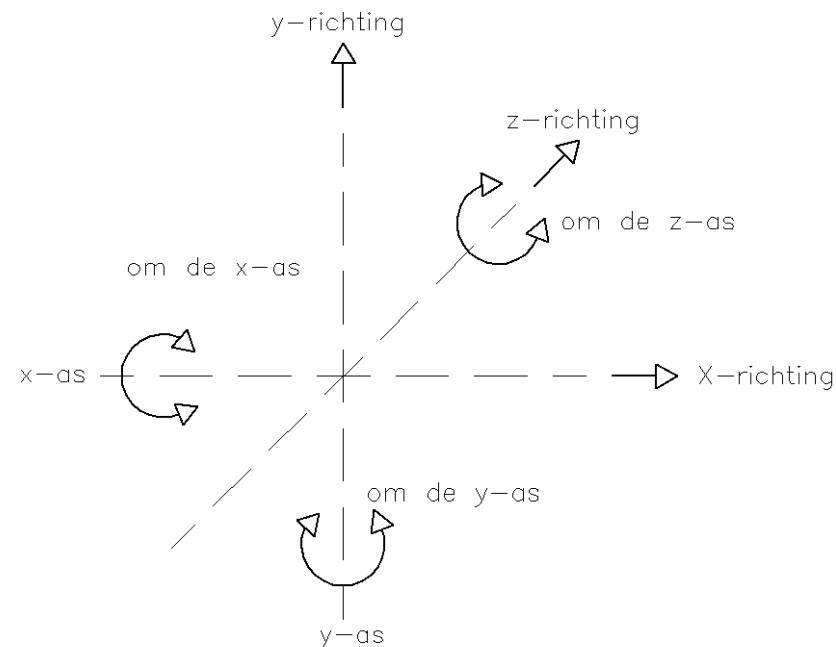
%	Procent	%
---	---------	---

Leeswijzer

In het eerste hoofdstuk van het afstudeerrapport zal worden ingegaan op de probleemstelling en afbakening van het onderzoek en zullen de hoofd- en deelvragen aan bod komen. Hoofdstuk 2, bestaat uit de uitleg van de gekozen casussen. Hierin worden de twee casussen uitgelegd die later in het verslag gebruikt zullen worden. De twee casussen zijn de basis van het gehele onderzoek. Hoofdstuk 3, bestaat uit het literatuuronderzoek met drie literatuurstudies. De eerste literatuurstudie gaat over de verschillen in stabiliteit van een kern en wanden in gietbouw en prefab. De tweede literatuurstudie gaat over de stabiliteit van bestaande hoogbouw met een uitkraging. De derde literatuurstudie gaat over de mogelijkheden van constructieve aanpassingen met koolstofvezel-/staalplakwapening en kolomvergroting. In hoofdstuk 4 worden de bestaande casussen verder onderzocht. Er wordt onderzocht hoe groot de uitkraging gemaakt kan worden zonder aanpassingen van de constructie. Daarnaast wordt ook onderzocht hoeveel groter de uitkraging kan worden met aanpassingen aan de constructie. In hoofdstuk 5 zijn alle deelvragen beantwoord samen met de eindconclusie en antwoord op de hoofdvraag. Als laatste worden aanbevelingen gegeven die gevormd zijn aan de hand van het verrichte onderzoek.

Door het hele verslag zijn kleuren aan de constructie gegeven voor de duidelijkheid. Stabiliserende elementen zijn blauw, kolommen en dragende wanden zijn rood, balken zijn geel en de constructie waarmee de uitkraging is gemonteerd is groen.

Naast de kleuraanduidingen zijn benamingen als 'om de x-as' en 'in de x-richting' gebruikt. De betekenis van deze benamingen zijn aangegeven in onderstaand figuur 1-1.



figuur 1-1; Assenstelsel benamingen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

1 Probleemstelling en afbakening

1.1 Hoofdvraag

De hoofdvraag van het onderzoek gaat over het uitbreiden van bestaande hoogbouw (gebouwen vanaf 30 meter hoogte). De hoofdvraag luidt als volgt:

‘Wat is de invloed van een uitbreiding door middel van een uitkraging aan bestaande hoogbouw in één van de gevelrichtingen, welke met bestaande aanpassingstechnieken stabiel wordt gehouden?’

1.2 Doelstelling

De doelstelling is om de invloed van een uitkraging op bestaande hoogbouw te analyseren. Van deze analyse is een stappenplan opgesteld, waarmee de restcapaciteit van bestaande gebouwen wordt bepaald. Op deze manier kan bepaald worden wat de afmeting van een uitkraging kan zijn en hoeveel dit oplevert aan gebruiksoppervlak.

1.3 Onderzoeksvragen

Voor het beantwoorden van de hoofdvraag zijn er deelvragen opgesteld. Wanneer er antwoord is gevonden op deze deelvragen kan de hoofdvraag beantwoord worden. De volgende deelvragen zijn opgesteld voor het onderzoek:

1.3.1 Literatuurstudies

- Wat is de invloed van de bouwmethode (prefab of gietbouw) van het stabiliteitssysteem (kern of wanden) op de stabiliteit van een gebouw?
- Welke rekenmethoden worden gebruikt voor de stabiliteit bij een kern en bij wanden?
- Wat zijn de rekenmethoden voor de aanpassingsvormen plakwapening, verbreden van bestaande kolommen en het aantal palen onder het stabiliteitssysteem en gevelkolommen?

1.3.2 Casusstudies

- Hoeveel restcapaciteit is nog aanwezig in de twee casusgebouwen?
- Is het noodzakelijk om de bestaande constructie van het gebouw aan te passen? En zo ja met welke aanpassingsmethode?
- Wat wordt de afmeting van de uitkraging bij de minste aanpassingen aan het gebouw?

1.4 Afbakening

Het onderzoek omvat het realiseren van een uitkraging aan bestaande hoogbouw in één van de gevelrichtingen. Hiervoor worden vier onderdelen onderzocht, de spanning in het stabiliteitssysteem, de vervorming van het stabiliteitssysteem, de normaalkracht op de kolommen en de krachten op de fundering onder het stabiliteitssysteem en onder de kolommen. De uitkraging wordt aan één zijde gemaakt. Door het aanbrengen van een uitkraging zal een torsiemoment ontstaan (door de windkracht op de zijgevel van de uitkraging) in het stabiliteitssysteem, deze wordt in de berekeningen niet meegenomen. Wel wordt berekend of het moment op de fundering door de extra windkracht kan worden opgenomen door de wapening in het stabiliteitssysteem.

Voor het aanpassen van de constructieve onderdelen zal alleen gebruik worden gemaakt van plakwapening, het vergroten van kolommen en het aanpassen van het funderingsplan. Bij het funderingsplan wordt alleen het aantal toe te voegen palen berekend, geen uitvoeringstechnische aspecten.

Van de uitkraging worden geen detailberekeningen gemaakt. Alleen de invloed van de uitkraging op het bestaande gebouw wordt geanalyseerd. Verder worden ook geen haalbaarheidsstudies gemaakt.

2 De casussen

Voor het toetsen van de vooronderzoeken is een tweetal casussen gekozen. Dit zijn De Landdrost te Almere en De Symphony te Amsterdam. Deze twee gebouwen zijn door Van Rossum Raadgevende Ingenieurs constructief ontworpen en hebben beiden een verschillend stabiliteitssysteem. De invloed van de uitkraging wordt na de vooronderzoeken getoetst op deze twee casussen.

2.1 De Landdrost

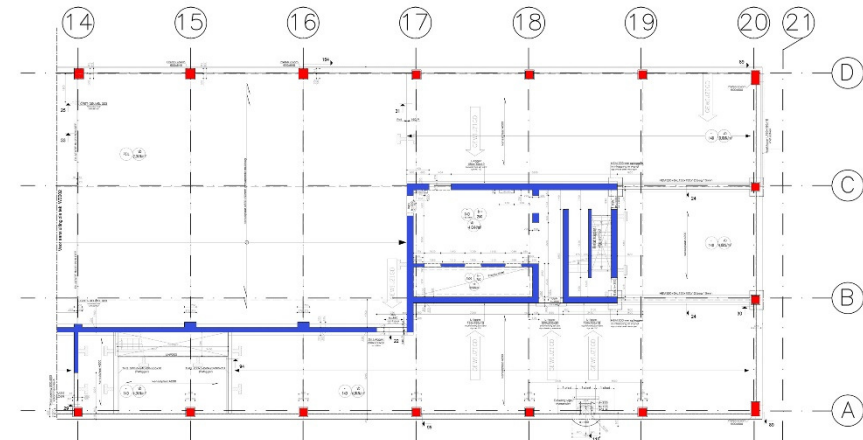
De Landdrost, figuur 2-1, heeft een rechthoekige plattegrond met een excentrische kern en bestaat uit 14 verdiepingen. De stabiliteit wordt volledig door de kern verkregen, welke eveneens rechthoekig is van vorm, zie figuur 2-2 in het blauw. Verder wordt het gebouw ondersteund door gevelkolommen zie figuur 2-2 in het rood. De kolommen zijn uitgevoerd als pendelkolommen en dragen dus niet bij aan de stabiliteit van het gebouw.



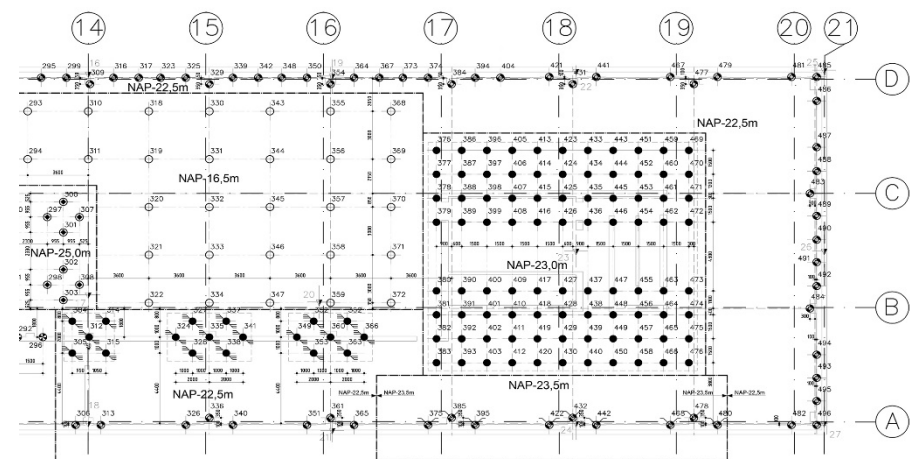
figuur 2-1; Afbeelding De Landdrost; overgenomen van <http://pand-in-beeld.nl/entry/62>; juni 2014.

De vloeren zijn uitgevoerd in kanaalplaten en worden gedragen door prefab betonnen balken. De kanaalplaten zijn aan elkaar verbonden door een druklaag. Deze maakt van de vloer een stijve schijf en zorgt ervoor dat de horizontale belastingen zoals de wind worden afgedragen aan de kern. De druklaag is verbonden met de kern om de krachtafdracht mogelijk te maken.

In figuur 2-3 is het palenplan van De Landdrost weergegeven met de vierkante poer onder de kern in het midden van de plattegrond. Aan de randen van de plattegrond zijn de 3- en 4 paalspoeren (waar de kolommen op staan) weergegeven. De navolgende tekeningen van De Landdrost komen uit bijlage B blz. 102.

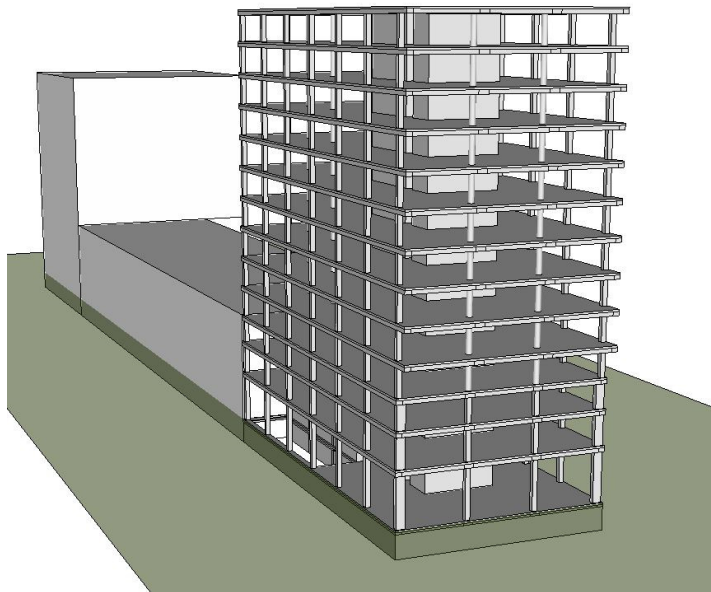


figuur 2-2; Plattegrond -1 en begane grond; fragment uit tekening W003A; juni 2014.



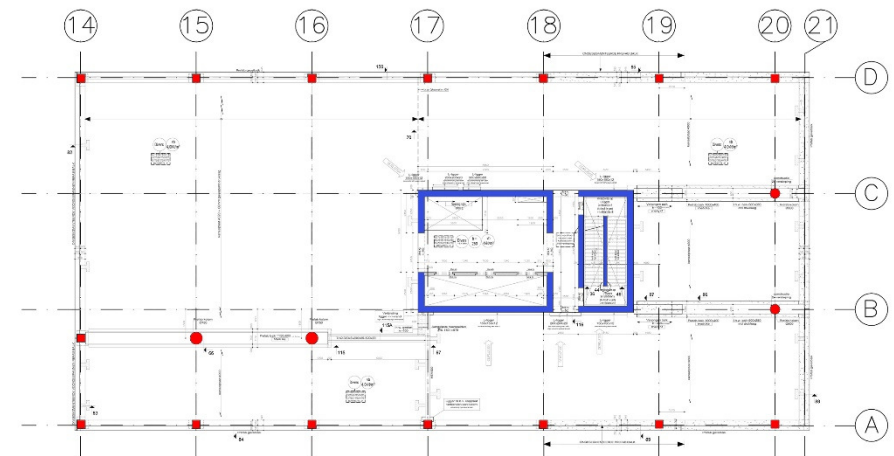
figuur 2-3; Plattegrond palenplan, fragment uit tekening W00P1; juni 2014.

Om een ruimtelijk beeld te krijgen van de draagstructuur van De Landdrost is een 3D-model gemaakt. Hierin zijn alle constructieve elementen van het gebouw te zien. De stabiliserende kern in het midden met de pendelkolommen aan de gevelzijde. De Landdrost bestaat uit meerdere bouwdelen. De bouwdelen A en C zijn hieronder aangegeven als grijze kubussen. Deze delen van het gebouw worden niet meegenomen in de verdere berekeningen.



figuur 2-4; 3D model De Landdrost; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

De kern tussen de verdiepingen -1 (kelder) en de begane grond heeft een andere vorm dan de overige verdiepingen. De waarden hiervan zullen nader toegelicht worden in dit verslag op pagina 28. In onderstaande figuur 2-5 is zichtbaar dat de kern op de hoger gelegen verdiepingen anders is van vorm dan op de -1 en de begane grond.



figuur 2-5; Plattegrond verdiepingen +3 t/m +13; fragment uit tekening W0303; juni 2014.

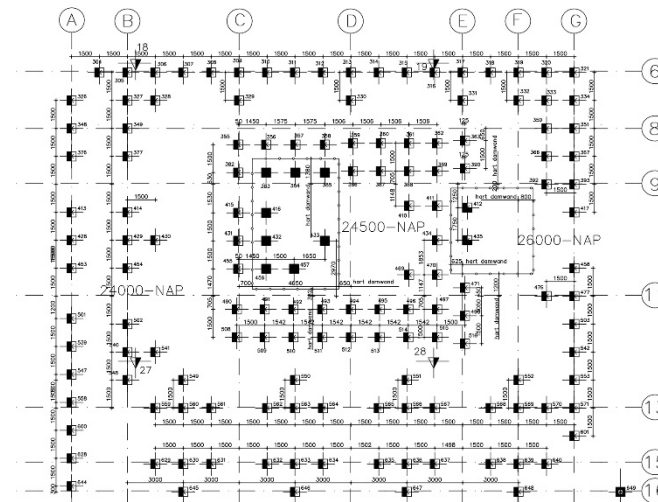
Door de rechthoekige vorm is een uitkraging eenvoudig aan het gebouw te realiseren. De kolommen in de gevel zorgen voor een gemakkelijke doorgang naar de uitkraging. De hoogte van het gebouw is met 14 verdiepingen relatief laag. Hierdoor zal de wind op het zijvlak van de uitkraging ook minder zware krachten opleveren met een relatief laag moment als gevolg.

2.2 De Symphony

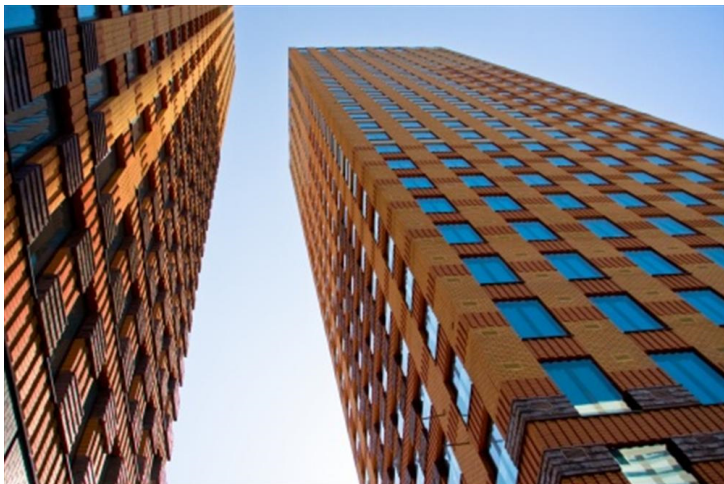
De Symphony is opgebouwd uit twee verschillende stabiliteitssystemen. In figuur 2-6 is een foto weergegeven van het bestaande gebouw. De bovenkant van de fundering is gesitueerd op 4800 mm –p, in figuur 2-7 is een afbeelding zichtbaar van het palenplan tussen de stramien 6 en 16 en de stramien A en G. Van de verdiepingen -2 (kelder) tot en met de begane grond is gebruik gemaakt van een gietbouw kern (figuur 2-8), van +1 tot +32 zijn prefab elementen toegepast voor het creëren van een gevelbuisconstructie.

De belastingen tussen de begane grond en de -2 worden afgedragen door de kern (blauw) en de kolommen (rood), zie figuur 2-8. Tussen de verdiepingen +1 en +32 gebeurt dit door de gevelbuis (blauw) en de woning scheidende wanden (rood), zie figuur 2-10 en figuur 2-11.

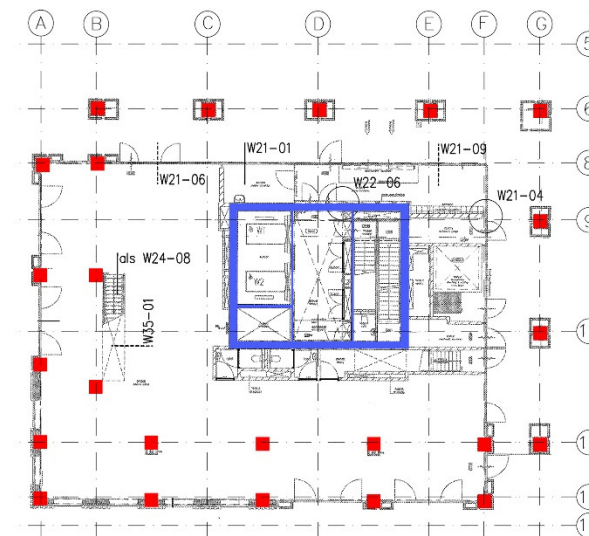
De navolgende tekeningen van De Symphony komen uit bijlage B blz. 102.



figuur 2-7; Palenplan; fragment uit tekening WP002; juni 2014.

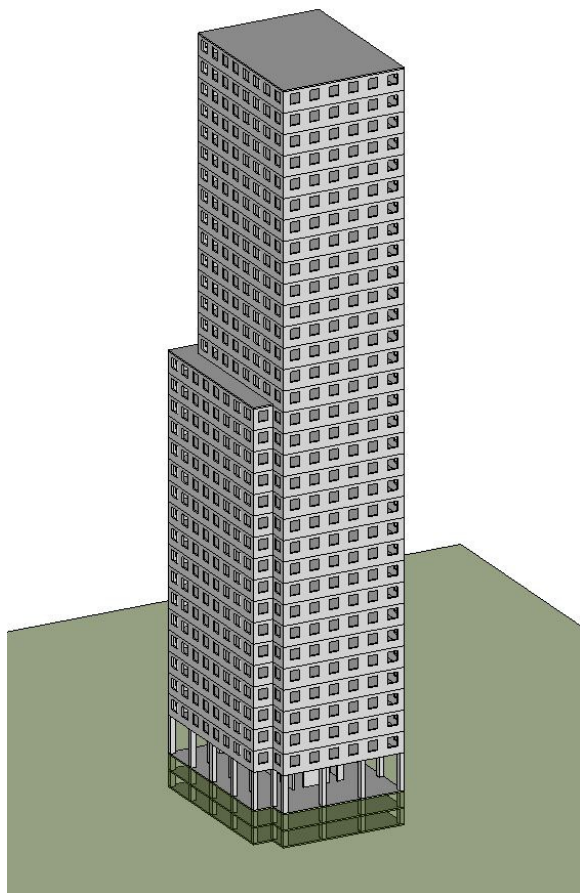


figuur 2-6; Afbeelding 'De Symphony'; overgenomen van http://betonson.com/_userfiles/07de1b36-c76c-4c0e-b7ff-c7b8daaca569/_userimages/amsterdam-symphony1.jpg; juni 2014.

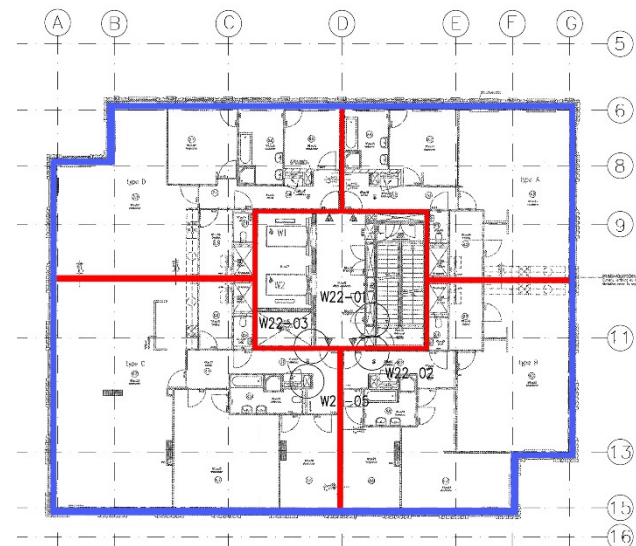


figuur 2-8; Plattegrond verdiepingen -2 t/m +1; fragment uit tekening W1; juni 2014.

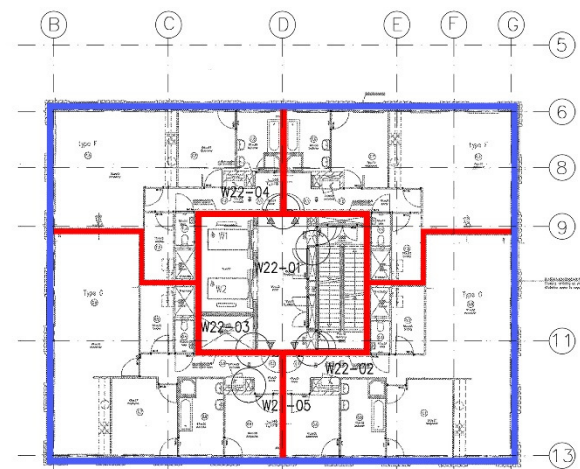
In figuur 2-9 is een 3D afbeelding weergegeven van het gehele gebouw. In het groene vlak zijn twee bouwlagen zichtbaar, dit is de kelder (parkeergarage). In figuur 2-9 is de gevelbuisconstructie goed te zien met de gevelopeningen. Ook is de overgang midden in de toren in beeld gebracht. Hiernaast zijn de plattegronden weergegeven. De gevelbuis is opgebouwd uit twee delen, genaamd de onderbouw, figuur 2-10 en bovenbouw, figuur 2-11.



figuur 2-9 ; 3D model 'De Symphony'; afbeelding door de auteurs; juni 2014.



figuur 2-10; Plattegrond onderbouw; verdiepingen +1 t/m +17; fragment uit tekening W3; juni 2014.



figuur 2-11; Plattegrond bovenbouw; verdiepingen +18 t/m +32; fragment uit tekening W5; juni 2014.

3 Literatuuronderzoek

In de literatuurstudie wordt antwoord gezocht op een drietal deelvragen, te weten:

- Wat is de invloed van de bouwmethode (prefab of gietbouw) van het stabiliteitssysteem (kern of wanden) op de stabiliteit van een gebouw?
- Welke rekenmethoden worden gebruikt voor de stabiliteit bij een kern en bij wanden?
- Wat zijn de rekenmethoden voor de aanpassingsvormen plakwapening, verbreden van bestaande kolommen en het aantal palen onder het stabiliteitssysteem en gevelkolommen?

3.1 Bouwmethoden studie

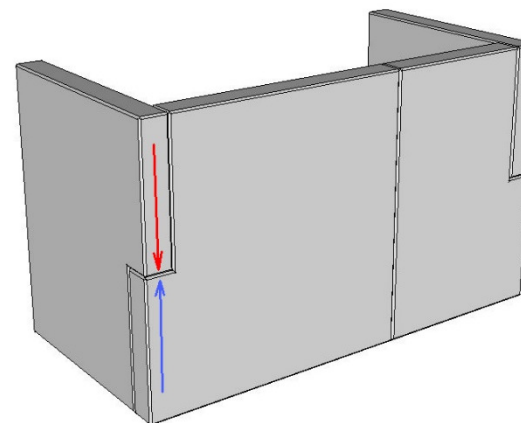
De vraag die beantwoordt zal worden in deze literatuurstudie is als volgt: 'wat is de invloed van de bouwmethode (prefab of gietbouw) van het stabiliteitssysteem (kern of wanden) op de stabiliteit van een gebouw'?

Bij een stabiliteitssysteem in gietbouw worden de schuif-, trek- en drukspanning opgenomen door de wapening en het beton. Dit geldt ook voor een prefab systeem alleen worden de wapening en het beton onderbroken door horizontale en verticale voegen.

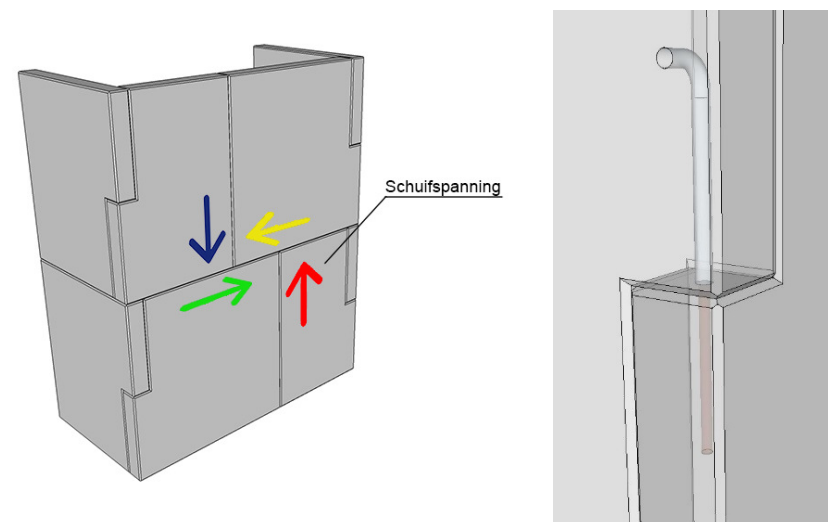
Wanneer de schuifspanning in een voeg te hoog word (verticaal), wordt gekozen voor een tandverbinding (nokken aan de elementen, figuur 3-1). Het verspringen van de verticale voegen zorgt eveneens voor het opnemen van verticale schuifspanning, figuur 3-2 (rode- en blauwe pijl). De horizontale schuifspanning wordt opgenomen door de stekeinden in de gains en de wrijvingsweerstand tussen de elementen en het voegmateriaal, figuur 3-2 groene- en gele pijl. De trekspanning tussen onderlinge elementen wordt opgenomen door stekeinden (wapeningsstaven) in gains, zie figuur 3-3. Het beton van de kern of wanden moet sterk genoeg zijn voor het opnemen van de drukspanning. Bij de prefab bouwmethode worden de elementen altijd al uit een sterkere betonsoort gemaakt ten behoeve van transport en dergelijke.

Dit levert een stabiliteitssysteem met een stijfheid die minimaal gelijk is aan de gietbouw bouwmethode. Het antwoord op de deelvraag is, dat er geen verschil is bij het berekenen van de stabiliteit tussen de twee bouwmethoden, bijlage A blz. 5 en 6.

Deze bovengenoemde theorie is gebaseerd op de professionele kennis binnen het afstudeerbedrijf, Van Rossum Raadgevend Ingenieurs B.V.



figuur 3-1; Schuifspanning opname door nokken; afbeelding door de auteurs; juni 2014.



figuur 3-2 (links); Verspringen van verticale voegen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 3-3 (rechts); Steek in een gain; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

3.2 Stabiliteitsstudie

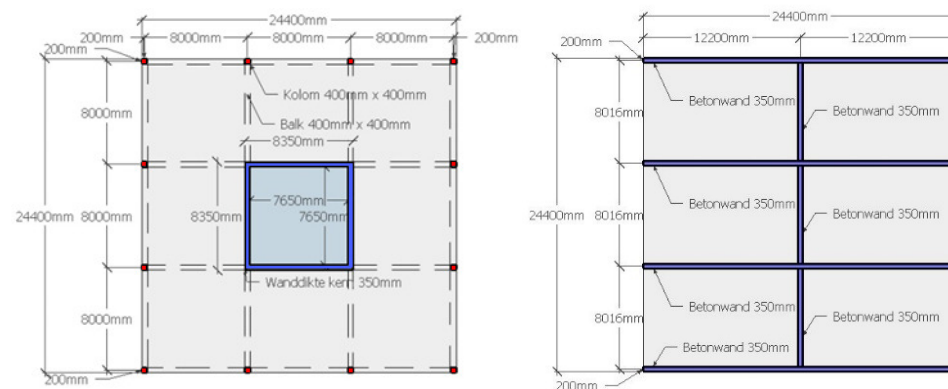
In de literatuurstudie naar de rekenmethode voor de stabiliteit van de kern en de wanden wordt de volgende deelvraag beantwoord. De vraag luidt: welke rekenmethoden kunnen worden gebruikt voor de bepaling van de stabiliteit bij een gebouw met een kern of wanden?

3.2.1 Algemeen

Voor het berekenen van een uitkraging is het noodzakelijk een schematisering te gebruiken. Hiermee kan de stabiliteit van het gebouw bepaald worden. Voorafgaand aan het onderzoek naar de stabiliteit van de bestaande gebouwen De Landdrost en De Symphony is eerst gebruik gemaakt van een tweetal fictieve gebouwen zie figuur 3-4 en figuur 3-5. In de berekening van deze fictieve gebouwen is de invloed van één enkele uitkraging van 10 meter op kern en wanden bepaald (Dit is een willekeurige afmeting). Hierbij is de vervorming van de kern en wanden, de normaalkracht in de kolommen en de fundering onder de kern en onder de kolommen zichtbaar gemaakt. Daarnaast kan uit de verkregen informatie geconcludeerd worden welk onderdeel in de constructie het meest kritisch is. Dit laatste schetst een beeld over de verwachtingen bij de twee bestaande gebouwen.

Het gebouw in figuur 3-4, is een hoogbouw van 20 verdiepingen gestabiliseerd met een kern. De plattegrond heeft een afmeting van 24,4 x 24,4 meter, met prefab kolommen van 400 x 400 millimeter, hart op hart 8000 millimeter (stramienmaat). De kern staat exact in het midden van de plattegrond en meet 8350 x 8350 millimeter met een wanddikte van 350 millimeter. De balken zijn 400 x 400 millimeter (gestippeld aangegeven) eveneens prefab en aangenomen dat deze zijn opgelegd in inkassingen in de kernwanden (scharnierend), bijlage A blz. 7 en 8.

Het gebouw in figuur 3-5, is eveneens een hoogbouw van 20 verdiepingen, gestabiliseerd met wanden. De plattegrond heeft ook hier een afmeting van 24,4 x 24,4 meter, met wanden van 350 millimeter dik, hart op hart 8016 millimeter (stramienmaat). Om het gebouw in de andere richting stabiel te houden is een doorlopende dwarswand geplaatst, bijlage A blz. 9 en 10.



figuur 3-4 (links); Fictief gebouw gestabiliseerd met een kern; afbeelding door de auteurs; juni 2014.
figuur 3-5 (rechts); Fictief gebouw gestabiliseerd met wanden; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

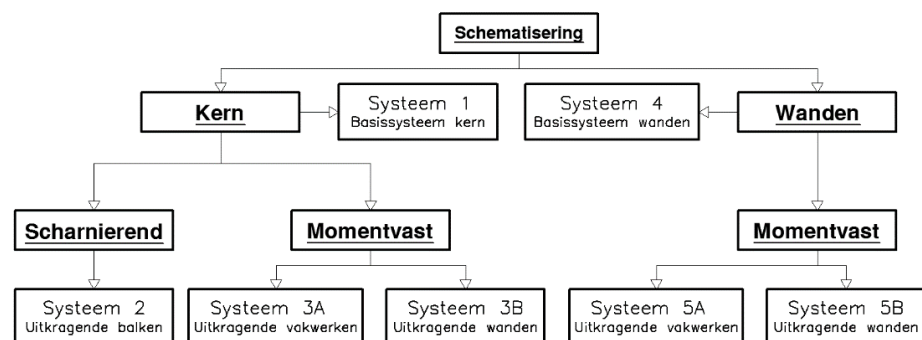
Van het literatuuronderzoek is een stappenplan gemaakt, waarmee de stabiliteit van de bestaande gebouwen achterhaald kan worden wanneer deze niet bekend is. Aan het eind van het onderzoek wordt het antwoord gevonden op de deelvraag.

Het stappenplan bestaat uit 16 stappen, te weten:

- Stap 1: Keuze stabiliteitssysteem;
- Stap 2: Opstellen gewichtsberekening volgens Eurocode 0;
- Stap 3: Berekening zwaartepunt van de uitkraging;
- Stap 4: Traagheids- en weerstandsmoment kern en wanden;
- Stap 5: Rotatieveerconstante paalgroep onder het stabiliteitssysteem;
- Stap 6: Berekening windbelasting tegen de gevel volgens Eurocode 1;
- Stap 7: Berekenen sneeuwbelasting volgens Eurocode 1;
- Stap 8: Berekening fictieve elasticiteit volgens Eurocode 2;
- Stap 9: Berekening Imperfectiekracht volgens Eurocode 1;
- Stap 10: Controle 2e-orde moment;
- Stap 11: Berekening momenten stabiliteitssysteem;
- Stap 12: Berekening belasting op de kolommen onder de uitkraging;
- Stap 13: Berekening vervorming ten gevolge van de uitkraging;
- Stap 14: Berekening reactiekrachten in de fundering;
- Stap 15: Berekening spanningen in kern en wanden door uitkraging;
- Stap 16: Berekening van de paalkrachten.

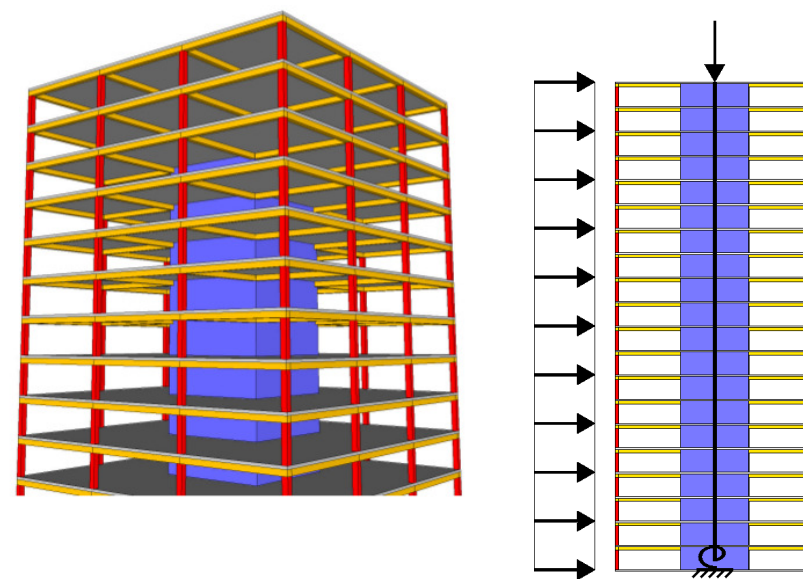
Stap 1: Keuze stabiliteitssysteem

De eerste stap is het kiezen van een schematisering. In deze literatuurstudie zijn zeven verschillende schematiseringssystemen onderzocht. Systeem 1 is de kern zonder uitkraging. Systeem 2 is de kern met een uitkraging, door middel van scharnierende balken over gevelsteunpunten. Systeem 3A is de kern met momentvaste uitkragende vakwerken over gevelsteunpunten. Systeem 3B is gelijk aan systeem 3A alleen is het vakwerk hier een massieve wand. Systeem 4 zijn de wanden zonder uitkraging. Systeem 5A zijn de wanden met momentvaste uitkragende vakwerken. Systeem 5B is gelijk aan 5A alleen is het vakwerk hier een massieve wand. In figuur 3-6 is een organogram van de verschillende systemen weergegeven. De verbindingen met het stabiliteitssysteem zijn aangenomen scharnierend of momentvast. Het detailleren van de verbindingen hoort niet bij het onderzoek zoals besproken in de afbakening. Schematische weergave systemen 1 tot en met 5 in bijlage A blz. 11 t/m 13.



figuur 3-6; Schematiseringen organogram; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

Systeem 1 is het beginsysteem van de kern zonder uitkraging. Bij dit systeem worden alle begingegevens berekend voor de spanning in de kern, de vervorming van de kern, de normaalkracht in de kolommen en de reactiekrachten in de fundering. In figuur 3-7 en figuur 3-8 is het systeem weergegeven. De kern is blauw van kleur, de kolommen rood en de balken geel. De systemen 2, 3A en 3B geven extra reacties door de uitkraging en deze kunnen zo worden vergeleken met het basissysteem.

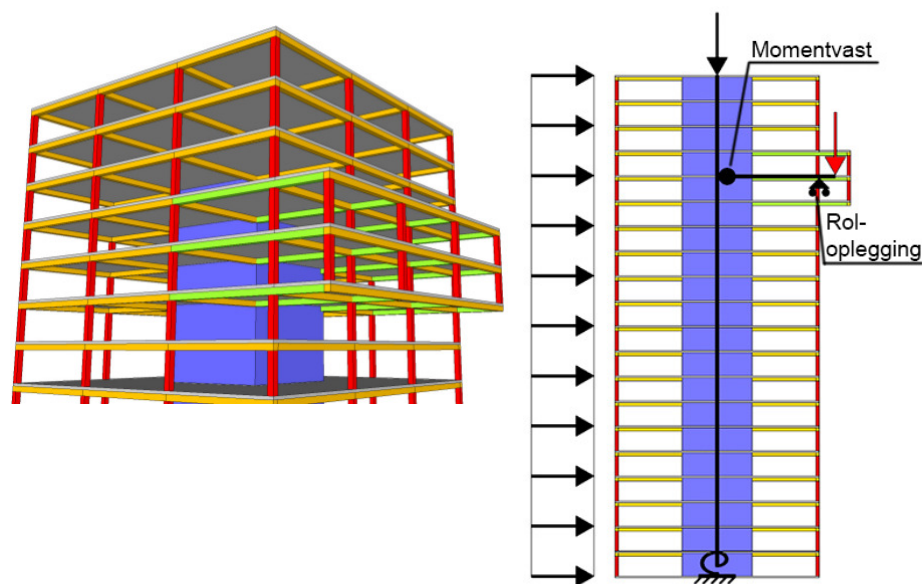


Systeem 1 (beginsysteem kern)

figuur 3-7 (links); 3D aanzicht van systeem 1; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 3-8 (rechts); Schematisering systeem 1 in de doorsnede van het gebouw; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

Systeem 2, figuur 3-9 en figuur 3-10, bestaat uit een stabiliserende kern (blauw) met een uitkraging die gedragen wordt door balken (groen). De balken zijn 'scharnierend' aan de kern bevestigd, de koppeling is niet sterk genoeg voor het overbrengen van een moment. De balken lopen van de kern over gevelkolommen (rood), deze vormen een scharnierende rol-ondersteuning. De balken voor de uitkraging in de gevel lopen van de middenkolom over de hoekkolom naar de uitkraging, zie figuur 3-9. De schematisering zijn de zwarte lijnen in figuur 3-10. De verticale lijn is het zwaartepunt van de kern, de horizontale lijn stelt de uitkraging voor. De zwarte punt is de scharnierende aansluiting. De uitkraging loopt over het gevelsteunpunt. De arm van de uitkraging is de afstand tussen het gevelsteunpunt en de rode pijl op de uitkraging (aangrijpingspunt belasting uitkraging).

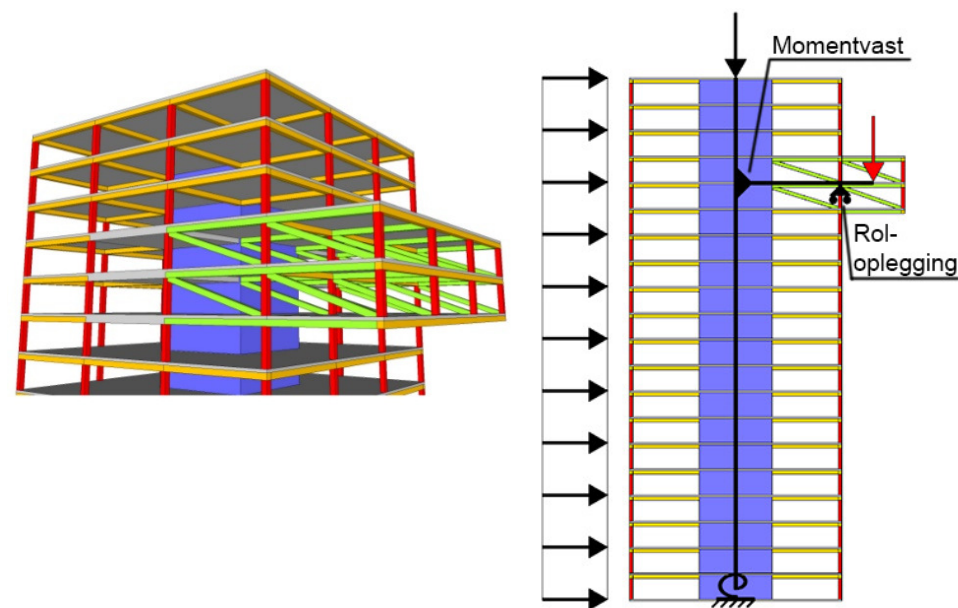


Systeem 2 (uitkraging scharnierende balken)

figuur 3-9 (links); 3D aanzicht van systeem 2; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 3-10 (rechts); Schematisering systeem 2 in de doorsnede van het gebouw; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

In systeem 3A is de uitkraging gemaakt met vakwerken, figuur 3-11 en figuur 3-12. Het vakwerk (groen) wordt geschematiseerd als een momentvaste verbinding met de kern (blauw). Hierbij is aangenomen dat de vakwerken de trek- en drukkrachten kunnen overbrengen naar het stabiliteitssysteem. De vakwerken lopen van de kern over gevelkolommen (rood), deze vormen een scharnierende rol-ondersteuning. De vakwerken in de gevel worden ondersteund door de hoekkolommen. De druk- en trekkracht die de vakwerken genereren in de gevel kunnen afgedragen worden aan een verdikte vloer die momentvast met de kern is verbonden, zie figuur 3-11. Dit is een oplossing voor het afdragen van de krachten naar de kern. Gezien het feit dat detailleren van de knopen niet bij dit onderzoek behoort wordt hier verder niet op in gegaan. De schematisering zijn de zwarte lijnen in figuur 3-12. De verticale lijn is het zwaartepunt van de kern, de horizontale lijn stelt de uitkraging voor. De zwarte driehoek tussen de horizontale en verticale lijn is de momentvaste aansluiting. De uitkraging loopt over het gevelsteunpunt en de arm van de uitkraging is de afstand tussen het gevelsteunpunt en de rode pijl op de uitkraging (aangrijpingspunt belasting van de uitkraging).

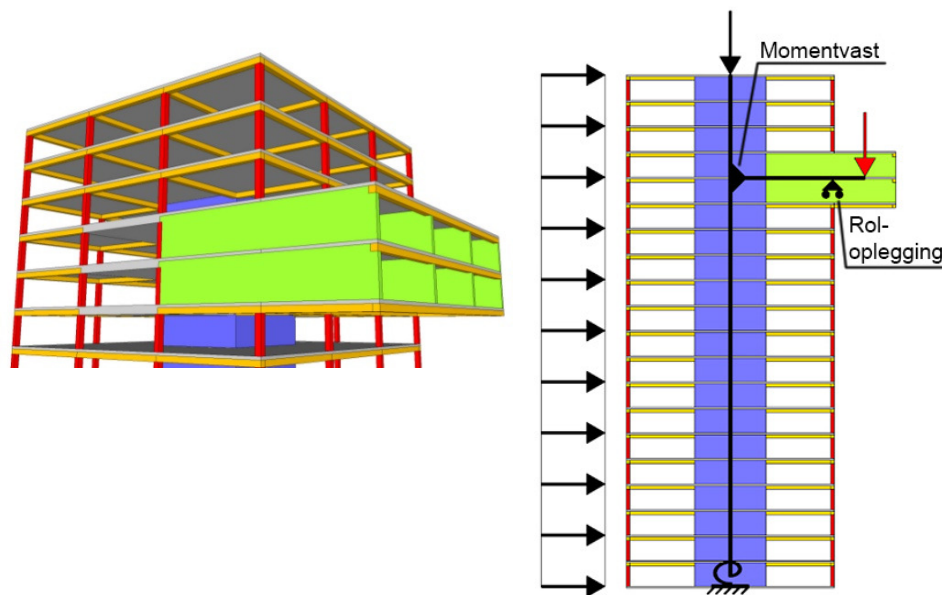


Systeem 3A (uitkraging momentvaste vakwerken)

figuur 3-11 (links); 3D aanzicht van systeem 3 (vakwerk); afbeelding door de auteurs; juni 2014;

figuur 3-12 (rechts); Schematisering systeem 3 (vakwerk) in de doorsnede van het gebouw; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

In systeem 3B is de uitkraging gemaakt met wanden, figuur 3-13 en figuur 3-14. De wanden worden momentvast geschematiseerd. Hierbij wordt er vanuit gegaan dat de wanden (groen) het moment van de uitkraging over kunnen brengen op de kern (blauw). Deze variant is op het gebied van schematisering gelijk aan de uitkraging met vakwerken (systeem 3A), omdat bij beiden een momentvaste uitkraging wordt gerealiseerd. De wanden lopen van de kern over de gevelkolommen (rood), deze vormen een scharnierende rol-ondersteuning. De vakwerken in de gevel worden ondersteund door de hoekkolommen. De druk- en trekkracht die de wanden genereren in de gevel kunnen afgedragen worden aan een verdikte vloer die momentvast met de kern is verbonden, zie figuur 3-13. Dit is een oplossing voor het afdragen van de krachten naar de kern. De schematisering zijn de zwarte lijnen in de doorsnede, zie figuur 3-14. De verticale lijn is het zwaartepunt van de kern, de horizontale lijn stelt de uitkraging voor. De zwarte driehoek is de momentvaste aansluiting. De uitkraging loopt over het gevelsteunpunt en de arm van de uitkraging is de afstand tussen het gevelsteunpunt en de rode pijl op de uitkraging (aangrijpingspunt belasting van de uitkraging).

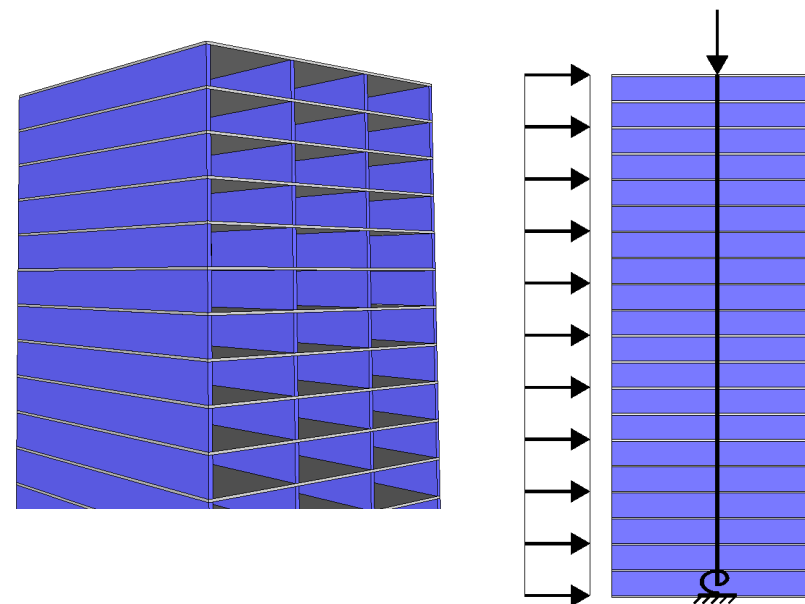


Systeem 3B (uitkraging momentvaste wanden)

figuur 3-13 (links); 3D aanzicht van systeem 3 (wanden); afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 3-14 (rechts); Schematisering systeem 3 (wanden) in de doorsnede van het gebouw; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

Systeem 4 is het beginsysteem van de wanden zonder uitkraging. Bij dit systeem worden alle begingegevens berekend voor de spanning in de wanden, de vervorming van de wanden en de reactiekrachten in de fundering. De stabiliserende wanden zijn in figuur 3-15 en figuur 3-16 blauw gemaakt. De systemen 5A en 5B geven extra reacties door de uitkraging en deze kunnen zo worden vergeleken met het basissysteem.

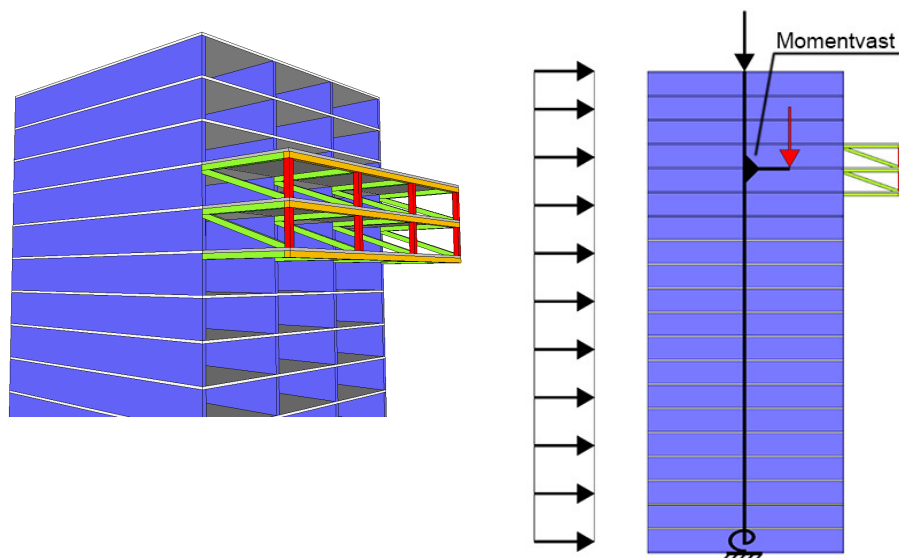


Systeem 4 (beginsysteem wanden)

figuur 3-15 (links); 3D aanzicht van systeem 4; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 3-16 (rechts); Schematisering systeem 4 in de doorsnede van het gebouw; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

Bij systeem 5A is de uitkraging eveneens gemaakt met vakwerken, figuur 3-17 en figuur 3-18. De stabiliteit wordt ontleent aan de wanden (blauw). Het vakwerk (groen) wordt geschematiseerd als een momentvaste verbinding met de wanden. Hierbij is aangenomen dat het vakwerk de trek- en drukkrachten kan overbrengen naar het stabiliteitssysteem. De verticale lijn is het zwaartepunt van de wanden. De zwarte driehoek is de momentvaste aansluiting. De uitkraging loopt van de verticale lijn tot aan de rode pijl (aangrijpingspunt belasting uitkraging). De afstand tussen de verticale lijn en het aangrijpingspunt van de belasting is de arm.

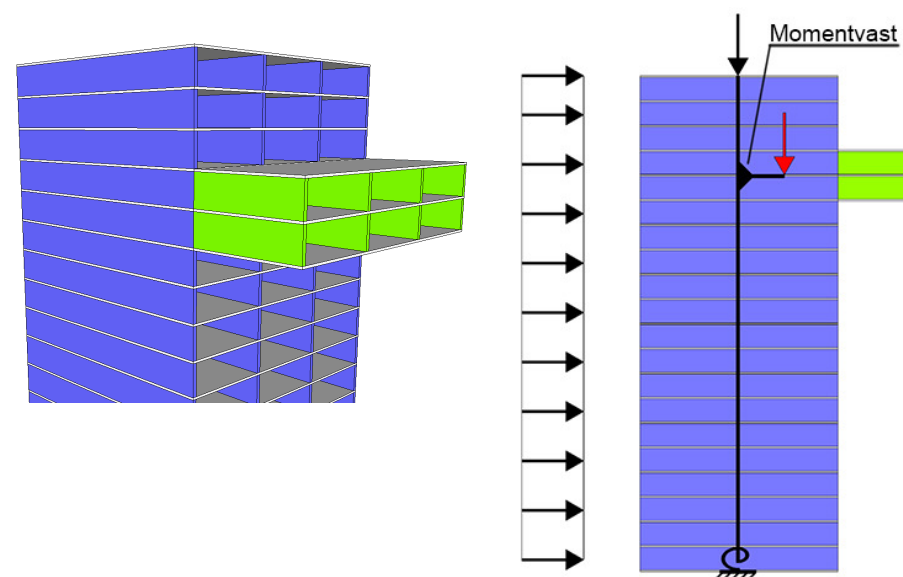


Systeem 5A (uitkraging momentvaste vakwerken)

figuur 3-17 (links); 3D aanzicht van systeem 5; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 3-18 (rechts); Schematisering systeem 5 in de doorsnede van het gebouw; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

Bij systeem 5B, de uitkraging met wanden, figuur 3-19 en figuur 3-20, wordt de bevestiging momentvast geschematiseerd. Hierbij wordt er vanuit gegaan dat de wanden (groen) het moment van de uitkraging over kunnen brengen op de wanden (blauw). Deze variant is op het gebied van schematisering gelijk aan de uitkraging met vakwerken (systeem 5A), omdat bij beiden een momentvaste uitkraging wordt gerealiseerd die niet wordt ondersteund. Bij dit schema is de voorwaarde gesteld dat de wapening in de verbinding tussen de kern en de wand voldoende sterk is voor het opnemen van de optredende trekspanning en het beton voor de optredende drukspanning. De verticale lijn is het zwaartepunt van de kern, de horizontale lijn stelt de uitkraging voor. De zwarte driehoek is de momentvaste aansluiting. De uitkraging loopt van de verticale lijn tot aan de rode pijl (aangrijpingspunt belasting uitkraging). De afstand tussen de verticale lijn en het aangrijpingspunt van de belasting is de arm.



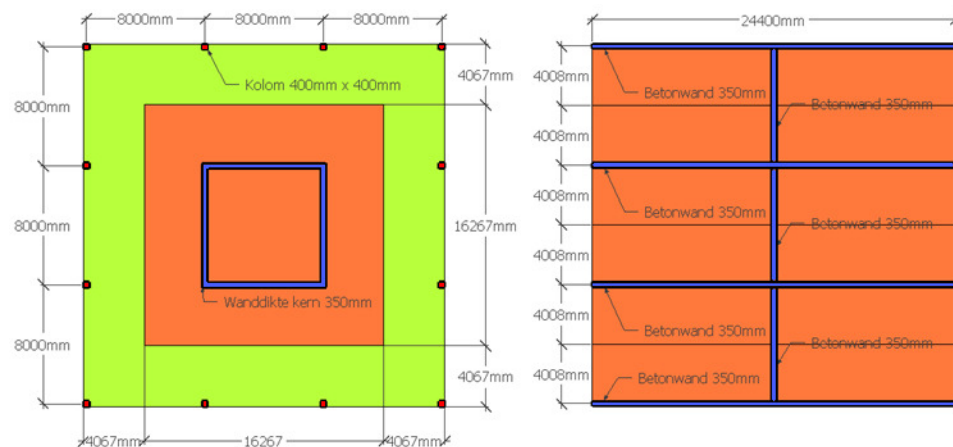
Systeem 5B (uitkraging momentvaste wanden)

figuur 3-19 (links); 3D aanzicht van systeem 5; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 3-20 (rechts); Schematisering van systeem 5 in de doorsnede van het gebouw; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

Stap 2: Opstellen gewichtsberekening volgens Eurocode 0

In de onderstaande afbeeldingen zijn de fictieve gebouwen weergegeven. In figuur 3-21 is in het oranje vlak de belasting direct op de kern weergegeven en in het groene vlak de aanpendelende belasting op de kolommen. In figuur 3-22 komt alle belasting direct op de wanden terecht, dit is de kenmerkende eigenschap van het stabiliteitssysteem met wanden. De belastingen Ned; min en Ned; max zijn hiernaast opgesomd.



figuur 3-21 (links); belasting direct op de kern en aanpendelend; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 3-22 (rechts); Belasting direct op de wanden; afbeelding door de auteurs; juni 2014

Voor het berekenen van de maximale drukspanning wordt voor twee verdiepingen van het gebouw uitgegaan van $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$. Voor de overige verdiepingen wordt de momentaanfactor ψ_0 toegevoegd, hierdoor wordt de formule $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \psi_0 \cdot Q_i$.

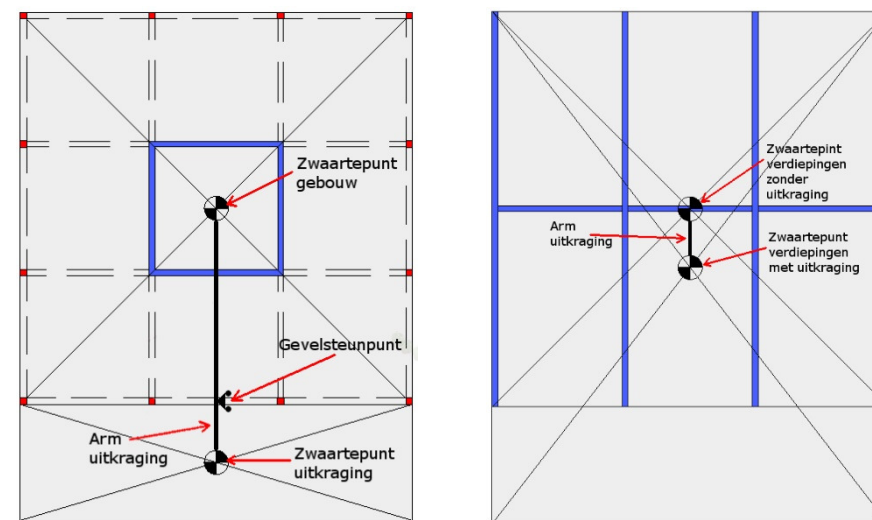
Voor de minimale drukspanning (of maximale trekspanning) in de kern en wanden wordt gebruik gemaakt van $0,9 \cdot G$. Het eigen gewicht van het gebouw wordt hier dus maar voor 90% berekend. Voor de uitkraging geldt dat altijd 2 verdiepingen maximaal worden belast met $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$, dit geeft het grootst mogelijke moment. Dit geldt ook voor de wind en imperfectiekracht, met $1,5 \cdot Q$. Voor de vervorming van het gebouw wordt $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot \psi_0 \cdot Q_i$ gebruikt. Voor de uitkomsten van de gewichtsberekening zie tabel 3-1. (NEN-EN 1990 tabel A1.1, 2011). De berekeningen van de belastingen zijn gemaakt in Excel, zie bijlage A blz. 14 t/m 27 voor de uitwerking.

Omschrijving	Gewicht met belastingcombinatie	
Belasting direct op de kern	Ned; max = 78648 kN	Ned; min = 43920 kN
Belasting direct + aanpendelend op de kern Z.U.	Ned; max = 148608 kN	Ned; min = 79920 kN
Belasting direct + aanpendelend op de kern M.U.	Ned; max = 154683 kN	Ned; min = 83970 kN
Belasting direct op de wanden	Ned; max = 193968 kN	Ned; min = 110160 kN
Belasting direct + aanpendelend op de wanden Z.U.	Ned; max = 193968 kN	Ned; min = 110160 kN
Belasting direct + aanpendelend op de wanden M.U.	Ned; max = 200043 kN	Ned; min = 114210 kN
Belasting 2 verdiepingen met uitkraging	Ned; max = 24939 kN	
Belasting van de uitkraging	Ned; max = 7335 kN	

tabel 3-1; Gewichtsberekening Ned; max en Ned; min. Z.U. = Zonder uitkraging M.U. = Met uitkraging

Stap 3: Berekening zwaartepunt van de uitkraging

Het zwaartepunt van de uitkraging is niet voor alle systemen gelijk. Voor de systemen 2, 3A en 3B geldt dat het totale gewicht van de uitkraging in het midden van de uitkraging aangrijpt, zie figuur 3-23. Dit komt door de rij gevelkolommen die werken als een steunpunt. De uitkraging is hierbij symmetrisch. Bij de schematisering van de wanden systeem 5A en 5B geldt dat het zwaartepunt van het gebouw (zonder de verdiepingen van de uitkraging) in het midden van de plattegrond ligt. Voor de verdiepingen van de uitkraging (zie figuur 3-24) ligt het zwaartepunt meer richting de uitkraging omdat daar meer gewicht aanwezig is. Bijlage A blz. 28.



figuur 3-23 (links); Zwaartepunt van de uitkraging met gevelsteunpunt; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 3-24 (rechts); Zwaartepunt van de uitkraging zonder gevelsteunpunt; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

Stap 4: Traagheids- en weerstandsmoment kern en wanden

Het berekende traagheidsmoment van het gebouw met de kern is om de x-as $1,20 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4$ en om de y-as $1,20 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4$. Deze twee zijn aan elkaar gelijk omdat de kern symmetrisch is. Voor de weerstandsmomenten geldt dit ook, deze zijn beiden $2,87 \cdot 10^{10} \text{ mm}^3$. Bij het gebouw met de wanden is het traagheidsmoment om de x-as $4,24 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4$ om de y-as is deze $1,69 \cdot 10^{15} \text{ mm}^4$. Het weerstandsmoment om de x-as is $3,47 \cdot 10^{10} \text{ mm}^3$ en om de y-as is deze $1,39 \cdot 10^{11} \text{ mm}^3$. Bijlage A blz. 29 en 30.

Stap 5: Rotatieveerconstante paalgroep onder het stabiliteitssysteem

De berekende rotatieveerconstante van de fundering onder de kern in de x-richting is $330 \cdot 10^6 \text{ kNm} \cdot \text{Rad}$, in de y-richting is deze even groot, omdat de paalgroep symmetrisch is. Bij de wanden is de rotatieveerconstante van de palen in de x-richting $1510 \cdot 10^6 \text{ kNm} \cdot \text{Rad}$, in de y-richting is deze $2206 \cdot 10^6 \text{ kNm} \cdot \text{Rad}$. Bijlage A blz. 31.

Stap 6: Berekening windbelasting tegen de gevel volgens Eurocode 1

De windbelasting op de gevel wordt berekend aan de hand van Eurocode 1. De windbelasting is afhankelijk van de plaats waar het gebouw staat en de hoogte van het gebouw. In het geval van deze analysestudie wordt windgebied twee, bebouwd aangehouden. De hoogte is 60 meter. De breedte van het gebouw is bij beiden 24,4 meter, voor de druk- en zuiging wordt volgens de eurocode +0,8 en -0,5 aangehouden. De winddruk komt in zowel de x- als de y-richting op $Q_{ed} = 40 \text{ kN}$ per strekkende meter gebouw hoogte, voor beide gebouwen. (NEN-EN 1991 Art. 4.2, Art.7.2, Tabel 7.1, Art. 4.5, 2011) Bijlage A blz. 32.

Stap 7: Berekening sneeuwbelasting volgens Eurocode 1

De sneeuwbelasting voor platte daken is standaard $0,56 \text{ kN/m}^2$. Voor hoogbouw is het gebruikelijk een plat dak toe te passen, uitzonderingen daargelaten. De waarden van de sneeuwbelasting zijn opgenomen in de gewichtsberekening van stap 2. Bijlage A blz. 32.

Stap 8: Berekening fictieve elasticiteitsmodulus volgens Eurocode 2

Door het toevoegen van een groot moment moet rekening worden gehouden met het scheuren van het beton van de stabiliteitssystemen. Het scheuren van het beton heeft nadelige gevolgen voor de elasticiteitsmodulus. Met het optreden van de scheuren kan rekening gehouden worden door een fictieve elasticiteit te berekenen volgens Eurocode 2. Deze leidt tot een elasticiteitsmodulus van 8250 N/mm^2 voor de kern en 7469 N/mm^2 voor de wanden. Dit is gelijk aan ongeveer één-derde van de elasticiteitsmodulus van ongescheurd beton. Bijlage A blz. 33 en 34. (NEN-EN 1992-1-1 Tabel NB 1, 2011)

Stap 9: Berekening Imperfectiekracht volgens Eurocode 1

Ook de berekening van de imperfectiekracht is berekend volgens voorschriften uit de eurocode. De imperfectiekracht houdt rekening met imperfecties bij de uitvoering van het gebouw zoals misstanden bij plaatsing. De imperfectiekracht is afhankelijk van het aantal steunpunten in de plattegrond (kern, kolommen en wanden) en van de maximale normaalkracht van het gehele gebouw. De imperfectiekracht is in zowel de x- richting als in de y-richting gelijk en werkt als een verticale Q_{ed} . Voor de stabiliteitskern is deze $Q_{ed} = 4,2 \text{ kN}$ per strekkende meter gebouw hoogte, voor de wanden is deze $Q_{ed} = 5,9 \text{ kN}$ per strekkende meter gebouw hoogte. (NEN-EN 1991-1-1 Art. 5.1, 2011) Bijlage A blz. 35.

Stap 10: Controle 2^e-orde moment

Voor beide gebouwen geldt dat er geen tweede orde moment van toepassing is. Dit komt door de relatief stijve kern en stijve wanden. Dus hoeft er geen berekening van het 2^e-ordemoment gemaakt te worden. Bijlage A blz. 36.

Stap 11: Berekening momenten stabiliteitssysteem

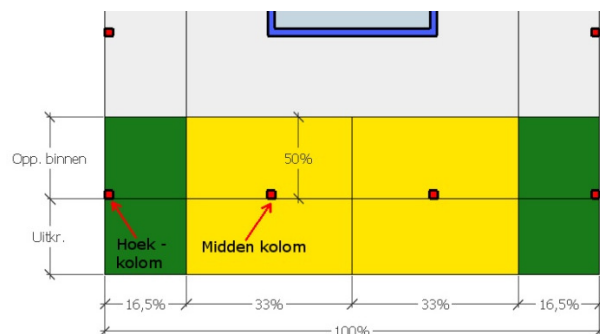
Met de verkregen gegevens uit de voorgaande stappen, kunnen de momenten in de kern en wanden berekend worden. Met de berekende momenten worden de spanningen in het stabiliteitssysteem bepaald. Daarnaast worden de minimale- en maximale paalkrachten met deze momenten berekend. Bij de systemen 2, 3A, 3B, 5A en 5B zijn de momenten in de y-richting allen 7790 kNm hoger dan systeem 1 en 4. Dit komt door de windkracht op het zijvlak van de uitkraging. In tabel 3-2 zijn de uitkomsten van de momenten weergegeven. Bijlage A blz. 36 en 84 t/m 95

Omschrijving	Momenten in de x-richting	Momenten in de y-richting
Systeem 1	117000 kNm	117000 kNm
Systeem 2	117000 kNm	124790 kNm
Systeem 3A	129008 kNm	124790 kNm
Systeem 3B	129008 kNm	124790 kNm
Systeem 4	117000 kNm	117000 kNm
Systeem 5A	241695 kNm	124790 kNm
Systeem 5B	241695 kNm	124790 kNm

tabel 3-2; Momenten in het stabiliteitssysteem (x- en y- richting).

Stap 12: Berekening belasting op de kolommen onder de uitkraging

De kolommen in de gevel bij systeem 2, 3A en 3B worden in de situatie zonder uitkraging belast met de aanpendelende belasting (belasting die niet op de kern rust, zie figuur 3-21 groene vlak). De uitkraging levert bij de schematisering met kern uiteindelijk een extra belasting op de kolommen. Dit is het gewicht van de gehele uitkraging en het moment ten gevolge van de uitkraging. Deze krachten worden verdeeld over het aantal kolommen in de gevel. Bij vier gevelkolommen krijgen de middenkolommen 33% (in het gele vlak) van het gewicht van de uitkraging, de hoekkolommen 16,5% (in het groene vlak). Zie figuur 3-25 ter verduidelijking. Bijlage A blz. 37 t/m 39.



figuur 3-25; Belasting op de kolommen door de uitkraging; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

In de onderstaande tabel 3-3 zijn de uitkomsten van de kolomkrachten weergegeven. Systeem 1 is de kern zonder uitkraging, deze geeft de beginwaarde van de kolomkrachten aan.

Omschrijving	Normaalkracht middenkolom	Normaalkracht hoekkolom
Systeem 1	2394 kN	1197 kN
Systeem 2	6367 kN	3184 kN
Systeem 3A	6191 kN	3096 kN
Systeem 3B	6191 kN	3096 kN

tabel 3-3; Belasting op de hoek- en middenkolommen ten gevolge van de uitkraging.

Stap 13: Berekening vervorming ten gevolge van de uitkraging

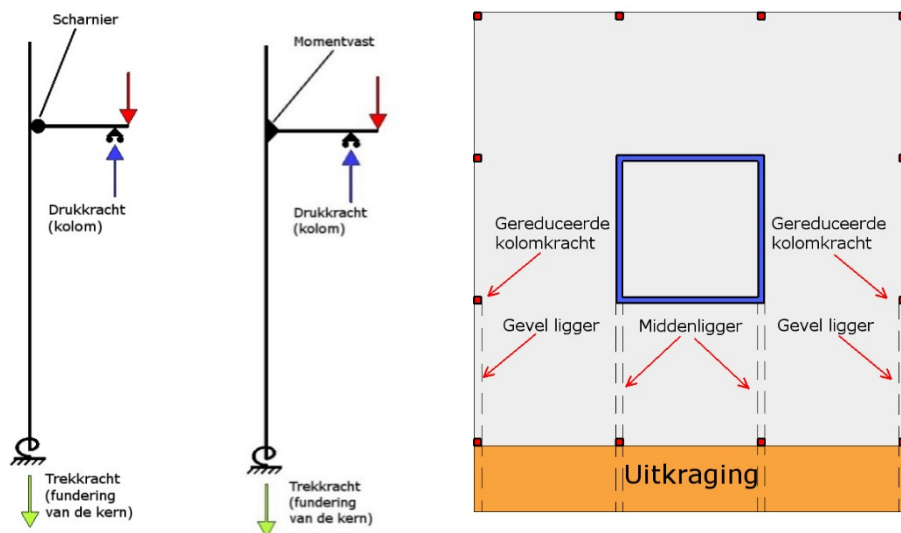
De maximale toelaatbare vervorming van het stabiliteitssysteem is $1/500$ van de hoogte, dit is $1/500 \cdot 60000$ millimeter is 120 millimeter. De uitkomsten van de optredende vervormingen ten gevolge van de momenten zijn weergegeven in tabel 3-4. Omdat de momenten bij de systemen 2, 3A, 3B, 5A en 5B niet veel hoger zijn (+/- 6% door de windbelasting op de uitkraging) in de y-richting, wordt gesteld dat de vervorming in de y-richting binnen de eisen blijft. De restcapaciteit van de vervorming bedraagt bij de systemen 2, 3A en 3B nog 33 millimeter. Bij de systemen 5A en 5B is het moment in de y-richting eveneens ongeveer 6% hoger. Ook hier wordt er vanuit gegaan dat de vervorming binnen de eisen valt omdat de restcapaciteit nog 92 millimeter bedraagt. Bijlage A blz. 40 en 96 t/m 102.

Omschrijving	Vervorming in de x-richting	Vervorming in de y-richting
Systeem 1	87 mm	87 mm
Systeem 2	87 mm	-
Systeem 3A	106 mm	-
Systeem 3B	106 mm	-
Systeem 4	9 mm	28 mm
Systeem 5A	27 mm	-
Systeem 5B	27 mm	-

tabel 3-4; Vervormingen van de kern en wanden in de x- en y-richting.

Stap 14: Berekening reactiekrachten in de fundering

Bij de systemen 2, 3A en 3B zorgt de uitkraging voor een omhoogwerkende reactiekracht in de kern en fundering. Hierdoor wordt de drukkracht op de funderingspalen verminderd. Wat belangrijk is bij deze reactie, is dat de reactiekracht door de uitkraging niet de maximale trekkracht optreedt van de palen overschrijdt. Omdat de balken, vakwerken en wanden ook in de gevel van het gebouw zijn verwerkt, leveren ze een omhooggerichte kracht in de kolommen. Het effect van deze reactie is het grootst bij systeem 2 (de scharnierende koppeling met de kern). Bijlage A blz. 41 t/m 45.



figuur 3-26 (links); Reductie kernbel. door scharnierende uitkr.; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 3-27 (midden); Reductie kernbel. door momentvaste uitkr.; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 3-28 (rechts); Reductie kolomkracht door uitkraging; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

De kolomkracht van de aangegeven kolommen (gereduceerde kolomkracht) in figuur 3-28 wordt gereduceerd door het moment van de uitkraging. Dit levert een vermindering van 764 kN op voor de scharnierende koppeling. Hierbij is aangehouden dat de kern 66% van de omhoog gerichte kracht opneemt en de kolommen beiden 16,5%. In figuur 3-25 zijn de kolommen aangegeven waar de omhooggerichte kracht in ontstaat. Bij de momentvaste koppeling is dit 599 kN (gelijke benadering). De kolomkracht zonder uitkraging is gelijk aan een middenkolom uit systeem 1, tabel 3-3. De vermindering die optreedt door de uitkraging is lager dan de kolomkracht (normaalkracht middenkolom systeem 1 is 2394 kN, tabel 3-7), er zal dus ook geen trekkracht in de fundering ontstaan. In tabel 3-5 zijn alle waarden weergegeven. (De krachten in tabel 3-5 zijn de verminderingen en niet de gecorrigeerde normaalkrachten in de kolommen).

Omschrijving	Vermindering kern	Vermindering kolom
Systeem 2	3056 kN	764 kN
Systeem 3A	2395 kN	599 kN
Systeem 3B	2395 kN	599 kN

tabel 3-5; Vermindering normaalkracht kern en kolom.

Stap 15: Berekening spanningen in kern en wanden door uitkraging

De spanning in de kern is afhankelijk van een aantal factoren. Voor het bepalen van de maximale drukspanning (aangegeven met een '-'), wordt gerekend met de maximale normaalkracht in de kern en wanden en de momenten ten gevolge van de wind- en imperfectiekracht. De berekening van de spanning met Ned; min is voor de maximale trekkracht (of minimale drukkracht) aangegeven met een '+'. Bijlage A blz. 46 t/m 55.

Omschrijving	Spanning om de x-as		Spanning om de y-as	
	Minimaal	Maximaal	Minimaal	Maximaal
Systeem 1	+ 0,15 N/mm ²	- 11,09 N/mm ²	+ 0,15 N/mm ²	- 11,09 N/mm ²
Systeem 2	+ 0,83 N/mm ²	-10,95 N/mm ²	+ 0,56 N/mm ²	- 10,68 N/mm ²
Systeem 3A	- 0,33 N/mm ²	- 10,05 N/mm ²	+ 0,85 N/mm ²	- 11,23 N/mm ²
Systeem 3B	- 0,33 N/mm ²	- 10,05 N/mm ²	+ 0,85 N/mm ²	- 11,23 N/mm ²
Systeem 4	+ 0,09 N/mm ²	- 9,14 N/mm ²	- 2,40 N/mm ²	- 6,65 N/mm ²
Systeem 5A	+ 0,09 N/mm ²	- 9,58 N/mm ²	- 1,69 N/mm ²	- 6,65 N/mm ²
Systeem 5B	+ 0,09 N/mm ²	- 9,58 N/mm ²	- 1,69 N/mm ²	- 6,65 N/mm ²

tabel 3-6; Spanningen kern en wanden.

Stap 16: Berekening van de paalkrachten

De berekening van de paalkracht is gemaakt aan de hand van verhoudingen (afstand van de funderingspalen ten opzichte van het zwaartepunt van de fundering). Net als bij de spanningen is Ned; max gebruikt voor het berekenen van de maximale paalkracht en Ned; min voor het berekenen van de minimale paalkracht. In tabel 3-7 zijn alle paalkrachten opgesomd. Bijlage A blz. 56 t/m 62.

Omschrijving	Paalkracht in de x-richting		Paalkracht in de y-richting	
	Minimaal	Maximaal	Minimaal	Maximaal
Systeem 1	328 kN	2736 kN	328 kN	2736 kN
Systeem 2	214 kN	2621 kN	162 kN	2673 kN
Systeem 3A	159 kN	2725 kN	187 kN	2697 kN
Systeem 3B	159 kN	2725 kN	187 kN	2697 kN
Systeem 4	970 kN	2486 kN	1037 kN	2419 kN
Systeem 5A	753 kN	2869 kN	1106 kN	2517 kN
Systeem 5B	753 kN	2869 kN	1106 kN	2517 kN

tabel 3-7; Paalkrachten.

Conclusie literatuurstudie stabiliteit

Nu alle gegevens bekend zijn geworden door de 16 stappen, kan een samenvatting gemaakt worden van de gegevens. Uit deze samenvatting volgt een conclusie welke antwoord geeft op de deelvraag uit de inleiding van deze literatuurstudie. Bijlage A blz. 63 en 64.

3.2.2 Samenvatting gegevens

De gegevens uit het stappenplan zijn samengevoegd in de tabel op de volgende pagina. Op deze manier kunnen de verschillende waarden met elkaar worden vergeleken. Hierbij wordt de invloed van een uitkraging in beeld gebracht.

Systeem 1 is het beginmodel met de stabiliserende kern zonder uitkraging. Deze geeft alle beginwaarden voor vergelijking met de systemen 2, 3A en 3B.

Bij systeem 2 ontstaat er geen extra moment in de kern. Dit systeem is gunstig bij gebouwen met een lage restcapaciteit van de wapening en in vervorming van de kern. Hierbij is wel de belasting op de aanwezige gevelkolommen het hoogst, er moet dus rekening gehouden worden met de kolom verzwaring. Verder moet bij dit systeem rekening gehouden worden met de opwaartse kracht in het stabiliteitssysteem. De kracht zorgt voor een extra trekkracht in de funderingspalen en de maximale trekkracht in de funderingspalen mag niet worden overschreden. Wel is het voordeel hiervan dat de neerwaartse belasting verminderd wordt. Er kan dus door de uitkraging nog extra belasting in het midden van gebouw worden toegevoegd.

Bij systeem 3A en 3B, de momentvaste varianten met een vakwerk of wand uitkraging die hun krachten afdragen aan de kern, ontstaat een extra moment op het stabiliteitssysteem. Als nog 10% restcapaciteit aanwezig is in de wapening van de kern en ongeveer 22% restcapaciteit in de vervorming van het stabiliteitssysteem, dan is het gunstiger om een momentvaste verbinding te maken aan het stabiliteitssysteem. De reden hiervoor is dat de gevelkolommen minder belast worden en dus minder vergroot moeten worden. Bij de paalbelastingen in de systemen 3A en 3B onder het stabiliteitssysteem treedt er een vermindering op van de belasting, dit is dus net als bij systeem 2 een gunstige uitkomst.

Systeem 4 is het beginmodel met de stabiliserende wanden zonder uitkraging. Deze geeft alle beginwaarden voor vergelijking met de systemen 5A en 5B.

Bij systeem 5A en 5B, de momentvaste systemen met een vakwerk of wand, ontstaat er een extra groot moment in het stabiliteitssysteem. Bij de constructie ontstaat een moment dat twee keer zo hoog is als in de begin situatie. Er dient dus veel restcapaciteit aanwezig te zijn in de wapening en vervorming van de wanden als dit systeem wordt toegepast.

3.2.3 Conclusie literatuurstudie stabiliteit

Bij het analyseren van de gegevens uit de tabel vallen een aantal dingen op. Bij systeem 2 ontstaat geen verhoging van het moment in de kern, dit komt door de scharnierende koppeling met de kern. Doordat er geen extra moment in de kern komt zal de vervorming van de kern ook niet verder toenemen. Wanneer de kern geen of weinig restcapaciteit heeft in de wapening of in de vervorming, zal gekozen worden voor dit systeem. Bij systeem 3A en 3B ontstaat wel een extra moment in de kern, maar zijn de belastingen op de kolommen en de palen lager. Wanneer de kern nog een

restcapaciteit heeft, zal gekozen worden voor dit systeem. Voor een uitkraging kunnen de kolommen dan minder verbreed worden dan bij systeem 2. Bij systeem 5A en 5B zorgt de uitkraging voor een veel hoger moment dan 2, 3A en 3B. Hier is dus meer restcapaciteit nodig in de wapening en vervorming van de wanden.

Voor de uitkragingen in de casussen zal bij de systemen 3 en 5 gekozen worden de uitkraging in vakwerken (systeem 3A en 5A). Omdat een betonnen wand logischerwijs vele malen zwaarder is dan een stalen vakwerk.

Omschrijving	SYSTEEM 1	SYSTEEM 2	SYSTEEM 3A + 3B	SYSTEEM 4	SYSTEEM 5A + 5B
Gewicht direct	78648 kN (basis)	78648 kN + 0 %	78648 kN + 0 %	110160 kN (basis)	110160 + 0 %
Gewicht uitkraging		7335 kN	7335 kN		7335 kN
Moment op fundering (om de y-as)	117000 kNm (basis)	117000 kNm + 0 %	129008 kNm + 10,3 %	117000 kNm (basis)	241695 kNm + 106,6 %
Gewicht op fundering	78648 kN (basis)	74064 kN - 5,8 %	74591 kN - 5,2 %	110160 kN (basis)	201303 kN + 82,7 %
Gewicht op midden kolom	2394 kN (basis)	6367 kN + 166,0 %	6191 kN + 158,6 %		
Gewicht op hoek kolom	1197 kN (basis)	3184 kN + 166,0 %	3096 kN + 158,7 %		
Vermindering gewicht kern		3056 kN	2395 kN		
Vermindering gewicht kolommen		764 kN	599 kN		
Minimale paalbelasting (x-richting)	328 kN (basis)	214 kN - 34,8 %	159 kN - 51,5 %	970 kN (basis)	753 kN - 22,4 %
Maximale paalbelasting (x-richting)	2736 kN (basis)	2621 kN - 4,2 %	2725 kN - 0,4 %	2486 kN (basis)	2869 kN + 15,4 %
Verplaatsing top (x-richting)	87 mm (basis)	87 mm + 0 %	106 mm + 21,8 %	9 mm (basis)	27 mm + 200,0 %

3.3 Aanpassingsmethoden studie

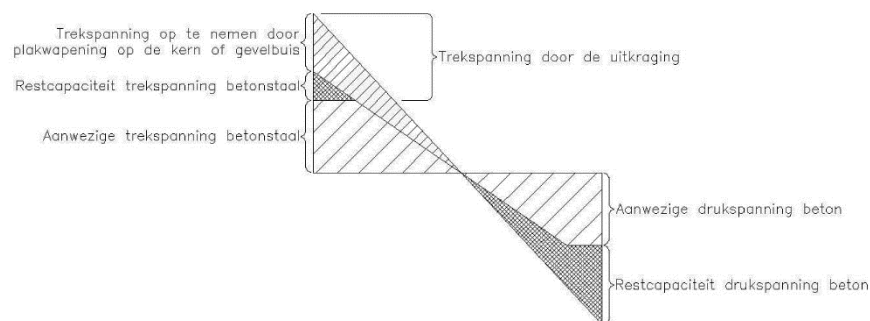
Wanneer de uitkragingen worden berekend aan de hand van de verschillende restcapaciteiten, zal één of meerdere constructieve onderdelen op het gebied van sterkte of vervorming worden overschreden. Voor het aanpassen van deze onderdelen worden drie verschillende methoden gebruikt. Dit zijn plakwapening in de vorm van stalen- en koolstofvezelstrippen, het verdikken van kolommen met een hogere betonkwaliteit en het toevoegen van funderingspalen onder de kern en onder de kolommen. In de navolgende deelhoofdstukken worden de drie onderdelen behandeld.

3.3.1 Plakwapening

Door uitbreiding van de hoogbouw met een uitkraging wordt excentrische belasting toegevoegd. Deze belasting geeft een moment in de kern of gevelbuis. Wanneer dit moment een trekkracht veroorzaakt die de rekenwaarde van de aanwezige wapening overschrijdt, wordt gekozen dit op te lossen met plakwapeningsstrippen in staal of koolstofvezels. Een andere reden voor het gebruik van plakwapening is om binnen de eisen van vervorming te blijven.

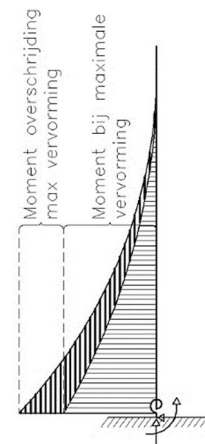
Bij de berekening van de hoeveelheid plakwapening wordt eerst geanalyseerd wat de aanwezige wapening in de kern of gevelbuis opneemt aan trekkracht ten gevolge van de bestaande momenten, dit is de aanwezige trekspanning. De maximale trekspanning van de aanwezige wapening ligt iets hoger, omdat altijd een paar procent rest wordt aangehouden. Het verschil tussen aanwezige - en maximale trekspanning van de wapening wordt de restcapaciteit genoemd. Het moment, gegenereerd door de uitkraging, levert een extra trekspanning. Een deel van deze spanning wordt opgenomen door de restcapaciteit van de bestaande wapening. Het overige deel zal worden opgenomen door de plakwapening. De spanning in de plakwapening is ter verduidelijking in figuur 3-29 weergegeven. De spanning voor de plakwapening wordt berekend met de formule:

$$\sigma (\text{max. trek}) = M/w \rightarrow M = \sigma (\text{max. trek}) \cdot W$$



figuur 3-29; Trekkrachten opneembaar door plakwapening; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

Bij de eisen van vervorming ligt dit iets anders. Bij de maximale vervorming van de top hoort een moment in de kern of gevelbuis. Wanneer dit moment wordt overschreden, zal de hoeveelheid overschreden moment worden opgenomen door de plakwapening, zie tekening figuur 3-30.



figuur 3-30; Momenten opneembaar door plakwapening; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

De formule voor de hoeveelheid mm^2 plakwapening is als volgt:

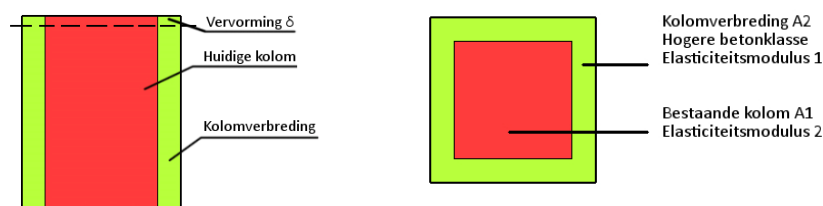
$$A = \frac{M_{ed}}{0,9 \cdot d \cdot \epsilon \cdot (E_f \text{ of } E_s)} = \text{mm}^2 \text{ aan plakwapening}$$

Hierin is: 'A' het oppervlak van de plakwapening, 'Med' het moment welke moet worden opgenomen door de plakwapening, 'd' de afstand van het zwaartepunt van de kern of wanden tot aan de uiterste vezel van het stabiliserende element. 'ε' is de rekenwaarde van de breukreksterkte. Deze is 0,5% en is voor koolstofplakwapening en staalplakwapening gelijk gehouden. 'Es' is de elasticiteitsmodulus van staal (210000 N/mm²) en 'Ef' is de elasticiteitsmodulus voor koolstofvezelstrips (Lage elasticiteitsmodulus 185000 N/mm² en hoge elasticiteitsmodulus 300000 N/mm²). (Ontwerpen in gewapend beton, 2012) Bijlage A blz. 65 en 66.

3.3.2 Kolom vergroten

De kolomverbreding bestaat uit het toevoegen van een extra laag beton om de bestaande kolom heen, zie figuur 3-31. De kolomverbreding is gebaseerd op de verhoudingen tussen de elasticiteitsmodulussen van de materialen, zie figuur 3-32. Zoals al eerder in de afbakening is behandeld zijn de wapening en de kniklengte buiten beschouwing gelaten.

De bestaande kolom heeft al een normaalkracht in zich. De restcapaciteit die zich nog in de bestaande kolom bevindt moet worden berekend. De nieuwe belasting ten gevolge van de uitkraging die wordt toegevoegd geeft een extra normaalkracht. Aan de hand van deze waarde kan de dikte en betonsterkteklasse van de kolomverbreding bepaald worden.



figuur 3-31 (links); Vervorming van de kolom en kolomvergroting; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 3-32 (rechts); Oppervlakte en elasticiteitsmodulus kolom en kolomvergroting; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

De nieuwe belasting heeft een toename van de indrukking van de kolom tot gevolg. Deze indrukking of verplaatsing δ is voor de huidige kolom en de nieuwe buitenschil gelijk. Hiervoor geldt de regel, hoe sterker en groter de buitenschil is, hoe meer belasting de buitenschil kan opnemen. De huidige kolom en nieuwe buitenschil hebben beiden hun eigen elasticiteitsmodulus. De verhouding hiertussen bepaald de krachtsverdeling.

