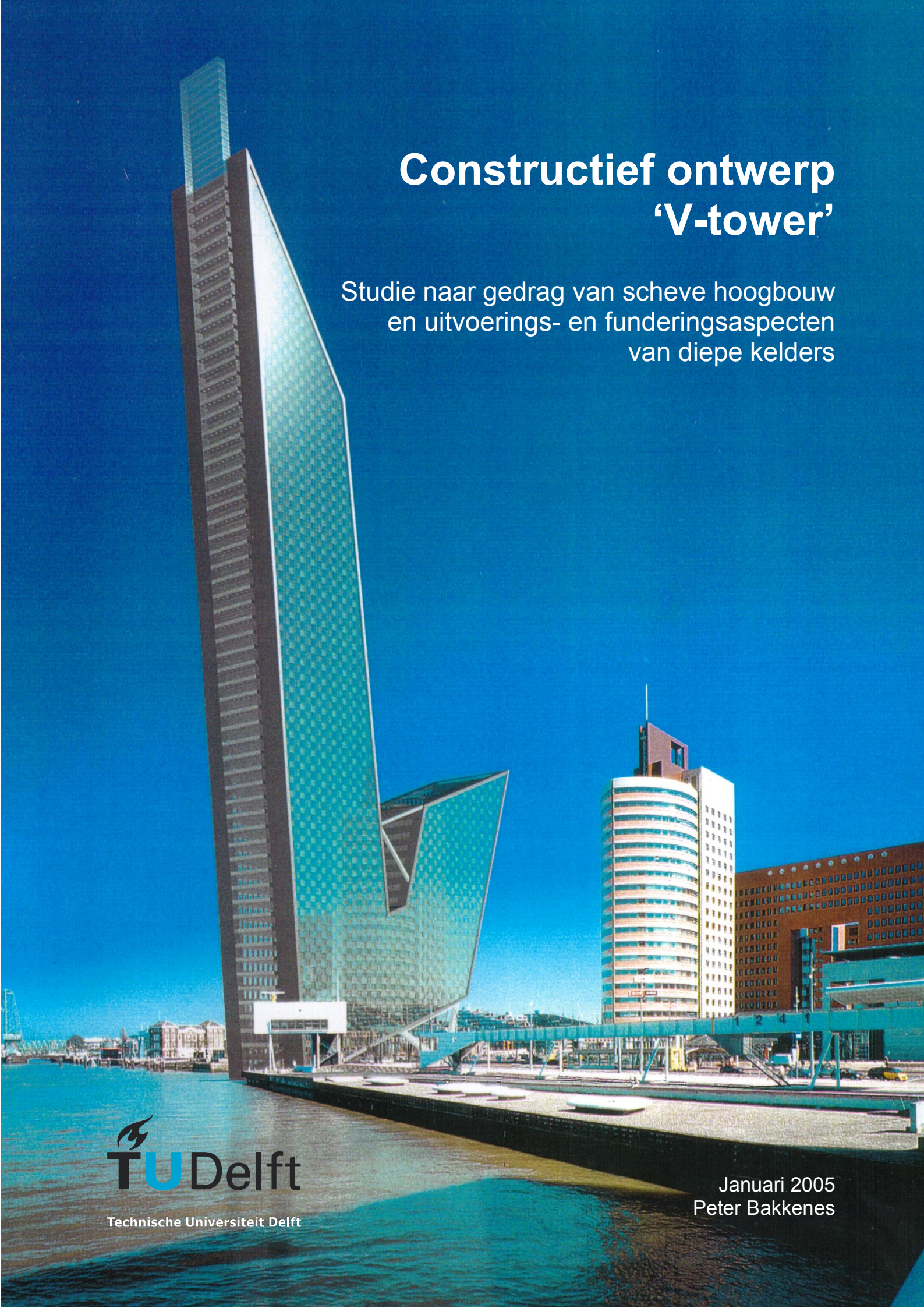




Constructief ontwerp 'V-tower'

Studie naar gedrag van scheve hoogbouw
en uitvoerings- en funderingsaspecten
van diepe kelders

Constructief ontwerp 'V-tower'

Studie naar gedrag van scheve hoogbouw en
uitvoerings- en funderingsaspecten van diepe kelders

Auteur: Peter Bakkenes

Studienummer: 9026169

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen
Subfaculteit der Civiele Techniek
Sectie Gebouwen en Bouwtechniek

Afstudeercommissie:
Prof. dipl.-ing. J.N.J.A. Vamberský
Prof. ir. L.A.G. Wagemans
Ir. A. te Boveldt
Ing. H.J. Everts

Voorwoord

Dit rapport is geschreven in het kader van de afstudeeropdracht “Constructief ontwerp ‘V-tower’, Studie naar gedrag van scheve hoogbouw en uitvoerings- en funderingsaspecten van diepe kelders”. Deze opdracht is uitgevoerd bij de afstudeerrichting Bouwtechniek en Bouwproces van de faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen.

Het rapport bestaat uit drie delen. “Deel 1 Vooronderzoek” geeft een beschrijving van het project de V-tower. Daarnaast is dit deel een verkenning van de onderwerpen die bij dit afstudeeronderzoek van belang zijn: hoogbouw in het algemeen, scheve hoogbouw, diepe kelders en funderingen.

In “Deel 2 Hoofddraagconstructie” wordt een voorlopig constructief ontwerp voor de bovenbouw ontwikkeld. Hierbij is vooral aandacht besteed aan de gevolgen van de scheefstand van het gebouw.

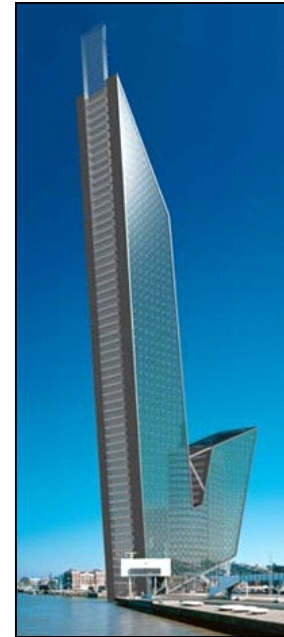
“Deel 3 Kelder en fundering” behandelt de verschillende uitvoeringsmethoden die voor de kelder mogelijk zijn en in dit deel wordt een haalbaarheidsonderzoek voor de fundering gedaan.

Dank gaat uit naar de leden van de afstudeercommissie voor de begeleiding en adviezen tijdens het afstuderen. Ten slotte wil ik nog Henk Jan Bakkenes bedanken voor de nuttige en opbouwende kritiek die hij mij gegeven heeft.

Peter Bakkenes
Delft, januari 2005

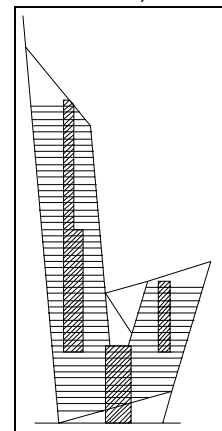
Samenvatting

Voor de Kop van Zuid in Rotterdam is een plan voor een nieuw gebouw gemaakt door OVG Projectontwikkeling in samenwerking met Butzelaar van Son Architecten, genaamd de V-tower. Het gebouw met een bruto vloeroppervlak van ruim 80000 m² zal een gemengde functie krijgen: kantoren, winkels en eventueel appartementen of een hotel met restaurant. Het ontwerp bestaat uit twee scheve torens van verschillende hoogte die onderling gekoppeld zijn en tot de 10^e verdieping één gebouw vormen. De hoogste toren krijgt een hoogte van 209 m exclusief mast en staat onder een hoek van 5 graden. De lagere toren wordt 88 m hoog en krijgt een tegengestelde helling van 17 graden in het ontwerp. Onder het gebouw zal een zeslaagse parkeerkelder komen te liggen. Voor het plan is nog geen constructief ontwerp beschikbaar, terwijl de grote hoogte, de scheefstand en de diepe kelder samen een grote uitdaging vormen voor de constructeur. Het maken van een voorlopig constructief ontwerp voor zowel de hoofdconstructie als de fundering is de doelstelling van dit afstudeerproject.

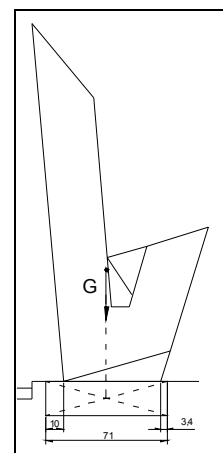


Uit vooronderzoek blijkt dat hoogstwaarschijnlijk de horizontale stijfheid en het dynamisch gedrag van het gebouw bij wind maatgevend zijn voor de constructie. Voor hoogbouw zijn verschillende constructiesystemen mogelijk. Systemen die, alleen gebaseerd op de hoogte, in aanmerking komen voor de V-tower zijn een stijve kern met overdrachtsconstructies, een gevelbuisconstructie en een megaconstructie.

De scheefstand van de torens heeft zowel invloed op de functionele indeling van het gebouw als op de constructie. In het originele ontwerp zijn scheve liften toegepast. Er blijkt dat dit (nog) niet mogelijk is voor gebouwen van een dergelijke hoogte. De liften zullen daarom recht geplaatst moeten worden. Er wordt gekozen voor een liftsysteem met verspringende liftkernen met een gedeelde kern tot de 10^e verdieping voor beide torens. Met een dergelijk systeem wordt de minste ruimte ingenomen door de liften en ontstaan de best in te delen plattegronden.



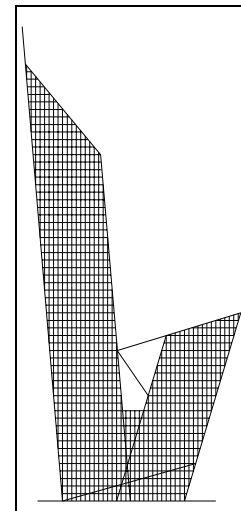
Voor scheve hoogbouw geldt in het algemeen dat behalve de windbelasting ook de verticale belasting een moment in de fundering kan veroorzaken. Omdat het gewicht van een dergelijk hoog gebouw erg groot is, kan een kleine excentriciteit van het zwaartepunt van het gebouw ten opzichte van het zwaartepunt van de fundering tot zeer grote momenten leiden. Bij het originele ontwerp, waarbij het gebouw op de rand van de kelder staat, zou hierbij het moment ten gevolge van verticale belasting ruim 10 keer zo groot zijn als het windmoment. Er is een studie verricht naar de ligging van het zwaartepunt bij verschillende varianten voor de bovenbouw, waarbij is gevarieerd in gebouwgewicht, hoogte en scheefstand van de torens. Vanuit constructief en architectonisch oogpunt wordt ervoor gekozen om de lage toren ongeveer 50 % zwaarder te maken dan de hoge toren. Het



gebouw wordt hierbij niet meer op de rand van de kelder gezet, maar zo verschoven dat het zwaartepunt boven het midden van de kelder ligt. Doordat de kelder een stuk uitsteekt onder het gebouw, zullen er een moment en een dwarskracht in de kelder ontstaan. Bij een kelderlengte van 70 m kunnen deze worden opgenomen door de kelderwanden.

Verder geldt voor scheve hoogbouw dat kolommen in de schuine gevels scheef geplaatst dienen te worden. Als er namelijk met verspringende verticale kolommen gewerkt zou worden, zou het moment in de verdiepingsvloeren steeds groter worden. Het scheef plaatsen van de kolommen betekent echter wel dat verticale belasting uit de vloeren die door deze kolommen wordt afgedragen intern een horizontale kracht in de vloeren zal veroorzaken. Deze kracht moet worden opgenomen door het stabiliserend systeem.

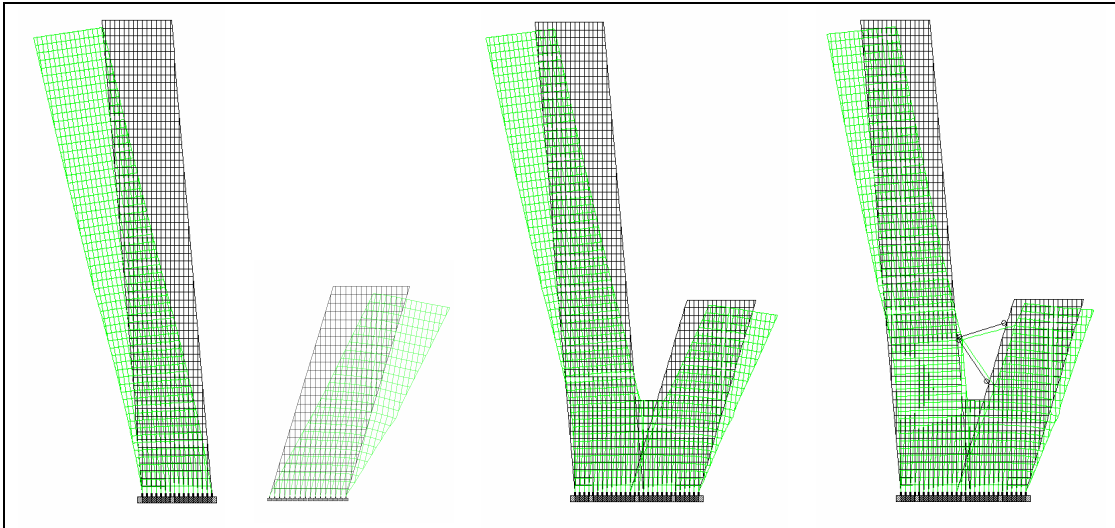
Als constructiesysteem voor de V-tower wordt een gevelbuisconstructie gekozen. Bij een megaconstructie zou alle belasting naar bijvoorbeeld vier hoekkolommen worden gebracht. Doordat deze scheef staan zou er een zeer grote interne horizontale belasting ontstaan. Belangrijke voordelen van een gevelbuisconstructie zijn, dat het mogelijk is om het gekozen liftsysteem toe te passen en dat de torens constructief erg goed met elkaar samenwerken door de onderlinge verbinding van de stijve gevels. Bij de kern met overdrachtsconstructies is het niet mogelijk om de liftkernen te laten verspringen en werken de torens alleen door middel van de vloeren met elkaar samen.



Bij een gevelbuisconstructie worden de liggers en kolommen in de gevels stijf met elkaar verbonden. Op deze manier wordt een stijve koker gevormd. De horizontale vervorming van het gebouw wordt veroorzaakt door buiging en door dwarskracht. Omdat de liggers in de gevel niet oneindig stijf zijn, werken niet alle kolommen voor 100 % mee. Dit effect wordt het shear-lag effect genoemd. Echter, doordat er gekozen is voor relatief hoge, stijve liggers, een kleine hart-op-hart afstand van de kolommen en omdat de gevels relatief smal zijn, is dit shear-lag effect niet groot. Dit wordt bevestigd door een computerberekening voor een rechte toren.

Interne verticale kolommen zullen een deel van de verticale belastingen direct naar de fundering afdragen. Daarnaast worden er intern ook tussenkolommen toegepast om de overspanning van de vloeren niet te groot te laten worden. De hooggelegen tussenkolommen komen uit op de scheve gevelkolommen en de lager gelegen tussenkolommen lopen door tot de fundering.

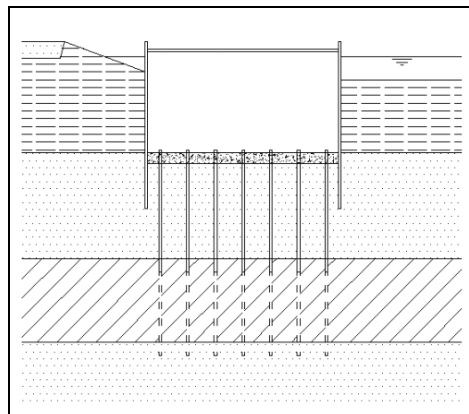
Er is onderzocht wat de invloed van koppeling van de torens is op de horizontale verplaatsingen van de torens. Er is daarbij eerst bepaald wat het gedrag is als beide torens los van elkaar zouden staan. Er blijkt dat door koppeling van de gevels er een reductie in horizontale verplaatsing van de bovenste verdiepingen van de torens ten gevolge van de verticale belasting optreedt van zo'n 40 % voor de hoge toren en meer dan 50 % voor de lage toren, afhankelijk van de stijfheid van de lage toren. Als daarnaast de torens ook nog eens door diagonalen gekoppeld worden, geeft dit nog eens eenzelfde reductie ten opzichte van koppeling van alleen de gevels.



Niet de totale horizontale verplaatsing is van belang voor de bruikbaarheid van het gebouw, maar de bijkomende verplaatsing. Er is hierbij van uitgegaan dat de constructie uit het lood gebouwd wordt, zodat de permanente belasting de gewenste scheefstand van de torens veroorzaakt. Het gaat om de bijkomende verplaatsing per verdieping (schranken) en van het gebouw als geheel. Er is getoetst of de bijkomende verplaatsing vanaf het moment dat een bepaalde verdieping wordt gebouwd niet de eisen van de maximale bijkomende verplaatsing overschrijdt. Deze bijkomende verplaatsing wordt veroorzaakt door bijkomende verticale belasting en door de windbelasting. Er blijkt dat bij de gekozen afmetingen voor het gebouw en de elementen de constructie voldoet aan de eisen.

Tijdens de uitvoering kan er in de fundering ook een groot moment ontstaan door verschuiving van het zwaartepunt van het gebouw. Daarom is de uitvoeringsvolgorde erg belangrijk. Tijdens de uitvoering zullen de vloeren van de lage toren niet direct gestort worden, maar pas als de constructie voor deze toren de volledige hoogte heeft bereikt. Hierdoor zal het moment op de fundering niet te groot worden.

Voor de uitvoering van de diepe kelder zijn verschillende alternatieven beschouwd, namelijk een bouwkuip met onderwaterbeton en trekpalen, een bouwkuip met natuurlijke bodemafluiting, een afgezonken kelder en een pneumatisch caisson. De twee laatstgenoemde alternatieven zijn waarschijnlijk te duur om toe te passen. Een bouwkuip met natuurlijke bodemafluiting is zeer risicovol, omdat de kans op lekkage erg groot is. Er wordt daarom gekozen voor een bouwkuip met onderwaterbeton en trekpalen. Dit is een methode die vaak wordt toegepast in Nederland en waar dus erg veel ervaring mee is.



Omdat de bodem van de kelder op een draagkrachtige zandlaag komt te liggen, is onderzocht of het mogelijk is om het gebouw op staal te funderen. Uit een berekening aan de hand van NEN-norm 6744 blijkt dat de draagkracht van de bodem zowel in verticale als horizontale richting groot genoeg is om de belastingen uit de bovenbouw op te nemen.

Met een globale berekening is aangetoond dat de zetting van het gebouw van 30 jaar ongeveer 57 mm bedraagt. Dit is erg klein voor een gebouw met dergelijk grote afmetingen. Deze kleine zetting wordt verklaard door de grote diepte van de kelder. Hierdoor is de bijkomende belasting relatief klein en de opwaartse kracht van het water groot.

De rotatie van de fundering ten gevolge van de windbelasting is in twee richtingen bepaald. Loodrecht op de schuine gevels is deze ongeveer $1/13000$. Loodrecht op de rechte gevels is de rotatie ongeveer $1/4200$. Bij de toetsing van de horizontale verplaatsing van de bovenbouw was uitgegaan van een rotatie van maximaal $1/1000$. De werkelijke rotatie heeft dus relatief weinig invloed op de horizontale verplaatsing van de bovenbouw.

Inhoudsopgave

Voorwoord	iii
Samenvatting.....	v
Deel 1 Vooronderzoek.....	1
Deel 2 Hoofddraagconstructie.....	47
Deel 3 Kelder en fundering	125
Bijlagen	167

Deel 1 Vooronderzoek

Inhoudsopgave

Inhoudsopgave	3
1. Inleiding	5
2. Probleembeschrijving	7
2.1 Kop van Zuid	7
2.2 V-tower	8
2.3 Probleemstelling	11
2.4 Doelstelling	11
3. Verkenning hoogbouw	13
3.1 Inleiding	13
3.2 Specifieke problematiek	13
3.3 Constructiesystemen voor hoogbouw	15
3.4 Verticaal transport	18
4. Verkenning scheve hoogbouw	21
4.1 Inleiding	21
4.2 Invloed op diverse aspecten	21
4.3 Verticaal transport	23
4.4 Constructieve aspecten	24
5. Verkenning kelder/fundering	33
5.1 Inleiding	33
5.2 Bodemprofiel	33
5.3 Grondwater	34
5.4 Zettingen	35
5.5 Funderingstypen	37
5.6 Uitvoeringsmethoden kelder	38
6. Conclusies voor de 'V-tower'	45
6.1 Conclusies hoogbouw	45
6.2 Conclusies scheve hoogbouw	45
6.3 Conclusies kelder/fundering	46

1. Inleiding

OVG Projectontwikkeling heeft samen met Butzelaar Van Son Architecten een plan gemaakt voor een gebouw op de meest noordelijke punt van de Zuidkade op de Kop van Zuid. Voor dit plan is nog geen constructief ontwerp gemaakt, terwijl het zeer uitdagend is. Het is namelijk een zeer hoog gebouw (ca. 210 m) met twee scheve torens van verschillende hoogte. Onder het gebouw is een parkeergarage gepland van 6 verdiepingen. De locatie ligt op dit moment nog in het water.