De formule voor de indrukking δ is als volgt:

$$\delta = \frac{N_1 \cdot L}{E_1 \cdot A_1} = \frac{N_2 \cdot L}{E_2 \cdot A_2}$$

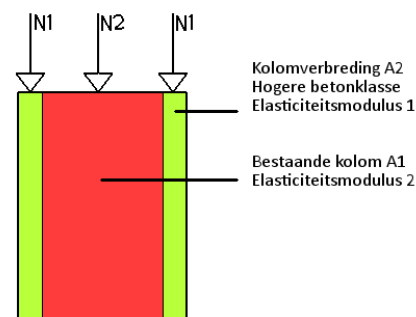
- δ : de verplaatsing of indrukking van de kolom.
- N_1 : het deel van de nieuwe kracht wat door de buitenschil wordt opgenomen.
- N_2 : het deel van de nieuwe kracht wat door de huidige kolom wordt opgenomen.
- E_1 : elasticiteitsmodulus van de buiten schil.
- E_2 : elasticiteitsmodulus van de huidige kolom.
- A_1 : de oppervlakte van de buiten schil.
- A_2 : de oppervlakte van de huidige kolom.
- L : de lengte maar deze vervalt in de berekening en is dus verder niet van belang.

Het tweede deel van de berekening is de verdeling van de nieuwe kracht ΔN over de huidige kolom en de buitenschil en is als volgt:

$$\Delta N = N_1 + N_2$$

ΔN : de totale (huidig en nieuw) belasting ten gevolge van de uitkraging die op de kolom komt.
 N_1 & N_2 : de verhouding van de krachten verdeeld in binnen en buitenschil.

Door deze twee formules aan elkaar gelijk te stellen, en met de bekende ΔN , kunnen N_1 & N_2 worden berekend, zie figuur 3-33. Bijlage A blz. 66 en 67.



figuur 3-33; Belasting op de kolom en kolomvergroting; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

3.3.3 Funderingspalen

Het vergroten van de krachten op de kolommen heeft effect op de funderingspalen onder de kolommen en op de kern en gevelbuis voor de funderingspalen onder het stabiliteitssysteem. Bij het aanpassen van het palenplan in de casusstudie wordt alleen onderzocht hoeveel funderingspalen extra nodig zijn. De vorm van de poer en de uitvoeringstechnische aspecten van de fundering worden niet onderzocht omdat dit niet behoort tot het onderzoek. Wel kan gesteld worden dat, indien extra palen benodigd zijn, deze zoveel mogelijk aan de buitenzijde moeten worden aangebracht. Omdat op deze wijze een maximaal moment op te nemen is. Logischerwijs kan gesteld worden dat de afmeting van de poer en de plaats van de palen onder de poeren dusdanig gedimensioneerd en verdeeld moeten worden dat de krachten van de kern en de kolommen in de palen terecht komen. Bijlage A blz. 67.

4 Casusonderzoek

Om een antwoord te kunnen vinden op de deelvragen van het casusonderzoek is een tweetal casussen gekozen. Dit zijn de gebouwen De Landdrost te Almere, zie hoofdstuk 2.1 en De Symphony te Amsterdam zie hoofdstuk 2.2.

De deelvragen waar antwoord op wordt gevonden in het casusonderzoek:

- Hoeveel restcapaciteit is nog aanwezig in de twee casusgebouwen?
- Is het noodzakelijk om de bestaande constructie van het gebouw aan te passen? En zo ja met welke aanpassingsmethode?
- Wat wordt de afmeting van de uitkraging bij de minste aanpassingen aan het gebouw?

Bij deelvraag één worden van beide casussen volgens het stappenplan van de casusstudie de restcapaciteiten berekend. Bij de tweede deelvraag wordt onderzocht of de bestaande constructie aangepast dient te worden. Bij de derde deelvraag worden de afmetingen van de uitkragingen bepaald in twee - en zes bouwlagen.

Van de twee casussen worden de restcapaciteiten bepaald op de onderdelen:

- Restcapaciteit wapening in de kern en gevelbuis in de x- en y- richting;
- Restcapaciteit vervorming van de kern en gevelbuis in de x- en y- richting;
- Restcapaciteit normaalkracht kolommen;
- Restcapaciteit fundering onder stabiliteitssysteem en kolommen in de x- en y- richting.

Aan de hand van de hierboven genoemde restcapaciteiten is per onderdeel een uitkraging geschematiseerd in twee- en zes verdiepingen. Bij het gebruik van twee verschillende uitkragingen per onderdeel wordt de winst aan gebruiksoppervlakte en de eventuele aanpassingen aan de constructie zichtbaar. Op basis van die gegevens kan een keuze gemaakt worden voor de meest geschikte uitkraging.

Stappenplan berekening restcapaciteit

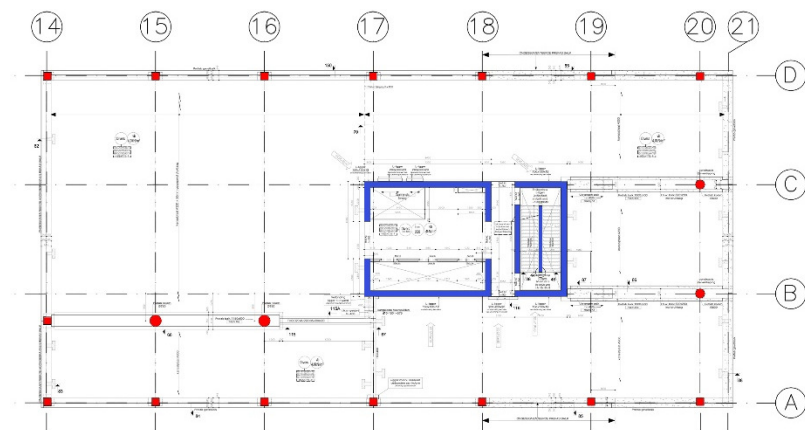
Eén van de hulpmiddelen van dit onderzoek is het opstellen van een stappenplan. Deze is voor het analyseren van de restcapaciteit en berekenen van de bijpassende uitkraging. Door het werken volgens een stappenplan worden beide casussen volgens dezelfde methode berekend.

De stappen die gemaakt worden in het casusstappenplan van bijlage B blz. 93 t/m 99.

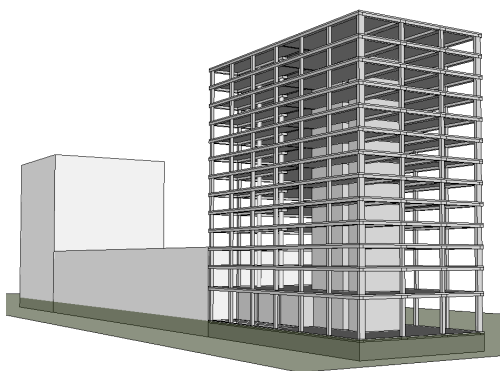
- Stap 1: Analyseren bestaande constructieve gegevens gebouw;
- Stap 2: Berekening restcapaciteit wapening kern en gevelbuis;
- Stap 3: Berekening restcapaciteit vervorming stabiliteitssysteem;
- Stap 4: Berekening restcapaciteit kolommen in de gevel en onder de gevelbuis;
- Stap 5: Berekening restcapaciteit palen onder kolommen en stabiliteitssysteem;
- Stap 6: Uitkragingen ontwerpen bij de restcapaciteiten;
- Stap 7: Berekening hoeveelheid benodigde plakwapening;
- Stap 8: Berekening vergroting kolommen;
- Stap 9: Berekening extra benodigde palen onder de kolommen en stabiliteitssysteem;
- Stap 10: Berekening van de windbelasting op de zijgevel van de uitkraging;
- Stap 11: Berekening omhooggerichte kracht door uitkraging (alleen De Landdrost).

4.1 De Landdrost

Het eerste gebouw waar de restcapaciteit van wordt berekend is De Landdrost zie figuur 4-1 en figuur 4-2. De bestaande gegevens zijn uit het archief van Van Rossum Raadgevende Ingenieurs verkregen en bestaan uit tekeningen en berekeningen uit 2006. Het bepalen van de restcapaciteit van het gebouw, is gedaan op basis van het stappenplan voor het casusonderzoek, bijlage B blz. 93 t/m 99. De stappen die daarin worden gemaakt komen terug in de navolgende hoofdstukken. Wanneer bepaalde gegevens niet voor handen zijn, zijn deze berekend met het stappenplan uit de tweede literatuurstudie naar de stabiliteit. De Landdrost krijgt een uitkraging volgens systeem 2, 3A of 3B.



figuur 4-1; Plattegrond verdiepingen +3 t/m +13; fragment uit tekening W0303; juni 2014.



figuur 4-2; 3D model De Landdrost; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

Stap 1: Analyseren bestaande constructieve gegevens gebouw

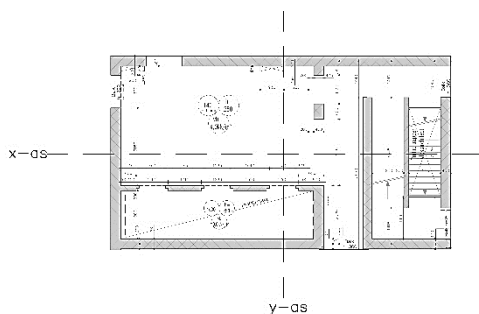
In stap één van het casusstappenplan worden de bestaande gegevens van het project geanalyseerd. De gegevens benodigd voor de verdere stappen zijn in de onderstaande tabel weergegeven.

Onderdeel	Bron	Gegevens
Belasting direct op de kern NED;max	Bijlage B, blz. 5	<u>61342 kN</u>
Belasting direct op de kern NED;min	Bijlage B, blz. 5	<u>9377 kN</u>
Betonkwaliteit kern	Bijlage B, blz. 6	C28/35
Elasticiteitsmodulus kern	Bijlage B, blz. 6	$11,67 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$
Traagheidsmoment kern x-as deel 1	Bijlage B, blz. 7	$143,79 \text{ m}^4$
Traagheidsmoment kern y-as deel 1	Bijlage B, blz. 7	$399,40 \text{ m}^4$
Traagheidsmoment kern x-as deel 2	Bijlage B, blz. 7	$157,60 \text{ m}^4$
Traagheidsmoment kern y-as deel 2	Bijlage B, blz. 7	$366,90 \text{ m}^4$
Weerstandsmoment kern x-as deel 1	Bijlage B, blz. 7	$3,485 \cdot 10^{10} \text{ m}^3$
Weerstandsmoment kern y-as deel 1	Bijlage B, blz. 7	$4,701 \cdot 10^{10} \text{ m}^3$
Weerstandsmoment kern x-as deel 2	Bijlage B, blz. 7	$4,152 \cdot 10^{10} \text{ m}^3$
Weerstandsmoment kern y-as deel 2	Bijlage B, blz. 7	$5,492 \cdot 10^{10} \text{ m}^3$
Rotatieveerconstante paalgroep om y-as	Bijlage B, blz. 9	$292 \cdot 10^6 \text{ kNm.rad}$
Vervorming x-as	Bijlage B, blz. 8-9	62,4 mm
Vervorming y-as	Bijlage B, blz. 10	23,1 mm
Tweede orde effect aanwezig	Bijlage B, blz. 6	Nee
Paalkrachten onder de kern x-as	Bijlage B, blz. 11	Max 1611 kN Min 12 kN
Paalkrachten onder de kern y-as	Bijlage B, blz. 12	Max 1407 kN Min 216 kN
Paalbelasting onder de kolommen	Bijlage B, blz. 13-14	As 20A en 20D 5480 kN As 20B en 20C 8830 kN
Kolombelasting	Bijlage B, blz. 15	8147 kN
Gescheurde kern	Bijlage B, blz. 17	Nee
Spanningen in de kern om de y-as	Bijlage B, blz. 16	Max $8,64 \text{ N/mm}^2$ Min $-1,53 \text{ N/mm}^2$
Wapening in de kern	Bijlage B, blz. 16	1570 mm^2

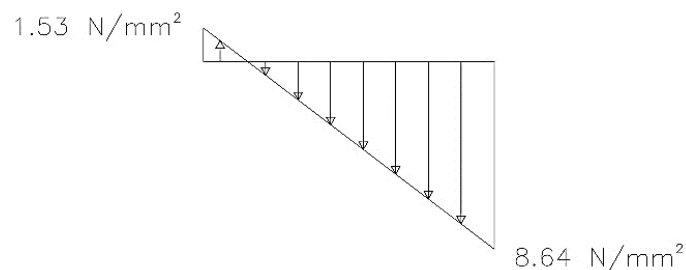
tabel 4-1; Project gegevens De Landdrost.

Stap 2: Berekening restcapaciteit wapening kern

Bij analyse van de restcapaciteit in de wapening van de kern wordt het verschil tussen de aanwezige en de minimaal benodigde wapening onderzocht. Het verschil hiertussen is de restcapaciteit van de wapening. De wapening in de kern heeft een restcapaciteit van $1,53 \text{ N/mm}^2$ wat gelijk is aan 152 mm^2 en kan daarmee een moment opnemen van 7708 kNm om de y-as, de berekening is weergegeven in bijlage B blz. 18. Dit moment wordt gebruikt bij de uitkraging aan de systemen 3A en 3B, systeem 2 krijgt volgens de literatuurstudie geen extra moment in de kern. De berekening hiervan is te vinden in bijlage B blz. 27-28. De kern is ongescheurd in normale toestand zonder een uitkraging, zie bijlage B blz. 17. Met de grootst mogelijke uitkraging aan het gebouw blijft de kern ongescheurd. In normale toestand is de waarde van de berekening 4.01 en met uitkraging wordt dit 4.18, In beide gevallen wordt de grens waarde van 5.19 niet overschreden. Zie de berekening in bijlage B blz. 45.



figuur 4-3; Kern De Landdrost; fragment uit tekening W0303; juni 2014.



figuur 4-4 (rechts); Druk- trekspanning om de y-as; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

Stap 3: Restcapaciteit vervorming van de kern

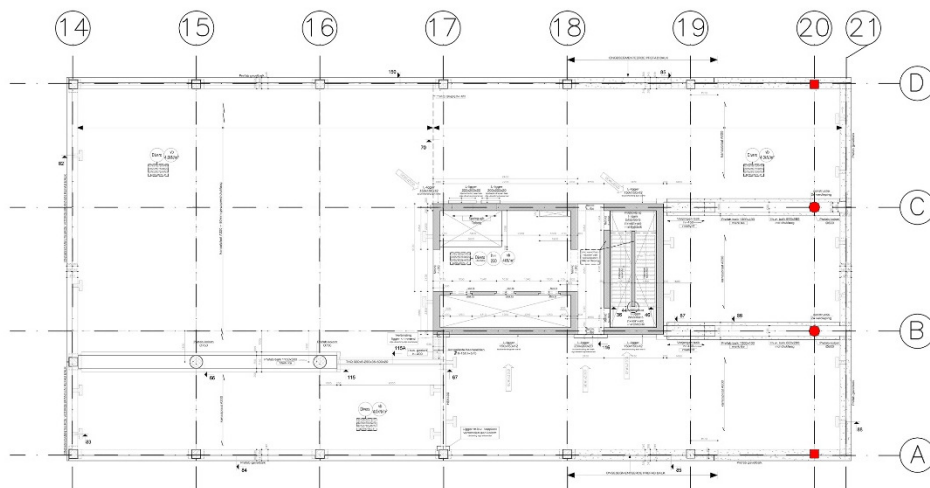
Bij de analyse van de restcapaciteit bij de vervorming van de kern moeten de bestaande gegevens van het gebouw worden geraadpleegd. De aanwezige vervorming van de top staat in tabel 4-1.

De huidige vervorming van de kern in de x-richting bedraagt 23 millimeter. Voor de maximale verplaatsing wordt net als in de tweede literatuurstudie $1/500$ van de hoogte aangehouden, dit is $1/500 \cdot 54100$ millimeter is 108 millimeter. De restcapaciteit in de x-richting is dan 85 millimeter. De huidige vervorming van de kern in de y-richting bedraagt 62 millimeter. De maximale verplaatsing is ook hier 108 millimeter, dit betekend dat de restcapaciteit in de y-richting 46 millimeter is.

De uitkraging wordt aan de meest sterke zijde geplaatst, ofwel met de meeste restcapaciteit. In de x-richting is er een restcapaciteit van 85 mm, dit is de gekozen richting voor de uitkraging. De 85 millimeter aan restcapaciteit levert een moment op van 82800 kNm . Het moment ten gevolge van de uitkraging mag dus 82800 kNm zijn zonder dat de eis van de vervorming van de top wordt overschreden. In bijlage B blz. 19 staat de uitwerking van deze berekening. Voor de berekening dienen de lengte van de kern, de elasticiteitsmodulus van de kern, het traagheidsmoment van de kern en de rotatieveerconstante van de fundering bekend te zijn. Deze gegevens zijn afkomstig uit tabel 4-1 op pagina 30.

Stap 4: Berekening restcapaciteit kolommen in de gevel

De vierde stap is het bepalen van de restcapaciteit in de kolommen op as 20 (de rode kolommen in figuur 4-5). Er moet worden bepaald hoeveel extra normaalkracht de kolommen nog kunnen opnemen. Dit wordt bepaald aan de hand van de afmeting van de bestaande kolom en de wapening die in de kolom aanwezig is. De bestaande kolommen nemen een normaalkracht op van 8147 kN, zie bijlage B blz. 15. De aanwezige wapening heeft een oppervlakte van 1608 mm². Een tweede berekening wijst uit dat een kolom met dezelfde afmetingen en hoeveelheid wapening een gewicht op kan nemen van 9000 kN, dit is de maximale kolombelasting. De berekeningen van de maximale kolomkracht is weergegeven in bijlage B blz. 20-21.

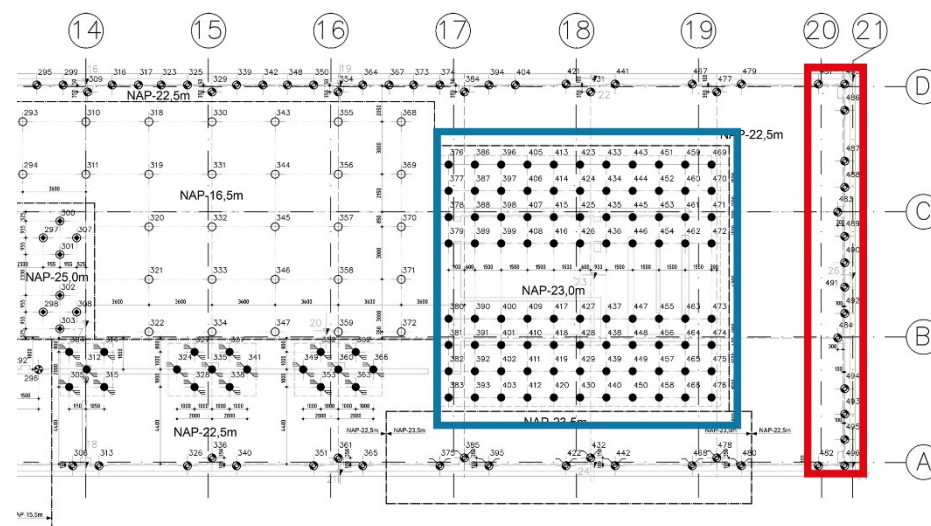


figuur 4-5 Plattegrond verdiepingen +3 t/m +13; fragment uit tekening W0303; juni 2014

De restcapaciteit van één kolom is $9000 \text{ kN} - 8147 \text{ kN} = 853 \text{ kN}$. Er staan 4 kolommen in de gevel wat betekent dat er een totale restcapaciteit is van $853 \text{ kN} \cdot 4 = 3412 \text{ kN}$. Dit is de maximale reactiekracht die door de uitkraging mag worden gegenereerd.

Stap 5: Berekening restcapaciteit palen onder kolommen en stabiliteitssysteem

Bij de berekening van deze restcapaciteit, worden de palen onder de kolommen en het stabiliteitssysteem geanalyseerd. Bij de restcapaciteit van de kolommen wordt alleen de maximale drukkracht geanalyseerd. Deze palen nemen alleen drukkrachten op omdat de kolommen scharnierend in het gebouw zijn bevestigd. Bij de berekening van de palen onder de stabiliserende kern worden de drukkrachten uit het eigengewicht en de momenten door de windbelasting opgenomen.



figuur 4-6; Plattegrond palenplan, fragment uit tekening W00P1; juni 2014

De funderingspalen waarvan de restcapaciteit wordt berekend zijn de palen in as 20 A, B, C, D. Op de bovenstaande tekening in figuur 4-6 zijn deze palen aangegeven in het rode vierkant. Op as 20 A en D zijn drie palen onder de kolommen geplaatst en in as 20 B en C vier palen. De maximale normaalkracht, opneembaar door de palen onder de kolommen is 2500 kN per paal.

As 20 A en D

De funderingspoeren in as 20 A en D hebben beiden 3 funderingspalen (driepaalspoeren). De belasting op deze funderingspalen is 5480 kN en afkomstig van de boven liggende verdiepingen. Eén funderingspaal kan 2500 kN opnemen. Onder de funderingspoer staan 3 funderingspalen $3 \cdot 2500 = 7500$ kN aan draagvermogen. De aanwezige restcapaciteit is dus $7500 - 5480 = 2020$ kN per driepaalspoer. De berekening van de restcapaciteit is bijgevoegd in bijlage B blz. 24.

As 20 B en C

De funderingspoeren in as 20 B en C hebben 4 funderingspalen (vierpaalspoeren). De belasting per vierpaalspoer is 8830 kN. Deze belasting is hoger dan de vorige berekening omdat middelste kolommen meer krachten moeten afdragen dan de buitenste kolommen. Eén funderingspaal kan ook hier weer 2500 kN dragen. Per vierpaalspoer is dit $4 \cdot 2500 = 10000$ kN aan draagvermogen. De aanwezige restcapaciteit is dus $10000 - 8830 = 1170$ kN per vierpaalspoer. De berekening van de restcapaciteit is bijgevoegd in bijlage B blz. 24.

De totale rest in alle paalgroepen in as 20 is $2 \cdot 2020 + 2 \cdot 1170 = 6380$ kN. Bij de verdere berekeningen wordt aangehouden dat de krachtsverdeling over de paalgroepen gelijk is.

Fundering onder de kern

De restcapaciteit van de palen onder de kern wordt ook berekend. De stabiliteitskern neemt niet alleen normaalkracht op, maar ook moment. De funderingspalen die berekend worden zijn de palen onder de kernpoer. Deze palen zijn in figuur 4-6 weergegeven in de blauwe rechthoek. Het maximaal opneembare moment door de palen onder de kern is berekend met een Excel bestand. Deze is bijgevoegd in bijlage B blz. 22-23 met bijbehorende paalconfiguratie voor berekening van de paalkrachten. De palen hebben een druk capaciteit van 1650 kN per paal. Bij de berekening van de minimale paalkracht wordt ervan uitgegaan dat er geen trekkracht mag ontstaan in de palen. Door met de rekensheet terug te rekenen kan het maximale moment worden bepaald bij de maximale paalbelasting.

Trekkracht

Om de y-as van het gebouw is een restcapaciteit van 12 kN aan trekkracht in de palen onder de kern aanwezig. Dit is bepaald aan de hand van bestaande berekeningen, bijlage B blz. 11. Het opneembare moment bij deze trekkracht is 3320 kNm, zie Bijlage B, blz. 22. Om de x-as van het gebouw geldt een restcapaciteit van 216 kN aan trekkracht in de palen, bijlage B blz. 12. Het opneembare moment bij deze trekkracht is 57024 kNm, zie bijlage B blz. 22.

Drukkracht

Om de y-as van het gebouw is een restcapaciteit van 39 kN aan drukkracht aanwezig. De aanwezige drukbelasting is uit de bestaande berekeningen voortgekomen, bijlage B blz. 11. Het opneembare moment bij deze drukkracht is 10793 kNm, bijlage B blz. 23. Om de x-as van het gebouw geldt een restcapaciteit van 243 kN aan drukkracht, bijlage B blz. 12. Het opneembare moment bij deze drukkracht is 64152 kNm, bijlage B blz. 23.

Conclusie stap 2, 3, 4 en 5 restcapaciteiten

De restcapaciteiten van het gebouw De Landdrost zijn hieronder genoemd.

Omschrijving	Richting / as	uitkomst
Restcapaciteit wapening	Om de y-as	7708 kNm
Restcapaciteit vervorming top	Om de y-as	82800 kNm
Restcapaciteit kolommen in de gevel (druk)	Op As 20	3412 kN
Restcapaciteit funderingspalen onder de kolommen (druk)	Op As 20	6380 kN
Restcapaciteit funderingspalen onder stabiliteitssysteem (trek)	Om de x-as	3320 kNm
Restcapaciteit funderingspalen onder stabiliteitssysteem (trek)	Om de y-as	57024 kNm
Restcapaciteit funderingspalen onder stabiliteitssysteem (druk)	Om de x-as	10793 kNm
Restcapaciteit funderingspalen onder stabiliteitssysteem (druk)	Om de y-as	64152 kNm

tabel 4-2; restcapaciteiten door de auteurs; juni 2014.

Hieruit resulteert dat er 3 onderdelen de leidende factor zijn in de y richting bij deze casus. De overige resultaten genereren zo een te grote, onrealistische uitkraging dat deze niet worden meegenomen in het ontwerp van de uitkraging. In de X richting moeten de funderingspalen nog getoetst worden.

1. De $853 \times 4 = 3412$ kN kracht in de kolom wordt het eerst overschreden.
2. De drukkracht 6380 kN in de funderingspalen onder de kolommen wordt als derde overschreden.
3. Het moment van 7708 kNm in de Y-as wordt als laatste overschreden.

De toetsing van de trekkracht van 3320 kN in de funderingspalen in de X-as is een los staand onderdeel en dient meegenomen te worden in alle varianten van de uitkragingen.

Stap 6 Uitkragingen ontwerpen bij de restcapaciteiten

Nu de restcapaciteiten bekend zijn, kan de maximale uitkraging per restcapaciteit berekend worden. Volgens de stabiliteitsstudie van hoofdstuk 3.2, pagina 26 kan geconcludeerd worden dat wanneer een kern restcapaciteit heeft, het best voor systeem 3A gekozen kan worden. Op die manier kunnen de kolommen in de gevel slanker blijven doordat de kern een deel van het moment opneemt (of de uitkraging groter met dezelfde hoeveelheid kolomvergroting). Voor het toetsen van de invloed op het bestaande gebouw zijn twee verschillende uitkragingen onderzocht. Eén met twee verdiepingen en één met zes verdiepingen. De variabele in de berekeningen is de lengte van de uitkraging. In stap 3 is gebleken dat de restcapaciteit in de vervorming een dusdanig hoog moment op kan nemen dat deze niet reëel is. Deze wordt dus niet meegenomen in de verdere berekeningen.

Bij het ontwerpen van de uitkraging aan De Landdrost zal dus een uitkraging worden ontworpen bij de volgende punten:

Systeem 3A en 3B:

- De maximale trekspanning in de wapening van de kern met een uitkraging van twee verdiepingen;
- De maximale trekspanning in de wapening van de kern met een uitkraging van zes verdiepingen;
- De maximale normaalkracht in de kolommen met een uitkraging van twee verdiepingen;
- De maximale normaalkracht in de kolommen met een uitkraging van zes verdiepingen;
- De maximale paalkracht onder de kolommen met een uitkraging van twee verdiepingen;
- De maximale paalkracht onder de kolommen met een uitkraging van zes verdiepingen.

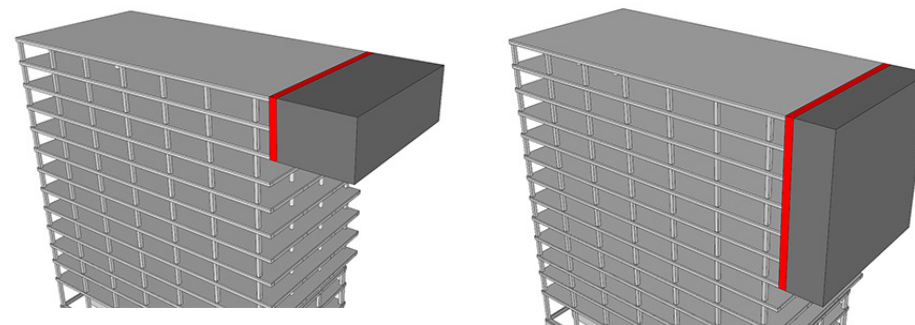
Voor de berekening van de uitkraging is eerst het gewicht berekend per strekkende meter van de gehele uitkraging. De rode band in figuur 4-7 en figuur 4-8 stelt de strekkende meter voor. Voor het bepalen van het gewicht is uitgegaan van een stalen vakwerk constructie zoals aangenomen uit de conclusie van de tweede literatuurstudie (systeem 3A). De vakwerken zijn gemaakt uit stalen liggers, stalen kolommen en stalen trekstangen. De vloeren zijn aangenomen in betonnen kanaalplaten met een afwerklaag. De maximale belasting voor twee verdiepingen wordt berekend met de formule $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$. Voor de overige verdiepingen wordt de momentaanfactor ψ_0 toegevoegd, hierdoor wordt de formule $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \psi_0 \cdot Q_i$.

Het berekende gewicht van de uitkraging voor twee- en zes verdiepingen is:

Uitkraging met twee verdiepingen $Q_{ed} = 534,4 \text{ kN/m}^1$;

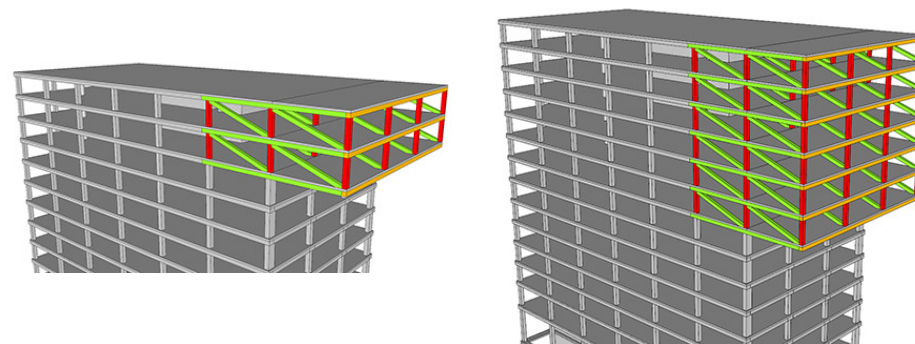
Uitkraging met zes verdiepingen $Q_{ed} = 1429 \text{ kN/m}^1$.

De uitwerking van de opbouw is bijgevoegd in bijlage B blz. 25-27.



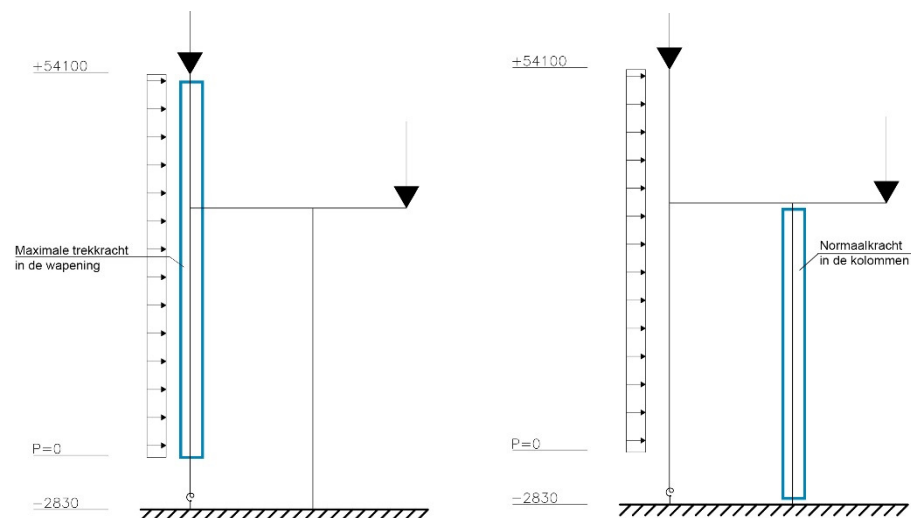
figuur 4-7 (links); Afbeelding gewicht uitkraging 2 verdieping per meter; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 4-8 (rechts); Afbeelding gewicht uitkraging 6 verdiepingen per meter; afbeelding door de auteurs; juni 2014.



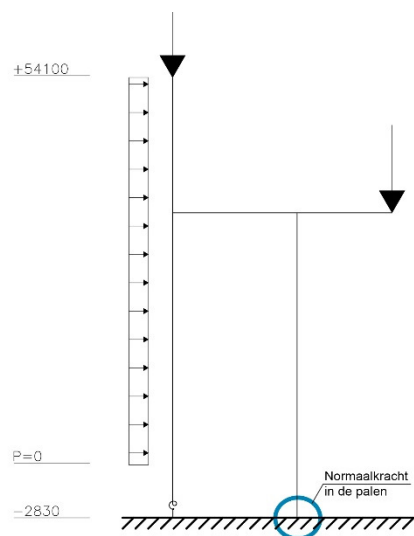
figuur 4-9 (links); vakwerkconstructie over 2 verdiepingen; systeem 5A; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 4-10 (rechts); vakwerkconstructie over 6 verdiepingen; systeem 5A; afbeelding door de auteurs; juni 2014.



figuur 4-11 (links); Maximale trekspanning in de kern; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 4-12 (rechts); Maximale normaalkracht in de kolommen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.



figuur 4-13; Maximale paalkracht onder de kolommen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

Systeem 3A

De uitkraging van twee verdiepingen bij de maximale trekspanning in de wapening van de kern is 14 meter. Bij de variant met de zes verdiepingen is dit 8,5 meter. Bij deze uitkragingen moeten er wel aanpassingen gemaakt worden aan de constructie. Bij het gewicht van deze uitkraging wordt de maximale kolomkracht overschreden. Wanneer de afmeting van de uitkraging wordt berekend tot aan de maximale paalkracht, moeten de kolommen worden vergroot. De afmeting van de kolomverbreding wordt berekend in stap 8. Dit levert bij de twee verdiepingen 622 m² aan oppervlak en bij de zes verdiepingen 1132 m² aan oppervlakte.

De uitkraging bij de maximale normaalkracht in de kolommen met een uitkraging van twee verdiepingen is 5 meter. Met een uitkraging van zes verdiepingen is dit 2 meter. Omdat uit de restcapaciteiten is gebleken dat de kolommen het meest kritisch zijn, hoeven er bij deze uitkragingen geen aanpassingen te worden gedaan aan de verdere constructie. Dit levert bij de twee verdiepingen 222 m² aan oppervlak en bij de zes verdiepingen 266 m² aan oppervlakte.

De uitkraging bij de maximale paalkracht onder de kolommen met een uitkraging van twee verdiepingen is 8,25 meter. Bij de variant met de zes verdiepingen is dit 3,2 meter. Bij deze uitkragingen moeten er wel aanpassingen gemaakt worden aan de constructie. Bij het gewicht van de uitkraging wordt namelijk de maximale kolomkracht overschreden en moeten de kolommen worden vergroot. De afmeting van de kolomverbreding wordt berekend in stap 8. Dit levert bij de twee verdiepingen 366 m² aan oppervlak en bij de zes verdiepingen 426 m² aan oppervlakte. De benodigde matrixberekeningen zijn te vinden in bijlage B blz. 27 t/m 36. De hoeveelheid kolomvergroting wordt gegeven op de volgende pagina.

Stap 7: Berekening hoeveelheid benodigde plakwapening

De wapening in de kern wordt niet overschreden en de vervorming van de kern is in de berekeningen niet meegenomen door de hoge restcapaciteit. Hierdoor is het niet noodzakelijk plakwakwapening toe te passen om een moment om de y-as op te nemen. Er wordt wel plakwapening toegepast voor het opnemen van een moment om de x-as. Deze laatste is noodzakelijk voor het opnemen van het moment door de windkracht op de zijgevel van de uitkraging en is berekend in stap 10.

Stap 8: Berekening vergroting kolommen

Het verbreden van de kolommen is noodzakelijk wanneer de maximale kolomkracht wordt overschreden. Dit gebeurt wanneer een uitkraging wordt ontworpen tot aan de maximale trekspanning in de wapening van de kern en de maximale paalkracht onder de kolommen. Voor het vergroten van de kolommen wordt gebruik gemaakt van C170/200 beton, volgens 'afstudeeronderzoek fietsbrug in ultra high performance fiber reinforced concrete'. (Castrop & Mijsbergen, 2012)

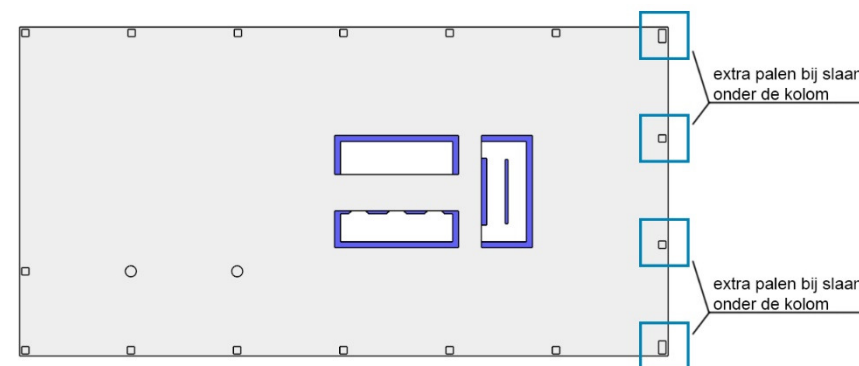
Bij systeem 3 met een uitkraging in twee verdiepingen tot aan de maximale normaalkracht in de funderingspalen is 80 millimeter kolomverbreding nodig. Een uitkraging in twee verdiepingen bij systeem 3 tot aan de maximale moment in de kern heeft 220 millimeter kolomverbreding nodig.

Bij systeem 3 met een uitkraging in zes verdiepingen tot aan de maximale normaalkracht in de funderingspalen is eveneens een kolomverbreding nodig van 55 millimeter. Een uitkraging in zes verdiepingen bij systeem 3 tot aan de maximale moment in de kern heeft 295 millimeter kolomverbreding nodig.

Deze berekeningen zijn te vinden in bijlage B blz. 37 t/m 42, de berekeningen van de kolomverbreding zijn gemaakt volgens de methode van bijlage A blz. 63-64.

Stap 9: Berekening extra benodigde palen

Het toevoegen van extra palen onder de kolompoeren is noodzakelijk wanneer de uitkraging wordt berekend tot aan de maximale restcapaciteit van de wapening in de kern. Bij de andere restcapaciteiten wordt de maximale paalkracht niet overschreden. Het aantal palen dat moet worden toegevoegd is bij systeem 3A en een uitkraging met twee verdiepingen 3 stuks. Bij systeem 3A en een uitkraging in 6 verdiepingen zijn dat 5 palen. Dit geldt voor de gehele breedte van het gebouw, de extra palen worden dus verdeeld over de breedte van gebouw, zie figuur 4-14.



figuur 4-14; Plaatsen waar de palen worden bij geslagen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

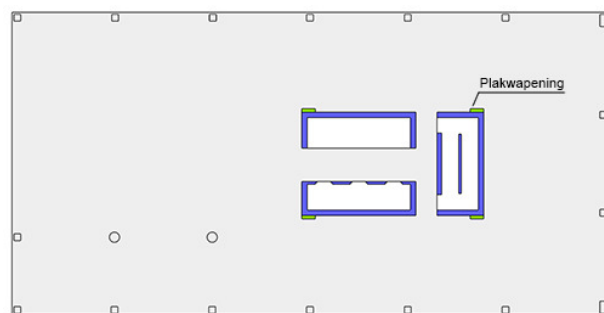
4.1.1 Keuzematrix

De keuzematrix van De Landdrost is een overzicht van de resultaten van alle gegevens. Alle resultaten kunnen hier gemakkelijk vergeleken worden met elkaar. Alle punten die hiervoor zijn behandeld komen in deze matrix terug. Alle punten die in de matrix zijn omschreven hebben plus- en minpunten. De gekozen uitkraging voor De Landdrost is systeem 3A met een uitkraging van zes verdiepingen tot aan de maximale paalkracht. Deze levert bij een uitkraging van 3,7 meter een oppervlak van 426 m². Er hoeven geen aanpassingen aan de kern gedaan te worden in de vorm van plakwapening. De kolommen in de gevel dienen met 80 millimeter vergroot te worden met betonklasse C170/200. Verder hoeven er ook geen palen bij geheid te worden (omdat de maximale paalkracht niet overschreden wordt). Voor de totaal overzicht tabellen zie bijlage B blz. 46-48.

Verdiepingen &		Capaciteit	Lengte van de		Winst in m ²		Verstevigen kern in de Y		Benodige		Benodigde extra		Benodigde extra		Conclusie
2 verdiepingen	systeem 3A	Maximale moment in de kern	14 m	---	<u>622 m²</u>	+++	N.v.t.	0	220 mm	--	3 palen	-	N.v.t.	+	heel slecht uitvoerbaar door de lengte, veel oppervlakte winst, veel plakwapening benodigd
		Maximale Normaalkracht in de kolommen	5 m	+	<u>222 m²</u>	-	N.v.t.	0	N.v.t.	+	N.v.t.	+	N.v.t.	+	uitvoerbaar door de lengte, weinig oppervlakte winst, weinig plakwapening benodigd
		Maximale Normaalkracht in de funderingspalen	8,25 m	-	<u>366 m²</u>	+	N.v.t.	0	80 mm	-	N.v.t.	+	N.v.t.	+	slecht uitvoerbaar door de lengte, gemiddeld oppervlakte winst, gemiddeld plakwapening benodigd
6 verdiepingen	systeem 3A	Maximale moment in de kern	8,5 m	--	<u>1132 m²</u>	+++ +	N.v.t.	0	295 mm	---	5 palen	--	N.v.t.	+	slecht uitvoerbaar door de lengte, veel oppervlakte winst, heel veel plakwapening benodigd
		Maximale Normaalkracht in de kolommen	2 m	+++	<u>266 m²</u>	-	N.v.t.	0	N.v.t.	+	N.v.t.	+	N.v.t.	+	goed uitvoerbaar door de lengte, weinig oppervlakte winst, weinig plakwapening benodigd
		Maximale Normaalkracht in de funderingspalen	3,7m	+++	<u>426 m²</u>	++	N.v.t.	0	80 mm	-	nee	+	N.v.t.	+	beste keuze

Stap 10: Berekening van de windbelasting op de zijgevel van de uitkraging

De windkracht in de x-richting op het zijvlak van de uitkraging zorgt voor een extra moment. Doordat de uitkraging buiten het gebouw hangt, zit er ook een torsiekracht in de kern, maar deze is weggelaten uit de berekeningen. De uitkraging zorgt voor een moment van 8005 kNm op de fundering, bijlage B blz 44. Voor het opnemen van de windkracht op de zijgevel van de uitkraging moet 942 mm² aan plakwapening worden gebruikt. De plaats waar de plakwapening wordt toegepast op de kern is aangegeven in figuur 4-15 in het groen. De berekening is te vinden in bijlage B blz. 43.

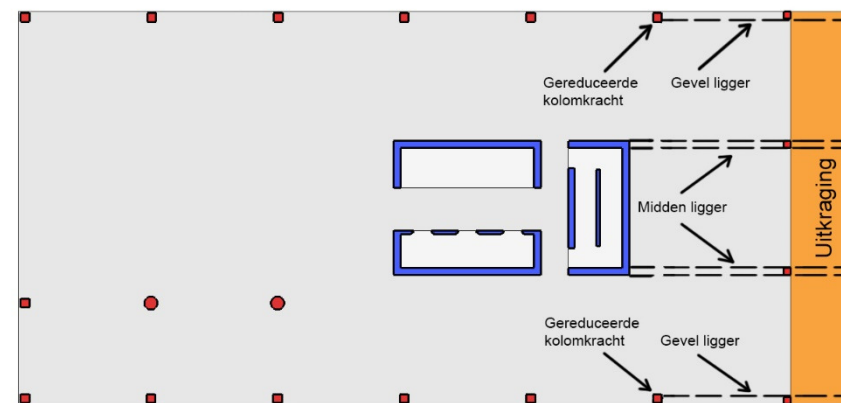


figuur 4-15; Plaats plakwapening; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

De hoeveelheid wapening die hier bij hoort is 942 mm² en is te vinden in bijlage B blz 43 en is berekend met koolstofwapening, volgens de methode van bijlage A blz 62-63.

Stap 11: Berekening omhooggerichte kracht door uitkraging

De uitkraging geeft als gevolg dat er omhoogwerkende krachten in de kern en kolommen ontstaan, figuur 4-16. De werking hiervan is al behandeld in het literatuuronderzoek op blz. 24 van dit onderzoek. De kern en de kolommen naast de kern krijgen in totaal een kracht van 1057,1 kN te verwerken. De kern neemt 4/6 van deze kracht op zich en de kolommen elk 1/6 van de kracht. Het schema volgens pagina 24 kan worden aangehouden en dat betekent dat er $1057,1 \cdot \frac{4}{6} = 705$ Kn aan trekkracht in de kern ontstaat. De kracht die op de kern staat is 79000 kN, de uitkraging heeft daarom weinig effect op de kern. In de twee hoekkolommen ontstaat een trekkracht van $1057,1 \cdot \frac{1}{6} = 176$ kN. De bijbehorende matrix berekening is te vinden in bijlage B blz. 35.



figuur 4-16; Gereduceerde kolomkrachten; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

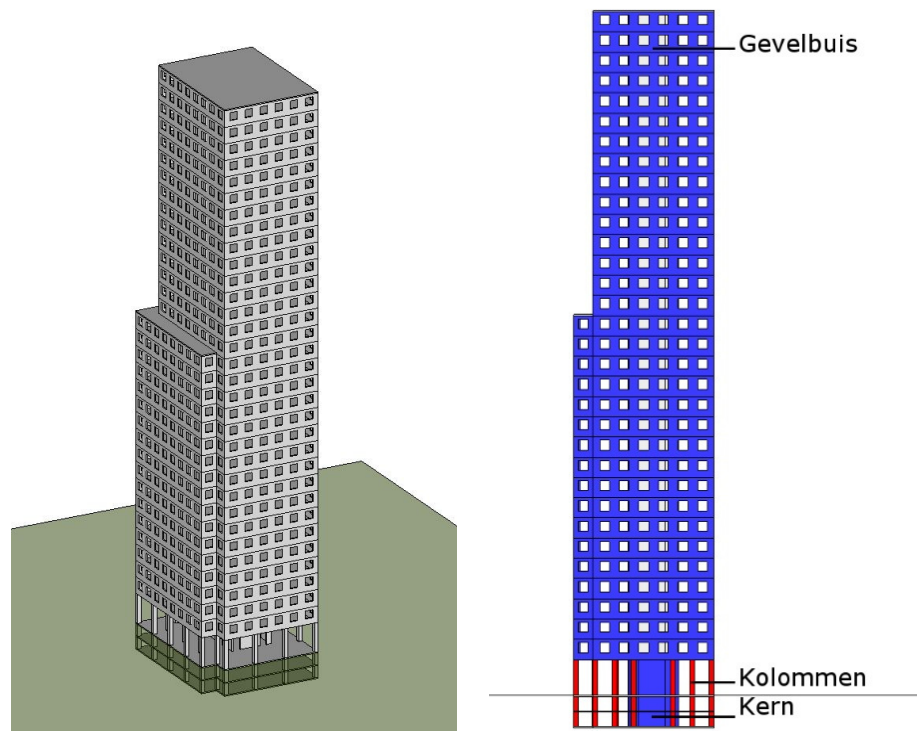
4.1.2 Conclusie

De invloed van de uitkraging op de systemen 3A is inzichtelijk geworden aan de hand van de keuzematrix. Wanneer een uitkraging wordt gemaakt tot aan het maximale moment in de kern moet het meest aangepast worden aan het gebouw. Bij een uitkraging tot aan de maximale kolomkracht hoeft er niets aan het stabiliteitssysteem of de kolommen gedaan te worden.

Bij een uitkraging tot aan de maximale paalbelasting hoeven geen palen bij geslagen te worden (omdat gerekend wordt tot aan de maximale paalbelasting). Hierbij moeten de palen met 80 millimeter worden vergroot, alleen wordt ongeveer 150 m² meer gebruiksoppervlak verkregen dan bij een uitkraging tot aan de maximale kolombelasting. De meest efficiënte uitkraging is de uitkraging bij systeem 3 over zes verdiepingen tot aan de maximale paalkracht. De diepte van de uitkraging is hier 3,2 meter en levert een oppervlakte van 426 m². Hiervoor moeten (in de y-richting) alleen de kolommen vergroot te worden met rondom 55 mm C170/200 beton.

4.2 De Symphony

Zoals al eerder omschreven in de introductie, heeft De Symphony twee verschillende stabiliteitssystemen, van verdieping -2 tot en met de begane grond een in het werk gestorte kern en van +1 tot +32 een prefab gevelbuisconstructie. Deze gevelbuis is opgebouwd uit twee verschillende onderdelen, de laagbouw en de hoogbouw. De Symphony krijgt een uitkraging volgens de schematisering van systeem 5A of 5B.



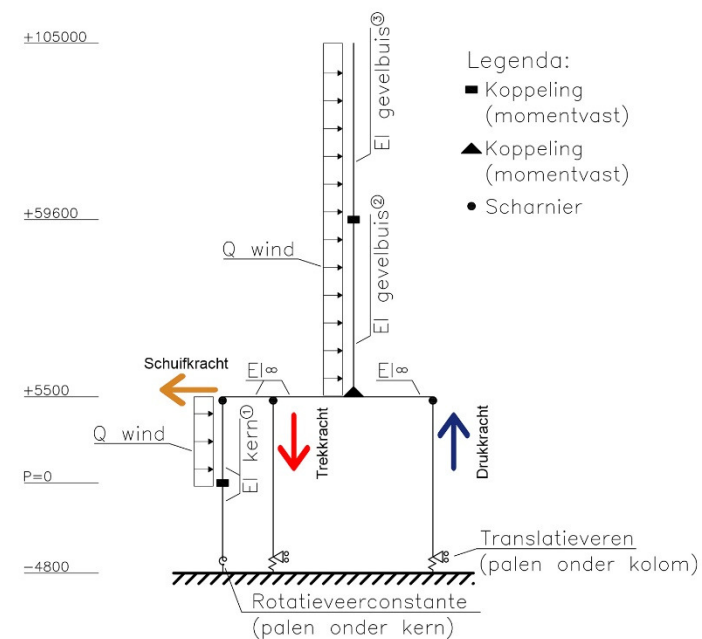
figuur 4-17 (links); 3D aanzicht De Symphony; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 4-18 (rechts); Vooraanzicht De Symphony; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

Schematisering

Bij de schematisering van De Symphony blijkt dat deze niet gelijk is aan de systemen 4, 5A en 5B. Dit heeft twee redenen. Ten eerste bestaat het gebouw niet uit wanden maar uit een gevelbuis (op de meeste verdiepingen). Besloten is om de schematisering van de literatuurstudie aan te houden, omdat deze overeenkomt met een gevelbuis. Ten tweede loopt de gevelbuis niet door tot aan de fundering. Op de begane grond gaat de gevelbuis over in een kern met kolommen. Het moment uit de gevelbuis wordt omgezet in een trek- druk- en horizontale schuifkracht, zie figuur 4-19. De kolommen nemen de trek- en drukkracht op, de kern neemt de schuifkracht op. Het moment in de kern bestaat dan uit de horizontaalkracht, uit de gevelbuis en de wind die op de gevel werkt tussen het maaiveld en de eerste verdieping. De palen onder de kolommen zijn geschematiseerd als translatieveren. Dit houdt in dat ze korter of langer worden onder invloed van een kracht. Zo wordt rekening gehouden met de werking van de funderingspoeren onder de kolommen. Bijlage B blz. 66.

Schematisering tbv. matrix frame



figuur 4-19; Schematisering De Symphony; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

Stap 1 Analyseren bestaande constructieve gegevens gebouw

Voor het berekenen van de restcapaciteit moeten eerst de bestaande berekeningen worden geanalyseerd. De informatie die niet aanwezig was, is berekend aan de hand van het stappenplan uit de literatuurstudie, bijlage 2.

Onderdeel	Bron	Gegevens
Belasting direct op de kern NED;max	Bijlage B, blz. 49 – 51	<u>127081 kN</u>
Belasting direct op de kern NED;min	Bijlage B, blz. 49 – 51	<u>74236 kN</u>
Belasting direct op de wanden/gevelbuis NED;max	Bijlage B, blz. 49 – 51	<u>138591 kN</u>
Belasting direct op de wanden/gevelbuis NED;min	Bijlage B, blz. 49 – 51	<u>80960 kN</u>
Betonkwaliteit kern – wanden/gevelbuis	Bijlage B, blz. 52	C35/45 – C45/55
Elx kern deel 1	Bijlage B, blz. 53 – 54	$5,94 \cdot 10^{10} \text{ kNm}^2$
Ely kern deel 1	Bijlage B, blz. 53 – 54	$8,23 \cdot 10^{10} \text{ kNm}^2$
Elx wanden/gevelbuis deel 2	Bijlage B, blz. 53 – 54	$2,51 \cdot 10^{11} \text{ kNm}^2$
Ely wanden/gevelbuis deel 2	Bijlage B, blz. 53 – 54	$3,93 \cdot 10^{11} \text{ kNm}^2$
Elx wanden/gevelbuis deel 3	Bijlage B, blz. 53 – 54	$1,83 \cdot 10^{11} \text{ kNm}^2$
Ely wanden/gevelbuis deel 3	Bijlage B, blz. 53 – 54	$3,04 \cdot 10^{11} \text{ kNm}^2$
Weerstandsmoment kern x-as deel 1	Bijlage B, blz. 53	$73,19 \text{ m}^3$
Weerstandsmoment kern y-as deel 1	Bijlage B, blz. 53	$74,92 \text{ m}^3$
Weerstandsmoment wanden x-as deel 2	Bijlage B, blz. 54	$2297,9 \text{ m}^3$
Weerstandsmoment wanden y-as deel 2	Bijlage B, blz. 54	$3596,5 \text{ m}^3$
Traagheidsmoment paalgroep om x-as	Bijlage B, blz. 58	$773,02 \text{ m}^4$. Ap
Traagheidsmoment paalgroep om y-as	Bijlage B, blz. 59	$940,51 \text{ m}^4$. Ap
Rotatieveerconstante paalgroep om x-as	Bijlage B, blz. 61	$2,70 \cdot 10^{11} \text{ kNm.rad}$
Rotatieveerconstante paalgroep om y-as	Bijlage B, blz. 61	$3,28 \cdot 10^{11} \text{ kNm.rad}$
Translatieveren palen onder kolommen	Bijlage B, blz. 60	232639 kN/m (per paal)
Tweede orde effect aanwezig	Bijlage B, blz. 61	Nee
Equivalente windlast x-richting	Bijlage B, blz. 65	$34,3 \text{ kN/m}^1$
Equivalente windlast y-richting	Bijlage B, blz. 65	$43,4 \text{ kN/m}^1$
Waterdruk onder -2 vloer	Bijlage B, blz. 62-64	336,1 kN per paal (omhoog)
Vervorming x-as	Bijlage B, blz. 68	210 mm
Vervorming y-as	Bijlage B, blz. 67	115 mm
Spanningen in de kern	Bijlage B, blz. 71-72	
Spanningen in de wanden/gevelbuis	Bijlage B, blz. 71-72	
Wapening in de kern	Bijlage B, blz. 73	$\emptyset 10 - 150 \text{ mm } 1048 \text{ mm}^2$
Wapening in de wanden/gevelbuis	Bijlage B, blz. 73	$\emptyset 10 - 200 \text{ mm } 786 \text{ mm}^2$

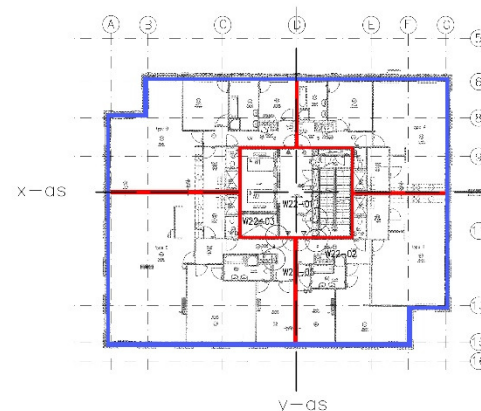
tabel 4-3; Gegevens De Symphony.

Restcapaciteiten

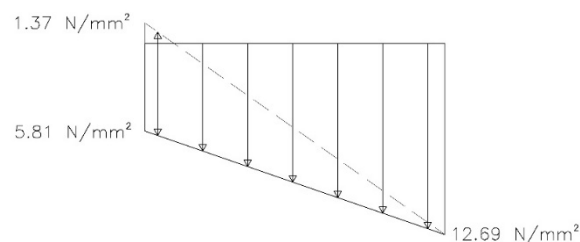
Om de grootte van de uitkraging te kunnen bepalen, is het van belang te weten hoeveel restcapaciteit aanwezig is in het gebouw. Net als bij De Landdrost, wordt onderzocht wat het maximaal opneembare moment is ten gevolge van de wapening in de wanden, restcapaciteit ten gevolge van de vervorming, de restcapaciteit in de kolommen en restkracht in de palen.

Stap 2: Berekening restcapaciteit wapening gevelbuis

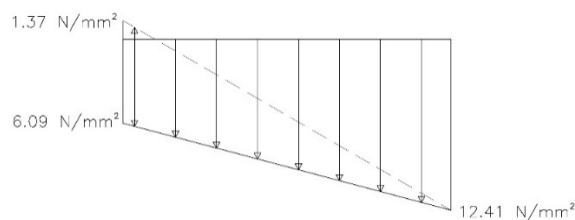
In de tweede stap van het casusstappenplan wordt de restcapaciteit van de wapening van de gevelbuis geanalyseerd, de blauwe lijn in onderstaand figuur 4-20 geeft de gevelbuis weer. De druk- en trekkrachten in de gevelbuis zonder uitkraging zijn afkomstig uit bijlage B blz. 71. De wapening kan een bepaalde trekspanning opnemen. Uit de spanningdiagrammen met NED;min, bijlage B blz. 74 - 77, is gebleken dat de gevelbuis alleen op drukspanning belast wordt. De restcapaciteit van de gevelbuis is de gehele drukspanning plus het deel dat opneembaar is aan trekspanning door de aanwezige wapening, zie figuur 4-21 en figuur 4-22 op de volgende pagina. De maximaal opneembare trekspanningen, om de x-as is $7,18 \text{ N/mm}^2$ ($5,81 \text{ N/mm}^2 + 1,37 \text{ N/mm}^2$) en om de y-as $7,46 \text{ N/mm}^2$ ($6,09 \text{ N/mm}^2 + 1,37 \text{ N/mm}^2$) zie bijlage B blz. 80. De maximaal opneembare extra drukspanning wordt berekend aan de hand van f_{cd} (rekenwaarde betondruksterkte) minus de optredende drukspanning ten gevolge van NED;max (spanningdiagrammen uit bijlage B blz. 73-77). Het opneembare moment om de y-as is 1615460 kNm . Het opneembaar moment om de x-as 1415382 kNm . De momenten in de kern blijven bij de gekozen schematisering gelijk. Het moment opneembaar door de trekspanning is zo groot dat deze een onrealistisch grote uitkraging zal genereren.



figuur 4-20; Plattegrond onderbouw; verdiepingen +1 t/m +17; fragment uit tekening W3; juni 2014.



figuur 4-21; Restcapaciteit wapening gevelbuis om de x-as; afbeelding door de auteurs; juni 2014.



figuur 4-22; Restcapaciteit wapening gevelbuis om de y-as; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

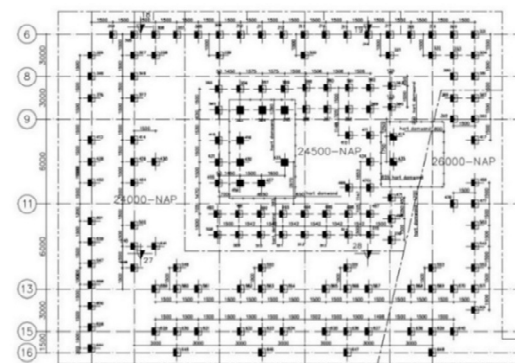
Stap 3: Berekening restcapaciteit vervorming stabiliteitssysteem

De huidige vervorming van de kern in de x-richting bedraagt 115 millimeter. Voor de maximale verplaatsing wordt net als in de tweede literatuurstudie $1/500$ van de hoogte aangehouden, dit is $1/500 \cdot 105000$ millimeter is 210 millimeter. De restcapaciteit in de x-richting is dan 95 millimeter. De huidige vervorming van de kern in de y-richting bedraagt al 210 millimeter. In deze richting is dus geen restcapaciteit aanwezig. Vanaf dit moment wordt aangehouden dat de uitkraging in de x-richting zal worden gemaakt, omdat er in de y-richting geen restcapaciteit is.

De uitkraging wordt aan de meest sterke zijde geplaatst, ofwel met de meeste restcapaciteit. In de x-richting is er een restcapaciteit van 95 mm, dit is de gekozen richting voor de uitkraging. Het moment ten gevolge van de uitkraging mag 287608 kNm zijn zonder dat de eis van de vervorming van de top wordt overschreden. In bijlage B blz. 81 staat de uitwerking van deze berekening. Voor de berekening dienen de lengte van de kern, de elasticiteitsmodulus van de kern, het traagheidsmoment van de kern en de rotatieveerconstante van de fundering bekend te zijn. Deze gegevens zijn afkomstig uit tabel 4-3 op de vorige pagina. Het moment opneembaar door de vervorming is zo groot dat deze een onrealistisch grote uitkraging zal genereren.

Stap 4: Restcapaciteit kolommen onder de gevelbuis

De gevelbuis onder de +1 vloer wordt opgevangen door betonnen kolommen met een afmeting van 700 x 700 mm, omdat de berekening van de maximale kolomkracht niet aanwezig is, is 80% van de paalkracht aangehouden. Voor de berekening van de kolommen is aangenomen dat deze op vierpaalspoeren zijn gefundeerd. De palen onder de poer kunnen een kracht opnemen van 3300 kN volgens bijlage B blz. 63. De kracht per kolom wordt dan $4 \cdot 3300 \text{ kN} \cdot 80\% = 10560 \text{ kN}$. De aanwezige wapening heeft een oppervlakte van 7730 mm². Een tweede berekening wijst uit dat de een kolom met dezelfde afmetingen en hoeveelheid wapening een gewicht op kan nemen van 10900 kN, dit is de maximale kolombelasting. De restcapaciteit per kolom is dus 340 kN. De berekeningen van de aanwezige en maximale kolomkracht zijn weergegeven in bijlage B blz. 82-83.



figuur 4-23 Palenplan; fragment uit tekening WP002; juni 2014.

Stap 5: Berekening restcapaciteit palen onder kolommen en stabiliteitssysteem

De vijfde stap is de restcapaciteit berekenen van de palen onder de kolommen van het stabiliteitssysteem. Bij de berekening van de restcapaciteit van de palen onder de kolommen wordt alleen de normaalkracht meegenomen als trek en druk krachten.

Fundering onder de kolommen

De kolomkracht op de vierpaalspoeren is 10560 kN, de maximaal opneembare kracht per paal is 3300 kN. Per poer kan dus een kracht van $4 \cdot 3300 \text{ kN} = 13200 \text{ kN}$ opnemen. Het verschil tussen deze twee resultaten is $13200 \text{ kN} - 10560 \text{ kN} = 2640 \text{ kN}$ aan restcapaciteit. Er zijn 4 poeren aanwezig op de as waar de uitkraging komt. De totale restcapaciteit in de palen onder de vierpaalspoeren is $4 \cdot 2640 = 10560 \text{ kN}$.

Fundering onder de kern

Door de gekozen schematisering van figuur 4-19 blijkt dat er geen extra moment wordt opgenomen door de kern tussen de verdiepingen -2 en de begane grond. Hierdoor is het niet noodzakelijk de restcapaciteit van het gebouw te berekenen.

Opsomming restcapaciteiten

Hieronder is een opsomming gemaakt van alle restcapaciteiten in De Symphony:

Omschrijving	Richting / as	uitkomst
Restcapaciteit wapening gevelbuis	Om de x-as	1415382 kNm
Restcapaciteit wapening gevelbuis	Om de y-as	1615460 kNm
Restcapaciteit Vervorming top	Om de x-as	0 kNm
Restcapaciteit Vervorming top	Om de y-as	278608 kNm
Restcapaciteit kolommen in de gevel (druk)	Op as G	1360 kN
Restcapaciteit funderingspalen onder de kolommen (druk)	Op as G	10560 kN

tabel 4-4 restcapaciteiten door de auteurs; juni 2014.

In bovenstaande tabel zijn alle gegevens van de restcapaciteiten samengevoegd. De restcapaciteiten ten gevolge van de maximale spanning in de wapening om de y-as en de maximale vervorming in de x-richting worden niet meegenomen in de verdere berekeningen. Het is aannemelijk dat een zeer hoog moment op geen enkele wijze overgebracht kan worden op de gevelbuis. Vanaf hier wordt alleen verder gerekend met de uitkragingen in twee- en zes verdiepingen bij de maximale kolomkracht en in twee- en zes verdiepingen bij de maximale paalkracht onder de kolommen. De berekening is te vinden in bijlage b blz. 84-85.

Stap 6 Uitkragingen ontwerpen bij de restcapaciteiten

Nu de restcapaciteiten bekend zijn, kan de maximale uitkraging per restcapaciteit berekend worden. Voor het toetsen van de invloed op het bestaande gebouw zijn twee verschillende uitkragingen onderzocht. Eén met twee verdiepingen en één met zes verdiepingen. De variabele in de berekeningen is de lengte van de uitkraging.

Zoals eerder omschreven worden de maximale uitkragingen berekend volgens de vier restcapaciteiten. Uit de stappen 2 en 3 van deze casusstudie is gebleken dat twee restcapaciteiten (berekening restcapaciteit wapening gevelbuis en berekening restcapaciteit vervorming stabiliteitssysteem) dusdanig hoog zijn, dat deze een onrealistisch grote uitkraging kunnen opnemen. Daarom is gekozen om deze twee weg te laten uit de verdere berekeningen. Bij het ontwerpen van de uitkraging aan De Symphony zal dus alleen een uitkraging worden ontworpen bij de volgende punten:

- De maximale normaalkracht in de kolommen met een uitkraging van twee verdiepingen;
- De maximale normaalkracht in de kolommen met een uitkraging van zes verdiepingen;
- De maximale paalkracht onder de kolommen met een uitkraging van twee verdiepingen;
- De maximale paalkracht onder de kolommen met een uitkraging van zes verdiepingen.

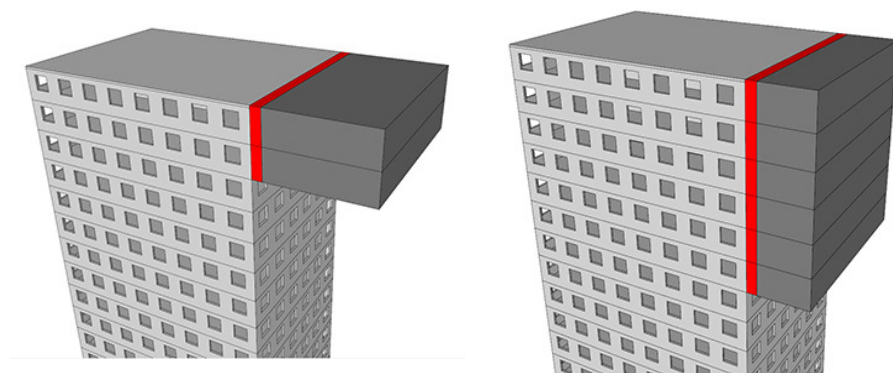
Voor berekening van de uitkraging is eerst het gewicht berekend per strekkende meter van de gehele uitkraging. De rode band in figuur 4-24 en figuur 4-25 stelt de strekkende meter voor. Voor het bepalen van het gewicht is uitgegaan van een stalen vakwerk constructie zoals aangenomen uit de conclusie van de tweede literatuurstudie. De vakwerken zijn gemaakt van stalen liggers, stalen kolommen en stalen trekstangen. De maximale belasting voor twee verdiepingen wordt berekend met de formule $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$. Voor de overige verdiepingen wordt de momentaanfactor ψ_0 toegevoegd, hierdoor word de formule $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \psi_0 \cdot Q_i$. De benodigde matrixberekeningen zijn te vinden in bijlage B blz. 88 t/m 91.

Het berekende gewicht van de uitkraging voor twee- en zes verdiepingen is:

Uitkraging met twee verdiepingen $Q_{ed} = 446,3 \text{ kN/m}^1$;

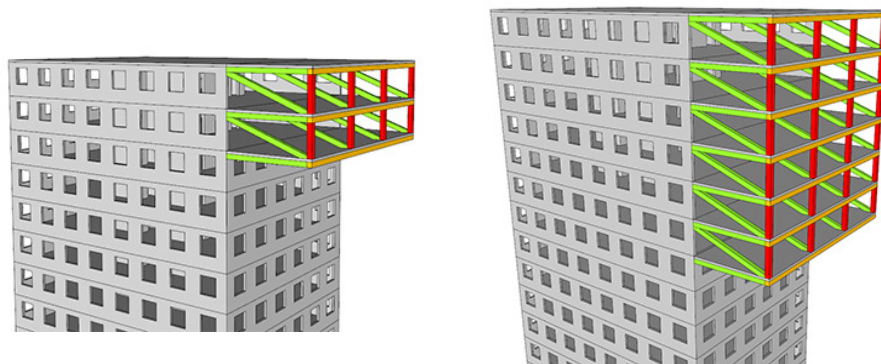
Uitkraging met zes verdiepingen $Q_{ed} = 1193,4 \text{ kN/m}^1$.

De uitwerking van de opbouw is bijgevoegd in bijlage B blz. 86-87.



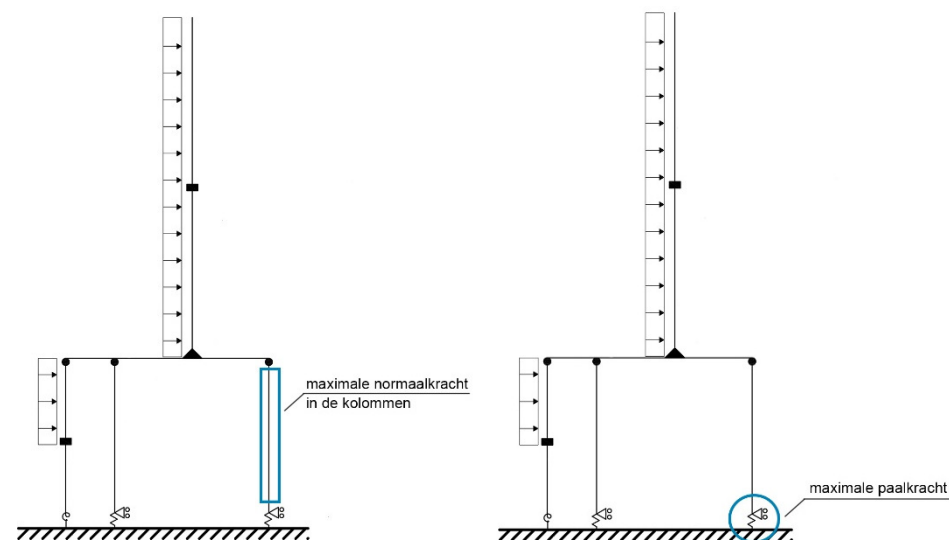
figuur 4-24 (links); Afbeelding gewicht uitkraging 2 verd. per meter; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 4-25 (rechts); Afbeelding gewicht uitkraging 6 verd. per meter; afbeelding door de auteurs; juni 2014.



figuur 4-26 (links); vakwerkconstructie over 2 verdiepingen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 4-27 (rechts); vakwerkconstructie over 6 verdiepingen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.



figuur 4-28 (links); Aanwijzing plaats berekening kolommen door de auteurs; juni 2014.

figuur 4-29 (rechts); Aanwijzing plaats berekening palen door de auteurs; juni 2014.

De uitkraging bij de maximale normaalkracht in de kolommen met een uitkraging van twee verdiepingen is 5,65 meter met een totale oppervlakte van 209,5 m². Met een uitkraging van zes verdiepingen is dit 3,98 meter met een oppervlakte van 442,7 m². Omdat uit de restcapaciteiten is gebleken dat de kolommen het meest kritisch zijn, hoeven er bij deze uitkragingen geen aanpassingen te worden gedaan.

De uitkraging bij de maximale paalkracht onder de kolommen met een uitkraging van twee verdiepingen is 19,45 meter met een oppervlakte van 721,2 m². Bij de variant met de zes verdiepingen is dit 10,20 meter met een oppervlakte van 1134,6 m². Bij deze uitkragingen moeten er wel een aanpassing gemaakt worden aan de constructie. Bij het gewicht van de uitkraging wordt namelijk de maximale kolomkracht overschreden en moeten de kolommen worden vergroot. De afmeting van de kolomverbreding wordt berekend in stap 8.

Stap 7: Berekening hoeveelheid benodigde plakwapening

Omdat het moment om de y-as en de vervorming in de x-richting niet worden overschreden, is er geen plakwapening benodigd voor het realiseren van de uitkraging. Er is wel plakwapening nodig voor opname van de vervorming in de y-richting. De maximale vervorming is hier al bereikt zonder uitkraging. De hoeveelheid plakwapening voor opname van het moment door de windkracht op de zijgevel van de uitkraging wordt berekend in stap 10.

Stap 8: Berekening vergroting kolommen

Bij de berekening van de uitkraging aan de hand van de maximale paalkracht onder de kolommen wordt de maximale kolomkracht overschreden. Voor het opnemen van de hogere belasting moet de kolom vergroot worden. Dit wordt gedaan met de formule omschreven in de derde literatuurstudie naar de aanpassingsmethoden. De berekening van kolomverbreding is gemaakt in bijlage B blz. 92. De afmeting van de kolomverbreding wordt dan 435 mm aan iedere zijde van de huidige kolom. Het materiaal voor de verbreding is ultra hoge sterkte beton van de klasse C170/200, volgens 'afstudeeronderzoek fietsbrug in ultra high performance fiber reinforced concrete'. De kolomkracht is bij beide uitkragingen (in twee- en zes verdiepingen) nagenoeg gelijk, daarom is de verbreding van de kolommen ook gelijk. (Castrop & Mijnsbergen, 2012)

Stap 9: Berekening extra benodigde palen

Bij de berekening van de uitkragingen wordt de maximale paalbelasting niet overschreden. Dit geldt voor zowel de vierpaalspoeren onder de kolommen en de grote poer onder de kern. Hierdoor zijn er geen extra palen benodigd.

4.2.1 Keuzematrix

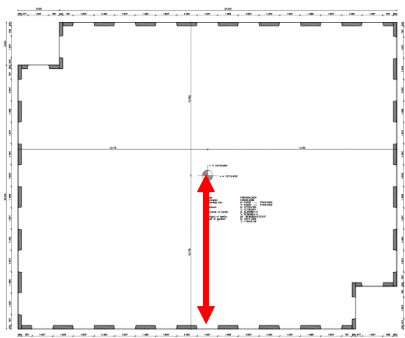
De keuzematrix van De Symphony is een overzicht van de resultaten van alle gegevens. Alle resultaten kunnen hier gemakkelijk vergeleken worden met elkaar. Alle punten die hiervoor zijn behandeld komen in deze matrix terug. De onderdelen die in de matrix zijn omschreven hebben plus- en minpunten. De gekozen uitkraging voor De Symphony is systeem 5A met een uitkraging van zes verdiepingen tot aan de maximale paalkracht. Dit levert bij een uitkraging van 10,2 meter met een extra oppervlakte van 1134,6 m². Er hoeven geen aanpassingen aan de gevelbuis gedaan te worden in de vorm van plakwapening. De kolommen in de gevel dienen met 435 millimeter vergroot te worden met betonklasse C170/200. Verder hoeven er geen palen bij geheid te worden (omdat de maximale paalkracht niet overschreden word).

Het voordeel van een uitkraging in zes verdiepingen ten opzichte van twee is ten eerste dat er meer gebruiksoppervlakte ontstaat. Daarnaast worden de druk- en trekkrachten die de uitkraging genereert gelijkmatiger verdeeld over het stabiliteitssysteem. Dit betekent dat de verbindingen tussen de gevelbuis en de uitkraging minder zwaar uitgevoerd kunnen worden.

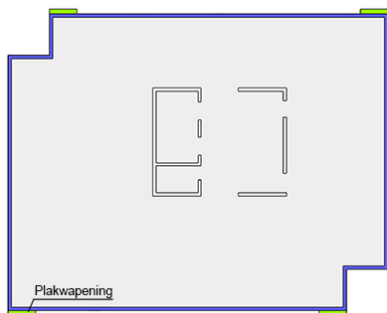
Verdiepingen & systemen		Capaciteit	Lengte van de uitkraging	Winst in m ² oppervlak		Verstevigen kern/gevelbuis t.g.v. maximaal		Verstevigen kern/gevelbuis t.g.v. max. vervorming		Aanpassing kolom P/k = per kolomkant		Aanpassing palen		Conclusie
2 verdiepingen	Systeem 5A	Maximale kolomkracht	5,65 m	<u>209,5 m²</u>	--	N.v.t.	+++	N.v.t.	+++	N.v.t.	+++	N.v.t.	+++	weinig winst aan oppervlak, geen plakwapening benodigd, geen beton verzwaring benodigd, geen extra palen benodigd.
		Maximale paalkracht	19,45 m	<u>721,2 m²</u>	-	N.v.t.	+++	N.v.t.	+++	<u>435 mm</u>	-	N.v.t.	+++	gemiddelde winst aan oppervlak, geen plakwapening benodigd, gemiddeld uitvoerbaar door beton verzwaring, geen extra palen benodigd.
6 verdiepingen	Systeem 5A	Maximale kolomkracht	3,98 m	<u>442,7 m²</u>	--	N.v.t.	+++	N.v.t.	+++	N.v.t.	+++	N.v.t.	+++	weinig winst aan oppervlak, geen plakwapening benodigd, geen beton verzwaring benodigd, geen extra palen benodigd.
		Maximale paalkracht	10,20 m	<u>1134,6 m²</u>	-	N.v.t.	+++	N.v.t.	+++	<u>435 mm</u>	-	N.v.t.	+++	gemiddelde winst aan oppervlak, geen plakwapening benodigd, gemiddeld uitvoerbaar door beton verzwaring, geen extra palen benodigd.

Stap 10: Berekening van de windbelasting op de zijgevel van de uitkraging

De windkracht op het zijvlak van de uitkraging zorgt voor een extra moment van 20311 kNm. Doordat de uitkraging buiten het gebouw hangt, zit er ook een torsiekracht in de gevelbuis, maar deze is weggelaten uit de berekeningen. De restcapaciteit van de wapening is groter dan het moment ten gevolge van de wind, 1415382 kNm > 20311 kNm. De restcapaciteit van de vervorming bedraagt 0, omdat er geen restcapaciteit aanwezig is. Het volledige moment ten gevolge van de windkracht moet opgenomen worden door de plakwapening. De wordt gedaan met de formule van pagina 25 op de rechter helft. De afmeting van stalen plakwapeningstrippen is dan totaal 20 mm². De 'd' gebruikt in de berekening is de afstand van het zwaartepunt van de verdieping tot aan de buitenzijde van de gevelbuis (de trekzijde van de gevelbuis), zie figuur 4-30. Voor de plaatsing van de plakwapening zie figuur 4-31. De hoeveelheid plakwapening voor de casus is zo klein dat deze verwaarloosbaar is. Het moment kan opgenomen worden door de gevelbuis omdat bij het berekenen van de gevelbuis veiligheidsfactoren zijn meegenomen volgens de eurocodes. De berekening is te vinden in bijlage B blz. 93.



figuur 4-30; Afstand 'd' in de berekening; fragment uit tekening W3; juni 2014.



figuur 4-31; Plakwapening De Symphony; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

4.2.2 Conclusie

De invloed van de uitkraging op systeem 5A is inzichtelijk gemaakt door de keuzematrix. De restcapaciteiten van de maximale trekspanning door de wapening in de gevelbuis en de restcapaciteit van de vervorming van de top zijn niet meegenomen in de berekeningen. De reden hiervan is de onrealistisch grote uitkraging die gemaakt zou kunnen worden aan de hand van die gegevens.

De gekozen uitkraging voor De Symphony is systeem 5A met een uitkraging van zes verdiepingen tot aan de maximale paalkracht. Deze levert bij een uitkraging van 10,2 meter een oppervlak van 1134,6 m². Er hoeven geen aanpassingen aan de gevelbuis gedaan te worden in de vorm van plakwapening. De kolommen in de gevel dienen met 435 millimeter vergroot te worden met betonklasse C170/200. Verder hoeven er geen palen bij geheid te worden (omdat de maximale paalkracht niet overschreden wordt).

De reden van deze keuze is de minimale aanpassing (alleen de kolommen) en de grote uitkraging die gemaakt kan worden, 10,2 meter met een gebruiksoppervlak van 1134,6 m². Daarnaast heeft de uitkraging in zes verdiepingen het voordeel dat de druk- en trekkrachten (die de uitkraging genereert) gelijkmatiger verdeeld worden over het stabiliteitssysteem. Hierdoor kunnen de verbindingen tussen de gevelbuis en de uitkraging minder zwaar uitgevoerd kunnen worden.

5 Conclusie en aanbevelingen

5.1 Antwoord deelvragen

In de conclusie worden de antwoorden op de 6 deelvragen beantwoord die gesteld zijn in hoofdstuk 1.3.

5.1.1 De onderzoeksvragen aangaande de literatuurstudies:

Wat is de invloed van de bouwmethode (prefab of gietbouw) van het stabiliteitssysteem (kern of wanden) op de stabiliteit van een gebouw?

De invloed van de bouwmethode in prefab of gietbouw heeft geen effect op de stabiliteit van een gebouw gestabiliseerd met een kern of wanden. Bij gietbouw worden de trekkrachten opgenomen door het wapeningsstaal en de drukkrachten door het beton. Bij de prefab ontstaan schuifspanningen tussen de elementen die opgenomen worden door het laten verspringen van voegen of het aanbrengen van nokken aan de elementen. De trekspanningen tussen de elementen worden opgenomen door stekeinden in gains en de drukspanningen door het beton en de voegen tussen de elementen.

Welke rekenmethoden worden gebruikt voor de stabiliteit bij een kern en bij wanden?

De rekenmethoden die gebruikt worden voor het berekenen van de stabiliteit van een gebouw met een stabiliserende kern en wanden zijn samengevat in een stappenplan. Bij het analyseren van de schematiseringen is gebleken dat de twee vormen van gebouwstabilisering niet veel van elkaar verschillen. Bij de systemen 2, 3A en 3B loopt de uitkraging vanaf de kern over een gevelsteunpunt naar buiten het gebouw. Bij de systemen 5A en 5B lopen deze direct vanaf de wanden.

Door gebruik te maken van een uitkraging van 10 meter is de invloed van deze uitkraging op de fictieve bouwwerken geanalyseerd. Hieruit is gebleken dat bij systeem 2 geen verhoging van het moment in de kern ontstaat, dit komt door de scharnierende koppeling met de kern. Doordat er geen extra moment in de kern komt zal de vervorming van de kern ook niet verder toenemen. Wanneer de kern geen of weinig restcapaciteit heeft in de wapening of in de vervorming, zal gekozen worden voor dit systeem. Bij systeem 3A en 3B ontstaat wel een extra moment in de kern, maar zijn de belastingen op de kolommen en de palen lager. Wanneer de kern nog een restcapaciteit heeft, zal gekozen worden voor dit systeem. Voor een uitkraging kunnen de kolommen dan minder verbreed worden dan bij systeem 2 en blijven de kolommen slanker. Bij systeem 5A en 5B zorgt de uitkraging voor een veel hoger moment dan 2, 3A en 3B. Hier is dus meer restcapaciteit nodig in de wapening en vervorming van de wanden. Bij de varianten 3A en 3B en 5A en 5B worden alleen de A varianten gebruikt. De stalen vakwerken zijn vele malen minder zwaar dan betonnen wanden.

Wat zijn de rekenmethoden voor de aanpassingsvormen plakwapening, verbreden van bestaande kolommen en het aantal palen onder het stabiliteitssysteem en gevelkolommen?

Voor het verbreden van de kolommen wanneer de maximale kolomkracht wordt overschreden is gebruik gemaakt van het verschil in elasticiteitsmodulussen. De kolomverbreding wordt namelijk gemaakt in ultrahogesterktebeton. Door het verschil tussen de elasticiteitsmodulussen te berekenen en de vervorming van de huidige kolom en nieuwe kolomverbreding gelijk te stellen kan de verhouding tussen de krachtsverdeling berekend worden. Zo kan de kracht in de huidige kolom berekend worden en de kracht in de kolomverbreding. De kniklengte van de kolom is niet meegenomen in de berekeningen. Voor het verstevigen van de constructie is gebruik gemaakt van koolstofvezel- en staalstrippen. Deze aanpassingsmethode wordt gebruikt om het moment door de windkracht op de zijgevel van de uitkraging op te vangen. Het aanpassen van palen beperkt zich tot het berekenen van het aantal benodigde extra palen.

5.1.2 De onderzoeksvragen aangaande de casusstudies:

Hoeveel restcapaciteit is nog aanwezig in de twee casusgebouwen?

De restcapaciteiten van de casussen De Landdrost en De Symphony zijn bepaald aan de hand van het stappenplan voor de casusfase. De Landdrost kan een moment opnemen van 7708 kNm om de y-as aan de hand van de maximale trekspanning in het wapeningsstaal van de kern. Ten gevolge van de vervorming in de y-richting kan er nog 82800 kNm opgenomen worden. Deze laatste restcapaciteit zou een dusdanig grote uitkraging kunnen genereren dat deze niet realistisch is. Om die reden wordt deze restcapaciteit niet gebruikt. De kolommen in de gevel as hebben een restcapaciteit van totaal 3412 kN. De driepaalspoeren onder de kolommen kunnen totaal nog een kracht opnemen van 6380 kN.

Om de y-as van het gebouw is een restcapaciteit van 12 kN aan trekkracht in de palen onder de kern aanwezig. Het opneembare moment bij deze trekkracht is 3320 kNm. Om de x-as van het gebouw geldt een restcapaciteit van 216 kN aan trekkracht in de palen welke een moment kan opnemen van 57024 kNm. Om de y-as van het gebouw is een restcapaciteit van 39 kN aan drukkracht aanwezig. Het opneembare moment bij deze drukkracht is 10793 kNm. Voor de x-as van het gebouw geldt een restcapaciteit van 243 kN aan drukkracht met een opneembaar moment van 64152 kNm.

De Symphony kan een moment van 1415382 kNm om de x-as en 1615460 kNm om de y-as opnemen in het betonstaal van de gevelbuis. De restcapaciteit van de vervorming om de x-as bedraagt 0 kNm, om de y-as is dit 278608 kNm. Net als bij De Landdrost worden deze vier restcapaciteiten niet meegenomen in de berekening omdat ze een onrealistisch grote uitkraging genereren. De gevelbuis van De Symphony wordt tussen de -2 en de begane grond opgevangen door kolommen. Deze kolommen hebben totaal een restcapaciteit van 1360 kN. De vierpaalspoeren onder de kolommen worden voor 80% belast en hebben een totale restcapaciteit van 10560 kN.

Is het noodzakelijk om de bestaande constructie van het gebouw aan te passen? En zo ja met welke aanpassingsmethode?

De constructie van beide gebouwen moet aangepast worden. Bij De Landdrost is gekozen voor systeem 3A en een uitkraging met zes verdiepingen tot aan de maximale paalkracht onder de kolommen. Hierdoor is het noodzakelijk de kolommen rondom te vergroten met 80 millimeter C170/200 beton. Daarnaast is plakwapening in de vorm van koolstofvezelstrippen nodig om de windkracht op de zijgevel (het moment om de x-as in de kern) op te nemen. Hiervoor is 924 mm² aan koolstofvezelwapening nodig.

Bij De Symphony is gekozen voor systeem 5A met een uitkraging in eveneens zes verdiepingen tot aan de maximale paalkracht onder de kolommen. Hier moeten de kolommen met 435 millimeter C170/200 beton rondom vergroot worden. Om de x-as van de gevelbuis moet een moment opgenomen worden van de wind op de zijgevel van de uitkraging. Het volledige windmoment moet hier opgenomen worden door de plakwapening omdat de vervorming om de x-as geen restcapaciteit meer heeft. Het windmoment is alleen zo klein dat maar 20 mm² aan plakwapening benodigd is. Dit is verwaarloosbaar klein.

Wat wordt de afmeting van de uitkraging bij de minste aanpassingen aan het gebouw?

De uitkraging met de minste aanpassingen is bij beide gebouwen een uitkraging tot aan de maximale kolomkracht. Hierbij hoeven geen palen bijgeheid te worden en de kolommen hoeven niet vergroot te worden. Bij De Landdrost systemen 3A wordt een gebruiksoppervlak van 266 m² verkregen. Bij de Symphony zal systeem 5A een gebruiksoppervlakte genereren van 442,7 m².

Bij de uitkragingen moet alsnog de windkracht op de zijgevel van de uitkraging opgenomen worden met plakwapening.

5.2 Antwoord hoofdvraag

Nu de antwoorden op de deelvragen zijn gevonden, kan de hoofdvraag worden beantwoord. De hoofdvraag van het onderzoek luidt:

Wat is de invloed van een uitbreiding door middel van een uitkraging aan bestaande hoogbouw in één van de gevelrichtingen, welke met bestaande aanpassingstechnieken stabiel wordt gehouden?