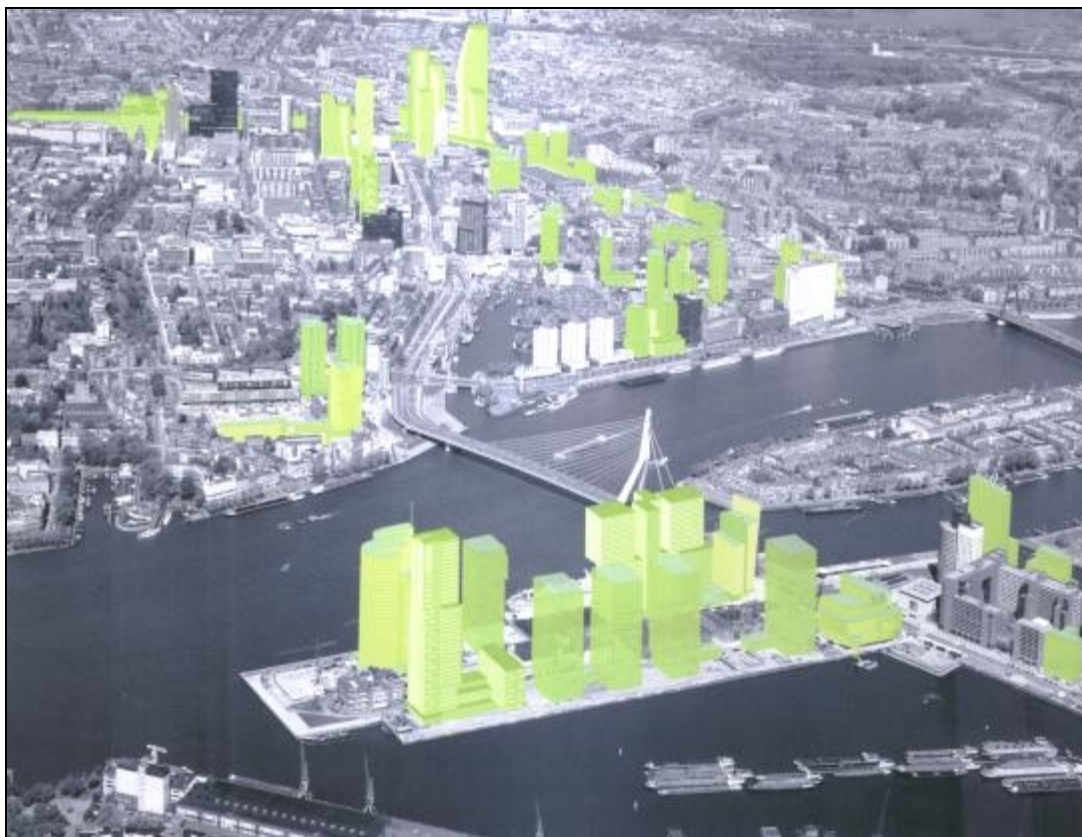
Dit afstudeeronderzoek zal zich richten op de constructieve aspecten voor de hoofddraagconstructie, kelder en fundering van het gebouw.

Dit is het eerste deelrapport uit een serie van drie. In dit deelrapport staan de mogelijke problemen en doelstellingen van het afstudeerwerk (hoofdstuk2). Verder worden drie verschillende onderwerpen die van belang zijn bij het afstudeeronderzoek verkend. In hoofdstuk 3 worden de aspecten van hoogbouw in het algemeen verkend. Hoofdstuk 4 is een verkenning van scheve hoogbouw en in hoofdstuk 5 wordt onderzocht wat van belang is bij het ontwerp van een kelder en een fundering. Uiteindelijk worden in hoofdstuk 6 conclusies getrokken met betrekking tot de V-tower.

2. Probleembeschrijving

2.1 Kop van Zuid

Rotterdam is een stad die sterk in ontwikkeling is. Al sinds het eind van de Tweede Wereldoorlog is men bezig om van het verwoeste hart van de stad een aantrekkelijk stadscentrum te maken. Lange tijd lag dit stadscentrum alleen ten noorden van de Maas, maar sinds enkele jaren is men bezig om dit centrum uit te breiden met de Kop van Zuid. Dit was vroeger een belangrijk havengebied, maar met de komst van de steeds groter wordende zeeschepen, verloor dit gebied zijn functie. De jarenlang verwaarloosde Kop van Zuid is nu een van de belangrijkste ontwikkelingsgebieden in Rotterdam. Men is al enige tijd bezig om hier een aantrekkelijk woon-, werk- en recreatiegebied van te maken. In 2010 zullen hier meer dan 15.000 mensen wonen, zo'n 18.000 mensen werken en zal het gebied dagelijks honderden bezoekers en toeristen trekken [9]. De komst van de Erasmusbrug, het Varkenoordse Viaduct, een nieuw metrostation en een nieuwe tramlijn hebben hier een belangrijke bijdrage aan geleverd. Een groot aantal projecten is al gerealiseerd, zoals de 'Toren op Zuid' (KPN-toren), het World Port Center en het nieuwe Luxor-theater op de Wilhelminapier en de Wilhelminahof, Wilhelminatoren en winkelcentrum Galleria op de Zuidkade. Daarnaast is een groot aantal projecten in ontwikkeling. Bijvoorbeeld het megacomplex 'De Rotterdam' en de woontoren Montevideo op de Wilhelminapier. Duidelijk is dat hoogbouw een belangrijke plaats inneemt in de toekomstige ontwikkeling van Rotterdam en met name de Kop van Zuid (Figuur 2.1).



Figuur 2.1 Hoogbouwplannen in Rotterdam

2.2 V-tower

Naast de gerealiseerde en in ontwikkeling zijnde projecten zijn er ook nog locaties beschikbaar. Een van die locaties is de meest noordelijke hoek van de Zuidkade (Figuur 2.3 en Figuur 2.4). Hier is nu nog water, maar de bedoeling is dat hier een gebouw gerealiseerd wordt. OVG Projectontwikkeling heeft voor deze locatie een globaal plan ontwikkeld in samenwerking met Butzelaar Van Son, Architecten. Het is de 'V-tower' genoemd (Figuur 2.2).



Figuur 2.2 'V-tower'



Figuur 2.3 Kop van Zuid en locatie project, er is nu nog water



Figuur 2.4 Plattegrond Kop van Zuid en locatie project

Beschrijving gebouw

Het gebouw bestaat uit twee scheve torens van verschillende hoogte die op de 10^e verdieping bij elkaar samenkomen. Het ontwerp is gebaseerd op een havenkraan, verwijzend naar de wereldhaven die Rotterdam is en naar de oude functie van het gebied. Het gebouw staat op het randje van de kade. De hoogste toren aan de kant van de Maas is in het ontwerp 48 verdiepingen hoog met een hoek van ca. 5 graden, de lagere toren aan de zuidkant 20 verdiepingen met een hoek van ca. 17 graden. De torens zullen een totale hoogte krijgen van respectievelijk 209 meter (227 inclusief mast) en 88 meter. Dit is ongekend voor een project in Nederland. Het hoogste gebouw van Nederland tot nu toe is de Delftse Poort in Rotterdam uit 1991 met een totale hoogte van 151 meter en het hoogste geplande gebouw is de Coolisingtoren die 185 meter hoog (215 met mast) zal worden. Deze grote hoogte gecombineerd met het scheef staan van het gebouw is over de hele wereld nog nooit eerder vertoond en is dus een grote uitdaging.

In het bestemmingsplan van de Kop van Zuid staat dat er gebouwd mag worden tot een hoogte van 135 meter. Daarnaast kan er een vrijstelling gegeven worden voor superhoogbouw (boven 135 meter) en 'stand alones'. Er moet dan volgens het 'Hoogbouwbeleid 2000-2010' [10] aan de volgende voorwaarden worden voldaan:

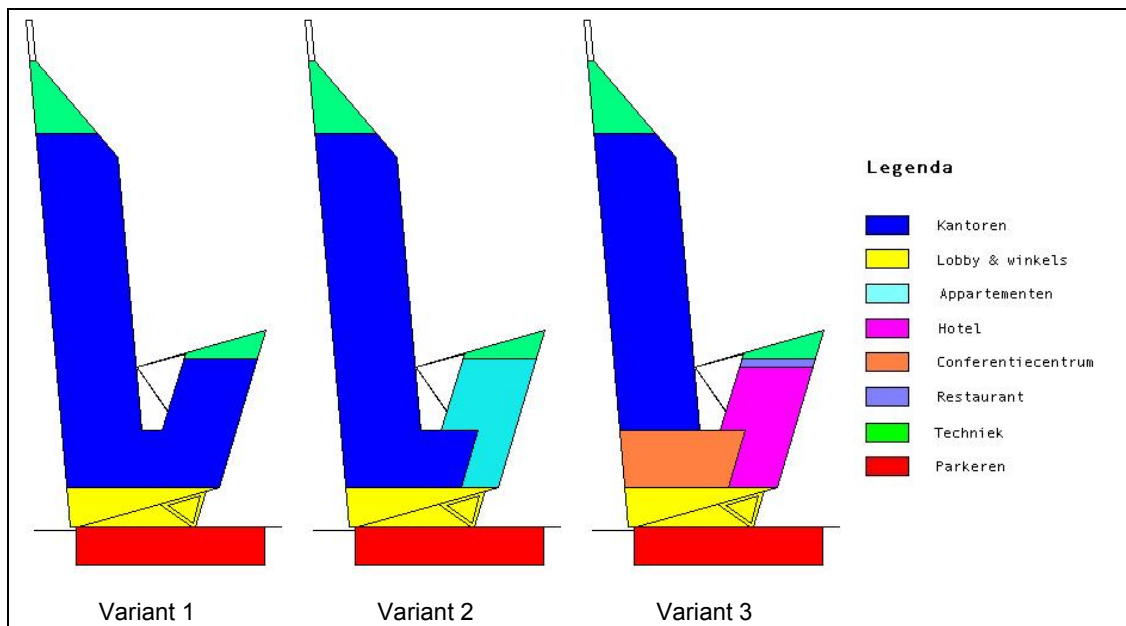
- Aansluiting openbaar vervoer knooppunt (regionaal en lokaal);
- Duidelijke landmark-functie voor de regio;
- Neem de grootte van de locatie in overweging, alsmede de invloed van het gebouw op de directe omgeving;
- De vraag naar superhoogbouw moet gebaseerd zijn op een extra vraag vanuit de markt, teneinde ongewenste gevolgen voor de lokale Rotterdamse marktsector te voorkomen;
- Ontwikkeling mag geen ongewenste gevolgen hebben voor bestaande voorzieningen;
- Voldoende ruimte om tijdens de bouw de overlast voor de omgeving te beperken;
- Vermogen om de aantrekkelijkheid van de lokale omgeving te verhogen.