Uit de literatuuronderzoeken is gebleken dat wanneer een kern geen restcapaciteit bezit het best gekozen kan worden voor systeem 2. Door de scharnierende koppeling van de uitkraging aan de kern ontstaat er geen extra moment in de kern. Dit betekent wel dat het gehele gewicht van de uitkraging inclusief de reactiekrachten door de momenten moeten worden opgenomen in de kolommen onder de uitkraging. Bij een uitkraging in twee of zes verdiepingen tot aan de maximale restcapaciteit van de paalkrachten onder de kolompoeren, kan een uitkraging gemaakt worden met minimale aanpassingen. Hierbij moeten alleen de kolommen vergroot worden. Bij de stabiliserende wanden wordt alleen uitgegaan van een uitkraging momentvast direct vanaf het stabiliteitssysteem.

Wanneer de kern wel enige restcapaciteit bezit kan het best gekozen worden voor systeem 3A. Hierbij worden de vakwerken momentvast verbonden met de kern. Bij een uitkraging in twee of zes verdiepingen tot aan de maximale restcapaciteit van de paalkrachten onder de kolompoeren, wordt net als bij systeem 2 de grootste uitkraging met de minste aanpassingen verkregen. Bij dit systeem hoeven de kolommen minder vergroot te worden dan bij systeem 2. De Landdrost heeft nog een restcapaciteit in de kern voor het opnemen van momenten, hierdoor is het logisch om te kiezen voor systeem 3A. De gekozen uitkraging is in 6 verdiepingen met een diepte van 3,7 meter, deze levert een oppervlakte van 426 m² op. De kolommen moeten daarvoor 80 millimeter rondom vergroot worden.

Bij de wanden of gevelbuis kan alleen gekozen worden voor systeem 5. Hier is de uitkraging direct aan het stabiliteitssysteem verbonden. De gevelbuis van De Symphony wordt op de begane grond opgevangen door een kern en kolommen. Bij een uitkraging in twee of zes verdiepingen tot aan de maximale paalkracht onder de kolompoeren moeten alleen de kolommen vergroot worden. De gekozen uitkraging is in zes verdiepingen met een diepte van 10,2 meter, dit levert een oppervlakte op van 1134,6 m². De kolommen moeten hiervoor 435 millimeter rondom vergroot worden.

5.3 Aanbevelingen

Na het verrichten van dit afstudeeronderzoek zijn er nog een aantal aspecten die in een eventueel vervolgonderzoek meegenomen kunnen worden of aspecten waar nog aandacht aan besteed moet worden.

Uitwerken van de detailoplossingen van de uitkragingen;

- De wijze waarop de uitkraging gedimensioneerd wordt. Hierbij moet gedacht worden aan de sterkte en aan de doorbuiging. Hoe groter de uitkraging is hoe moeilijker de dimensionering wordt. Tot het punt dat de constructie van de uitkraging zelf te groot wordt en dus onrealistische elementen nodig hebt.

Controleren van de torsie die veroorzaakt wordt door de wind op de uitkraging;

- Nu is alleen de doorbuiging in de zijrichting meegenomen maar door het uitstekende geveloppervlak komt er een extra draaimoment in het gebouw. De kern of gevelbuis moeten deze verdraaiing of torsie op kunnen nemen. Er dienen dus extra berekeningen gemaakt te worden om dit te kunnen toetsen.

Kostentechnische aspecten van oppervlakte vergroting door middel van een uitkraging;

- De kosten van de verbouwing en de winst van de toevoeging van de uitkraging moeten worden onderzocht. Er moet onderzocht worden of het kostentechnisch haalbaar is om deze ingreep op een gebouw toe te passen.

Uitvoeringstechnische aspecten voor de koppeling tussen uitkraging en bestaand gebouw.

- De aansluitingen van de uitkraging aan het bestaande gebouw moeten worden bedacht en gedimensioneerd. Deze koppelingen moeten sterk genoeg zijn om de trek en druk krachten op te kunnen nemen.
- De koppeling met het stabiliteitssysteem is ook nog van belang omdat de momenten die door de uitkraging ontstaan afgegeven moeten worden aan het stabiliteitssysteem

Uitvoeringstechnische aspecten van het aanpassen van het funderingsplan.

- Het aantal palen is bepaald in het onderzoek, maar de plaats is van groot belang. De plaats van de nieuwe funderingspalen moet bepaald worden. Op welke plaats moeten de funderingspalen geheid worden om het beste de krachten op te kunnen vangen?

Uitvoeringstechnische aspecten van het toevoegen van plakwapening.

- De montage aan de kern en de wijze waarop de plakwapening door de verdiepingsvloeren moet worden gevoerd.

Wanneer deze aanbevelingen zullen worden onderzocht, zal de invloed van een uitkraging op een bestaand gebouw nog duidelijker worden. Daarnaast zal ook duidelijk worden waarom het uitbreiden van een gebouw door middel van een uitkraging niet zo veel word toegepast.

7 Bibliografie

auteur. (2013). vaktijdschrift. 15-18.

Braam, D. i. (2012). *Ontwerpen in gewapend beton*. 's Hertogenbosch : AEneas (978-94-6104-021-3).

Castrop, D., & Mijnsbergen, P. (2012). *Fietsbrug in ultra high performance fiber reinforced concrete*. Breda: Daniël Castrop; Pleun Mijnsbergen.

NEN. (2011). *NEN-EN 1990 tabel A1.1*. Delft: NEN.

NEN. (2011). *NEN-EN 1991 Art. 4.2, Art. 7.2, Tabel 7.1, Art. 4.5*. Delft: NEN.

NEN. (2011). *NEN-EN 1991-1-1 Art. 5.1*. Delft: NEN.

NEN. (2011). *NEN-EN 1992-1-1 Tabel NB 1*. Delft: NEN.

8 Afbeeldingen

figuur 1-1; Assenstelsel benamingen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	9
figuur 2-1; Afbeelding De Landdrost; overgenomen van http://pand-in-beeld.nl/entry/62 ; juni 2014.	11
figuur 2-2; Plattegrond -1 en begane grond; fragment uit tekening W003A; juni 2014.	11
figuur 2-3; Plattegrond palenplan, fragment uit tekening W00P1; juni 2014.	11
figuur 2-4; 3D model De Landdrost; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	12
figuur 2-5; Plattegrond verdiepingen +3 t/m +13; fragment uit tekening W0303; juni 2014.	12
figuur 2-6; Afbeelding 'De Symphony'; overgenomen van http://betonson.com/_userfiles/07de1b36-c76c-4c0e-b7ff-c7b8daaca569/_userimages/amsterdam-symphony1.jpg ; juni 2014.	13
figuur 2-7; Palenplan; fragment uit tekening WP002; juni 2014.	13
figuur 2-8; Plattegrond verdiepingen -2 t/m +1; fragment uit tekening W1; juni 2014.	13

figuur 2-9 ; 3D model 'De Symphony'; afbeelding door de auteurs; juni 2014. ...	14
figuur 2-10; Plattegrond onderbouw; verdiepingen +1 t/m +17; fragment uit tekening W3; juni 2014.	14
figuur 2-11; Plattegrond bovenbouw; verdiepingen +18 t/m +32; fragment uit tekening W5; juni 2014.	14
figuur 3-1; Schuifspanning opname door nokken; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	15
figuur 3-2 (links); Verspringen van verticale voegen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	15
figuur 3-3 (rechts); Stekeind in een gain; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	15
figuur 3-4 (links); Fictief gebouw gestabiliseerd met een kern; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	16
figuur 3-5 (rechts); Fictief gebouw gestabiliseerd met wanden; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	16
figuur 3-6; Schematiseringen organogram; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	17
figuur 3-7 (links); 3D aanzicht van systeem 1; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	17
figuur 3-8 (rechts); Schematisering systeem 1 in de doorsnede van het gebouw; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	17
figuur 3-9 (links); 3D aanzicht van systeem 2; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	18
figuur 3-10 (rechts); Schematisering systeem 2 in de doorsnede van het gebouw; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	18
figuur 3-11 (links); 3D aanzicht van systeem 3 (vakwerk); afbeelding door de auteurs; juni 2014;	18
figuur 3-12 (rechts); Schematisering systeem 3 (vakwerk) in de doorsnede van het gebouw; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	18

figuur 3-13 (links); 3D aanzicht van systeem 3 (wanden); afbeelding door de auteurs; juni 2014.	19
figuur 3-14 (rechts); Schematisering systeem 3 (wanden) in de doorsnede van het gebouw; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	19
figuur 3-15 (links); 3D aanzicht van systeem 4; afbeelding door de auteurs; juni 2014.....	19
figuur 3-16 (rechts); Schematisering systeem 4 in de doorsnede van het gebouw; afbeelding door de auteurs; juni 2014.....	19
figuur 3-17 (links); 3D aanzicht van systeem 5; afbeelding door de auteurs; juni 2014.....	20
figuur 3-18 (rechts); Schematisering systeem 5 in de doorsnede van het gebouw; afbeelding door de auteurs; juni 2014.....	20
figuur 3-19 (links); 3D aanzicht van systeem 5; afbeelding door de auteurs; juni 2014.....	20
figuur 3-20 (rechts); Schematisering van systeem 5 in de doorsnede van het gebouw; afbeelding door de auteurs; juni 2014.....	20
figuur 3-21 (links); belasting direct op de kern en aanpendelend; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	21
figuur 3-22 (rechts); Belasting direct op de wanden; afbeelding door de auteurs; juni 2014.....	21
figuur 3-23 (links); Zwaartepunt van de uitkraging met gevelsteunpunt; afbeelding door de auteurs; juni 2014.....	21
figuur 3-24 (rechts); Zwaartepunt van de uitkraging zonder gevelsteunpunt; afbeelding door de auteurs; juni 2014.....	21
figuur 3-25; Belasting op de kolommen door de uitkraging; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	23
figuur 3-26 (links); Reductie kernbel. door scharnierende uitkr.; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	24
figuur 3-27 (midden); Reductie kernbel. door momentvaste uitkr.; afbeelding door de auteurs; juni 2014.....	24

figuur 3-28 (rechts); Reductie kolomkracht door uitkraging; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	24
figuur 3-29; Trekkrachten opneembaar door plakwapening; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	27
figuur 3-30; Momenten opneembaar door plakwapening; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	27
figuur 3-31 (links); Vervorming van de kolom en kolomvergroting; afbeelding door de auteurs; juni 2014.....	28
figuur 3-32 (rechts); Oppervlakte en elasticiteitsmodulus kolom en kolomvergroting; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	28
figuur 3-33; Belasting op de kolom en kolomvergroting; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	28
figuur 4-1; Plattegrond verdiepingen +3 t/m +13; fragment uit tekening W0303; juni 2014.....	30
figuur 4-2; 3D model De Landdrost; afbeelding door de auteurs; juni 2014.....	30
figuur 4-3; Kern De Landdrost; fragment uit tekening W0303; juni 2014.	31
figuur 4-4 (rechts); Druk- trekspanning om de y-as; afbeelding door de auteurs; juni 2014.....	31
figuur 4-5 Plattegrond verdiepingen +3 t/m +13; fragment uit tekening W0303; juni 2014.....	32
figuur 4-6; Plattegrond palenplan, fragment uit tekening W00P1; juni 2014	32
figuur 4-7 (links); Afbeelding gewicht uitkraging 2 verdieping per meter; afbeelding door de auteurs; juni 2014.....	34
figuur 4-8 (rechts); Afbeelding gewicht uitkraging 6 verdiepingen per meter; afbeelding door de auteurs; juni 2014.....	34
figuur 4-9 (links); vakwerkconstructie over 2 verdiepingen; systeem 5A; afbeelding door de auteurs; juni 2014.....	34
figuur 4-10 (rechts); vakwerkconstructie over 6 verdiepingen; systeem 5A; afbeelding door de auteurs; juni 2014.....	34

figuur 4-11 (links); Maximale trekspanning in de kern; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	35
figuur 4-12 (rechts); Maximale normaalkracht in de kolommen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	35
figuur 4-13; Maximale paalkracht onder de kolommen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	35
figuur 4-14; Plaatsen waar de palen worden bij geslagen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	36
figuur 4-15; Plaats plakwapening; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	38
figuur 4-16; Gereduceerde kolomkrachten; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	38
figuur 4-17 (links); 3D aanzicht De Symphony; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	39
figuur 4-18 (rechts); Vooraanzicht De Symphony; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	39
figuur 4-19; Schematisering De Symphony; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	39
figuur 4-20; Plattegrond onderbouw; verdiepingen +1 t/m +17; fragment uit tekening W3; juni 2014.	40
figuur 4-21; Restcapaciteit wapening gevelbuis om de x-as; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	41
figuur 4-22; Restcapaciteit wapening gevelbuis om de y-as; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	41
figuur 4-23 Palenplan; fragment uit tekening WP002; juni 2014.	41
figuur 4-24 (links); Afbeelding gewicht uitkraging 2 verd. per meter; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	43
figuur 4-25 (rechts); Afbeelding gewicht uitkraging 6 verd. per meter; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	43
figuur 4-26 (links); vakwerkconstructie over 2 verdiepingen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	43

figuur 4-27 (rechts); vakwerkconstructie over 6 verdiepingen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	43
figuur 4-28 (links); Aanwijzing plaats berekening kolommen door de auteurs; juni 2014.	43
figuur 4-29 (rechts); Aanwijzing plaats berekening palen door de auteurs; juni 2014.	43
figuur 4-30; Afstand 'd' in de berekening; fragment uit tekening W3; juni 2014.	45
figuur 4-31; Plakwapening De Symphony; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	45

9 Tabellen

tabel 3-1; Gewichtsberekening Ned; max en Ned; min. Z.U. = Zonder uitkraging M.U. = Met uitkraging	21
tabel 3-2; Momenten in het stabiliteitssysteem (x- en y- richting).	22
tabel 3-3; Belasting op de hoek- en middenkolommen ten gevolge van de uitkraging.	23
tabel 3-4; Vervormingen van de kern en wanden in de x- en y-richting.	23
tabel 3-5; Vermindering normaalkracht kern en kolom.	24
tabel 3-6; Spanningen kern en wanden.	24
tabel 3-7; Paalkrachten.	24
tabel 4-1; Project gegevens De Landdrost.	30
tabel 4-2; restcapaciteiten door de auteurs; juni 2014.	33
tabel 4-3; Gegevens De Symphony.	40
tabel 4-4 restcapaciteiten door de auteurs; juni 2014.	42

Bijlage A

Literatuuronderzoek



**VAN
ROSSUM**

Begeleiders:

Dhr. ing. T. Pessel
Dhr. ing. M. Bierma

Van Rossum Raadgevende Ingenieurs
Hogeschool Rotterdam

Studenten:

Wouter Huisman
René Moerkerke

0846715
0853468

Inleiding

De bijlagen van het onderzoek naar de invloed van een uitbreiding door middel van een uitkraging aan bestaande hoogbouw vertellen het doorlopen onderzoek. In bijlage A zijn alle berekeningen gemaakt die in het hoofdverslag aan bod komen in de hoofdstukken van het literatuuronderzoek.

In het literatuuronderzoek worden drie verschillende literatuurstudies behandeld. Deze studies zijn noodzakelijk om de reacties in het bestaande gebouw te analyseren onder invloed van een uitkraging. De eerste literatuurstudie is de bouwmethoden in prefab en gietbouw. Zijn bijvoorbeeld de kern en wanden (ook wel stabiliteitssystemen genoemd door hun stabiliserende werking binnen het gebouw), in prefab of gietbouw even sterk? De tweede literatuurstudie is de rekenmethode van een stabiliteitssysteem. Wat is de invloed van een uitkraging op een bestaand bouwwerk? Dit wordt onderzocht door een uitbreiding met een uitkraging te berekenen van 10 meter over twee verdiepingen. Dit zijn willekeurige afmetingen. De berekening van de uitkraging geeft inzicht in reacties van vier constructieve onderdelen. Dit zijn de spanning in de kern en wanden, de vervorming van de kern en wanden, de normaalkracht in de kolommen en de reactiekrachten in de fundering. De laatste literatuurstudie gaat over de aanpassingsmethoden met plakwapening, verbreden van kolommen en het aanpassen van de fundering. Wanneer het stabiliteitssysteem door de uitkraging teveel vervormt of de wapening van de kern of wanden niet voldoende blijkt te zijn voor een uitkraging, zal deze worden verstevigd met plakwapening. Als de maximale kolomkracht wordt overschreden, wordt de kolom verbreedt met een extra laag beton van een hogere kwaliteit, maar wat doet dit met de verdeling van de kracht in de kolom? Bij het aanpassen van de fundering wordt berekend hoeveel extra palen nodig zijn.

Inhoud

Inleiding	2
Symbolenlijst	4
1 Bouwmethoden prefab en gietbouw	5
1.1 Bouwmethoden studie	5
2 Stabiliteit bestaande hoogbouw	7
2.1 Uitgangspunten	7
2.2 Schematisering	11
2.3 Belastingen	14
2.4 Zwaartepunt van de uitkraging	28
2.5 Traagheids- en weerstandsmomenten	29
2.6 Rotatieveerconstante fundering	31
2.7 Windbelasting.....	32
2.8 Fictieve elasticiteit.....	33
2.9 Bepalen imperfecties.....	35
2.10 Momenten.....	36
2.11 Belasting kolommen.....	37
2.12 Verplaatsingen.....	40
2.13 Reactiekrachten.....	41
2.14 Spanningen kern en wand.....	46
2.15 Reactiekracht in de palen.....	56
2.16 Opsomming stabiliteit hoogbouw	64
3 Aanpassingsmethoden studie	66
4 Bibliografie.....	69
5 Afbeeldingen	70
6 Bijlagen	72
6.1 Bijlage 1: Stappenplan literatuuronderzoek;	73
6.2 Bijlage 2: Berekeningen matrix sterkte	85
6.3 Bijlage 3: Berekeningen matrix vervorming	97

Symbolenlijst

Kleine letters

b	Breedte	mm ¹ of m ¹
h	Hoogte	mm ¹ of m ¹
d	Nuttige hoogte	mm ¹ of m ¹
z	Hefboom hoogte	mm ¹ of m ¹
m	Meter	m ¹
mm	Millimeter	mm ¹
fctm	betonkwaliteit	N/mm ²
e	excentriciteit	mm ¹ of m ¹

Hoofd letters

A	Oppervlakte	mm ² of m ²
I _y	Traagheidsmoment Y-richting	mm ⁴
I _x	Traagheidsmoment X-richting	mm ⁴
M	Moment	Nmm of kNm
W _y	Weerstandsmoment Y-richting	mm ³
W _x	Weerstandsmoment X-richting	mm ³
N	Normaalkracht	kN of N
L	Lengte	mm of m
kNm · rad	Rotatieveerconstante	kNm · rad
Lc	Kniklengte	m
Fh	horizontale kracht	Kn of N
Frep	kracht	Kn of N
Ap	Oppervlakte paal	mm ² of m ²
Em	Elasticiteit modules	
PB	Permanente belasting	
EG	Eigen gewicht	
VB	veranderlijke belasting	

Griekse letters

σ	Spanning	N/mm ² of kN/m ²
δ	Verplaatsing/vervorming	mm ¹ of m ¹
E	Elasticiteitsmodules	N/mm ²
Δ	Totale opsomming	Δ
E _f	Elasticiteitsmodulus plakwapening	N/mm ²
E _s	Elasticiteitsmodulus staal	N/mm ²
ψ	momentaanfactor	ψ

Overig

%	Procent	%
---	---------	---

1 Bouwmethoden prefab en gietbouw

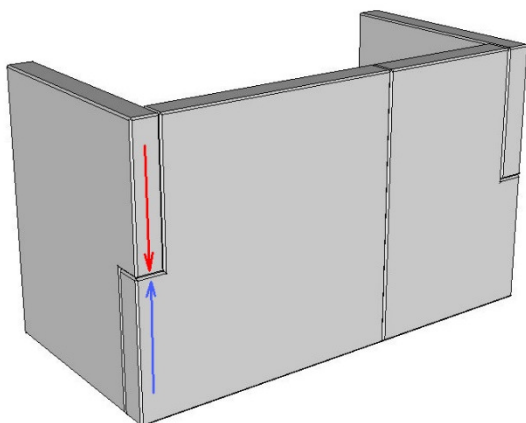
1.1 Bouwmethoden studie

Bij een stabiliteitssysteem in gietbouw worden de schuif-, trek- en drukspanning opgenomen door de wapening en het beton. Dit geldt ook voor een prefab systeem alleen word de wapening en het beton onderbroken door horizontale en verticale voegen.

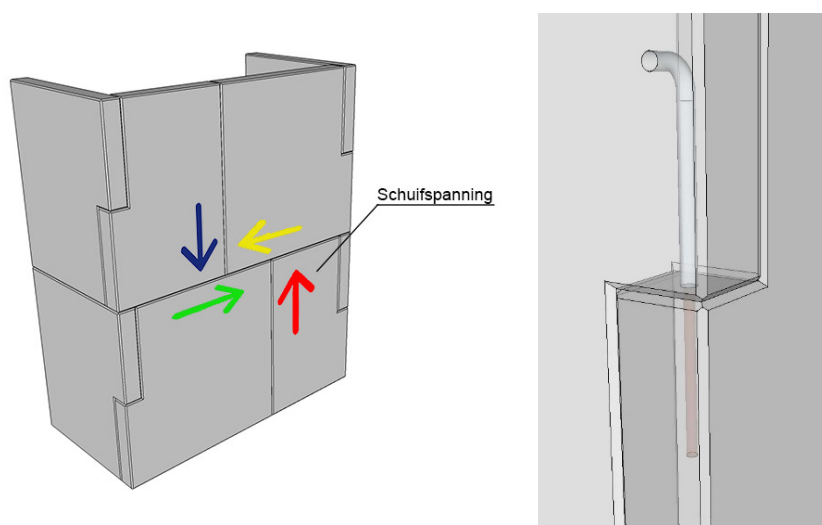
Wanneer de schuifspanning in een voeg te hoog word (verticaal), wordt gekozen voor een tandverbinding (nokken aan de elementen, figuur 1-1). Het verspringen van de verticale voegen zorgt eveneens voor het opnemen van verticale schuifspanning, figuur 1-2 (rode- en blauwe pijl) . De horizontale schuifspanning wordt opgenomen door de stekeinden in de gains en de wrijvingsweerstand tussen de elementen en het voegmateriaal, figuur 1-2 groene- en gele pijl. De trekspanning tussen onderlinge elementen wordt opgenomen door stekeinden (wapeningsstaven) in gains, zie figuur 1-3. Het beton van de kern of wanden moet sterk genoeg zijn voor het opnemen van de drukspanning. Bij de prefab bouwmethode worden de elementen altijd al uit een sterkere betonsoort gemaakt ten behoeve van transport en dergelijke.

Dit levert een stabiliteitssysteem met een stijfheid die minimaal gelijk is aan de gietbouw bouwmethode. Het antwoord op de deelvraag is dus dat er geen verschil is bij het berekenen van de stabiliteit tussen de twee bouwmethoden.

Deze bovengenoemde theorie is gebaseerd op de professionele kennis binnen het afstudeerbedrijf, Van Rossum Raadgevend Ingenieurs B.V.



figuur 1-1; Schuifspanning opname door nokken; afbeelding door de auteurs; juni 2014.



figuur 1-2 (links); Verspringen van verticale voegen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 1-3 (rechts); Stekeind in een gain; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

2 Stabiliteit bestaande hoogbouw

2.1 Uitgangspunten

Voor het uitleggen en inzichtelijk maken van de verschillen tussen de schematiseringen is een simpel voorbeeld gemaakt. In de navolgende deelhoofdstukken worden de uitgangspunten voor de stabiliteit van de kern en de uitgangspunten voor de stabiliteit van de wanden uitgelegd. De uitkraging in de twee uitgangspunten heeft een lengte van 10 meter. De hoogte van het gebouw is 60 meter wat neerkomt op 19 verdiepingen plus het dak.

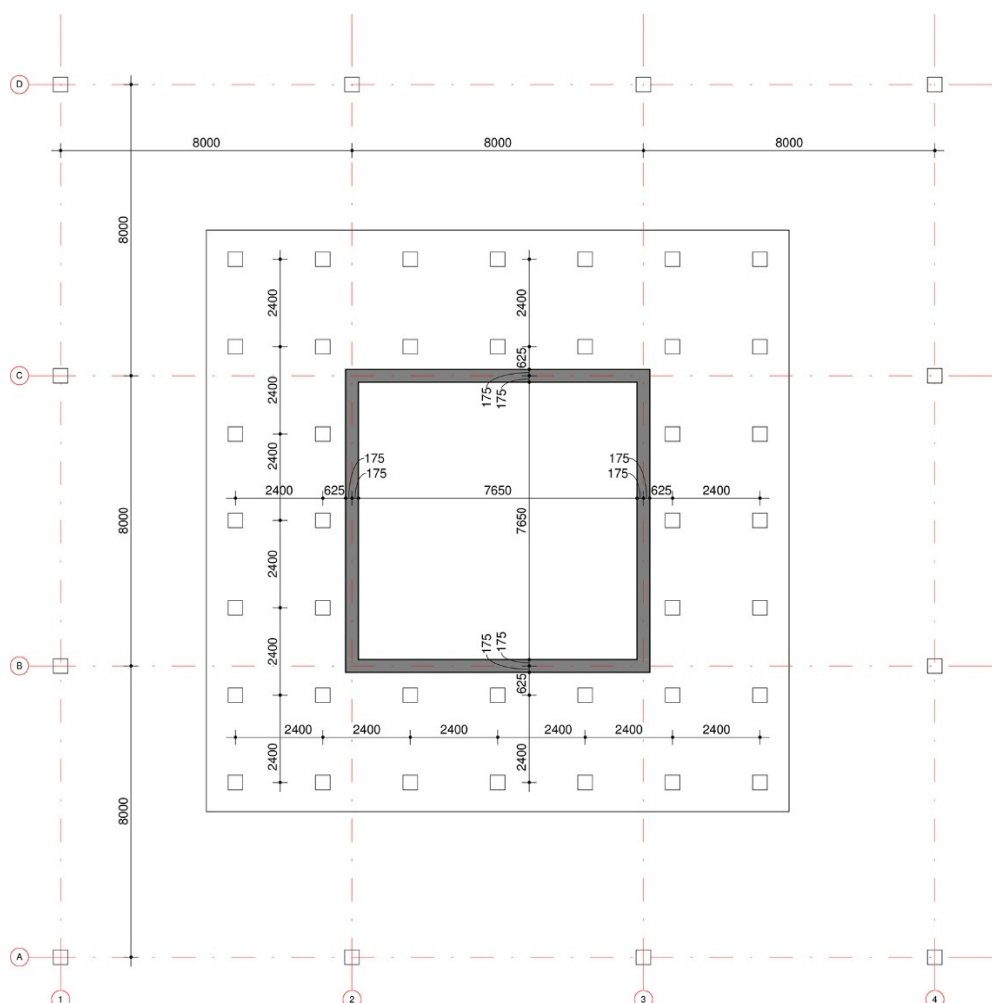
2.1.1 Fundering algemeen

Om de rotatieveerconstante van de fundering te kunnen berekenen is gebruik gemaakt van een fictief palenplan. In onderstaande afbeeldingen zijn de palenplannen weergegeven van een stabiliteit door middel van kern en door middel van wanden. De gebruikte palen in de tekeningen hebben een aantal eigenschappen namelijk:

- Lengte: 20000 mm
- Elasticiteitsmodulus: 38500 N/mm²
- Oppervlak: 400 x 400 mm = 160000 mm²

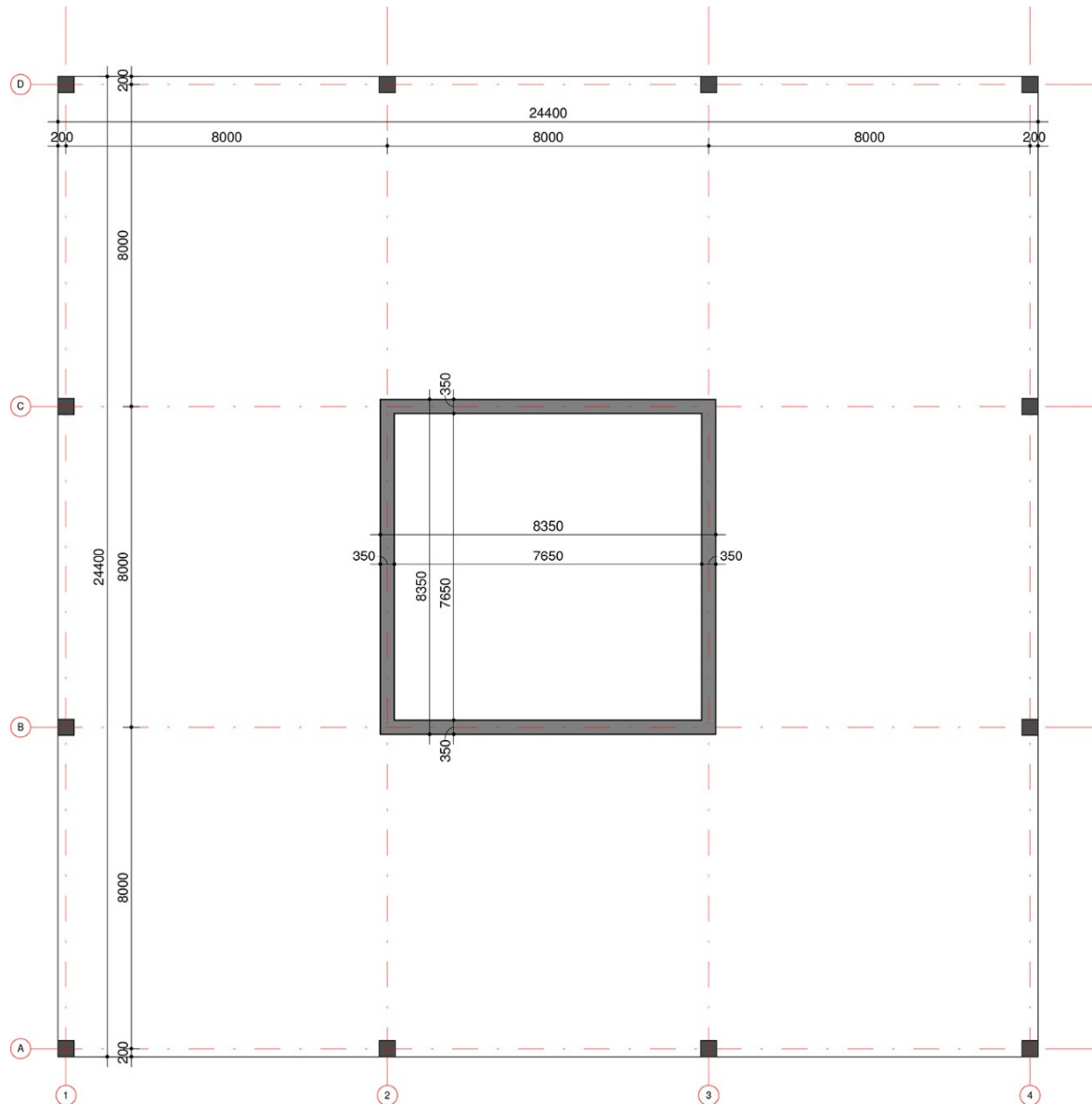
2.1.2 Stabiliteit kern

Bij de stabiliserende kern wordt uitgegaan van een plattegrond met een afmeting van 24 bij 24 meter. Het palenplan voor berekening van het traagheidsmoment van de paalgroep is afgebeeld in figuur 2-1. In deze afbeelding is ook de afmeting van de kern zichtbaar voor het berekenen van het traagheidsmoment.



figuur 2-1; Afmeting kern en palenplan; afbeelding door de auteurs; 2014.

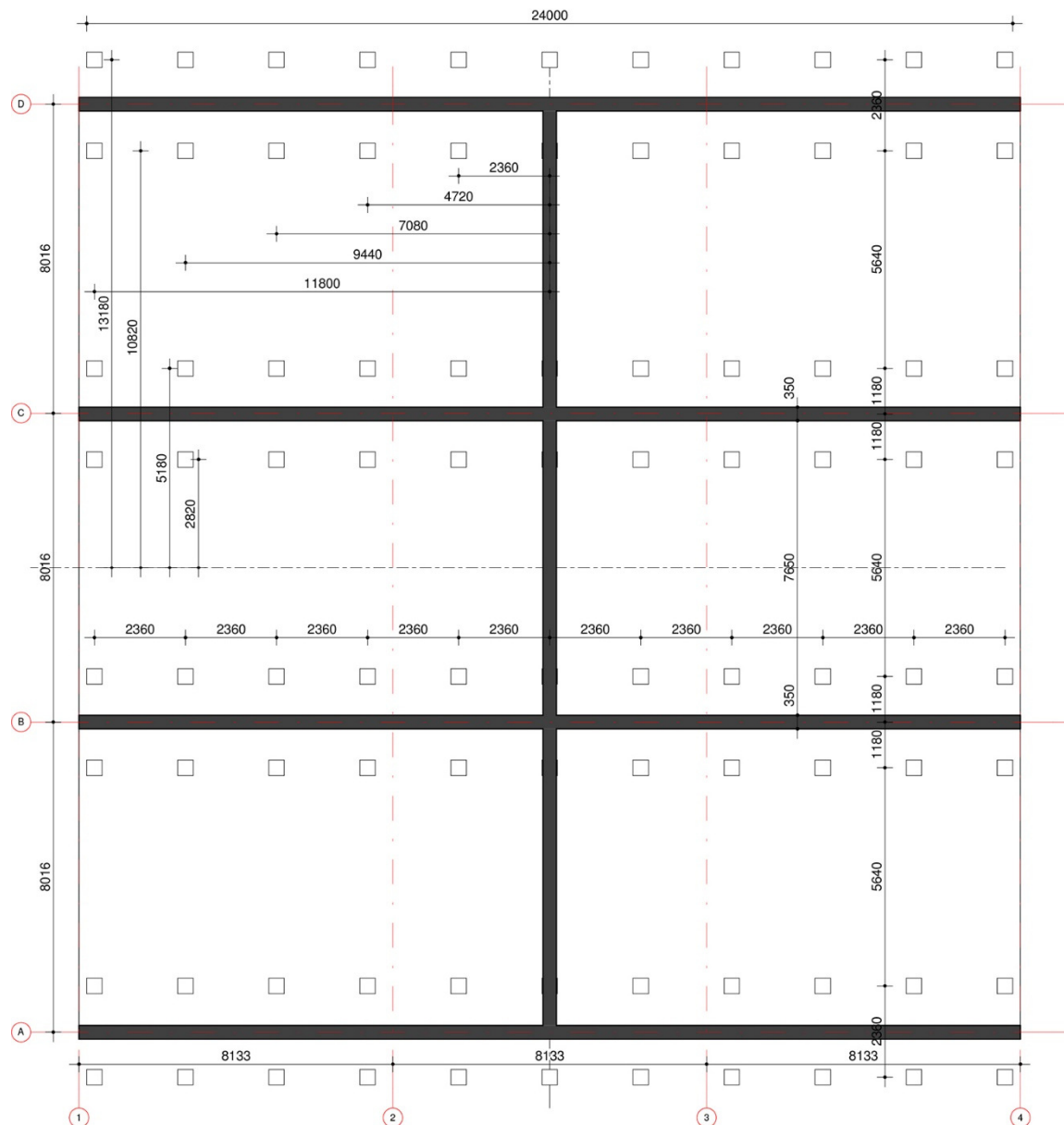
In figuur 2-2 zijn de kolommen op de verdiepingen aangegeven. De plattegrond op de verdiepingen heeft zoals al eerder aangegeven een oppervlak van 24,4 bij 24,4 meter. Deze tekening is noodzakelijk voor het bepalen van de overspanning van de wanden, vakwerken of liggers.



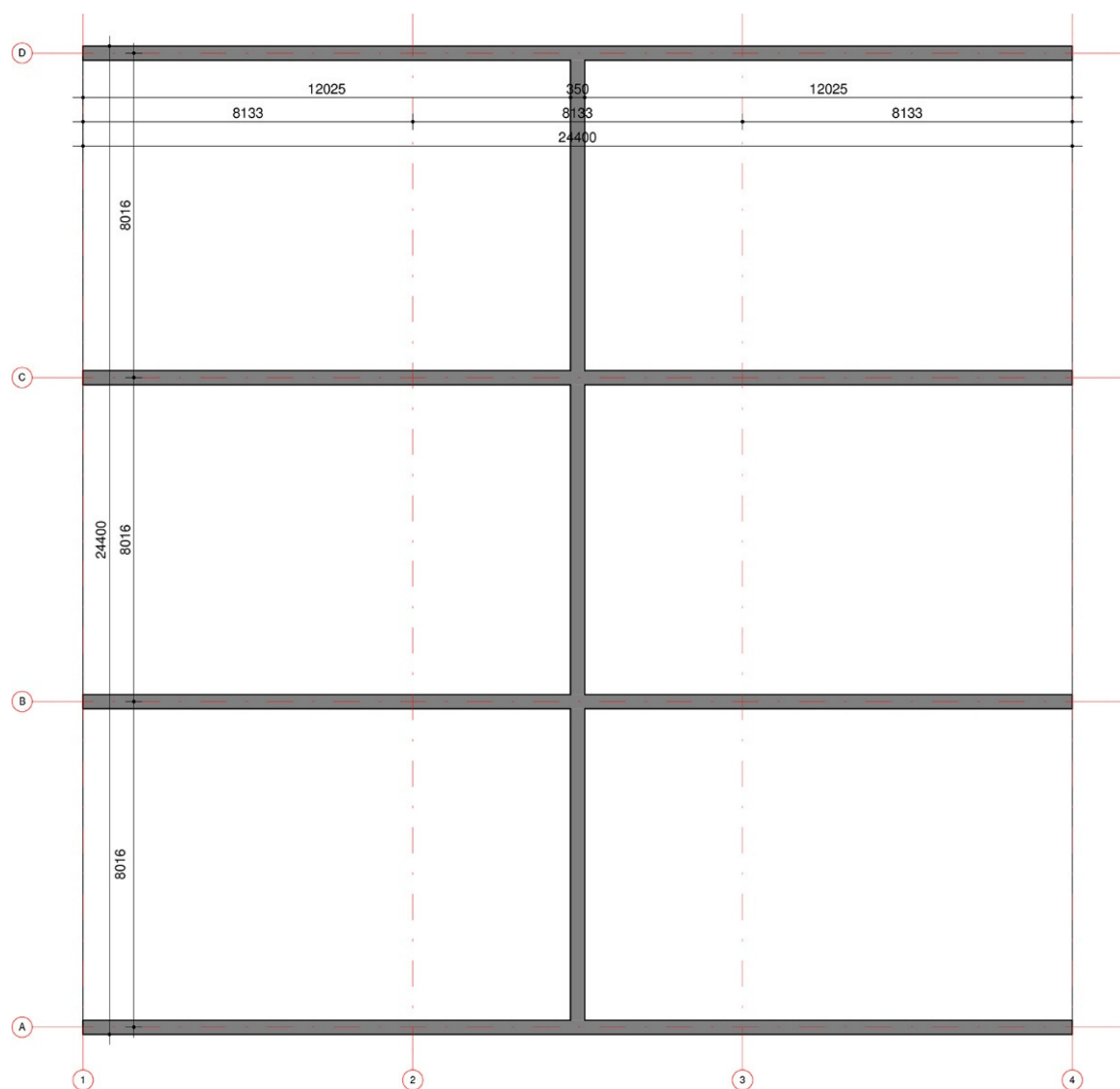
figuur 2-2; Afmetingen plattegrond en kolommen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

2.1.3 Stabiliteit wanden

Bij de stabiliserende wanden wordt eveneens uitgegaan van een plattegrond met een afmeting van 24,4 bij 24,4 meter. Het palenplan voor berekening van het traagheidsmoment van de paalgroep is afgebeeld in figuur 2-3. In deze afbeelding zijn ook de afmeting van de wanden zichtbaar voor het berekenen van het traagheidsmoment. Op de volgende pagina is de afmeting van een standaard verdieping weergegeven in figuur 2-4.



figuur 2-3; Afbeelding wanden en palenplan; afbeelding door de auteurs; juni 2014.



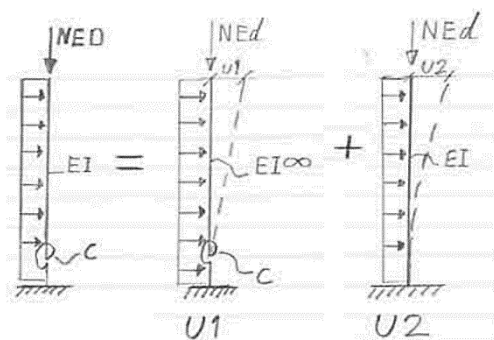
figuur 2-4, Afbeelding standaard verdieping; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

2.2 Schematisering

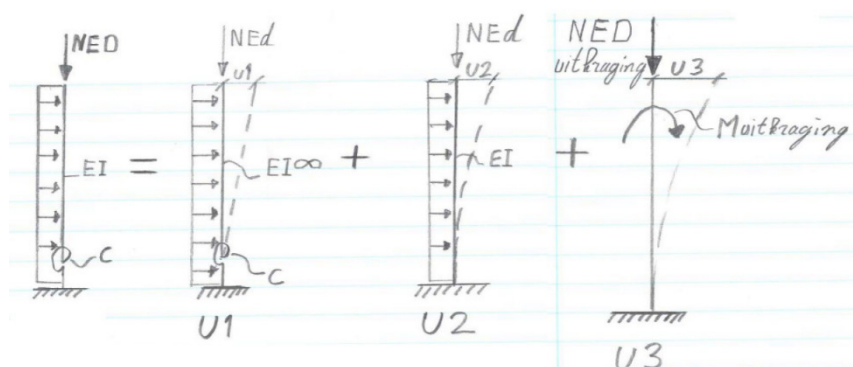
Voor het schematiseren van de stabiliserende kern en wanden is gebruik gemaakt van het in figuur 2-5 aangegeven model. Dit model is geschikt voor het berekenen van de stabiliteitskern en - wanden. Het stabiliserende element is als het ware een 'verend ingeklemde kolom' met een eindige stijfheid, EI . De letter 'C' in de tekeningen is de rotatieveerconstante van de fundering.

Voor de berekening van de verplaatsing van de top wordt het schema in tweeën opgedeeld. Zo ontstaat een verend ingeklemde kolom met een oneindige EI ($U1$) en een ingeklemde kolom met een eindige EI ($U2$). Deze schematiseren is het uitgangspunt voor het verdere onderzoek, daarom is hier ook nog geen uitkraging in meegenomen.

In figuur 2-6 is het beginschema uitgebreid met een moment op een bepaalde hoogte wat de uitkraging zal genereren. Het uitkragende element veroorzaakt een moment op een bepaalde hoogte, dit is $U3$. Dit is een zeer schematische weergave voor de verdere ontwikkelingen. In de navolgende deelhoofdstukken worden de gebruikte schema's verder uitgediept.



figuur 2-5; Afbeelding stabiliteit kern en wanden zonder uitkraging; afbeelding door de auteurs; juni 2014.



figuur 2-6; Afbeelding stabiliteit kern en wanden met uitkraging (uitgangspunt); afbeelding door de auteurs; juni 2014.

2.2.1 Schematisering kern

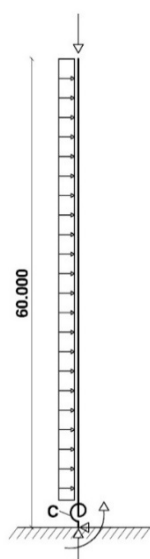
De schema's in het vorige deelhoofdstuk zijn erg grof. In dit hoofdstuk zijn ze meer specifiek geworden door rekening te houden met de manier van constructie en de aanwezigheid van kolommen. De uitkraging kan namelijk op twee manieren aan de kern zijn verbonden (scharnierend of momentvast) en alleen momentvast aan de wanden. Voor het verdere onderzoek is een uitkraging van 10 meter aangehouden voor het analyseren van de invloed op het gebouw. Door gebruik te maken van één uitkraging op alle systemen worden de verschillen tussen de systemen zichtbaar. De verbindingen met het stabiliteitssysteem zijn aangenomen scharnierend of momentvast. Het detailleren van de verbindingen hoort niet bij het onderzoek zoals besproken in de afbakening.

De schematisering van de beginsituatie van de kern is opgesteld in figuur 2-7. Deze wordt in het verdere verslag en in het hoofdverslag systeem 1 genoemd. Bij dit systeem is alleen de kern zichtbaar met de horizontale belasting van de wind en imperfectie en het gewicht op de kern.

In figuur 2-8 is de beschouwing gegeven van de scharnierend bevestigde uitkraging aan de kern, genaamd systeem 2. In de praktijk zijn dit liggers die vanaf de kern naar buiten het gebouw steken, over gevelkolommen. Ook in het zijgevelvlak van de uitkraging zijn de liggers aangebracht. Deze zijn niet bevestigd met de kern maar liggen op een midden kolom. Later in de bijlagen en het hoofdverslag zal worden ingegaan op de omhooggerichte kracht die ontstaat door de uitkraging.

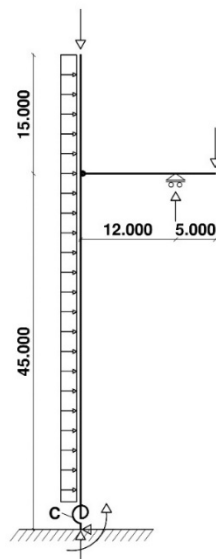
In figuur 2-9 is de beschouwing weergegeven van de kern met een momentvaste uitkraging, systeem 3. Dit is in de praktijk een groot vakwerk of een betonnen wand zijn over de hoogte van de verdiepingen welke ondersteund wordt door een gevelkolom. In het hoofdverslag zijn deze twee vormen beschreven als systeem 3A (vakwerken) en 3B (wanden). Ook hier worden de vakwerken en wanden in het zijvlak van de uitkraging gemaakt. Het omhooggerichte effect door de uitkraging wordt later in het onderzoek behandeld, in hoofdstuk 2.13.

De vakwerken in het hoofdverslag hebben een boven- en onder regel met een diagonale trekstang. Schematisch gezien vormen de koppelingen tussen de kern en het vakwerk scharnieren. Bij de schematisering is een inklemming weergegeven omdat deze hetzelfde moment genereert als een vakwerk met scharnierende aansluitingen.



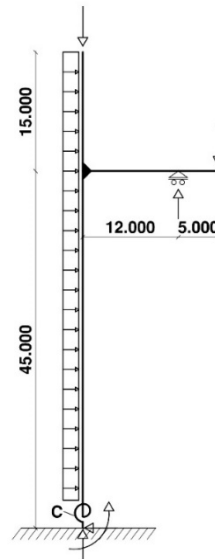
SYSTEEM 1

figuur 2-7; Schematisering van de kern in de beginsituatie; afbeelding door de auteurs; juni 2014.



SYSTEEM 2

figuur 2-8; Schematisering van de kern met scharnierende uitkraging en steunpunt; afbeelding door de auteurs; juni 2014.



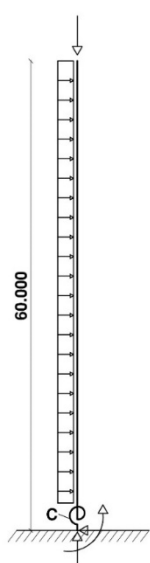
SYSTEEM 3

figuur 2-9; Schematisering van de kern met ingeklemde uitkraging en steunpunt; afbeelding door de auteurs; figuur 2014.

2.2.2 Schematisering wanden

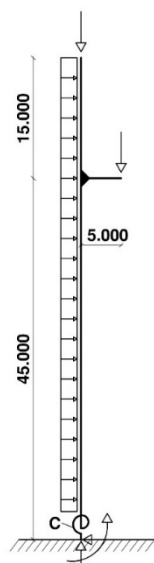
Voor het schematiseren van de stabiliteit van de wanden is de beginsituatie weergegeven in .figuur 2-10, systeem 4. Deze is op het gebied van schematisering gelijk aan systeem 1, omdat de wanden hier dezelfde stabiliserende werking hebben als een stabiliserende kern.

Bij de schematisering van een uitkraging is alleen een ingeklemd element direct aan de kopse-kant van de wanden mogelijk. In de praktijk is dit een vakwerk (in het hoofdverslag omschreven als 5A) of een betonnen wand (in het hoofdverslag omschreven als 5B) zijn. In figuur 2-11, is het schema van de stabiliserende wanden met het ingeklemde uitkraging weergegeven, systeem 5.



SYSTEEM 4

.figuur 2-10, Schematisering van de wanden in de beginsituatie; afbeelding door de auteurs; juni 2014.



SYSTEEM 5

.figuur 2-11, Schematisering van de wanden met ingeklemde uitkraging; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

2.2.3 Opsomming schematiseringen

Voor het schematiseren van de stabiliteit met een kern en wanden, is gebruik gemaakt van een 5-tal verschillende systemen (in het hoofdverslag met de A- en B varianten van systeem 3 en 5 zijn het er 7). Voor de kern zijn er drie, namelijk systeem 1 de basisbeschouwing, systeem 2 de uitkraging met scharnierende koppeling aan de kern en het gevelsteunpunt en systeem 3 de uitkraging met momentvaste koppeling aan de kern en het gevelsteunpunt. systeem 4 is de basisbeschouwing voor de stabiliteit met wanden en systeem 5 is de beschouwing voor de wanden met momentvaste uitkraging.

2.3 Belastingen

Voor de belastingen op de kern en de verdere berekeningen zijn een aantal belastingschema's opgesteld, namelijk:

- Belasting direct op de kern;
- Belasting direct op de wanden;
- Belasting kern aanpendelend zonder uitkraging (aanpendelend + direct op de kern);
- Belasting wanden aanpendelend zonder uitkraging (aanpendelend + direct op de wand);
- Belasting kern aanpendelend met uitkraging (aanpendelend + direct op de kern);
- Belasting wanden aanpendelend met uitkraging (aanpendelend + direct op de wand);
- Belasting van de gehele verdiepingen van de uitkraging (ten behoeve van het moment bij wanden);
- Belasting van de uitkragende delen van de verdiepingen (ten behoeve van het moment bij een kern).

Van de kern wordt de totale berekening getoond, voor de overige deelhoofdstukken worden alleen de antwoorden gegeven, omdat de berekeningen bijna allemaal gelijk zijn. De totale berekeningen van de krachten zijn gegeven in de bijlage.

2.3.1 Eurocode

Constructies moeten worden beoordeeld op de volgende aspecten.

- Stabiliteit
- Sterkte
- Stijfheid

Deze aspecten worden onderverdeeld in eurocode categorieën.

- EQU = de stabiliteit
- STR = de sterkte en stijfheid.

De belastingcombinaties volgens eurocode 0, NEN 1990, zijn als volgt:

(3) De belastingscombinatie tussen haken { } in (6.9b) mag of zijn geformuleerd als

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10)$$

of, in plaats hiervan voor STR- en GEO-grenstoestanden, de minst gunstige van de twee volgende formules:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right. \quad (6.10a)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right. \quad (6.10b)$$

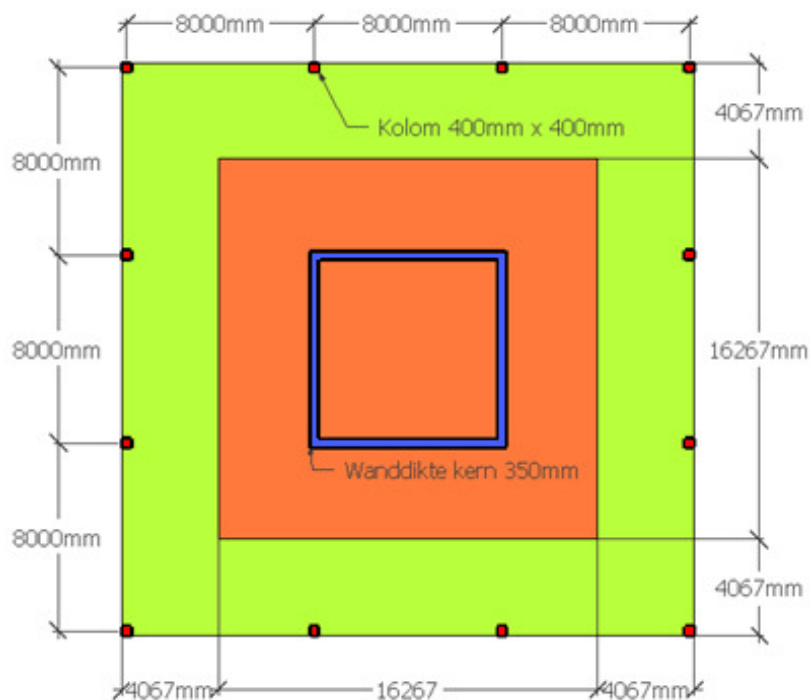
(NEN-EN 1990 tabel A1.1, 2011)

2.3.2 Belastingen bij stabiliteit kern

Voor de berekening van de belastingen direct op de kern wordt gebruik gemaakt van een belastingschema met daarbij een aantal belastingcombinaties. Deze combinaties genereren de maximale en minimale belasting op de kern. Ned;max en Ned;min zijn in het rode kader aangegeven.

In de berekeningen van het gewicht bij belastingcombinatie 1 worden de twee verdiepingen van de uitkraging maximaal veranderlijk belast de overige verdiepingen worden gereduceerd veranderlijk belast. In belastingcombinatie 2 worden alle vloeren inclusief de uitkraging gereduceerd veranderlijk belast. Deze laatste leverde de hoogste maximale belasting.

Voor berekening van de maximale trekkracht in de kern, wordt gesteld dat het hoge gewicht juist positief werkt. Daarom wordt de permanente belasting gereduceerd met de factor 0,9.



In bovenstaand **Error! Reference source not found.** is in het oranje vlak de belasting direct op de kern weergegeven en in het groene vlak de aanpendelende belasting op de kolommen

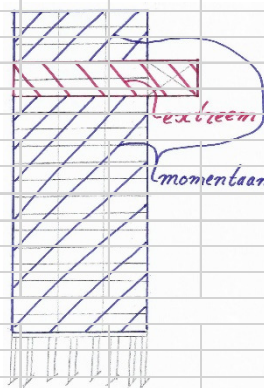
2.3.2.1 Direct op de kern (sterkte)

Belastingschema <u>SYSTEEM 1, 2 en 3</u> direct op de kern									
Permanente belasting									
			Aantal	Lengte	Breedte	Dikte	kN/m ³	Totaal	
Verdiepingen			19	16,00	16,00	0,25	25,00	30400	kN
Dak			1	16,00	16,00	0,25	25,00	1600	kN
Kern			1	60,00	32,00	0,35	25,00	16800	kN
Totaal direct op de kern							G	48800	kN
Opgelegde belastingen									
			Aantal	Lengte	Breedte	kN/m ²	ψ0	Totaal met ψ0	
Kantoorfunctie Q;mom			17	16,00	16,00	2,50	0,70	7616	kN
Kantoorfunctie Q;vol t.h.v. uitkraging			2	16,00	16,00	2,50	-	1280	kN
Dak Q;mom			1	16,00	16,00	1,00	0,00	0	kN
Sneeuw			1	16,00	16,00	0,56	0,00	0	kN
							Q;mom*	7616	kN
							Q;vol*	1280	kN
							Q;mom-t*	8512	kN
* Q;vol = 2 verdiepingen volledig veranderlijk belast									
* Q;mom = overige verdiepingen momentaan ψ0									
* Q;mom-t = alle verdiepingen momentaan ψ0									
ψ0 uit Eurocode 0 - 2011									
Belastingcombinatie <u>SYSTEEM 1, 2 en 3</u> direct op de kern									
<u>Belastingcombinatie 1 = 1,2 x G + (1,5 x Q;vol + 1,5 x Q;mom)</u>									
1,2	48800	+	(	1,50	1280	+	1,50	7616	)
Belastingcombinatie 1 Ned;m			71904 kN						
<u>Belastingcombinatie 2 = 1,35 x G + 1,5 x Q;mom-t</u>									
1,35	48800	+	(	1,50	8512				
Belastingcombinatie 2 Ned;m			78648 kN <- maatgevend						
<u>Belastingcombinatie 3 = 0,9 x G</u>									
0,9	48800								
Belastingcombinatie 3 Ned;m			43920 kN <- maatgevend						



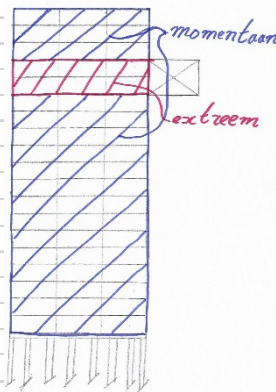
2.3.2.2 Direct op de kern + aanpendelend aan de kern met uitkraging (sterkte)

Belastingenschema <u>SYSTEEM 1, 2 en 3</u> aanpendelend aan de kern + direct op de kern (totale belasting) met uitkr.									
Permanente belasting									
			Aantal	Lengte	Breedte	Dikte	kN/m³	Totaal	
Verdiepingen			16	24,00	24,00	0,25	25,00	57600	kN
Verdiepingen uitkr.			3	34,00	24,00	0,25	25,00	15300	kN
Dak			1	24,00	24,00	0,25	25,00	3600	kN
Kern			1	60,00	32,00	0,35	25,00	16800	kN
Totaal							G	93300	kN
Opgelegde belastingen									
			Aantal	Lengte	Breedte	kN/m²	ψ0	Totaal met ψ0	
Kantoorfunctie Q;mom			17	24,00	24,00	2,50	0,70	17136	kN
Kantoorfunctie Q;vol t.h.v. uitkraging			2	34,00	24,00	2,50	-	4080	kN
Dak Q;mom			1	24,00	24,00	1,00	0,00	0	kN
Sneeuw			1	24,00	24,00	0,56	0,00	0	kN
							Q;mom*	17136	kN
							Q;vol*	4080	kN
							Q;mom-t*	19152	kN
* Q;vol = 2 verdiepingen volledig veranderlijk belast									
* Q;mom = overige verdiepingen momentaan ψ0									
* Q;mom-t = alle verdiepingen momentaan ψ0									
ψ0 uit Eurocode 0 - 2011									
Belastingcombinatie <u>SYSTEEM 1, 2 en 3</u> aanpendelend aan de kern + direct op de kern (totale belasting) met uitkr.									
Belastingcombinatie 1 = 1,2 x G + (1,5 x Q;vol + 1,5 x Q;mom)									
1,2	93300	+	(	1,50	4080	+	1,50	17136	)
Belastingcombinatie 1 Ned;m	143784 kN								
Belastingcombinatie 2 = 1,35 x G + 1,5 x Q;mom-t									
1,35	93300	+	1,50	19152					
Belastingcombinatie 2 Ned;m	154683 kN <- maatgevend								
Belastingcombinatie 3 = 0,9 x G									
0,9	93300								
Belastingcombinatie 3 Ned;m	83970 kN <- maatgevend								



2.3.2.3 Direct op de kern + aanpendelend aan de kern zonder uitkraging (sterkte)

Belastingschema <u>SYSTEEM 1, 2 en 3</u> aanpendelend aan de <u>kern</u> + direct op de <u>kern</u> (totale belasting) <u>zonder uitkr.</u>								
Permanente belasting								
	Aantal	Lengte	Breedte	Dikte	kN/m³	Totaal		
Verdiepingen	19	24,00	24,00	0,25	25,00	68400	kN	
Dak	1	24,00	24,00	0,25	25,00	3600	kN	
Kern	1	60,00	32,00	0,35	25,00	16800	kN	
Totaal					G	88800	kN	
Opgelegde belastingen								
	Aantal	Lengte	Breedte	kN/m²	ψ0	Totaal met ψ0		
Kantoorfunctie Q;mom	17	24,00	24,00	2,50	0,70	17136	kN	
Kantoorfunctie Q;vol t.h.v. uitkraging	2	24,00	24,00	2,50	-	2880	kN	
Dak Q;mom	1	24,00	24,00	1,00	0,00	0	kN	
Sneeuw	1	24,00	24,00	0,56	0,00	0	kN	
					Q;mom*	17136	kN	
					Q;vol*	2880	kN	
					Q;mom-t*	19152	kN	
* Q;vol = 2 verdiepingen volledig veranderlijk belast								
* Q;mom = overige verdiepingen momentaan ψ0								
* Q;mom-t = alle verdiepingen momentaan ψ0								
ψ0 uit Eurocode 0 - 2011								
Belastingcombinatie <u>SYSTEEM 1, 2 en 3</u> aanpendelend aan de <u>kern</u> + direct op de <u>kern</u> (totale belasting) <u>zonder uitkr.</u>								
Belastingcombinatie 1 = 1,2 x G + (1,5 x Q;vol + 1,5 x Q;mom)								
1,2	88800	+	(	1,50	2880	+	1,50	17136)
Belastingcombinatie 1 Ned;m	136584 kN							
Belastingcombinatie 2 = 1,35 x G + 1,5 x Q;mom-t								
1,35	88800	+	1,50	19152				
Belastingcombinatie 2 Ned;m	148608 kN <- maatgevend							
Belastingcombinatie 3 = 0,9 x G								
0,9	88800							
Belastingcombinatie 3 Ned;m	79920 kN <- maatgevend							



2.3.2.4 Direct op de kern (vervorming)

Belastingschema SYSTEEM 1 direct op de kern

Permanente belasting

	Aantal	Lengte	Breedte	Dikte	kN/m ³	Totaal	
Verdiepingen	19	16,00	16,00	0,25	25,00	30400	kN
Dak	1	16,00	16,00	0,25	25,00	1600	kN
Kern	1	60,00	32,00	0,35	25,00	16800	kN
Totaal direct op de kern					G	48800	kN

Opgelegde belastingen

	Aantal	Lengte	Breedte	kN/m ²	ψ0	Totaal met ψ0	
Kantoorfunctie Q;mom	17	16,00	16,00	2,50	0,70	7616	kN
Kantoorfunctie Q;vol t.h.v. uitkraging	2	16,00	16,00	2,50	-	1280	kN
Dak Q;mom	1	16,00	16,00	1,00	0,00	0	kN
Sneeuw	1	16,00	16,00	0,56	0,00	0	kN
					Q;mom*	7616	kN
					Q;vol*	1280	kN
					Q;mom-t*	8512	kN

* Q;vol = 2 verdiepingen volledig veranderlijk belast

* Q;mom = overige verdiepingen momentaan ψ0

* Q;mom-t = alle verdiepingen momentaan ψ0

ψ0 uit Eurocode 0 - 2011

Belastingcombinaties SYSTEEM 1 direct op de kern

Belastingcombinatie 1 = 1,0 x G + (1,0 x Q;vol + 1,0 x Q;mom)

1,00 48800 + (1,00 1280 + 1,00 7616)

Belastingcombinatie 1 Ned;max 57696 kN <- maatgevend

Belastingcombinatie 2 = 1,0 x G + 1,0 x Q;mom-t

1,00 48800 + 1,00 8512

Belastingcombinatie 2 Ned;max 57312 kN

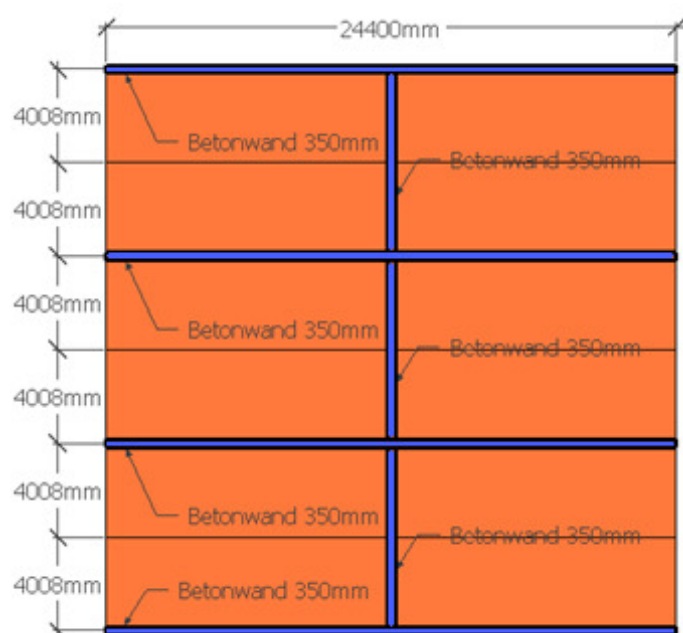
2.3.3 Belastingen op de wanden

Voor de berekening van de belastingen direct op de wanden wordt eveneens gebruik gemaakt van een belastingschema met daarbij een aantal belastingcombinaties. Deze combinaties genereren de maximale en minimale belasting op de kern. Ned;max en Ned;min zijn in het rode kader aangegeven.

In de berekeningen van het gewicht bij belastingcombinatie 1 worden de twee verdiepingen van de uitkraging maximaal veranderlijk belast de overige verdiepingen worden gereduceerd veranderlijk belast. In belastingcombinatie 2 worden alle vloeren inclusief de uitkraging gereduceerd veranderlijk belast. Deze laatste leverde de hoogste maximale belasting.

Voor berekening van de maximale trekkracht in de kernwanden, wordt gesteld dat het hoge gewicht juist positief werkt. Daarom wordt de permanente belasting gereduceerd met de factor 0,9.

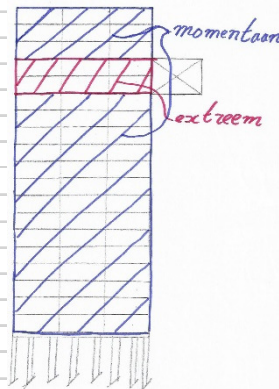
Zowel de belasting voor de sterkte als voor de vervorming zijn berekend.



Alle belasting komt direct op de wanden terecht, dit is de kenmerkende eigenschap van het stabiliteitssysteem met wanden. De oranje kleur stelt de belasting voor.

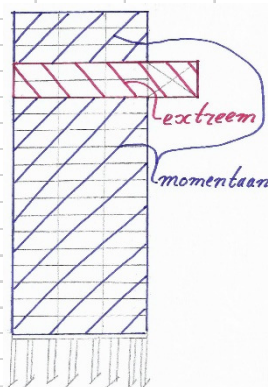
2.3.3.1 Direct op de wanden (sterkte)

Belastingschema <u>SYSTEEM 4 en 5</u> direct op de wanden								
Permanente belasting								
		Aantal	Lengte	Breedte	Dikte	kN/m³	Totaal	
Verdiepingen		19	24,00	24,00	0,25	25,00	68400	kN
Dak		1	24,00	24,00	0,25	25,00	3600	kN
Wanden		4	60,00	24,00	0,35	25,00	50400	kN
Totaal direct op de wanden						G	122400	kN
Opgelegde belastingen								
		Aantal	Lengte	Breedte	kN/m²	ψ0	Totaal met ψ0	
Kantoorfunctie Q;mom		17	24,00	24,00	2,50	0,70	17136	kN
Kantoorfunctie Q;vol t.h.v. uitkraging		2	24,00	24,00	2,50	-	2880	kN
Dak Q;mom		1	24,00	24,00	1,00	0,00	0	kN
Sneeuw		1	24,00	24,00	0,56	0,00	0	kN
						Q;mom*	17136	kN
						Q;vol*	2880	kN
						Q;mom-t*	19152	kN
* Q;vol = 2 verdiepingen volledig veranderlijk belast								
* Q;mom = overige verdiepingen momentaan ψ0								
* Q;mom-t = alle verdiepingen momentaan ψ0								
ψ0 uit Eurocode 0 - 2011								
Belastingcombinatie <u>SYSTEEM 4 en 5</u> direct op de wanden								
Belastingcombinatie 1 = 1,2 x G + (1,5 x Q;vol + 1,5 x Q;mom)								
1,2	122400	+	(	1,50	2880	+	1,50	17136)
Belastingcombinatie 1 Ned;m		176904 kN						
Belastingcombinatie 2 = 1,35 x G + 1,5 x Q;mom-t								
1,35	122400	+		1,50	19152			
Belastingcombinatie 2 Ned;m		193968 kN		<- maatgevend				
Belastingcombinatie 3 = 0,9 x G								
0,9	122400							
Belastingcombinatie 3 Ned;m		110160 kN		<- maatgevend				



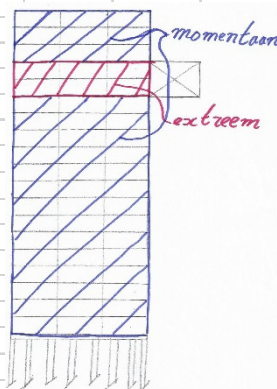
2.3.3.2 Wanden direct + aanpendelend met uitkraging (sterkte)

Belastingenschema SYSTEEM 4 en 5 aanpendelend aan de wanden + direct op de wanden (totale belasting) met uitkr.									
Permanente belasting									
	Aantal	Lengte	Breedte	Dikte	kN/m³	Totaal			
Verdiepingen	16	24,00	24,00	0,25	25,00	57600	kN		
Verdiepingen uitkr.	3	34,00	24,00	0,25	25,00	15300	kN		
Dak	1	24,00	24,00	0,25	25,00	3600	kN		
Wanden	4	60,00	24,00	0,35	25,00	50400	kN		
Totaal					G	126900	kN		
Opgelegde belastingen									
	Aantal	Lengte	Breedte	kN/m²	ψ0	Totaal met ψ0			
Kantoorfunctie Q;mom	17	24,00	24,00	2,50	0,70	17136	kN		
Kantoorfunctie Q;vol t.h.v. uitkraging	2	34,00	24,00	2,50	-	4080	kN		
Dak Q;mom	1	24,00	24,00	1,00	0,00	0	kN		
Sneeuw	1	24,00	24,00	0,56	0,00	0	kN		
					Q;mom*	17136	kN		
					Q;vol*	4080	kN		
					Q;mom-t*	19152	kN		
* Q;vol = 2 verdiepingen volledig veranderlijk belast									
* Q;mom = overige verdiepingen momentaan ψ0									
* Q;mom-t = alle verdiepingen momentaan ψ0									
ψ0 uit Eurocode 0 - 2011									
Belastingcombinatie SYSTEEM 4 en 5 aanpendelend aan de wanden + direct op de wanden (totale belasting) met uitkr.									
Belastingcombinatie 1 = 1,2 x G + (1,5 x Q;vol + 1,5 x Q;mom)									
1,2	126900	+	(	1,50	4080	+	1,50	17136	)
Belastingcombinatie 1 Ned;m	184104	kN							
Belastingcombinatie 2 = 1,35 x G + 1,5 x Q;mom-t									
1,35	126900	+		1,50	19152				
Belastingcombinatie 2 Ned;m	200043	kN	<- maatgevend						
Belastingcombinatie 3 = 0,9 x G									
0,9	126900								
Belastingcombinatie 3 Ned;m	114210	kN	<- maatgevend						



2.3.3.3 wanden direct + aanpendelend zonder uitkraging

Belastingenschema <u>SYSTEEM 4 en 5</u> aanpendelend aan de <u>wanden</u> + direct op de <u>wanden</u> (totale belasting) <u>zonder uitkr.</u>									
Permanente belasting									
			Aantal	Lengte	Breedte	Dikte	kN/m ³	Totaal	
Verdiepingen			19	24,00	24,00	0,25	25,00	68400	kN
Dak			1	24,00	24,00	0,25	25,00	3600	kN
Wanden			4	60,00	24,00	0,35	25,00	50400	kN
Totaal							G	122400	kN
Opgelegde belastingen									
			Aantal	Lengte	Breedte	kN/m ²	ψ0	Totaal met ψ0	
Kantoorfunctie Q;mom			17	24,00	24,00	2,50	0,70	17136	kN
Kantoorfunctie Q;vol t.h.v. uitkraging			2	24,00	24,00	2,50	-	2880	kN
Dak Q;mom			1	24,00	24,00	1,00	0,00	0	kN
Sneeuw			1	24,00	24,00	0,56	0,00	0	kN
							Q;mom*	17136	kN
							Q;vol*	2880	kN
							Q;mom-t*	19152	kN
* Q;vol = 2 verdiepingen volledig veranderlijk belast									
* Q;mom = overige verdiepingen momentaan ψ0									
* Q;mom-t = alle verdiepingen momentaan ψ0									
ψ0 uit Eurocode 0 - 2011									
Belastingcombinatie <u>SYSTEEM 4 en 5</u> aanpendelend aan de <u>wanden</u> + direct op de <u>wanden</u> (totale belasting) <u>zonder uitkr.</u>									
Belastingcombinatie 1 = 1,2 x G + (1,5 x Q;vol + 1,5 x Q;mom)									
1,2	122400	+	(	1,50	2880	+	1,50	17136	)
Belastingcombinatie 1 Ned;m			176904 kN						
Belastingcombinatie 2 = 1,35 x G + 1,5 x Q;mom-t									
1,35	122400	+	(	1,50	19152				)
Belastingcombinatie 2 Ned;m			193968 kN <- maatgevend						
Belastingcombinatie 3 = 0,9 x G									
0,9	122400								
Belastingcombinatie 3 Ned;m			110160 kN <- maatgevend						



2.3.3.4 Direct op de wanden (vervorming)

Belastingschema SYSTEEM 4 direct op de wanden

Permanente belasting

	Aantal	Lengte	Breedte	Dikte	kN/m ³	Totaal	
Verdiepingen	19	24,00	24,00	0,25	25,00	68400	kN
Dak	1	24,00	24,00	0,25	25,00	3600	kN
Wanden	4	60,00	24,00	0,35	25,00	50400	kN

Totaal direct op de wanden

G 122400 kN

Opgelegde belastingen

	Aantal	Lengte	Breedte	kN/m ²	ψ_0	Totaal met ψ_0	
Kantoorfunctie Q;mom	17	24,00	24,00	2,50	0,70	17136	kN
Kantoorfunctie Q;vol t.h.v. uitkraging	2	24,00	24,00	2,50	-	2880	kN
Dak Q;mom	1	24,00	24,00	1,00	0,00	0	kN
Sneeuw	1	24,00	24,00	0,56	0,00	0	kN

Q;mom* 17136 kN
Q;vol* 2880 kN
Q;mom-t* 19152 kN

* Q;vol = 2 verdiepingen volledig veranderlijk belast

* Q;mom = overige verdiepingen momentaan ψ_0

* Q;mom-t = alle verdiepingen momentaan ψ_0

ψ_0 uit Eurocode 0 - 2011

Belastingcombinaties SYSTEEM 4 direct op de wanden

Belastingcombinatie 1 = 1,0 x G + (1,0 x Q;vol + 1,0 x Q;mom)

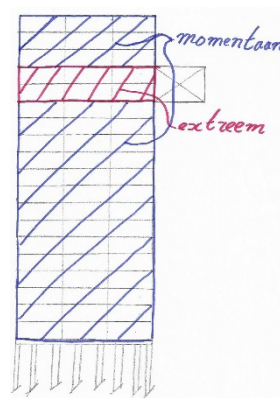
1 122400 + (1,00 2880 + 1,00 17136)

Belastingcombinatie 1 Ned;max 142416 kN <- maatgevend

Belastingcombinatie 2 = 1,0 x G + 1,0 x Q;mom-t

1 122400 + 1,00 19152

Belastingcombinatie 2 Ned;max 141552 kN

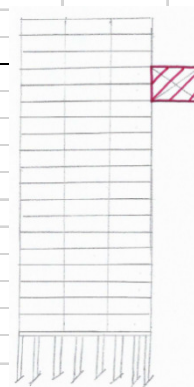


2.3.4 Belasting van de uitkraging

De belasting van de uitkraging moet worden bepaald. De belasting wordt in 2 vormen berekend. De eerste vorm is de belasting van alleen de uitkraging vanaf de gevel van het gebouw gerekend. De tweede is de belasting van de gehele verdieping en de uitkraging bij elkaar gerekend. Deze berekeningen zijn nodig voor de twee verschillende zwaartepunt bepalingen. Zowel de belasting voor de sterkte als voor de vervorming zijn berekend.

2.3.4.1 Belasting alleen uitkraging (sterkte)

<u>Belastingschema alleen uitkraging</u>									
Permanente belasting									
			Aantal	Lengte	Breedte	Dikte	kN/m³	Totaal	
Uitkragende vloeren			3	10,00	24,00	0,25	25,00	4500	kN
Totaal							G	4500	kN
Opgelegde belastingen									
			Aantal	Lengte	Breedte	kN/m²	ψ0	Totaal met ψ0	
Kantoorfunctie Q;mom t.h.v. uitkraging			2	10,00	24,00	2,50	0,70	840	kN
Kantoorfunctie Q;vol t.h.v. uitkraging			2	10,00	24,00	2,50	-	1200	kN
Dak Q;mom			1	10,00	24,00	1,00	0,00	0	kN
Sneeuw			1	10,00	24,00	0,56	0,00	0	kN
							Q;vol*	1200	kN
							Q;mom-t*	840	kN
* Q;vol = 2 verdiepingen volledig veranderlijk belast									
* Q;mom-t = alle verdiepingen momentaan ψ0									
ψ0 uit Eurocode 0 - 2011									
Belastingcombinaties alleen uitkraging									
<i>Belastingcombinatie 1 = 1,2 x G + 1,5 x Q;vol</i>									
1,2	4500	+	1,50	1200					
Belastingcombinatie 1 Ned;m			7200 kN						
<i>Belastingcombinatie 2 = 1,35 x G + 1,5 x Q;mom-t</i>									
1,35	4500	+	1,50	840					
Belastingcombinatie 2 Ned;m			7335 kN		<- maatgevend				



2.3.4.2 Belasting gehele verdieping & uitkraging (sterkte)

Belastingenschema uitkraging gehele verdieping									
Permanente belasting									
			Aantal	Lengte	Breedte	Dikte	kN/m ³	Totaal	
Uitkragende vloeren			3	34,00	24,00	0,25	25,00	15300	kN
Totaal							G	15300	kN
Opgelegde belastingen									
			Aantal	Lengte	Breedte	kN/m ²	ψ0	Totaal met ψ0	
Kantoorfunctie Q;mom t.h.v. uitkraging			2	34,00	24,00	2,50	0,70	2856	kN
Kantoorfunctie Q;vol t.h.v. uitkraging			2	34,00	24,00	2,50	-	4080	kN
Dak Q;mom			1	34,00	24,00	1,00	0,00	0	kN
Sneeuw			1	34,00	24,00	0,56	0,00	0	kN
							Q;vol*	4080	kN
							Q;mom-t*	2856	kN
* Q;vol = 2 verdiepingen volledig veranderlijk belast									
* Q;mom-t = alle verdiepingen momentaan ψ0									
ψ0 uit Eurocode 0 - 2011									
Belastingenschema uitkraging gehele verdieping									
Belastingcombinatie 1 = 1,2 x G + 1,5 x Q;vol									
1,2	15300	+	1,50	4080					
Belastingcombinatie 1 Ned;m				24480	kN				
Belastingcombinatie 2 = 1,35 x G + 1,5 x Q;mom-t									
1,35	15300	+	1,50	2856					
Belastingcombinatie 2 Ned;m				24939	kN	<- maatgevend			



2.3.5 Opsomming belastingen

Voor berekening van de belastingen zijn 3 belastingcombinaties gemaakt namelijk:

- Combinatie 1: $1,2 \times G + (1,5 \times Q1 + 1,5 \times \psi0 \times Qi)$;
- Combinatie 2: $1,35 \times G + 1,5 \times \psi0 \times Qi$;
- Combinatie 3: $0,9 \times G$.

Wat opvalt, is dat de maximale belasting overal gehaald wordt met belastingcombinatie 2. De minimale belasting wordt behaald door belastingcombinatie 3. De horizontale belastingen worden overal vermenigvuldigd met 1,5.

Bij de belasting direct op de kern (systemen 1, 2 en 3) is een vlak van 16 bij 16 meter aangehouden, het vlak direct boven de kern en de afstand vanaf de kern tot het hart van de overspanning. Deze geeft een Ned;max van 78648 kN en een Ned;min van 43920 kN.

Bij de belasting direct + aanpendelend op de kern zonder uitkraging is het vlak van de gehele verdieping aangehouden, de Ned;max is 148608 kN en de Ned;min 79920 kN. Bij de belasting direct en aanpendelend op de kern met uitkraging is de Ned;max 154683 kN en de Ned;min 83970 kN.

Bij de belasting direct op de wanden is het gehele vlak van de verdieping aangehouden, de 24,4 bij 24,4 meter. Dit komt doordat de wanden van links naar rechts lopen en de belasting over de vier wanden zal worden verdeeld. Hierdoor zijn de belastingen direct op de wand en direct + aanpendelend zonder uitkraging aan elkaar gelijk. De Ned;max is 193968 kN en de Ned;min is 110160 kN.

De belasting direct + aanpendelend op de wanden met uitkraging heeft een Ned;max van 200043 kN en een Ned;min van 114210 kN.

Voor bepalen van de momenten is het gewicht van alleen de uitkraging en uitkragende verdieping nodig. Voor het moment bij de systemen 2 en 3 wordt alleen de uitkraging gebruikt. Deze heeft een Ned;max van 7335 kN. Voor het moment bij systeem 5 wordt de hele verdieping van de uitkragingen gebruikt, deze heeft een Ned;max van 24939 kN.

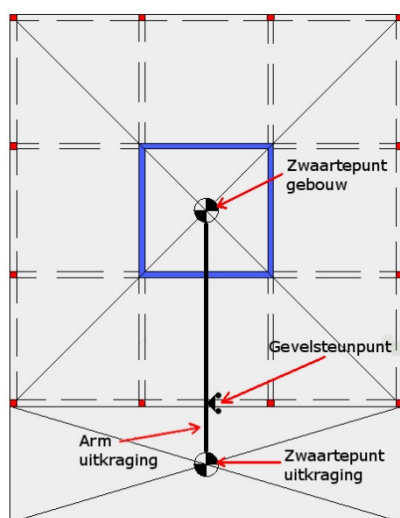
Omschrijving	Gewicht met belastingcombinatie	
Belasting direct op de kern	Ned; max = 78648 kN	Ned; min = 43920 kN
Belasting direct + aanpendelend op de kern Z.U.	Ned; max = 148608 kN	Ned; min = 79920 kN
Belasting direct + aanpendelend op de kern M.U.	Ned; max = 154683 kN	Ned; min = 83970 kN
Belasting direct op de wanden	Ned; max = 193968 kN	Ned; min = 110160 kN
Belasting direct + aanpendelend op de wanden Z.U.	Ned; max = 193968 kN	Ned; min = 110160 kN
Belasting direct + aanpendelend op de wanden M.U.	Ned; max = 200043 kN	Ned; min = 114210 kN
Belasting 2 verdiepingen met uitkraging	Ned; max = 24939 kN	
Belasting van de uitkraging	Ned; max = 7335 kN	

z.u. is zonder uitkraging, m.u. is met uitkraging

2.4 Zwaartepunt van de uitkraging

2.4.1 Zwaartepunt kern

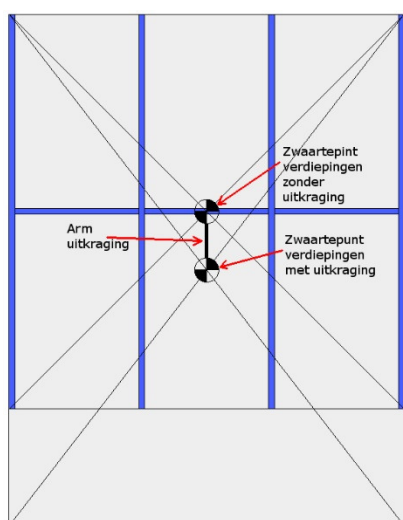
In de fictieve casussen van het literatuuronderzoek is aangegeven dat (hoofdstuk 2) wordt uitgegaan van een vierkante plattegrond met vierkante kern. Dit heeft als gevolg dat het zwaartepunt precies in het hart van de kern komt te liggen. Dit geldt hetzelfde voor de uitkraging, hierbij ligt het zwaartepunt van de belasting ook precies in het hart. De excentriciteit is de afstand van het hart van de kolommen tot aan het zwaartepunt van de uitkraging, deze berekening hoort bij de schematisering in figuur 2-12. In De fictieve casus van de kern ligt het zwaartepunt van de uitkraging 5 meter uit de gevel. Dit is de arm van de uitkraging, door de symmetrie van de uitkraging ligt deze precies in het midden van de uitkraging.



figuur 2-12; Beschouwing ten behoeve van SYSTEEM 2 en -3, excentriciteit ten behoeve van moment uitkraging; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

2.4.2 Zwaartepunt wanden

Bij het zwaartepunt van de wanden wordt de excentriciteit bepaald door de gehele verdieping van de uitkraging, als weergegeven in figuur 2-13. Het zwaartepunt van de stabiliserende wanden ligt precies in het midden van de plattegrond, dit is ook het geval bij de verdiepingen. De excentriciteit is hier eveneens 5 meter. Bij de berekening van de excentriciteit bij De Symphony zal niet het gewicht van de gehele verdieping worden genomen maar alleen de uitkraging. Op deze manier kan hetzelfde gewicht per vierkante meter uitkraging worden aangehouden als bij de kern. Nu moet een aparte gewichtsberekening gemaakt worden voor beide gebouwen. De excentriciteit wordt hierbij hoger maar het gewicht lager, het antwoord blijft dus gelijk.



figuur 2-13; Beschouwing SYSTEEM 5; excentriciteit ten behoeve van moment uitkraging; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

2.5 Traagheids- en weerstandsmomenten

In de navolgende hoofdstukken worden de traagheids- en weerstandsmomenten van de kern (systemen 1, 2 en 3), de wanden (systemen 4 en 5) en de paalgroepen uitgerekend.

2.5.1 Traagheidsmoment kern

Traagheidsmoment van de kern, ten behoeve van de systemen 1, 2 en 3, voor de afmetingen zie figuur 2-2.

$$\begin{aligned}
 I_{\text{totaal}} &= I_{\text{buiten}} - I_{\text{binnen}} \\
 I_{\text{buiten}} &= \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 8350 \cdot 8350^3 = 4,05 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4 \\
 I_{\text{binnen}} &= \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 7650 \cdot 7650^3 = 2,85 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4 \\
 I_{\text{totaal}} &= 4,05 \cdot 10^{14} - 2,85 \cdot 10^{14} = 1,20 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4 \\
 &(\text{Geldt voor } I_x \text{ en } I_y)
 \end{aligned}$$

2.5.2 Traagheidsmoment wanden

Traagheidsmoment van de wanden, ten behoeve van de systemen 4 en 5, voor de afmetingen zie figuur 2-4.

$$\begin{aligned}
 I_y &= \frac{1}{12} \cdot (4 \cdot 350) \cdot 24400^3 = 1,69 \cdot 10^{15} \text{ mm}^4 = 1,39 \cdot 10^{11} \text{ mm}^3 \\
 I_x &= \frac{1}{12} \cdot 350 \cdot 24400^3 = 4,24 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4 = 3,47 \cdot 10^{10} \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2.5.3 Traagheidsmoment paalgroep kern

Traagheidsmoment van de paalgroep onder de kern, ten behoeve van de systemen 1, 2 en 3, voor de afmetingen zie figuur 2-2.

$$\begin{aligned}
 &\text{Traagheidsmoment paalgroep.} \\
 I_{\text{totaal paalgroep}} &= \sum I_{\text{eigen}} + A_{\text{paal}} \cdot a^2 \\
 &2 \times ((2 \cdot A_{\text{paal}} \cdot 2,90^2) + (7 \cdot A_{\text{paal}} \cdot 4,80^2) + (7 \cdot A_{\text{paal}} \cdot 7,20^2)) \\
 I_{\text{totaal paalgroep}} &= 1071,4 \cdot A_{\text{paal}} \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Traagheidsmoment van de paalgroep onder de wanden, ten behoeve van de systemen 4 en 5, voor de afmetingen zie figuur 2-4.

$I_{\text{totaal paalgroep in X-richting}} = 7163 \times \text{APm}^4$

$$2 \times (\delta_x AP_x 11, 8^2) + (\delta_x AP_x 9, 44^2) + (\delta_x AP_x 7, 08^2) + (\delta_x AP_x 4, 72^2) + (\delta_x AP_x 2, 36^2) = 4901 \times AP_m^4$$

In de onderstaande berekeningen is de Wy en Wz teruggerekend vanaf de ly en lz. Dit wordt gedaan door de ly en lz te delen op afstand van de zwaartepunt van de kern en wanden naar de uiterste vezel van het te beschouwen onderdeel, deze afstand wordt e0 genoemd.

$$W_y = I_y / e_o = \quad " \quad " \quad " \quad "$$

$$W_y = I_y / e_o = 1,69 \cdot 10^{15} \text{ mm}^4 / (24400/2) = 1,39 \cdot 10^{11} \text{ mm}^3$$

Voor berekening van het traagheidsmoment van de kern wordt eerste een vlak gemaakt van de het gehele buitenoppervlak en daar wordt dan het binnen vlak vanaf getrokken. Het traagheidsmoment wordt berekend met $1/12 \times B \times H^3$.

Bij het traagheidsmoment van de wanden kan in de Y-richting (lengte van de wanden) dezelfde berekening worden gebruikt. In de Z-richting (dwars op de wanden) moet de berekening $1/12 \times B \times H^3 + A \times a^2$ gebruikt worden, omdat de wanden niet op de hartlijn staan. De a is dan ook de excentriciteit van de hartlijn tot aan het zwaartepunt van de wand.

Het traagheidsmoment van de palen wordt berekend met $\frac{1}{12} \times B \times H^3 + A_{paal} \times a^2$. Hieruit resulteert dat de I van de wanden 4 keer zo sterk is als de kern, de I van de paalgroep bij de wanden is 4,6 keer zo sterk als de I van de palen bij de kern.