Als aan de voorwaarde van de vraag uit de markt wordt voldaan, kan in principe aan alle voorwaarden worden voldaan. Een van de vereisten uit het bestemmingsplan is het toevoegen van publieke functies. Hieraan wordt voldaan doordat op de begane grond tot en met de 3^e verdieping winkels gepland zijn

In de hoogste toren zijn vanaf de 4^e verdieping kantoren gepland, terwijl er voor de lagere toren nog verschillende varianten zijn, namelijk kantoorruimte, een hotel of appartementen en eventueel een restaurant op de bovenste verdieping. De liften, trappen, toiletten en leidingschachten worden gebundeld in twee kernen, voor beide torens één. In het schetsontwerp staan deze kernen onder dezelfde hoek als de gebouwen. De winkelverdiepingen zijn bereikbaar per roltrap. Onder het gebouw is een 6 lagen diepe parkeerkelder gepland, die ruimte moet bieden aan 636 auto's.

Functie	Bruto vloeroppervlak (m ²)		
	Variant 1	Variant 2	Variant 3
Kantoren	59000	43000	36000
Lobby & winkels	6000	6000	7000
Appartementen	0	16000	0
Hotel	0	0	15000
Conferentiecentrum	0	0	6000
Restaurant	0	0	1000
Techniek	2000	2000	2000
Parkeren	14760	14760	14760
Totaal	81760	81760	81760

Tabel 2.1 Functionele varianten



Figuur 2.5 Varianten functionele indeling

Uitdagingen

Er zijn dus een architectonisch ontwerp en verschillende functionele varianten ontwikkeld voor de locatie op de Zuidkade, maar er is nog niet naar de constructieve mogelijkheden gekeken. Het ontwerp is echter een grote uitdaging voor de constructeur. Hieronder wordt kort genoemd welke punten bijzondere aandacht verdienen:

- Hoogbouw algemeen: er is in Nederland nog nooit zo'n hoog gebouw gerealiseerd. Hoogbouw stelt speciale eisen met betrekking tot o.a. windbelasting, verticale krachtsafdracht, uitvoering, brandveiligheid en verticaal transport.
- Scheef bouwen: met scheef bouwen is nog niet veel ervaring opgedaan en zeker niet met scheve hoogbouw. Scheef bouwen heeft op veel aspecten van het gebouw invloed, zoals bijvoorbeeld het constructiesysteem, de netto/bruto vloerverhouding en het liftsysteem.
- Kelder en fundering: in verband met de hoge grondwaterstand in West-Nederland moeten er speciale maatregelen genomen worden bij het aanleggen van een diepe kelder als deze. Bovendien is op de locatie nu nog geen land, maar water. Ook moet goed bekeken worden wat de invloed van het gebouw op de omgeving is in verband met zettingen.

2.3 Probleemstelling

Butzelaar Van Son, Architecten, heeft een zeer uitdagend ontwerp gemaakt voor een gebouw op de Kop van Zuid, de 'V-tower'. Voor dit schetsontwerp is nog geen constructief ontwerp gemaakt. De grootste uitdagingen van dit ontwerp vormen de grote hoogte, het scheef bouwen en de diepe kelder.

2.4 Doelstelling

Het maken van een voorlopig constructief ontwerp voor de 'V-tower'. Het afstudeerwerk zal worden opgesplitst in drie delen:

- *Deel 1: Vooronderzoek.* Hierin worden de aspecten hoogbouw, scheef bouwen en kelder/fundering verkend.
- *Deel 2: Alternatievenstudie hoofddraagconstructie.* In dit deel worden aan de hand van randvoorwaarden en uitgangspunten en bovenstaande aspecten verschillende alternatieven voor de hoofddraagconstructie gegenereerd. Deze worden met elkaar vergeleken en het beste alternatief wordt gekozen.
- *Deel 3: Ontwerp kelder/fundering.* Uitgaande van het gekozen alternatief zal een kelderontwerp en een funderingsplan worden gemaakt. Hierbij neemt de wijze van uitvoering een belangrijke plaats in.

3. Verkenning hoogbouw

3.1 Inleiding

Hoogbouw is een relatief begrip. Het is sterk afhankelijk van de omgeving waar het gebouwd wordt. In Nederland wordt bijvoorbeeld een gebouw van boven de 100 meter tot de hoogbouw gerekend, terwijl in bepaalde steden in Noord-Amerika en Azië gebouwen pas opvallen qua hoogte als ze minstens 250 meter hoog zijn. Een veel gebruikte definitie van hoogbouw is die uit de “Monograph on Planning and Design of Tall Buildings”: “Een hoog gebouw is een gebouw waarvan de hoogte een grote invloed heeft op de planning, het ontwerp en het gebruik” [24].

In dit hoofdstuk zullen enkele aspecten van hoogbouw behandeld worden. Eerst wordt een groot aantal aspecten kort behandeld. Hierna zullen de mogelijke constructiesystemen en het begrip verticaal transport uitgebreider worden besproken.

3.2 Specifieke problematiek

Er zijn enkele aspecten die bij hoogbouw extra aandacht vragen in vergelijking met laagbouw. Hieronder zal een aantal van deze aspecten kort behandeld worden.

Grote verticale belastingen

Het bruto vloeroppervlak is bij hoogbouw relatief erg groot ten opzichte van het bebouwde oppervlak. Daardoor worden de verticale belastingen geconcentreerd naar de ondergrond afgedragen. Dit betekent dat kolommen en dragende wanden meestal grotere afmetingen hebben dan bij laagbouw. Ook wordt er vaak gevarieerd in de afmetingen van deze elementen over de hoogte [26].

Fundering

De hiervoor genoemde grote verticale belastingen betekenen ook een grote geconcentreerde belasting op de fundering en de ondergrond. Dit kan leiden tot flinke zettingen, die schade aan reeds bestaande bebouwing kunnen veroorzaken.

Horizontale stijfheid en dynamisch gedrag

Voor de keuze van het constructiesysteem is bij hoogbouw meestal niet de sterkte bepalend, maar de horizontale stijfheid en het dynamisch gedrag van het gebouw onder invloed van de windbelasting [24]. Ontwerpcriteria zijn hierbij de maximale uitwijking en de maximale versnelling van het gebouw en de verdiepingen.

Wind

Naarmate het gebouw hoger wordt, wordt de invloed van de windbelasting groter. Dit komt enerzijds doordat de windsnelheid groter wordt op grotere hoogten en anderzijds doordat het aangrijpingspunt van de belasting verder van de fundering af komt te liggen [26]. Naast de invloed van de wind op het gebouw zelf moet er ook gekeken worden naar de invloed op de omgeving. Bij hoogbouw kunnen op het

maaiveld hinderlijke harde winden ontstaan. Een windtunnelonderzoek is bij hoogbouw noodzakelijk [24].

Liften en trappen

Voorzieningen voor verticaal transport van personen en goederen nemen in hoogbouw relatief veel ruimte in. Een goed systeem voor dit verticaal transport is erg belangrijk. Hiermee kan kostbare ruimte bespaard worden.

Installaties

Een andere vorm van verticaal transport is die van lucht, water, elektriciteit, informatie en afval. Dit gaat via verticale schachten in het gebouw. Het installatieoppervlak neemt bij hoogbouw een groot deel van het bruto vloeroppervlak in beslag. Vaak is er in hoogbouw ook nog een speciale installatieverdieping aanwezig.

Verhouding netto/bruto vloeroppervlak

De verhouding netto/bruto vloeroppervlak is bij hoogbouw ongunstiger dan bij laagbouw. Dit komt door bovengenoemde grote oppervlakten voor constructie-elementen, liften, trappen en installaties. Daarnaast hebben we in Nederland de Arbo-wet die voorschrijft dat een werkplek in een kantoorgebouw binnen een maximale afstand van het raam moet liggen. In veel andere landen is deze eis veel minder streng, waardoor er veel gunstiger verhoudingen gerealiseerd kunnen worden [26].

Brandveiligheid

Bij hoogbouw moet extra veel aandacht aan brandveiligheid besteed worden. In hoogbouw kunnen zich erg veel mensen bevinden die allemaal het gebouw moeten ontvluchten als er brand uitbreekt. Daarom moeten er voldoende vluchtwegen zijn. De ontruiming duurt uiteraard langer, doordat veel mensen van hooggelegen verdiepingen komen en er geen gebruik van de liften gemaakt kan worden bij brand.

Gevelonderhoud

De hoogte en eventueel ingewikkelde vormen maken het moeilijker om de gevel te onderhouden. Het is daarom verstandig om onderhoudsvrije gevelmaterialen te gebruiken of het moet mogelijk zijn om de gevel van binnenuit te reinigen [24].

Uitvoeringsaspecten

Uitvoering van hoogbouw geeft extra problemen ten opzichte van laagbouw. Vaak wordt het gerealiseerd in een stadscentrum op een zeer kleine bouwplaats. Dit betekent dat het lastig kan zijn om materialen aan te leveren en op te slaan.