2.6 Rotatieveerconstante fundering

2.6.1 Rotatieveerconstante paalgroep kern

De veerconstante van de paalgroep onder de kern is nodig voor het berekenen van de horizontale verplaatsing van de top bij de systemen 1, 2 en 3. Hiervoor is gebruik gemaakt van het fictieve palenplan van figuur 2-1.

x- en y- richting

$$C_{fundering} = k_{paal} \cdot \frac{I_{paalgroep}}{A_{paal}}$$
$$k_{paal} = \frac{E_{paal} \cdot A_{paal}}{l_{paal}} = \frac{38500 \cdot 400^2}{20000} = 308000 \text{ N/mm}^2$$
$$C_{fundering} = 308000 \cdot \frac{1071,4 \cdot A_{paal}}{A_{paal}} = 330 \cdot 10^6 \text{ kNm.rad.}$$

2.6.2 Rotatieveerconstante paalgroep wanden

De veerconstante van de paalgroep onder de wanden is nodig voor het berekenen van de horizontale verplaatsing van de top bij de systemen 4 en 5. Hiervoor is gebruik gemaakt van het fictieve palenplan van figuur 2-3.

x-richting

$$C_{fundering} = k_{paal} \cdot \frac{I_{paalgroep}}{A_{paal}}$$
$$k_{paal} = \frac{E_{paal} \cdot A_{paal}}{l_{paal}} = \frac{38500 \cdot 400^2}{20000} = 308000 \text{ N/mm}^2$$
$$C_{fundering} = 308000 \cdot \frac{7163 \cdot A_{paal}}{A_{paal}} = 2206 \cdot 10^6 \text{ kNm.rad.}$$

y-richting

$$C_{fundering} = k_{paal} \cdot \frac{I_{paalgroep}}{A_{paal}}$$
$$k_{paal} = \frac{E_{paal} \cdot A_{paal}}{l_{paal}} = \frac{38500 \cdot 400^2}{20000} = 308000 \text{ N/mm}^2$$
$$C_{fundering} = 308000 \cdot \frac{4901 \cdot A_{paal}}{A_{paal}} = 1510 \cdot 10^6 \text{ kNm.rad.}$$

2.6.3 Opsomming rotatieveerconstante fundering

De berekening van de rotatieveerconstante is $C_{fund} = k_{paal} \times (I_{paalgroep}/A_{paal})$. De fundering van de systemen 1,2 en 3 levert een $C_{fundering}$ van $330 \times 10^6 \text{ kNm.rad.}$ De rotatieveerconstante van de fundering bij de systemen 4 en 5 levert een $C_{fundering}$ van $1510 \times 10^6 \text{ kNm.rad.}$ Deze laatste is dus bijna 5 keer zo groot omdat er ten eerste ongeveer twee keer zo veel palen onder staan, daarnaast zijn de palen ook verdeeld over de gehele begane grondvloer (onder de wanden), waar ze bij de kern alleen onder de fundering van de kern staan.

2.7 Windbelasting

De windbelasting wordt berekend (in de onderstaande berekening) als representatieve waarde. Voor berekening van de sterkte van de kern en wanden moet deze waarde worden met 1,5. Voor berekening van de horizontale verplaatsing van de top moet de representatieve waarde worden vermenigvuldigd met 1,0.

Windbelasting

Hoogbouw 24 m breedte, 60 m hoog.
 $\Rightarrow b < h \leq 2b$

Windgebied 2, bebouwd.

tot 40 meter ; $1,13 \text{ kN/m}^2$.

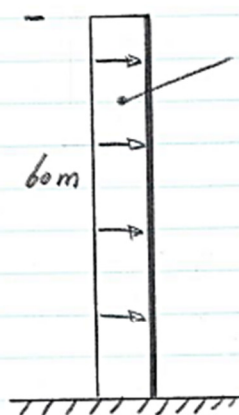
40 tot 60 meter ; $1,28 \text{ kN/m}^2$.

Druk + zuiging zone D+E

$\Rightarrow \text{Druk} = 0,8$ } Druk + zuiging = 1,3.
 $\Rightarrow \text{Zuiging} = -0,5$ }

Per meter hoogte:

$\Rightarrow 24 \text{ m breedte} = 24 \cdot 1,28 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,3 = 40 \text{ kN/m'}$



40 kN/m'

Aangehouden = de hoogste windbelasting. Dit om abstract rekening te houden met de windbelasting rond de uitkraging.

Sneeuwbelasting

$0,56 \text{ kN/m}^2$ opgelegde belasting

(NEN 1991 Art. 4.2, Art.7.2, Tabel 7.1, Art. 4.5, 2011)

2.8 Fictieve elasticiteit

Gezien de kern niet gemaakt wordt van alleen beton, moet een fictieve elasticiteit berekend worden. Dit gebeurt door het berekenen van de waarde α_n . De waarde van α_n moet onder de 0,5 blijven anders is een andere berekening benodigd.

2.8.1 Fictieve elasticiteit van de kern

Voor berekening van de sterkte en horizontale verplaatsing van de systemen 1, 2 en 3.

$$\begin{aligned} C30/37 \quad f_{cd} &= 20 \text{ N/mm}^2 \\ \rho &0,5\% \text{ geschat} \\ A_{\text{beton}} &= (8350 \times 8350) - (7650 \times 7650) = 11,2 \times 10^6 \text{ mm}^2 \\ A_s &= 0,005 \times 11,2 \times 10^6 = 56000 \text{ mm}^2 \\ I &= 1,20 \times 10^{14} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\alpha_n = \frac{N_{ed} \cdot m_{in}}{A_{\text{beton}} \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}}$$

$$\alpha_n = \frac{43920 \times 10^3}{(0,6 \times 11,2 \times 10^6 \times 20) + (56000 \times 435)} = 0,28 < 0,5$$

$$E_{f1} = (1600 + 4200 \times 0,5) + (14000 - 1600 \times 0,5) \times 0,28 = 7396$$

$$E_{f2} = (1900 + 4300 \times 0,5) + (19000 - 1900 \times 0,5) \times 0,28 = 9104$$

$$E_f = \frac{E_{f1} + E_{f2}}{2} = \frac{7396 + 9104}{2} = 8250 \text{ N/mm}^2$$

$$EI = 8250 \times 1,20 \times 10^{14} = 9,9 \times 10^{17} \text{ N/mm}^2 \\ 9,9 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

(NEN 1992-1-1 Tabel NB 1, 2011)

2.8.2 Fictieve elasticiteit van de wanden

Voor berekening van de sterkte en horizontale verplaatsing van de systemen 4 en 5.

$$\begin{aligned}
 &C30/37 \quad f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2 \\
 &P = 0,5\% \quad (\text{geschat}) \\
 &A = 24000 \times 350 = 8400000 \cdot \times 4 = 3,36 \times 10^7 \text{ mm}^2 \\
 &A_s = 0,005 \times 3,36 \times 10^7 = 168500 \text{ mm}^2 \\
 &I = 1,61 \times 10^{15} \text{ mm}^4 \\
 \\
 &a_n = \frac{N_{ed \text{ min}}}{A_{\text{beton}} \times f_{cd} + A_s \times f_{yd}} \\
 &a_n = \frac{110160 \times 10^3}{(0,6 \times 3,36 \times 10^7 \times 20) + (168500 \times 435)} = 0,23 \\
 \\
 &E_{f1} = 1600 + 4200 \times 0,5 + (14000 - 1600 \times 0,5) \times 0,23 = 6736 \\
 &E_{f2} = 1900 + 4300 \times 0,5 + (19000 - 1900 \times 0,5) \times 0,23 = 8202 \\
 \\
 &E_f = \frac{6736 + 8202}{2} = 7469 \text{ N/mm}^2 \\
 &EI = 7469 \times 1,61 \times 10^{15} = 1,2 \times 10^{19} \text{ N/mm}^2 \\
 &\quad \quad \quad 1,2 \times 10^{10} \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

(NEN 1992-1-1 Tabel NB 1, 2011)

De kern en de wanden zijn opgebouwd uit beton en betonstaal. Omdat de materialen zich niet gelijk gedragen moet een fictieve elasticiteit berekend worden. De elasticiteit van de kern komt op 8250 N/mm² en de elasticiteit van de wanden op 7469 N/mm². Dit betekent dat de kern ongeveer 750 N/mm² stijver is dan de wanden.

Dit verschil zit in de berekening van a_n . In de berekening van de kern blijft 0,28 ofwel 28% over, waar bij de wanden maar 23% over blijft. Dit is af te lijden aan de hoeveelheid staal in de constructie tegenover het gewicht. Bij de kern is 56000 mm² aan betonstaal aanwezig tegenover 43920 kN aan gewicht. Bij de wanden is dit 168500 mm² bij een gewicht van 110160 kN. Verhoudingsgewijs is er dus bij de wanden meer staal aanwezig tegenover het gewicht. Hierdoor wordt a_n dus kleiner.

2.9 Bepalen imperfecties

Het verschil in de imperfecties met - en zonder uitkraging is zo klein dat de hoogste waarde wordt aangehouden. De imperfectie zonder uitkraging heeft een lagere Ned hierdoor zal de Qhi ook lager uitvallen.

2.9.1 Imperfectie kern

De imperfectie wordt berekend (in de onderstaande berekening) als representatieve waarde. Voor berekening van de sterkte van de kern moet deze waarde worden vermenigvuldigd met 1,5. Voor berekening van de horizontale verplaatsing van de top moet de representatieve waarde worden vermenigvuldigd met 1,0. Deze imperfectie is van toepassing op de systemen 1, 2 en 3.

$$q_{Ri} = \theta_0 \times (\alpha_R \times a_m) \times \frac{\text{Ned totaal}}{L}$$
$$\theta_0 = 1/300$$
$$\alpha_R = 2/\sqrt{e} = 2/\sqrt{60} = 0,26 \Rightarrow 2/3$$
$$a_m = 13 \text{ dragende elementen}$$
$$a_m = \sqrt{0,5 \times (1 + \frac{1}{13})} = 0,73$$
$$q_{Ri} = 1/300 \times (2/3 \times 0,73) \times \frac{154683 \times 10^3}{60 \times 10^3} = 4,2 \text{ kN/m'}$$

(NEN 1991-1-1 Art. 5.1, 2011)

2.9.2 Imperfectie wanden

De imperfectie wordt eveneens berekend (in de onderstaande berekening) als representatieve waarde. Voor berekening van de sterkte van de wanden moet deze waarde worden vermenigvuldigd met 1,5. Voor berekening van de horizontale verplaatsing van de top moet de representatieve waarde worden vermenigvuldigd met 1,0. Deze imperfectie is van toepassing op de systemen 4 en 5

$$q_{Ri} = \theta_0 \times (\alpha_R \times a_m) \times \frac{\text{Ned totaal}}{L}$$
$$\theta_0 = 1/300$$
$$\alpha_R = 2/\sqrt{e} = 2/\sqrt{60} = 0,26 \Rightarrow 2/3$$
$$a_m = 4 \text{ dragende elementen}$$
$$a_m = \sqrt{0,5 \times (1 + \frac{1}{4})} = 0,79$$
$$q_{Ri} = 1/300 \times (2/3 \times 0,79) \times \frac{200043 \times 10^3}{60 \times 10^3} = 5,9 \text{ kN/m'}$$

(NEN 1991-1-1 Art. 5.1, 2011)

2.9.3 Conclusie imperfecties

Bij berekenen van de imperfecties is de hoeveelheid belasting van belang, hoe hoger de belasting op het stabiliserende onderdeel hoe hoger de imperfectie belasting. Door deze reden is gekozen voor de belasting direct + aanpendelend met uitkraging voor beide stabiliteitssystemen.

2.9.4 Bepaling 2^e orde moment

Het meest ongunstige 2^{de} orde moment wordt berekend. Als de uitkomst hoger uitvalt dan 11 dan kunnen alle andere beschouwingen ook beschouwd worden zonder 2^{de} orde effect. De beschouwing met de laagste EI en de hoogste Ned is het meest ongunstig.

$$N = \frac{N_{cr}}{N_{ed}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{l_c^2} \Rightarrow \frac{\pi^2 \times 9.9 \times 10^8}{1,12 \times 60^2} = 2,4 \times 10^6 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = 154683 \text{ kN}$$

$$N = \frac{2,4 \times 10^6}{154683} = 15,5 > 11 \text{ geen 2e orde}$$

2.10 Momenten

De momenten aan de voet van de kern en de wanden (ter hoogte van de fundering) zijn berekend met het softwareprogramma Matrix Frame. In de tabel zijn alleen de votmomenten weergegeven, de overige momenten van de steunpunten zijn bijgevoegd in bijlage 3.

Omschrijving	Momenten in de x-richting	Momenten in de y-richting
Systeem 1	117000 kNm	117000 kNm
Systeem 2	117000 kNm	124790 kNm
Systeem 3	129008 kNm	124790 kNm
Systeem 4	117000 kNm	117000 kNm
Systeem 5	241695 kNm	124790 kNm

In de y-richting wordt het moment met 7790 kNm verhoogt bij de systemen 2, 3 en 5. Dit is het moment van de windkracht en imperfectie op het zijvlak van de uitkraging. De berekening hiervan is hieronder weergegeven.

$$\text{Uitkraging} = 10 \text{ meter lang.} \\ 6 \text{ meter hoog.}$$

$$\text{Oppervlakte zijgevel} = 10 \times 6 = 60 \text{ m}^2.$$

$$\text{Windbelasting} = 1,28 \text{ kN/m}^2 \\ \text{imperfectie} = 0,16 \text{ kN/m}^2 \text{ (geschat)}$$

$$\text{kracht op het zijgevelvlak} = 60 \times (1,28 + 0,16) \\ = 86,4 \text{ kN.}$$

$$1,5 \cdot Q = 1,5 \cdot 86,4 \text{ kN} = 129,6 \text{ kN incl. veiligheid.}$$

$$\text{hoogte aangehouden} = 60 \text{ meter}$$

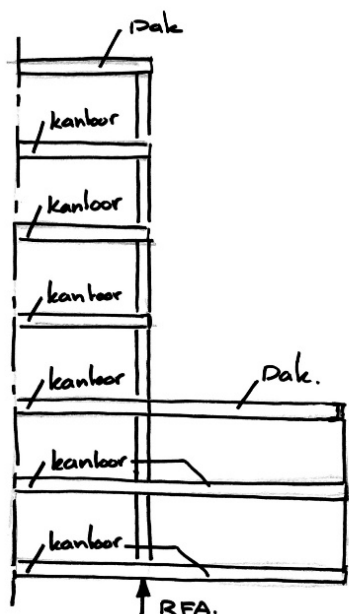
$$\text{Moment} = F \cdot l = 129,6 \cdot 60 = 7790 \text{ kNm.}$$

2.11 Belasting kolommen

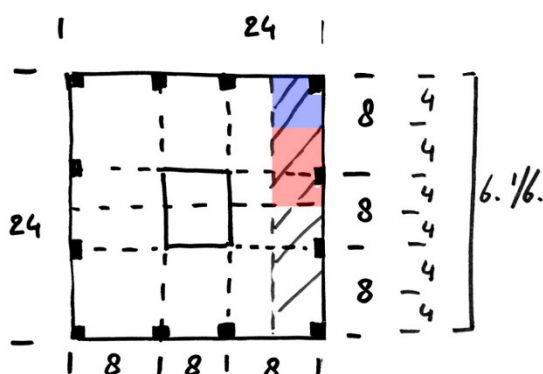
In de beginsituatie worden de kolommen in de gevel van systeem 1 alleen belast door eigengewicht van de vloeren en de veranderlijke belasting van het kantoor. In de nieuwe situatie komt hier de belasting van de uitkraging bij. In het navolgende deelhoofdstuk wordt de belasting in de beginsituatie berekend. Daarnaast wordt geanalyseerd wat de nieuwe belasting op de kolommen is bij systeem 2 en - 3.

2.11.1 Belasting SYSTEEM 1

De kolommen voor berekening van het gewicht zijn genomen direct onder de verdiepingen van de uitkraging. In de schets, figuur 31 is ter verduidelijking de betreffende verdieping weergegeven. De reactiekracht is RFA genoemd in het verdere hoofdstuk. RFA is de reactiekracht in de vier kolommen tussen de 13^e en 14^e verdieping. In figuur 32 is de belasting in de beginsituatie weergegeven op de kolommen, het gearceerde deel is het halve vloerveld dat op de kolommen rust. Het totale veld rust op vier kolommen, het vloerveld is dus opgedeeld in zes gelijke stukken. In het rode vlak geeft de belasting op een midden kolom weer ($2/6$ deel van de totale belasting), het blauwe vlak op een hoekkolom ($1/6$ deel van de totale belasting).



figuur 2-14; Reactiekracht RFA in de kolommen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.



figuur 2-15, Belasting op de kolommen in SYSTEEM 1; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

Op de volgende pagina zijn de belastingcombinaties gegeven ten behoeve van de belastingen in de beginsituatie.

Belastingschema belasting kolom <u>zonder uitkraging</u>										
Permanente belasting										
				Aantal	Lengte	Breedte	Dikte	kN/m³	Totaal	
Verdiepingen				6	4,00	24,00	0,25	25,00	3600	kN
Dak				1	4,00	24,00	0,25	25,00	600	kN
Totaal								G	4200	kN
Opgelegde belastingen										
				Aantal	Lengte	Breedte	kN/m²	ψ0	Totaal met ψ0	
Kantoorfunctie Q;mom				4	4,00	24,00	2,50	0,70	672	kN
Kantoorfunctie Q;vol t.h.v. uitkraging				2	4,00	24,00	2,50	-	480	kN
Dak Q;mom				1	4,00	24,00	1,00	0,00	0	kN
Sneeuw				1	4,00	24,00	0,56	0,00	0	kN
								Q;mom*	672	kN
								Q;vol*	480	kN
								Q;mom-t*	1008	kN
* Q;vol = 2 verdiepingen volledig veranderlijk belast										
* Q;mom = overige verdiepingen momentaan ψ0										
* Q;mom-t = alle verdiepingen momentaan ψ0										
ψ0 uit Eurocode 0 - 2011										
Belastingschema belasting kolom <u>zonder uitkraging</u>										
<u>Belastingcombinatie 1 = 1,2 x G + (1,5 x Q;vol + 1,5 x Q;mom)</u>										
1,2	4200	+	(	1,50	480	+	1,50	672	)	
Belastingcombinatie 1 Ned;m				6768 kN						
<u>Belastingcombinatie 2 = 1,35 x G + 1,5 x Q;mom-t</u>										
1,35	4200	+		1,50	1008					
Belastingcombinatie 2 Ned;m				7182 kN		<- maatgevend				

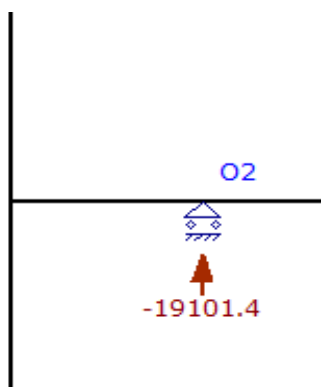
Belastingcombinatie 2 is maatgevend met 7182 kN. De belastingen in de beginsituatie worden:

- Midden kolom: $2/6 \times 7182 \text{ kN} = 2394 \text{ kN}$;
- Hoekkolom: $1/6 \times 7182 \text{ kN} = 1197 \text{ kN}$.

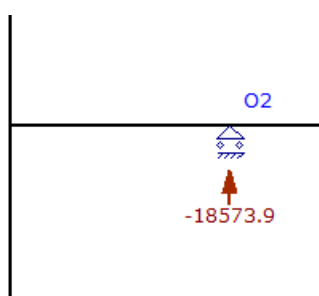
In het volgende deelhoofdstuk zullen de belastingen op de kolommen met uitkraging worden geanalyseerd.

2.11.2 Belastingen systeem 2 en - 3

De belastingen in de kolommen van systeem 2 en – 3 zijn af te lezen uit het matrix model, welke al gemaakt is voor het berekenen van de momenten. In de onderstaande figuren 33 en 34 zijn fragmenten van het matrixmodel weergegeven. De gebruikte belastingen op de systemen zijn de NED;max direct op de kern, de belasting van NED;max van alleen de uitkraging en de belasting op de kolommen zonder uitkraging (pag. 38).



figuur 2-16; Belasting op de kolommen in SYSTEEM 2;
afbeelding door de auteurs; juni 2014.



figuur 2-17; Belasting op de kolommen in SYSTEEM 3;
afbeelding door de auteurs; 2014.

De reactiekrachten in de bovenstaande afbeeldingen, zijn eveneens de belastingen voor de vier kolommen samen. De midden kolommen krijgen 1/3 van de kracht en de hoekkolommen krijgen 1/6 van de kracht. Respectievelijk 33,3 % en 16,7 % zoals gesteld in figuur 17.

- Midden kolom SYSTEEM 2: $2/6 \times 19101 \text{ kN} = 6367 \text{ kN};$
- Hoekkolom SYSTEEM 2: $1/6 \times 19101 \text{ kN} = 3184 \text{ kN};$
- Midden kolom SYSTEEM 3: $2/6 \times 18574 \text{ kN} = 6191 \text{ kN};$
- Hoekkolom SYSTEEM 3: $1/6 \times 18574 \text{ kN} = 3096 \text{ kN}.$

De kolommen krijgen bij de schematisering van de systemen 2 en 3 een extra kracht te verduren. Deze belastingen zijn (berekening als: nieuwe belasting van SYSTEEM 2 en -3 minus de basisbelasting bij SYSTEEM 1):

- Midden kolom SYSTEEM 2: $6367 \text{ kN} - 2394 \text{ kN} = 3973 \text{ kN extra} = 166,0 \%;$
- Hoekkolom SYSTEEM 2: $3184 \text{ kN} - 1197 \text{ kN} = 1987 \text{ kN extra} = 166,0 \%;$
- Midden kolom SYSTEEM 3: $6191 \text{ kN} - 2394 \text{ kN} = 3797 \text{ kN extra} = 158,6 \%;$
- Hoekkolom SYSTEEM 3: $3096 \text{ kN} - 1197 \text{ kN} = 1899 \text{ kN extra} = 158,6 \%;$

2.11.3 Conclusie belasting kolom

Bij systeem 1 is de belasting op de midden kolom 2394 kN, ofwel 1/3 van 7182 kN (totale belasting van de halve overspanning op vier kolommen), de belasting op de hoekkolom is 1197 kN, 1/6 van 7182 kN. De kolommen in systeem 2 krijgen een belasting die 166,0 % hoger is dan de beginsituatie. Bij systeem 3 is dit 158,6 %. Bij systeem 3 is de belasting iets lager doordat door de momentvaste koppeling meer belasting wordt afgedragen via de kern.

2.12 Verplaatsingen

2.12.1 Normen ten aanzien van de verplaatsing

De eurocode schrijft regels voor over de maximale uitbuiging van een gebouw. Per bouwlaag mag er niet meer verplaatsing zijn dan $1/300$ per bouwlaag en het totale gebouw mag niet meer uitbuigen dan $1/500$ dan de totale hoogte. (NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011/NB:2011, 2011)

Voor de beschouwing van het voorbeeld wordt alleen de totale hoogte van het gebouw aangehouden. Dit is $1/500 \times 60000 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$ totale uitbuiging.

2.12.2 Berekening verplaatsing

De verplaatsingen van de top van de kern en de wanden zijn eveneens berekend met het softwareprogramma Matrix Frame. In de tabel zijn alleen de verplaatsingen van de top (in de X-richting) weergegeven, de overige verplaatsingen zijn bijgevoegd in Bijlage 3.

Systeem 1	87 mm
Systeem 2	85 mm
Systeem 3	106 mm
Systeem 4	9 mm
Systeem 5	27 mm

2.12.3 Conclusie verplaatsingen

Volgens NEN-EN 2011 mag het totale gebouw $1/500$ van de totale hoogte uitbuigen. Dit komt neer op een verplaatsing van totaal 120 mm. Het meest vervormende systeem is systeem 3 met 106 mm. Dit valt nog ruim binnen de marge van de norm.

2.13 Reactiekrachten

De reactiekrachten in de voet van de fundering moeten worden berekend. Deze reactiekrachten zijn nodig om de paalbelastingen te bepalen. De verschillende systemen zorgen voor een ander verloop in de reactiekrachten. De gebruikte belastingen op de systemen 1, 2 en 3 zijn de NED;min en NED;max direct op de kern en de belasting van alleen de uitkraging. Voor de systemen 4 en 5 is gebruik gemaakt van de NED;min en NED;max direct op de wand en de belasting van alleen de uitkraging.

2.13.1 Systeem 1

De directe belasting op de kern is ook gelijk de reactiekracht in de palen. De reactiekrachten zijn als volgt:

- Reactiekracht NED;min 43920 kN (pag. 30);
- Reactiekracht NED;max 78648 kN (pag. 30).

2.13.2 Systeem 2

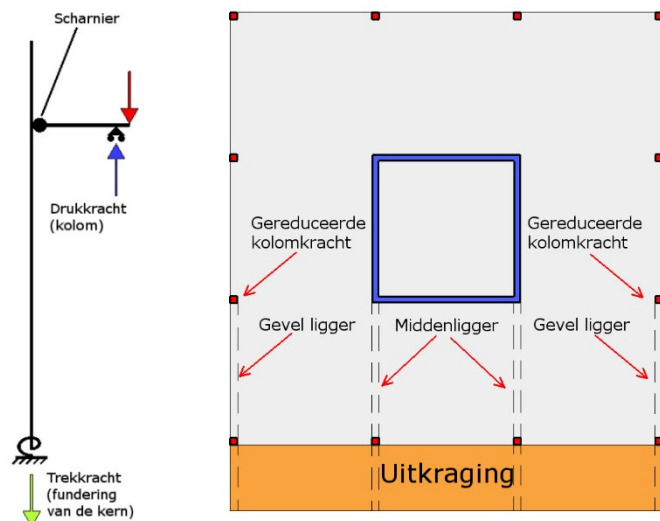
De totale directe belasting NED;max en NED;min zijn gelijk aan hoofdstuk 2.14.

Door het gewicht van de uitkraging en de aanwezige kolom, ontstaat er een reactiekracht van 4584 kN in de kern (naar boven). Dit komt omdat de uitkragende liggers uit één geheel bestaan en rusten op gevelkolommen. De koppeling met de kern is scharnierend, zie onderstaand figuur 2-18.



figuur 2-18; Reactiekracht door uitkraging in de kern; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

Omdat de uitkraging niet alleen aan de kern is verbonden maar ook met de kolommen in de gevel is een verdeling aangehouden voor de hoeveelheid kracht per onderdeel. De verdeling van de krachten is gelijk aan hoofdstuk 2.11.



figuur 2-19 (links); Reductie belasting door scharnierende uitkr.; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

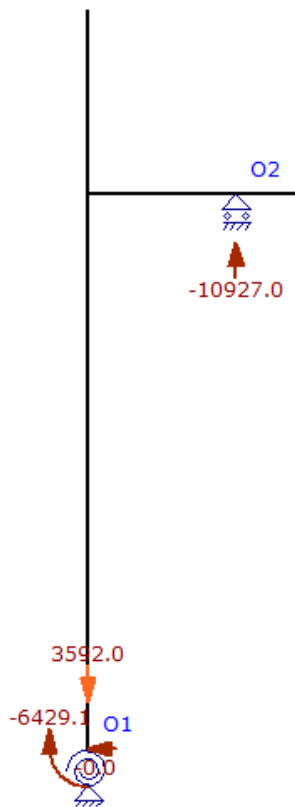
figuur 2-20 (rechts); Reductie kolomkracht door uitkraging; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

De verdeling van de omhoog gerichte kracht is gelijk gehouden aan de verdeling van de kracht op de kolommen. De kern krijgt $2 \cdot \frac{1}{3}$ van de kracht en de kolommen ieder $\frac{1}{6}$. Dit maakt dat de kracht op de kern gereduceerd wordt met $4584 \cdot \frac{2}{3} = 3025,4$ kN en de kolommen (aangegeven in figuur 2-19) met $4584 \cdot \frac{1}{6} = 779,3$ kN. De huidige kracht in de kolom is gelijk aan een midden kolom van hoofdstuk 2.11 en heeft een normaalkracht van 2394 kN.

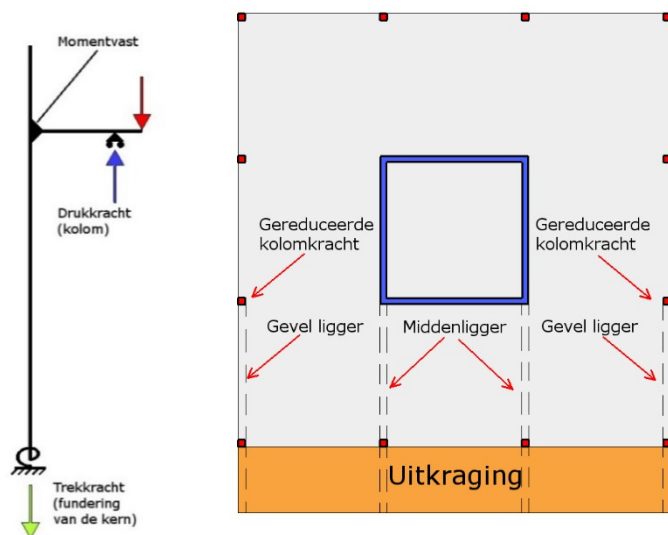
2.13.3 Systeem 3

De totale directe belasting NED;max is 78648 kN en NED;min is 43920 kN volgens hoofdstuk 2.14.

Door het gewicht van de uitkraging (pag. 37) en de aanwezige kolom, ontstaat er een reactiekracht van 3592 kN naar boven. Dit komt omdat de uitkragende vakwerken en wanden uit één geheel bestaan en rusten op gevelkolommen. De koppeling met de kern is scharnierend, zie onderstaand



Omdat de uitkraging niet alleen aan de kern is verbonden maar ook met de kolommen in de gevel is een verdeling aangehouden voor de hoeveelheid kracht per onderdeel. De verdeling van de krachten is gelijk aan hoofdstuk 2.11.



figuur 2-21 (midden); Reductie belasting door momentvaste uitkr.; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 2-22 (rechts); Reductie kolomkracht door uitkraging; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

De verdeling van de omhoog gerichte kracht is gelijk gehouden aan de verdeling van de kracht op de kolommen. De kern krijgt $2 \cdot \frac{1}{3}$ van de kracht en de kolommen ieder $\frac{1}{6}$. Dit maakt dat de kracht op de kern gereduceerd wordt met $3592 \cdot \frac{2}{3} = 2370,7$ kN en de kolommen (aangegeven in **Error! Reference source not found.**) met $3592 \cdot \frac{1}{6} = 610,7$ kN. De huidige kracht in de kolom is gelijk aan een midden kolom van hoofdstuk 2.11 en heeft een normaalkracht van 2394 kN.

2.13.4 Systeem 4

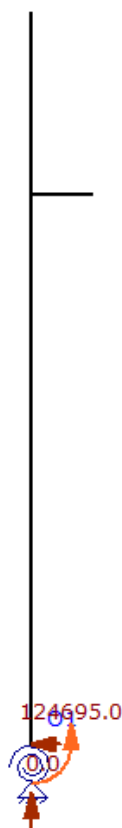
De directe belasting op de wanden is ook gelijk de reactiekracht in de palen. De reactiekrachten zijn als volgt:

- Reactiekracht NED;min 110160 kN (pag. 36);
- Reactiekracht NED;max 193968 kN (pag. 36).

2.13.5 Systeem 5

De totale directe belasting NED;min en NED;max zijn gelijk aan hoofdstuk 2.14.4.

Door het gewicht van de uitkraging ontstaat er 7335 kN extra aan reactiekracht in de wand (naar beneden). Het totale gewicht van de uitkraging wordt in het geheel opgenomen door de wand, omdat er geen kolommen aanwezig zijn zoals bij de systemen 2 en 3. Hieruit resulteren de volgende reactiekrachten die de palen dienen op te nemen.



De reactiekrachten op te nemen door de kern en de palen zijn:

- NED;min $110160 + 7335 \text{ kN} = 117495 \text{ kN}$;
- NED;max $193968 + 7335 \text{ kN} = 201303 \text{ kN}$.

2.13.6 Opsomming reactiekrachten

De reactiekrachten in de systemen 1 en 4 zijn de belastingen direct op de kern en de wand. In de systemen 2 en 3, ontstaat een omhoog gerichte kracht door de steunpunten onder de uitkragingen. Dit effect zorgt ervoor dat de reactiekracht in de kern bij systeem 2 wordt gereduceerd met 4584 kN en bij systeem 3 met 3592 kN. Bij systeem 5 zijn er geen kolommen en komt de kracht van de uitkraging direct in de wanden terecht. Hierdoor wordt deze kracht bij de reactiekracht van de fundering opgeteld.

2.14 Spanningen kern en wand

Om de spanningen in de wanden van de kern en de wanden te berekenen worden 2 basis formules gebruikt.

Formule 1 $\sigma = \frac{F}{A}$ en formule 2 $\sigma = \frac{M}{W}$

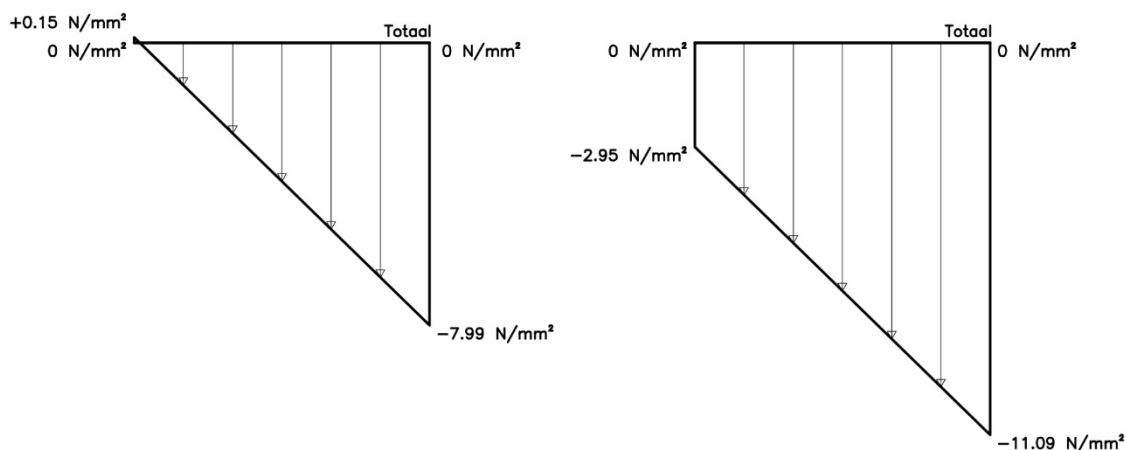
2.14.1 Systeem 1 om de x-as

Om de spanningen te kunnen berekenen moeten er gegevens bekend zijn.

- F (in N) krachten worden berekend in hoofdstuk 3.3;
- A (in mm) afmetingen worden berekend in hoofdstuk 3.1;
- M (in Nmm) wordt gegeven in hoofdstuk 3.10 en bijlage 2;
- W (in mm³) wordt berekend in hoofdstuk 3.5.

systeem 1	Normaalkracht kern NED;MIN	σ	=	$\frac{F1}{A}$	=	$\frac{4,39E+07}{1,12E+07}$	=	3,92	N/mm ²
	Normaalkracht kern NED;MAX	σ	=	$\frac{F2}{A}$	=	$\frac{7,86E+07}{1,12E+07}$	=	7,02	N/mm ²
	Wind kern zonder uitkraging	σ	=	$\frac{M1}{W}$	=	$\frac{1,08E+11}{2,87E+10}$	=	3,76	N/mm ²
	Imperfectie kern zonder uitkraging	σ	=	$\frac{M2}{W}$	=	$\frac{9,00E+09}{2,87E+10}$	=	0,31	N/mm ²

De spanningen worden bij elkaar opgeteld en het resultaat is een maximale trek van 0,15 N/mm² en een maximale druk van 11,09 N/mm² in de wanden van de kern.



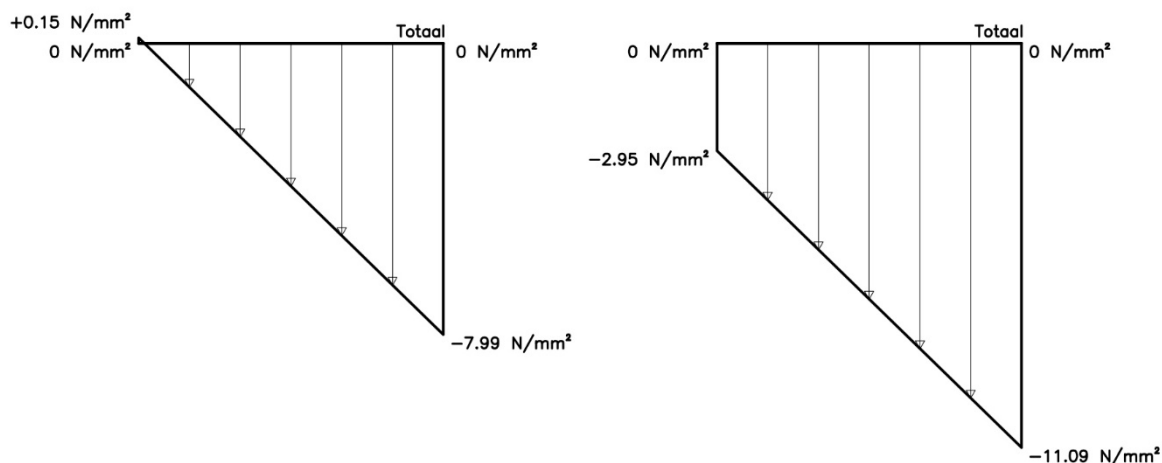
2.14.2 Systeem 1 om de y-as

Om de spanningen te kunnen berekenen moeten er gegevens bekend zijn.

- F (in N) krachten worden berekend in hoofdstuk 3.3;
- A (in mm) afmetingen worden berekend in hoofdstuk 3.1;
- M (in Nmm) wordt gegeven in hoofdstuk 3.10 en bijlage 2;
- W (in mm³) wordt berekend in hoofdstuk 3.5.

systeem 1	Normaalkracht kern NED;MIN	σ	=	$\frac{F_1}{A}$	=	$\frac{4,39E+07}{1,12E+07}$	=	3,92 N/mm ²
	Normaalkracht kern NED;MAX	σ	=	$\frac{F_2}{A}$	=	$\frac{7,86E+07}{1,12E+07}$	=	7,02 N/mm ²
	Wind kern zonder uitkraging	σ	=	$\frac{M_1}{W}$	=	$\frac{1,08E+11}{2,87E+10}$	=	3,76 N/mm ²
	Imperfectie kern zonder uitkraging	σ	=	$\frac{M_2}{W}$	=	$\frac{9,00E+09}{2,87E+10}$	=	0,31 N/mm ²

De spanningen worden bij elkaar opgeteld en het resultaat is een maximale trek van 0,15 N/mm² en een maximale druk van 11,09 N/mm² in de wanden van de kern.



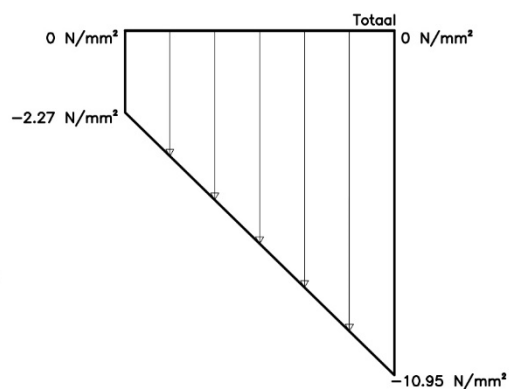
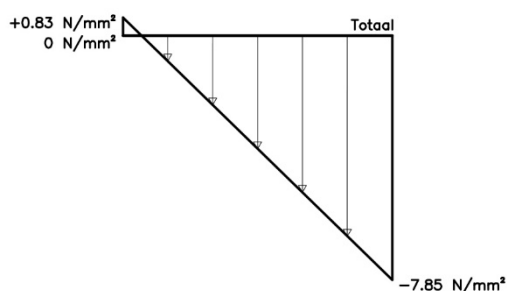
2.14.3 Systeem 2 om de x-as

Om de spanningen te kunnen berekenen moeten er gegevens bekend zijn.

- F (in N) krachten worden berekend in hoofdstuk 3.3;
- A (in mm) afmetingen worden berekend in hoofdstuk 3.1;
- M (in Nmm) wordt gegeven in hoofdstuk 3.10 en bijlage 2;
- W (in mm³) wordt berekend in hoofdstuk 3.5.

systeem 2	Normaalkracht kern NED;MIN	σ	=	$\frac{F}{A}$	=	$\frac{3,93E+07}{1,12E+07}$	=	3,51	N/mm ²
	Normaalkracht kern NED;MAX	σ	=	$\frac{F}{A}$	=	$\frac{7,41E+07}{1,12E+07}$	=	6,61	N/mm ²
	Wind kern uitkraging scharnierend	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{1,08E+11}{2,87E+10}$	=	3,76	N/mm ²
	Imperfectie kern uitkraging scharnierend	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{9,00E+09}{2,87E+10}$	=	0,31	N/mm ²
	Wind zijvlak	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{7,79E+09}{2,87E+10}$	=	0,27	N/mm ²

De spanningen worden bij elkaar opgeteld en het resultaat is een maximale trek van 0,83 N/mm² en een maximale druk van 10,95 N/mm² in de wanden van de kern.



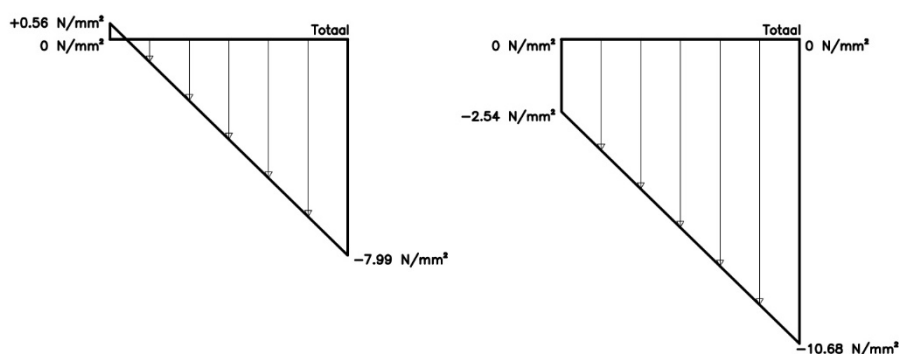
2.14.4 Systeem 2 om de y-as

Om de spanningen te kunnen berekenen moeten de volgende gegevens bekend zijn.

- F (in N) krachten worden berekend in hoofdstuk 3.3;
- A (in mm) afmetingen worden berekend in hoofdstuk 3.1;
- M (in Nmm) wordt gegeven in hoofdstuk 3.10 en bijlage 2;
- W (in mm³) wordt berekend in hoofdstuk 3.5.

systeem 2	Normaalkracht kern NED;MIN	σ	=	$\frac{F}{A}$	=	$\frac{3,93E+07}{1,12E+07}$	=	3,51	N/mm ²
	Normaalkracht kern NED;MAX	σ	=	$\frac{F}{A}$	=	$\frac{7,41E+07}{1,12E+07}$	=	6,61	N/mm ²
	Wind kern uitkraging scharnierend	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{1,08E+11}{2,87E+10}$	=	3,76	N/mm ²
	Imperfectie kern uitkraging scharnierend	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{9,00E+09}{2,87E+10}$	=	0,31	N/mm ²
	Kern uitkraging scharnierend	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{0,00E+00}{2,87E+10}$	=	-	N/mm ²

In systeem 2 ontstaat een minimale druk van 0,56 N/mm² en een maximale druk van 10,68 N/mm² in de kern wanden.



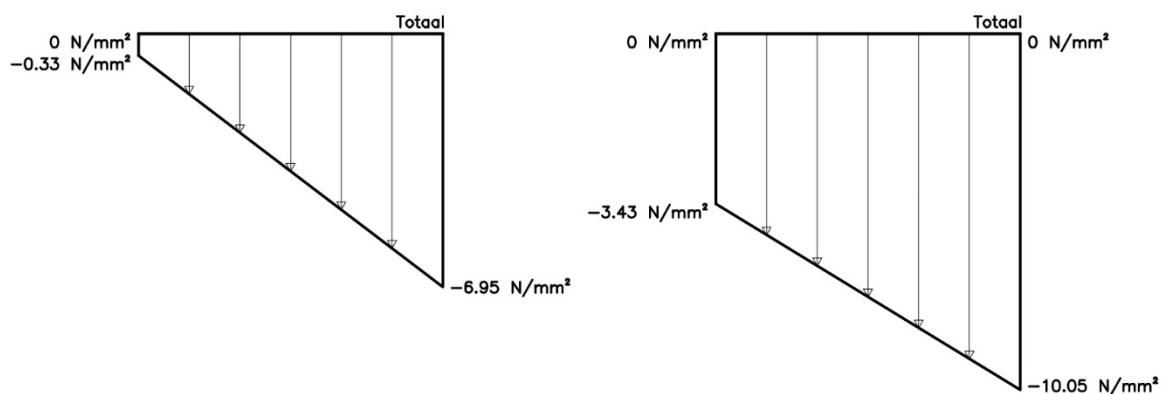
2.14.5 Systeem 3 om de x-as

Om de spanningen te kunnen berekenen moeten de volgende gegevens bekend zijn.

- F (in N) krachten worden berekend in hoofdstuk 3.3;
- A (in mm) afmetingen worden berekend in hoofdstuk 3.1;
- M (in Nmm) wordt gegeven in hoofdstuk 3.10 en bijlage 2;
- W (in mm³) wordt berekend in hoofdstuk 3.5.

systeem 3	Normaalkracht kern NED;MIN	σ	=	$\frac{F}{A}$	=	$\frac{4,07E+07}{1,12E+07}$	=	3,64	N/mm ²
	Normaalkracht kern NED;MAX	σ	=	$\frac{F}{A}$	=	$\frac{7,55E+07}{1,12E+07}$	=	6,74	N/mm ²
	Wind kern uitkraging momentvast	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{8,06E+10}{2,87E+10}$	=	2,81	N/mm ²
	Imperfectie kern uitkraging momentvast	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{6,72E+09}{2,87E+10}$	=	0,23	N/mm ²
	Wind zijvlak	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{7,79E+09}{2,87E+10}$	=	0,27	N/mm ²

De spanningen worden bij elkaar opgeteld en het resultaat is een minimale druk van 0,33 N/mm² en een maximale druk van 10,05 N/mm² in de wanden van de kern.



2.14.6 Systeem 3 om de y-as

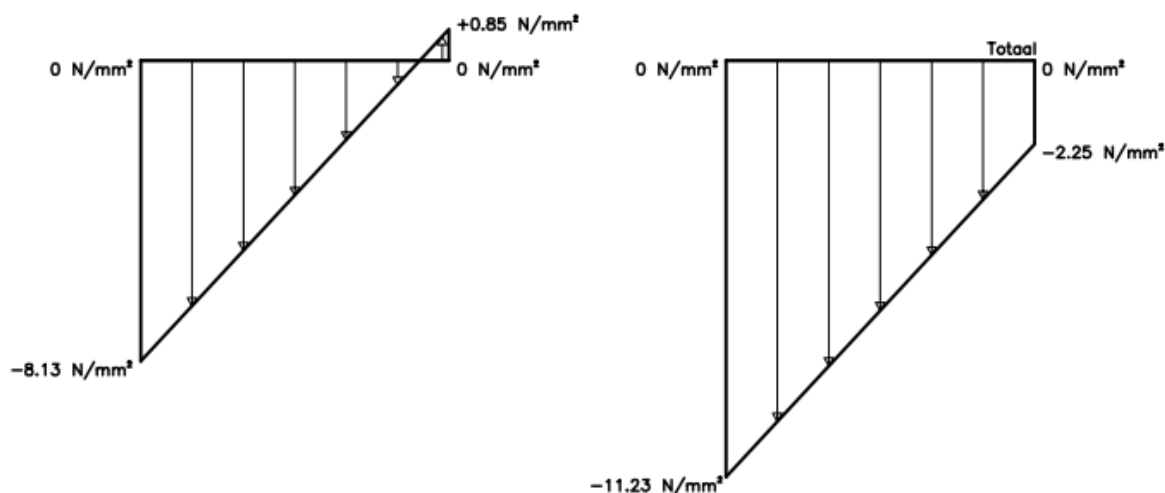
Om de spanningen te kunnen berekenen moeten de volgende gegevens bekend zijn.

- F (in N) krachten worden berekend in hoofdstuk 3.3;
- A (in mm) afmetingen worden berekend in hoofdstuk 3.1;
- M (in Nmm) wordt gegeven in hoofdstuk 3.10 en bijlage 2;
- W (in mm³) wordt berekend in hoofdstuk 3.5.

De trek- /druk diagrammen staan hier precies de andere kant op ten opzichte van de rest. Dit komt door de reactie van de uitkraging op de uitbuiging en momenten in de kern. Doordat deze de kern 'terug duwen' is gekozen de wind en imperfectiekracht dezelfde kant op te laten werken. Hierdoor staan de trek- /druk diagrammen precies de andere kant op.

systeem 3	Normaalkracht kern NED;MIN	σ	=	$\frac{F}{A}$	=	$\frac{4,07E+07}{1,12E+07}$	=	3,64 N/mm ²
	Normaalkracht kern NED;MAX	σ	=	$\frac{F}{A}$	=	$\frac{7,55E+07}{1,12E+07}$	=	6,74 N/mm ²
	Wind kern uitkraging momentvast	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{8,06E+10}{2,87E+10}$	=	2,81 N/mm ²
	Imperfectie kern uitkraging momentvast	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{6,72E+09}{2,87E+10}$	=	0,23 N/mm ²
	Kern uitkraging momentvast	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{6,43E+09}{2,87E+10}$	=	0,22 N/mm ²
	Kern moment tgv directe belasting	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{3,53E+10}{2,87E+10}$	=	1,23 N/mm ²

In systeem 3 ontstaat een maximale trek van 0,85 N/mm² en een maximale druk van 11,23 N/mm² in de kern wanden.

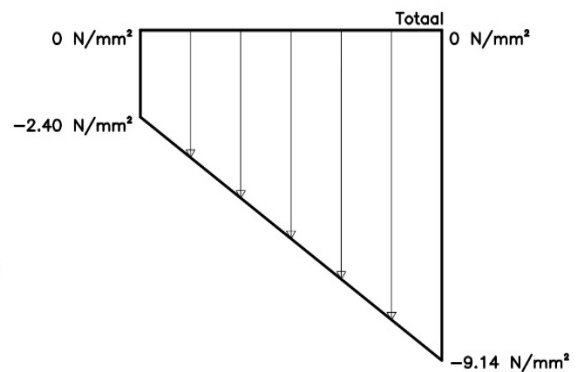
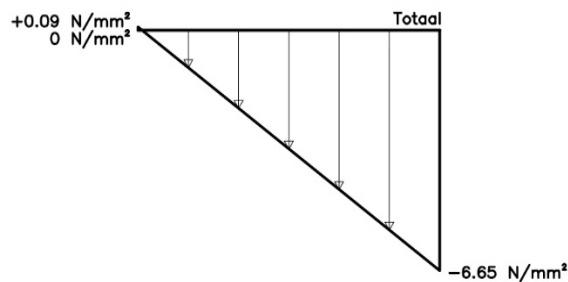


2.14.7 Systeem 4 om de x-as

Om de spanningen te kunnen berekenen moeten de volgende gegevens bekend zijn.

- F (in N) krachten worden berekend in hoofdstuk 3.3;
- A (in mm) afmetingen worden berekend in hoofdstuk 3.1;
- M (in Nmm) wordt gegeven in hoofdstuk 3.10 en bijlage 2;
- W (in mm³) wordt berekend in hoofdstuk 3.5.

systeem 4	Normaalkracht wanden NED;MIN	σ	=	$\frac{F}{A}$	=	$\frac{1,10E+08}{3,36E+07}$	=	3,28	N/mm ²
	Normaalkracht wanden NED;MAX	σ	=	$\frac{F}{A}$	=	$\frac{1,94E+08}{3,36E+07}$	=	5,77	N/mm ²
	Wind wanden zonder uitkraging	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{1,08E+11}{3,47E+10}$	=	3,11	N/mm ²
	Imperfectie wanden zonder uitkraging	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{9,00E+09}{3,47E+10}$	=	0,26	N/mm ²



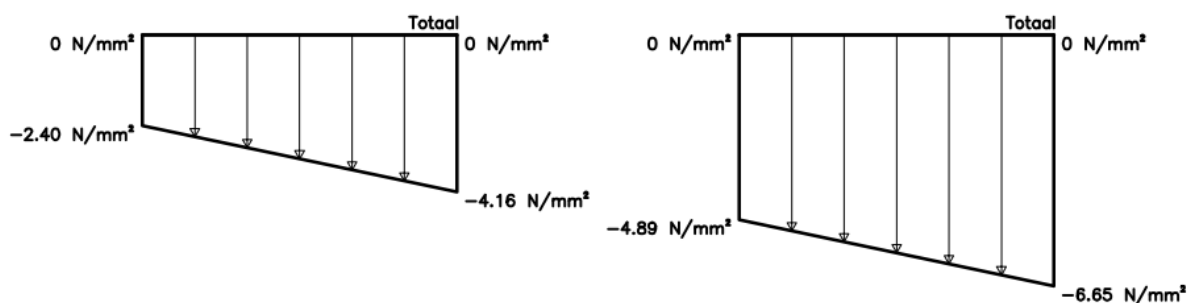
2.14.8 Systeem 4 om de y-as

Om de spanningen te kunnen berekenen moeten de volgende gegevens bekend zijn.

- F (in N) krachten worden berekend in hoofdstuk 3.3;
- A (in mm) afmetingen worden berekend in hoofdstuk 3.1;
- M (in Nmm) wordt gegeven in hoofdstuk 3.10 en bijlage 2;
- W (in mm³) wordt berekend in hoofdstuk 3.5.

systeem 4	Normaalkracht wanden NED;MIN	σ	=	$\frac{F}{A}$	=	$\frac{1,10E+08}{3,36E+07}$	=	3,28 N/mm ²
	Normaalkracht wanden NED;MAX	σ	=	$\frac{F}{A}$	=	$\frac{1,94E+08}{3,36E+07}$	=	5,77 N/mm ²
	Wind wanden zonder uitkraging	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{1,08E+11}{1,34E+11}$	=	0,81 N/mm ²
	Imperfectie wanden zonder uitkraging	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{9,00E+09}{1,34E+11}$	=	0,07 N/mm ²

In systeem 4 ontstaat geen trek in de wand. De maximale druk is 6,65 N/mm² in de kern wanden.

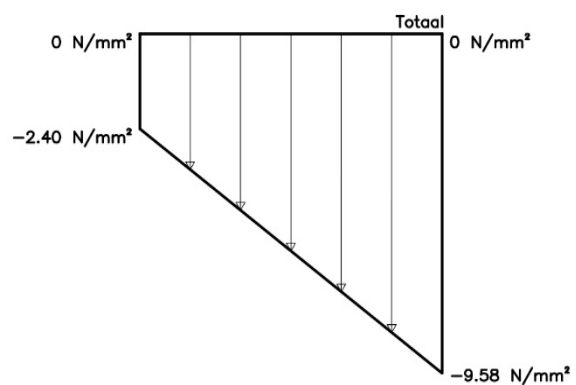
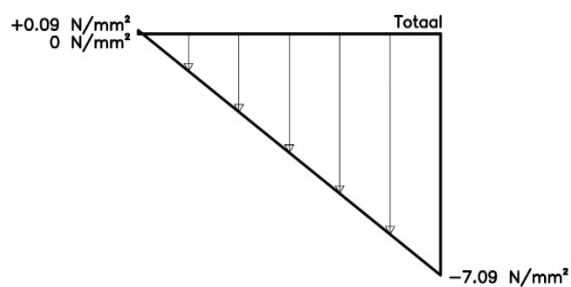


2.14.9 Systeem 5 om de x-as

Om de spanningen te kunnen berekenen moeten de volgende gegevens bekend zijn.

- F (in N) krachten worden berekend in hoofdstuk 3.3;
- A (in mm) afmetingen worden berekend in hoofdstuk 3.1;
- M (in Nmm) wordt gegeven in hoofdstuk 3.10 en bijlage 2;
- W (in mm³) wordt berekend in hoofdstuk 3.5.

systeem 5	Normaalkracht wanden NED;MIN	σ	=	$\frac{F}{A}$	=	$\frac{1,17E+08}{3,36E+07}$	=	3,50	N/mm ²
	Normaalkracht wanden NED;MAX	σ	=	$\frac{F}{A}$	=	$\frac{2,01E+08}{3,36E+07}$	=	5,99	N/mm ²
	Wind wanden uitkraging momentvast	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{1,08E+11}{3,47E+10}$	=	3,11	N/mm ²
	Imperfectie wanden uitkraging momentvast	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{9,00E+09}{3,47E+10}$	=	0,26	N/mm ²
	Wind zijvlak	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{7,79E+09}{3,47E+10}$	=	0,22	N/mm ²



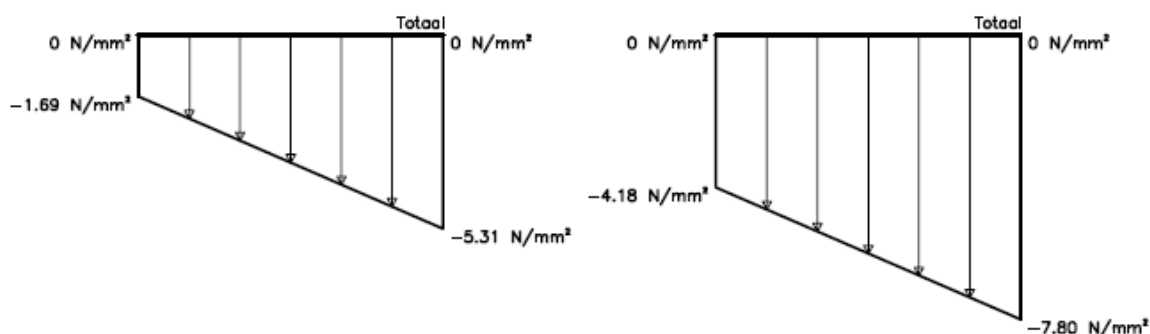
2.14.11 Systeem 5 om de y-as

Om de spanningen te kunnen berekenen moeten de volgende gegevens bekend zijn.

- F (in N) krachten worden berekend in hoofdstuk 3.3;
- A (in mm) afmetingen worden berekend in hoofdstuk 3.1;
- M (in Nmm) wordt gegeven in hoofdstuk 3.10 en bijlage 2;
- W (in mm³) wordt berekend in hoofdstuk 3.5.

systeem 5	Normaalkracht wanden NED;MIN	σ	=	$\frac{F}{A}$	=	$\frac{1,35E+08}{3,36E+07}$	=	4,02 N/mm ²
	Normaalkracht wanden NED;MAX	σ	=	$\frac{F}{A}$	=	$\frac{2,19E+08}{3,36E+07}$	=	6,52 N/mm ²
	Wind wanden uitkraging momentvast	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{1,08E+11}{1,34E+11}$	=	0,81 N/mm ²
	Imperfectie wanden uitkraging momentvast	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{9,00E+09}{1,34E+11}$	=	0,07 N/mm ²
	Wanden uitkraging momentvast	σ	=	$\frac{M}{W}$	=	$\frac{1,25E+11}{1,34E+11}$	=	0,93 N/mm ²

In systeem 5 ontstaat geen trek in de wand. De maximale druk is 7,80 N/mm² in de kern wanden.



2.14.12 Opsomming spanningen kern en wand

De maximale drukspanning in de kern is verkregen bij systeem 3 met 11,23 N/mm². De maximale trekspanning in de kern is eveneens aanwezig in systeem 3, deze is 0,85 N/mm². Geconcludeerd kan worden dat dit de meest ongunstige vorm van uitkraging is, gekeken naar alleen de spanningen.

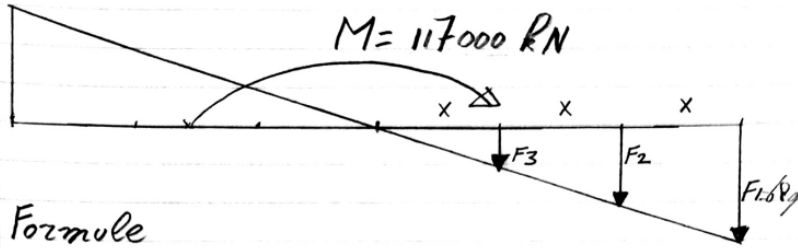
De maximale drukspanning in de wand worden verkregen in systeem 5 deze is 7,80 N/mm². Trekspanning is maximaal 0,09 N/mm². Dit komt door het relatief hoge gewicht op de wanden en de lage horizontaalkrachten van wind en imperfectie.

2.15 Reactiekracht in de palen

De maximale druk en trek in de palen moeten worden berekend om het met de basis belasting te kunnen vergelijken. De berekening wordt over een doorsnede van de fundering gemaakt. De spanningen kunnen met de hand berekend worden volgens onderstaande berekening

2.15.1 Handberekening

Kracht in de palen tgv moment



Formule

$$M = 2 \times (F_1 \times 3X + F_2 \times 2X + F_3 \times X)$$

Verhoudingen

$$\frac{F_2}{F_1} = \frac{2X}{3X} \rightarrow F_2 = F_1 \times \frac{2}{3}$$

$$\frac{F_3}{F_1} = \frac{1X}{3X} \rightarrow F_3 = F_1 \times \frac{1}{3}$$

$$M = 2 \times \left(F_1 \times \frac{3X \times 3}{3} + F_1 \times \frac{2}{3} \times \frac{2X}{3} + F_1 \times \frac{1}{3} \times X \right)$$

$$M = 2 \times F_1 \times X \left(7 \times \frac{3}{3} + \frac{2 \times 2}{3} + \frac{1}{3} \right)$$

$$M = 2 \times 2.4 \times F_1 \times 31,66 \quad M = 152 \times F_1$$

$$F_1 = \frac{M}{152} \quad F_1 = \frac{117000}{152} = 770 \text{ kN}$$

$$F_1 = 770 \text{ kN}$$

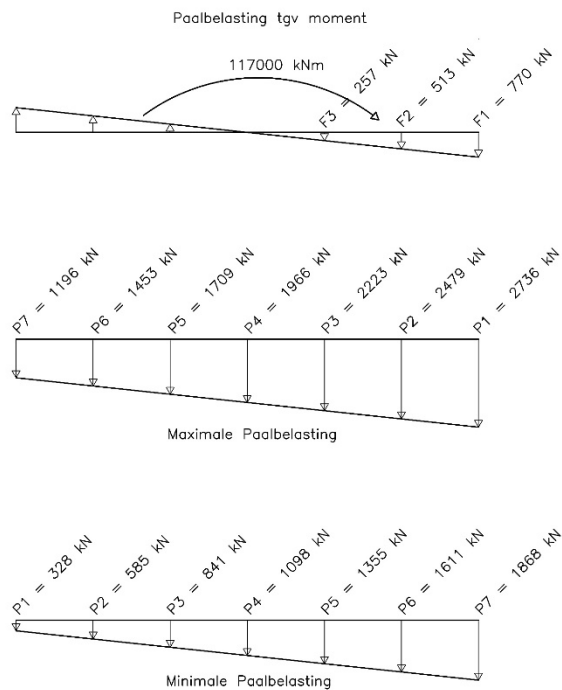
$$F_2 = 770 \times \frac{2}{3} = 513 \text{ kN} \quad F_3 = 770 \times \frac{1}{3} = 257 \text{ kN}$$

De navolgende berekeningen zijn op gelijke wijze berekend, alleen in Microsoft Excel en getekend in Autocad.

2.15.2 Systeem 1 x-richting

Maximale paalbelasting = 2736 kN

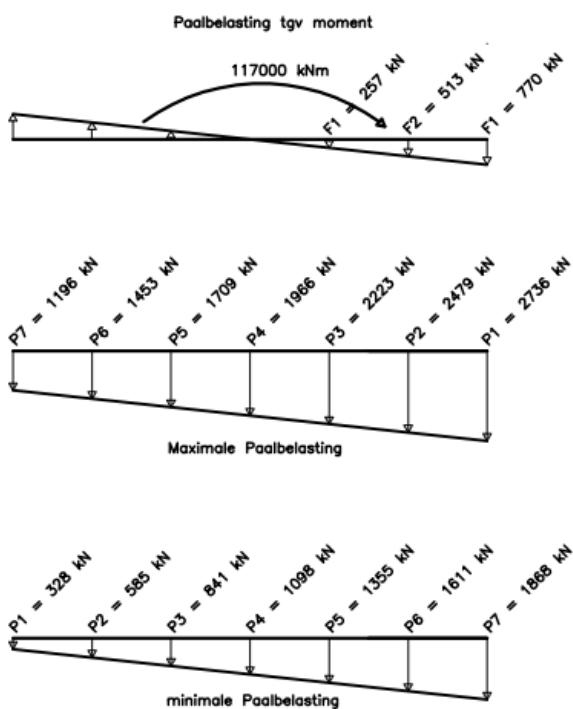
Minimale paalbelasting = 328 kN



2.15.3 Systeem 1 y-richting

Maximale paalbelasting = 2736 kN

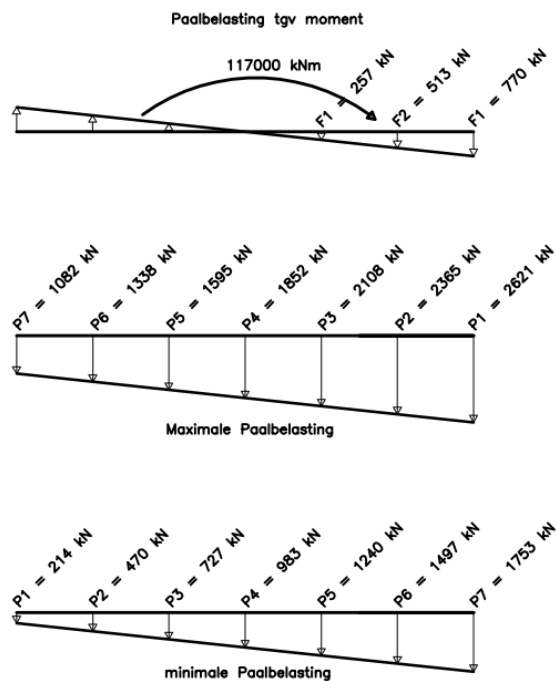
Minimale paalbelasting = 328 kN



2.15.4 Systeem 2 x-richting

Maximale paalbelasting = 2621 kN

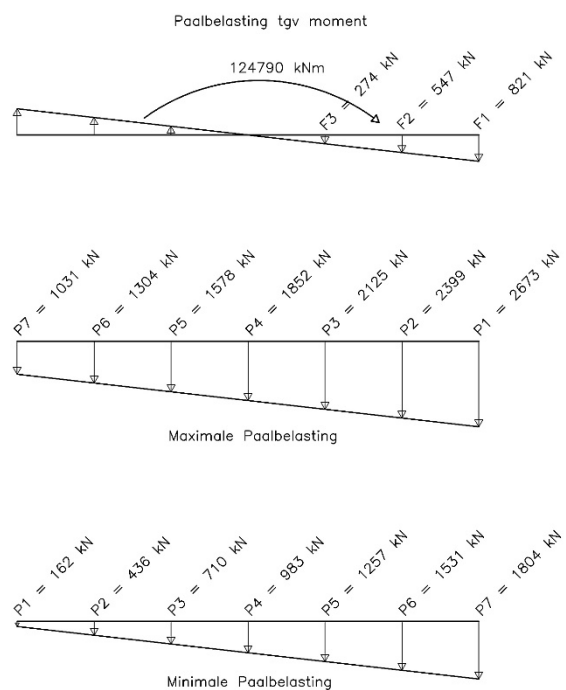
Minimale paalbelasting = 214 kN



2.15.5 Systeem 2 y-richting

Maximale paalbelasting = 2673 kN

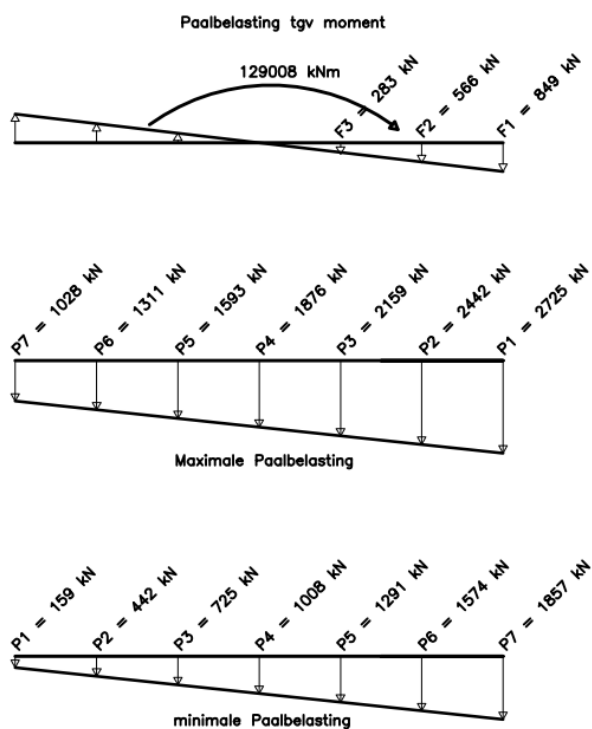
Minimale paalbelasting = 162 kN



2.15.6 Systeem 3 x-richting

Maximale paalbelasting = 2725 kN

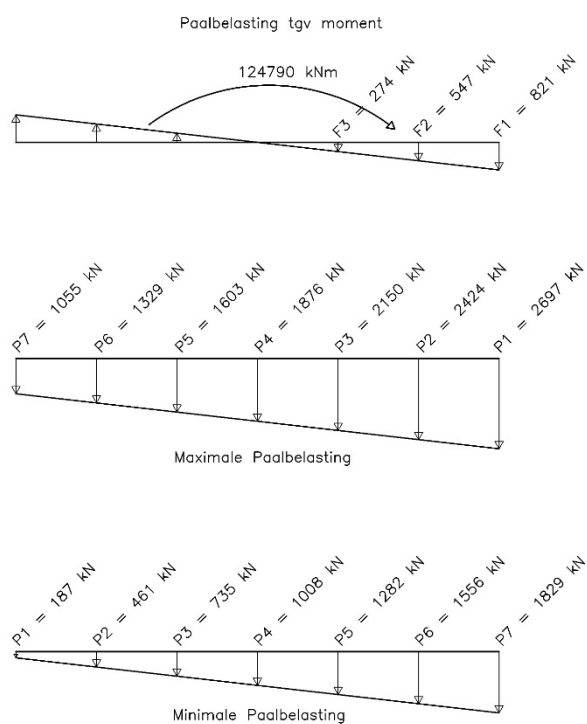
Minimale paalbelasting = 159 kN



2.15.7 Systeem 3 y-richting

Maximale paalbelasting = 2697 kN

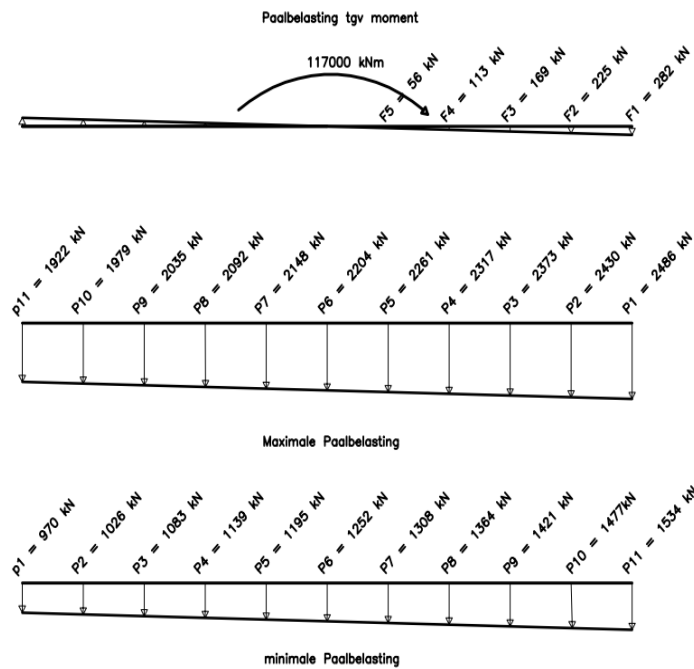
Minimale paalbelasting = 187 kN



2.15.8 Systeem 4 x-richting

Maximale paalbelasting = 2486 kN

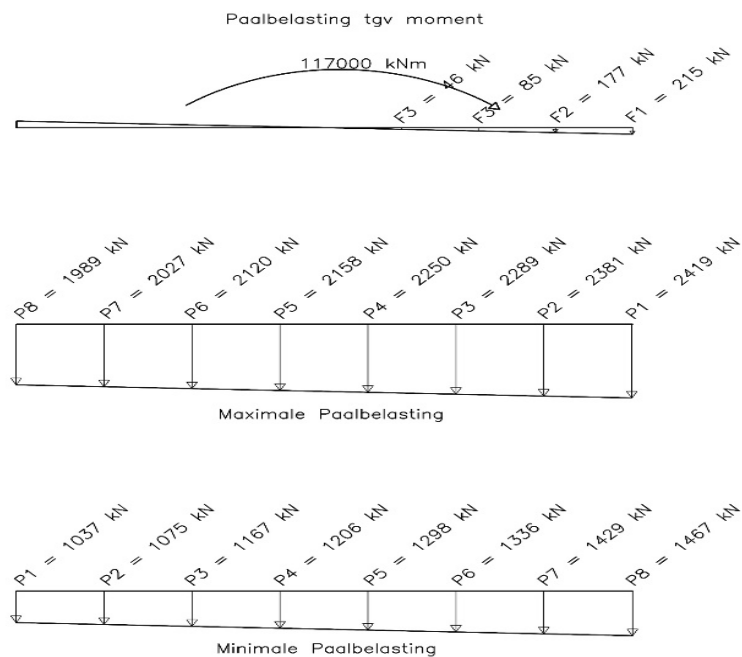
Minimale paalbelasting = 970 kN



2.15.9 Systeem 4 y-richting

Maximale paalbelasting = 2419 kN

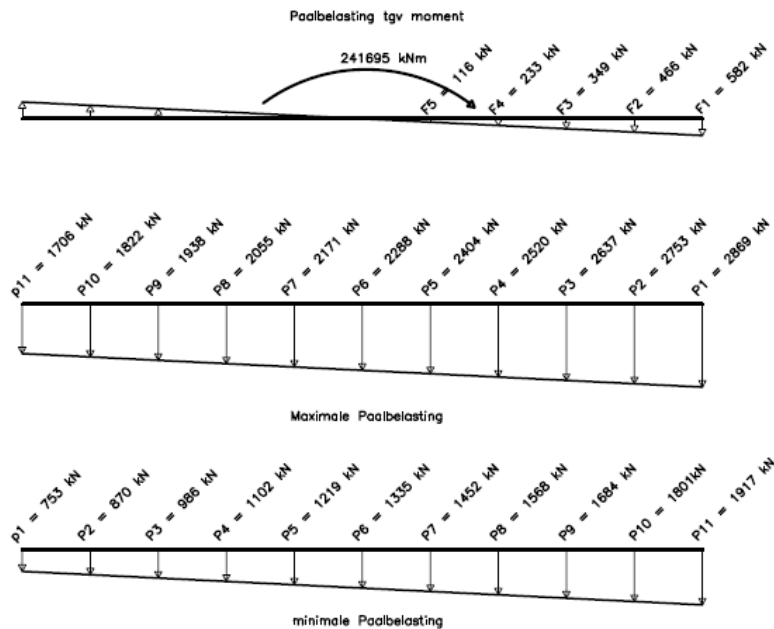
Minimale paalbelasting = 1037 kN



2.15.10 Systeem 5 x-richting

Maximale paalbelasting = 2869 kN

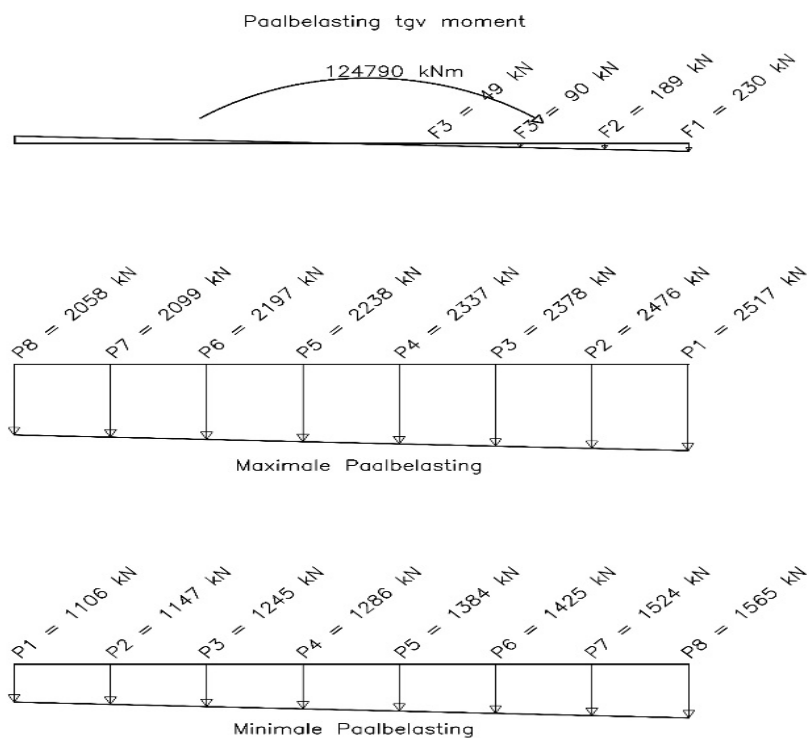
Minimale paalbelasting = 753 kN



2.15.11 Systeem 5 y-richting

Maximale paalbelasting = 2517 kN

Minimale paalbelasting = 1106 kN



2.15.12 Opsomming reactiekracht in de palen

De reactiekracht in de palen is opgebouwd uit de belasting op de kern of wanden en het moment. De belasting op het stabiliserend element geeft een belasting recht naar beneden, waar de imperfectie- en windkracht een trek- en drukspanning veroorzaken. De trek- en drukspanning leveren een positieve - en negatieve reactiekracht in de palen, welke opgeteld word bij de reactiekracht ten gevolge van de verticale belasting. Bij gebruik van Ned;max levert dit de maximale paalkracht op, met Ned;min de minimale paalkracht.

Er ontstaat in de opgetelde belasting van momenten en normaalkrachten geen naar boven gerichte reactiekracht.

De maximale paalkracht in de kern ontstaat in systeem 3 bij Ned;max. De paalkracht is 2725 kN, de minimale paalkracht is 159 kN. De maximale paalkracht in de wanden ontstaat in systeem 5, samen met de minimale paalkracht. Deze zijn respectievelijk 2869 kN en 753 kN.

2.16 Opsomming stabiliteit hoogbouw

De deelvraag van het stabiliteitsonderzoek is: wat is de invloed van de bouwmethode (kern of wanden) op de stabiliteit van een gebouw bij een uitkraging. Deze deelvraag wordt in de conclusie beantwoord.

Voor het berekenen van de stabiliteit zijn twee voorbeelden opgesteld. De plattegronden hebben een afmeting van 24 bij 24 meter en een uitkraging van 10 meter over twee verdiepingen. De eerste plattegrond (voor de systemen 1, 2 en 3) heeft een stabiliteitskern, de tweede plattegrond (voor de systemen 4 en 5) heeft wanden als stabiliteitssysteem. De systemen 1 en 4 zijn de basissystemen zonder uitkraging, systeem 2 en – 3 zijn met uitkraging respectievelijk scharnierend en momentvast met steunpunt. Systeem 5 is de uitkraging vanuit de wanden.

Voor berekening van de sterkte en verplaatsing van de top zijn verschillende belastingcombinaties opgesteld. Bij berekening van $N_{ed;max}$ is $1,35 \times G + 1,5 \times \psi_0 \times Q_i$ maatgevend, voor $N_{ed;min}$ is dit $0,9 \times G$. Voor het berekenen van het maximale moment zijn de wind-, imperfectiebelasting en de uitkraging maximaal gerekend, $1,5 \times Q$. Voor berekening van de uitbuiging is uitgegaan van $1,0 \times G + 1,0 \times \psi_0 \times Q_i$. Wat opvalt, is dat de belasting direct op de wanden en direct + aanpendelend op de wanden gelijk aan elkaar zijn door de afdracht van de belastingen.

Voor het berekenen van het moment ten gevolge van de uitkraging is uitgegaan van de excentriciteit van de zwaartepunten. Het zwaartepunt van het bestaande gebouw is aangehouden in het hart van de plattegronden. De systemen 2 en 3 maken gebruik van het zwaartepunt van alleen de uitkraging, de excentriciteit loopt van het hart van de gevelkolommen tot het zwaartepunt. Bij systeem 5 is het zwaartepunt van de gehele verdiepingen van de uitkraging aangehouden. De excentriciteit is de afstand van het zwaartepunt van het gebouw naar het zwaartepunt van de uitkragende verdiepingen.

Na het berekenen van de fictieve elasticiteit, welke is berekend omdat de kern en de wanden zijn opgebouwd uit beton en betonstaal, kan geconcludeerd worden dat de wanden ongeveer 1/3 stijver zijn dan de kern. De kern heeft een EI van $9,9 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ en de wanden $1,2 \times 10^{10} \text{ kN/m}^2$. De rotatieveerconstante van de wandenpaalgroep is bijna vijf keer hoger dan paalgroep van de kern. De wandenpaalgroep is $1510 \times 10^6 \text{ kNm.rad}$ de kernpaalgroep $330 \times 10^6 \text{ kNm.rad}$.

Voor de controle of een 2^e orde moment berekend moet worden is de EI van de kern aangehouden. Dit om de reden dat deze de laagste EI heeft, wat het meest ongunstig werkt. Dit levert een n -waarde op van 15,5, welke voor een 2^e orde moment lager moet zijn dan 11. De momenten ten gevolge van de wind-, imperfectie en uitkraging zijn voor de systemen 1, 2 en 4 gelijk, allen 117000 kNm. Systeem 3 is 129008 kNm en systeem 5 241695. Deze laatste is zo hoog omdat de uitkraging niet ondersteund wordt. Daar staat wel tegenover dat de EI van de wanden hoger is dan de kern.

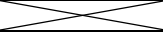
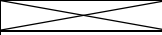
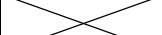
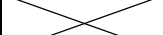
De kolommen bij de systemen 2 en 3 worden extra belast door de uitkraging. De midden kolommen krijgen bij systeem 2 een extra belasting van 3973 kN ofwel 166,0 %, de hoekkolommen 1987 kN extra, wat ook neer komt op 166,0 % extra gewicht. De midden kolommen bij systeem 3 krijgen een extra belasting van 3797 kN, 158,6 %. De hoekkolommen krijgen een extra belasting van 1899 kN wat eveneens neer komt op 158,6 %.

De reactiekrachten in de systemen 1 en 4 zijn de belastingen direct op de kern en de wand.

In de systemen 2 en 3, ontstaat een 'op-wip-effect' door de steunpunten onder de uitkragingen. Dit effect zorgt ervoor dat de reactiekracht in de kern bij systeem 2 wordt gereduceerd met 4584 kN en bij systeem 3 met 3592 kN. Bij systeem 5 zijn er geen kolommen en komt de kracht van de uitkraging direct in de wanden terecht. Hierdoor zit deze ook in de reactiekracht van de fundering.

De maximale trek- en drukkracht in de kern en wanden zijn gevonden bij de systemen 3 en 5. Systeem 3 geeft een drukkracht van $11,23 \text{ N/mm}^2$ en een trekkracht van $0,85 \text{ N/mm}^2$. De wanden genereren geen trekkracht, alleen een drukkracht van $7,80 \text{ N/mm}^2$. Bij de paalkrachten zijn eveneens de systemen 3 en 5 maatgevend. De maximale paalkracht in systeem 3 is bij $N_{ed;max}$ 2725 kN, de minimale paalkracht is 159 kN en ontstaat eveneens in systeem 3. De maximale paalkracht in de wanden ontstaat in systeem 5, samen met de minimale paalkracht. Deze zijn respectievelijk 2869 kN en 753 kN.

In onderstaande tabel is een overzicht gemaakt van procentuele afwijkingen ten opzichte van de basis. De basis zijn de systemen 1 en 4, de systemen 2, 3 en 5 zijn de systemen met uitkraging. De procenten in de min, zijn afwijkingen in positieve zin, de plus procenten negatief. Om deze reden zijn ze groen en rood weergegeven.

	systeem 1	systeem 2	systeem 3	systeem 4	systeem 5
Gewicht direct	78648 kN (basis)	78648 kN + 0 %	78648 kN + 0 %	110160 kN (basis)	110160 + 0 %
Gewicht uitkraging		7335 kN	7335 kN		7335 kN
Gewicht op fundering	78648 kN (basis)	74064 kN - 5,8 %	74591 kN - 5,2 %	110160 kN (basis)	201303 kN + 82,7 %
Gewicht op midden kolom	2394 kN (basis)	6367 kN + 166,0 %	6191 kN + 158,6 %		
Gewicht op hoek kolom	1197 kN (basis)	3184 kN + 166,0 %	3096 kN + 158,7 %		
Moment op fundering	117000 kNm (basis)	117000 kNm + 0 %	129008 kNm + 10,3 %	117000 kNm (basis)	241695 kNm + 106,6 %
Minimale paalbelasting	328 kN (basis)	214 kN - 34,8 %	159 kN - 51,5 %	970 kN (basis)	753 kN - 22,4 %
Maximale paalbelasting	2736 kN (basis)	2621 kN - 4,2 %	2725 kN - 0,4 %	2486 kN (basis)	2869 kN + 15,4 %
Verplaatsing top	87 mm (basis)	87 mm + 0 %	106 mm + 21,8 %	9 mm (basis)	27 mm + 200,0 %

In de matrix zijn goed de verschillen af te lezen per onderdeel. Bij de systemen 2 en – 3 kan worden geconcludeerd dat systeem 2 het meest gunstig is vanwege de uitbuiging van de top.

Voor de uitkraging aan de wanden, systeem 5 kunnen we zien dat de belasting op de fundering sterk is toegenomen samen met het moment op de fundering en de verplaatsing van de top. Voor het maken van een uitkraging is dit de enige methode aan de wanden, een andere keuze kan dus niet gemaakt worden.

3 Aanpassingsmethoden studie

Wanneer de uitkragingen worden berekend aan de hand van de verschillende restcapaciteiten, zal één of meerdere constructieve onderdelen op het gebied van sterkte of vervorming worden overschreden. Voor het aanpassen van deze onderdelen worden drie verschillende methoden gebruikt. Dit zijn plakwapening in de vorm van stalen- en koolstof trippen, het verdikken van kolommen met een hogere betonkwaliteit en het toevoegen van funderingspalen onder de kern en onder de kolommen. In de navolgende deelhoofdstukken worden de drie onderdelen behandeld.

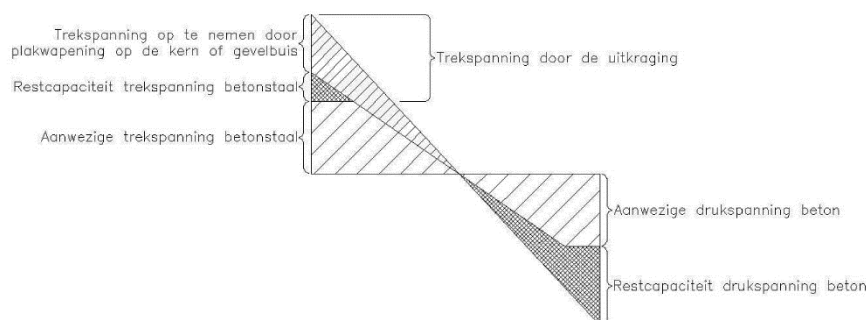
3.1.1 Plakwapening

Door uitbreiding van de hoogbouw met een uitkraging wordt excentrische belasting toegevoegd. Deze belasting geeft een moment in de kern of gevelbuis. Wanneer dit moment een trekkracht veroorzaakt die de rekenwaarde van de aanwezige wapening overschrijdt, wordt gekozen dit op te lossen met plakwapeningsstrippen in staal of koolstofvezels. Een andere reden voor het gebruik van plakwapening is om binnen de eisen van vervorming te blijven.

Bij de berekening van de hoeveelheid plakwapening wordt, eerst geanalyseerd wat de aanwezige wapening in de kern of gevelbuis opneemt aan trekkracht ten gevolge van de bestaande momenten, dit is de aanwezige trekspanning. De maximale trekspanning van de aanwezige wapening ligt iets hoger, omdat altijd een paar procent rest wordt aangehouden. Het verschil tussen aanwezige - en maximale trekspanning van de wapening wordt de restcapaciteit genoemd. Het moment, gegenereerd door de uitkraging, levert een extra trekspanning. Een deel van deze spanning wordt opgenomen door de restcapaciteit van de bestaande wapening. Het overige deel zal worden opgenomen door de plakwapening. De spanning in de plakwapening is ter verduidelijking in

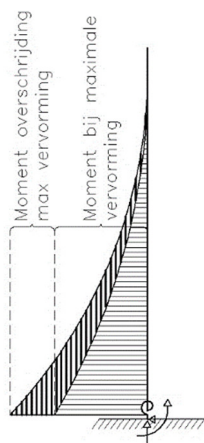
figuur 3-1 weergegeven. De spanning voor de plakwapening wordt berekend met de formule:

$$\sigma (\text{max. trek}) = M/w \rightarrow M = \sigma (\text{max. trek}).W$$



figuur 3-1; Trekkrachten opneembaar door plakwapening; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

Bij de eisen van vervorming ligt dit iets anders. Bij de maximale vervorming van de top hoort een moment in de kern of gevelbuis. Wanneer dit moment wordt overschreden, zal de hoeveelheid overschreden moment worden opgenomen door de plakwapening, zie tekening figuur 3-2.



figuur 3-2; Momenten opneembaar door plakwapening; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

De formule voor de hoeveelheid mm^2 plakwapening is als volgt:

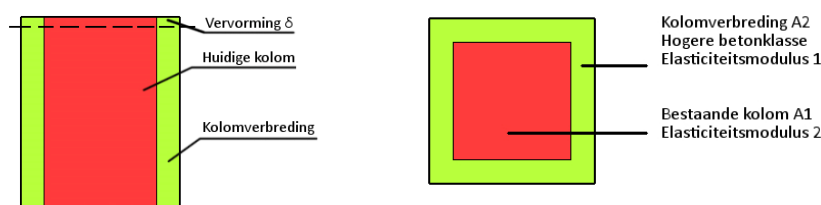
$$A = \frac{Med}{0,9 \cdot d \cdot \epsilon \cdot (Ef \text{ of } Es)} = \text{mm}^2 \text{ aan plakwapening}$$

Hierin is: 'A' het oppervlak van de plakwapening, 'Med' het moment welke moet worden opgenomen door de plakwapening, 'd' de afstand van het zwaartepunt van de kern of wanden tot aan de uiterste vezel van het stabiliserende element. 'ε' is de rekenwaarde van de breukreksterkte. Deze is 0,5% en is voor koolstofplakwapening en staalplakwapening gelijk gehouden. 'Es' is de elasticiteitsmodulus van staal (210000 N/mm²) en 'Ef' is de elasticiteitsmodulus voor koolstofvezelstrips (tussen de 185000 N/mm² en 300000 N/mm²).