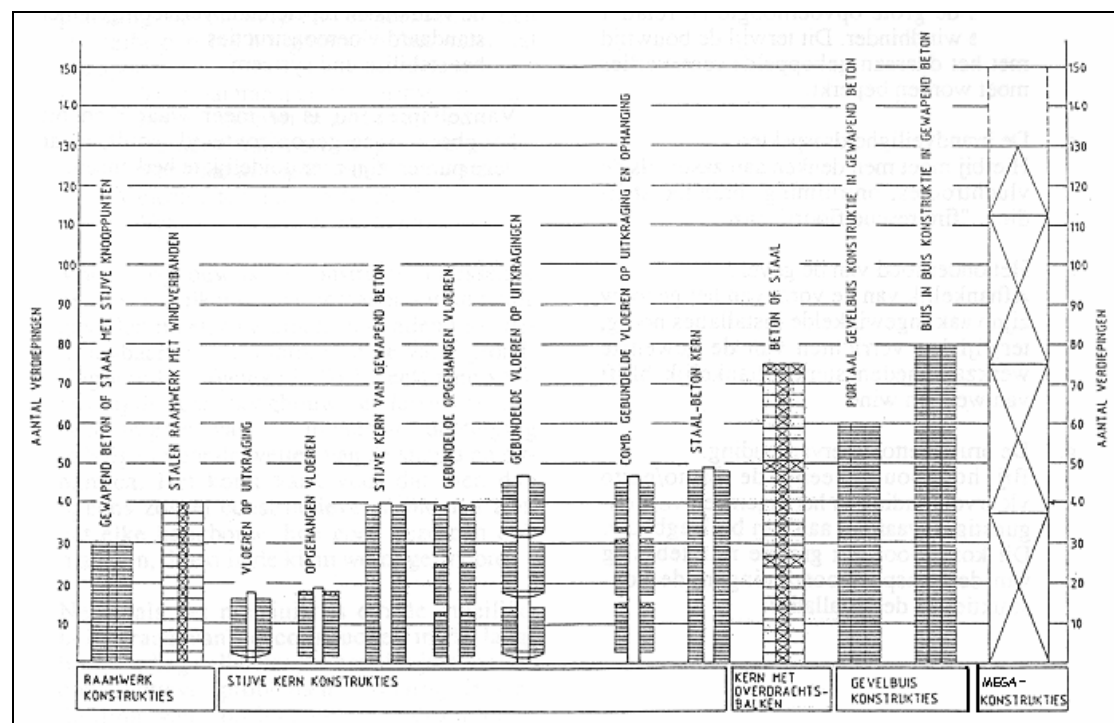
Het is moeilijk om hoogbouw gefaseerd op te leveren. Het gebouw levert dus pas geld op als het helemaal af is. Dit betekent dat er veel renteverlies is en dat het dus loont om de uitvoering zo snel mogelijk te laten verlopen. Hierbij is het verticaal transport van materiaal en personen vaak maatgevend, omdat het mogelijke aantal kranen op de bouwplaats beperkt is. Verder nemen met de toenemende hoogte ook de weersinvloeden toe [24].

Financiële aspecten

De hierboven genoemde aspecten maken dat hoogbouw relatief hogere kosten met zich meebrengt dan laagbouw. Daarnaast moet goed onderzoek gedaan worden of de markt het grote nieuwe aanbod van vloeroppervlak wel kan opnemen. Ondanks alle bovengenoemde moeilijkheden wordt er toch hoogbouw neergezet in Nederland. Dit kan gerechtvaardigd worden door beperkte bouwlocaties in binnenstedelijke centra en het belang van corporate image [26].

3.3 Constructiesystemen voor hoogbouw

Er komen voor hoogbouw enkele constructiesystemen in aanmerking (Figuur 3.1). De belangrijkste criteria voor de keuze hiervan zijn meestal de horizontale stijfheid van het gebouw, het ruimtebeslag van de constructie en de uitvoeringsaspecten. Hieronder zullen de belangrijkste constructiesystemen kort behandeld worden. Deze systemen kunnen ook met elkaar gecombineerd worden.



Figuur 3.1 Constructiesystemen voor hoogbouw [11]

Raamwerkconstructies

Een raamwerkconstructie bestaat uit een raamwerk van kolommen en balken. Er kan onderscheid worden gemaakt tussen ongeschoorde en geschoorde raamwerkconstructies. In ongeschoorde raamwerkconstructies wordt de stijfheid verzorgd door kolommen en balken die momentvast met elkaar verbonden zijn. Een geschoorde raamwerkconstructie bevat, naast balken en kolommen, ook diagonalen. De constructie-elementen worden hierbij op trek en druk belast in plaats van op buiging. Raamwerkconstructies zijn in principe de minst stijve constructies. Doordat ze bij aardbevingen de minste krachten naar zich toetrekken zijn ze wel goed geschikt voor aardbevingsgebieden [11].

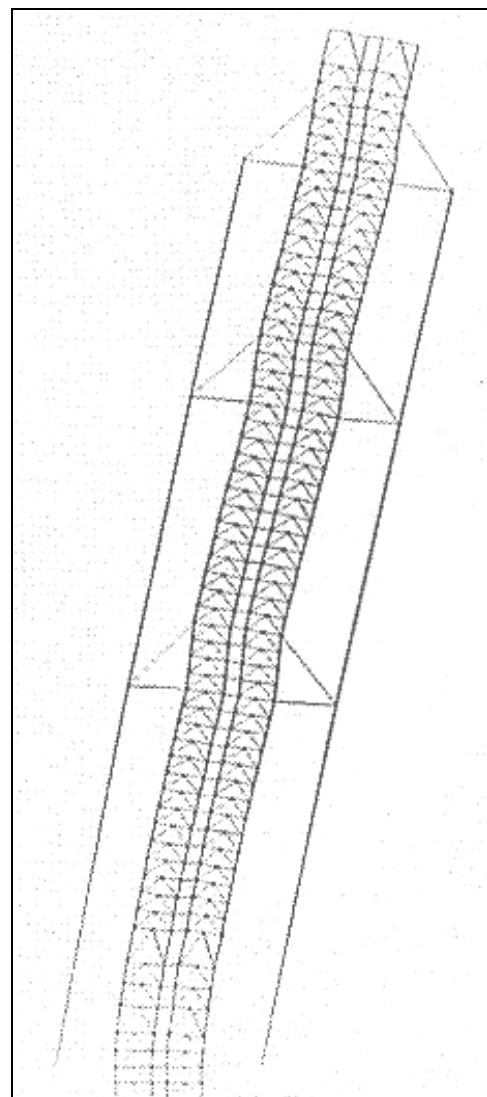
Stijve kernconstructies

Dit is het constructiesysteem dat in Nederland het meest wordt toegepast voor hoogbouw. Alle horizontale belasting wordt afgedragen door een stijve kern in het gebouw. Deze constructieve kern wordt meestal gecombineerd met liftschachten, installatieschachten en trappenhuizen. Hierdoor gaat zo min mogelijk verhuurbaar vloeroppervlak verloren.

Meestal wordt de kern uitgevoerd in gewapend beton. Hierbij is het van belang dat de kern ongescheurd blijft, omdat een gescheurde kern veel minder stijf is dan een ongescheurde. Dit kan worden bereikt door een groot deel van de verticale belasting op de kern te laten rusten. Een andere, veel duurdere, mogelijkheid is om de kern voor te spannen [11].

Kern met overdrachtsconstructies

Als alleen een kern niet voldoende stijfheid geeft, kan het laten meewerken van de gevelkolommen een oplossing zijn. Dit gebeurt door de kern door middel van overdrachtsconstructies ('outriggers') aan de gevelkolommen te koppelen (Figuur 3.2). Als het gebouw dan door wind belast wordt, buigt de kern uit en wil de overdrachtsconstructie mee roteren. Dit wordt verhinderd door de gevelkolommen. Deze worden dan extra belast op druk of trek. De overdrachtsconstructie brengt een tegengesteld moment over op de kernconstructie. Hierdoor krijgt de kern een tegengestelde rotatie, waardoor de totale uitbuiging kleiner wordt. Afhankelijk van de benodigde extra stijfheid kunnen er een of meerdere overdrachtsconstructies over de hoogte van het gebouw worden toegepast. De meest effectieve plaats van de outriggers is op $2/3$ van de hoogte [11]. Het grootste nadeel van dit systeem is de hinder die de outriggers kunnen uitoefenen op de functionele indeling van de plattegronden. Dit nadeel kan geminimaliseerd worden door de outriggers te plaatsen op installatieverdiepingen. De hoogste gebouwen ter wereld, de Petronas Twin Towers in Kuala Lumpur, zijn gebouwd met dit constructiesysteem.



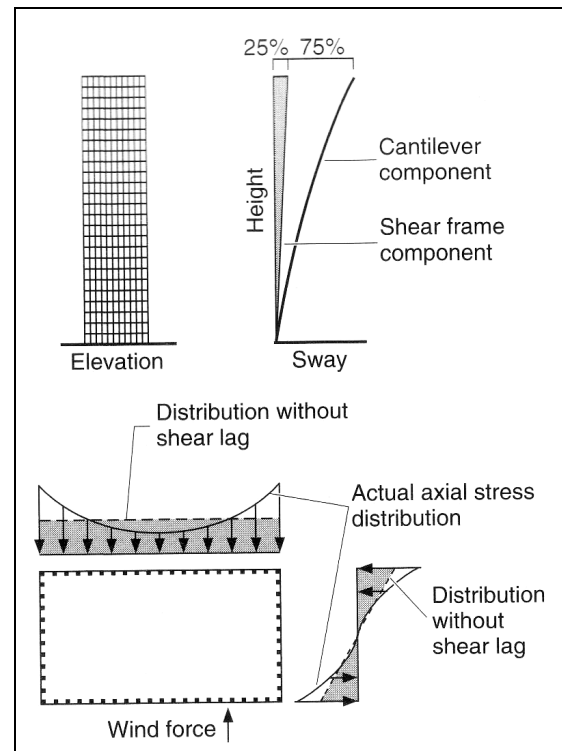
Figuur 3.2 Kern met outriggers [5]

Gevelbuisconstructies

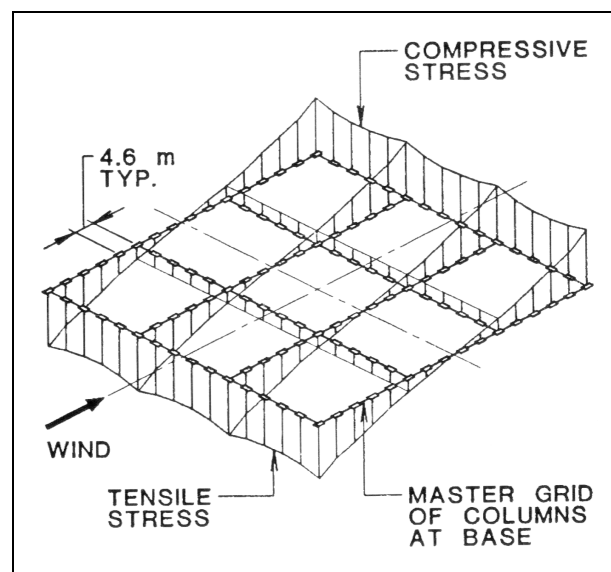
Bij een gevelbuisconstructie zorgen de gevels voor de horizontale stijfheid. Alle gevelkolommen werken mee aan de stijfheid van het gebouw. De buiswerking kan worden verkregen door de kolommen momentvast met de lateien in de gevel te verbinden (portaalwerking) of door plaatsing van diagonalen. Door de grote onderlinge afstand van de gevels ten opzichte van elkaar is dit een zeer stijf constructiesysteem waarmee erg hoge gebouwen gerealiseerd kunnen worden. Een ander voordeel is de vrij indeelbare plattegrond.

De uitwijking wordt niet alleen door buiging veroorzaakt, maar ook voor een deel door afschuiving. Bovendien werken niet alle kolommen volledig mee doordat de liggers niet oneindig stijf zijn. Dit effect wordt in het Engels 'shear-lag' genoemd. Door de kolomafstand zeer klein te houden wordt dit effect zo klein mogelijk gehouden. Door toepassing van diagonalen kan de kolomafstand groter worden. Een andere mogelijkheid om het shear-lag effect te verminderen is het koppelen van meerdere gevelbuizen; zo ontstaat een gebundelde gevelbuis (Figuur 3.4). De gevelbuisconstructie kan ook gecombineerd worden met een stijve kern. Men spreekt dan van een buis-in-buisconstructie.

Het World Trade Center in New York was een van de voorbeelden van een gevelbuisconstructie. Een voorbeeld van een gebundelde gevelbuis is de Sears Tower in Chicago (Figuur 3.4).



Figuur 3.3 Shear-lag effect [5]



Figuur 3.4 Gebundelde gevelbuis [5]

Megaconstructies

Een megaconstructie is een op zichzelf staande, op een macroschaal uitgevoerde gebouwconstructie, welke op haar beurt weer kleinere constructiemodules draagt. Het totale gewicht van het gebouw wordt naar de uiterste omtrek van het gebouw gebracht. Hierdoor wordt de stijfheid en stabiliteit groter en de netto/bruto vloerverhouding kan toenemen. De megaconstructie kan worden uitgevoerd als

ruimtelijk raamwerk zoals het OUB Centre in Singapore (Figuur 3.5) of als ruimtelijk vakwerk zoals de Bank of China in Hong Kong (Figuur 3.6).



Figuur 3.5 OUB Centre



Figuur 3.6 Bank of China

3.4 Verticaal transport

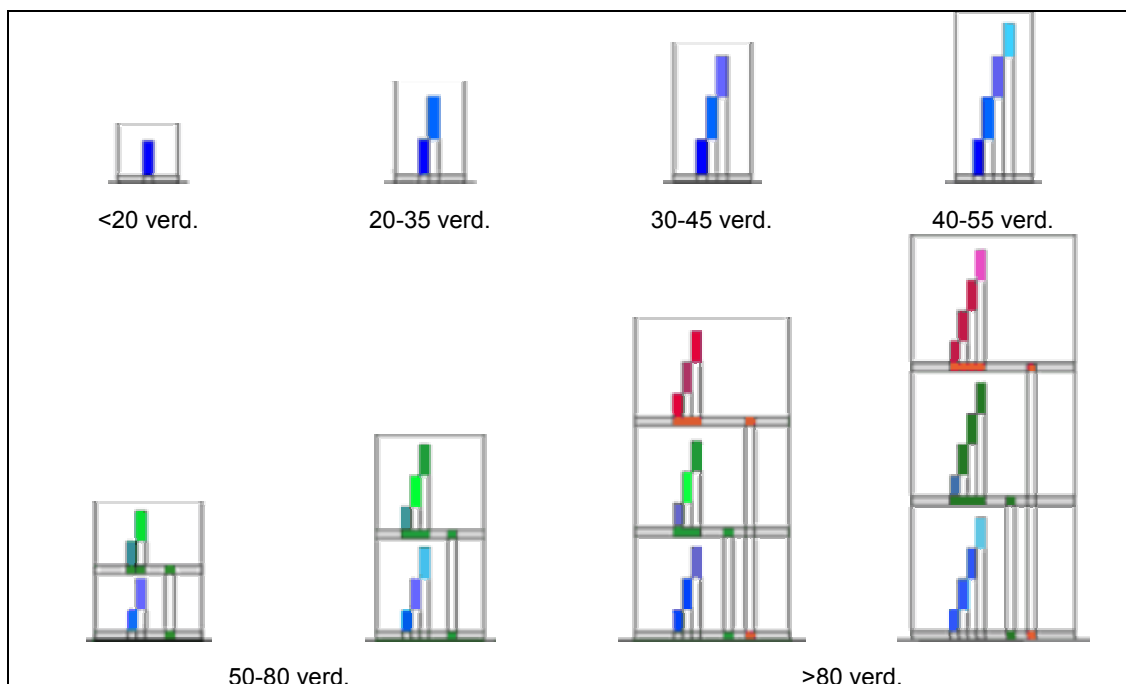
Het goed functioneren van een hoog gebouw hangt voor een groot deel af van het systeem voor verticaal transport van personen en goederen. Hiervoor worden liften gebruikt. Zonder de ontwikkeling van de lift was het nooit mogelijk geweest om hoogbouw te realiseren zoals we die nu kennen. Niet de bouwtechniek was eind 19^e eeuw de beperkende factor voor de hoogte van gebouwen, maar het verticaal transport. Het was simpelweg te vermoeiend en tijdrovend om zoveel verdiepingen omhoog te lopen. Pas sinds de uitvinding van de veiligheidslift van Elisha Otis in 1852 is men woon- en werkgebouwen hoger gaan bouwen [26].

Liften kunnen een groot deel van het vloeroppervlak innemen. Het is belangrijk om veel aandacht aan het liftsysteem te besteden, zodat deze ruimte toch zo klein mogelijk blijft. De capaciteit van het systeem moet voldoen aan bepaalde eisen. De systeemcapaciteit hangt af van de configuratie, het aantal liften, de snelheid en de grootte van de liften [2]. De geëiste capaciteit wordt bepaald door drie pieken: 's ochtends, 's avonds en tijdens de lunchpauze. Meestal is de ochtendpiek (de "op-piek") maatgevend. De grootte van de pieken is afhankelijk van verschillende factoren. De gebruiksfunctie is een van die factoren. De piek bij een kantoorgebouw zal groter zijn dan die in een woongebouw, omdat veel mensen op dezelfde tijd beginnen met werken. Die piek is weer kleiner als in het gebouw meerdere huurders zijn, met verschillende werktijden. Daarnaast is ook de wijze van vervoer naar het gebouw toe een factor. Als het gebouw dicht bij een groot station ligt zullen er grotere

pieken ontstaan dan als iedereen met de auto of de fiets komt. Een andere factor voor de geëiste capaciteit is de luxe van het gebouw. In een gebouw waar de huur laag is, kunnen langere wachttijden getolereerd worden dan in gebouwen met een hogere huur.

Bij gebouwen hoger dan 20 verdiepingen is het niet meer efficiënt om met één liftgroep te werken. Het liftsysteem kan dan worden opgesplitst in een “low-rise” en een “high-rise”-gedeelte. De “low-rise”-groep bedient de onderste helft van het gebouw, terwijl de “high-rise”-groep in één keer van de lobby doorgaat naar de bovenste helft van het gebouw. Deze “high-rise”-liften kunnen als snellere liften uitgevoerd worden en winnen met name op het eerste traject daardoor veel tijd. Ditzelfde principe kan voor hogere gebouwen ook met drie of vier liftzones worden uitgevoerd.

Voor superhoogbouw (gebouwen met meer dan 50 verdiepingen) is zelfs dit systeem niet efficiënt genoeg. Er kan dan gebruik worden gemaakt van een “sky-lobby”. Dit is een verdieping waar mensen kunnen overstappen. Mensen die op een hooggelegen verdieping moeten zijn, stappen eerst in een “shuttle-lift”, een zeer snelle, vaak extra grote lift, die zonder te stoppen naar de “sky-lobby” gaat en stappen daarna in een stoplift. Dit systeem is vergelijkbaar met de sneltreinen en stoptreinen bij de spoorwegen. In Figuur 3.7 staat samengevat welke configuratie bij welk aantal verdiepingen het best is.



Figuur 3.7 Verschillende liftconfiguraties

Een andere mogelijkheid om ruimte te besparen is het gebruik van “double-deck”-liften. Bij dit lifttype zijn er in één schacht twee cabines boven elkaar geplaatst. Mensen die naar een even verdieping moeten stappen in op de begane grond en mensen die naar een oneven verdieping moeten, gaan met de roltrap naar de eerste verdieping en stappen daar in. Dit kan een toename van de capaciteit, zonder extra ruimtegebruik geven [2]. Verder is er nog winst te behalen met “slimme” liften. Door goede software bij de liften te gebruiken, kunnen de verschillende liften in een groep bepalen waar ze wel en niet moeten stoppen om alles zo efficiënt mogelijk af te handelen.

4. Verkenning scheve hoogbouw

4.1 Inleiding

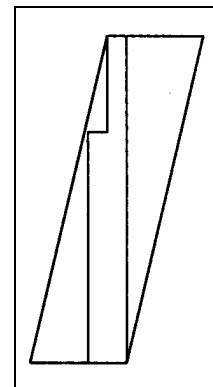
In dit hoofdstuk zullen verschillende aspecten van scheve hoogbouw behandeld worden. Eerst wordt de invloed van de scheefstand op diverse aspecten beschreven. Daarna wordt er bekeken wat de mogelijkheden voor verticaal transport in een scheef gebouw zijn. Uiteindelijk worden de constructieve aspecten behandeld. Er wordt antwoord gegeven op de vraag wat de mogelijke constructieve oplossingen zijn bij scheve hoogbouw.

4.2 Invloed op diverse aspecten

Het hellen van een gebouw heeft op diverse aspecten invloed. Hieronder wordt een opsomming gegeven die M. Eschweiler voor zijn afstudeerproject “Scheve Hoogbouw Zuidas” [6] samengesteld heeft.