3.1.2 Kolom vergroten

De kolomverbreding bestaat uit het toevoegen van een extra laag beton om de bestaande kolom heen. De kolomverbreding is gebaseerd op de verhoudingen tussen de elasticiteitsmodulussen van de materialen. Zoals al eerder in de afbakening is behandeld zijn de wapening en de kniklengte buiten beschouwing gelaten.

De bestaande kolom heeft al een normaalkracht in zich. De restcapaciteit die zich nog in de bestaande kolom bevindt moet worden berekend. De nieuwe belasting ten gevolge van de uitkraging die wordt toegevoegd geeft een extra normaalkracht. Aan de hand van deze waarde kan de dikte en betonsterkteklasse van de kolomverbreding bepaald worden.



figuur 3-3 (links); Vervorming van de kolom en kolomvergroting; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 3-4 (rechts); Oppervlakte en elasticiteitsmodulus kolom en kolomvergroting; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

De nieuwe belasting geeft een toename van de indrukking van de kolom tot gevolg. Deze indrukking of verplaatsing δ is voor de huidige kolom en de nieuwe buitenschil gelijk. Hiervoor geldt de regel, hoe sterker en groter de buitenschil is, hoe meer belasting de buitenschil kan opnemen.

De huidige kolom en nieuwe buitenschil hebben beiden hun eigen elasticiteitsmodulus. De verhouding hiertussen bepaald de krachtsverdeling.

De formule voor de indrukking δ is als volgt:

$$\delta = \frac{N_1 \cdot L}{E_1 \cdot A_1} = \frac{N_2 \cdot L}{E_2 \cdot A_2}$$

- δ : de verplaatsing of indrukking van de kolom;
- N_1 : het deel van de nieuwe kracht wat door de buitenschil wordt opgenomen;
- N_2 : het deel van de nieuwe kracht wat door de huidige kolom wordt opgenomen;
- E_1 : elasticiteitsmodulus van de buiten schil.
- E_2 : elasticiteitsmodulus van de huidige kolom.
- A_1 : de oppervlakte van de buiten schil.
- A_2 : de oppervlakte van de huidige kolom.
- L : de lengte maar deze vervalt in de berekening en is dus verder niet van belang.

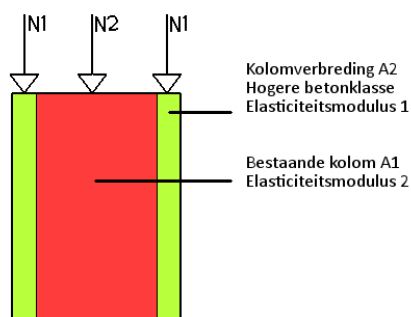
Het tweede deel van de berekening is de verdeling van de nieuwe kracht ΔN over de huidige kolom en de buitenschil en is als volgt:

$$\Delta N = N_1 + N_2$$

ΔN : de totale nieuwe belasting ten gevolge van de uitkraging die op de kolom komt.

N_1 & N_2 : de verhouding van de krachten verdeeld in binnen en buitenschil.

Door deze twee formules aan elkaar gelijk te stellen, en met de bekende ΔN , kunnen N_1 & N_2 worden berekend. De uitwerking van deze berekening is gemaakt met een Excel bestand en staat in bijlage 1.



figuur 3-5; Belasting op de kolom en kolomvergroting; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

3.1.3 Funderingspalen

Het vergroten van de krachten op de kolommen heeft effect op de funderingspalen onder de kolommen en op de kern en gevelbuis voor de funderingspalen onder het stabiliteitssysteem. Bij het aanpassen van het palenplan in de casusstudie wordt alleen onderzocht hoeveel funderingspalen extra nodig zijn. De vorm van de poer en de uitvoeringstechnische aspecten van de fundering worden niet onderzocht omdat dit behoort niet tot het onderzoek. Wel kan gesteld worden dat, indien extra palen benodigd zijn, deze zoveel mogelijk aan de buitenzijde moeten worden aangebracht. Omdat op deze wijze een maximaal moment op te nemen is. Logischerwijs kan gesteld worden dat de afmeting van de poer en de plaats van de palen onder de poeren dusdanig gedimensioneerd en verdeeld moeten worden dat de krachten van de kern en de kolommen in de palen terecht komen.

4 Bibliografie

auteur. (2013). vaktijdschrift. 15-18.

Bennenk, p. H., & Jongeneelen, M. A. (Jaar onbekend). Horizontale stijfheid van wanden tezamen. *Bouwen in Prefab Beton*, 76.

Bennenk, p. H., & Jongeneelen, M. A. (Jaar onbekend). Schijfwerking van de vloeren. *Bouwen in Prefab Beton*, 124-127.

Bennenk, p. H., & Jongeneelen, M. A. (Jaar onbekend). Verticale voegen - Droge verbindingen. *Bouwen in Prefab Beton*, 119-123.

Bennenk, p. H., & Jongeneelen, M. A. (Jaar onbekend). Verticale voegen - Natte verbindingen. *Bouwen in Prefab Beton*, 117-119.

Bennenk, p. H., & Jongeneelen, M. A. (Jaar onbekend). Vervolg stabiliteit. *Bouwen in Prefab Beton*, 114.

Cement en beton centrum. (2011). *Cement en beton 4*. 's-Hertogenbosch: Aeneas.

dr.ir. Ernst Klamer. (2010). Promotieonderzoek naar de invloed van temperatuur op Koolstofvezelwapening. *Cement*, 8-13.

Hakron. (2014, maart 3). *Konnektie anker (PSA)*. Opgehaald van Hakron producten voor betonbouw: [http://www.hakron.nl/hakronnl/beton/index.php?main=producten&hmenu=88&lvl=9&refRecID2=5637145079&refRecID3=5637145079&refRecID4=5637145073&l2=Wapeningsystemen&l3=Schroefkoppelingen&l4=Konnektie%20anker%20\(PSA\)](http://www.hakron.nl/hakronnl/beton/index.php?main=producten&hmenu=88&lvl=9&refRecID2=5637145079&refRecID3=5637145079&refRecID4=5637145073&l2=Wapeningsystemen&l3=Schroefkoppelingen&l4=Konnektie%20anker%20(PSA))

Ir.E.J.A.Corsmit. (1976). Stabiliteit van prefab-gebouwen. *Cement*, 289.

ir.K.B.Lub; ir.M.C.G.van Wanroij. (1989 nr 2). Versterken betonbalken met spuit-ferrocement. *Cement*, 50 - 53.

Matthys, S., & Brosens, K. (Niet bekend). *Structurele versterking van betonconstructies*. België; Niet bekend: Niet bekend.

NEN 1990. (2011). *NEN 1990*. Delft: NEN.

NEN 1990. (2011). *NEN 1991 Art. 4.2, Art.7.2, Tabel 7.1, Art. 4.5*. Delft: NEN.

NEN 1990. (2011). *NEN-EN 1990 tabel A1.1*. Delft: NEN.

NEN 1991. (2011). *NEN 1991-1-1 Art. 5.1*. Delft: NEN.

NEN 1992. (2011). *NEN 1992-1-1 Tabel NB 1*. Delft: NEN.

Nen-en 1990. (2011). *NEN-EN 1990+A1+A1/C2:2011/NB:2011*. Delft: NEN Connect.

piet, & henk. (2012). rotterdam.

versterken en repareren van betonconstructies. (1980 nr.6). *Cement 32* .

VOBN. (2014, maart 4). *Bouwen met beton*. Opgehaald van De Vereniging van Ondernemers van Betonmortelfabrikanten in Nederland: <http://www.vobn.nl/bouwen-met-beton/beton-in-het-werk-gestort/werkvoorbereidingfase/warme-en-koude-gietbouw>

5 Afbeeldingen

figuur 2-1; Schuifspanning opname door nokken; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	5
figuur 2-2 (links); Verspringen van verticale voegen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	6
figuur 2-3 (rechts); Stekeind in een gain; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	6
figuur 3-1; Afmeting kern en palenplan; afbeelding door de auteurs; 2014.	7
figuur 3-2; Afmetingen plattegrond en kolommen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	8
figuur 3-3; Afbeelding wanden en palenplan; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	9
figuur 3-4; Afbeelding standaard verdieping; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	10
figuur 3-5; Afbeelding stabiliteit kern en wanden zonder uitkraging; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	11
figuur 3-6; Afbeelding stabiliteit kern en wanden met uitkraging (uitgangspunt); afbeelding door de auteurs; juni 2014.	11
figuur 3-7; Schematisering van de kern in de beginsituatie; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	12
figuur 3-8; Schematisering van de kern met scharnierende uitkraging en steunpunt; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	12
figuur 3-9; Schematisering van de kern met ingeklemde uitkraging en steunpunt; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	12
figuur 3-10; Schematisering van de wanden in de beginsituatie; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	13
figuur 3-11; Schematisering van de wanden met ingeklemde uitkraging; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	13
figuur 3-12; Beschouwing ten behoeve van SYSTEEM 2 en -3, excentriciteit ten behoeve van moment uitkraging; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	28
figuur 3-13; Beschouwing SYSTEEM 5; excentriciteit ten behoeve van moment uitkraging; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	28
figuur 3-14; Reactiekracht RFA in de kolommen; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	37
figuur 3-15; Belasting op de kolommen in SYSTEEM 1; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	37
figuur 3-16; Belasting op de kolommen in SYSTEEM 2; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	39
figuur 3-17; Belasting op de kolommen in SYSTEEM 3; afbeelding door de auteurs; 2014.	39
figuur 3-18; Reactiekracht door uitkraging in de kern; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	41
figuur 3-19 (links); Reductie belasting door scharnierende uitkr.; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	42
figuur 3-20 (rechts); Reductie kolomkracht door uitkraging; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	42
figuur 3-22 (midden); Reductie belasting door momentvaste uitkr.; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	44
figuur 3-23 (rechts); Reductie kolomkracht door uitkraging; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	44
figuur 4-1; Trekkrachten opneembaar door plakwapening; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	66
figuur 4-2; Momenten opneembaar door plakwapening; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	67
figuur 4-3 (links); Vervorming van de kolom en kolomvergroting; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	67
figuur 4-4 (rechts); Oppervlakte en elasticiteitsmodulus kolom en kolomvergroting; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	67
figuur 4-5; Belasting op de kolom en kolomvergroting; afbeelding door de auteurs; juni 2014.	68

6 Bijlagen

- Bijlage 1 stappenplan literatuuronderzoek;
- Bijlage 2 matrix berekening sterkte;
- Bijlage 3 matrix berekeningen verplaatsing;

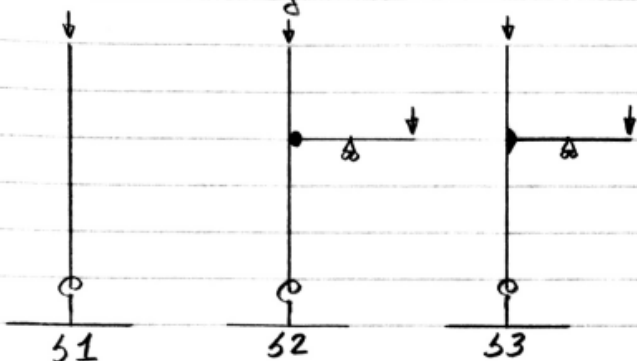
6.1 Bijlage 1: Stappenplan literatuuronderzoek;

Deze bijlage is het stappenplan van het bijlage A het literatuuronderzoek. Alle hoofdstukken die hierboven behandeld zijn, zijn in dit korte stappenplan verwerkt.

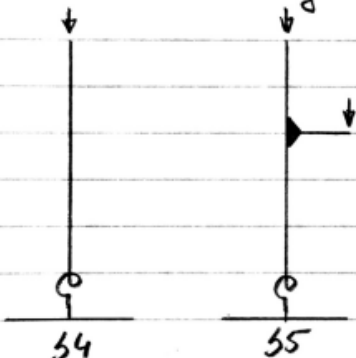
Stappenplan stabiliteit bij uitkragingen.

① Keuze schematisering.

- Schematisering kern



- Schematisering wanden



② Opstellen gewichtsbereken. + combinaties

G = permanente belasting.

Q = opgelegde belasting $\Rightarrow$ NEN-en 1990

Ned; max $1,2 \cdot G + 1,5 \cdot Q_1 + 1,5 \cdot \gamma_0 \cdot Q_i$
 $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \gamma_0 \cdot Q$

Ned; min $0,9 \cdot G$

Voor $\gamma_0 \Rightarrow$ NEN-en 1990 tabel A 1.1

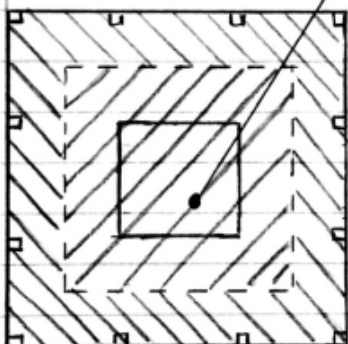
$Q_1 \Rightarrow$ 2 verdiepingen uitkraging max. veranderlijk.

$Q_i \Rightarrow$ alle overige verdiepingen

Gewichtsberekening

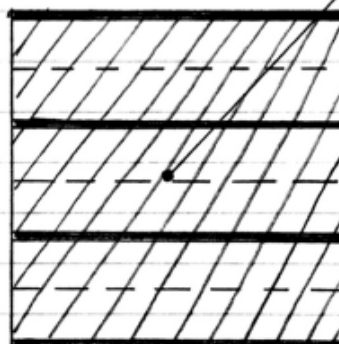
- 1 Direct op de kern
- 2 Direct + aanpendelend op de kern zonder uitkraging.
- 3 Direct + aanpendelend op de kern met uitkraging.
- 4 Direct op de wanden
- 5 Direct + aanpendelend op de wanden zonder uitkraging.
- 6 Direct + aanpendelend op de wanden met uitkraging.
- 7 Belasting alleen uitkraging
- 8 Belasting gehele uitkragende verdieping.

Belasting direct
op de kern:



Direct + aanpendelend
zonder uitkraging
= totale plattegrond.

Belasting direct
op de wanden:



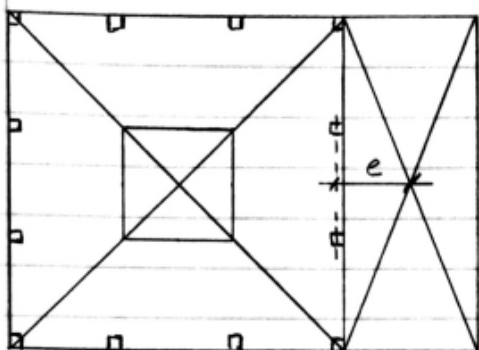
Direct + aanpendelend
zonder uitkraging.
= gelijk aan belasting
direct op de wanden

③ Zwaartepunt

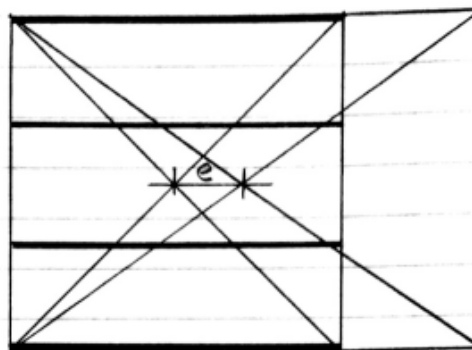
Het zwaartepunt is van belang voor bepaling van het moment ten gevolge van de uitkraging.

Zie volgende pagina voor beschouwing zwaartepunt kern en wanden.

Zwaartepunt kern
met uitkraging.



Zwaartepunt wanden
met uitkraging.



De maat 'e' is de lengte van de uitkraging welke ingevoerd wordt in computer rekensoftware. Bij de kern wordt Ned; max van alleen de uitkraging gebruikt voor berekenen van het moment. Bij de wanden Ned; max van de gehele verdieping.

④ Traagheidsmomenten + weerstandsmoment

Kern: $I_{\text{totaal}} = I_{\text{buiten}} - I_{\text{binnen}}$

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \quad (\text{voor zowel } x \text{ als } y \text{-richting})$$

Wanden:

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \quad \Rightarrow \quad b = \text{lengte wanden}$$

$h = \text{breedte alle wanden bij elkaar}$

$$I_z = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + A \cdot a^2 \quad \Rightarrow \quad A = \text{oppervlakte wand}$$

$a = \text{afstand hart wand tot hartlijn van de plattegrond}$

Paalgroep: Niet invullen, zie ⑤

$$I = \sum I_{\text{eigen}} + A_{\text{paal}} \cdot a^2 \quad (\text{voor zowel } x \text{ als } y \text{-richting})$$

I_{eigen} wordt verwaarloosd door het lage traagheidsmoment

Weerstandsmoment

$$W_y \text{ of } W_z = I_y \text{ of } I_z / e_o$$

$e_o \Rightarrow$ afstand hartlijn tot uiterste vezel.

⑤ Rotatieveerconstante fundering.

$$C_{\text{fundering}} = K_{\text{paal}} \cdot \frac{I_{\text{paal groep}}}{A_{\text{paal}}} \Rightarrow (\text{aantal palen} \cdot A_{\text{paal}} \cdot a^2)$$

$$K_{\text{paal}} = \frac{E_{\text{paal}} \cdot A_{\text{paal}}}{l_{\text{paal}}}$$

⑥ Windbelasting

- Bepaal windgebied a.h.v. Nen-en 1991. Art. 4.2
- (Ze) Bepaal referentiehoogte a.h.v. Nen-en 1991. Art 7.2
- (Cpe) Bepaal druk + zuiging a.h.v. Nen-en 1991. Tabel 7.1
- (qp) Bepaal extreme sluwdruk a.h.v. Nen-en 1991 Art 4.5

$$W_e = (q_p \cdot Z_e) \cdot C_{pe}$$

⑦ Sneeuwbelasting

Volgens Nen-en 1993-1-1-3 H5

- Voor platte daken $0,56 \text{ kN/m}^2$.

⑧ Fictieve elasticiteit.

Berekening fictieve elasticiteit, omdat de kern + wanden zijn opgebouwd uit beton + betonstaal

$$\alpha_n = \frac{N_{ed; \min}}{A_{\text{beton}} \cdot f_{cd} + A_{\text{staal}} \cdot f_{yd}}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

Astaal = $\rho = 0,5\%$ (geschatte waarde afhankelijk per project).

$EI \Rightarrow$ afhankelijk van betonklasse
Volgens NEN-en 1992-1-1 Tabel NB 1

⑨ Imperfectie

Gezien theoretisch voor ieder systeem een eigen imperfectie moet worden gerekend a.h.v het gewicht direct + aanpendelend. Gezien de waarden voor Q_{hi} (imperfectie) nagenoeg gelijk zijn is het verstandig alleen de waarde voor direct + aanpendelend met uitkraging uit te rekenen

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad \text{Volgens NEN-en 1991-1-1 Art. 5.1}$$

$$\theta_0 = \text{standaard } 1/300$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \quad (l = \text{hoogte gebouw in m}) \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1,0$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (m = \text{aantal steunpunten vloer})$$

$$Q_{hi} = 1/300 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \cdot \frac{\text{Ned; max}}{l}$$

(l = gelijk aan l bij α_h).

Volgens NEN-en 1991-1-1 Art. 5.3

⑩ 2^e orde moment.

Bij berekening of het 2^e orde

$$n = \frac{n_{cr}}{\text{Ned; max}}$$

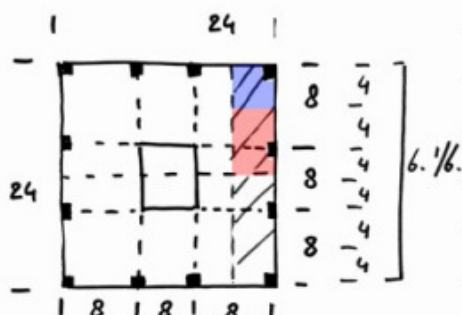
$$n_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_c^2} \Rightarrow EI \text{ in de slappe richting}$$

l_c^2 is 1,12. hoogte gebouw²
1,12 is voor gebouwen met meer dan 5 verdiepingen.

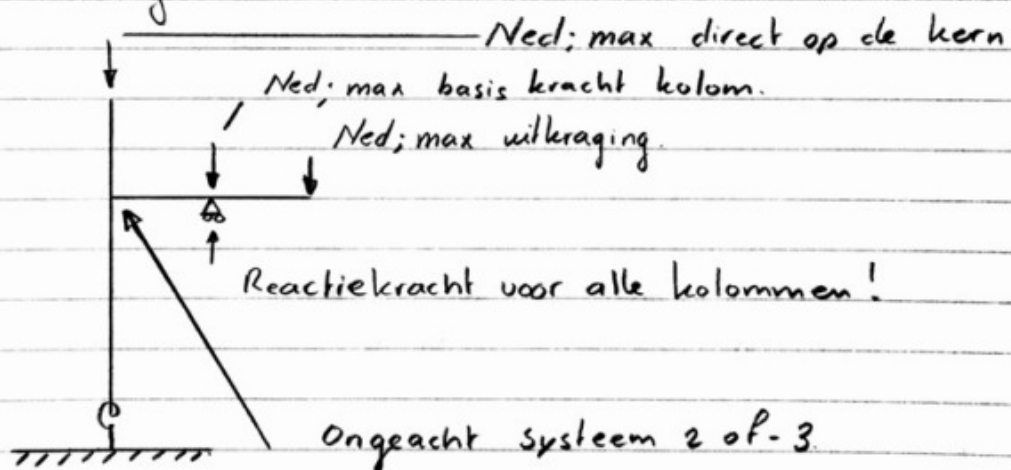
$n \geq 11$ dan geen 2^e orde.

(11) Belasting op de kolom.

Voor (mogelijke) aanpassing van de kolommen, moet onderzocht worden hoeveel meer kracht er op de kolommen komt. Zie onderstaande afbeelding.



- Eerst, volgens de gewichts berekeningen uit H2 de basis kracht op de kolommen berekenen. (2 verdiepingen van de uitkragingen & volledig)
- Daarna in het computerprogramma, de belastingen plaatsen. Zie onderstaande afbeelding voor configuratie krachten.



- Door de reactie kracht te delen door het aantal kolommen + 2, is de kracht per hoek kolom bepaald. Het restant van de krachten moet evenredig worden verdeeld over de andere kolommen.
- Door de nieuwe kracht min de oude kracht en te delen op de oude kracht maal 100 %, ontstaat de procentuele afwijking $((\text{nieuw} - \text{oud}) / \text{oud}) \cdot 100 \%$

⑫ Verplaatsing top.

Voor berekening van de verplaatsing, mag de belastingcombinatie $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q_1 + 1,0 \cdot \psi_0 \cdot Q_i$ worden aangehouden.

De berekeningen van de verplaatsing worden gemaakt met computerrekensoftware.

Als eis voor de verplaatsing volgens NEN-en 1990 A1 geldt dat:

- Per verdieping niet meer dan $1/300$ van de verdiepingshoogte mag worden verplaatst
- Het hele gebouw (top) niet meer dan $1/500$ mag verplaatsen.

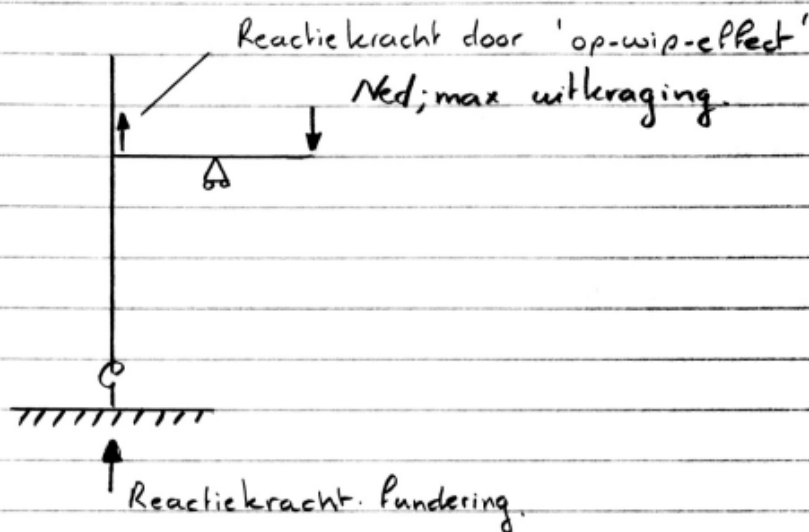
Procentuele afwijkingen vanaf systeem 1 en -4 naar systeem 2, -3 en -4, kan gebruik gemaakt worden van berekening H11

⑬ Reactiekrachten Fundering.

Bij de systemen 1, 4 en 5 gaan alle krachten uit het gebouw en de uitkraging direct naar de fundering.

Bij systeem 2 en -3 ontstaat een terugwerkende kracht (omhoog gericht) op de fundering door de uitkraging.

Om uit te rekenen wat de omhoog gerichte kracht in de kern is bij systeem 2 en -3, wordt de kracht ingevoerd van de uitkraging. Zie volgende pagina.



De reactiekracht (omhoog) zal in systeem 2 hoger zijn dan in systeem 3. Dit komt door de scharnierende bevestiging tegen de kern.

(14) Spanningen kern en wand

Berekening spanningen:

- Spanning t.g.v. normaalkracht $\sigma = F/A$
- Spanning t.g.v. momenten $\sigma = M/W$

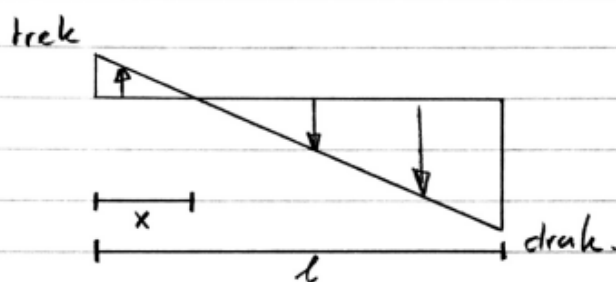
Voor ieder systeem wordt dit 2 keer gedaan, één keer met Ned; min en één keer met Ned; max.

Zo ontstaat de maximale druk en (mogelijke) maximale trek. De spanningen kunnen in zichtelijk gemaakt worden door middel van spanningsdiagrammen.

Voor het totaal worden de spanningen van Ned, wind, imperfectie en uitkraging bij elkaar opgeteld voor maximale trek en van elkaar afgetrokken voor maximale druk.

Aan de hand van de al bestaande wapening in de kern of wanden, kan worden berekend of deze bestand is tegen de trek tgv de uitkraging. Daarnaast kan worden gekeken of het beton de druk op kan nemen.

Berekening evenwichtspunt x trek, druk diagram.



$$x = \frac{\text{trek}}{\text{trek} - \text{druk}} \cdot l$$

De gelijkmatige trekspanning in de wand:

$$\sigma_{\text{trek}} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{B(\text{wand}) \cdot \text{hoh. wap. staaf}}$$

Wanneer $\sigma_{\text{trek}} < \text{trekspanning (optredend)}$ dan moet er extra wapening in de wand. Door middel van de volgende berekening kan de afstand waarover extra wap. benodigd is worden uitgerekend (x)

$$\frac{\sigma_{\text{trek}} + \text{optredende trek}}{\text{optredende druk} + \text{optredende trek}} = \frac{\text{lengte wand} - x}{\text{lengte wand}}$$

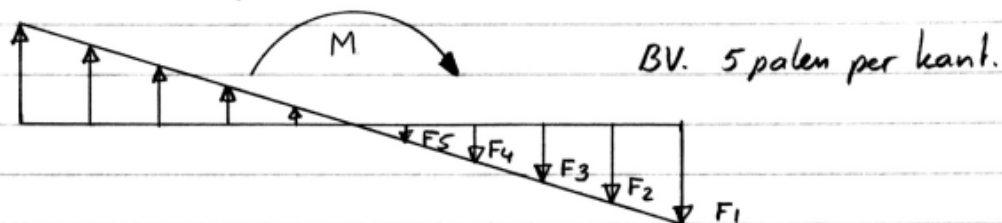
Daarna kan met de σ_{trek} formule de bijlegwap. worden uitgerekend.

De drukbelasting (optredend) moet $\leq f_{cd}$ van het beton.

15) Paalkrachten.

Met de normaalkrachten $N_{ed}; max$ en $N_{ed}; min$ wordt de minimale- en maximale paalkracht uitgerekend. Net als bij de spanningen worden hier de momentkrachten bij opgeteld en afgetrokken.

- Paalkracht t.g.v. $N_{ed}; max$ en $N_{ed}; min$ is de reactiekracht ter hoogte van de fundering (uit software rekenprogramma).
- Paalkracht t.g.v. moment:



Formule:

$$M = F_1 \cdot 5x + F_2 \cdot 4x + F_3 \cdot 3x + F_4 \cdot 2x + F_5 \cdot 1x$$

Verhoudingen

$$\frac{F_2}{F_1} = \frac{4x}{5x} \Rightarrow F_2 = F_1 \cdot \frac{4}{5}$$

$$\frac{F_3}{F_1} = \frac{3x}{5x} \Rightarrow F_3 = F_1 \cdot \frac{3}{5}$$

Enzovoorts

$$M = 2 \cdot \left(op. \frac{F_1 \cdot 5 \cdot 5x}{5} + op. \frac{F_1 \cdot 4 \cdot 4x}{5} + op. \frac{F_1 \cdot 3 \cdot 3x}{5} + op. \frac{F_1 \cdot 2 \cdot 2x}{5} + op. \frac{F_1 \cdot 1 \cdot 1x}{5} \right)$$

$$M = 2 \cdot F_1 \cdot x \cdot \left(op. \frac{25}{5} + op. \frac{16}{5} + op. \frac{9}{5} + op. \frac{4}{5} + op. \frac{1}{5} \right)$$

op = aantal palen per rij

Wanneer voor alle systemen de paalkrachten zijn bepaald, kan de procentuele afwijking worden berekend a.h.v. H11

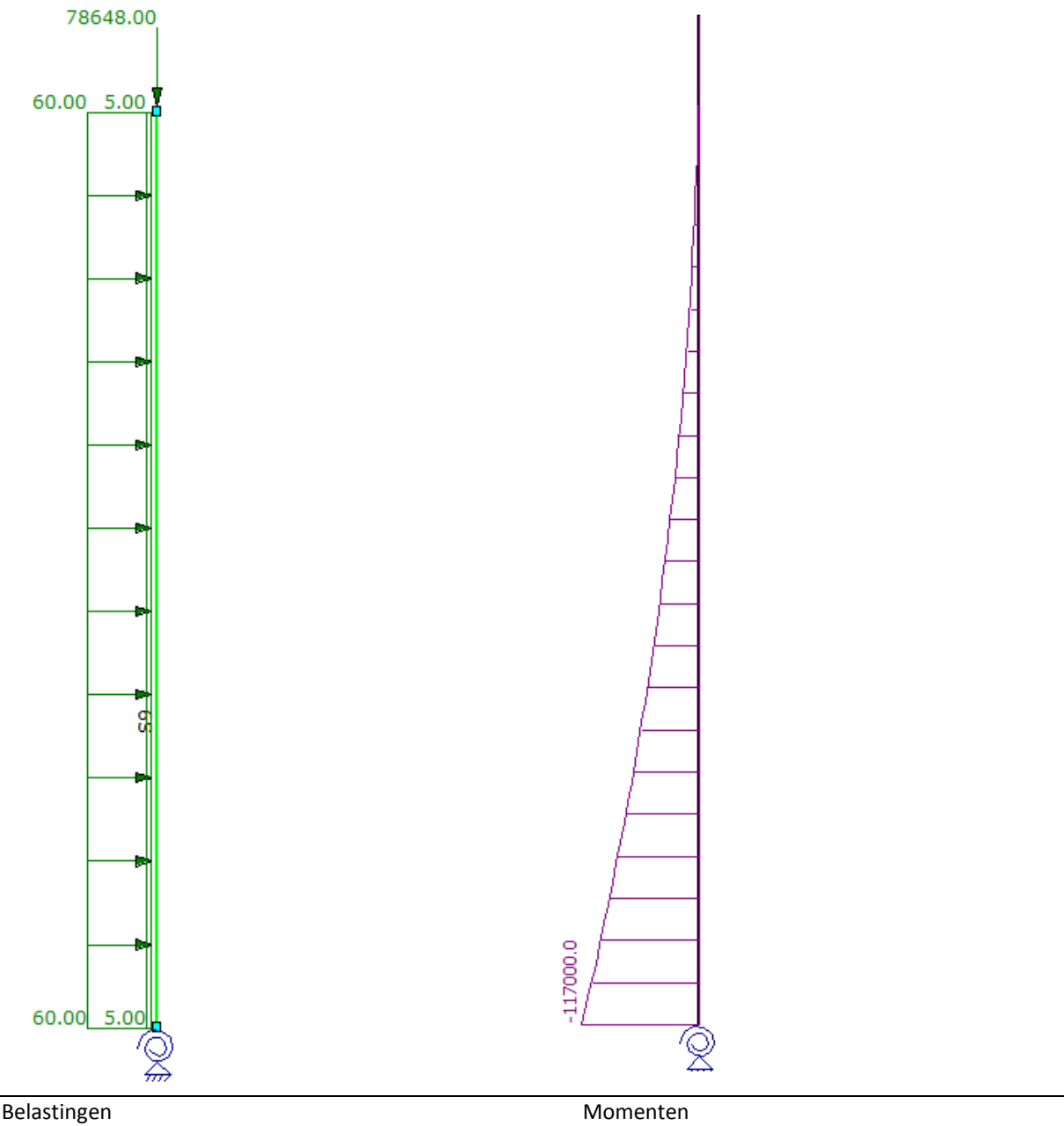
⑩ Aanpassingen.

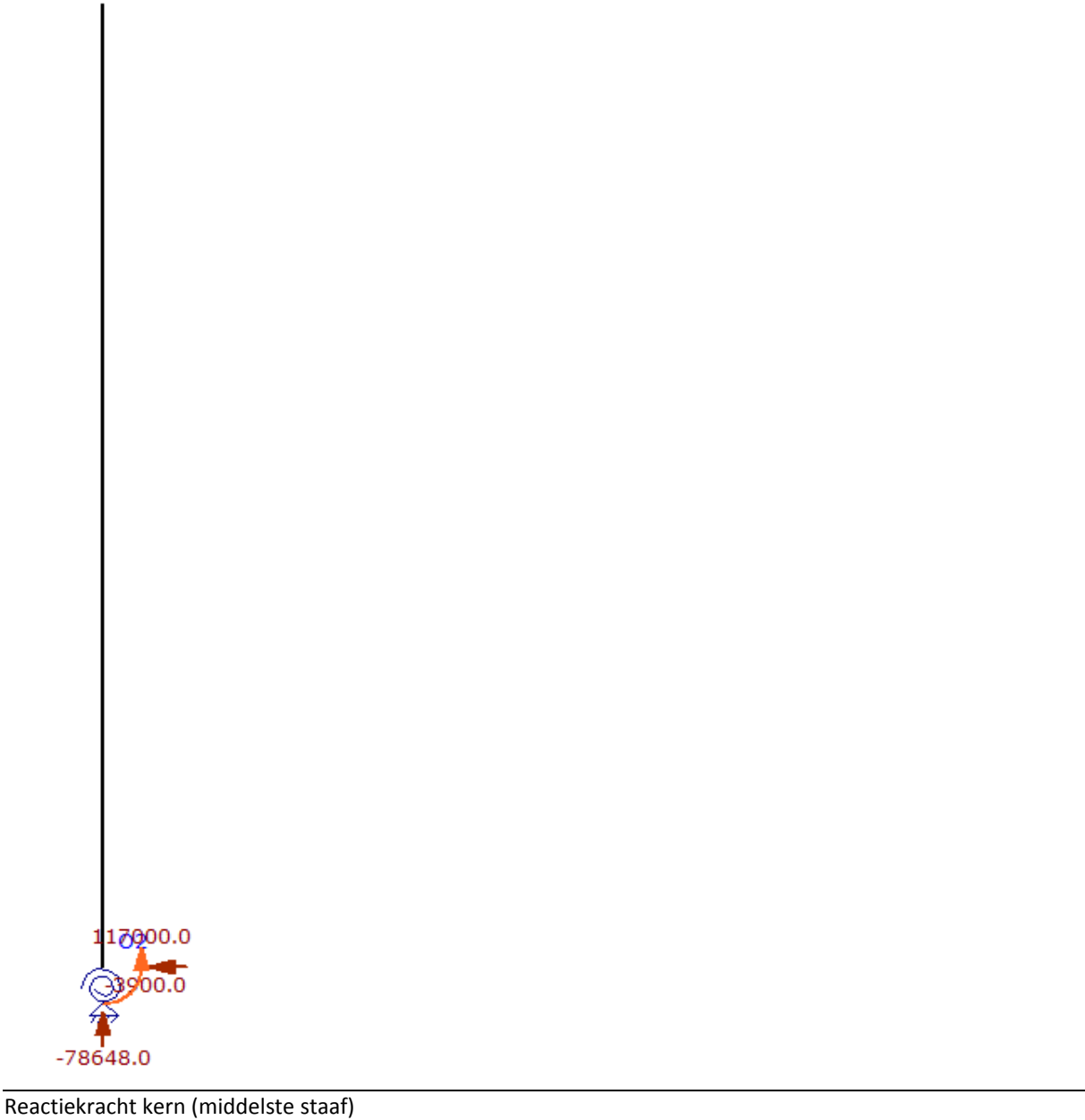
Voor de aanpassingen van de constructie wordt de maximale verplaatsing van de top als leidend aangehouden. Hier zijn immers regels aan verbonden uit de eurocode. Kolommen, kern, wanden en palen kunnen aangepast worden.

6.2 Bijlage 2: Berekeningen matrix sterkte

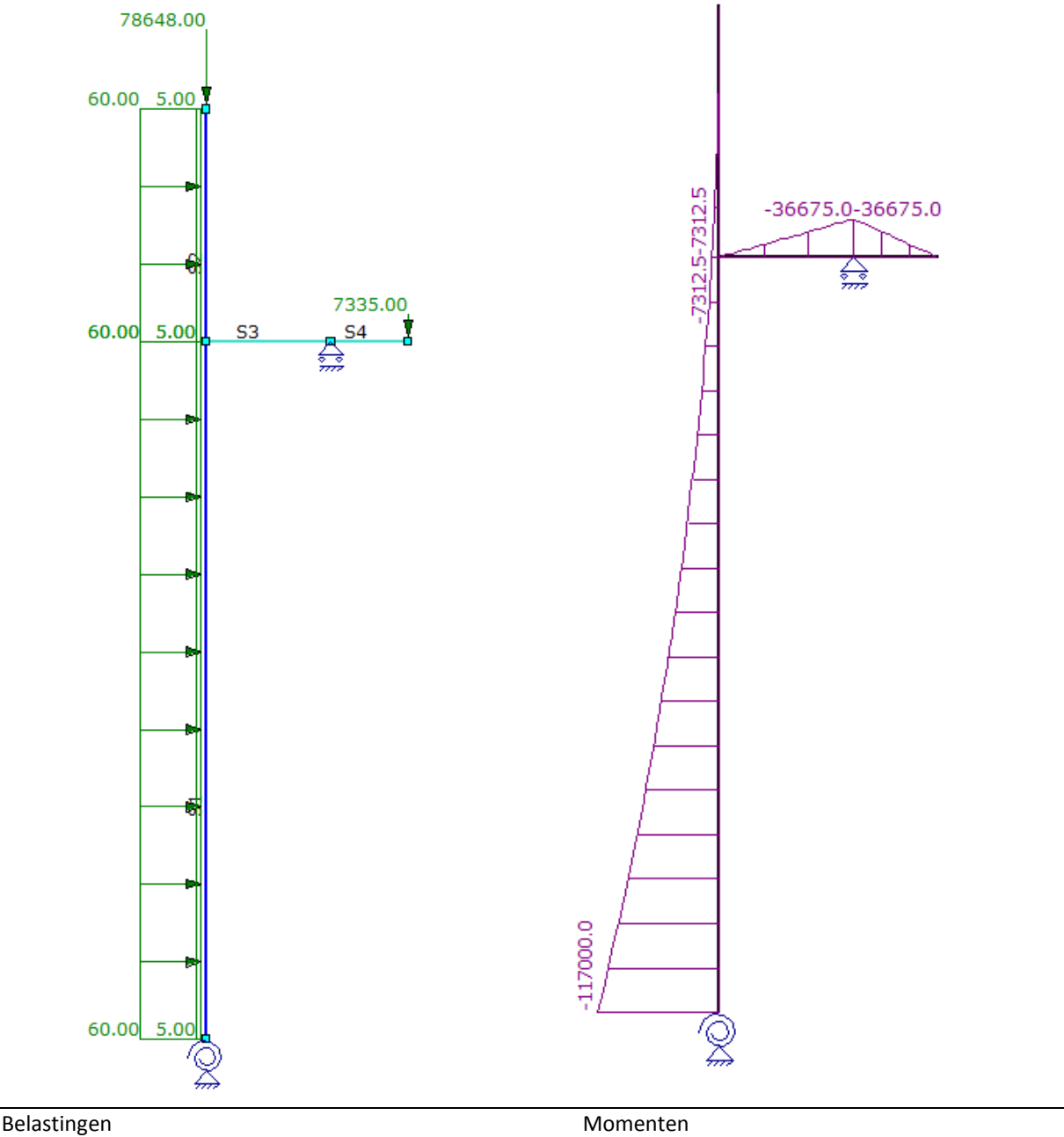
Hieronder worden de matrix berekeningen weergegeven voor de sterkte berekeningen van het literatuuronderzoek. Van elk systeem worden de benodigde berekeningen weergegeven.

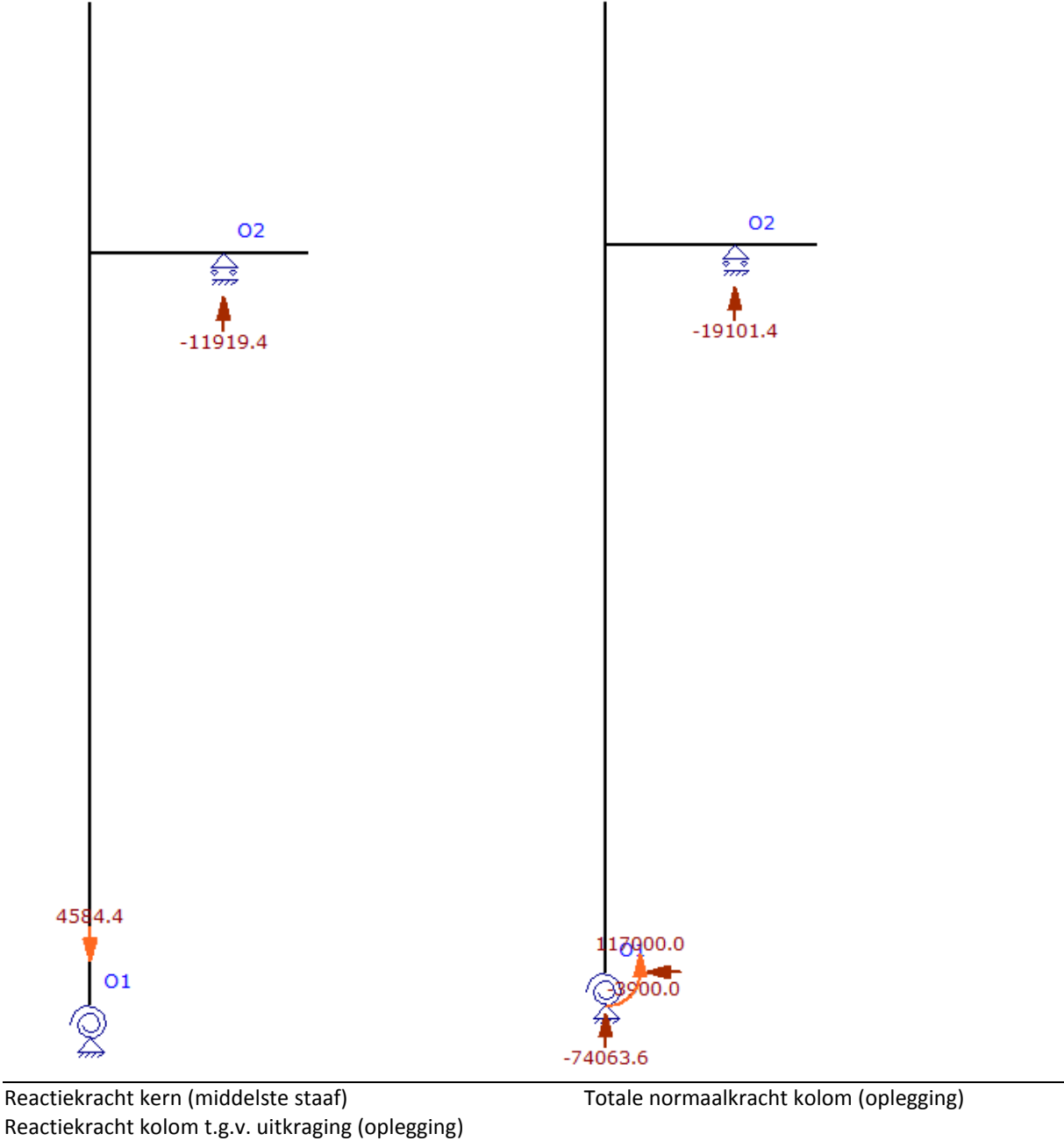
6.2.1 Resultaten matrix systeem 1 (sterkte)



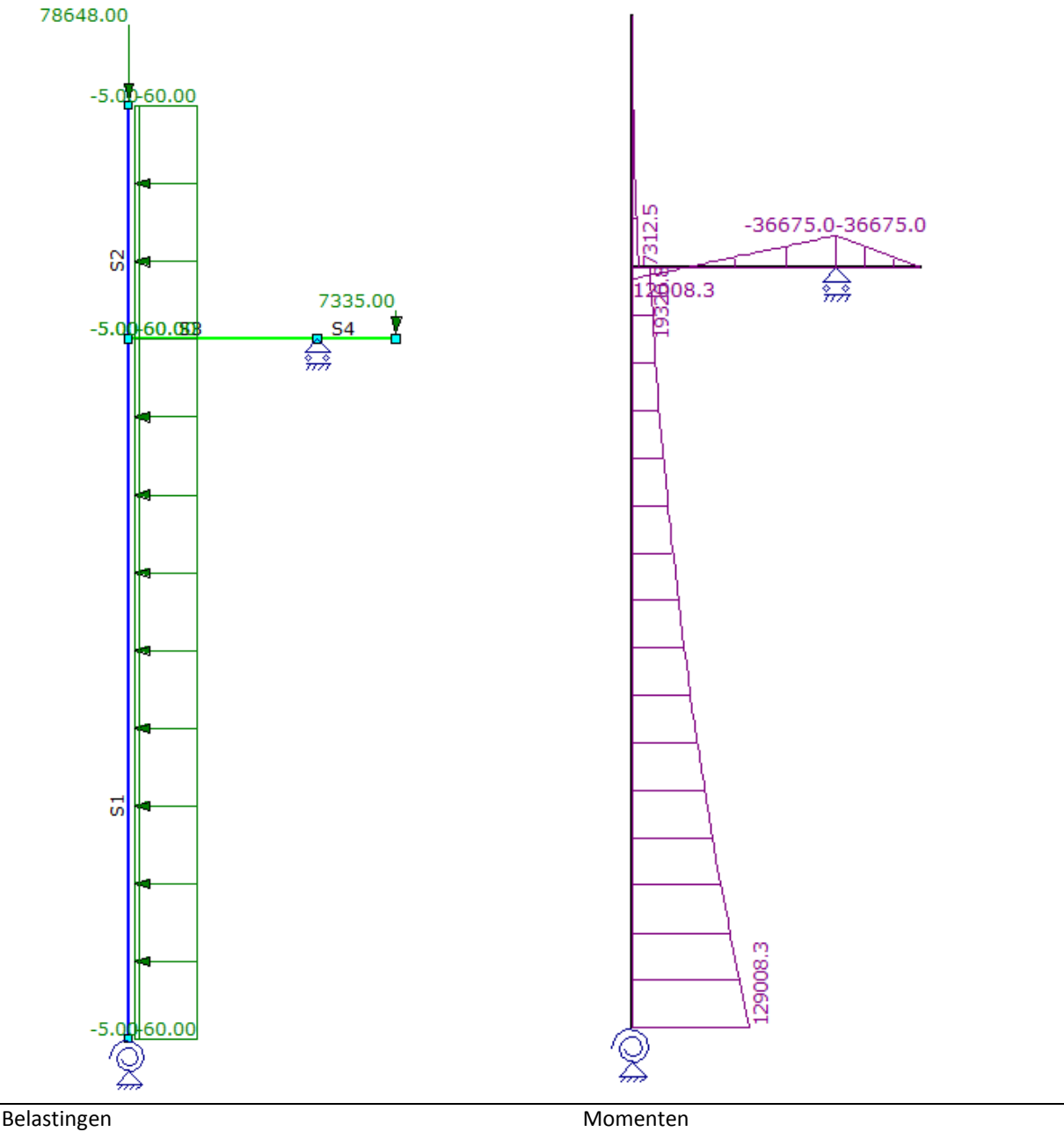


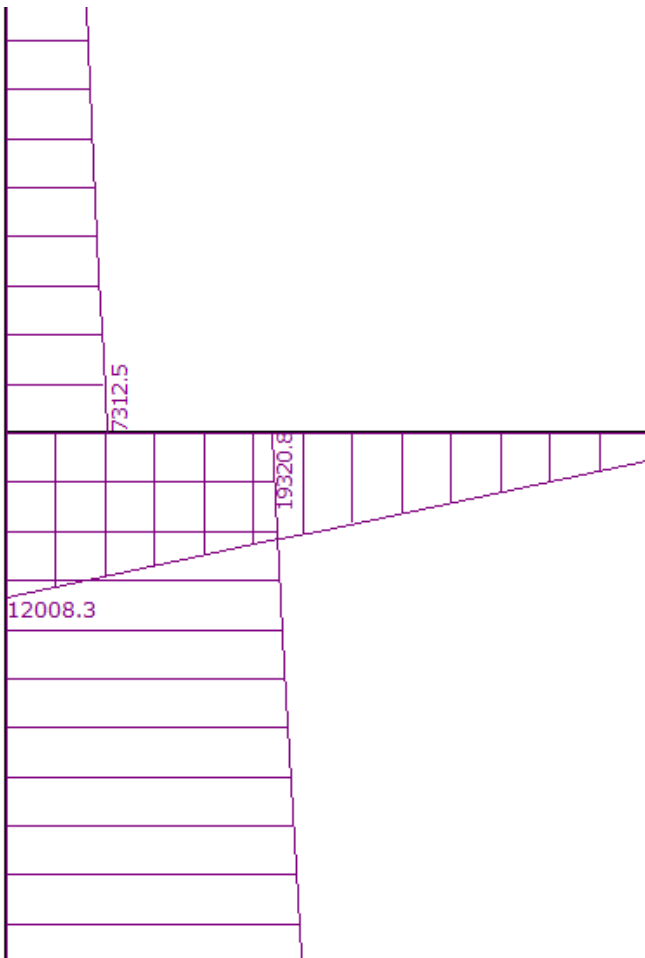
6.2.2 Resultaten matrix systeem 2 (sterkte)



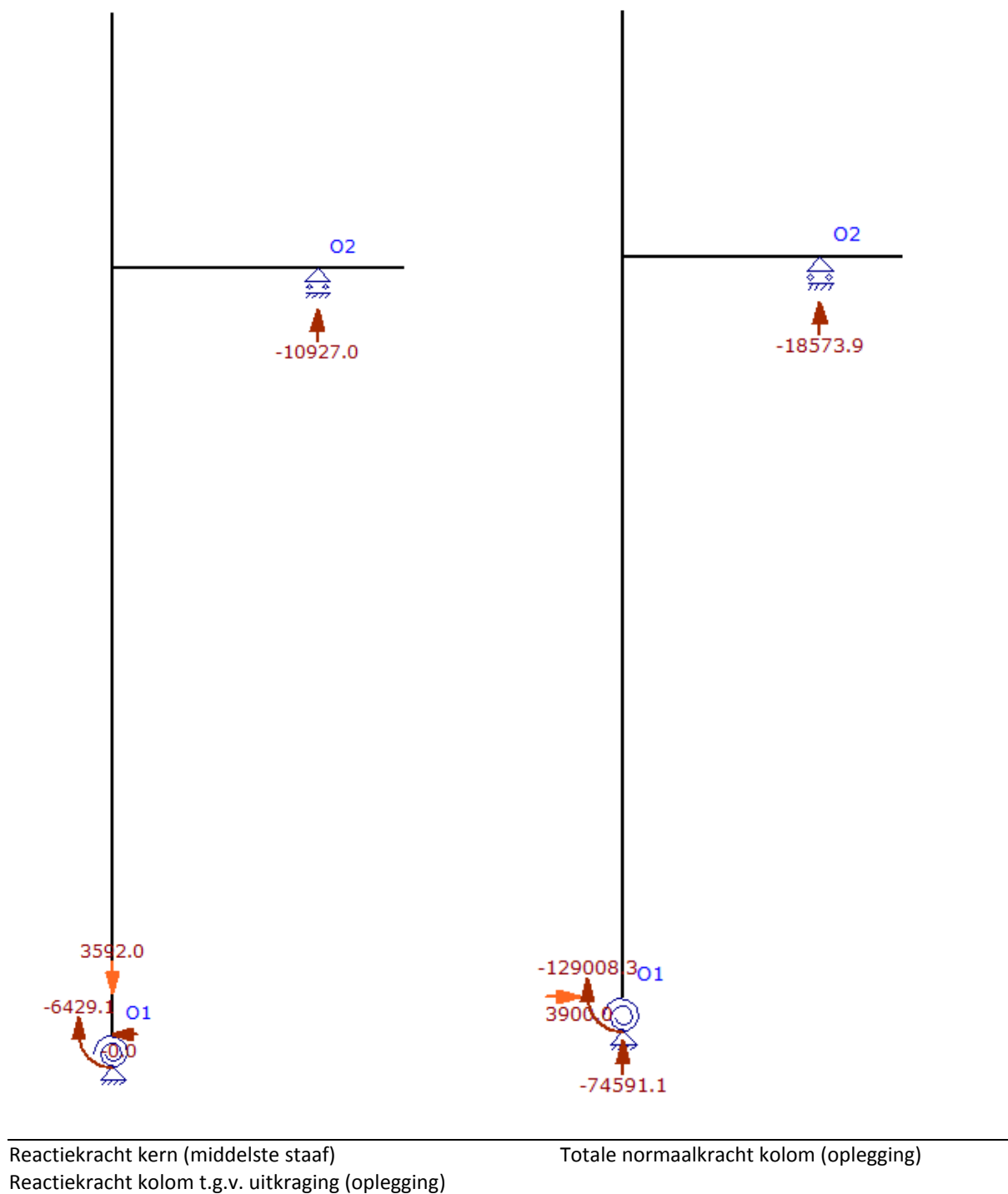


6.2.3 Resultaten matrix systeem 3 (sterkte)

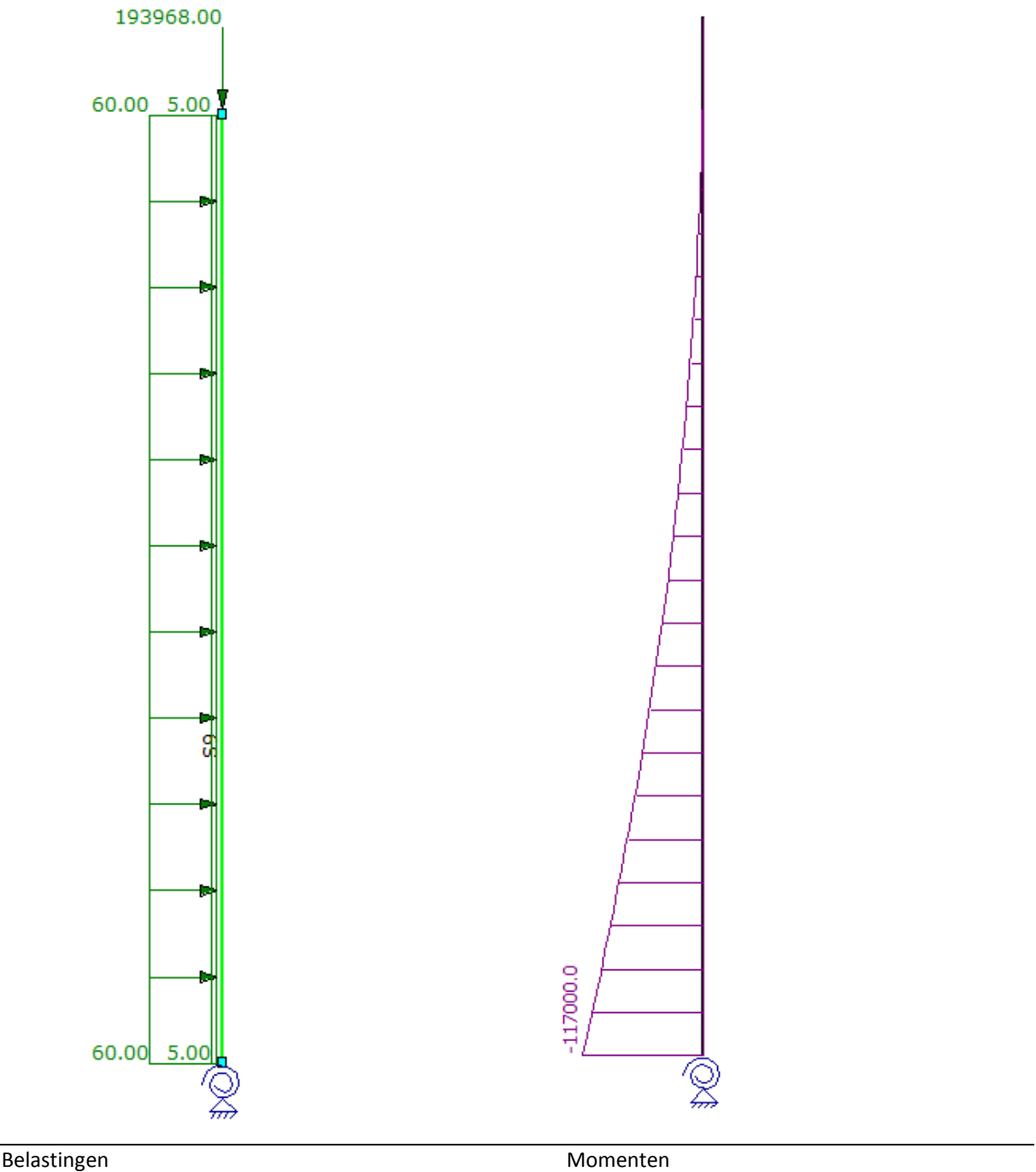


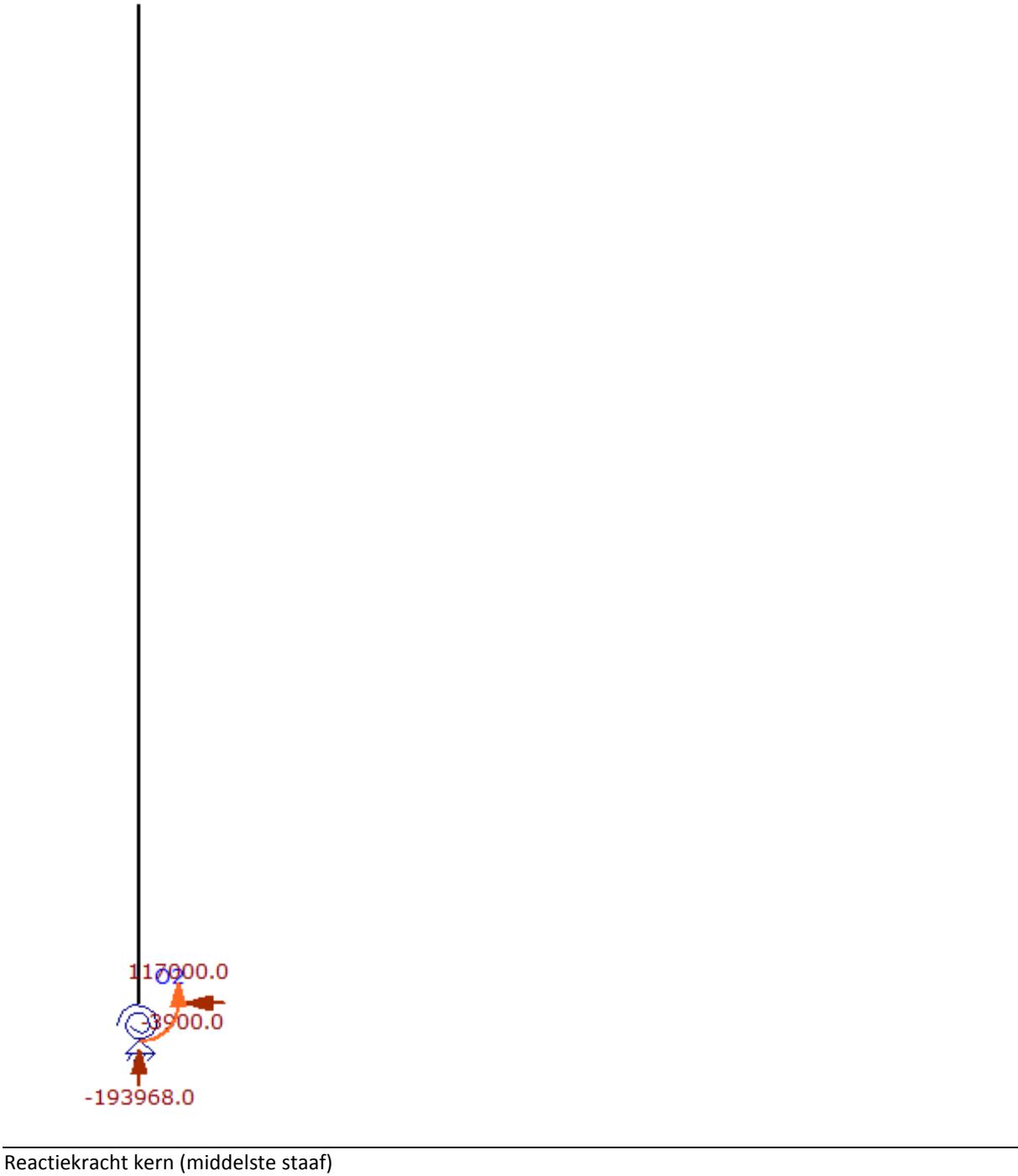


Momenten in de verbinding van uitkraging naar kern.

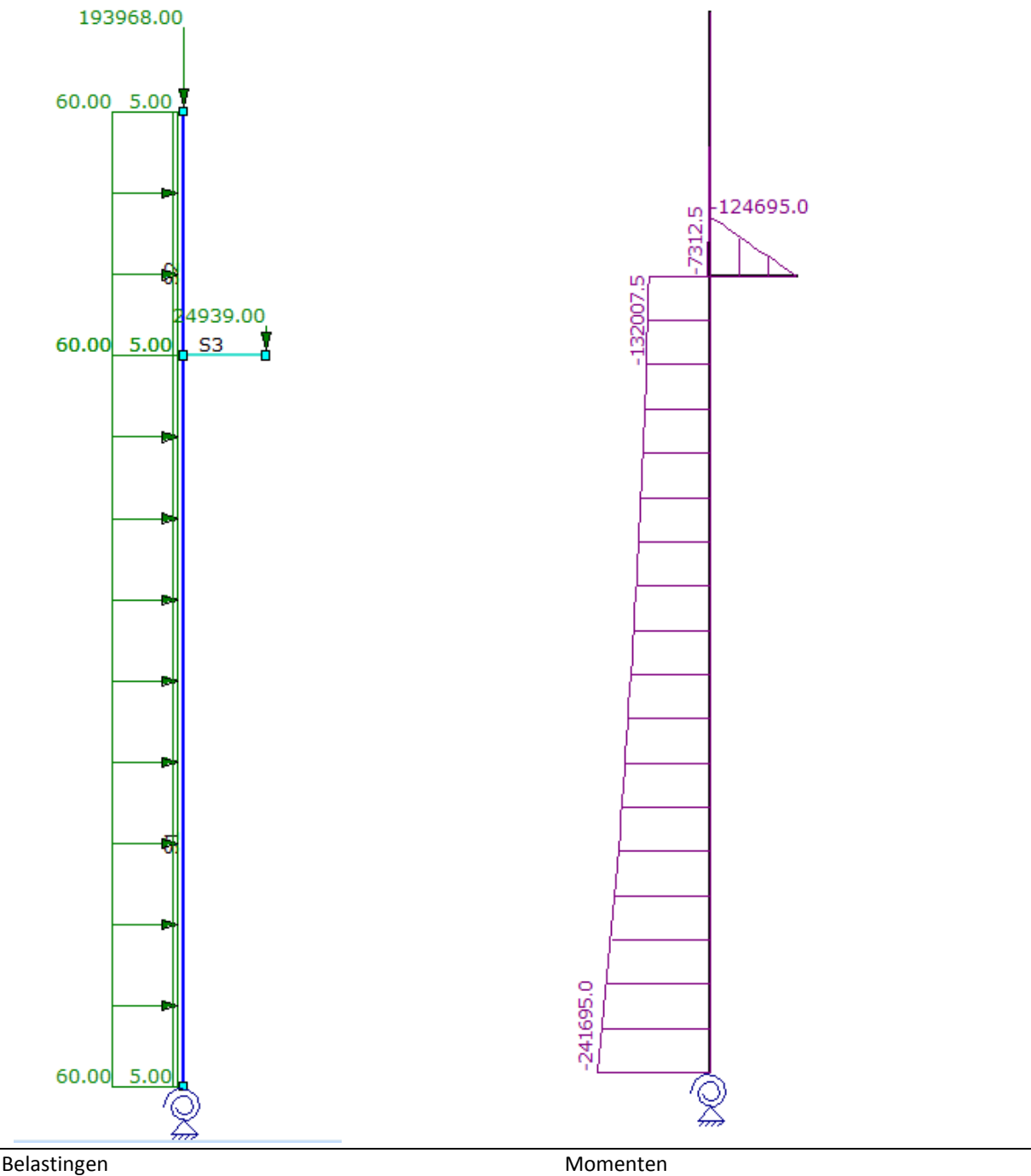


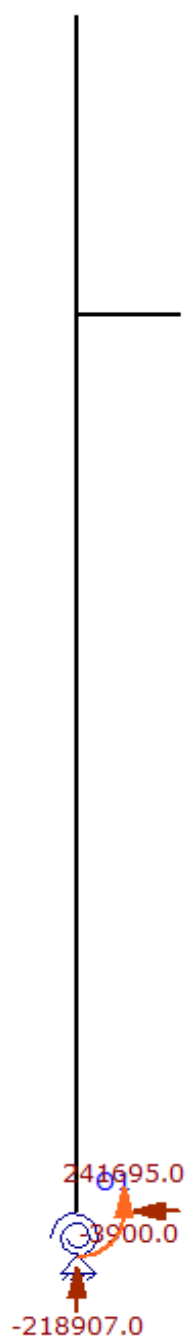
6.2.4 Resultaten matrix systeem 4 (sterkte)





6.2.5 Resultaten matrix systeem 5 (sterkte)



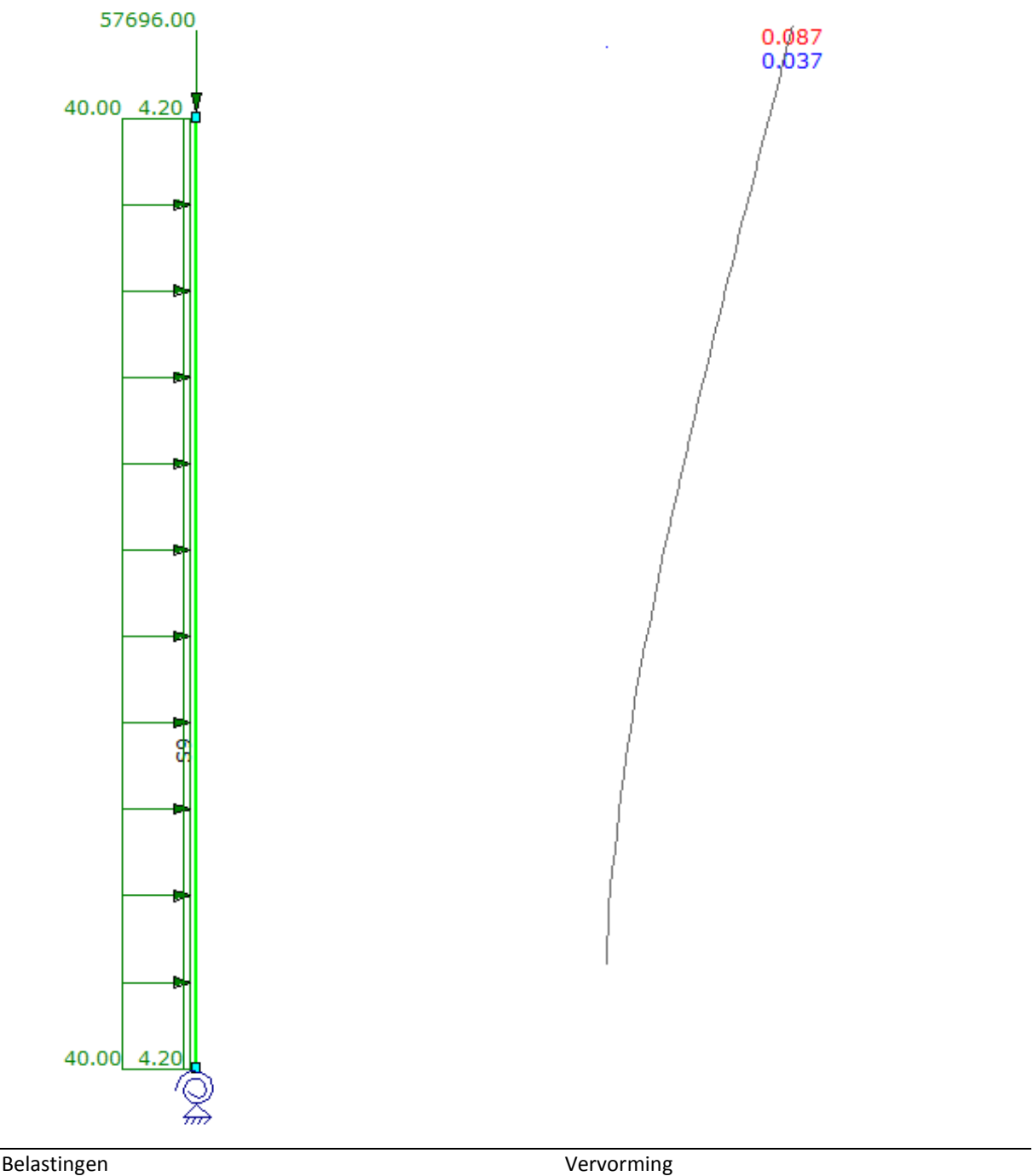


Reactiekracht kern (middelste staaf)

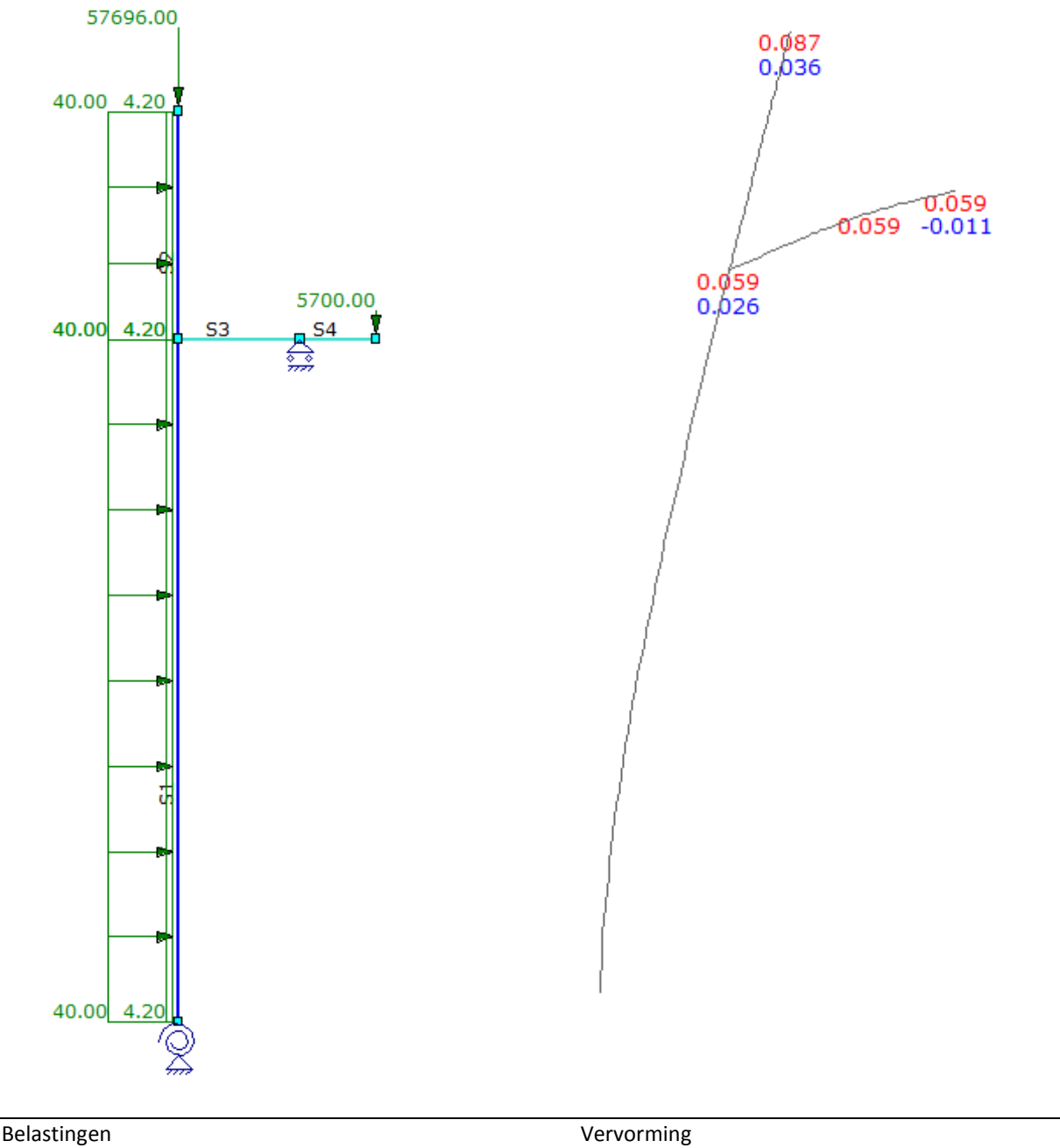
6.3 Bijlage 3: Berekeningen matrix vervorming

Hieronder worden de matrix berekeningen weergegeven voor de doorbuiging berekeningen van het literatuuronderzoek. Van elk systeem worden de benodigde berekeningen weergegeven.

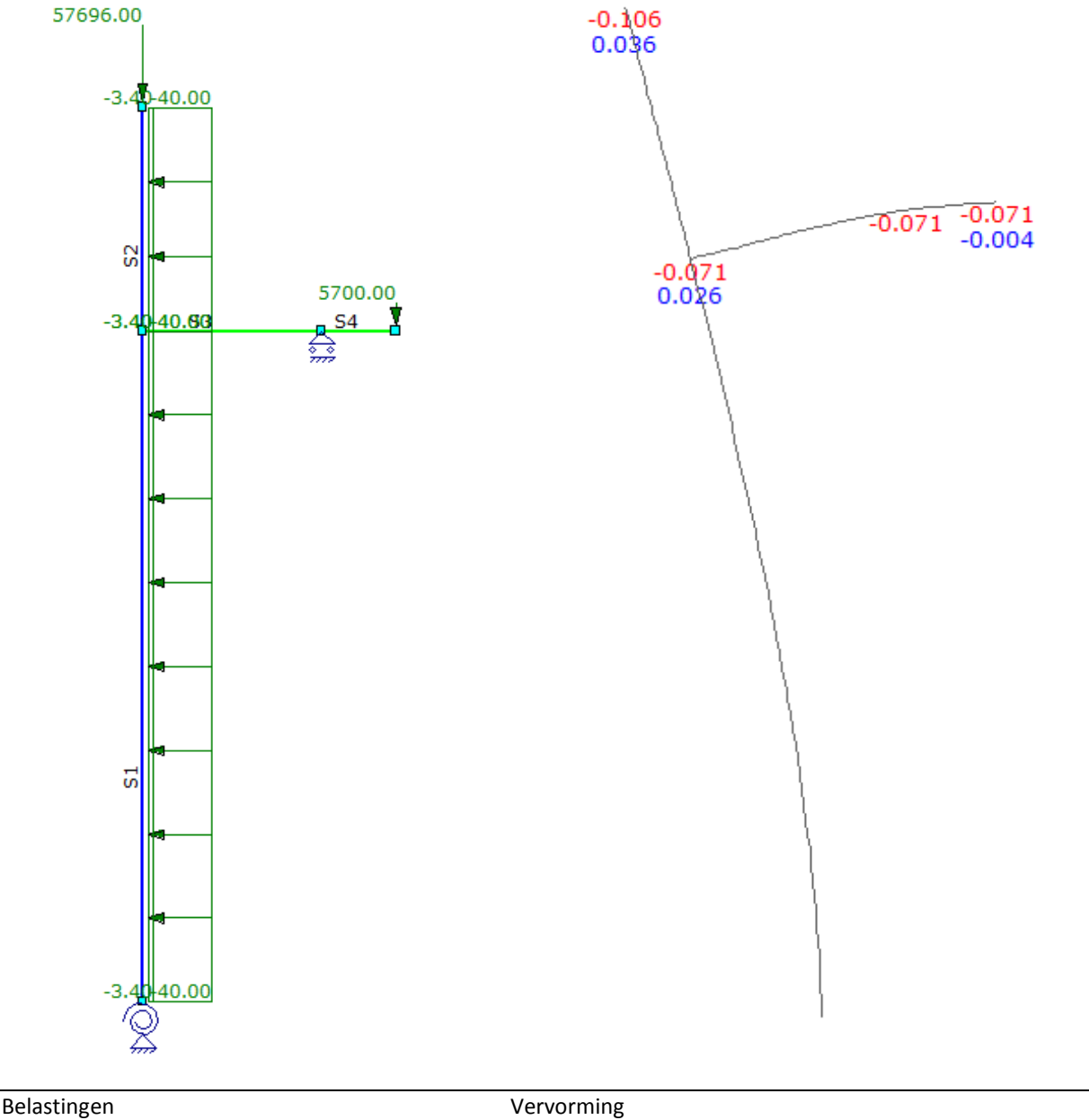
6.3.1 Resultaten matrix systeem 1 (vervorming x- en y- richting)



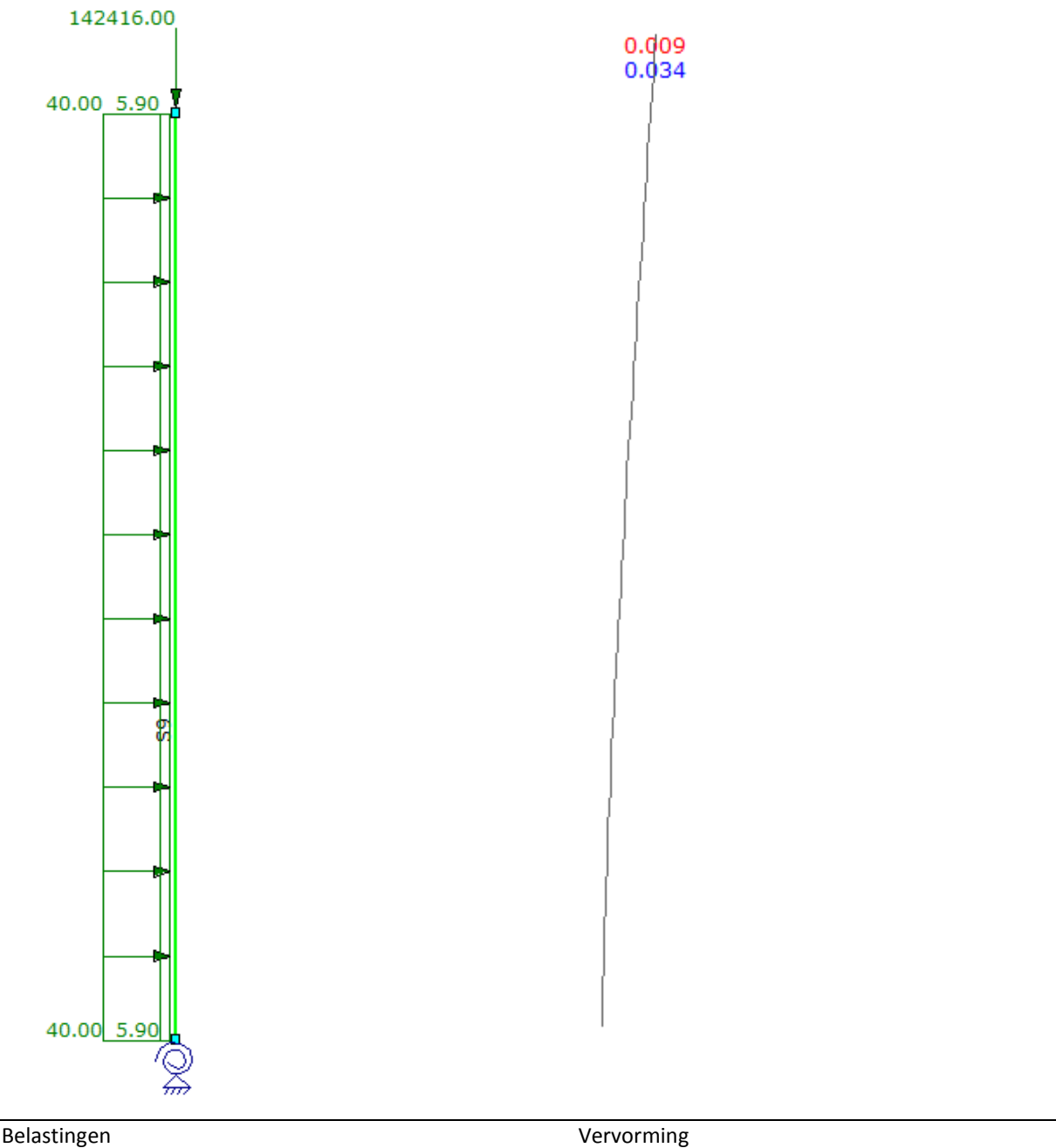
6.3.2 Resultaten matrix systeem 2 (vervorming x-richting)



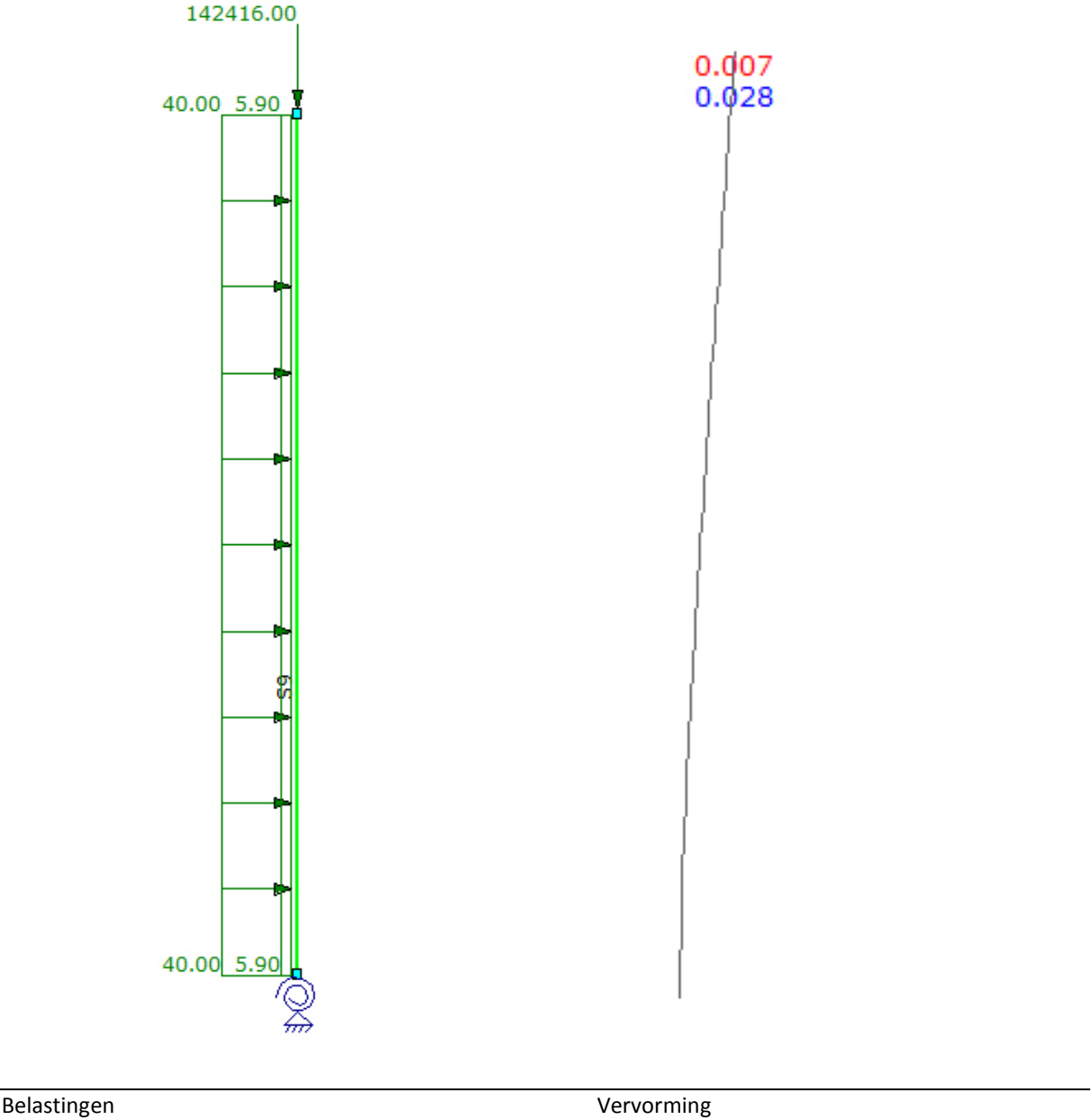
6.3.3 Resultaten matrix systeem 3 (vervorming x-richting)



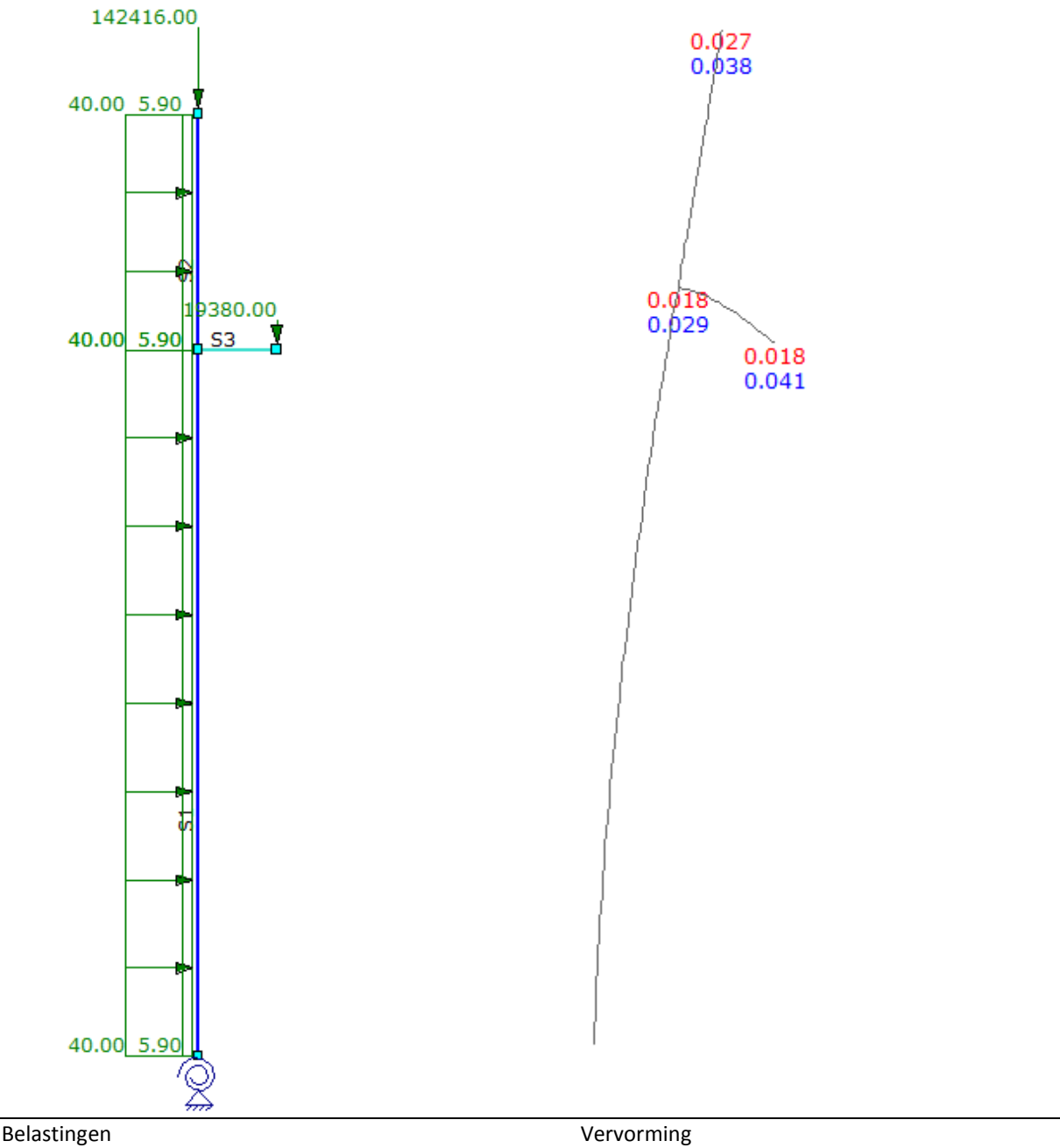
6.3.4 Resultaten matrix systeem 4 (vervorming x-richting)



6.3.5 Resultaten matrix systeem 4 (vervorming y-richting)



6.3.6 Resultaten matrix systeem 5 (vervorming x-richting)



Bijlage B

Casusonderzoek



**VAN
ROSSUM**

Begeleiders:

Dhr. ing. T. Pessel
Dhr. ing. M. Bierma

Van Rossum Raadgevende Ingenieurs
Hogeschool Rotterdam

Studenten:

Wouter Huisman
René Moerkerke

0846715
0853468

Inleiding

De bijlagen van het onderzoek naar de invloed van een uitbreiding door middel van een uitkraging aan bestaande hoogbouw vertellen het doorlopen onderzoek. In bijlage B zijn alle berekeningen gemaakt die in het hoofdverslag aan bod komen in de hoofdstukken van het casusonderzoek.