Draagconstructie

- Een scheef gebouw roept, in de meeste gevallen door de verticale rustende en variabele krachten in combinatie met de scheefstand, horizontale krachten op. Deze krachten moeten door stabiliserende elementen afgedragen worden. Daarbij kunnen grote momenten in de elementen en zelfs in de fundering optreden. De grootte van de momenten hangt af van het gekozen draagsysteem.
- Als een rechte kern voor de stabiliteit toegepast gaat worden, kan door de scheefstand de kern niet meer binnen de gevelafmetingen passen (Figuur 4.1).
- De windbelasting is over de hoogte niet gelijk. Daardoor kunnen, wanneer de windrichting evenwijdig aan de schuine gevel staat, torsiekrachten op de constructie komen te staan.
- Doordat het gebouw scheef staat zijn de drukverdelingen over de elementen van de draagconstructies ongelijkmatig verdeeld. Aan de overhangende kant zullen de elementen door een hogere druk belast worden. Dit is in tegenstelling tot wind een permanente belasting en er moet dus met de langeduur E-modulus gerekend worden. Als de elementen van beton zijn zal de kruip aan de overhangende kant groter zijn. Hierdoor kan het bouwwerk nog verder scheef gaan hangen. De moeilijkheid is om de grootte van de kruip met zekerheid te voorspellen en te kunnen verzekeren dat tijdens de levensduur van het gebouw de uitbuigingseisen blijvend worden behaald.



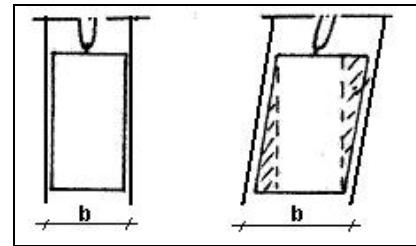
Figuur 4.1 Kern past niet

Bouwfysica

- Door scheefstand tegen de zon in, kan een reductie in warmtelast door zontoetreding gerealiseerd worden. Alleen bij de schuine gevel is dit het geval.

Installaties

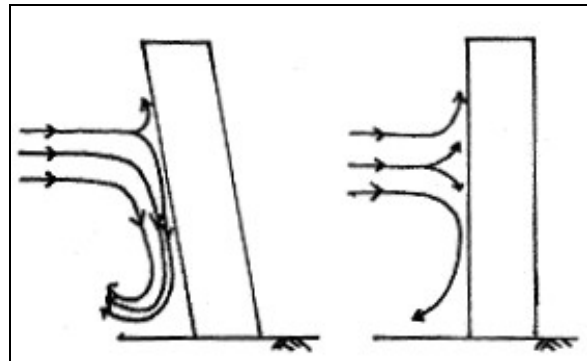
- Bij toepassing van schuine liften, wordt een extra horizontale kracht geïntroduceerd tijdens versnelling en vertraging van liften.
- Schuine liften nemen meer ruimte in beslag door schuine stukken. Negatief voor netto/bruto vloerverhouding (Figuur 4.2).



Figuur 4.2 Schuine lift neemt meer ruimte in

Comfort

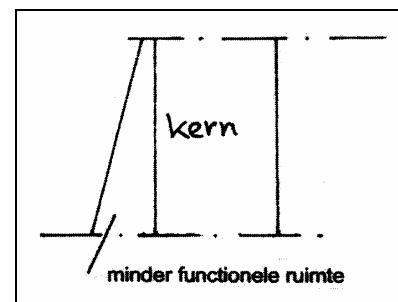
- Mogelijke hinderlijke reflecties van zon voor mensen buiten door schuine gevel.
- Gevaar voor windhinder. Bij schuine gevel wordt de wind aan één kant meer naar beneden gestuwd (Figuur 4.3).



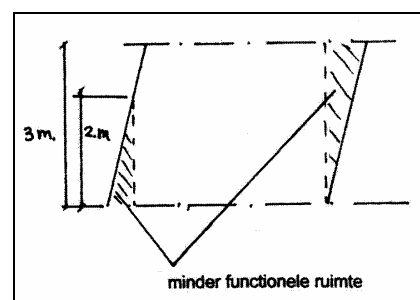
Figuur 4.3 Wind wordt langs gevel omlaag gestuwd

Functioneel

- Als eventueel toe te passen kernen of liften recht staan, kan iedere verdieping mogelijk een andere indeling krijgen. Daaraan verwant ontstaan gedeeltes met weinig ruimte tussen de kernen en/of liften die niet functioneel in te delen zijn. Dit heeft een negatieve invloed op de netto/bruto vloerverhouding (Figuur 4.4).
- Schuine gevel creëert een gebied bij de gevel waar moeilijk iets functioneels mee gedaan kan worden. Negatief voor netto/bruto vloerverhouding (Figuur 4.5).
- Gevaar voor mensen onder schuine gedeelte.
- Schoonhouden van een schuine gevel is lastiger.



Figuur 4.4 Verlies functionele ruimte



Figuur 4.5 Verlies functionele ruimte

Psychologisch

- Scheve dragende elementen kunnen volgens een onderzoek van TNO, door ir. W. Bles, bij het opstaan een duizelig gevoel teweeg brengen.
- Mensen met hoogtevrees kunnen zich onprettig voelen als zij in het gebouw bij de schuine gevel staan.

Fundering

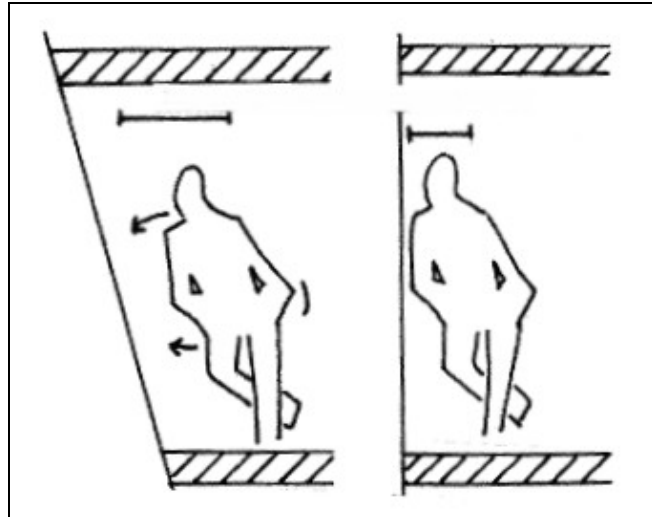
- Door mogelijk ongelijke krachtsverdeling in de fundering kunnen grote verschillen in zettingen ontstaan.
- Door scheefstand is de kans op trekkrachten in de fundering groter.

Uitvoering

- Tijdens de bouw moet meer worden nagedacht over het garanderen van de stabiliteit in de bouwfase.
- De maatvoering moet beter in de gaten gehouden worden. Vanwege het scheve karakter ontstaan verschillende vervormingen in diverse richtingen tijdens de uitvoering. De belasting is immers niet homogeen verdeeld.
- Gebrek aan ervaring met scheef bouwen bij de betrokken partijen, dit kan leiden tot een langere bouwtijd.

Veiligheid

- Gebied buiten onder de schuine kant kan niet gebruikt worden, met eventueel open ramen kan er makkelijker een object uitvallen.
- Gevel moet een vallend persoon kunnen tegenhouden. Door de hoek komen er grotere krachten op te staan dan bij een verticale gevel. De persoon bouwt namelijk meer snelheid op voordat de gevel hem tegen kan houden (Figuur 4.6).



Figuur 4.6 Extra kracht op gevel

4.3 Verticaal transport

Voor het verticaal transport in een scheef gebouw zijn twee mogelijke principes. De liften kunnen schuin geplaatst worden of de liften kunnen recht geplaatst worden. Hieronder staan de voor- en nadelen van de verschillende principes, overgenomen van [6].

	Voordelen	Nadelen
Schuin	- indeling verdiepingen gelijk	- als het gecombineerd wordt met een stijve kern functie, dan kern en massa ook scheef - neemt meer loze ruimte in beslag aan de zijkanen - lengte liftschacht en dus ook installaties nemen meer ruimte in beslag - extra horizontale krachten bij het versnellen en vertragen
Recht	- i.c.m. stijve kern een goede verdeling van de massa	- op iedere verdieping een aparte indeling

In Nederland is nog maar één keer een schuine lift gemaakt, in winkelcomplex de Kalvertoren in Amsterdam. De scheefstand was hierbij 10 graden en de lengte 25 meter. Deze lift is gemaakt door Mitsubishi Elevator Europe, voorheen bekend als

Wolter & Dros evli BV. Met dhr. Van Heusden van Mitsubishi Elevator Europe is contact opgenomen om na te vragen over de mogelijkheden van schuine liften in hoogbouw. Hij verwachtte dezelfde moeilijkheden als dhr. Wiegenraat van dezelfde firma in het gesprek met M. Eschweiler [6].

- Door druk op de geleidingswielen, kans op slijtage en daardoor veel onderhoud nodig. Dit is bij gewone liften niet een probleem, want daarbij houden de geleidingswielen de lift alleen in een rechte lijn en komt er geen continue belasting op de wielen.
- Bij de hoogten waar er sprake is van hoogbouw gaan de kabels door hun eigen gewicht doorhangen. Hierdoor is er een toename van benodigd hefvermogen, de doorhangende kabels leveren weerstand op.
- Mogelijke problemen met de luchtverplaatsing in de (dichte) schacht als er slijtage is opgetreden bij de geleidingswielen. Op de verdiepingen kunnen dan liftdeuren gaan trillen. Er ontstaan geluidsproblemen.
- Bij de benodigde snelheden door de onnatuurlijke verplaatsing en versnellingen, zowel verticaal als horizontaal, zullen mensen misselijk en duizelig kunnen worden.
- Als de geleidingswielen slijtage vertonen zal dat onregelmatig over de omtrek kunnen optreden. Dit leidt tot een hobbelig gedrag van de lift waar mensen misselijk en duizelig van worden.
- Ook de maatvoering wordt crucialer vanwege het hobbelgevaar.
- Door gebrek aan onderzoek en ontwerpregels wordt een eventueel ontwerp buitensporig kostbaar.

Conclusie: Met de hedendaagse technologische kennis is het economisch niet verantwoord om een scheve lift voor hoogbouwdoeleinden, met diens versnellings- en snelheidseisen te laten ontwerpen. Tevens kan er nog niet beoordeeld worden of de comforteisen kunnen worden gehaald. Hiermee is het schuin plaatsen van een eventuele stabiliserende kern geen reële optie meer! [6]

4.4 Constructieve aspecten

Het scheef staan van een gebouw heeft uiteraard een grote invloed op de constructie van het gebouw. Er worden krachten en momenten opgeroepen die bij een recht gebouw niet ontstaan. Daarbij kan onderscheid gemaakt worden in de externe en de interne krachtswerking. Deze zullen beide besproken worden. De keuze van het draagsysteem heeft alleen invloed op de inwendige krachtsverdeling. De scheefstand kan grote horizontale verplaatsingen veroorzaken. Er zal besproken worden hoe dit kan worden tegengegaan. Verder zal er ook kort een voorbeeld van scheve hoogbouw besproken worden: 'Puerta de Europa' in Madrid.