In het casusonderzoek worden dezelfde vier constructieve onderdelen getoetst als in de literatuurstudie naar de rekenmethoden van de stabiliteitssystemen. Allereerst wordt de restcapaciteit van de wapening in de kern en gevelbuis geanalyseerd. Wat kan het wapeningsstaal nog aan trekspanning opnemen? Daarna is de restcapaciteit van de vervorming van de kern en gevelbuis berekend. Als deze vervorming bekend is, worden de kolommen onderzocht. Dit geldt voor zowel De Landdrost als De Symphony. Bij De Landdrost wordt het gewicht van de uitkraging afgedragen op de gevelkolommen. Bij De Symphony wordt de gevelbuis op de eerste verdieping opgevangen door kolommen waar een druk- en trekkracht in ontstaat. Als laatste worden de funderingspalen geanalyseerd. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen de palen onder de kernen en de palen onder de kolommen. Opgesomd zijn dit:

- Restcapaciteit wapening in de kern en gevelbuis;
- Restcapaciteit vervorming van de kern en gevelbuis;
- Restcapaciteit normaalkracht kolommen;
- Restcapaciteit fundering onder stabiliteitssysteem en kolommen.

Aan de hand van het literatuuronderzoek wordt er onderzocht welk systeem van toepassing is op het gebouw. Daarna wordt er onderzocht welke van de vier restcapaciteiten toegepast dienen te worden. Als een onderdeel te veel restcapaciteit heeft zal deze niet tot een uitkraging berekend worden omdat dan de afmetingen onrealistisch worden. Per restcapaciteit worden twee uitkragingen waarvan één uitkraging met twee bouwlagen en één uitkraging met zes bouwlagen berekend. De keuze voor twee en zes bouwlagen is gemaakt door de opdrachtgever, het oppervlak wat verkregen word bij deze twee varianten is gelijk. De analyse van de verkregen gegevens wijst uit welk constructie onderdeel het meest kritisch is en welke variant van uitkragen, twee- of zes verdiepingen, de meeste oppervlakte genereert. Is de wapening in de kern of gevelbuis niet voldoende, is de vervorming van de top te groot, wordt de kracht op de kolommen overschreden of juist de paalkracht? Aan de hand van deze uitkomsten wordt berekend of en zo ja hoeveel plakwapening nodig is, hoeveel de kolommen vergroot moeten worden en hoeveel extra palen nodig zijn om de berekende uitkraging te kunnen realiseren. De uitkomsten worden samengevoegd in een matrix om het geheel overzichtelijk in beeld te krijgen.

Inhoud

Inleiding	2
Symbolenlijst	4
1 Casus De Landdrost	5
1.1 Projectgegevens	5
1.2 Restcapaciteit	18
1.3 De uitkraging berekeningen	25
2 Casus De Symphony	49
2.1 Projectgegevens	49
2.2 Restcapaciteit	80
2.3 De uitkraging berekeningen	86
3 Bijlage	94
3.1 Stappenplan casusonderzoek	94
3.2 Tekeningen	102

Symbolenlijst

Kleine letters

b	Breedte	mm^1 of m^1
h	Hoogte	mm^1 of m^1
d	Nuttige hoogte	mm^1 of m^1
z	Hefboom hoogte	mm^1 of m^1
m	Meter	m^1
mm	Millimeter	mm^1
fctm	betonkwaliteit	N/mm^2
e	excentriciteit	mm^1 of m^1

Hoofd letters

A	Oppervlakte	mm^2 of m^2
I_y	Traagheidsmoment y-richting	mm^4
I_x	Traagheidsmoment x-richting	mm^4
M	Moment	Nmm of kNm
W_y	Weerstandsmoment y-richting	mm^3
W_x	Weerstandsmoment x-richting	mm^3
N	Normaalkracht	kN of N
L	Lengte	mm of m
$\text{kNm} \cdot \text{rad}$	Rotatieveerconstante	$\text{kNm} \cdot \text{rad}$
L_c	Kniklengte	m
Fh	horizontale kracht	Kn of N
Frep	kracht	Kn of N
A_p	Oppervlakte paal	mm^2 of m^2
E_m	Elasticiteit modules	
PB	Permanente belasting	
EG	Eigen gewicht	
VB	veranderlijke belasting	

Griekse letters

σ	Spanning	N/mm^2 of kN/m^2
δ	Verplaatsing/vervorming	mm^1 of m^1
E	Elasticiteitsmodules	N/mm^2
Δ	Totale opsomming	Δ
E_f	Elasticiteitsmodulus plakwapening	N/mm^2
E_s	Elasticiteitsmodulus staal	N/mm^2
ψ	momentaanfactor	ψ

Overig

%	Procent	%
---	---------	---

1 Casus De Landdrost

1.1 Projectgegevens

De project gegevens zijn de gegevens uit de officiële berekeningen uit het archief van Van Rossum. Uit deze gegevens worden de berekeningen gemaakt die in hoofdstuk 1.1.2 uit het hoofverslag behandeld zijn.

1.1.1 Belastingen

$$\begin{aligned}
 - \text{Fiep (kN) totaal} &= 51402,38 & 8636,12. \\
 - \text{Mieep (kN/m) totaal} &= 3905,11 & -32,87. \\
 - \text{Myiep (kN/m) totaal} &= 17030,43 & 5033,54.
 \end{aligned}$$

Representatieve belastingen in
leen op kelder - niveau.

$$* \text{Kelder.} = P1.$$

$$\begin{aligned}
 \text{Fiep (kN).} & \\
 \text{paar } h=1500 &= 14,3m \cdot 16,0m \cdot 1,5m \cdot (24,00) = 8236,80 \\
 \text{v.b.} &= 14,3m \cdot 16,0m \cdot (4,00) = 915,20 \text{ (kN/m).} \\
 \text{vloer} &= 4,4m \cdot 16,0m \cdot (12,00/4,00) = 844,80 & 281,60 \text{ (kN/m).} \\
 &= 14,3m \cdot 5,0m \cdot (12,00/4,00) = 858,00 + & 286,00 \text{ (kN/m).} \\
 & & 9939,60 & 741,40. \\
 \text{Fiep (kN) subotaal} &= 9939,60 & 741,40
 \end{aligned}$$

$$\text{Fiep (kN) totaal} = 61341,98 \quad 9377,52$$

- Belasting op de kern
 - NED max = 61342 kN
 - NED min = 9377,5 kN

1.1.2 2e orde

Toetsing 2^e orde woodzakelgth?

Volgens art. 7.8.2.1 NEN 6720.

$$l_c \leq \sqrt{\frac{(EI)_d}{N_{vd}}}$$

$$l_c = L \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{2 \cdot \rho}}, \text{ waarin } L = 54,1 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{CL}{(EI)_d}$$

$$(EI)_d = E_f \cdot I \rightarrow E_f = \frac{1}{3} \cdot 10^3 \cdot f_{ck} (C28/35) = 11,67 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$$

$$I = 143,79 \text{ m}^4 \text{ (zie 612.94).}$$

$$(EI)_d = 11,67 \cdot 10^6 \cdot 143,79 = 1678 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$$

$$\varphi = \Delta l / l_c \rightarrow \Delta l \text{ volgens rapport CENX}$$

$$- F_d \text{ t.g.v. } M_x: \text{wind: d.}$$

$$\frac{166068 \cdot 6,6}{1912,68} = 573 \text{ kN.}$$

$$\text{met } k_v = 1,62 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$$

$$\Delta l = \frac{573}{1,62 \cdot 10^5} = 3,5 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

$$- F_d \text{ t.g.v. } M_x: \text{d. e.g. + v.b. (612.104).}$$

$$\frac{2622 \cdot 6,6}{1912,68} = 9 \text{ kN.}$$

$$\text{met } k_v = 3,09 \cdot 10^4 \text{ kN/m}$$

$$\Delta l = \frac{9}{3,09 \cdot 10^4} = 0,3 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

$$\varphi = \frac{3,8 \cdot 10^{-3}}{6,6} \Delta l \text{ totaal} = 3,8 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

$$\varphi = 5,76 \cdot 10^{-4} \text{ Rad.}$$

$$C = M / \varphi = 168687 / 5,76 \cdot 10^{-4} = 292,86 \cdot 10^6 \text{ kNm/Rad.}$$

$$\rho = \frac{292,86 \cdot 10^6 \cdot 54,1}{1678 \cdot 10^6} = 9,44.$$

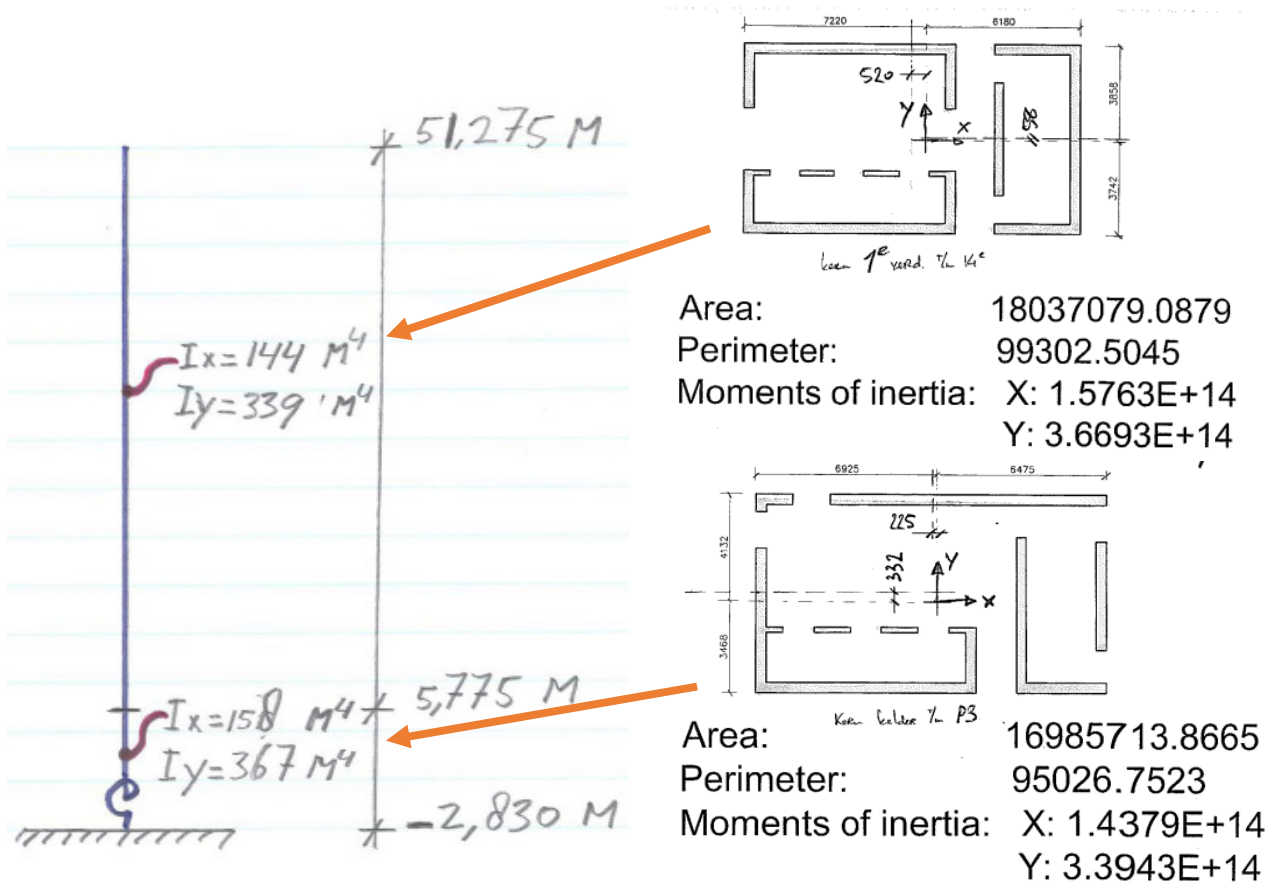
$$l_c = 54,1 \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{2 \cdot 9,44}} = 72,12 \text{ m.}$$

$$l_c \leq \sqrt{\frac{1678 \cdot 10^6}{250750}} = 81,80 \text{ m, dus geen}$$

2^e orde toets woodzakelgth.

1.1.3 Traagheidsmoment van de kern

Het traagheidsmoment van de kern wordt opgesplitst in 2 stukken. In het onderste stuk van de kern van kelder tot de 1^{ste} verdiepingvloer wordt een sterkere kern toegepast dan verdieping 1 t/m 14.



- **I_x , I_y , A van de kern p1 tm p3 (kelder tm 1^{ste})**
 - $I_x = 1,44 \times 10^{14} \text{ mm}^4 = 143.79 \text{ m}^4$
 - $I_y = 3,394 \times 10^{14} \text{ mm}^4 = 339.4 \text{ m}^4$
 - $A = 16,99 \text{ m}^2$
- **I_x , I_y , A van de kern 1^{ste} t/m 14**
 - $I_x = 1,576 \times 10^{14} \text{ mm}^4 = 157.6 \text{ m}^4$
 - $I_y = 3,669 \times 10^{14} \text{ mm}^4 = 366.9 \text{ m}^4$
 - $A = 18,04 \text{ m}^2$

1.1.4 Weerstandmoment van de kern

- **W_x van de kern p1 tm p3 (kelder tm 1^{ste})**
 - $W_x 1 = 1,44 \times 10^{14} / 4132 = 3,485 \times 10^{10}$
 - $W_x 2 = 1,44 \times 10^{14} / 3468 = 4,152 \times 10^{10}$
- **W_y van de kern p1 tm p3 (kelder tm 1^{ste})**
 - $W_y 1 = 3,394 \times 10^{14} / 7220 = 4,701 \times 10^{10}$
 - $W_y 2 = 3,394 \times 10^{14} / 6180 = 5,492 \times 10^{10}$

1.1.5 Vervorming x-richting

Verplaatsing bij $M_{x:rep}$

- (A) - verplaatsing door stijfheid heen met $M_{x:rep}$ t.g.v. e.g. + v.b.
- (B) - verplaatsing door stijfheid heen met $M_{x:wind:rep}$ inclusief rotatie t.g.v. torsie
- (C) - verplaatsing door rotatie zondering met $M_{x:rep}$.
- (D) - " $M_{x:wind:rep}$.

(A) $M_{x:rep}$ t.g.v. e.g. + v.b. = 3872 kNm (zie blz. 102).
 $Q_{equivalent} = \frac{2 \cdot 3872}{54,1^2} = 2,65 \text{ kN/m}$
 $\delta = \frac{2,65 \cdot 54,1^4}{8 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 143,79} = 0,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

(B) $M_{x:wind:rep}$ = 110710 kNm (zie blz. 138).
 $Q_{equivalent} = \frac{2 \cdot 110710}{54,1^2} = 75,65 \text{ kN/m}$
 $\delta = \frac{75,65 \cdot 54,1^4}{8 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 143,79} \cdot 1,03 = 27,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

Maximum rotatie aan de top vld heen:
 $M_{tw} = 54,1 \cdot 75,65 \cdot 5,4 = 22100 \text{ kNm}$
 $G = \frac{2 \cdot 10^4 \cdot 10^3}{2 \cdot (1 + 0,3)} = 8077 \text{ N/mm}^2$
 $\varphi = \frac{22100 \cdot 10^6 \cdot 54,1 \cdot 10^3}{4 \cdot 13000^2 \cdot 7200^2 \cdot 8077} \cdot \left(\frac{2 \cdot 13000}{400} + \frac{2 \cdot 7200}{400} \right)$
 $\varphi = 0,427 \cdot 10^{-3} \text{ Rad}$
 $\delta = 0,427 \cdot 10^{-3} \cdot 28,5 \cdot 10^3 \cdot 1,03 = 12,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

(C) $M_{x:rep}$ t.g.v. e.g. + v.b. = 1609 kNm (zie blz. 104).
 $Q_{equivalent} = \frac{2 \cdot 1609}{54,1^2} = 1,10 \text{ kN/m}$
 $F_{top} = \frac{1609 \cdot 6,6}{1912,68} = 6 \text{ kN}$
 $k_v = \frac{6}{3,09 \cdot 10^4} \text{ kN/m}$, dus $\Delta l = \frac{6}{3,09 \cdot 10^4} = 0,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
 $\varphi = \frac{0,2 \cdot 10^{-3}}{6,6} = 0,27 \cdot 10^{-4} \text{ Rad}$
 $C = \frac{1609}{0,27 \cdot 10^{-4}} = 59,10 \cdot 10^6 \text{ kNm/Rad}$
 $\delta = \frac{1/2 \cdot 1,10 \cdot 54,1^3}{59,10 \cdot 10^6} = 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 \textcircled{D} \quad M_{\text{rep: wind}} &= 110710 \text{ kNm} \quad (\text{Zie blz. 138}). \\
 Q_{\text{equivakent}} &= \frac{2 \cdot 110710}{54,12} = 75,65 \text{ kN/m} \\
 F_{\text{rep}} &= \frac{110710 \cdot 6,6}{1912,68} = 382 \text{ kN} \\
 k_v &= 462 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^3, \text{ dus } \Delta L = \frac{382}{1162 \cdot 10^5} = 2,36 \cdot 10^{-3} \text{ m} \\
 \varphi &= \frac{2,36 \cdot 10^{-3}}{6,6} = 3,57 \cdot 10^{-4} \text{ rad} \\
 C &= \frac{110710}{3,57 \cdot 10^{-4}} = 309,85 \cdot 10^6 \text{ kNm/rad} \\
 \delta &= \frac{1/2 \cdot 75,65 \cdot 54,1^3 \cdot 10^3}{309,85 \cdot 10^6} = 19,9 \cdot 10^{-3} \text{ m} \\
 \delta_{\text{totaal}} &= \textcircled{A} + \textcircled{B} + \textcircled{C} + \textcircled{D} \\
 &= 62,4 \cdot 10^{-3} \text{ m} \\
 \frac{54,1}{62,4 \cdot 10^{-3}} &= 867 > 500 \quad \text{Voldoet.}
 \end{aligned}$$

1.1.6 Vervorming y-richting

Versplaatting bij $M_{y:rep}$.

- (A) = versplaatting door stijfheid leeren met $M_{y:rep}$ t.g.v. e.g.+v.b. & $M_{y:rep}$ wind.
(B) = rotatie fundamente t.g.v. $M_{y:rep}$ e.g.+v.b.
(C) = " " $M_{y:wind:rep}$.

Volgens b18.102 is er sprake van een onge-schonde leeren voor de berekeningen ald door buiging = kort durende belasting.

(A) $M_{y:rep}$ t.g.v. e.g.+v.b. = 22064 kNm (b18.102).
 $M_{y:wind:rep}$ = 64864 kNm (b18.105).
 $Q_{equivant}$ = $\frac{2 \cdot 86928}{54,1^2} = 59,40 \text{ kN/m}$
 $\delta = \frac{59,40 \cdot 54,1^4}{8 \cdot 21,0 \cdot 10^6 \cdot 39,43} \cdot 1,05 = 9,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

(B) $M_{y:rep}$ t.g.v. e.g.+v.b. = 2616 kNm (b18.104).
 $Q_{equivant}$ = $\frac{2 \cdot 2616}{54,1^2} = 1,79 \text{ kN/m}$
 $F_{rep} = \frac{2616 \cdot 7,5}{1980,00} = 10 \text{ kN}$
 $k_v = 3,09 \cdot 10^4 \text{ kN/m}$, dus $\Delta l = \frac{10}{3,09 \cdot 10^4} = 0,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
 $\psi = \frac{0,3 \cdot 10^{-3}}{7,5} = 0,43 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$
 $C = \frac{2616}{0,43 \cdot 10^{-4}} = 6,18 \cdot 10^6 \text{ kNm/rad}$
 $\delta = \frac{12 \cdot 1,79 \cdot 54,1^3}{6,18 \cdot 10^6} = 2,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

(C) $M_{y:wind:rep}$ = 64864 kNm (b18.105).
 $Q_{equivant}$ = $\frac{2 \cdot 64864}{54,1^2} = 44,32 \text{ kN/m}$
 $F_{rep} = \frac{64864 \cdot 7,5}{1980,00} = 246 \text{ kN}$
 $k_v = 1,62 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$, dus $\Delta l = \frac{246}{1,62 \cdot 10^5} = 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
 $\psi = \frac{1,5 \cdot 10^{-3}}{7,5} = 2,02 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$
 $C = \frac{64864}{2,02 \cdot 10^{-4}} = 320,76 \cdot 10^6 \text{ kNm/rad}$
 $\delta = \frac{12 \cdot 44,32 \cdot 54,1^3}{320,76 \cdot 10^6} \cdot 1,05 = 11,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

$\delta_{total} = (A) + (B) + (C)$
 $= 23,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

$\frac{54,1}{23,1 \cdot 10^3} = 2342 > 500$ Voldoet.

1.1.7 Paalkrachten (momenten) om de y-as

Als vervolg op blz. 117 kunnen nu de rekenwaarden bepaald worden van de palen onder de hefen v/h kantoor.

$$\begin{aligned} F_d &= 1,2 \cdot 61341,98 + 1,5 \cdot 9377,52 = 87677 \text{ kN} \\ F_d &= 1,35 \cdot 61341,98 = 82812 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{xd} &= 1,2 \cdot 1942,17 - 1,5 \cdot 332,95 = 1831 \text{ kNm} \\ M_{xd} &= 1,35 \cdot 1942,17 = 2622 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{x:\text{wand:d}} = 166065 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{yd} &= 1,2 \cdot 161,39 + 1,5 \cdot 2454,92 = 3876 \text{ kNm} \\ M_{yd} &= 1,35 \cdot 161,39 = 218 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Paalbelasting t.o.v. F_d
 $87677 / 88 = 996 \text{ kN}$

- Paalbelasting t.o.v. $M_{x:d} + M_{x:\text{wand:d}}$
 $168687 \cdot 6,6 / 1912,68 = 591$
 591
 326
 $2,1$
 $= 189 \text{ kN}$

- Paalbelasting t.o.v. $M_{y:d}$
 $3876 \cdot 7,5 / 1980,00 = 15$
 15
 12
 9
 6
 3
 $= 1611 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} F_{d:\text{max}} &= 996 + 600 + 15 = 1611 \text{ kN} < 2500 \text{ kN} \\ F_{d:\text{min}} &= 0,9 \cdot 697 - 600 - 15 = 12 \text{ kN} > 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Geen trek!

- Paalbelasting
 - Max = 1611 kN < 2500 kN
 - Min = 12 kN > 0 (geen trek aanwezig!)

Drukkracht in de palen

- Om de y-as is een restcapaciteit van 1650-1611 = 39 kN druk aanwezig Bijlage 4, blz. 9. Het opneembare moment bij deze kracht is 10793 kNm Bijlage 5, blz. 4.

1.1.8 Paalkrachten (momenten) om de x-as

Als ~~vervolg~~ ^{vervolg} kunnen de rekenwaarden v/d paalbelastingen bepaald worden, zie ook blz. 141.

$$F_d = 87677 \text{ kN}$$

$$M_{y,d} = 2622 \text{ kNm}$$

$$M_{y,d} = 3876 \text{ kNm}$$

$$M_{y,wind,d} = 97296 \text{ kNm}$$

) worden voor voorgaande belastingen in dezelfde richting aangehouden.

- Paalbelasting t.g.v. F_d
87677 / 88

$$= 996 \text{ kN}$$

- Paalbelasting t.g.v. $M_{y,d}$
2622.6 / 912.68

$$= 9 \text{ kN}^+ \\ = 7 \text{ kN}^+ \\ = 5 \text{ kN}^+ \\ = 3 \text{ kN}^+$$

- Paalbelasting t.g.v. $M_{y,d} + M_{y,wind,d}$
101172.75 / 1980.00 · 1.05 (=phi 1)

$$= 402 \text{ kN}^+ \\ = 322 \text{ kN}^+ \\ = 242 \text{ kN}^+ \\ = 162 \text{ kN}^+ \\ = 82 \text{ kN}^+$$

$$F_{d,max} = 996 + 9 + 402 \\ F_{d,min} = 0.9 \cdot 997 - 9 - 402$$

$$= 1407 \text{ kN} < 2500 \text{ kN} \\ = 216 \text{ kN} > 0$$

Geen trek!

Drukkracht in de palen

Om de x-is een restcapaciteit van $1650 - 1407 = 243 \text{ kN}$ druk aanwezig Bijlage 4, blz. 10. Het opneembare moment bij deze kracht is 64152 kNm Bijlage 5, blz. 4.

1.1.9 Kolommen en palen

Kolom C10 - B20 C45/55

dak A200	= $7,2m \cdot 6,3m \cdot (580/1,00)$	= 263,09	4536 (140).
balke	= $7,2m \cdot 0,36m^2 \cdot (2400)$	= 62,21	
gevel	= $7,2m \cdot 1,5m \cdot (1100)$	= 10,80	
balke	= $6,3m \cdot 1,0m \cdot 0,6m \cdot (2400)$	= 90,72	
13 ^e t/m 3 ^e	= $7,2m \cdot 6,3m \cdot (480/1,00) \cdot 10$	= 2177,28	1814,4 (140,5).
3 ^e entree	= $7,2m \cdot 6,3m \cdot (480/1,00)$	= 217,73	181,44 (141).
balke	= $7,2m \cdot 0,36m^2 \cdot (2400) \cdot 11$	= 684,89	
gevel	= $7,2m \cdot 3,5m \cdot (1100) \cdot 11$	= 277,20	
balke	= $7,2m \cdot 1,0m \cdot 0,6m \cdot (2400) \cdot 11$	= 997,92	
2 ^e + 1 ^{ste}	= $7,2m \cdot 4,5m \cdot (480/1,00) \cdot 2$	= 311,04	259,20 (140,5).
balke	= $7,2m \cdot 0,36m^2 \cdot (2400) \cdot 2$	= 124,42	
gevel	= $7,2m \cdot 3,5m \cdot (1100) \cdot 2$	= 50,40	
		<u>5267,10 kN</u>	<u>128,24 kN</u>

$$\text{Kolomlast } F_d = 1,2 \cdot 5267,10 + 1,5 \cdot 128,24 = 8147 \text{ kN} \quad \star$$

$$= 1,35 \cdot 5267,10 = 7111 \text{ kN}$$

$$\text{PEIL} = \text{geht aan } 2^{\text{e}} = 242,93 \quad 129,60 (140,5).$$

$$\begin{aligned} \text{B30 wand} &= 7,2m \cdot 1,0m \cdot (12,00/2,00) = 26,10 \quad 14,40 (140,7) \\ &= 7,2m \cdot 2,8m \cdot 0,36m \cdot (2400) = 145,15 + \\ &\quad \underline{571,58 \text{ kN}} \quad \underline{129,12 \text{ kN}} \end{aligned}$$

$$\text{Paallast } F_d = 1,2 \cdot 571,58 + 1,5 \cdot 129,12 = 8830 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Maximale paalbelasting } F_{dmax} &= 2500 \text{ kN} \\ n &= \frac{8830}{2500} = 3,5 \end{aligned}$$

Er worden 4 palen toegepast.

Kolom D10 & A10.

CAS/SS.

dak A200	=	$5,4m \cdot 3,6m \cdot (5,80/1,00)$	=	112,75	19,44 ($\psi=0$)
balk	=	$(5,4m + 3,6m) \cdot 0,36m^2 \cdot (24,00)$	=	77,76	
gevel	=	$3,5m \cdot (1,00)$	=	31,50	
13 ^e 1 ^{ste}	=	$5,4m \cdot 3,6m \cdot (4,80/4,00) \cdot 12$	=	1119,72	933,10 ($\psi=0,5$)
2 ^e exteren	=	$5,4m \cdot 3,6m \cdot (4,80/4,00)$	=	93,31	77,76 ($\psi=1$)
gevel	=	$(5,4m + 3,6m) \cdot 0,36m^2 \cdot (24,00) \cdot 13$	=	1010,88	
balk	=	$3,5m \cdot (1,00) \cdot 13$	=	45,50	
kolom	=	$3,5m \cdot 0,25m \cdot (24,00) \cdot 13$	=	273,00	
2830 ^r	=	$5,4m \cdot 3,6m \cdot (4,80/4,00)$	=	93,31	77,76 ($\psi=0,5$)
gevel	=	$(5,4m + 3,6m) \cdot 3,5m \cdot (1,00)$	=	31,50	
balk	=	$0,36m^2 \cdot (24,00)$	=	77,76	
kolom	=	$3,5m \cdot 0,36m^2 \cdot (24,00)$	=	30,24	

3361,23 kN 583,19 kN

Kolomlast F_d = $1,2 \cdot 3361,23 + 1,5 \cdot 583,19$ = 4908 kN $\star$
 = $1,35 \cdot 3361,23$ = 4538 kN

Aeil = gelijk aan 2830^r = 282,81 77,76 ($\psi=0,5$)

2830 -
wand = $3,6m \cdot 10m \cdot (12,00/2,00)$ = 43,20 7,20 ($\psi=0,7$)
 = $(3,6m + 3,6m) \cdot 0,30m \cdot 2,8m \cdot (24,00)$ = 145,15
 3782,39 kN 627,11 kN

Paalkast F_d = $1,2 \cdot 3782,39 + 1,5 \cdot 627,11$ = 5480 kN $\star$
 = $1,35 \cdot 3782,39$ = 5106 kN

Maximale paalkbelasting $F_{d,max}$ = 2500 kN.
 $n = 5480 / 2500$ = 2,2

ER worden 3 palen toegepast.

1.1.10 Kolom wapening

Ingenieursgroep van Rossum

107

TS/Kolomwapening

Rel:2.20 8 feb 2008

Project...: 6446
Onderdeel: kolom B20 600x600
Dimensies: kN;m;rad (tenzij anders aangegeven)
Datum....: februari 2008
Bestand...:

Toegepaste norm...: TGB 1990

Geometrie

Type constructie : Kolom Rechthoekig Enkel excentr. belast
Kolomaafmeting in X/Y (=b*h) [mm] : 600 * 600
Kolomhoogte [mm] : 5775
Belastingschema : Geschoord (Tabel 27)
Kniklengtefactor X : 0.70
Pendelkolom : Nee

Belasting

	BG1	BG2	BG3	Mtg.BC
Omschrijving belastinggeval :				
Normaalkracht N' [kN] :	8147.00	6485.00	0.00	8147.00
M boven X [kNm] :	0.00	0.00	0.00	0.00
M midden X [kNm] :	0.00	0.00	0.00	0.00
M onder X [kNm] :	0.00	0.00	0.00	0.00
Belastingfactoren				
BC1 Fundamenteel :	1.00	0.00	0.00	Maatg. X
BC2 Brand :	0.00	1.00	0.00	
Eis brandwerendheid in minuten :	90			

Beton en Wapening

Betonkwaliteit :	C45/55	Dekking [mm] :	25
Grootste korrel [mm] :	31.5	Prefab :	Ja
Staalsoort :	FeB 500 HWL, HK	Symm.wapening:	4-zijdig
Basiswapening [mm] :	4 ø16	Bijlegw. [mm] :	ø16, 16
Beugels [mm] :	ø 8		

Tussenresultaten

	X-as	Y-as
Traagheidsmoment I [mm ⁴] :	1080000e4	
Vormfactor psi 7.6.3.3 :	1.00	
Reductiefactor rho 7.6.3.4 :	0.00	
Kniklengte lc 7.6.2.2 [mm] :	4042	
Alpha-n 7.6.2.1 :	0.67	
Lambda_h 7.6.2.2 :	6.74	
Eis mbt lambda_h 7.6.2.1 :	8.32	
Volstaat 1e orde toetsing?	Ja	
Ksi 7.6.3.2 :	0.00	
Md reken [kNm] :	401.24	
Nd reken [kN] :	8147.00	

Berekende gegevens

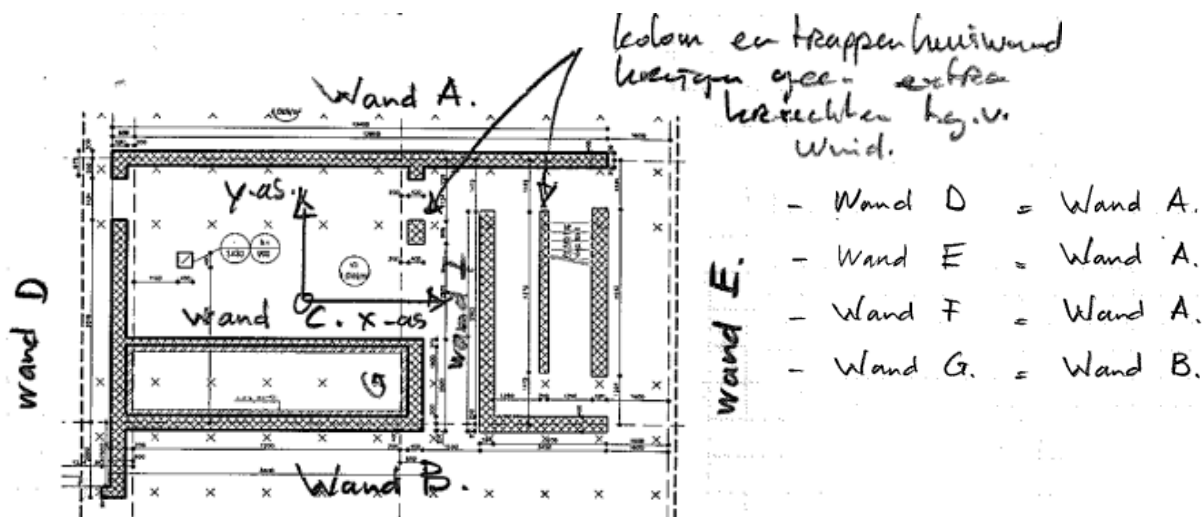
	X-as	Y-as
Beginexcentriciteit e0 [mm] :	19.3 =min.	
Totale excentriciteit et [mm] :	60.0 =min.	
Min. wapening detaillering [mm ²] :	628.3 = 8 ø10.0	
Totaal berekende wapening [mm ²] :	0.0	
Maatgevende wapening [mm ²] :	628.3	

Gevonden wapening

	basiswapening	X-as	Y-as
Bijlegcombinatie 1	1608 [mm ²] :	4 ø16.0	2 ø16.0

1.1.11 Wandwapening

De paalkrachten zijn berekend in de y-richting op kelder niveau p1, de sterke zijde en de zijde waar de uitkraging aan gemaakt wordt. De spanningen worden bekeken in wand D en E omdat hier de grootste trekkrachten gaan ontstaan. Volgens figuur zijn de spanningen van de wanden D en E dezelfde als van wand A. De spanningen in de kern.



- De maximale spanning is 8,64 N/mm² druk
- De minimale spanning is -1,53 N/mm² trek

De wapening die nodig is om de trek in de wanden van de kern op te nemen.

- Benodigde wapening is 1488 mm²
- Aanwezige wapening is 1570 mm²

Opgegeven belastingen:

$$T_{d,max} = 8,64 \text{ N/mm}^2$$

$$T_{d,min} = -1,53 \text{ N/mm}^2$$

Wand op windmoment

Voor het berekenen van de benodigde stekwapening ten behoeve van het opnemen van het optredende windmoment, beschouwing we het spanningsverloop in de wand en de op te nemen trekkracht door de wapening

$$\text{Wandlengte} = 13400 \text{ mm}$$

$$\text{De lengte van van het trekdeel in de spanningsdoorsneden} = x = (\sigma_w / (\sigma_w + \sigma_d)) * l$$

$$(1,53 / (1,53 + 8,64)) * 13400 = 2016 \text{ mm}$$

$$\text{De trekkracht die optreed} = F_t = \frac{1}{2} * x * b * \sigma_w$$

$$= \frac{1}{2} * 2016 * 400 * 1,53 = 616,9 \text{ kN}$$

$$A_s = 616,9 \text{ kN} / 435 = 1418 \text{ mm}^2$$

(Dit is dubbelsnedig, dus voor en achter)

$$\text{Enkelsnedig} = 0,5 * 1418 = 709 \text{ mm}^2$$

$$T_h = 0,36 \text{ N/mm}^2$$

$$F_h = 0,36 * 400 * 1000 = 144 \text{ kN}$$

$$A_s = 144 * 10^3 / (0,58 * 435) = 570 \text{ mm}^2$$

$$\text{Enkelsnedig} = 285 \text{ mm}^2$$

Overige wapening (scheurvorming en beugelkorven) gelijk aan laag P1

$$\text{Toepassen verticaal wapening 10-100} (A_s = 785 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Toepassen stekken 12 - 110} (A_s = 1028 \text{ mm}^2)$$

1.1.12 bestaande berekening ongescheurde kern

Voordat er begonnen wordt met het toetsen van de doorbuiging van de kern, wordt er gekeken of er sprake is van een gescheurde of ongescheurde doorsnede. Als $\frac{M_{d,wind}}{W_{kern}} < \sigma_{rup} \cdot 0,9 \cdot f_{cm}$ dan mag er gerekend worden met een (veel stijvere) ongescheurde doorsnede.

$$\frac{166065 \cdot 10^6}{1,4379 \cdot 10^4 / 3468} < 0,9 \cdot \frac{51402,38 \cdot 10^3 (b \cdot z \cdot 102)}{16985714 (b \cdot z \cdot 94)}$$

$$4,01 \text{ N/mm}^2 < 2,72 \text{ N/mm}^2 + 2,8 \text{ N/mm}^2$$

Dus ongescheurde doorsnede in de kern.

1.2 Restcapaciteit

De berekeningen van de restcapaciteit van de onderdelen uit het hoofdverslag zijn hier berekend. De uitwerking per onderdeel is in de onderstaande hoofdstukken te vinden.

1.2.1 Restcapaciteit wapening kern

Berekening restcapaciteit kern wanden
in de y-richting

Aanwezige wapening $785 \text{ mm}^2 \times 2 = 1570 \text{ mm}^2$

Benodigde wapening $709 \text{ mm}^2 \times 2 = 1418 \text{ mm}^2$ -

Restant wapening $1570 - 1418 = 152 \text{ mm}^2$

opneembare bucht $435 \times 0,152 = 66 \text{ kN}$

Nieuwe spanning $\frac{66 \times 10^3 \text{ kN}}{400 \times 2016 \times 0,5} = 0,164 \text{ N/mm}^2$

Nieuw extra moment $\sigma \times W_y = M$

$\sigma = 0,164 \text{ N/mm}^2$

$W_y = 4,7 \times 10^{10}$ zie berekening weerstandmoment

$\frac{0,164 \times 4,7 \times 10^{10}}{10 \times 10^5} = 7708 \text{ kNm}$

1.2.2 Restcapaciteit vervorming kern

Berekening moment restcapaciteit
2 uitbuigingen



$$\delta_1 = \frac{q \cdot l^4}{8EI}$$

$$\delta_1 + \delta_2 = 0,085 \text{ m}$$

$$\delta_2 = \frac{\frac{1}{2} q \cdot l^3}{C}$$

$$\delta_1 = \frac{\frac{2m}{l^2} \cdot l^4}{8EI} = \frac{1}{4} \frac{ml^2}{EI}$$

$$\delta_2 = \frac{\frac{1}{2} \cdot \frac{2M}{l^2} \cdot l^3}{\frac{M}{\varphi}} \Rightarrow \frac{M \cdot l}{\frac{M}{\varphi}} \Rightarrow \varphi \cdot l$$

$$\delta_{tot} = \frac{Ml^2}{4EI} + \frac{M}{C} \cdot l$$

$$\delta = M \left(\frac{l^2}{4EI} + \frac{l}{C} \right)$$

$$M = \frac{\delta}{\left(\frac{l^2}{4EI} + \frac{l}{C} \right)} = \frac{0,085}{\frac{54,1^2}{4 \cdot 0,21 \cdot 10^8 \cdot 339,43} + \frac{54,1}{61,18 \cdot 10^6}} =$$

$$M = 828000 \text{ kNm}$$

1.2.3 Restcapaciteit kolommen in de gevel

Van Rossum Raadgevende Ingenieurs Amsterdam bv

blad :112

TS/Kolomwapening

Rel: 5.25c 15 mei 2014

Project : landdrost

Onderdeel : kolom B20

Dimensies : kN;m;rad (tenzij anders aangegeven)

Datum : 15/05/2014

Bestand : C:\Documents and Settings\t.pessel\Bureaublad\Kolom berekening b20 tbg 1990 nieuw.klw

Toegepaste normen volgens TGB 1990

Beton NEN 6720:1995 A4:2007

NEN 6071:2001

Geometrie

Type constructie : Kolom Rechthoekig Enkel excentrisch belast

Kolomafmeting in X/Y (=b*h) [mm] : 600 * 600

Kolomhoogte [mm] : 5775

Bij BRAND

Kolomafmeting in X/Y (=b*h) [mm] : 600 * 600

Kolomhoogte [mm] : 5775

Belastingsschema : Geschoord (Tabel 27)

Kniklengtefactor X : 0.70

Pendelkolom : Nee

Belasting

BG1 BG2 BG3 Maatgevend BC

Omschrijving belastinggeval :

Normaalkracht N' [kN] : 9000.00 6485.00 0.00 9000.00

M boven X [kNm] : 0.00 0.00 0.00 0.00

M midden X [kNm] : 0.00 0.00 0.00 0.00

M onder X [kNm] : 0.00 0.00 0.00 0.00

Belastingfactoren

BC1 Fundamenteel : 1.00 0.00 0.00 Maatgevend X

BC2 Brand : 0.00 1.00 0.00

Eis brandwerendheid in minuten : 90

Beton en Wapening

Betonkwaliteit : C45/55 Dekking (min): 25 (30)

Grootste korrel [mm] : 31.5 Prefab : Ja

Milieu : XC1 Verlaging 5mm: Nee

Afwerking : 1:Controleerbaar.

Staalsoort : FeB 500 HWL Symm.wapening: 4-zijdig

Basiswapening [mm] : 4 ø16 Bijlegw.[mm] : ø16, 16

Beugels [mm] : ø 8

Tussenresultaten

X-as Y-as

Traagheidsmoment I [mm⁴] : 1080000e4

Vormfactor psi 7.6.3.3 : n.v.t.

Reductiefactor rho 7.6.3.4 : n.v.t.

Kniklengte lc 7.6.2.2 [mm] : 4042

Alpha-n 7.6.2.1 : 0.79

Lambda_h 7.6.2.2 : 6.74

Eis mbt lambda_h 7.6.2.1 : 7.05

Volstaat 1e orde toetsing? : Ja

Ksi 7.6.3.2 : n.v.t.

Md reken [kNm] : 582.00

Nd reken [kN] : 9000.00

Berekende gegevens

X-as Y-as

Beginexcentriciteit e₀ [mm] : 19.3 =min.

Totale excentriciteit e_t [mm] : 60.0 =min.

Min. wapening detaillering [mm²] : 402.1 = 8 ø8.0

Totaal berekende wapening [mm²] : 1511.1

Maatgevende wapening [mm²] : 1511.1

Van Rossum Raadgevende Ingenieurs Amsterdam bv

blad :113

TS/Kolomwapening

Rel: 5.25c 15 mei 2014

Project : landdrost
Onderdeel : kolom B20

Tussenresultaten doorsnede X-as

Voorwaarde $E_{ps}'b = E_{ps}'b_u$ op de vezel $y = -300.0$ mm

y [mm]	Wapening	Perc. [o/o]	A_s/A_p [mm ²]	$\Delta\epsilon$ [o/oo]	σ_b [N/mm ²]	$\Delta\sigma_s$ [N/mm ²]
-259.0	2.088Ø16	100	419.8	-3.270	-	-434.78
-201.4	0.418Ø16	100	84.0	-2.948	-	-434.78
-143.9	0.418Ø16	100	84.0	-2.626	-	-434.78
-86.3	0.418Ø16	100	84.0	-2.304	-	-434.78
-300.0				-3.500	-33.00	-
-28.8	0.418Ø16	100	84.0	-1.982	-	-396.35
28.8	0.418Ø16	100	84.0	-1.660	-	-331.91
86.3	0.418Ø16	100	84.0	-1.337	-	-267.47
143.9	0.418Ø16	100	84.0	-1.015	-	-203.03
201.4	0.418Ø16	100	84.0	-0.693	-	-138.59
259.0	2.088Ø16	100	419.8	-0.371	-	-74.16

1511.1

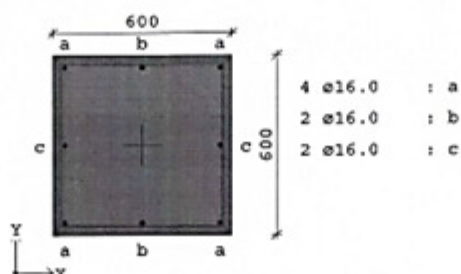
Inwendige krachten

y [mm]	N_p [kN]	$N_s/\Delta N_p$ [kN]	Δy [mm]	N [kN]	$N \cdot \Delta y$ [kNm]
-259.0		-182.505	-259.0	-182.505	47.269
-201.4		-36.501	-201.4	-36.501	7.353
-143.9		-36.501	-143.9	-36.501	5.252
-86.3		-36.501	-86.3	-36.501	3.151
-57.6	-8564.590		-57.6	-8564.590	534.083
-28.8		-33.274	-28.8	-33.274	0.958
28.8		-27.864	28.8	-27.864	-0.802
86.3		-22.455	86.3	-22.455	-1.939
143.9		-17.045	143.9	-17.045	-2.453
201.4		-11.635	201.4	-11.635	-2.344
259.0		-31.128	259.0	-31.128	-8.062

totaal inwendig -9000.000 582.466

Gevonden wapening	basiswapening	X-as	Y-as
Bijlegcombinatie 1	1608 [mm ²] :	4 Ø16.0	2 Ø16.0

Grafische uitvoer bijlegcombinatie 1



1.2.4 Restcapaciteit funderingspalen onder de kern

1.2.4.1 Trekkracht in de palen t.g.v. moment

trekkracht	Landdrost rest kern X richting									
Moment tov midden										
Som ($F1 \cdot x1 + F2 \cdot x2 + f3 \cdot x3 + F4 \cdot 4 + \dots + Fn \cdot xn$)										
$F2 = x2/x1 \cdot F1$	X1	X2	X3	X4	X5	X6				
$F3 = x3/x1 \cdot F1$	6,65	5,15	3,65	2,15			afstand tov midden			
$F4 = x4/x1 \cdot F1$	11	11	11	11			aantal palen dwarsrichting			
$F5 = x5/x1 \cdot F1$										
Moment	3320	kNm								
$F_n = x_n/x1 \cdot F1$										
	F1	f2	F3	F4	F5	F6				
F	1	0,686667	0,486667	0,286667	0	0				
x	6,65	5,15	3,65	2,15	0	0				
M	146,3	77,79933	39,07933	13,55933	0	0	276,738			
Paalbelasting	12	8	6	3	0	0				

trekkracht	Landdrost rest kern Y richting									
Moment tov midden										
Som ($F1 \cdot x1 + F2 \cdot x2 + f3 \cdot x3 + F4 \cdot 4 + \dots + Fn \cdot xn$)										
$F2 = x2/x1 \cdot F1$	X1	X2	X3	X4	X5	X6				
$F3 = x3/x1 \cdot F1$	7,5	6	4,5	3	1,5		afstand tov midden			
$F4 = x4/x1 \cdot F1$	8	8	8	8	8		aantal palen dwarsrichting			
$F5 = x5/x1 \cdot F1$										
Moment	57024	kNm								
$F_n = x_n/x1 \cdot F1$										
	F1	f2	F3	F4	F5	F6				
F	1	0,8	0,6	0,4	0,2	0				
x	7,5	6	4,5	3	1,5	0				
M	120	76,8	43,2	19,2	4,8	0	264			
Paalbelasting	216	173	130	86,4	43,2	0				

1.2.4.2 Drukkracht in de palen t.g.v. moment

drukkracht	Landdrost rest kern X richting									
Moment tov midden										
Som ($F1 \cdot x1 + F2 \cdot x2 + f3 \cdot x3 + F4 \cdot 4 + \dots + Fn \cdot xn$)										
$F2 = x2/x1 \cdot F1$	X1	X2	X3	X4	X5	X6				
$F3 = x3/x1 \cdot F1$	6,65	5,15	3,65	2,15			afstand tov midden			
$F4 = x4/x1 \cdot F1$	11	11	11	11			aantal palen dwarsrichting			
$F5 = x5/x1 \cdot F1$										
Moment	10793	kNm								
$F_n = x_n/x1 \cdot F1$										
	F1	f2	F3	F4	F5	F6				
F	1	0,686667	0,486667	0,286667	0	0				
x	6,65	5,15	3,65	2,15	0	0				
M	146,3	77,79933	39,07933	13,55933	0	0	276,738			
Paalbelasting	39	8	6	3	0	0				

drukkracht	Landdrost rest kern Y richting									
Moment tov midden										
Som ($F1 \cdot x1 + F2 \cdot x2 + f3 \cdot x3 + F4 \cdot 4 + \dots + Fn \cdot xn$)										
$F2 = x2/x1 \cdot F1$	X1	X2	X3	X4	X5	X6				
$F3 = x3/x1 \cdot F1$	7,5	6	4,5	3	1,5		afstand tov midden			
$F4 = x4/x1 \cdot F1$	8	8	8	8	8		aantal palen dwarsrichting			
$F5 = x5/x1 \cdot F1$										
Moment	64152	kNm								
$F_n = x_n/x1 \cdot F1$										
	F1	f2	F3	F4	F5	F6				
F	1	0,8	0,6	0,4	0,2	0				
x	7,5	6	4,5	3	1,5	0				
M	120	76,8	43,2	19,2	4,8	0	264			
Paalbelasting	243	194	146	97,2	48,6	0				

1.2.5 Restcapaciteit funderingspalen onder de kolommen

De maximale normaalkracht, opneembaar door de palen onder de kolommen is 2500 kN per paal. Het verschil in aanwezige belasting en maximale belasting is de reactiekracht in de kolommen t.g.v. de uitkraging.

Kolommen in as 20 A & D Bijlage 4, blz. 12 voor de belastingen:

- Belasting is 5480 kN;
- 3 palen van 2500 kN $3 \times 2500 = 7500$ kN;
- $7500 - 5480 = 2020$ kN $\times 2 = 4040$ kN.

Kolommen in as 20 B & C Bijlage 4, blz. 11 voor de belastingen:

- Belasting is 8830 kN;
- 4 palen van 2500 kN $4 \times 2500 = 10000$ kN;
- $10000 - 8830 = 1170$ kN $\times 2 = 2340$ kN.

Totale rest in de palen onder kolommen is $4040 + 2340 = 6380$ kN. Dit houdt in dat er per paal een restcapaciteit is van 1595 kN. Aangehouden wordt dat de krachtsverdeling naar de palen gelijk is.

1.3 De uitkraging berekeningen

1.3.1 Gewicht van de uitkraging

In het hoofdverslag zijn de gewichten van de 2 en 6 verdiepingen variant uitkragingen toegepast. Hieronder is de uitwerking van deze twee varianten te zien.

1.3.1.1 Gewicht 2 verdiepingen

Dit is gewicht van de uitkraging met twee verdiepingen met een lengte van 1 meter. In het hoofdverslag is dit principe verder uitgelegd.

<u>Belastingschema alleen uitkraging</u>										
Permanente belasting										
				Aantal	Lengte	Breedte		kN/m²	Totaal	
Uitkragende vloeren				3	1,00	22,20		3,02	201,132	kN
Staalskelet				3	1,00	22,20		0,25	16,65	kN
Afwerklaag				2	1,00	22,20		1,20	53,28	kN
Lichte scheidingswanden				2	1,00	22,20		0,80	35,52	kN
Totaal								G	306,582	kN
Opgelegde belastingen										
				Aantal	Lengte	Breedte	kN/m²	ψ0	Totaal met ψ0	
Kantoorfunctie Q;mom t.h.v. uitkraging				2	1,00	22,20	2,50	0,70	78	kN
Kantoorfunctie Q;vol t.h.v. uitkraging				2	1,00	22,20	2,50	1,00	111	kN
Dak Q;mom				1	1,00	22,20	1,00	0,00	0	kN
Sneeuw				1	1,00	22,20	0,56	0,00	0	kN
								Q;vol*	111	kN
								Q;mom-t*	78	kN
* Q;vol = 2 verdiepingen volledig veranderlijk belast										
* Q;mom-t = alle verdiepingen momentaan ψ0										
ψ0 uit Eurocode 0 - 2011										
<u>Belastingcombinaties alleen uitkraging</u>										
<u>Belastingcombinatie 1 = 1,2 x G + 1,5 x Q;vol</u>										
1,2	306,582	+	1,50	111						
Belastingcombinatie 1 Ned;m				534,4 kN						
<u>Belastingcombinatie 2 = 1,35 x G + 1,5 x Q;mom-t</u>										
1,35	306,582	+	1,50	78						
Belastingcombinatie 2 Ned;m				530,4 kN		<- maatgevend				

1.3.1.2 Gewicht 6 verdiepingen

Dit is gewicht van de uitkraging met zes verdiepingen met een lengte van 1 meter. In het hoofdverslag is dit principe verder uitgelegd.

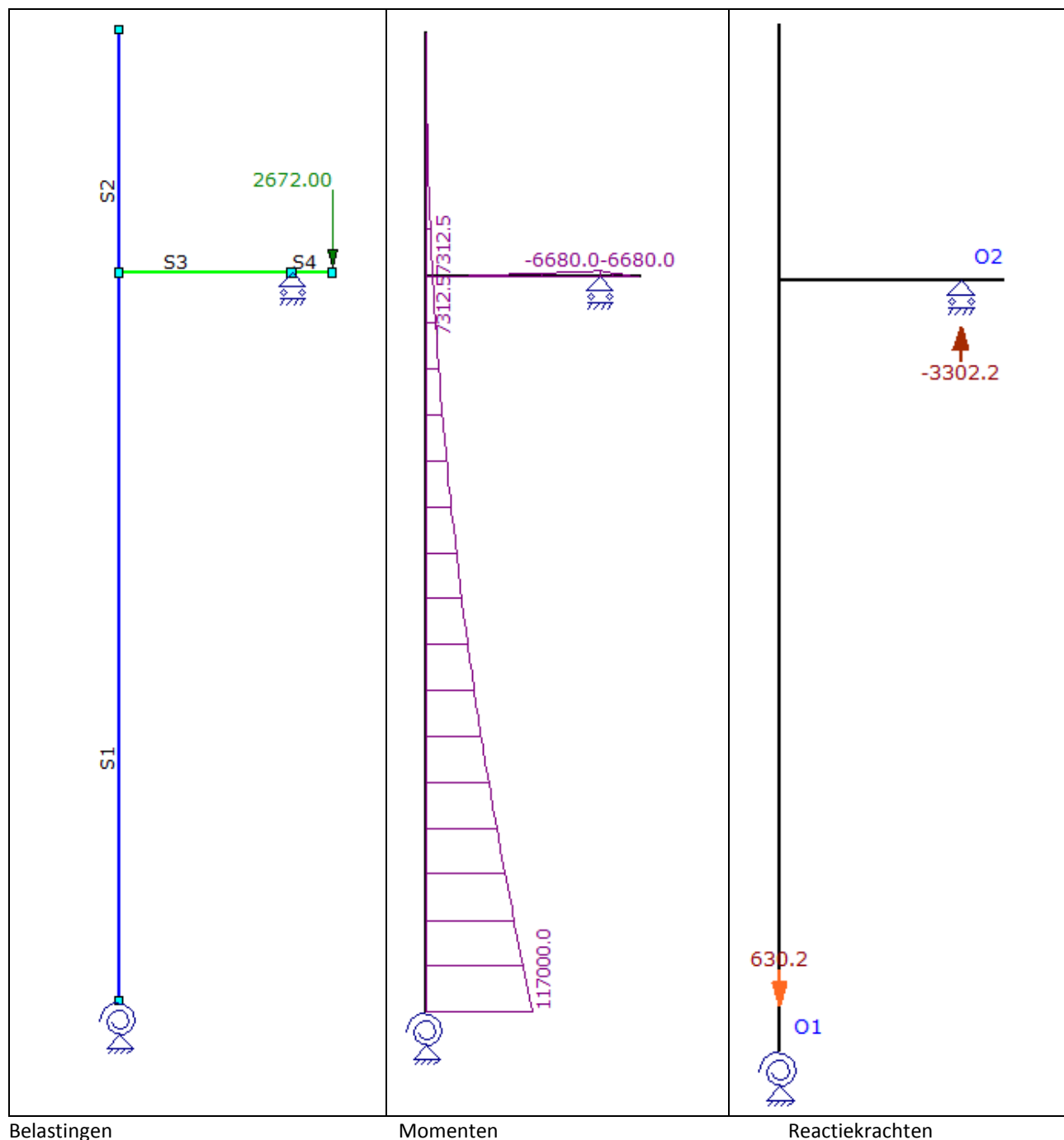
<u>Belastingschema alleen uitkraging</u>										
Permanente belasting										
				Aantal	Lengte	Breedte		kN/m²	Totaal	
Uitkragende vloeren				7	1,00	22,20		3,02	469,308	kN
Staalskelet				7	1,00	22,20		0,25	38,85	kN
Afwerklaag				6	1,00	22,20		1,20	159,84	kN
Lichte scheidingswanden				6	1,00	22,20		0,80	106,56	kN
Totaal								G	774,558	kN
<u>Opgelegde belastingen</u>										
				Aantal	Lengte	Breedte	kN/m²	ψ0	Totaal met ψ0	
Kantoorfunctie Q;mom t.h.v. uitkraging				6	1,00	22,20	2,50	0,70	233	kN
Kantoorfunctie Q;vol t.h.v. uitkraging				6	1,00	22,20	2,50	1,00	333	kN
Dak Q;mom				1	1,00	22,20	1,00	0,00	0	kN
Sneeuw				1	1,00	22,20	0,56	0,00	0	kN
								Q;vol*	333	kN
								Q;mom-t*	233	kN
* Q;vol = 2 verdiepingen volledig veranderlijk belast										
* Q;mom-t = alle verdiepingen momentaan ψ0										
ψ0 uit Eurocode 0 - 2011										
<u>Belastingcombinaties alleen uitkraging</u>										
<u>Belastingcombinatie 1 = 1,2 x G + 1,5 x Q;vol</u>										
1,2	774,558	+	1,50	333						
Belastingcombinatie 1 Ned;m				1429,0 kN						
<u>Belastingcombinatie 2 = 1,35 x G + 1,5 x Q;mom-t</u>										
1,35	774,558	+	1,50	233						
Belastingcombinatie 2 Ned;m				1395,3 kN <- maatgevend						

1.3.2 Matrix berekening 2 verdiepingen

Om te kunnen achterhalen hoe lang de uitkraging gemaakt kan worden dienen alle varianten in matrixframe te zijn berekend. Eerst worden alle varianten van de 2 verdiepingen hieronder behandeld. De werking van de verschillende varianten zijn uitgelegd in het hoofdverslag.

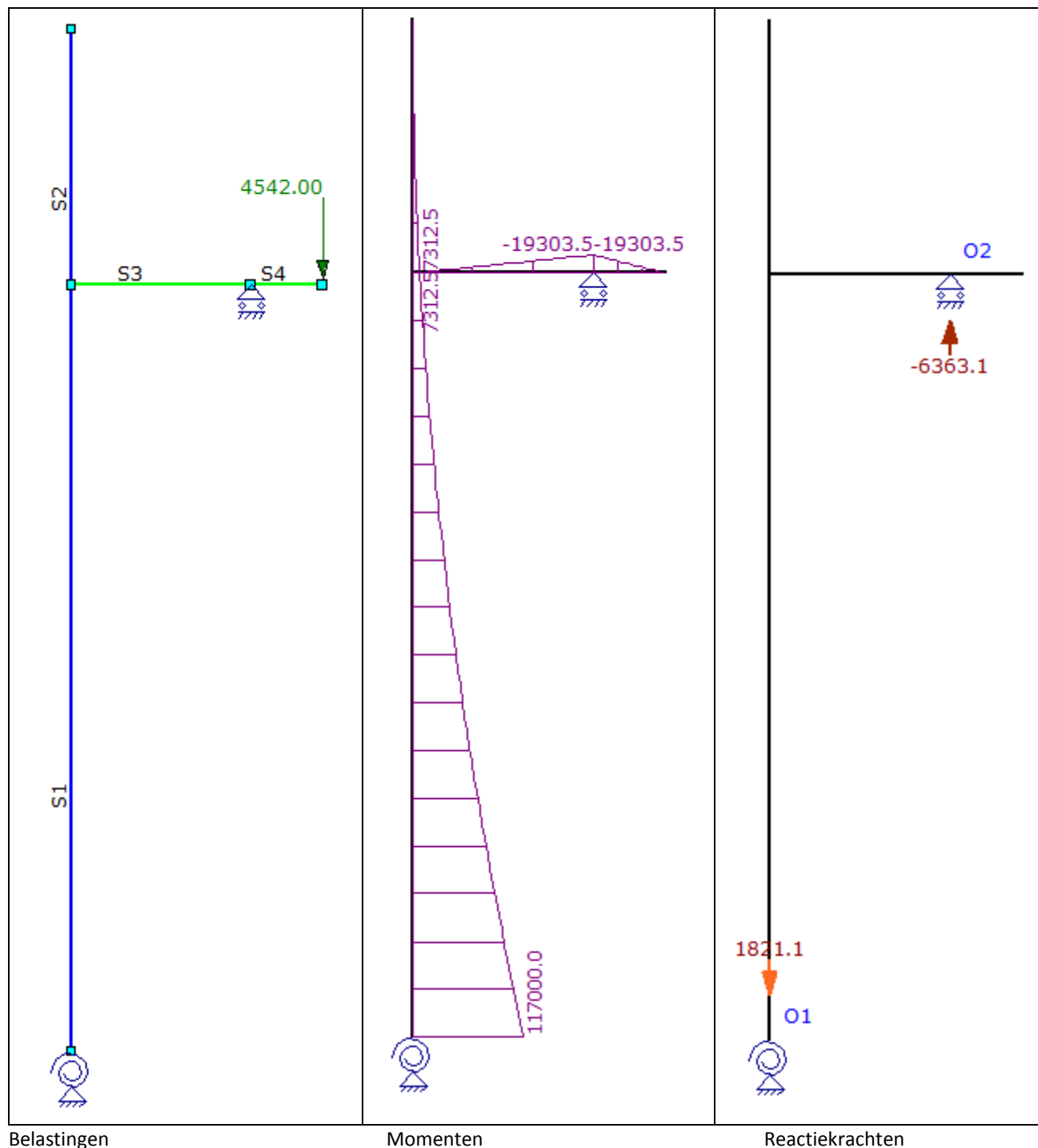
1.3.2.1 Systeem 2 Ned Max op de kolommen in de gevel

Dit is de matrix berekening die gaat tot aan de maximale restcapaciteit van de kolomkracht met systeem 2. De lengte van de uitkraging is 5 meter.



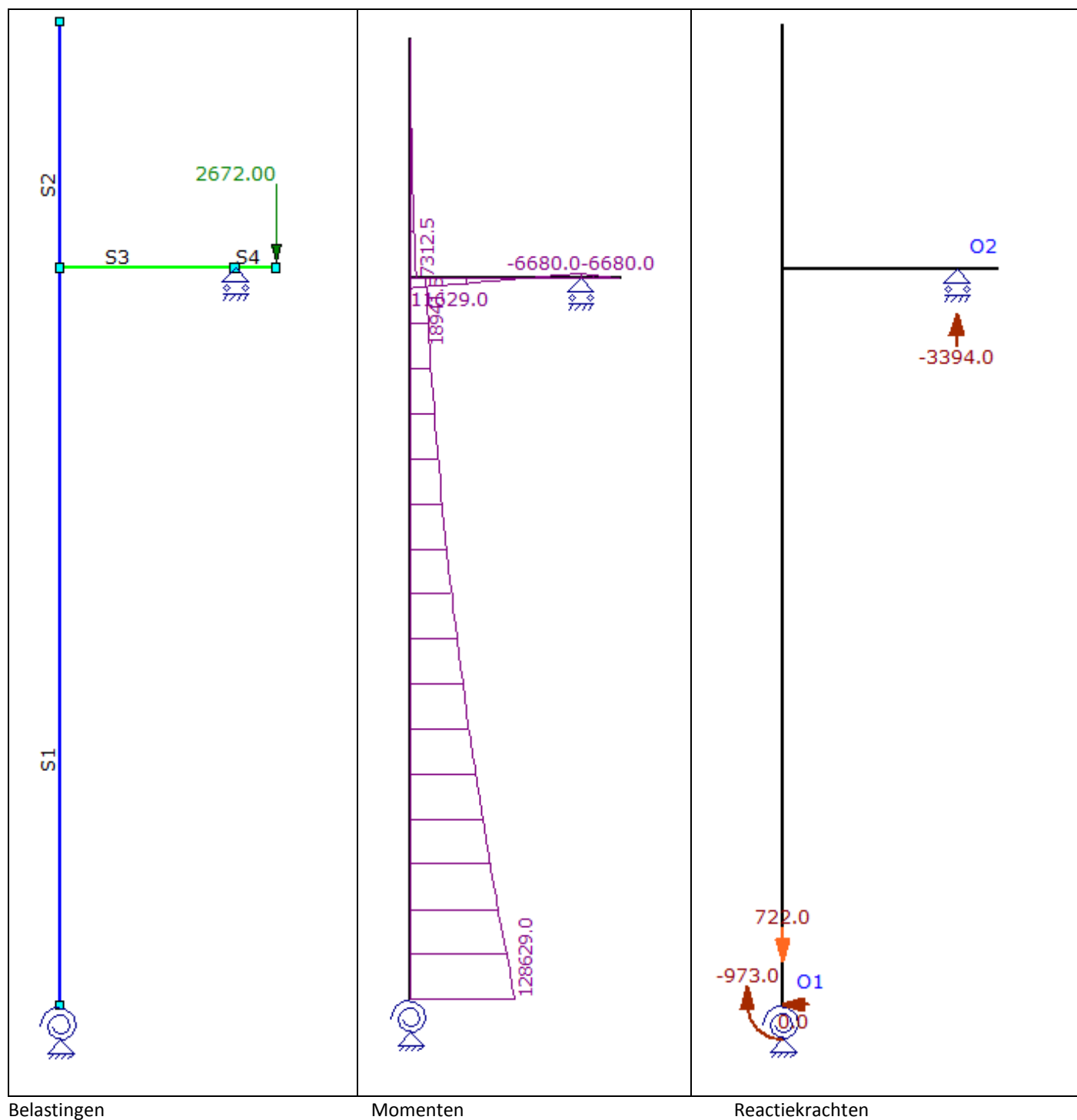
1.3.2.2 Systeem 2 Ned Max op palen onder de kolommen

Dit is de matrix berekening die gaat tot aan de maximale restcapaciteit van de funderingspalen onder de kolommen met systeem 2. De lengte van de uitkraging is 8.5 meter.



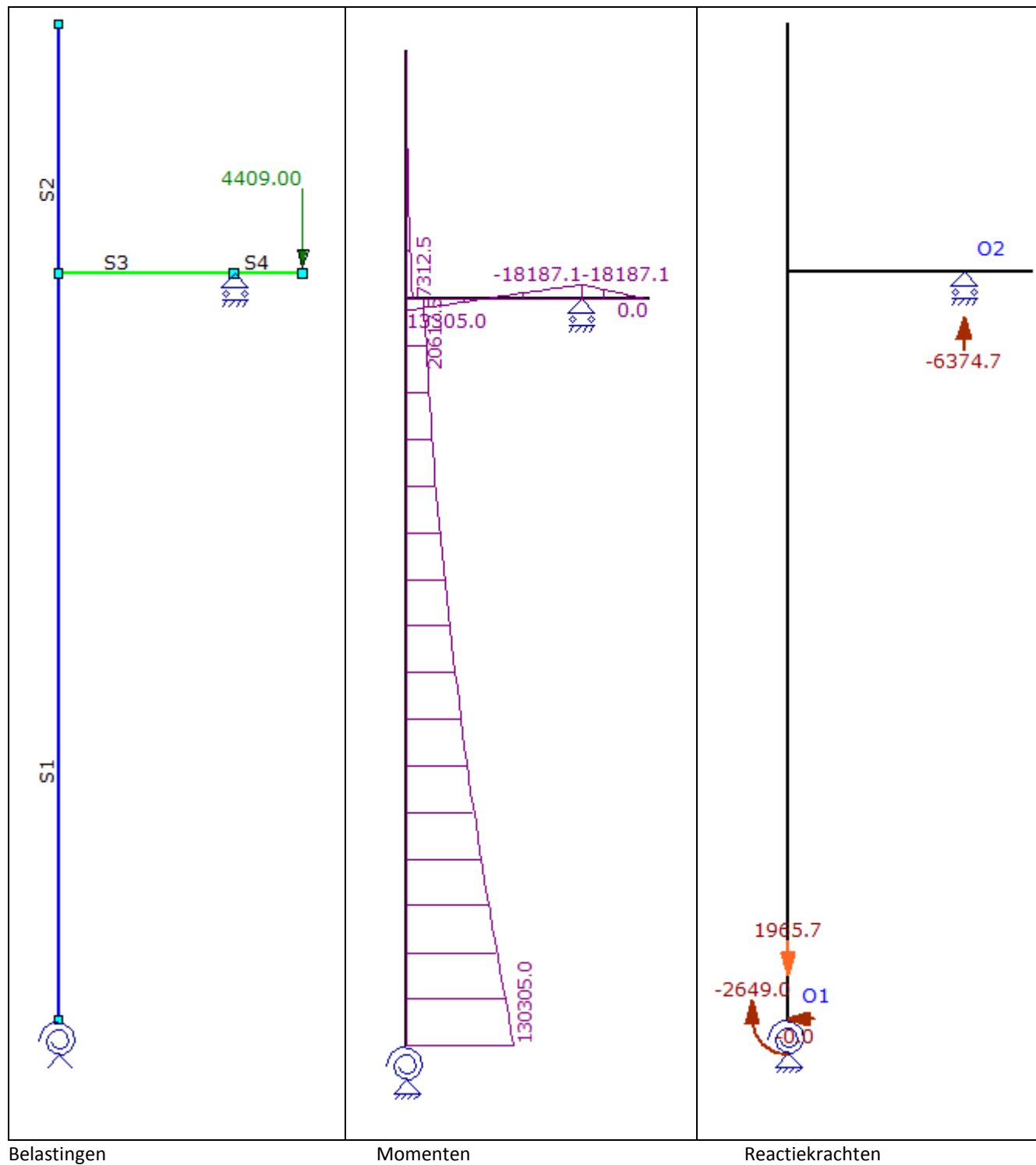
1.3.2.3 Systeem 3 Max Ned op de kolommen

Dit is de matrix berekening die gaat tot aan de maximale restcapaciteit van de kolomkracht met systeem 3. De lengte van de uitkraging is 5 meter.



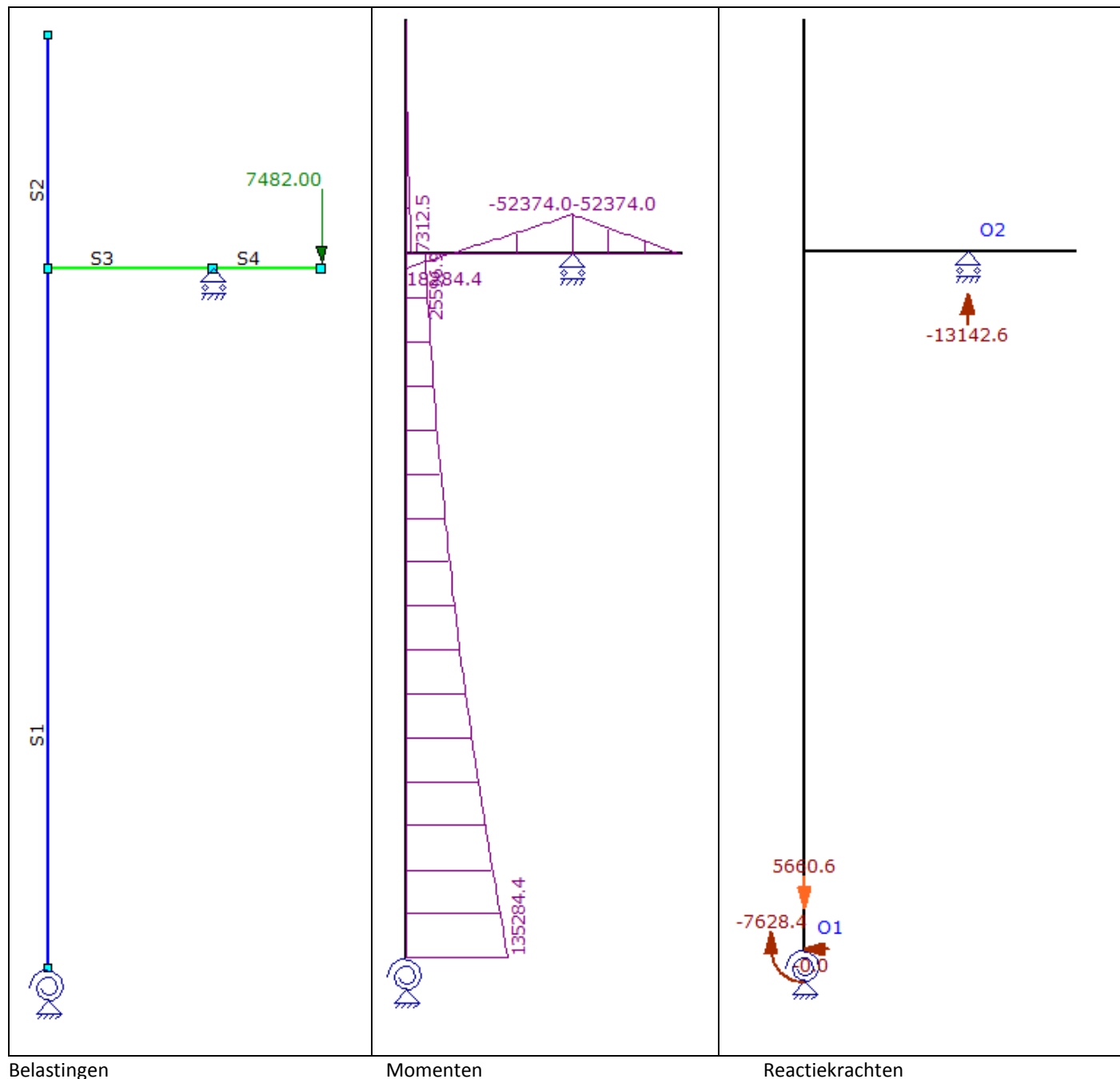
1.3.2.4 Systeem 3 Max Ned op de palen

Dit is de matrix berekening die gaat tot aan de maximale restcapaciteit van de funderingspalen onder de kolommen met systeem 3. De lengte van de uitkraging is 8.25 meter.



1.3.2.5 Systeem 3 Max moment op de kern

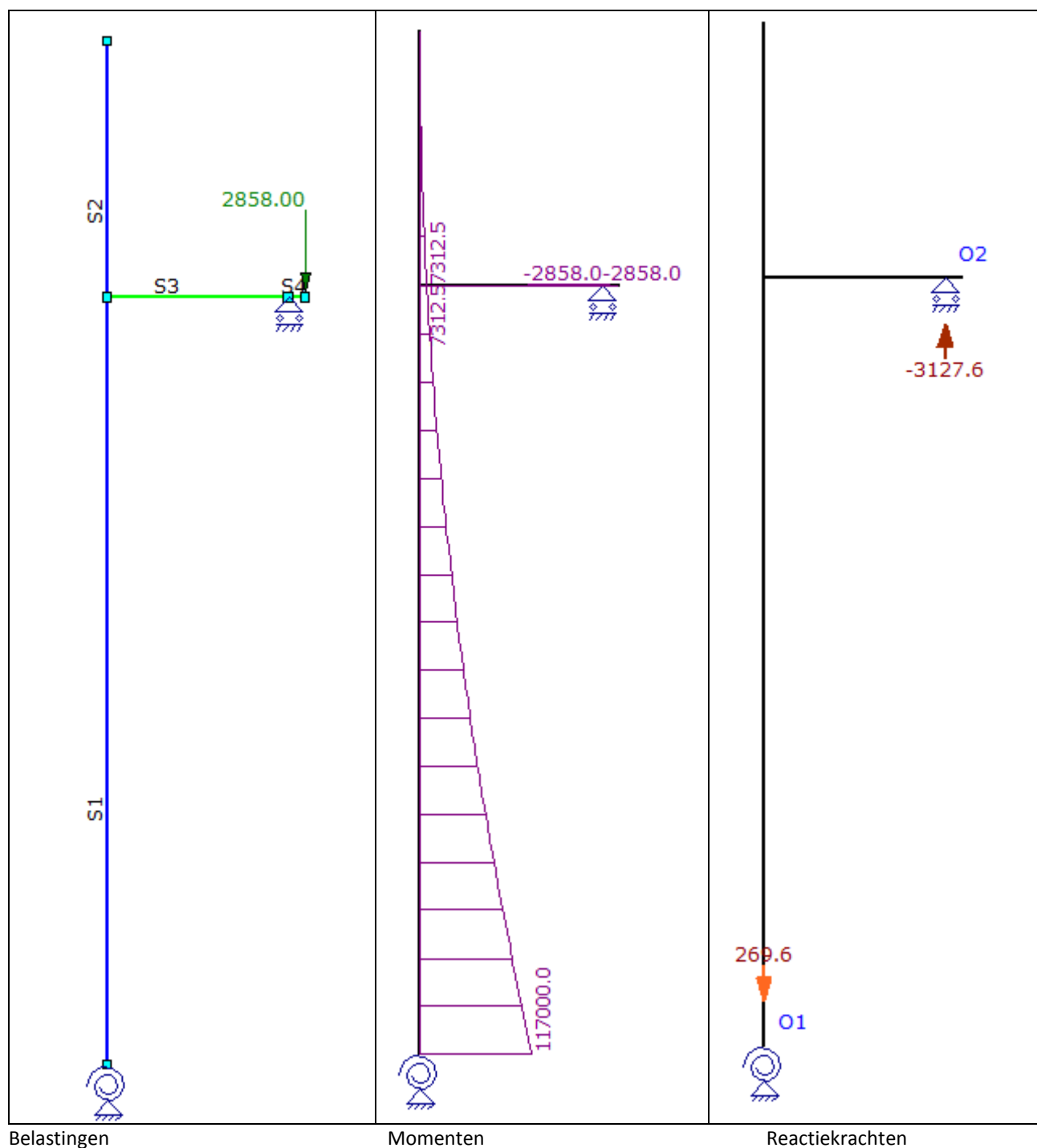
Dit is de matrix berekening die gaat tot aan de maximale restcapaciteit van wapening in de kern met systeem 3. De lengte van de uitkraging is 14 meter.



1.3.3 Matrix berekening 6 verdiepingen

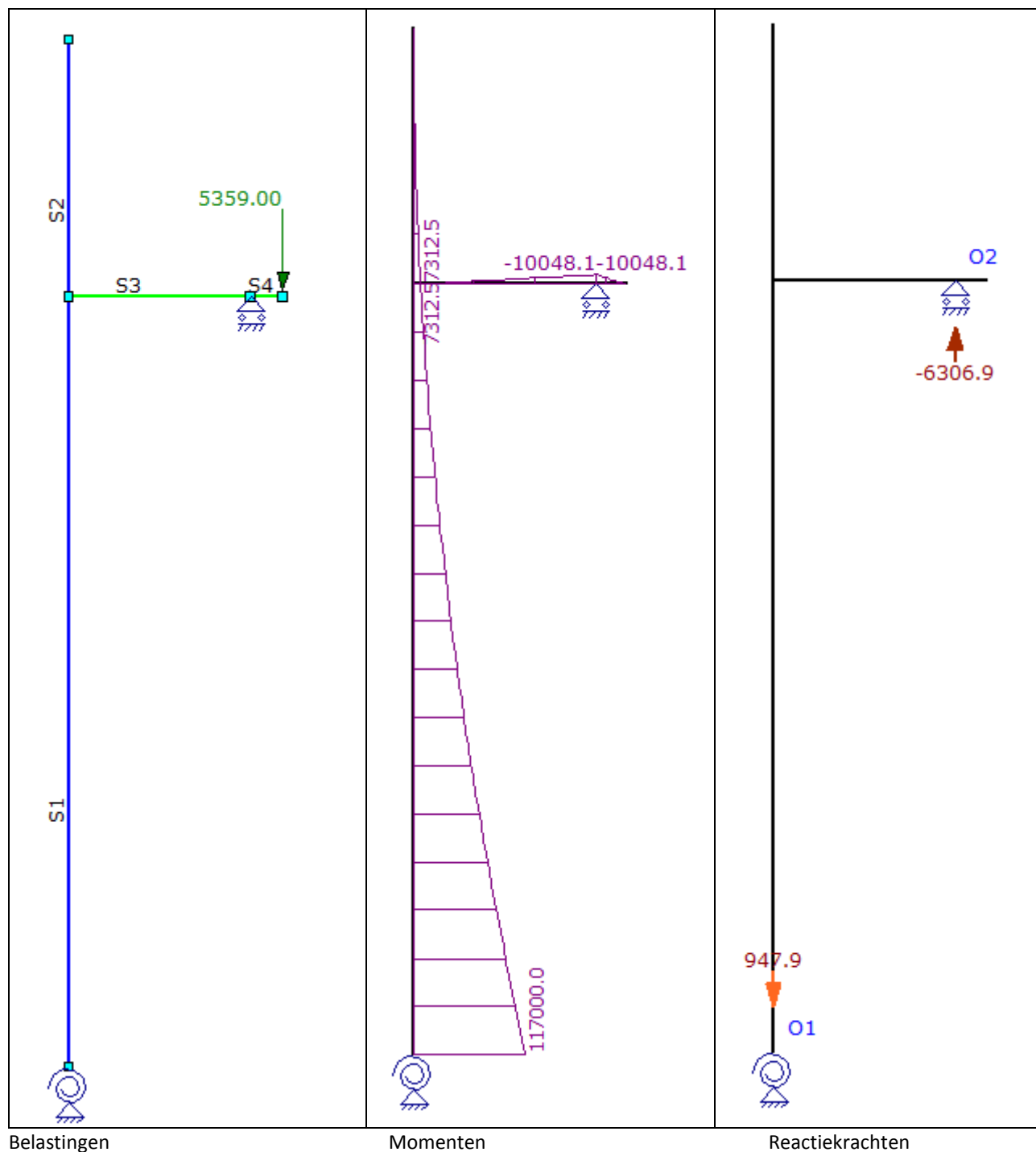
1.3.3.1 Systeem 2 Ned Max op de kolommen in de gevel

Dit is de matrix berekening die gaat tot aan de maximale restcapaciteit van de kolomkracht. De lengte van de uitkraging is 2 meter.



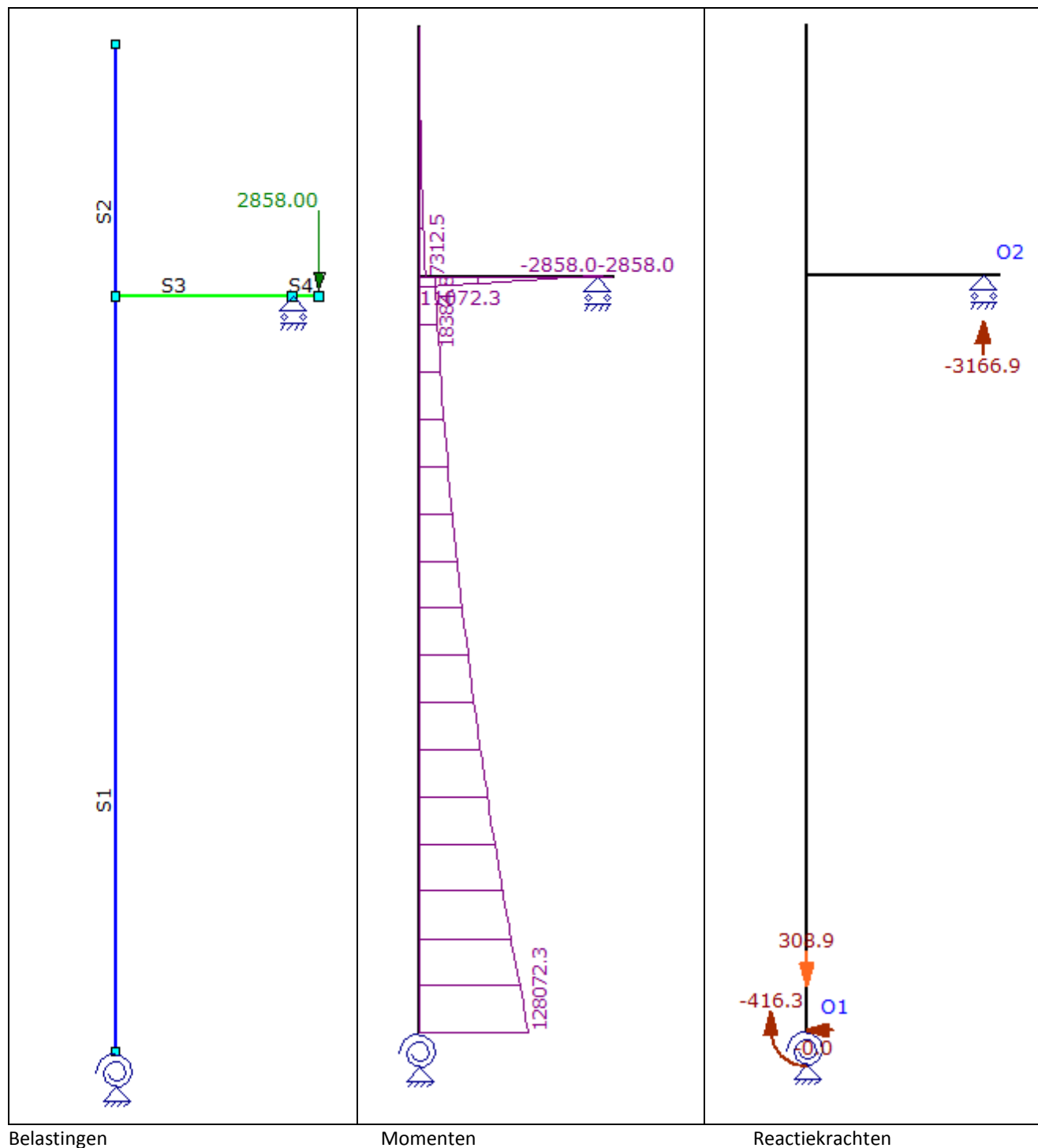
1.3.3.2 Systeem 2 Ned Max op palen onder de kolommen

Dit is de matrix berekening die gaat tot aan de maximale restcapaciteit van de funderingspalen onder de kolommen met systeem 2. De lengte van de uitkraging is 3.75 meter.



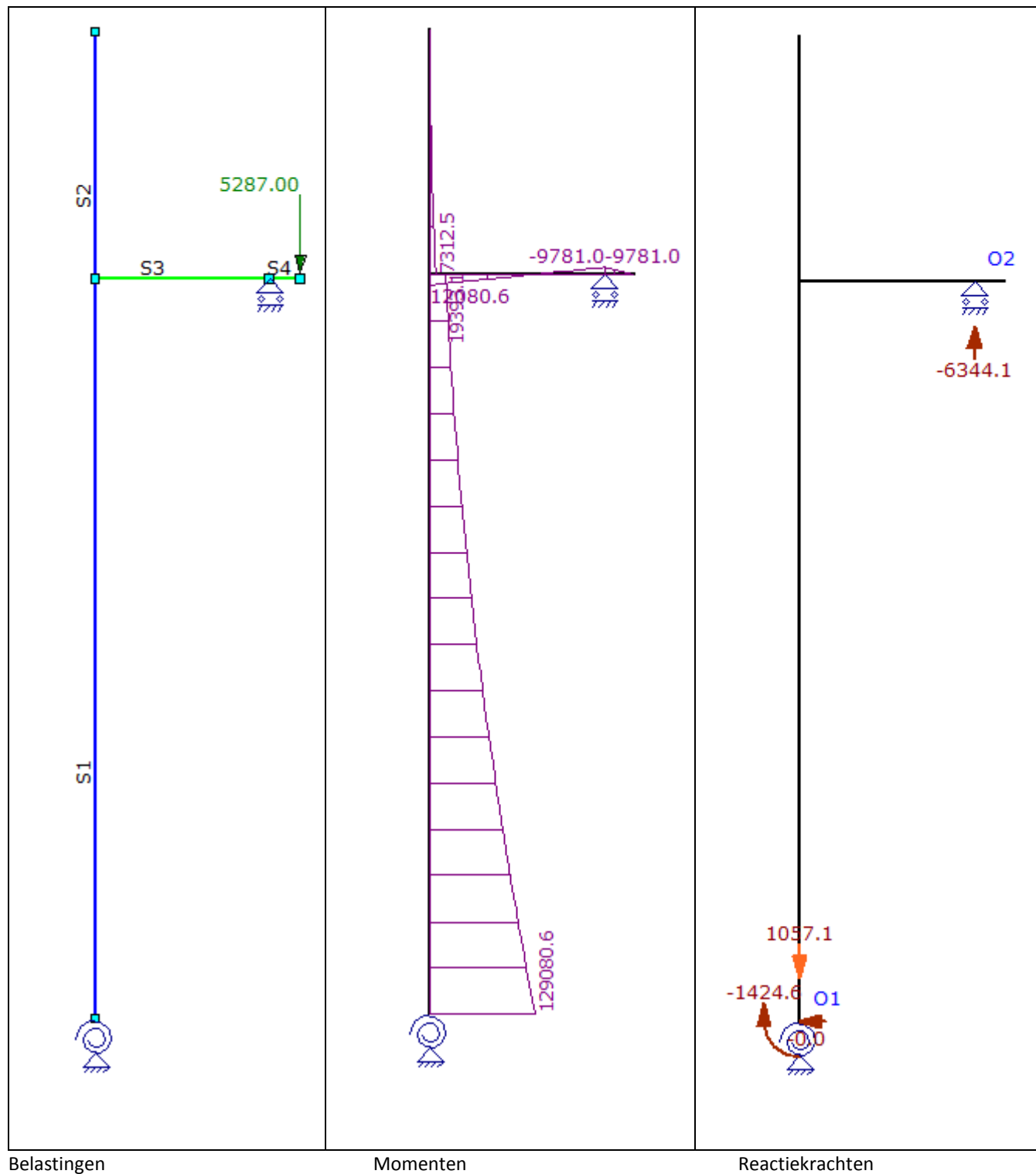
1.3.3.3 Systeem 3 Max Ned op de kolommen

Dit is de matrix berekening die gaat tot aan de maximale restcapaciteit van de kolomkracht met systeem 3. De lengte van de uitkraging is 2 meter.



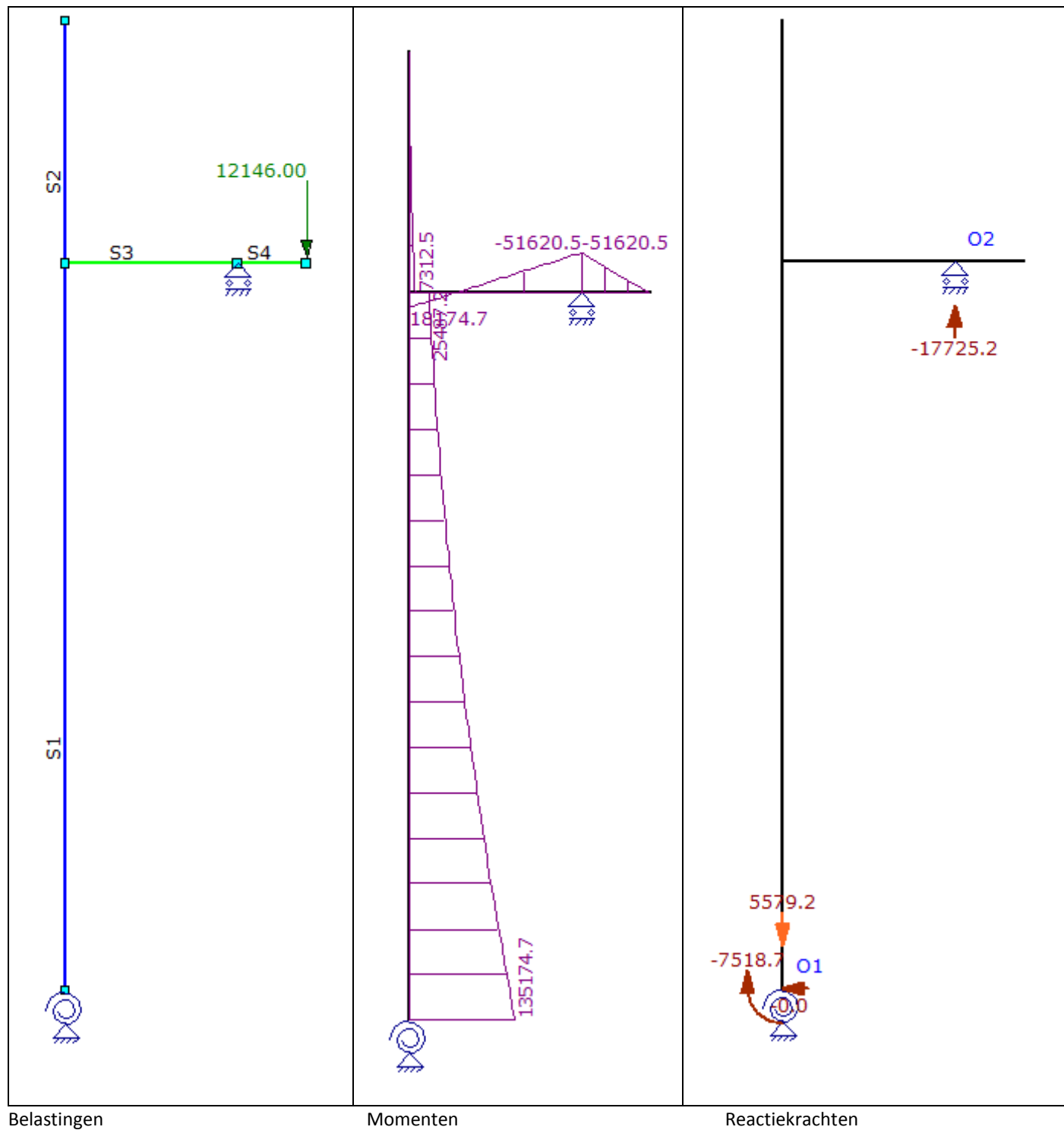
1.3.3.4 Systeem 3 Max Ned op de palen

Dit is de matrix berekening die gaat tot aan de maximale restcapaciteit van de funderingspalen onder de kolommen met systeem 3. De lengte van de uitkraging is 3.7 meter.



1.3.3.5 Systeem 3 Max moment op de kern

Dit is de matrix berekening die gaat tot aan de maximale restcapaciteit van wapening in de kern met systeem 3. De lengte van de uitkraging is 8.5 meter.



1.3.4 Kolomverbreding

Hier zijn alle verschillende kolom verbreding berekeningen te vinden voor alle verschillende varianten.

1.3.4.1 kolomverbreding moment systeem 3 2 verdiepingen

er kan 853 kN nog extra in de oude kolom worden toegevoegd				
kolom afmeting breedte	600	mm		
kolom afmeting langte	600	mm		
totale reactiekracht	13143	kN		
aantal kolommen	4	stuks		
reactiekracht per kolom	3285,75			
max belasting in oude kolom	853	kN	per kolom	
totale nieuwe extra belasting	3285,75	kN	per kolom	
	2432,75	moet er worden opgenomen c		
kolom afmeting 1	600	600	360000	mm
toevoeging kolom	220	mm		
	457600	264000	721600	mm
C45/55	Em 1	36000		
C 170/200	Em 2	52000		
	verhouding	1,44		
		1042311		
	A1	360000		
	A2	721600		
	n2	0,74		
kracht in bestaande kolom	843,5	<	853	
kracht in buitenschil	2442,2			

1.3.4.2 kolomverbreiding moment systeem 3 6 verdiepingen

er kan 853 kN nog extra in de oude kolom worden toegevoegd				
kolom afmeting breedte	600	mm		
kolom afmeting langte	600	mm		
totale reactiekracht	17725	kN		
aantal kolommen	4	stuks		
reactiekracht per kolom	4431,25			
max belasting in oude kolom	853	kN	per kolom	
totale nieuwe extra belasting	4431,25	kN	per kolom	
	3578,25	moet er worden opgenomen d		
kolom afmeting 1	600	600	360000	mm
toevoeging kolom	295	mm		
	702100	354000	1056100	mm
C45/55	Em 1	36000		
C 170/200	Em 2	52000		
	verhouding	1,44		
		1525478		
	A1	360000		
	A2	1056100		
	n2	0,81		
kracht in bestaande kolom	846,1	<	853	
kracht in buitenschil	3585,2			

1.3.4.3 kolomverbreding palen systeem 3 2 verdiepingen

er kan 853 kN nog extra in de oude kolom worden toegevoegd				
kolom afmeting breedte	600	mm		
kolom afmeting langte	600	mm		
totale reactiekracht	6375	kN		
aantal kolommen	4	stuks		
reactiekracht per kolom	1593,75			
max belasting in oude kolom	853	kN	per kolom	
totale nieuwe extra belasting	1593,75	kN	per kolom	
	740,75	moet er worden opgenomen door de buitenschil		
kolom afmeting 1	600	600	360000	mm
toevoeging kolom	80	mm		
	121600	96000	217600	mm
C45/55	Em 1	36000		
C 170/200	Em 2	52000		
	verhouding	1,44		
		314311		
	A1	360000		
	A2	217600		
	n2	0,47		
kracht in bestaande kolom	850,9	<	853	
kracht in buitenschil	742,9			

1.3.4.4 kolomverbreding palen systeem 3 6 verdiepingen

er kan 853 kN nog extra in de oude kolom worden toegevoegd				
kolom afmeting breedte	600	mm		
kolom afmeting langte	600	mm		
totale reactiekracht	6344	kN		
aantal kolommen	4	stuks		
reactiekracht per kolom	1586			
max belasting in oude kolom	853	kN	per kolom	
totale nieuwe extra belasting	1586	kN	per kolom	
	733	moet er worden opgenomen door de buitenschil		
kolom afmeting 1	600	600	360000	mm
toevoeging kolom	80	mm		
	121600	96000	217600	mm
C45/55	Em 1	36000		
C 170/200	Em 2	52000		
	verhouding	1,44		
		314311		
	A1	360000		
	A2	217600		
	n2	0,47		
kracht in bestaande kolom	846,7	<	853	
kracht in buitenschil	739,3			

1.3.4.5 kolomverbreding palen systeem 2 2 verdiepingen

er kan 853 kN nog extra in de oude kolom worden toegevoegd				
kolom afmeting breedte	600	mm		
kolom afmeting lengte	600	mm		
totale reactiekracht	6363	kN		
aantal kolommen	4	stuks		
reactiekracht per kolom	1590,75			
max belasting in oude kolom	853	kN	per kolom	
totale nieuwe extra belasting	1590,75	kN	per kolom	
	737,75	moet er worden opgenomen door de buitenschil		
kolom afmeting 1	600	600	360000	mm
toevoeging kolom	80	mm		
	121600	96000	217600	mm
C45/55	Em 1	36000		
C 170/200	Em 2	52000		
	verhouding	1,44		
		314311		
	A1	360000		
	A2	217600		
	n2	0,47		
kracht in bestaande kolom	849,3	<	853	
kracht in buitenschil	741,5			

1.3.4.6 kolomverbreding palen systeem 2 6 verdiepingen

er kan 853 kN nog extra in de oude kolom worden toegevoegd				
kolom afmeting breedte	600	mm		
kolom afmeting lengte	600	mm		
totale reactiekracht	6307	kN		
aantal kolommen	4	stuks		
reactiekracht per kolom	1576,75			
max belasting in oude kolom	853	kN	per kolom	
totale nieuwe extra belasting	1576,75	kN	per kolom	
	723,75	moet er worden opgenomen door de buitenschil		
kolom afmeting 1	600	600	360000	mm
toevoeging kolom	80	mm		
	121600	96000	217600	mm
C45/55	Em 1	36000		
C 170/200	Em 2	52000		
	verhouding	1,44		
		314311		
	A1	360000		
	A2	217600		
	n2	0,47		
kracht in bestaande kolom	841,8	<	853	voldoet
kracht in buitenschil	735,0			

1.3.5 Berekening hoeveelheid plakwapening

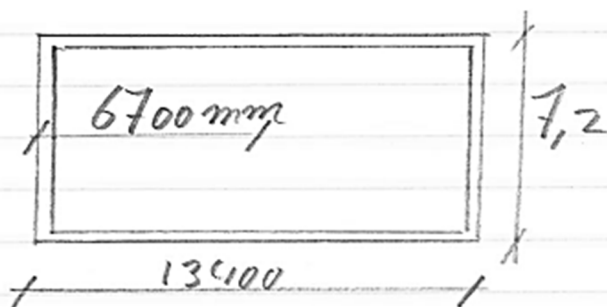
Hieronder is de berekening methode voor de plakwapening in de x-richting te zien. Het moment wat hieronder berekend is, is het moment wat bij systeem 2 6 verdiepingen en tot aan de maximale paalfundering hoort en is 8113 kNm.

Berekening hoeveelheid plakwapening

opneembare moment
 $8005 - 3320 = 4685 \text{ kNm}$

Formule = $A_f = \frac{\text{Verschil Mom}}{0,9 \times d \times f_{y,d}}$

$d =$ van kant van de kolom tot de rand.



$f_{y,d}$ van poolstofwielwapening = 825 N/mm^2

$$\frac{4685 \times 10^6}{0,9 \times 6700 \times 825} = 942 \text{ mm}^2$$

1.3.6 Toetsing x-richting

De gekozen uitkraging variant van de landdrost is 6 verdiepingen en 3,75 meter lang. Er moet in de x-richting getoetst worden op vervorming, hieronder is de berekening te zien.

toetsing in de X richting

Hoogte tot aan kant uitkraging = 44,6 m

wind belasting = $1,54 \text{ kN/m}^2$

6 verdiepingen $3,7 \times 3,5 \times 6 = 77,7 \text{ m}^2$

extra wind oppervlakte = $77,7 \text{ m}^2$

$1,54 \text{ kN/m}^2 \times 77,7 \text{ m}^2 = 119,7 \text{ kN}$

extra moment

$(119,7 \text{ kN} \times 3,5 \text{ m} \times 44,6) \times 1,5 = 8005 \text{ kNm}$

toetsing uitbuiging in de X richting

extra moment = 8005 kNm

$Q_{\text{equivalent}} = \frac{2 \times 8005}{54,1^2} = 5,47 \text{ kN/m}^2$

$F_{\text{rep}} = \frac{8005 \times 6,6}{1912,68} = 27,6 \text{ kN}$

$R_v = 1,62 \times 10^5 \text{ kN/m}^2 \quad \frac{27,6}{1,62 \times 10^5} = 1,7 \times 10^{-4} \text{ m}$

$\varphi = \frac{1,7 \times 10^{-4}}{6,6} = 2,58 \times 10^{-5} \text{ rad}$

$C = \frac{8005}{2,58 \times 10^{-5}} = 310,3 \times 10^6 \text{ kNm/rad}$

$\delta = \frac{\frac{1}{2} \times 5,47 \times 54,1^3}{310,3 \times 10^6} = 1,40 \times 10^{-3}$

max = $45,8 \text{ mm}$ aanwezig = $1,4 \text{ mm}$

Voldoet

1.3.7 Gescheurde of ongescheurde kern

Met deze berekening wordt aangetoond dat de kern nog steeds ongescheurd blijft. Er is een uitkraging van 14 meter lang over 2 verdiepingen toegepast. Deze keuze is gemaakt omdat dit de grootst mogelijke uitkraging was en als deze variant voldoet, dan voldoet de rest ook.

gescheurde of ongescheurde kern?

Formule

$$\frac{M_{ed}}{W_{kern}} < f_{ctm} + 0,9 \times \left(\frac{F_{ren\ totaal}}{A} \right)$$

M_{ed} en F_{ren} zijn variabel afhankelijk van de uitkraging

oude situatie

$$\frac{166065 \times 10^6}{1,4379 \times 10^{14} / 3468} < 2,77 + 0,9 \times \frac{51402,38 \times 10^3}{16985714}$$

$$4,01 < 2,77 + 2,72 \text{ ongescheurd}$$

Nieuwe situatie met uitkraging
2 verdiepingen 14m uitkragend

extra $M_{ed} = 7268 \text{ kNm}$

extra $N = 5661 \text{ kN}$ trek (reductie)

$$\frac{166065 \times 10^6 + 7268 \times 10^6}{1,4379 \times 10^{14} / 3468} < 2,77 + 0,9 \times \frac{51402,38 - 5661 \times 10^3}{16985714}$$

$$4,18 < 5,19 \text{ ook ongescheurd}$$

1.3.8 Totaal overzicht berekeningen t.b.v. de uitkragingen

In dit hoofdstuk is een totaal overzicht te zien van de berekende onderdelen.

1.3.8.1 Systeem 3 6 verdiepingen

systeem 3																		
max moment in de kern				7708			kNm											
max normaalkracht in de palen				6380			kN				wind	1,54	kN/m2					
max kracht op de kolommen				3412			kN				uitkraging tot de grond	44,6	m					
max moment in de X richting				3320			kNm											
opneembare trek per paal 6% van drukkr				150			kN											
restcapaciteit palen Y richting				216			kN											
restcapaciteit palen X richting				12			kN											
Nr 3.1 Berekening Med max kern	lengte		Ned		R kolom		opwip kracht kern		trekkracht per paal		extra palen Y richting		Moment in de Y richting		kracht in palen t.g.v. moment in de Y richting		totale trekkracht in 1 paal. Y richting	
	8,5	m	12146	kN	17725	kN	5579	kN	5579 / 88 palen = 64 kN	17725-6380 = 11345 / 2500 = 5 palen	7519	kNm	28	216 - (64+28) = 124 kN druk				
	extra opp kantoorruimte		kolom verdikking		opp zijkant uitkraging		moment in de x richting		kracht in palen t.g.v. moment in de X richting		totale trekkracht in 1 paal. X richting		plakwapening		Q equiv		uibuiging X richting	
	1132	m2	295	mm	178,5	m2	18390	kNm	66	12 - (64+66) = 118 kN trek	3029	mm2	12,6	3,21				
Nr 3.2 Berekening Ned max palen	lengte		Ned		R kolom		opwip kracht kern		trekkracht per paal		extra palen Y richting		Moment in de Y richting		kracht in palen t.g.v. moment in de Y richting		totale trekkracht in 1 paal. Y richting	
	3,7	m	5287	kN	6344	kN	791	kN	791 / 88 palen = 9 kN	6369-6380 = 0	1066	kNm	4	216 - (9+4) = 203 kN druk				
	extra opp kantoorruimte		kolom verdikking		opp zijkant uitkraging		moment in de x richting		kracht in palen t.g.v. moment in de X richting		totale trekkracht in 1 paal. X richting		plakwapening		Q equiv		uibuiging X richting	
	426	m2	80	mm	77,7	m2	8005	kNm	25	12 - (9+25) = 22 kN trek	942	mm2	5,5	1,40				
nr 3.3 berekening Ned max kolom	lengte		Ned		R kolom		opwip kracht kern		trekkracht per paal		extra palen Y richting		Moment in de Y richting		kracht in palen t.g.v. moment in de Y richting		totale trekkracht in 1 paal. Y richting	
	2		2858		3167	kN	494	kN	494 / 88 palen = 6 kN	3167-6380 = 0	416	kNm	2	216 - (6+2) = 208 kN druk				
	extra opp kantoorruimte		kolom verdikking		opp zijkant uitkraging		moment in de x richting		kracht in palen t.g.v. moment in de X richting		totale trekkracht in 1 paal. X richting		plakwapening		Q equiv		uibuiging X richting	
	266	m2	0	mm	42	m2	4327	kNm	16	12 - (6+16) = 10 kN trek	202	mm2	3,0	0,76				

1.3.8.2 Systeem 2 6 verdiepingen

systeem 2													
max moment in de kern				7708		kNm							
max normaalkracht in de palen				6380		kN							
max kracht op de kolommen				3412		kN							
max moment in de X richting				3320		kNm			wind	1,54			
opneembare trek per paal 6% van drukkr				150		kN			afstand	44,6			
restcapaciteit palen Y richting				216		kN							
restcapaciteit palen X richting				12		kN							
nr 2.1 berekening Ned max palen	lengte		Ned		R kolom	opwip kracht kern		trekkracht per paal	extra palen Y richting			kracht in palen t.g.v. moment in de Y richting	totale trekkracht in 1 paal.
	3,75	m	5359	kN	6307	kN	948	kN	948 / 88 palen = 11kN	6307-6380 = 0		geen moment	216-11 = 205 kN druk
	extra opp kantoorruimte		kolom verdikking		opp zijkant	moment in de x richting		kracht in palen t.g.v. moment in de X richting	totale trekkracht in 1 paal. X richting	plakwapening		Q equiv	vervorming
	500	m2	80	mm	78,75	m2	8113	kNm	29	12 - (11+29) = 28 kN trek	1631	mm2	5,5
nr 2.2 berekening Ned max kolom	lengte		Ned		R kolom	opwip kracht kern		trekkracht per paal	extra palen Y richting			kracht in palen t.g.v. moment in de Y richting	totale trekkracht in 1 paal.
	2	m	2858	kN	3128	kN	270	kN	270 / 88 palen = 3 kN	3128-6380 = 0		geen moment	216-3 = 213 kN druk
	extra opp kantoorruimte		kolom verdikking		opp zijkant	moment in de x richting		kracht in palen t.g.v. moment in de X richting	totale trekkracht in 1 paal. X richting	plakwapening		Q equiv	vervorming
	266	m2	0	mm	42	m2	4327	kNm	16	12 - (3+16) = 7 kN trek	870	mm2	3,0

1.3.8.3 Systeem 3 2 verdiepingen

systeem 3																	
max moment in de kern				7708		kNm											
max normaalkracht in de palen				6380		kN											
max kracht op de kolommen				3412		kN		wind	1,54								
max moment in de X richting				3320		kNm		afstand	50,6								
opneembare trek per paal 6% van drukkr				150		kN											
restcapaciteit palen Y richting				216		kN											
restcapaciteit palen X richting				12		kN											
Nr 3.1 Berekening Ned max kern	lengte		Ned		R kolommen		opwip kracht kern		trekkracht per paal		extra palen Y richting		Med		kracht in palen t.g.v. moment in de Y richting		totale trekkracht in 1 paal. Y richting
	14 m		7482 kN		13143 kN		5661 kN		5661 / 88 palen = 65 kN		13143-6380 = 11345 / 2500 = 3 palen		7268	kNm	28	kN	216 - (65+28) = 123 kN druk
	extra opp kantoorruimte		kolom verdikking		opp zijkant		moment in de x richting		kracht in palen t.g.v. moment in de X richting		totale trekkracht in 1 paal. X richting		plakwap ening			Q equiv	uibuiging X richting
	622 m2		220		98 m2		11455 m		41 kN		12 - (65+41) = 94 kN trek		1635 mm2		7,8	2,00	
Berekening Ned max palen	lengte		Ned		R kolommen		opwip kracht kern		trekkracht per paal		extra palen Y richting		Med		kracht in palen t.g.v. moment in de Y richting		totale trekkracht in 1 paal. Y richting
	8,25 m		4409 kN		6375 kN		1966 kN		1966 / 88 palen = 23 kN		6375-6380 = 0		2649	kNm	10	kN	216 - (23+10) = 183 kN druk
	extra opp kantoorruimte		kolom verdikking		opp zijkant		moment in de x richting		kracht in palen t.g.v. moment in de X richting		totale trekkracht in 1 paal. X richting		plakwap ening			Q equiv	uibuiging X richting
	366 m2		80		57,75 m2		6750 m		24 kN		12 - (23+24) = 35 kN trek		690 mm2		4,6	1,18	
Berekening Ned max kolom	lengte		Ned		R kolommen		opwip kracht kern		trekkracht per paal		extra palen Y richting		Med		kracht in palen t.g.v. moment in de Y richting		totale trekkracht in 1 paal. Y richting
	5 m		2672 kN		3394 kN		722 kN		494 / 88 palen = 8 kN		3394-6380 = 0		973	kNm	4	kN	216 - (8+4) = 204 kN druk
	extra opp kantoorruimte		kolom verdikking		opp zijkant		moment in de x richting		kracht in palen t.g.v. moment in de X richting		totale trekkracht in 1 paal. X richting		plakwap ening			Q equiv	uibuiging X richting
	222 m2		0		35 m2		4091 m		15 kN		12 - (8+15) = 11 kN trek		155 mm2		2,8	0,71	

1.3.8.4 Systeem 2 2 verdiepingen

systeem 2														
max moment in de kern				7708		kNm								
max normaalkracht in de palen				6380		kN								
max kracht op de kolommen				3412		kN								
max moment in de X richting				3320		kNm		wind	1,54					
opneembare trek per paal 6% van drukkr				150		kN		afstand	50,6					
restcapaciteit palen Y richting				216		kN								
restcapaciteit palen X richting				12		kN								
berekening Ned max palen	lengte		Ned		R kolommen		opwip kracht kern	trekkracht per paal	extra palen			kracht in palen t.g.v. moment in de Y richting	totale trekkracht in 1 paal.	
	8,5 m		4542 kN		6363 kN		1821 kN	1821 / 88 palen = 21kN	6363-6380 = 0			geen moment	kN	216 - 21 = 195 kN druk
	extra opp kantoorr uimte		kolom verdikking		opp zijkant		moment in de x richting	kracht in palen t.g.v. moment in de X richting		totale trekkracht in 1 paal. X richting	plakwap ening		Qequiv	uibuiging
	377 m2		80		59,5 m2		6955 m	25 kN	12 - (21+25) = 34 kN trek	731	mm2		4,8	1,21
berekening Ned max kolom	lengte		Ned		R kolommen		opwip kracht kern	trekkracht per paal	extra palen			kracht in palen t.g.v. moment in de Y richting	totale trekkracht in 1 paal.	
	5 m		2672 kN		3302 kN		630 kN	630 / 88 palen = 7 kN	3302-6380 = 0			geen moment	kN	216 - 7 = 209 kN druk
	extra opp kantoorr uimte		kolom verdikking		opp zijkant		moment in de x richting	kracht in palen t.g.v. moment in de X richting		totale trekkracht in 1 paal. X richting	plakwap ening		Qequiv	uibuiging
	222 m2		0		35 m2		4091 m	15 kN	12 - (7+15) = 10 kN trek	822	mm2		2,8	0,71

2 Casus De Symphony

2.1 Projectgegevens

2.1.1 Belastingen

Berekening Ned

Som van de belastingen		X [kN]	Y [kN]	Z [kN]
LC1	Eigen gewicht	0	0	180772.6
LC2	Permanent	0	0	52020.7
LC3	Veranderlijk	0	0	32878.6
LC4	Wind +x richting	-3603.8	0	0
LC5	Wind +y richting	0	-4544.3	0
LC6	Wind -x richting	3603.7	0	0
LC7	Wind -y richting	0	4555.9	0

Samenvatting som van belastingen.

Rapport Aveco de Bondt, R-MC6/W05, 23 Februari 2007.

Laag - 2 $\frac{1}{m}$ 17 = 20 verdiepingen totaal = 575 m² per verd.

Laag 18 $\frac{1}{m}$ 31 = 14 verdiepingen totaal = 455 m² per verd.

$$20 \cdot 575 + 14 \cdot 455 = 17870 \text{ m}^2$$

$$PB + EG + VB = 52020,7 \text{ kN} + 180772,6 \text{ kN} + 32878,6 \text{ kN} \\ = 265671,9 \text{ kN} \Rightarrow \text{Ned; max}$$

Ned; min is 0,9 · G, maar PB en EG zijn al inclusief belastingfactoren. Door PB en EG te delen door 1,35, daarna te vermenigvuldigen met 0,9, wordt Ned;min bepaald.

$$PB + EG = 52020,7 \text{ kN} / 1,35 + 180772,6 \text{ kN} / 1,35 \\ = 172439,5 \text{ kN} \cdot 0,9 = 155195,6 \text{ kN} \Rightarrow \text{Ned; min.}$$

Dit zijn de belastingen van de gehele verdieping zoals is bepaald in het vooronderzoek, bijlage , blz

Belasting direct op kern en wanden.

laagbouw deel loopt van $-2 \text{ t/m } +17$.

hoogbouw deel loopt van $+18 \text{ t/m } +34$ (bk dakopbouw)

$$\left. \begin{array}{l} \text{laagbouw} = 20 \cdot 575 \text{ m}^2 = 11500 \text{ m}^2 \\ \text{hoogbouw} = 14 \cdot 455 \text{ m}^2 = 6370 \text{ m}^2 \end{array} \right\} 17870 \text{ m}^2 = 100 \%$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{laagbouw} = 11500 / 17870 \cdot 100\% = 64,35\% \\ \text{hoogbouw} = 6370 / 17870 \cdot 100\% = 35,65\% \end{array} \right\} 100\%$$

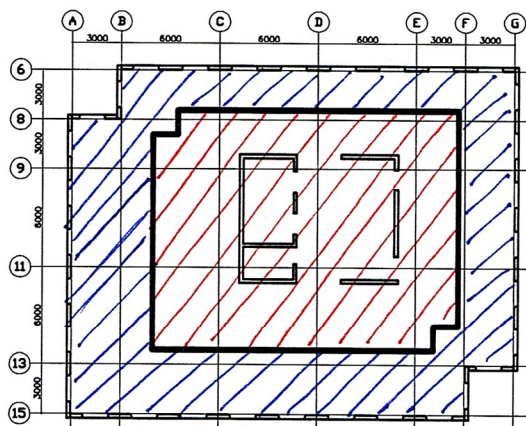
$$\text{laagbouw} \Rightarrow \text{Ned max} = 265671,9 \cdot 64,35\% = 170959,9 \text{ kN}$$

$$\text{Ned min} = 155195,6 \cdot 64,35\% = 99868,3 \text{ kN}$$

$$\text{hoogbouw} \Rightarrow \text{Ned max} = 265671,9 \cdot 35,65\% = 94712,0 \text{ kN}$$

$$\text{Ned min} = 155195,6 \cdot 35,65\% = 55327,2 \text{ kN}$$

Direct op kern en wand laagbouw.



Plattegrond laagbouw uit tek.

$$\text{Direct op kern in rood} = 269 \text{ m}^2$$

$$269 / 575 \cdot 100\% = 46,8\%$$

$$\text{Ned max} = 170959,9 \cdot 46,8\% = 80009 \text{ kN}$$

$$\text{Ned min} = 99868,3 \cdot 46,8\% = 46738 \text{ kN}$$

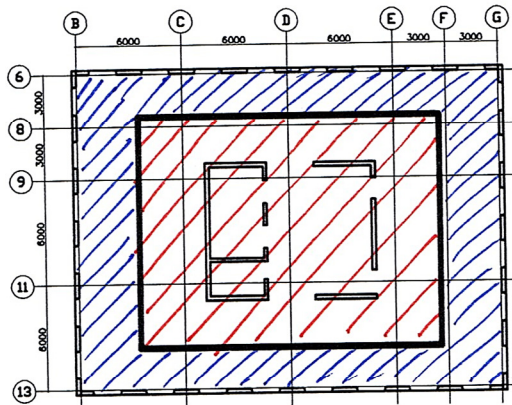
$$\text{Direct op wanden in blauw} = 306 \text{ m}^2$$

$$306 / 575 \cdot 100\% = 53,2\%$$

$$\text{Ned max} = 170959,9 \cdot 53,2\% = 90951 \text{ kN}$$

$$\text{Ned min} = 99868,3 \cdot 53,2\% = 53130 \text{ kN}$$

Direct op de kern en wanden hoogbouw



Plattegrond hoogbouw
uit tek.

Direct op kern in rood = 226 m^2

$226 / 455 \cdot 100 \% = 49,7 \%$

Ned max = $94712,0 \cdot 49,7 \% = 47072 \text{ kN}$

Ned min = $55327,2 \cdot 49,7 \% = 27498 \text{ kN}$

Direct op wanden in blauw = 229 m^2

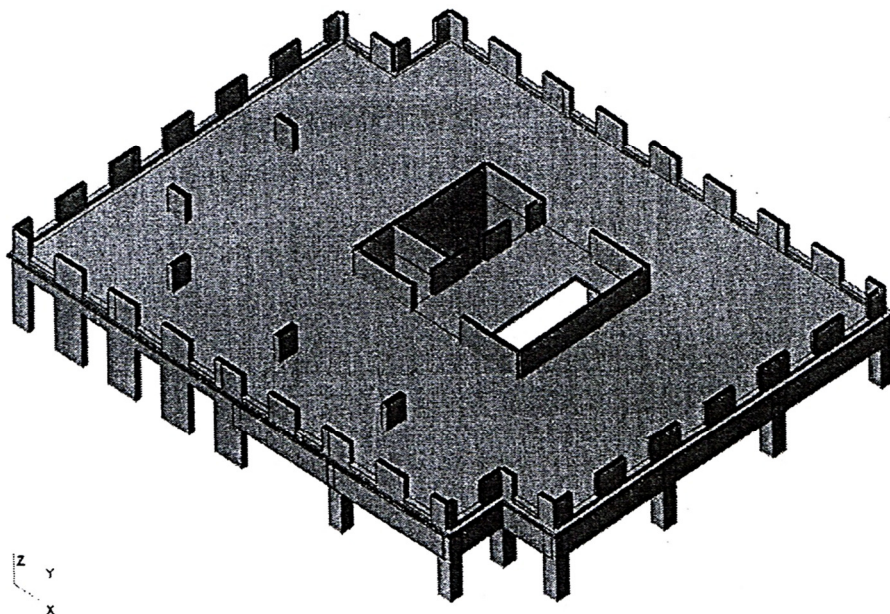
$229 / 455 \cdot 100 \% = 50,3 \%$

Ned max = $94712,0 \cdot 50,3 \% = 47640 \text{ kN}$

Ned min = $55327,2 \cdot 50,3 \% = 27830 \text{ kN}$

2.1.2 Betonklassen

Opbouw kern en wanden.



Vloer (tpg):

Randbalk (tpg):

Gevelwanden (prefab):

Kernwanden (prefab):

Scheidingswanden in de kern (prefab)

$d = 280 \text{ mm. C28/35}$

$b \times h = 500 \times 1400 \text{ mm. C28/35}$

$d = 250 \text{ mm. C53/65}$

$d = 250 \text{ mm. C45/55}$

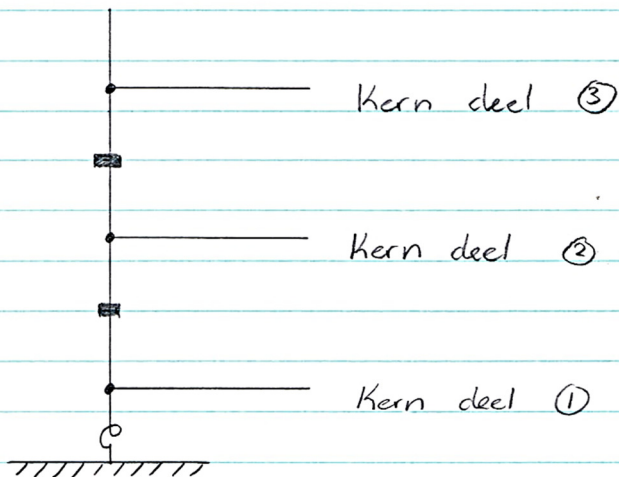
$d = 200 \text{ mm. C35/45}$

Eigenschappen kern en wanden, kern tussen verd -2 en +1
450 mm dik, C35/45 ter plaatse gestort.

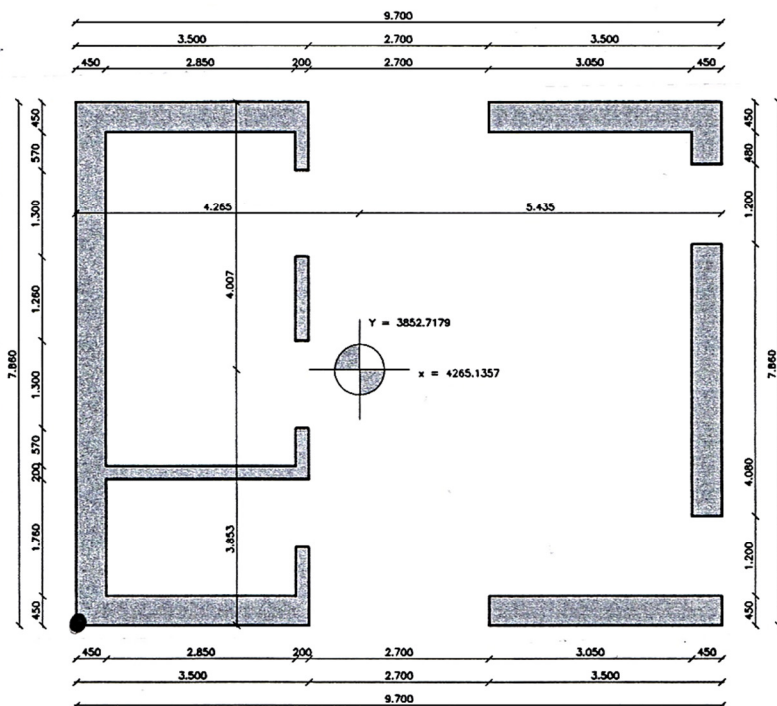
Uit Aveco de Bondt rapport, 23 Februari 2007, R-MCG/WOS
Gezien C53/65 niet kan worden berekend in MatrixFrame
is gekozen verder berekenen met C45/55, omdat deze is
gebruikt voor de overige kernwanden

2.1.3 Traagheids- en weerstandsmomenten

Traagheidsmomenten kern en wanden.



Traagheidsmoment en zwaartepunt deel ①



Traagheidsmoment:

$$I_x = 293,5 \text{ m}^4$$

$$I_y = 406,8 \text{ m}^4$$

Weerstandsmoment:

$$W_x = 73,19 \text{ m}^3$$

$$W_y = 74,92 \text{ m}^3$$

Zwaartepunt:

$$x = 4265 \text{ mm}$$

$$y = 3853 \text{ mm}$$

Punt 0:0 is de
zwarte stip.

Fragment uit tekening PWP004.

$$A_c = 12,46 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Traagheidsmoment en zwaartepunt deel ②

Fragment uit tekening W3

Traagheidsmoment : verkregen met Autodesk Autocad

$$I_x = 2297,9 \text{ m}^4$$

$$I_y = 3596,5 \text{ m}^4 \quad A_c = 11,87 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Weerstandsmoment : I / e_o

$$W_x = 213,16 \text{ m}^3$$

$$W_y = 230,78 \text{ m}^3$$

Zwaartepunt : uit punt 0,0, zwarte stip

$$x = 13779 \text{ mm}$$

$$y = 10778 \text{ mm}$$

Traagheidsmoment en zwaartepunt deel ③

Fragment uit tekening W5

Traagheidsmoment : verkregen met Autodesk Autocad

$$I_x = 1526,9 \text{ m}^4$$

$$I_y = 2534,7 \text{ m}^4 \quad A_c = 10,44 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Weerstandsmoment : I / e_o

$$W_x = 164,63 \text{ m}^3$$

$$W_y = 206,32 \text{ m}^3$$

Zwaartepunt : uit punt 0,0, zwarte stip

$$x = 12254 \text{ mm}$$

$$y = 9275 \text{ mm}$$

2.1.4 Fictieve elasticiteit

Fictieve elasticiteitsmodulus kern en wanden.

Volgens tabel NB1 uit NEN- en 1992-1-1 Art 5.8.5, wordt uitgegaan van een fictieve elasticiteitsmodulus t.b.v een gescheurde beton doorsnede.

Belasting op de kern - 4800 volgens blz.

$$Ned; \min = 46738 + 27498 = 74236 \text{ kN}$$

(Belasting gehele kern + 105000 t/m - 4800).

Belasting op de wanden + 5500 volgens blz. +

$$Ned \min = 17/20 \cdot 53130 + 27830 = 72991 \text{ kN}$$

(Belasting wanden tussen +105000 t/m + 5500, omdat de stabiliteitskern op +5500 over gaat in een stabiliteit met wanden, dit is 3 verdiepingen daarom 17/20 deel van de belasting). Tussen +105000 en +59600 is Ned; min 27830 kN

$$\alpha_n = \frac{Ned; \min}{P_{ed} \cdot A_c + P_{yd} \cdot A_s} \quad P = 0,5 \% \text{ (geschat)}$$

$$A_c \textcircled{1} = 12,46 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$A_s \textcircled{1} = 0,005 \cdot 12,46 \cdot 10^6 = 62300 \text{ mm}^2$$

$$A_c \textcircled{2} = 11,87 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$A_s \textcircled{2} = 0,005 \cdot 11,87 \cdot 10^6 = 59350 \text{ mm}^2$$

$$A_c \textcircled{3} = 10,44 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$A_s \textcircled{3} = 0,005 \cdot 10,44 \cdot 10^6 = 52200 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_{n\textcircled{1}} (35/45 = \frac{74236 \cdot 10^3 \text{ N}}{23,3 \cdot 12,46 \cdot 10^6 + 435 \cdot 62300} = 0,23$$

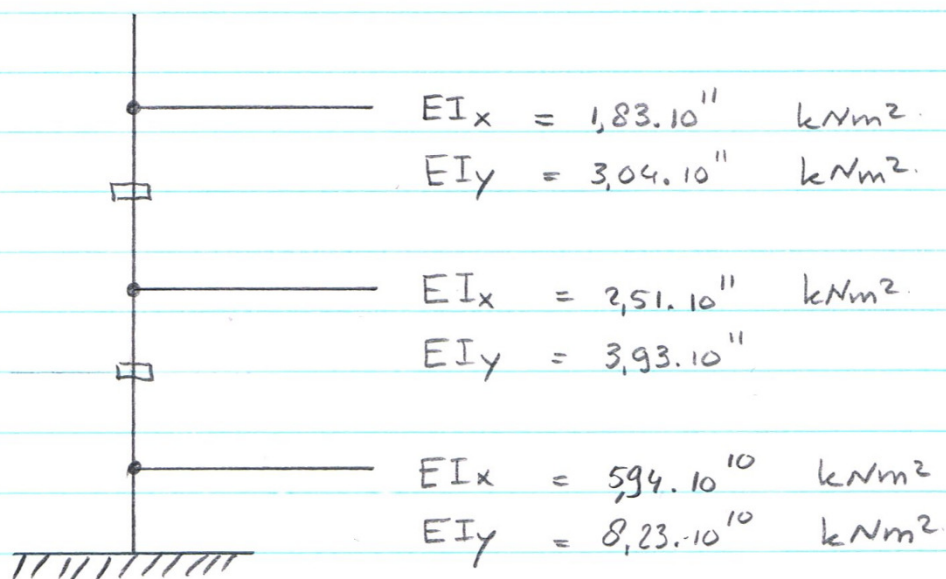
$$\alpha_{n\textcircled{2}} (45/55 = \frac{72991 \cdot 10^3 \text{ N}}{30,0 \cdot 11,87 \cdot 10^6 + 435 \cdot 59350} = 0,19$$

$$\alpha_{n\textcircled{3}} (45/55 = \frac{27830 \cdot 10^3 \text{ N}}{30,0 \cdot 10,44 \cdot 10^6 + 435 \cdot 52200} = 0,08$$

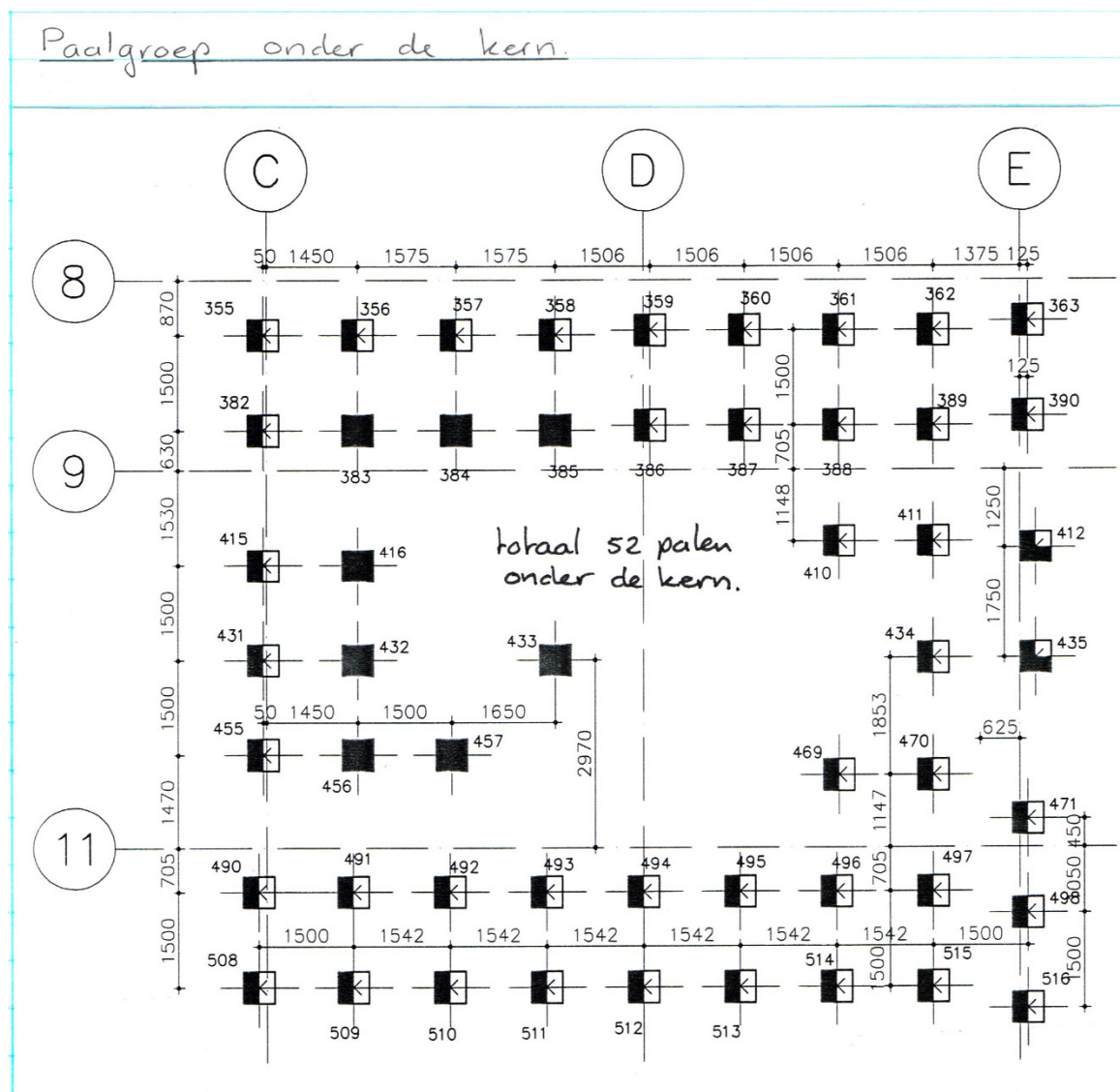
$$\begin{aligned}
 EP \textcircled{1} &= (35/45 = [(2,20 + 440 \cdot P) + (24 - 220 \cdot P) \cdot \alpha n_1] \cdot 10^3 = \\
 &= [(2,20 + 440 \cdot 0,5) + (24 - 220 \cdot 0,5) \cdot 0,23] \cdot 10^3 = \\
 &= 202420 \text{ N/mm}^2 = 202,4 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2.
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 EP \textcircled{2} &= (45/55 = [(2,50 + 450 \cdot P) + (29 - 250 \cdot P) \cdot \alpha n_2] \cdot 10^3 = \\
 &= [(2,50 + 450 \cdot 0,5) + (29 - 250 \cdot 0,5) \cdot 0,19] \cdot 10^3 = \\
 &= 109260 \text{ N/mm}^2 = 109,3 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2.
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 EP \textcircled{3} &= (45/55 = [(2,50 + 450 \cdot P) + (29 - 250 \cdot P) \cdot \alpha n_3] \cdot 10^3 = \\
 &= [(2,50 + 450 \cdot 0,5) + (29 - 250 \cdot 0,5) \cdot 0,08] \cdot 10^3 = \\
 &= 119820 \text{ N/mm}^2 = 119,8 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2.
 \end{aligned}$$

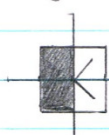


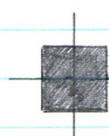
2.1.5 Funderingsgegevens



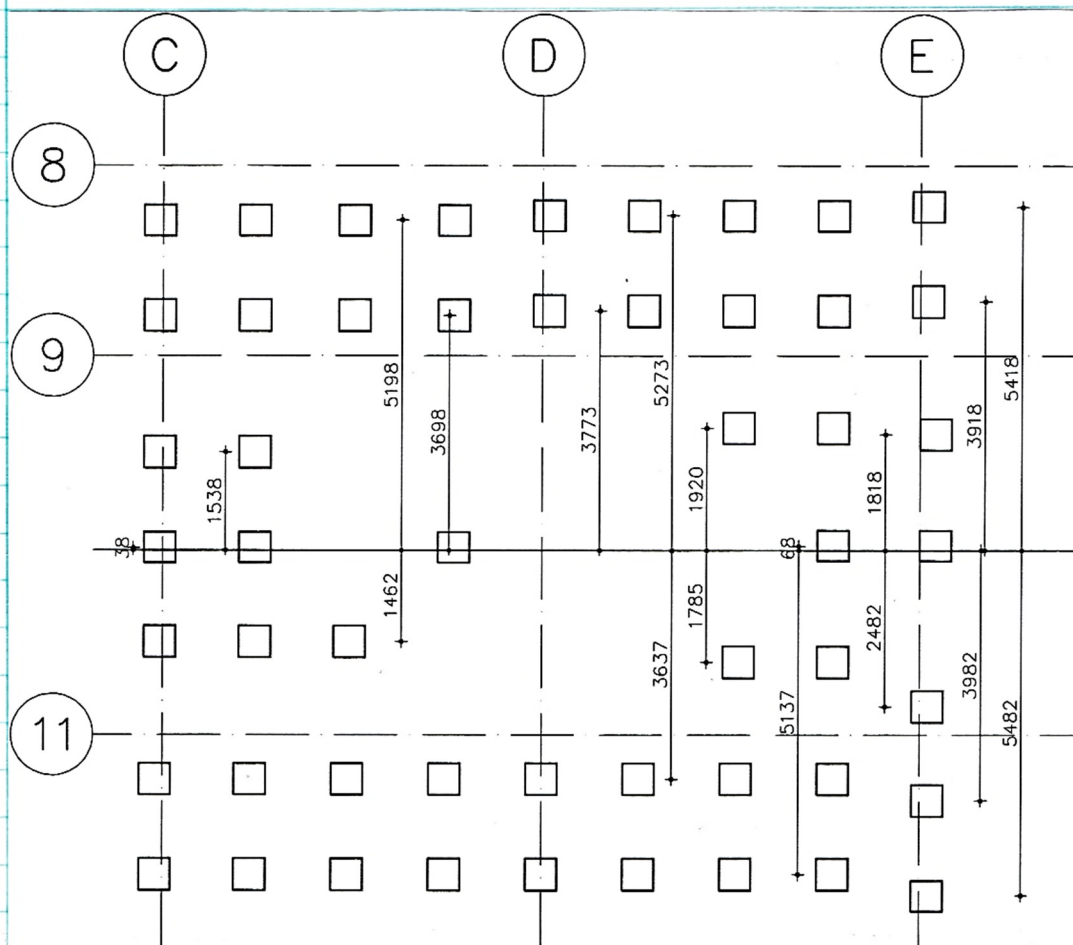
Fragment uit tekening PWP004

Gegevens palen:


 = 3300 kN 500 x 500 mm - 24.000 NAP
 $E_{\text{paal}} = 33500 \text{ N/mm}^2$ (Bijlage Bladnr W2BB)
 Voorgespannen paal B45


 = 3300 kN 500 x 500 mm - 24.000 NAP
 $E_{\text{paal}} = 33500 \text{ N/mm}^2$ (Bijlage Bladnr W2BB)
 Voorgespannen paal B45

Traagheidsmoment paalgroep I x



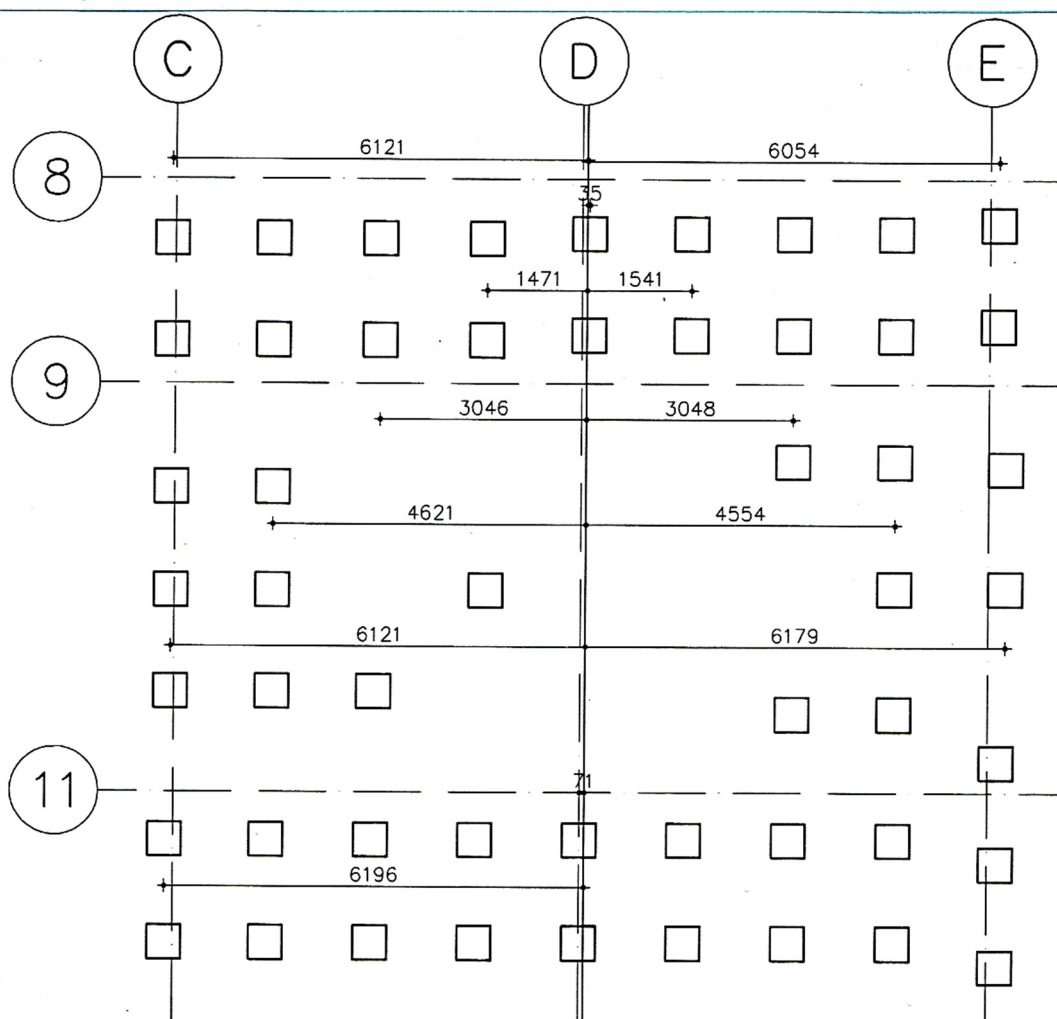
Fragment uit tekening PWP004

$$I = \sum I_{\text{eigen}} + A_{\text{paal}} \cdot a^2$$

$$\begin{aligned} & 3 \cdot A_p \cdot 0,04^2 + 2 \cdot A_p \cdot 0,07^2 + 2 \cdot A_p \cdot 1,54^2 + 2 \cdot A_p \cdot 1,92^2 + 1 \cdot A_p \cdot 1,82^2 + \\ & 4 \cdot A_p \cdot 3,70^2 + 4 \cdot A_p \cdot 3,77^2 + 1 \cdot A_p \cdot 3,92^2 + 4 \cdot A_p \cdot 5,20^2 + 4 \cdot A_p \cdot 5,27^2 + \\ & 1 \cdot A_p \cdot 5,42^2 + 3 \cdot A_p \cdot 1,46^2 + 2 \cdot A_p \cdot 1,78^2 + 1 \cdot A_p \cdot 2,48^2 + 8 \cdot A_p \cdot 3,64^2 + \\ & 1 \cdot A_p \cdot 3,98^2 + 8 \cdot A_p \cdot 5,14^2 + 1 \cdot A_p \cdot 5,48^2 = 773,02 \text{ m}^4 \cdot A_p \end{aligned}$$

Om de x-as.

Traagheidsmoment paalgroep I_y



Fragment uit tekening PWP004

$$I = \sum I_{\text{eigen}} + A_{\text{paal}} \cdot a^2$$

$$2 \cdot A_p \cdot 0,04^2 + 4 \cdot A_p \cdot 1,54^2 + 6 \cdot A_p \cdot 3,05^2 + 7 \cdot A_p \cdot 4,55^2 + 5 \cdot A_p \cdot 6,05^2 + 2 \cdot A_p \cdot 6,18^2 + 2 \cdot A_p \cdot 0,07^2 + 5 \cdot A_p \cdot 1,47^2 + 5 \cdot A_p \cdot 3,05^2 + 7 \cdot A_p \cdot 4,62^2 + 5 \cdot A_p \cdot 6,12^2 + 2 \cdot A_p \cdot 6,20^2 = 940,51 \text{ m}^4 \cdot A_p$$

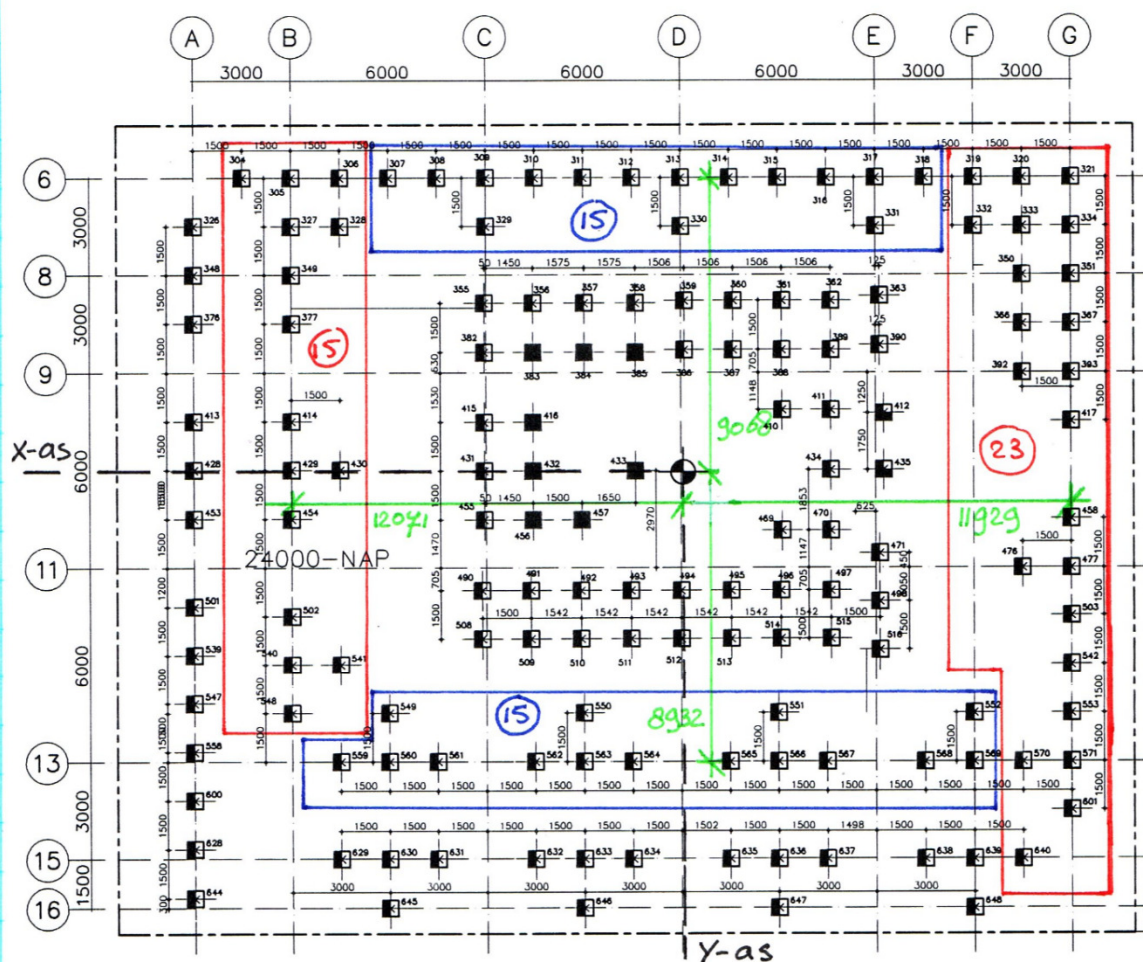
Om de y -as

Translatie veren palen onder kolommen.

Volgens 'Stabiliteit voor ontwerpers' door D. Dicke
voorbeelden in de praktijk blz 15. <http://www.vssd.nl/hp/Poos.htm>

$$K = \frac{E \cdot A}{1/2 \cdot l} \Rightarrow \frac{33500 \cdot 500^2}{1/2 \cdot 24000} = 232639 \text{ N/mm. per paal.}$$

$$= 232639 \text{ kN/m.}$$



Tekening Fragment uit WPOOZ schaal 1:200.

Om de x-as = $15 \cdot 232639 \text{ kN/m} = 3489600 \text{ kN/m}$

Om de y-as = $15 \cdot 232639 \text{ kN/m} = 3489600 \text{ kN/m}$
 $23 \cdot 232639 \text{ kN/m} = 5350720 \text{ kN/m.}$

Voor het berekenen van de translatie veren in MatrixFrame is er vanuit gegaat dat iedere kolom op een vierpaalspoer staat. In werkelijkheid is dit niet zo. Hiervoor is gekozen omdat de kolommen tussen de stramien 6, 9, E en G niet duidelijk verdeeld zijn over de palen.

Rotatie veerconstante Pundering

$$C_{\text{Pundering}} = k_{\text{paal}} \cdot \frac{I_{\text{paalgroep}}}{A_{\text{paal}}}$$

$$k_{\text{paal}} = \frac{E_{\text{paal}} \cdot A_{\text{paal}}}{l_{\text{paal}}}$$

$$= \frac{33500 \cdot 500^2}{24000} = 348958 \text{ N/mm}^2 = 348,96 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{\text{Pundering X-richting}} = 348,96 \cdot 10^6 \cdot \frac{113,02 \cdot A_{\text{paal}}}{A_{\text{paal}}} =$$

$$= 2,40 \cdot 10^{11} \text{ kNm/rad}$$

$$C_{\text{Pundering Y-richting}} = 348,96 \cdot 10^6 \cdot \frac{940,51 \cdot A_{\text{paal}}}{A_{\text{paal}}} =$$

$$= 3,28 \cdot 10^{11} \text{ kNm/rad}$$

Tweede orde moment

$$n = \frac{N_{\text{cr}}}{N_{\text{ed}}}$$

$$EI_x = 0,63 \cdot 10^{11} \text{ kNm}^2$$

$$N_{\text{cr}} = \frac{\pi^2 EI}{1,12 \cdot l_c^2} = \frac{\pi^2 \cdot 0,63 \cdot 10^{11}}{1,12 \cdot 105^2} = 5035 \cdot 10^6$$

$$n = \frac{5035 \cdot 10^6}{265671,9} = 189,52 \quad (\text{in de slappe richting, laagste EI en hoogste } N_{\text{ed}}).$$

Bij ongescheurde kern, geen tweede orde effect

Waterdruk onder de -2 vloer

Zie plattegrond pagina 64, alleen voor waterdruk!

Oppervlakte vloer onder kern en kolommen = $782,1 \text{ m}^2$

Waterdruk = $63,6 \text{ kN/m}^2$

Totale kracht = $782,1 \cdot 63,6 = 49741,6 \text{ kN}$

Aantal palen onder kern en kolommen = 148

Kracht per paal = $\frac{49741,6}{148} = 336,1 \text{ kN} \uparrow$

Belasting op de palen tgv Ned; max.

Ned; max = $265671,9 \text{ kN}$

Aantal palen = 148 (onder kern + kolommen)

Kracht per paal = $\frac{265671,9}{148} = 1795,1 \text{ kN} \downarrow$

Horizontale afsteuning woontoren nivo 4800: P.

$$LC 4: P_{HOR} = \text{keindeel CD + DE (W139)} = 35301 \text{ kN.}$$

$W-X$

$$LC 5: P_{HOR} \text{ keindeel CD W140} \\ W-Y \\ = 2303 + 92 + 46 = 24410 \text{ kN.}$$

$$P_{HOR} \text{ keindeel DE W150} \\ = 1892 + 75 + 38 = 20050$$

$$44460 \text{ kN.}$$

Stemt overeen met $W2^B$.

$$V_d = 1,5 \cdot 44460 = 66690 \text{ kN.}$$

Aantal palen = 148 stuks.

$$\text{Per paal } V_d = 6669 / 148 = 45,1 \text{ kN}$$

Palen $\Phi 500$ voorgespannen. B45.

wind $\rightarrow$ geen kruipinvloed. $\frac{E_b}{1 + \mu} = 33500 \text{ N/mm}^2$

NEN 3080 tabel Kvd

$$k_{f,D} = 3 \cdot q_c = 30 \cdot 0,3 = 0,9 \neq 1,0 \text{ N/mm}^2$$

$$1/4 \cdot D^2 = 0,5^2 \quad D = 0,564 \quad q_c = 0,3 \text{ N/mm}^2$$

$$M_d = V_d \cdot D \cdot 4,4 = 45,1 \cdot 0,564 \cdot 4,4 = 111,9 \text{ kNm}$$

Maximale paalbelasting $\neq 3300 \text{ kN}$ $e_0 = 34 \text{ mm} \neq 59$

$$N_d / A_b f_b = \frac{3300 \cdot 10^3}{500^2 \cdot 21} = 0,628 \times \frac{59}{500} = 0,063 \quad \bar{\omega}_0 = 0$$

Minimale paalbelasting. 203-206 $540,0 \text{ kN (206)}$

$$e_0 = 207,2 \text{ mm.} \quad e_t = 232,2 \text{ mm.}$$

$$\frac{N_d}{A_b f_b} = 0,103 \times \frac{232,2}{500} = 0,048 \quad \bar{\omega}_0 = 0$$

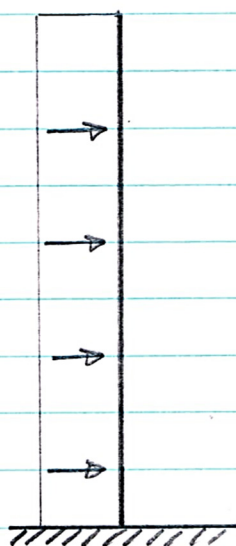


2.1.6 Windbelasting

Equivalente windbelasting.

Bij de som van de belastingen zijn de wind in de + en - richting meegenomen, omdat de druk en zuiging op de gevel. Gezien deze niet veel van elkaar verschillen wordt de hoogste waarde aangehouden voor berekening van de equivalente Q-last. (Som van de belastingen blz).

Horizontale belasting op de fundering t.g.v. wind:

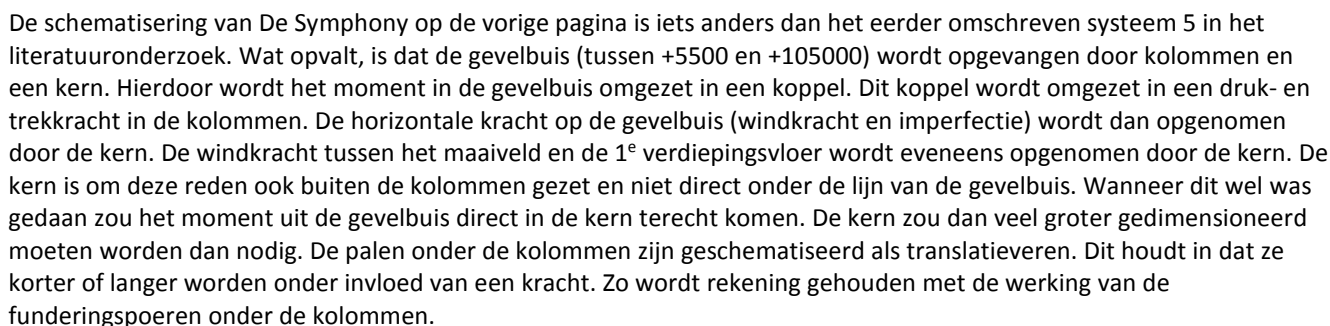


$$R_a = q \cdot l$$
$$q = R_a / l$$

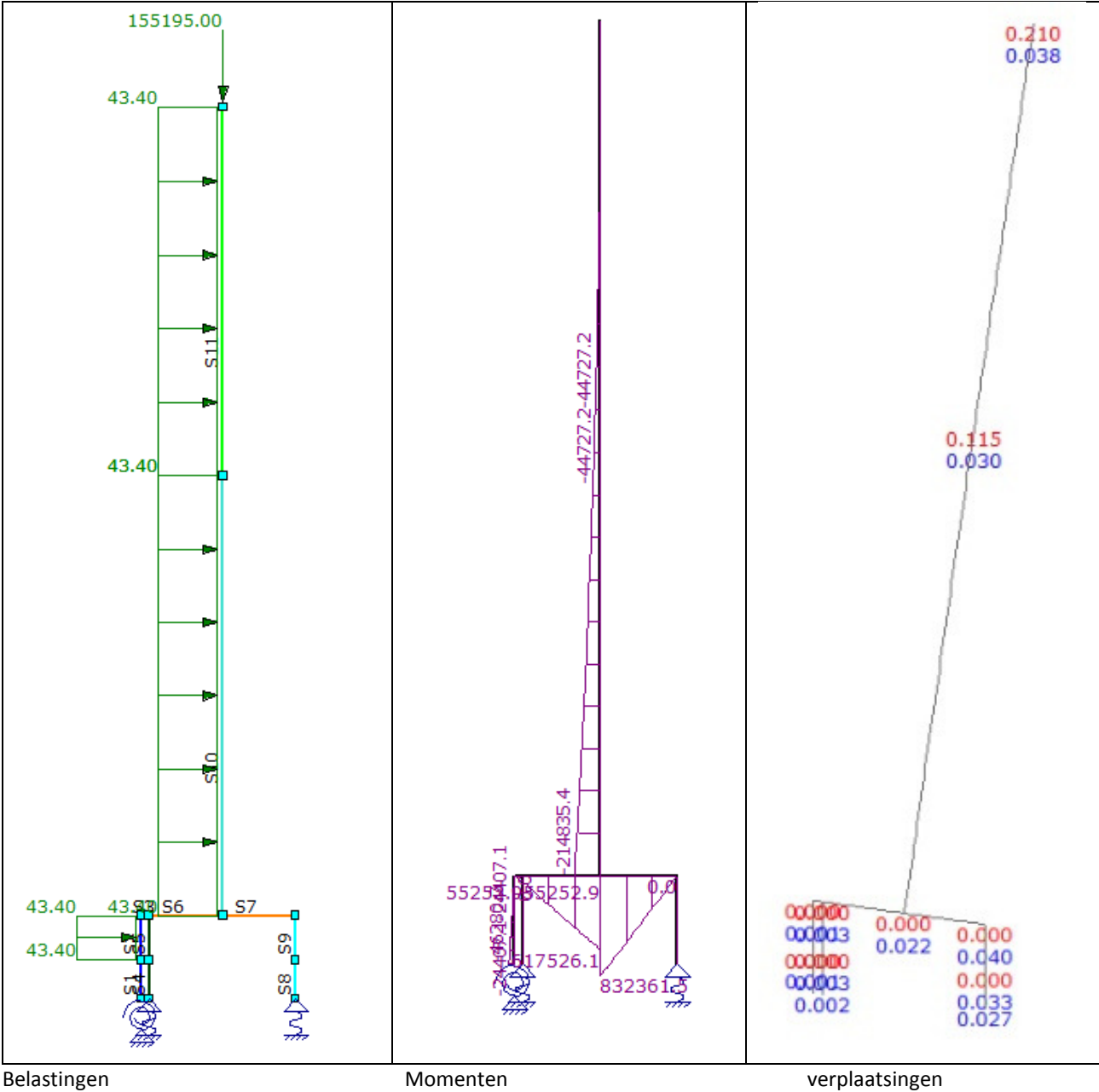
$$\text{Wind in } +x \text{ en } -x \text{ richting} = 3603,8 \text{ kN}$$
$$q = 3603,8 / 105 = 34,3 \text{ kN/m'}$$

$$\text{Wind in } +y \text{ en } -y \text{ richting} = 4555,9 \text{ kN}$$
$$q = 4555,9 / 105 = 43,4 \text{ kN/m'}$$

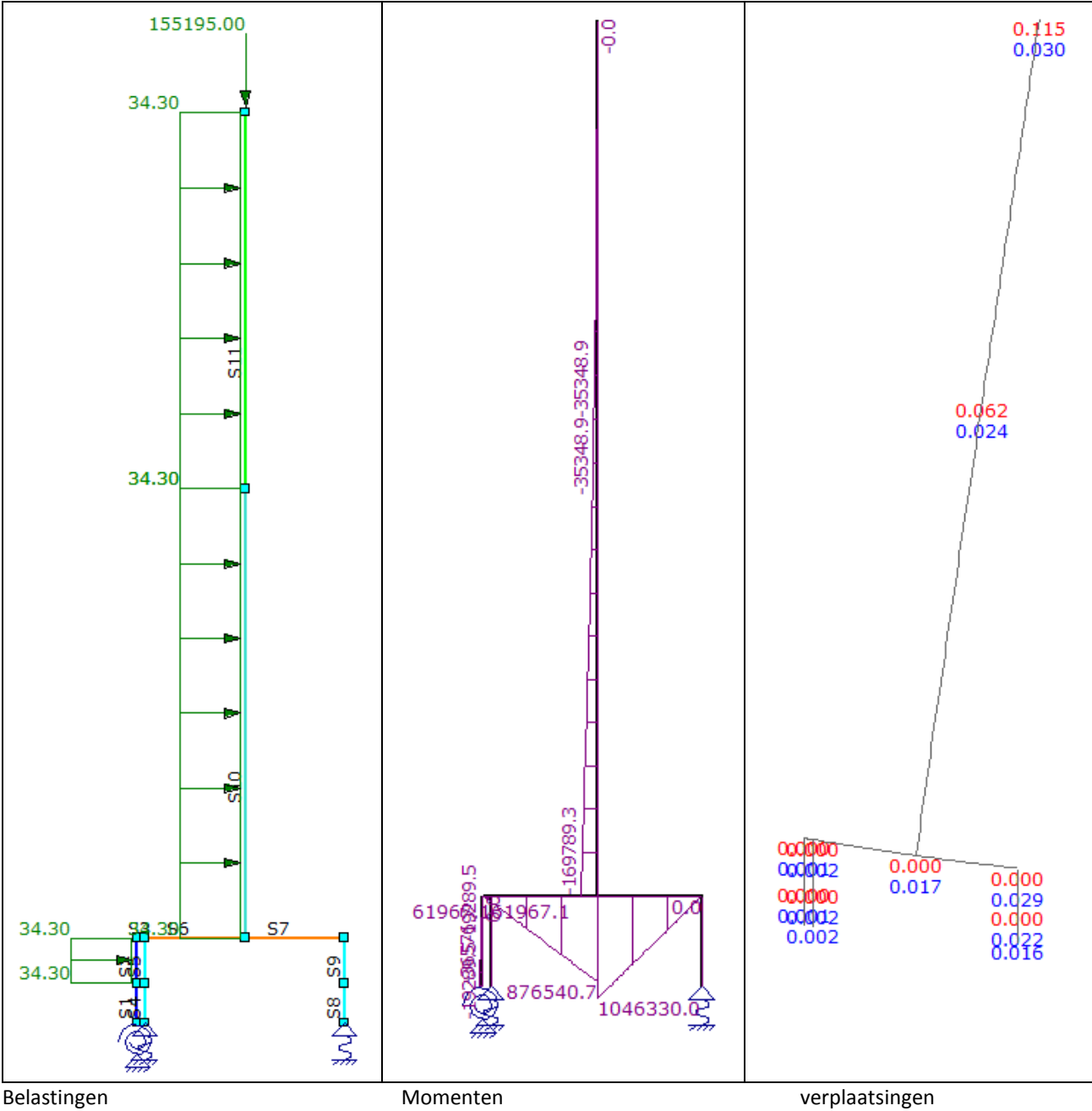
Schematisering tbv Matrix Frame



2.1.8 Vervorming in de y-richting



2.1.9 Vervorming in de x-richting



2.1.10 Paalkrachten
2.1.10.1 x-richting

Paalkracht berekening tussen as 8, 9 en half onder 9

X-as Boven -

Moment tov midden																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
-------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

2.1.10.2 y-richting

Paalkracht berekening tussen as C en D																			
Y-as Links +																			
Moment tov midden																			
Som ($F1 \cdot x1 + F2 \cdot x2 + F3 \cdot x3 + F4 \cdot x4 + \dots + Fn \cdot xn$)																			
$F2 = x2/x1 \cdot F1$	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X12							
$F3 = x3/x1 \cdot F1$	6,18	6,05	4,55	3,05	1,54	0,04							afstand tov midden						
$F4 = x4/x1 \cdot F1$	2	5	7	6	4	2							aantal palen dwarsrichting						
$F5 = x5/x1 \cdot F1$																			
Moment	36576,7	kNm																	
$F_n = x_n/x1 \cdot F1$	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F10	F11	F12							
F	1	0,978964	0,736246	0,493528	0,249191	0,006472													
κ	6,18	6,05	4,55	3,05	1,54	0,04													
M	24,72	59,22735	46,89887	18,06311	3,070032	0,001036												0	151,9804
Paalbelasting	241		177	119	60	2													

Paalkracht berekening tussen as D en E																			
Y-as Rechts -																			
Moment tov midden																			
Som ($F1 \cdot x1 + F2 \cdot x2 + F3 \cdot x3 + F4 \cdot x4 + \dots + Fn \cdot xn$)																			
$F2 = x2/x1 \cdot F1$	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X12							
$F3 = x3/x1 \cdot F1$	6,2	6,12	4,62	3,05	1,47	0,07							afstand tov midden						
$F4 = x4/x1 \cdot F1$	2	5	7	5	5	2							aantal palen dwarsrichting						
$F5 = x5/x1 \cdot F1$																			
Moment	36576,7	kNm																	
$F_n = x_n/x1 \cdot F1$	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F10	F11	F12							
F	1	0,990291	0,747573	0,493528	0,237864	0,011327													
κ	6,2	6,12	4,62	3,05	1,47	0,07													
M	24,8	50,60583	48,35301	15,06259	3,496602	0,003172												0	152,3112
Paalbelasting	240		180	119	57	3													

2.1.11 Wandwapening

Spanning in kern en wanden.

$$Ned; \max \text{ kern} = 80009 + 47072 = 127081 \text{ kN}$$

$$Ned; \min \text{ kern} = 46738 + 27498 = 74236 \text{ kN}$$

$$Ned; \max \text{ wanden} = 90951 + 47640 = 138591 \text{ kN}$$

$$Ned; \min \text{ wanden} = 53130 + 27830 = 80960 \text{ kN}$$

$$I_x \text{ kern} = 293,5 \text{ m}^4 \quad \text{volgens blz.}$$

$$I_y \text{ kern} = 406,8 \text{ m}^4 \quad "$$

$$W_x \text{ kern} = I_x / e_o = 293,5 / 4,01 \text{ m} = 73,19 \text{ m}^3$$

$$W_y \text{ kern} = I_y / e_o = 406,8 / 5,43 \text{ m} = 74,92 \text{ m}^3$$

$$I_x \text{ wanden} = 2297,9 \text{ m}^4 \quad \text{volgens blz.}$$

$$I_y \text{ wanden} = 3596,5 \text{ m}^4 \quad "$$

$$W_x \text{ wanden} = I_x / e_o = 2297,9 / 10,78 \text{ m} = 213,16 \text{ m}^3$$

$$W_y \text{ wanden} = I_y / e_o = 3596,5 / 13,78 \text{ m} = 230,78 \text{ m}^3$$

$$\text{Oppervlakte kern} = 12,46 \text{ m}^2$$

$$\text{Oppervlakte wanden} = 11,87 \text{ m}^2$$

Spanning kern -/ 4800.

$$\sigma_{\max} = \frac{F}{A} = \frac{127081 \cdot 10^3 \text{ N}}{12,46 \cdot 10^6 \text{ mm}^2} = 10,20 \text{ N/mm}^2 \text{ (druk)}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{F}{A} = \frac{74236 \cdot 10^3 \text{ N}}{12,46 \cdot 10^6 \text{ mm}^2} = 5,96 \text{ N/mm}^2 \text{ (druk)}$$

$$\sigma_{\text{med } x} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{46280,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{73,19 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = 0,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{med } y} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{36576,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{74,92 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = 0,49 \text{ N/mm}^2$$

momenten volgens blz.

Spanning in de wanden. + 5500

$$\sigma_{\max} = \frac{F}{A} = \frac{138591 \cdot 10^3 \text{ N}}{11,87 \cdot 10^6 \text{ mm}^2} = 11,68 \text{ N/mm}^2 \text{ (druk)}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{F}{A} = \frac{80960 \cdot 10^3 \text{ N}}{11,87 \cdot 10^6 \text{ mm}^2} = 6,82 \text{ N/mm}^2 \text{ (druk)}$$

$$\sigma_{\text{med}x} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{214835,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{213 \cdot 10^9 \text{ mm}^3} = 1,01 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{med}y} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{169789,3 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{230 \cdot 10^9 \text{ mm}^3} = 0,73 \text{ N/mm}^2$$

Wapening kern en wanden.

Gezien geen van de doorsneden op trek wordt belast, wordt uitgegaan van $P_{\min}$.

$P_{\min}$ voor $C35/45 = 0,16\%$ (B500 staal).

$P_{\min}$ voor $C45/55 = 0,19\%$ (B500 staal).

$P_{\min}$ uit CB2, ISBN 978-94-6104-006-0, zevende druk 2011
blz 56.

Deel ① $\Rightarrow \phi 10-150 \text{ mm voor + achter} = 1048 \text{ mm}^2/\text{m}$

$A_s / A_c \cdot 100\% = \text{wap. percentage}$

$$1048 / (450 \cdot 1000) \cdot 100\% = 0,23\% \geq 0,16\%$$

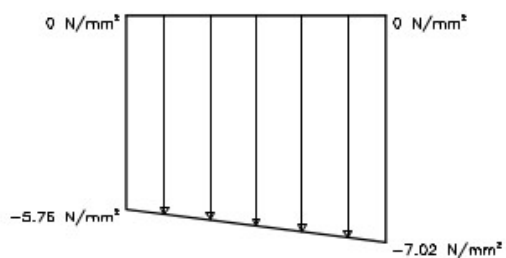
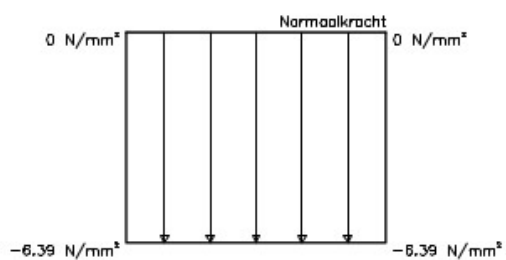
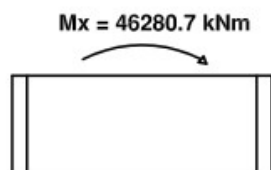
Deel ② $\Rightarrow \phi 10-200 \text{ mm voor + achter} = 786 \text{ mm}^2/\text{m}$

$A_s / A_c \cdot 100\% = \text{wap. percentage}$

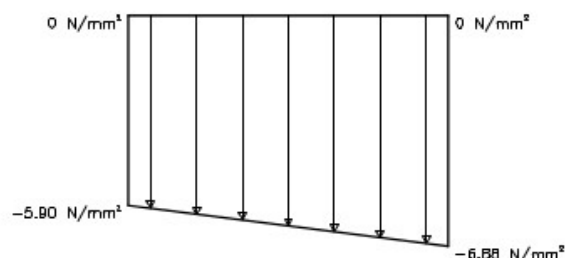
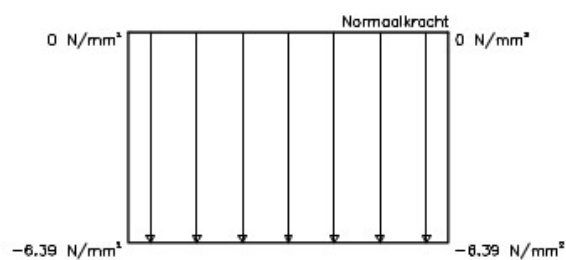
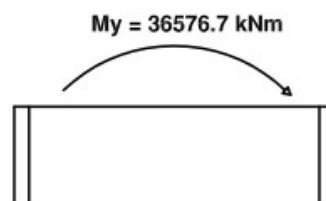
$$786 / (250 \cdot 1000) \cdot 100\% = 0,31\% \geq 0,19\%$$

2.1.11.1 Spanningen kern minimale belasting

Kern om de X-as Ned;MIN

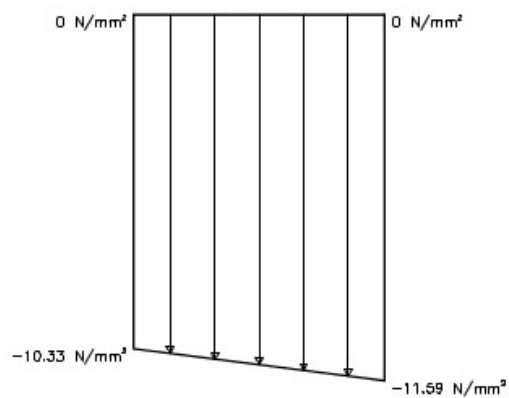
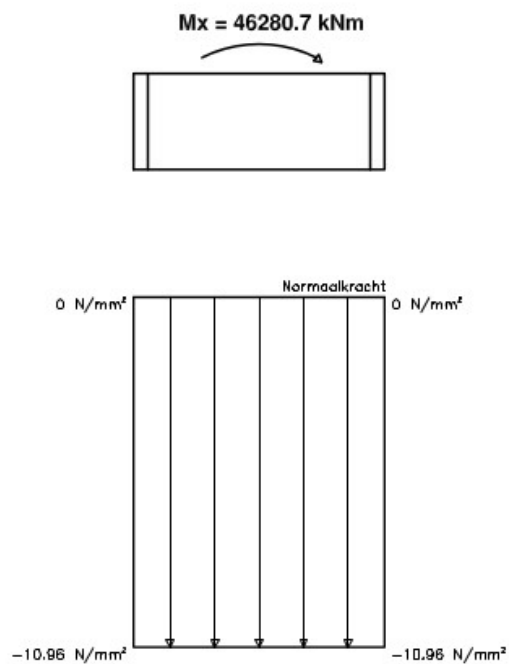


Kern om de Y-as Ned;MIN

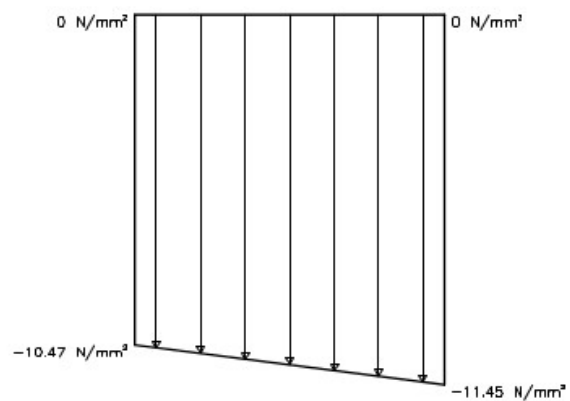
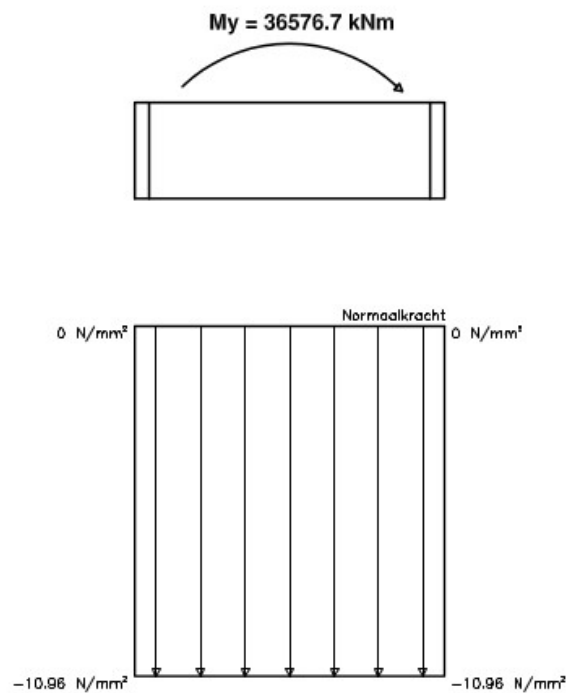


2.1.11.2 Spanningen kern maximale belasting

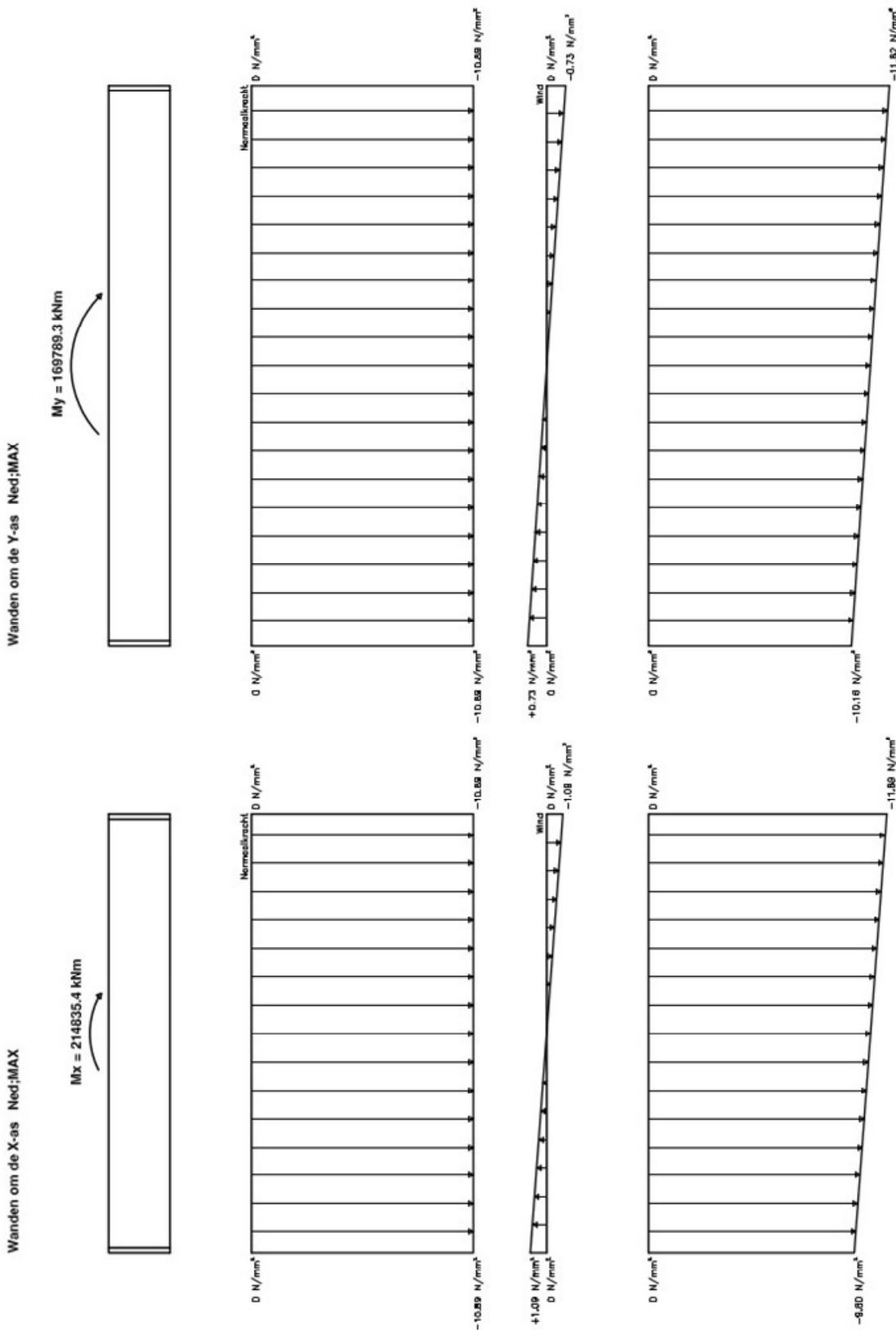
Kern om de X-as Ned;MAX



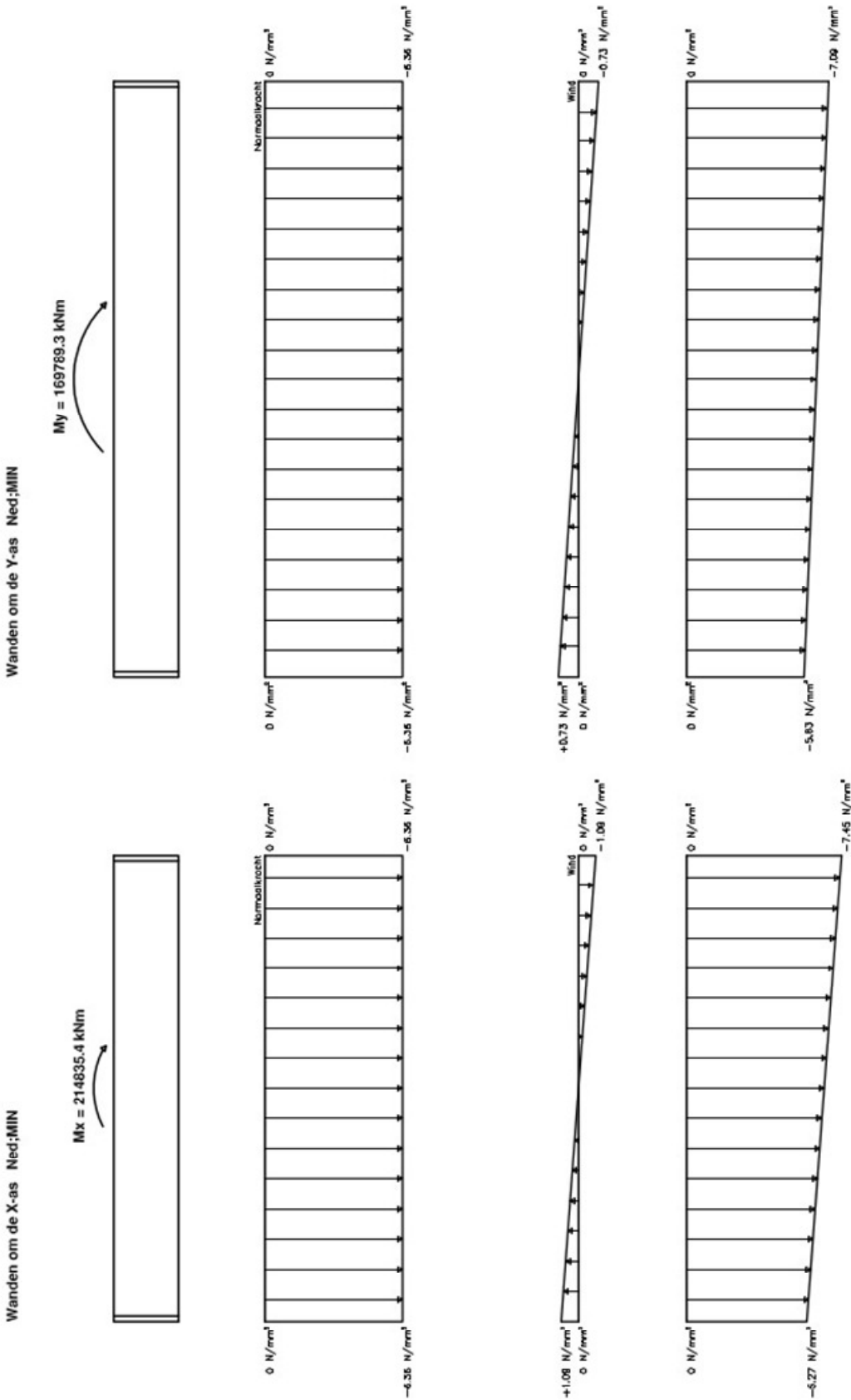
Kern om de Y-as Ned;MAX



2.1.11.3 Spanningen gevelbuis minimale belasting



2.1.11.4 Spanningen gevelbuis maximale belasting



2.1.12 bestaande kolommen

Van Rossum Raadgevende Ingenieurs Amsterdam bv
TS/Kolomwapening

blad :118
Rel: 5.25c 15 mei 2014

Project : landdrost
Onderdeel : kolom B20
Dimensies : kN;m;rad (tenzij anders aangegeven)
Datum : 15/05/2014
Bestand : F:\Afstuderen\berekening kolommen\Kolom berekening symphonie B48 -1.klw

Toegepaste normen volgens TGB 1990

Beton NEN 6720:1995 A4:2007
NEN 6071:2001

Geometrie

Type constructie : Kolom Rechthoekig Enkel excentrisch belast
Kolomafmeting in X/Y (=b*h) [mm] : 700 * 700
Kolomhoogte [mm] : 8800
Bij BRAND
Kolomafmeting in X/Y (=b*h) [mm] : 700 * 700
Kolomhoogte [mm] : 8800
Belastingsschema : Geschoord (Tabel 27)
Kniklengtefactor X : 1.00
Pendelkolom : Nee

Belasting	BG1	BG2	BG3	Maatgevend BC
Omschrijving belastinggeval :				
Normaalkracht N' [kN]	10560.00	8000.00	0.00	10560.00
M boven X [kNm]	0.00	0.00	0.00	309.76
M midden X [kNm]	0.00	0.00	0.00	309.76
M onder X [kNm]	0.00	0.00	0.00	309.76
Belastingfactoren				
BC1 Fundamenteel :	1.00	0.00	0.00	Maatgevend X
BC2 Brand :	0.00	1.00	0.00	
Eis brandwerendheid in minuten :	30			

Beton en Wapening

Betonkwaliteit : C35/45 Dekking (min): 40 (35)
Grootste korrel [mm] : 31.5 Prefab : Ja
Milieu : XC2 Verlaging 5mm: Nee
Afwerking : 1:Controleerbaar.
Staalsoort : FeB 500 HWL Symm.wapening: 4-zijdig
Basiswapening [mm] : 4 ø25 Bijlegw. [mm] : ø25, 25
Beugels [mm] : ø12

Tussenresultaten	X-as	Y-as
Traagheidsmoment I [mm ⁴] :	2000833e4	
Vormfactor psi 7.6.3.3 :	1.00	
Reductiefactor rho 7.6.3.4 :	1.00	
Kniklengte lc 7.6.2.2 [mm] :	8800	
Alpha-n 7.6.2.1 :	0.75	
Lambda_h 7.6.2.2 :	12.57	
Eis mbt lambda_h 7.6.2.1 :	7.47	
Volstaat le orde toetsing? :	Nee	
Ksi 7.6.3.2 :	1.00	
Md reken [kNm] :	1219.75	
Nd reken [kN] :	10560.00	

Berekende gegevens	X-as	Y-as
Beginexcentriciteit e0 [mm] :	29.3 =min.	
Beginexcentriciteit e1 [mm] :	29.3	
Toeslagexcentriciteit ec [mm] :	51.2	
Totale excentriciteit e _t [mm] :	115.5	
Min. wapening detaillering [mm ²] :	402.1 = 8 ø8.0	
Totaal berekende wapening [mm ²] :	6551.9	
Maatgevende wapening [mm ²] :	6551.9	

Van Rossum Raadgevende Ingenieurs Amsterdam bv
TS/Kolomwapening

blad :119
Rel: 5.25c 15 mei 2014

Project : landdrost
Onderdeel : kolom B20

Tussenresultaten doorsnede X-as

Voorwaarde $\epsilon_{ps'b} = \epsilon_{ps'bu}$ op de vezel $y = -350.0$ mm

y [mm]	Wapening	Perc. [o/o]	A_s/A_p [mm ²]	$\Delta\epsilon$ [o/o]	σ_b [N/mm ²]	$\Delta\sigma_s$ [N/mm ²]
-285.5	3.708Ø25	100	1820.0	-3.142	-	-434.78
-222.1	0.742Ø25	100	364.0	-2.790	-	-434.78
-158.6	0.742Ø25	100	364.0	-2.437	-	-434.78
-350.0				-3.500	-27.00	-
-95.2	0.742Ø25	100	364.0	-2.085	-	-417.04
-31.7	0.742Ø25	100	364.0	-1.733	-	-346.60
31.7	0.742Ø25	100	364.0	-1.381	-	-276.15
95.2	0.742Ø25	100	364.0	-1.029	-	-205.70
158.6	0.742Ø25	100	364.0	-0.676	-	-135.26
222.1	0.742Ø25	100	364.0	-0.324	-	-64.81
285.5	3.708Ø25	100	1820.0	0.028	-	5.64

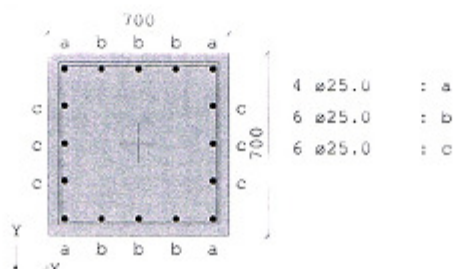
6551.9

Inwendige krachten

y [mm]	N_b [kN]	$N_s/\Delta N_p$ [kN]	Δy [mm]	N [kN]	$N \cdot \Delta y$ [kNm]
-285.5		-791.296	-285.5	-791.296	225.915
-222.1		-158.259	-222.1	-158.259	35.142
-158.6		-158.259	-158.6	-158.259	25.102
-104.8	-8936.266		-104.8	-8936.266	936.833
-95.2		-151.802	-95.2	-151.802	14.446
-31.7		-126.160	-31.7	-126.160	4.002
31.7		-100.517	31.7	-100.517	-3.189
95.2		-74.875	95.2	-74.875	-7.126
158.6		-49.233	158.6	-49.233	-7.809
222.1		-23.591	222.1	-23.591	-5.238
285.5		10.257	285.5	10.257	2.928
totaal inwendig				-10560.000	1221.007

Gevonden wapening basiswapening X-as Y-as
Bijlegcombinatie 1 7854 [mm²] : 4 Ø25.0 6 Ø25.0 6 Ø25.0

Grafische uitvoer bijlegcombinatie 1



Voor het berekenen van de kolommen in MatrixFrame is er vanuit gegaat dat iedere kolom op een vierpaalpoer staat. In werkelijkheid is dit niet zo. Hiervoor is gekozen omdat de kolommen tussen de stramien 6, 9, E en G niet duidelijk verdeeld zijn over de palen.

2.2 Restcapaciteit

2.2.1 Restcapaciteit wapening gevelbuis

Restcapaciteit wapening en beton

Aanwezige maximale druk kern deel ① $x = 11,59 \text{ N/mm}^2$ (druk)

Aanwezige maximale druk kern deel ① $y = 11,45 \text{ N/mm}^2$ (druk)

Aanwezige Minimale druk kern deel ① $x = 5,76 \text{ N/mm}^2$ (druk)

Aanwezige Minimale druk kern deel ① $y = 5,90 \text{ N/mm}^2$ (druk)

$$\sigma_{\text{druk}} = C35/45 = 23,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{trek}} = \frac{F_{yd}}{A_c} = \frac{2 \cdot 79 \cdot 435}{150 \cdot 450} = 1,02 \text{ N/mm}^2 \quad (\phi 10-150 \text{ mm})$$

$$\text{Rest druk } x = 23,3 - 11,59 = 11,71 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Rest druk } y = 23,3 - 11,45 = 11,85 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Rest trek } x = 5,76 + 1,02 = 6,78 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Rest trek } y = 5,90 + 1,02 = 6,92 \text{ N/mm}^2$$

Aanwezige maximale druk wanden deel ② $x = 12,69 \text{ N/mm}^2$ (druk)

Aanwezige maximale druk wanden deel ② $y = 12,41 \text{ N/mm}^2$ (druk)

Aanwezige Minimale druk wanden deel ② $x = 5,81 \text{ N/mm}^2$ (druk)

Aanwezige Minimale druk wanden deel ② $y = 6,09 \text{ N/mm}^2$ (druk)

$$\sigma_{\text{druk}} = C45/55 = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{trek}} = \frac{F_{yd}}{A_c} = \frac{2 \cdot 79 \cdot 435}{200 \cdot 250} = 1,37 \text{ N/mm}^2 \quad (\phi 10-200 \text{ mm})$$

$$\text{Rest druk } x = 30 - 12,69 = 17,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Rest druk } y = 30 - 12,41 = 17,59 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Rest trek } x = 5,81 + 1,37 = 7,18 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Rest trek } y = 6,09 + 1,37 = 7,46 \text{ N/mm}^2$$

Opneembare extra momenten

De rest in trek bij de restcapaciteit van de wapening, wordt omgezet naar een moment voor berekening van de uitkraging.

$$\sigma_{\text{trek } x \text{ ①}} = m_x / w_x \Rightarrow m_x = 6,78 \cdot 73,19 \cdot 10^9 = 496228 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{\text{trek } y \text{ ①}} = m_y / w_y \Rightarrow m_y = 6,92 \cdot 74,92 \cdot 10^9 = 518585 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{\text{trek } x \text{ ②}} = m_x / w_x \Rightarrow m_x = 7,18 \cdot 213,16 \cdot 10^9 = 1415382 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{\text{trek } y \text{ ②}} = m_y / w_y \Rightarrow m_y = 7,46 \cdot 230,78 \cdot 10^9 = 1615460 \text{ kNm}$$

De restcapaciteit bij de vervorming is bepaald met matrix, de gegevens van de uitkraging zijn hierin meegenomen en komen daarom later in het verslag terug.

De momenten in deel ① x en y blijven gelijk.

Opneembare extra normaalkracht

De rest in druk bij de restcapaciteit van het beton

$$\sigma_{\text{druk } x \text{ ①}} = F / A \Rightarrow F = 11,84 \cdot 12,46 \cdot 10^6 = 147526 \text{ kN} \downarrow$$

$$\sigma_{\text{druk } y \text{ ①}} = F / A \Rightarrow F = 11,72 \cdot 12,46 \cdot 10^6 = 146031 \text{ kN} \downarrow$$

$$\sigma_{\text{druk } x \text{ ②}} = F / A \Rightarrow F = 17,31 \cdot 11,87 \cdot 10^6 = 217340 \text{ kN} \downarrow$$

$$\sigma_{\text{druk } y \text{ ②}} = F / A \Rightarrow F = 17,59 \cdot 11,87 \cdot 10^6 = 215797 \text{ kN} \downarrow$$

De rest, opneembaar door de palen, bepaald met Excel.

$$\text{Druk kracht tgv normaalkracht} = 3300 - 2108 = 1192 \text{ kN}$$

$$\text{Trek kracht tgv moment } x = 900 \text{ kN} = 98600 \text{ kN}$$

$$\text{Trek kracht tgv moment } y = 851 \text{ kN} = 129400 \text{ kN}$$

2.2.2 Restcapaciteit kolommen in de gevel

Van Rossum Raadgevende Ingenieurs Amsterdam bv

blad :115

TS/Kolomwapening

Rel: 5.25c 15 mei 2014

Project : landdrost
Onderdeel : kolom B20
Dimensies : kN;m;rad (tenzij anders aangegeven)
Datum : 15/05/2014
Bestand : F:\Afstuderen\berekening kolommen\Kolom berekening
symphonie B48 -1 nieuwe belasting.klw

Toegepaste normen volgens TGB 1990

Beton NEN 6720:1995 A4:2007
NEN 6071:2001

Geometrie

Type constructie : Kolom Rechthoekig Enkel excentrisch belast
Kolomafmeting in X/Y (=b*h) [mm] : 700 * 700
Kolomhoogte [mm] : 8800
Bij BRAND
Kolomafmeting in X/Y (=b*h) [mm] : 700 * 700
Kolomhoogte [mm] : 8800
Belastingsschema : Geschoord (Tabel 27)
Kniklengtefactor X : 1.00
Pendelkolom : Nee

Belasting	BG1	BG2	BG3	Maatgevend BC
Omschrijving belastinggeval				
Normaalkracht N' [kN]	10900.00	8000.00	0.00	10900.00
M boven X [kNm]	0.00	0.00	0.00	319.73
M midden X [kNm]	0.00	0.00	0.00	319.73
M onder X [kNm]	0.00	0.00	0.00	319.73
Belastingfactoren				
BC1 Fundamenteel	1.00	0.00	0.00	Maatgevend X
BC2 Brand	0.00	1.00	0.00	
Eis brandwerendheid in minuten	30			

Beton en Wapening

Betonkwaliteit	: C35/45	Dekking (min):	40 (35)
Grootste korrel [mm]	31.5	Prefab	Ja
Milieu	: XC2	Verlaging 5mm:	Nee
Afwerking	: 1:Controleerbaar.		
Staalsoort	: FeB 500 HWL	Symm.wapening:	4-zijdig
Basiswapening [mm]	4 ø25	Bijlegw. [mm]	ø25, 25
Beugels [mm]	ø12		

Tussenresultaten

	X-as	Y-as
Traagheidsmoment I [mm ⁴]	2000833e4	
Vormfactor psi 7.6.3.3	1.00	
Reductiefactor rho 7.6.3.4	1.00	
Kniklengte lc 7.6.2.2 [mm]	8800	
Alpha-n 7.6.2.1	0.78	
Lambda_h 7.6.2.2	12.57	
Eis mbt lambda_h 7.6.2.1	7.23	
Volstaat le orde toetsing?	Nee	
Ksi 7.6.3.2	1.00	
Md reken [kNm]	1259.03	
Nd reken [kN]	10900.00	

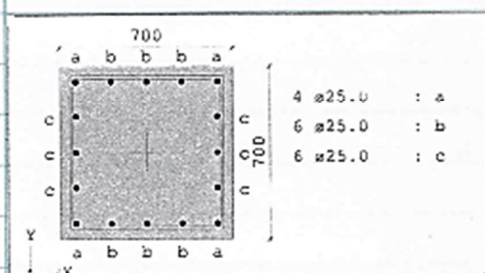
Berekende gegevens

	X-as	Y-as
Beginexcentriciteit e0 [mm]	29.3 =min.	
Beginexcentriciteit e1 [mm]	29.3	
Toeslagexcentriciteit ec [mm]	51.2	
Totale excentriciteit e _t [mm]	115.5	
Min. wapening detaillering [mm ²]	402.1 = 8 ø8.0	
Totaal berekende wapening [mm ²]	7729.8	
Maatgevende wapening [mm ²]	7729.8	

De rest, opneembaar door de kolommen.

Op blz. is gesteld dat de kolom 80 % van de vier-paals poer op moet kunnen nemen. Dit is totaal $4 \cdot 3300 = 13200 \text{ kN} \cdot 80\% = 10560 \text{ kN}$

Met de rekensoftware Technosoftware / Kolomwapening is berekend dat 7854 mm^2 aanwezig is aan betonstaal in de kolom, voor opname van 10560 kN .



De maximale kolomkracht ligt op 10900 kN , hiervoor is de berekende wapening $7730 \text{ mm}^2 \leq 7854 \text{ mm}^2$. blz +

De rest opneembaar door de vier-paals poer

$$4 \cdot 3300 = 13200 \text{ kN}$$

$$13200 - 10560 = 2640 \text{ kN}$$

2.2.3 Restcapaciteit funderingspalen onder de gevelbuis

Minimale en maximale paalkracht.

De palen in het palen plan onder de kern staan erg verspreid, zie blz + . Om dit te vergemakkelijken zijn de palen in gelijke reijen gezet. Dit geeft een klein verschil met de werkelijkheid.

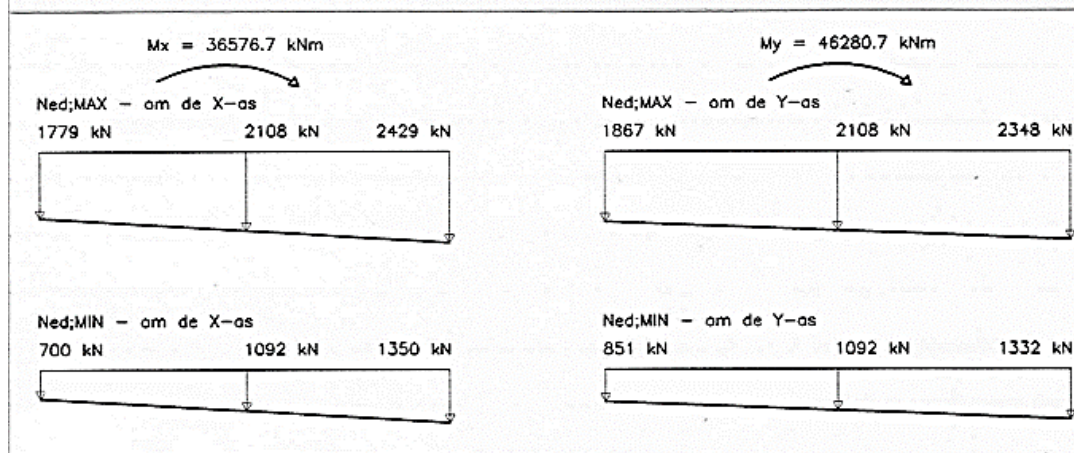
Palen plan volgens blz.

De krachten in de palen zijn berekend dmv Excel.
Het palenplan is hiervoor opgedeeld in vier delen namelijk

- Moment om de x-as (druk kracht -)
- Moment om de x-as (trek kracht +)
- Moment om de y-as (druk kracht -)
- Moment om de y-as (trek kracht +)

De uitkomsten van de reactiekrachten per paal staan op blz + .

De uitkomsten van maximale en minimale paalkracht



2.2.3.1 Restcapaciteit palen

Paalkracht berekening																
X-as REST																
Moment tov midden																
Som ($\frac{1}{2} \cdot x_1 + F_2 \cdot x_2 + F_3 \cdot x_3 + F_4 \cdot x_4 + \dots + F_n \cdot x_n$)																
$F_2 = x_2/x_1 \cdot F_1$																
$F_3 = x_3/x_1 \cdot F_1$																
$F_4 = x_4/x_1 \cdot F_1$																
$F_5 = x_5/x_1 \cdot F_1$																
Moment																
$F_n = x_n/x_1 \cdot F_1$																
F																
ϵ																
M																
Paalbelasting																
Y-as REST																
Moment tov midden																
Som ($\frac{1}{2} \cdot x_1 + F_2 \cdot x_2 + F_3 \cdot x_3 + F_4 \cdot x_4 + \dots + F_n \cdot x_n$)																
$F_2 = x_2/x_1 \cdot F_1$																
$F_3 = x_3/x_1 \cdot F_1$																
$F_4 = x_4/x_1 \cdot F_1$																
$F_5 = x_5/x_1 \cdot F_1$																
Moment																
$F_n = x_n/x_1 \cdot F_1$																
F																
ϵ																
M																
Paalbelasting																

2.3 De uitkraging berekeningen

2.3.1 Gewicht van de uitkraging

2.3.1.1 Gewicht uitkraging 2 verdiepingen per m¹

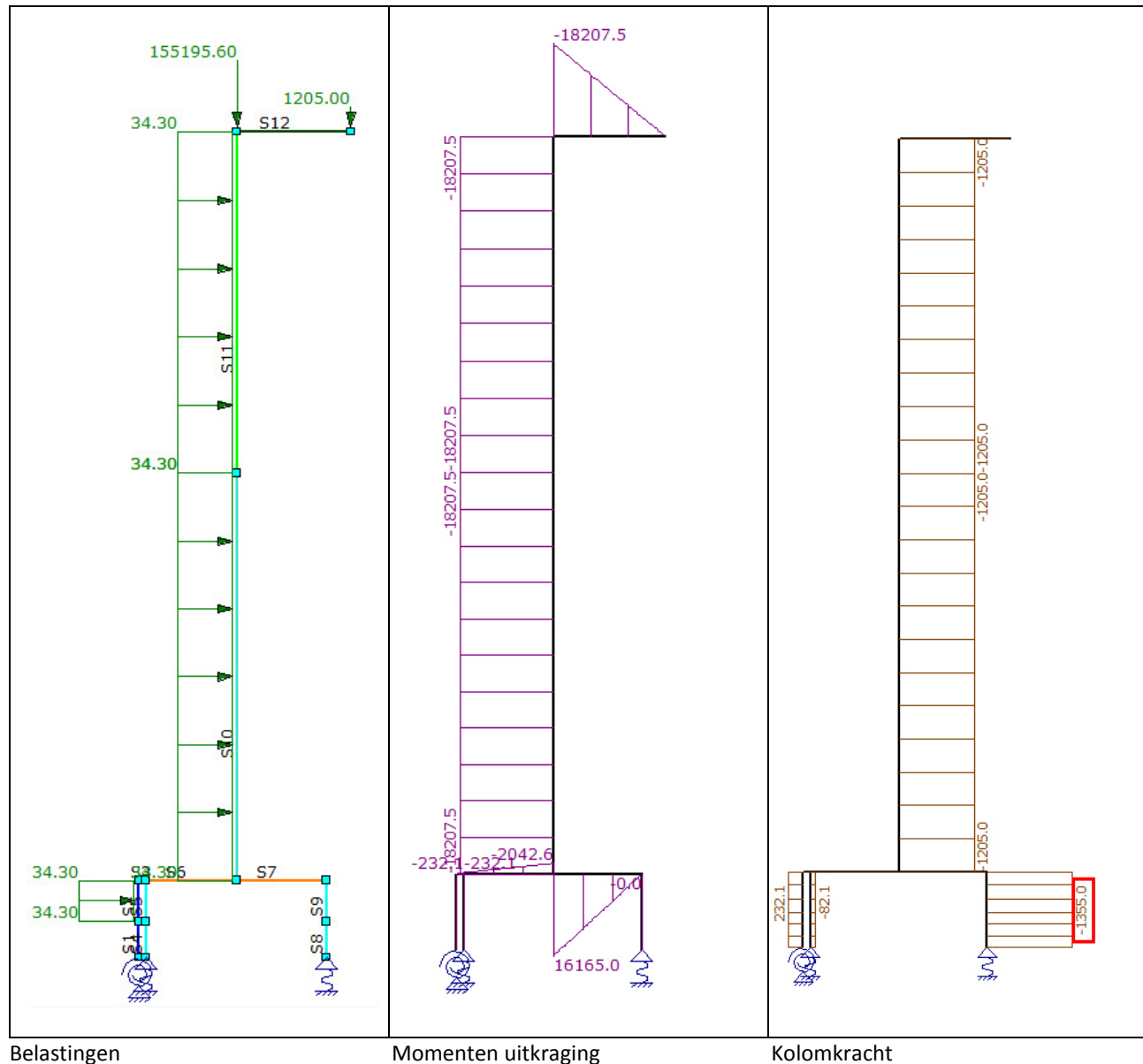
Belastingenschema <u>alleen uitkraging 2 verdiepingen per m¹</u>									
Permanente belasting									
				Aantal	Lengte	Breedte		kN/m²	Totaal

2.3.1.2 Gewicht uitkraging 6 verdiepingen per m¹

Belastingschema <u>alleen uitkraging</u> 6 verdiepingen per m ¹									
Permanente belasting									
			Aantal	Lengte	Breedte		kN/m ²	Totaal	
Uitkragende vloeren			7	1,00	18,54		3,02	391,9356	kN
Staalskelet			7	1,00	18,54		0,25	32,445	kN
Afwerklaag			6	1,00	18,54		1,20	133,488	kN
Lichte scheidingswanden			6	1,00	18,54		0,80	88,992	kN
Totaal							G	646,8606	kN
Opgelegde belastingen									
			Aantal	Lengte	Breedte	kN/m ²	ψ0	Totaal met ψ0	
Kantoorfunctie Q;mom t.h.v. uitkraging			6	1,00	18,54	2,50	0,70	195	kN
Kantoorfunctie Q;vol t.h.v. uitkraging			6	1,00	18,54	2,50	1,00	278	kN
Dak Q;mom			1	1,00	18,54	1,00	0,00	0	kN
Sneeuw			1	1,00	18,54	0,56	0,00	0	kN
							Q;vol*	278,1	kN
							Q;mom-t*	195	kN
* Q;vol = 2 verdiepingen volledig veranderlijk belast									
* Q;mom-t = alle verdiepingen momentaan ψ0									
ψ0 uit Eurocode 0 - 2011									
Belastingcombinaties <u>alleen uitkraging</u>									
<u>Belastingcombinatie 1 = 1,2 x G + 1,5 x Q;vol</u>									
1,2	646,9	+	1,50	278					
Belastingcombinatie 1 Ned;max			1193,4 kN		<- maatgevend				
<u>Belastingcombinatie 2 = 1,35 x G + 1,5 x Q;mom-t</u>									
1,35	646,9	+	1,50	195					
Belastingcombinatie 2 Ned;max			1165,3 kN						
<u>Belastingcombinatie 3 = 1,0 x G + 1,0 x Q;vol</u>									
1	646,9	+	1,00	278					
Belastingcombinatie 3 Ned;min			925,0 kN		<- maatgevend				

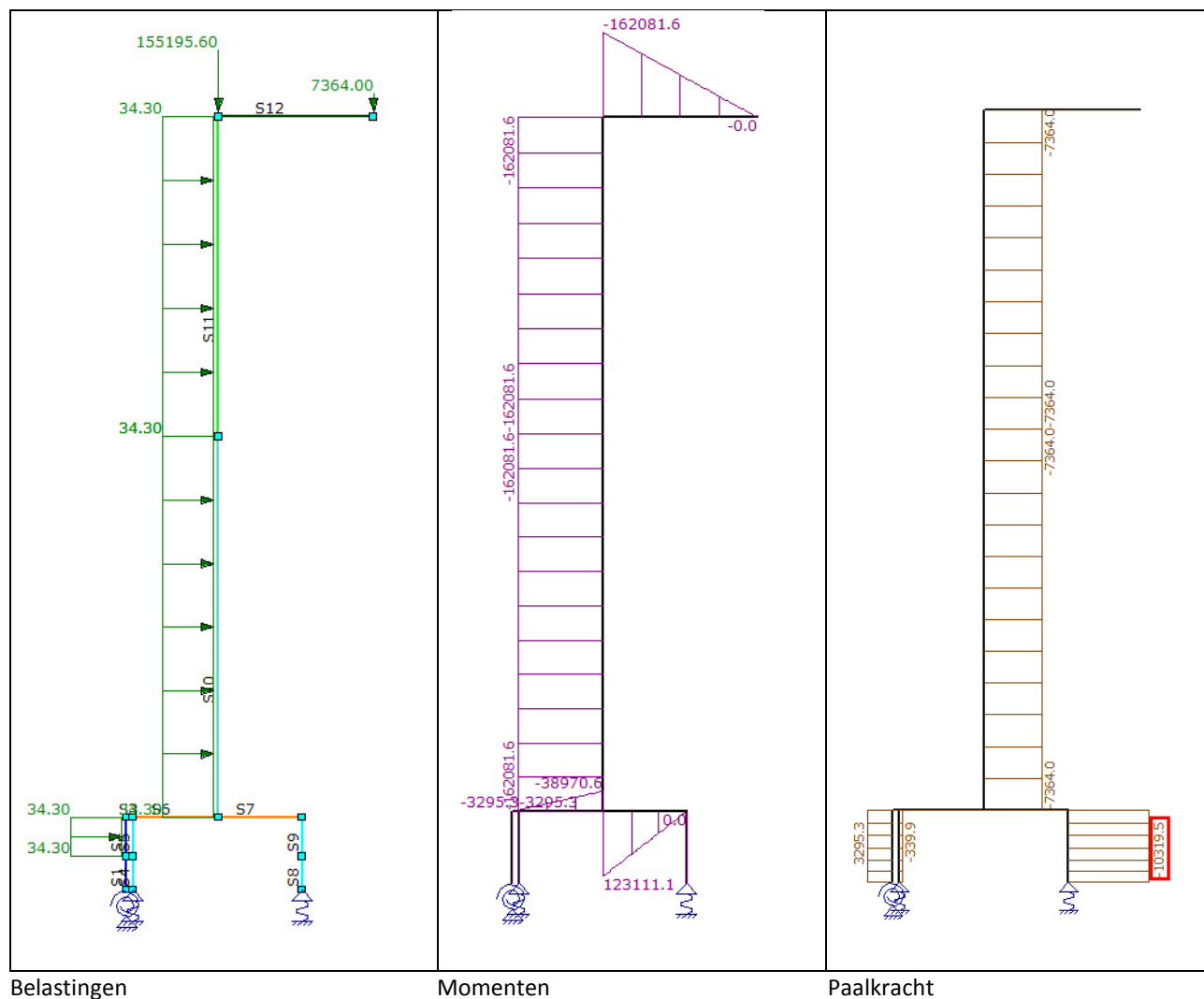
2.3.2 Matrix berekening 2 verdiepingen

2.3.2.1 Maximale kolomkracht



In bijlage B op blz. 82 is berekend dat de restcapaciteit voor de 4 kolommen op as G totaal $10900 \text{ kN} - 10560 \text{ kN} = 340 \text{ kN}$ is per kolom. Voor de gehele rij kolommen is dit 1360 kN . Dit betekent dus dat de uitkraging een normaalkracht van maximaal 1360 kN mag genereren. Bij een uitkraging van twee verdiepingen met een diepte van 5,65 meter wordt een moment gegenereerd van $18207,5 \text{ kNm}$ wat een reactiekracht in de kolommen levert van 1355 kN .

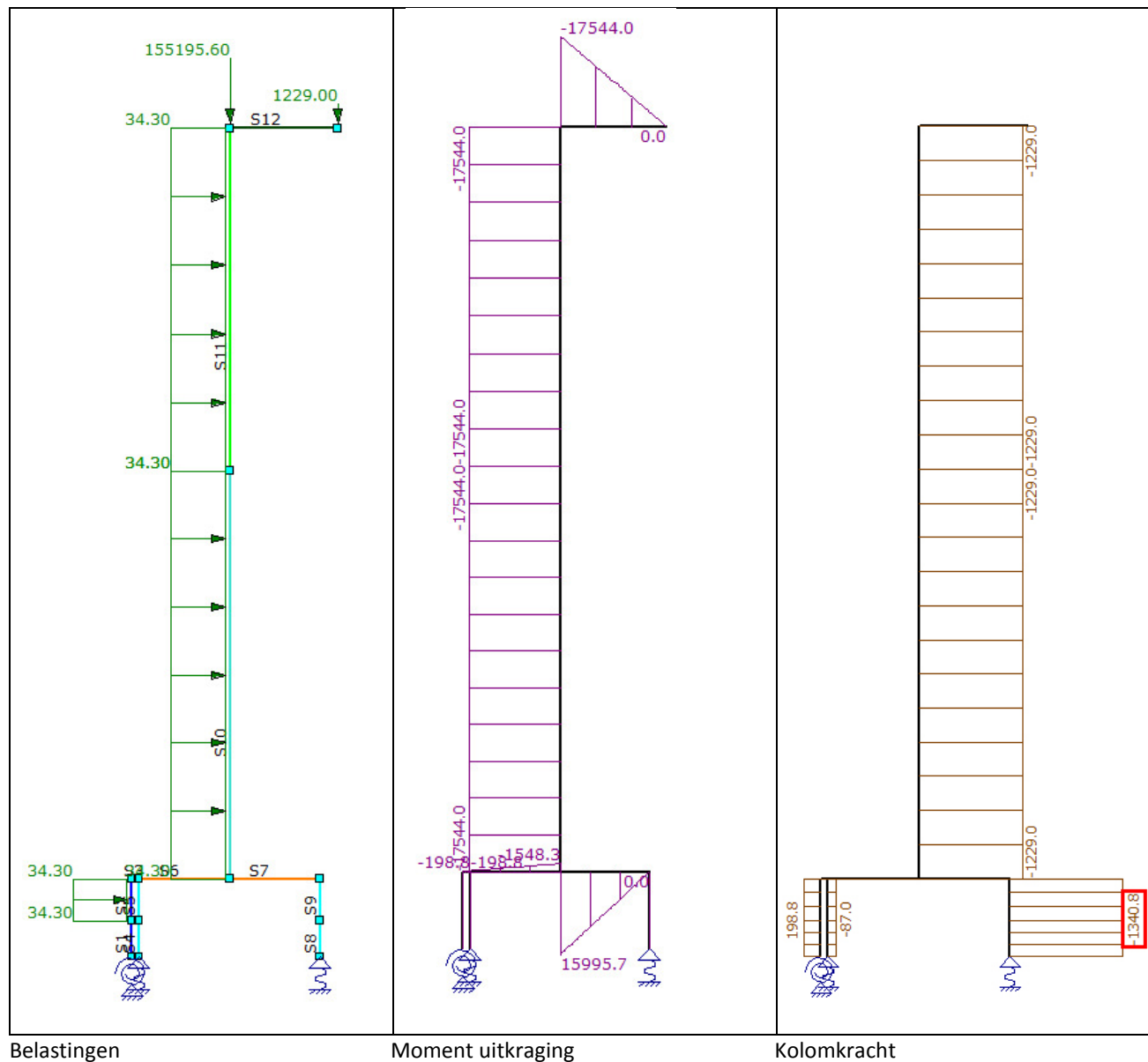
2.3.2.2 Maximale paalkracht



In bijlage B op blz. 82 is berekend dat de restcapaciteit voor de 4 kolompoeren (vierpaalspoeren) op as G totaal 4 palen maal 3300 kN per paal is 13200 kN is per poer. De kolom heeft een kracht in zich van 10560 kN. Per poer is er dus een restcapaciteit van $13200 \text{ kN} - 10560 \text{ kN} = 2640 \text{ kN}$. Voor de gehele rij poeren is dit 10560 kN. Dit betekent dus dat de uitkraging een normaalkracht van maximaal 10560 kN mag genereren. Bij een uitkraging van twee verdiepingen met een diepte van 19,45 meter wordt een moment gegenereerd van 162081,6 kNm wat een reactiekracht in de kolommen levert van 10319,5 kN.

2.3.3 Matrix berekening 6 verdiepingen

2.3.3.1 Maximale kolomkracht



In bijlage B op blz. 82 is berekend dat de restcapaciteit voor de 4 kolommen op as G totaal $10900 \text{ kN} - 10560 \text{ kN} = 340 \text{ kN}$ is per kolom. Voor de gehele rij kolommen is dit 1360 kN . Dit betekent dus dat de uitkraging een normaalkracht van maximaal 1360 kN mag genereren. Bij een uitkraging van zes verdiepingen met een diepte van 3,98 meter wordt een moment gegenereerd van 17544 kNm wat een reactiekracht in de kolommen levert van $1340,8 \text{ kN}$.

2.3.4 Kolomverbreding

Aanpassen benodigde kolom vergroten.

Gesteld is dat alle huidige belasting kan worden opgenomen met een 700×700 mm kolom en dan nog 20% rest over heeft.

Igv uitkraging 10519 kN extra opnemen over 4 kolommen.

Huidige bel. = $4 \cdot 3300 \cdot 80\% = 10560$ kN.

Rest bel. = $10900 - 10560 = 340$ kN

Nieuw (toegevoegde belasting) = $10519 \text{ kN} / 4 = 2630 \text{ kN p/k.}$

Door vergrootte kolom op te nemen = $2630 - 340 = 2290 \text{ kN.}$

$\Rightarrow 435 \text{ mm per kant.}$

Voor berekening max. kracht uit 2- of 6 verd. uitkraging.

2.3.5 Toetsing x-richting

Windkracht x-richting

$$\begin{aligned} \text{Oppervlakte} &= 3,11 \cdot 6 = 18,66 \text{ m' hoog} \\ &\quad 7,25 \text{ m' breed} \\ &18,66 \cdot 7,25 \text{ m'} = 135,3 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Voor de equivalente windlast is $43,4 \text{ kN/m'}$ aangehouden.
De breedte van het gebouw is daar $27,54 \text{ m'}$. Ofwel, per
 m' gebouw $= 43,4 \text{ kN/m'} / 27,54 = 1,58 \text{ kN/m}^2$ aangehouden.

$$\text{Windkracht} = 135,3 \text{ m}^2 \cdot 1,58 \text{ kN/m}^2 = 213,8 \text{ kN}.$$

Hoogte aangrijpingspunt windkracht uitkraging =
 $\pm 95000 \text{ mm} = 95 \text{ m}$. (iets hoger aangenomen dan werkelijke)

$$M = F \cdot e = 213,8 \cdot 95 = 20311 \text{ kNm}.$$

Gezien in de basis berekening de max vervorming
van 210 mm al wordt bereikt, moet het volledige
moment worden opgenomen met plakwapening.

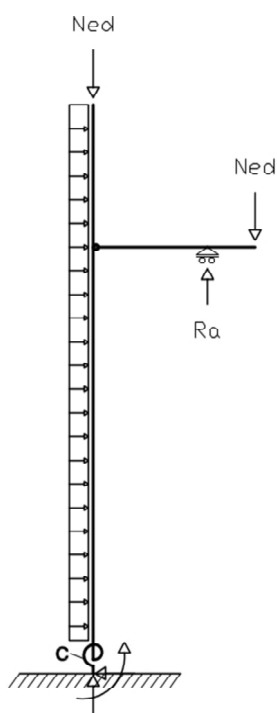
$$A = \frac{M_{ed}}{\sigma_{yk} \cdot \sigma_{yk} \cdot E_s \cdot E_s} = \frac{20311 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{0,9 \cdot 10778 \cdot 0,5 \cdot 21 \cdot 10^5} = 20 \text{ mm}^2.$$

3 Bijlage

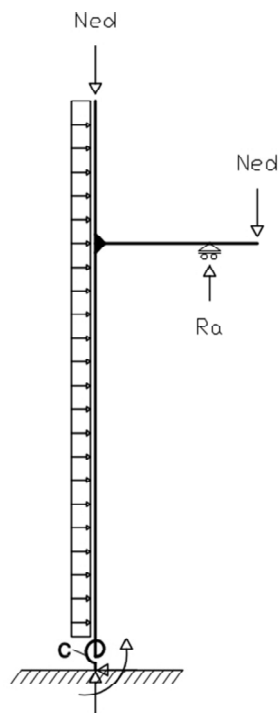
3.1 Stappenplan casusonderzoek

Stap 1: Gegevens project analyseren

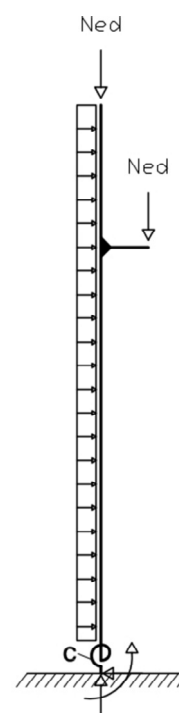
- Bestaande berekeningen analyseren en aanvullen waar nodig met benaderingen;
- Bepalen welk stabiliteitssysteem van toepassing is op het project (onderstaande afbeeldingen geven de systemen weer):
 - Systeem 2 (stabiliteitssysteem kern): uitkragende balk vanuit het stabiliteitssysteem welke over een gevelkolom naar buiten loopt en scharnierend is verbonden met de kern;
 - Systeem 3 (stabiliteitssysteem kern): momentvaste (verdiepingshoge) wanden of vakwerken die de trek- en drukkracht afvoeren naar het stabiliteitssysteem en zich af steunt op de gevelkolommen;
 - Systeem 5 (stabiliteitssysteem wanden/gevelbuis): momentvaste (verdiepingshoge) wanden of vakwerken die de trek- en drukkracht direct afvoeren in de wanden van het stabiliteit systeem.



SYSTEEM 2



SYSTEEM 3



SYSTEEM 5

Stap 2: Restcapaciteit spanningen in kern en wanden

- De wapening in de wand bepalen en bepalen in hoeverre deze is over gedimensioneerd.

Met onderstaande berekening wordt de resterende trekspanning in de kernwand berekend.

Aan de Rand van deze kracht wordt een moment berekend.

Aanwezige wapening a_1

Benodigde wapening a_2

Rest wapening $= a_1 - a_2 = a_{rest}$

Opneembare kracht $= f_{yd} \times a_{rest} = N$

Nieuwe spanning $= \frac{N}{b \times x \times 0,5} = \sigma$

b = breedte van de wand

x = lengte van het trekdeel in de spanningsdoorsnede

Nieuw extra opneembaar moment

$$\sigma \times W = M$$

W = weerstandmoment

Stap 3: Restcapaciteit vervorming

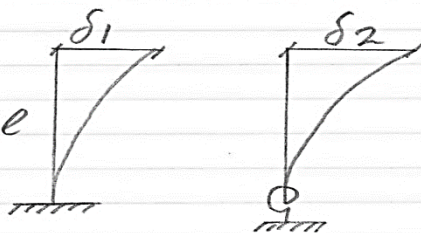
- Bestaande vervorming analyseren in de x- en de y-richting:
 - Berekenen van de uitkraging kan door middel van handberekeningen, bij het berekenen van de vervorming moet Ned;min gebruikt worden;
 - Het systeem kan ook ingevoerd worden in een rekenprogramma, bij het berekenen van de vervorming moet Ned;min gebruikt worden;

Berekening restcapaciteit uitbuiging

total rest berekenen = δ totaal

2 uitbuigingen

$$(\delta_1 + \delta_2) = \delta \text{ totaal}$$



Formules voor δ_1 en δ_2

$$\delta_1 = \frac{q \times l^4}{8EI}$$

$$\delta_2 = \frac{\frac{1}{2} q \times l^3}{C}$$

uitgewerkt

$$\delta_1 = \frac{\frac{2m}{l^2} \times l^4}{8EI} \Rightarrow \frac{1}{4} \frac{ml^2}{EI}$$

$$\delta_2 = \frac{\frac{1}{2} \times 2m \times l^3}{\frac{l^2}{\frac{M}{4}}} \Rightarrow \frac{M \times l}{\frac{M}{4}} \Rightarrow 4 \times l$$

$$(\delta_1 + \delta_2) = \frac{M \times l^2}{4EI} + \frac{M}{C} \times l$$

$$\delta_{\text{totaal}} = M \left(\frac{l^2}{4EI} + \frac{l}{C} \right)$$

$$M = \left(\frac{l^2}{4EI} + \frac{l}{C} \right) = \text{moment wat kan worden toegevoegd}$$

De restcapaciteit is het maximaal berekende moment minus alle bestaande momenten.

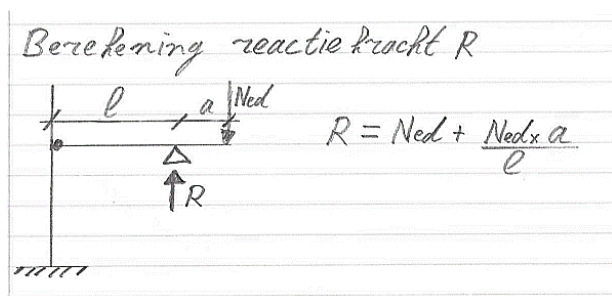
- De eis voor de berekening van de vervorming is 1/500 van de hoogte volgens Eurocode 0 (NEN-EN 1990-1-1 Art. 1.4.3).

Stap 4: Restcapaciteit kolommen in de gevel-as van de uitkraging

- Analyseren wat de maximale drukkracht van de funderingspalen onder de kolommen in de as van de uitkraging. Het verschil tussen de bestaande belasting en de restcapaciteit is de kracht die kan worden toegevoegd.
 - Omdat in de kolommen alleen normaalkrachten worden opgenomen (pendelkolommen) worden de palen onder de kolommen alleen op druk berekend.
- In sommige gevallen worden de wanden of gevelbuis ook opgevangen door kolommen, in dat geval wordt dezelfde aanpak gebruikt als hierboven beschreven.

Onderzoeken wat de maximale druk is van de kolommen in de gevel-as waar de uitkraging aan gemaakt wordt. Het verschil tussen de bestaande kolomkracht en de maximale drukkracht is de restcapaciteit.

- De optredende drukkracht kan voor systeem 2 berekend worden met de volgende formule:
- Voor systeem 3 moet dit met een matrix omdat dit systeem statisch onbepaald is.



- Wanneer de druk op de kolom wordt overschreden, zijn er twee opties:
 - Of de uitkraging moet verkleint worden;
 - Of de kolom moet worden vergroot.

Stap 5: Restcapaciteit funderingspalen

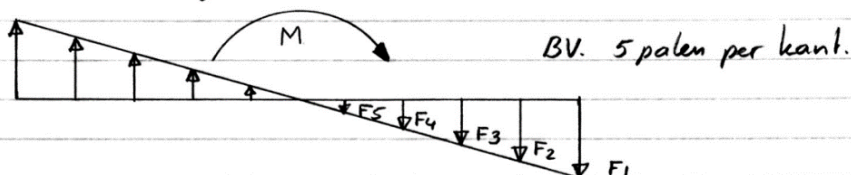
- Analyseren wat de maximale trek (of minimale druk) is in de funderingspalen;
- Analyseren wat de maximale druk is in de funderingspalen;
- Het verschil tussen de aanwezige druk-/trekkracht en de maximale opneembare kracht is de restcapaciteit die kan worden toegevoegd.
- Voor berekening van de paalkrachten (ten gevolge van het moment op de kern of gevelbuis, kan berekend worden met de onderstaande formule. Voor berekening van de maximale en minimale drukkracht (recht naar beneden) wordt de minimale- en maximale kracht gedeeld op het aantal palen.

Paalkrachten.

Met de normaalkrachten $N_{ed;max}$ en $N_{ed;min}$ wordt de minimale- en maximale paalkracht uitgerekend. Net als bij de spanningen worden hier de moment-krachten bij opgeteld en afgetrokken.

Paalkracht t.g.v. $N_{ed;max}$ en $N_{ed;min}$ is de reactiekracht ter hoogte van de fundering (uit software reken programma)

Paalkracht t.g.v. moment:



Formule:

$$M = F_1 \cdot 5x + F_2 \cdot 4x + F_3 \cdot 3x + F_4 \cdot 2x + F_5 \cdot 1x$$

Verhoudingen

$$\frac{F_2}{F_1} = \frac{4x}{5x} \Rightarrow F_2 = F_1 \cdot \frac{4}{5}$$

$$\frac{F_3}{F_1} = \frac{3x}{5x} \Rightarrow F_3 = F_1 \cdot \frac{3}{5}$$

Enzovoorts

$$M = 2 \cdot \left(\text{op. } F_1 \cdot \frac{5 \cdot 5x}{5} + \text{op. } F_1 \cdot \frac{4 \cdot 4x}{5} + \text{op. } F_1 \cdot \frac{3 \cdot 3x}{5} + \text{op. } F_1 \cdot \frac{2 \cdot 2x}{5} + \text{op. } F_1 \cdot \frac{1 \cdot 1x}{5} \right)$$

$$M = 2 \cdot F_1 \cdot x \cdot \left(\text{op. } \frac{25}{5} + \text{op. } \frac{16}{5} + \text{op. } \frac{9}{5} + \text{op. } \frac{4}{5} + \text{op. } \frac{2}{5} \right)$$

op = aantal palen per rij

Stap 6: Uitkragingen ontwerpen bij de restcapaciteiten

Nu de restcapaciteiten bekend zijn, kan de maximale uitkraging per restcapaciteit berekend worden. Voor het toetsen van de invloed op het bestaande gebouw zijn twee verschillende uitkragingen onderzocht. Eén met twee verdiepingen en één met zes verdiepingen. De variabele in de berekeningen is de lengte van de uitkraging.

Stap 7: Berekening hoeveelheid benodigde plakwapening

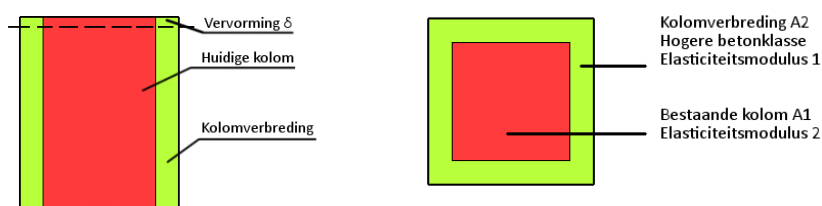
Wanneer meer moment (trekkracht) wordt toegevoegd dan de wapening in de kern of wanden-gevelbuis aan kan, kan deze worden opgenomen in plakwapening tegen te kern of wanden/gevelbuis. De hoeveelheid kan berekend worden met:

$$A = \frac{\text{Verschil Med}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \text{mm}^2 \text{aan plakwapening}$$

Stap 8: Berekening vergroting kolommen

De kolomverbreiding bestaat uit het toevoegen van een extra laag beton om de bestaande kolom heen, zie figuur 3-1. De kolomverbreiding is gebaseerd op de verhoudingen tussen de elasticiteitsmodulussen van de materialen, zie figuur 3-2. Zoals al eerder in de afbakening is behandeld zijn de wapening en de kniklengte buiten beschouwing gelaten.

De bestaande kolom heeft al een normaalkracht in zich. De restcapaciteit die zich nog in de bestaande kolom bevindt moet worden berekend. De nieuwe belasting ten gevolge van de uitkraging die wordt toegevoegd geeft een extra normaalkracht. Aan de hand van deze waarde kan de dikte en betonsterkteklasse van de kolomverbreiding bepaald worden.



figuur 3-1 (links); Vervorming van de kolom en kolomvergroting; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

figuur 3-2 (rechts); Oppervlakte en elasticiteitsmodulus kolom en kolomvergroting; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

De nieuwe belasting geeft een toename van de indrukking van de kolom tot gevolg. Deze indrukking of verplaatsing δ is voor de huidige kolom en de nieuwe buitenschil gelijk. Hiervoor geldt de regel, hoe sterker en groter de buitenschil is, hoe meer belasting de buitenschil kan opnemen.

De huidige kolom en nieuwe buitenschil hebben beiden hun eigen elasticiteitsmodulus. De verhouding hiertussen bepaald de krachtsverdeling.

De formule voor de indrukking δ is als volgt:

$$\delta = \frac{N_1 \cdot L}{E_1 \cdot A_1} = \frac{N_2 \cdot L}{E_2 \cdot A_2}$$

- δ : de verplaatsing of indrukking van de kolom.
- N_1 : het deel van de nieuwe kracht wat door de buitenschil wordt opgenomen.
- N_2 : het deel van de nieuwe kracht wat door de huidige kolom wordt opgenomen.
- E_1 : elasticiteitsmodulus van de buiten schil.
- E_2 : elasticiteitsmodulus van de huidige kolom.
- A_1 : de oppervlakte van de buiten schil.
- A_2 : de oppervlakte van de huidige kolom.
- L : de lengte maar deze vervalt in de berekening en is dus verder niet van belang.

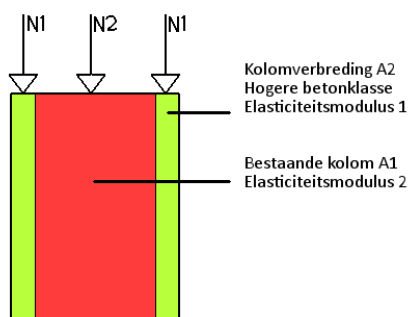
Het tweede deel van de berekening is de verdeling van de nieuwe kracht ΔN over de huidige kolom en de buitenschil en is als volgt:

$$\Delta N = N_1 + N_2$$

ΔN : de totale nieuwe belasting ten gevolge van de uitkraging die op de kolom komt.

N_1 & N_2 : de verhouding van de krachten verdeeld in binnen en buitenschil.

Door deze twee formules aan elkaar gelijk te stellen, en met de bekende ΔN , kunnen N_1 & N_2 worden berekend, zie figuur 3-3.



figuur 3-3; Belasting op de kolom en kolomvergroting; afbeelding door de auteurs; juni 2014.

Stap 9: Berekening extra benodigde palen

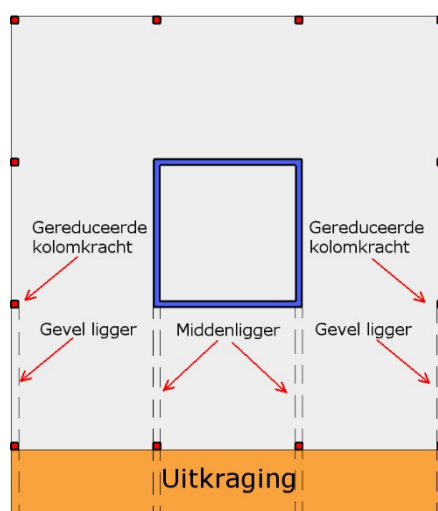
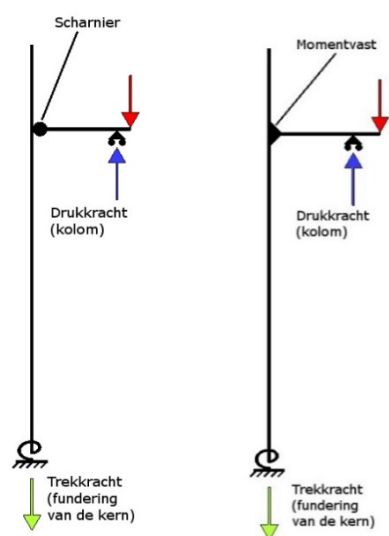
- Wanneer de afmeting van de uitkraging gekozen is, moet de windkracht op het zijvlak van de uitkraging berekend worden. Deze geeft een extra moment (F is de windkracht op de gevel, de excentriciteit is de afstand van de fundering tot aan het aangrijppingspunt van de windlast) welke gecontroleerd moet worden. Mogelijk ontstaat er een trekkracht in de palen of kan de wapening in de kern, wanden of gevelbuis dit niet aan. Met de besproken aanpassingsmethoden kunnen de betreffende onderdelen worden aangepast.

Stap 10: Berekening van de windbelasting op de zijgevel van de uitkraging

De gekozen uitkraging zorgt voor een moment in de andere richting door de wind die op het zijvlak van de uitkraging waait. De hoogte waar de uitkraging begint is van belang, hoe hoger de uitkraging hoe hoger het moment.

Stap 11 Opwapeffect

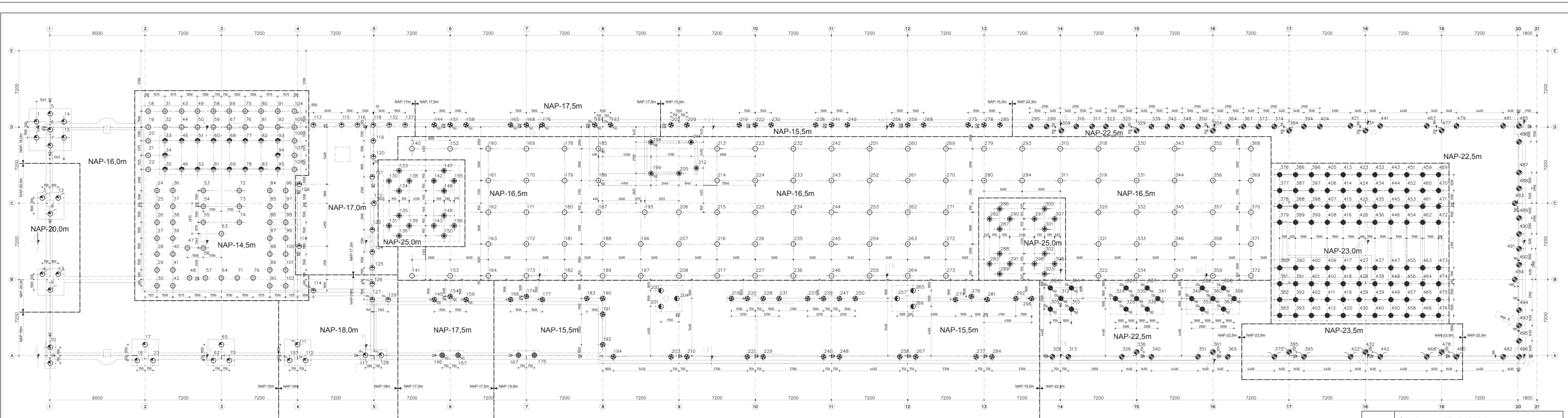
De uitkraging geeft als gevolg dat er omhoogwerkende krachten in de kern en kolommen ontstaan. Er moet worden berekend wat voor omhoogwerkende krachten de kern en de kolommen te verwerken krijgen. Hoe groter de uitkraging hoe meer trekkracht er ontstaat in de elementen.



3.2 Tekeningen

3.2.1 Landdrost

3.2.2 Symphony



--- Grens tussen verschillende inehdieptes.

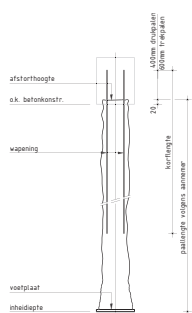
vibropalen
beton **staal**
betonkwaliteit: C28/35 wapening volgens berekening leverancier
milieuklasse: JA2 korf lengte min.
consistentiegebied: S3

helmachine: n.i.b.
maaiveld tijdens heien: NAP-4,5m
peil: NAP-3,3m

type	afmeting	voetplaat	inheidiepte (in m)	o.k. betonconstructie	paalbel.	aantal
1	456mm	560mm	NAP-16,5m	NAP-6,63m	~300 kN	94
2	456mm	560mm	NAP-16,5m	NAP-7,13m	~300 kN	2
3	456mm	560mm	NAP-16,5m	NAP-6,63m	~1500 kN	3
4	456mm	560mm	NAP-16,5m	NAP-7,13m	~1500 kN	2
5	456mm	560mm	NAP-15,5m	NAP-6,63m	1500 kN	45
6	456mm	560mm	NAP-17,5m	NAP-6,63m	1500 kN	9
7	456mm	560mm	NAP-17,5m	NAP-7,13m	1500 kN	2
8	456mm	560mm	NAP-15,5m	NAP-7,63m	1500 kN	6
9	456mm	560mm	NAP-15,5m	NAP-4,32m	1500 kN	2
10	456mm	560mm	NAP-17,5m	NAP-4,32m	1500 kN	2
11	456mm	560mm	NAP-14,5m	NAP-4,94m	1500 kN	68
12	456mm	560mm	NAP-14,5m	NAP-5,15m	2000 kN	18
13	456mm	560mm	NAP-17,0m	NAP-6,63m	2000 kN	15
14	456mm	560mm	NAP-18,0m	NAP-6,63m	2000 kN	4
15	456mm	560mm	NAP-16,0m	NAP-5,22m	2000 kN	15
16	456mm	560mm	NAP-20,0m	NAP-5,22m	2000 kN	6
17	456mm	560mm	NAP-18,0m	NAP-5,22m	2000 kN	5
18	456mm	560mm	NAP-23,0m	NAP-7,63m	1650 kN	88
19	456mm	560mm	NAP-22,5m	NAP-7,63m	2500 kN	19
20	456mm	560mm	NAP-22,5m	NAP-6,63m	2500 kN	50
21	456mm	560mm	NAP-23,5m	NAP-6,63m	2500 kN	9
22	456mm	560mm	NAP-25,0m	NAP-7,63m	~500 kN 1500 kN	32

Palen L.b.v. kraanpoer

Totaal: 496



Algemeen detail paal
In de grond gemaakte palen (VIBRO)



van E 07-04-2009 Liv m. omvallen heistelling, positie paal 493 gewijzigd.
van D 25-03-2009 Palen L.b.v. OAT seider (Palen 184, 185, 186, 187, 193, 195, 198 en 199)
van C 12-12-2008 Inheidiepte overzicht
van B 14-11-2008 Opmerking BWT verwerkt toevoeging maatvoering
van A 19-09-2008 Definitief

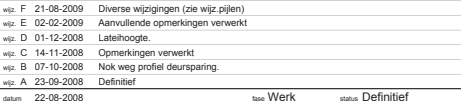
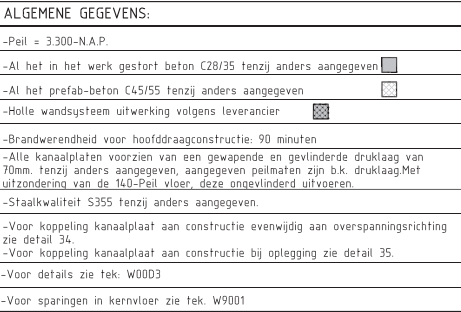
datum 22-08-2008

naam Werk

status Definitief

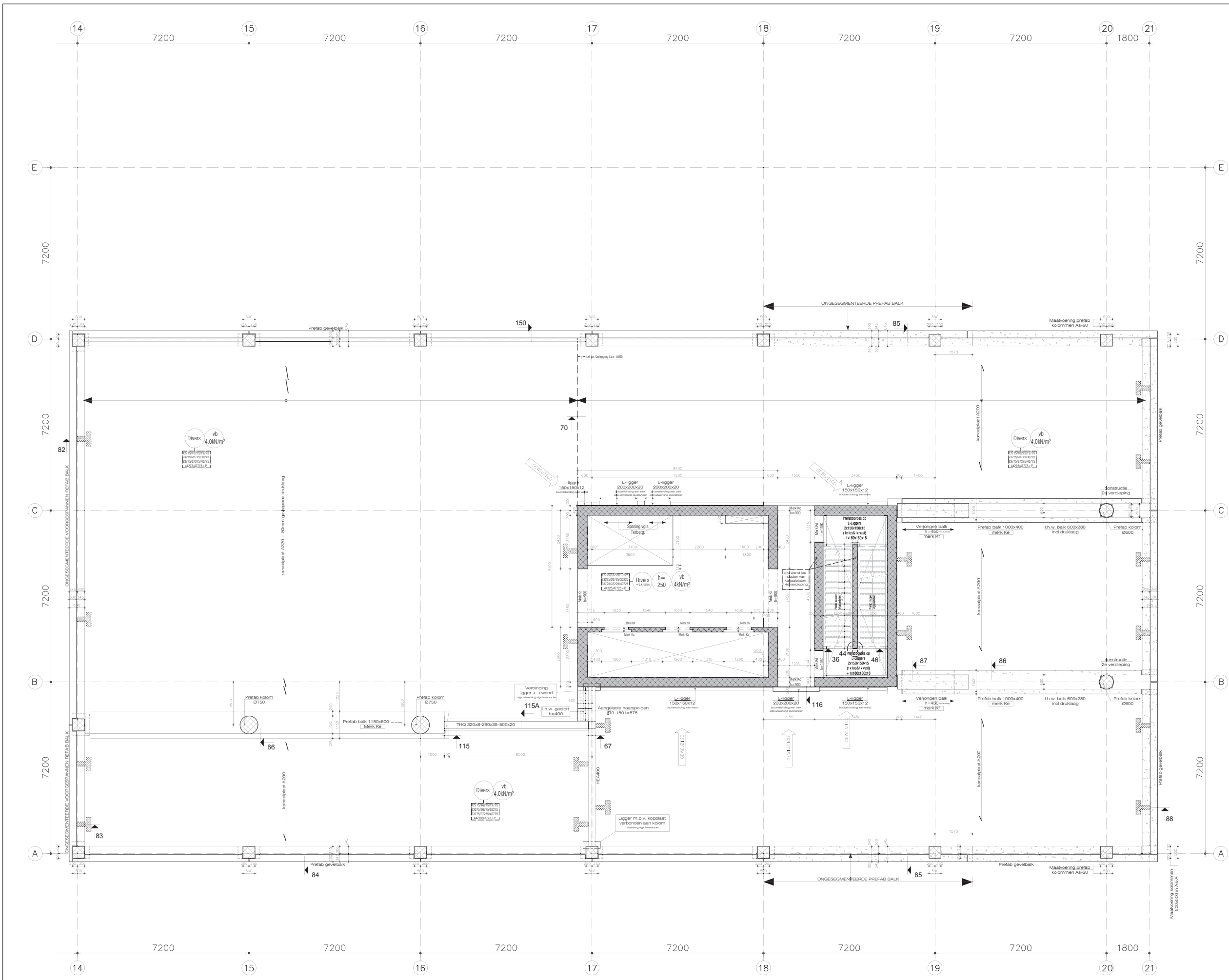
van Rossum
Raadgevende Ingenieurs
Amsterdam
Postbus 112
1000 AB Amsterdam
Tel: 020 611 0000
Fax: 020 611 0001
E-mail: amsterdam@vanrossum.nl

Project
de Landroost
Almere
220P Architecten
Amsterdam
Klein
1:100
1500x841
6446
W O P 1



van Rossum
Raadgevende Ingenieurs

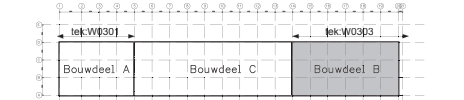
de Landdrost	Almere		
architect BZGP Architecten	amsterdam	opdrachtgever Almere Landdrost cv	Almere
Zeegrond = P2		schaal 1:50	projectleider Iris Tessel acc.
Stramien 12-21 = Bouwdeel B		formaat 1250x841	geklank E.Hol
Peil		oors. 6446	Year Month Day W 0 0 0 3



Peilmaat		Peilmaat o.k. lateien en balken					
Verdieping	Peilmaat	Verdieping	Verdieping	Verdieping	Verdieping	Verdieping	Verdieping
3e verdieping	12.775	4e verdieping	16.275	5e verdieping	19.775	6e verdieping	23.275
7e verdieping	26.775	8e verdieping	30.275	9e verdieping	33.775	10e verdieping	37.275
11e verdieping	40.775	12e verdieping	44.275	13e verdieping	47.775		

Hoogte van de merken (Kc en Kd) in hoogte van bure betonvloerpeil kern tot o.k. balk	
Verdieping	Hoogte van de merken (Kc en Kd)
3e verdieping	11.750
4e verdieping	15.250
5e verdieping	18.750
6e verdieping	22.250
7e verdieping	25.750
8e verdieping	29.250
9e verdieping	32.750
10e verdieping	36.250
11e verdieping	39.750
12e verdieping	43.250
13e verdieping	46.750

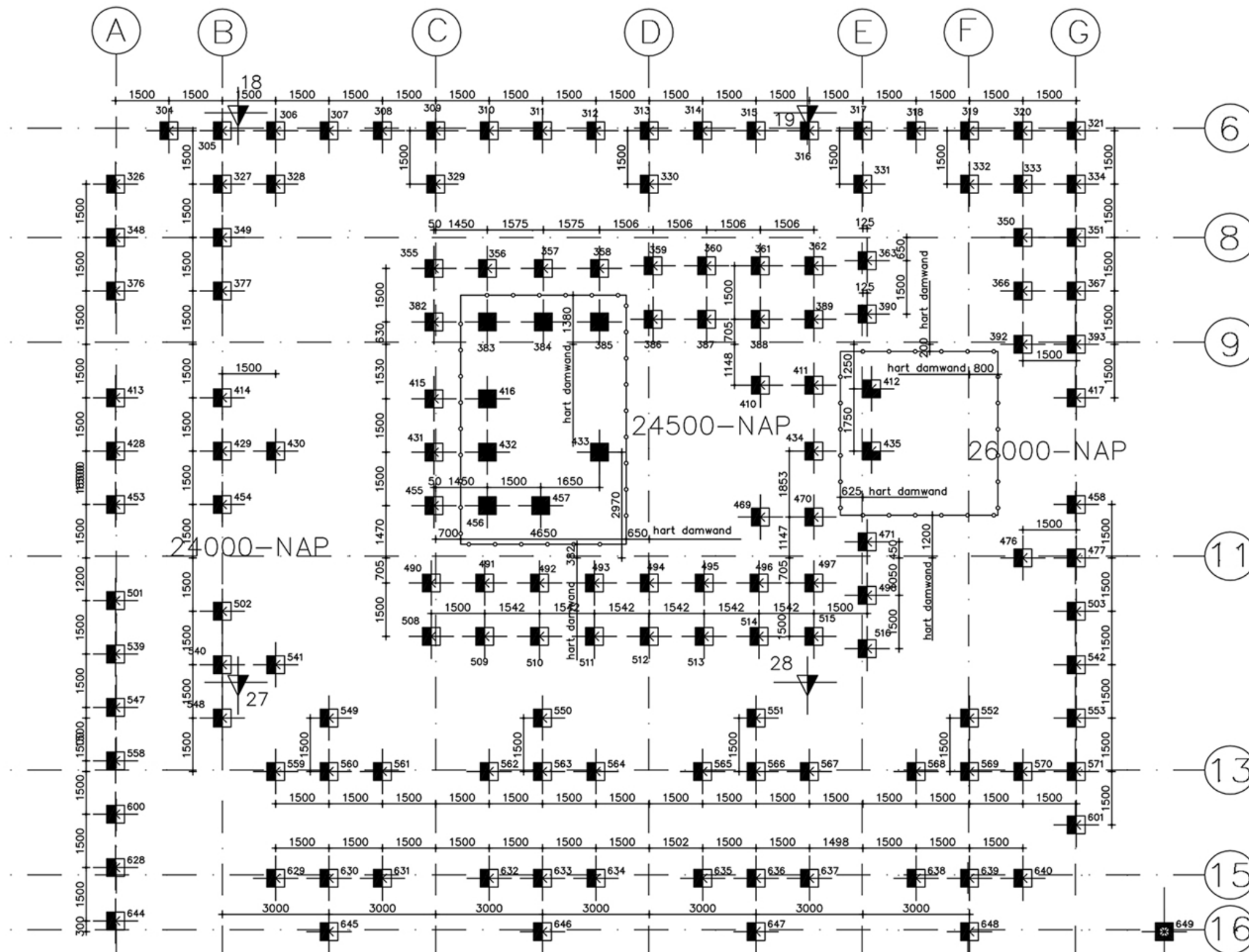
ALGEMENE GEGEVENS:						
-Peil = 3.300- N.A.P.						
-Al het in het werk gestort beton C28/35 tenzij anders aangegeven						
-Al het prefab-beton C45/55 tenzij anders aangegeven						
-Holle wandsysteem uitwerking volgens leverancier						
-Prefab lichtbeton balken 20 kN/m²						
-Brandwerendheid voor hoofdconstructie: 90 minuten						
-Alle kanaalplaten voorzien van een gewapende en gevlinderde druklaag van 70mm, tenzij anders aangegeven, aangegeven peilmaten zijn b.k. druklaag.						
-Staalwaliteit S355 tenzij anders aangegeven.						
-Voor koppeling kanaalplaat aan constructie evenwijdig aan overspanningsrichting zie detail 34.						
-Voor koppeling kanaalplaat aan constructie bij oplegging zie detail 35.						
-Voor details zie tek. W0303						

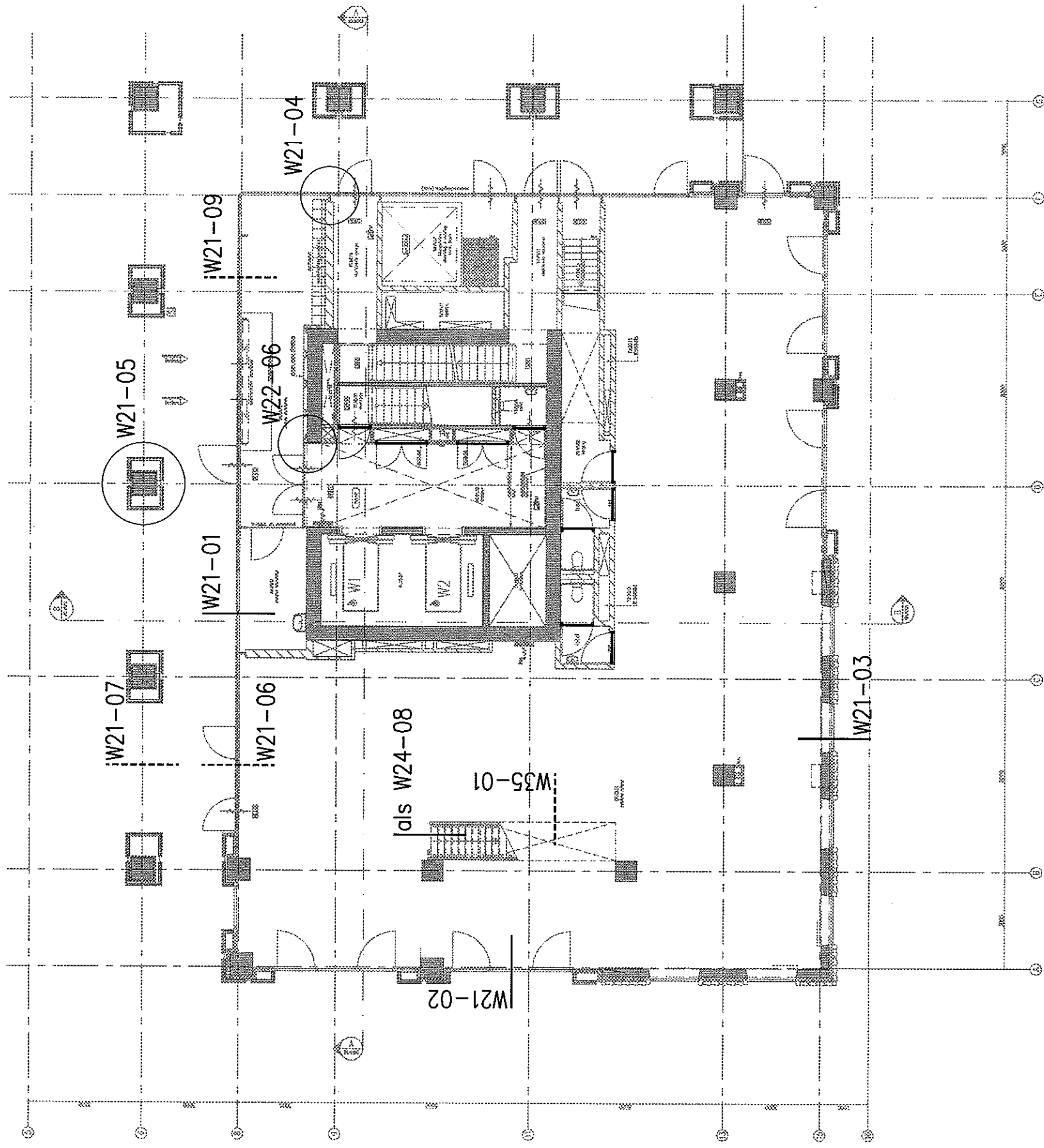


Wp: B xx-xx-2009 Hoeklijnen i.p.v. nokken zie wijz. pijlen
Wp: A 04-03-2009 Definitief
datum: 03-11-2008

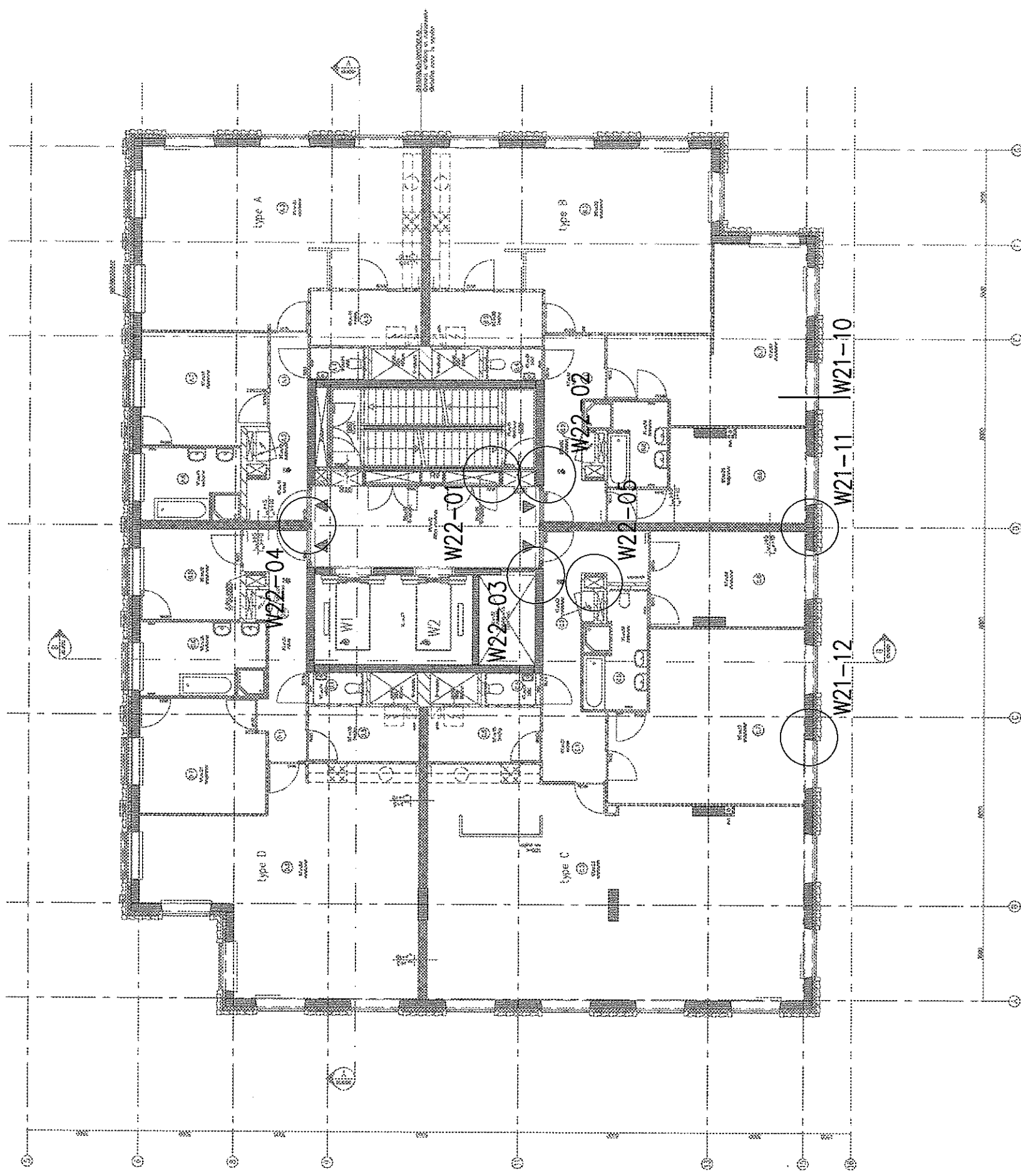
van Rossum
Raadgevende Ingenieurs
Van Rossum
Raadgevende Ingenieurs
Amsterdam
P.O. Box 1111
1100 AB Amsterdam
T: 020 611 1111
F: 020 611 1111
E: info@vanrossum.nl

opdrachtgever: Almere Landdrost B.V.
architect: ZZDP Architecten
schaal: 1:50
datum: 12-08-2011
projectleider: Ing. T. Pessel
controle: E. Huijs
W0303

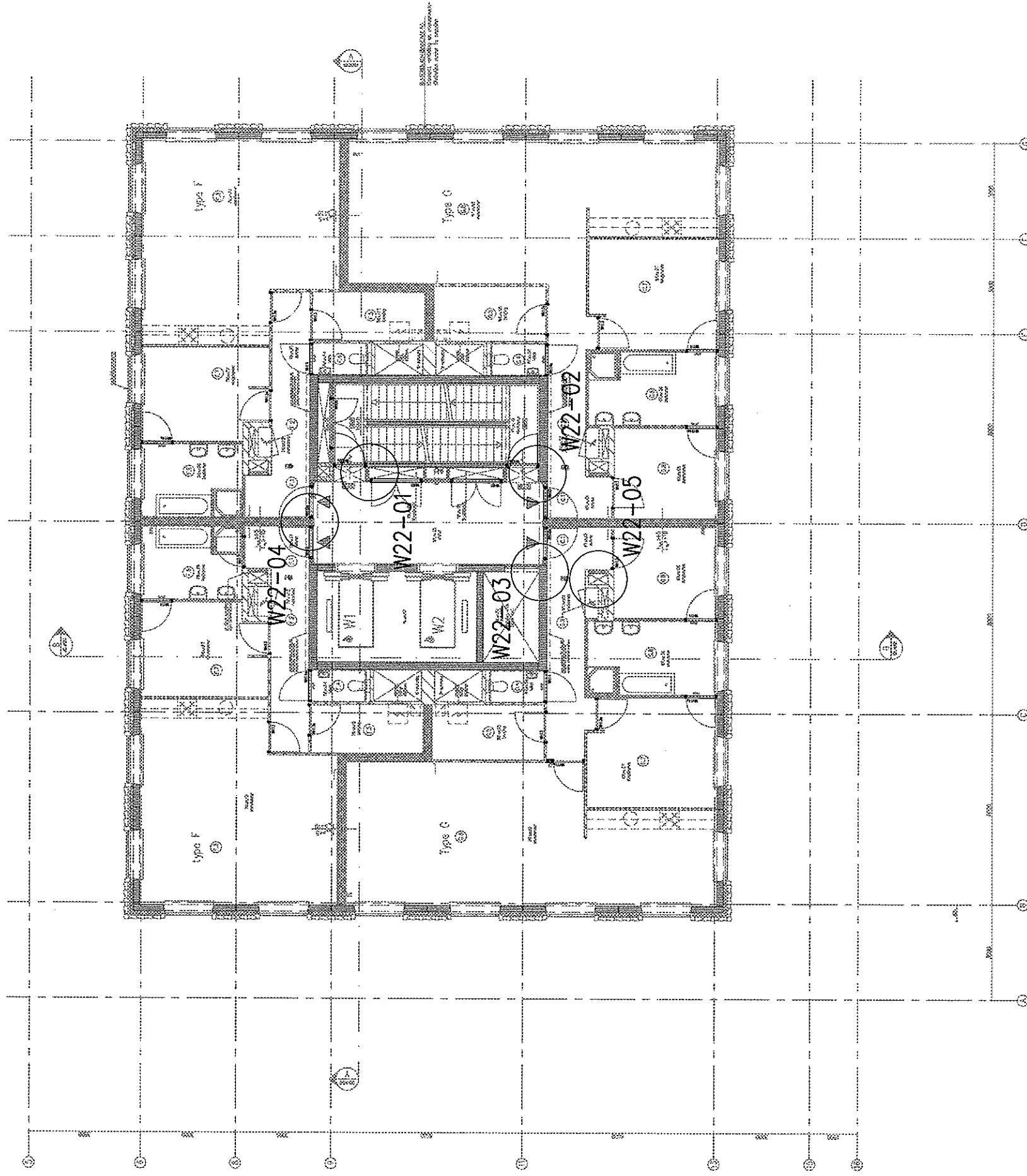




BEGANE GROND



2e t/m 16e VERDIEPING



19e t/m 27e VERDIEPING