Externe krachtswerking

De belastingen op het gebouw moeten door de draagconstructie worden afgedragen naar de fundering. Er kan daarbij onderscheid gemaakt worden tussen verticale en horizontale belastingen:

Verticale belastingen:

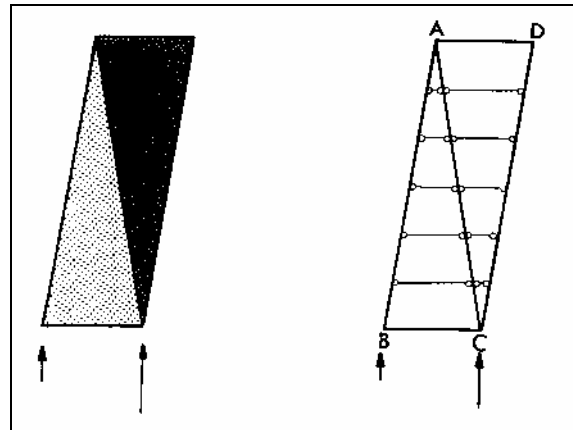
- eigen gewicht van het gebouw;
- variabele belasting;
- opwaartse kracht door grondwaterspanning onder kelder.

Horizontale belastingen:

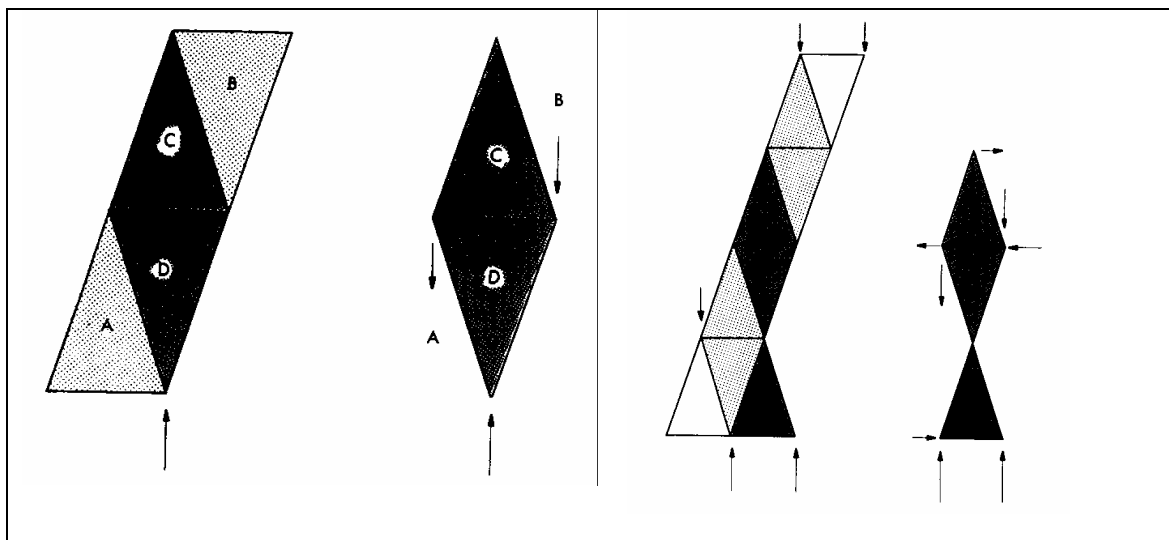
- windbelasting;
- horizontale gronddruk of waterdruk op kelderwanden;
- (aardbevingsbelasting).

De horizontale belasting leidt tot een moment dat moet worden opgenomen door koppels van verticale krachten. Bij een scheef gebouw kunnen ook de verticale belastingen tot een moment in de fundering leiden. Dit hangt af van de vorm van het gebouw, het gewicht en de plaatsing van de opleggingen.

Door het slim uitbalanceren van een constructie (en de vorm van het gebouw) kan een evenwicht bereikt worden waarin geen moment ontstaat als gevolg van de zwaartekracht. De basisvorm hiervoor is de gelijkbenige driehoek. Hiermee kunnen verschillende bouwvormen worden gemaakt die in evenwicht zijn (Figuur 4.7 en Figuur 4.8). De verticale belasting wordt dan door de diagonalen afgedragen. In de vloeren ontstaat hierdoor een druk- of een trekkracht. Er moeten nog wel maatregelen genomen worden om de windbelasting af te dragen.



Figuur 4.7 Constructie bestaande uit twee driehoekige gebouwmodules [17]



Figuur 4.8 Twee voorbeelden van meer complexe constructiesystemen zonder moment in de fundering [17]

De diagonalen maken dit systeem niet erg bruikbaar voor gebruik in het gebouw. Het kan wel voor de gevels gebruikt worden. Sommige systemen hebben consequenties voor de uitvoering. Sommige constructies zijn namelijk pas stabiel als de gehele constructie klaar is.

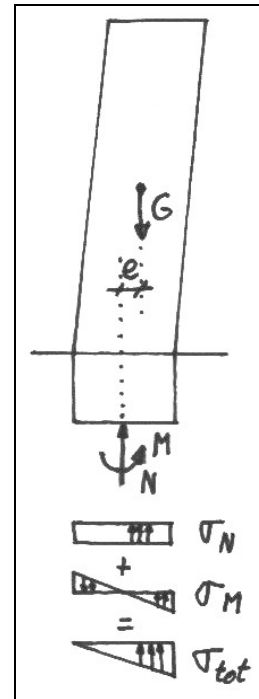
De afmeting en de plaats van de fundering is ook van invloed op het ontstaan van momenten in de fundering. De resultante van de funderingskrachten gaat door het zwaartepunt van het bovengelegen gebouw. Indien deze resultante niet midden onder de fundering ligt ontstaat er tevens een moment in de fundering door het gebouwgewicht (Figuur 4.9). Hoe verder de resultante uit het centrum ligt, des te groter wordt het moment. Het moment kan zo groot worden dat er trekkrachten in de fundering ontstaan ten gevolge van de verticale belasting. Dit gebeurt als de resultante van de funderingskrachten meer dan 1/6 keer de lengte van de fundering buiten het centrum ligt (bij een rechthoekige fundering):

$$\sigma_N = \frac{N}{A} = \frac{G}{b \cdot l}$$

$$\sigma_M = \frac{M}{W} = \frac{G \cdot e}{1/6 b \cdot l^2}$$

als $\sigma_N = \sigma_M$

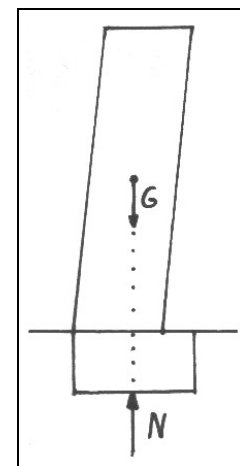
dan $e = 1/6 l$



Figuur 4.9 Moment in fundering door scheefstand

Ten gevolge van de windbelasting ontstaat hetzelfde effect. Er komt een moment in de fundering, waardoor er een ongelijke spanningsverdeling in de fundering ontstaat en er eventueel trekspanningen ontstaan. Deze twee effecten kunnen elkaar nog versterken.

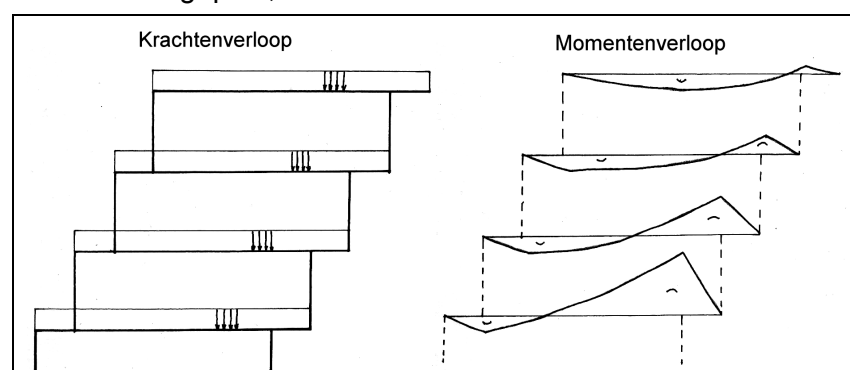
Het is vanuit constructief oogpunt gezien dus verstandig om de fundering zoveel mogelijk midden onder het zwaartepunt van het gebouw te plaatsen. Dit kan door de fundering gedeeltelijk buiten de gevelafmetingen te plaatsen (Figuur 4.10). Hierdoor blijven het moment en de spanningsverschillen minimaal.



Figuur 4.10 Geen moment in fundering

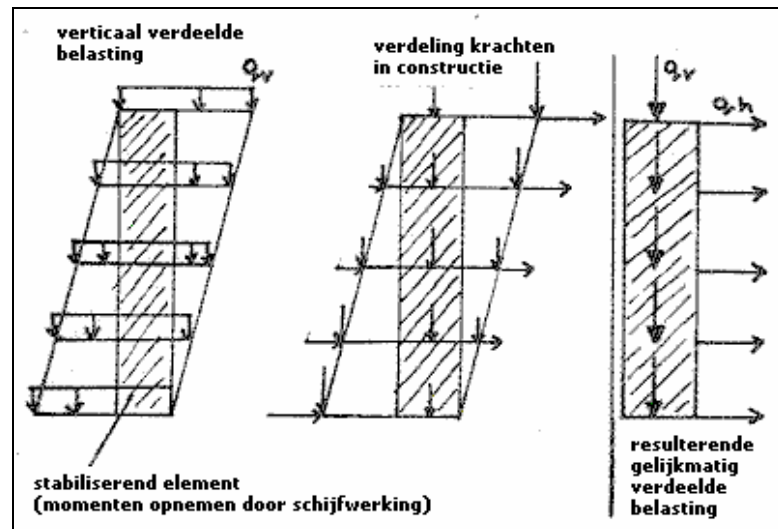
Interne krachswerking

Als er gevelkolommen worden toegepast, zullen deze scheef geplaatst moeten worden. Als ze namelijk recht geplaatst worden, staan ze niet direct onder elkaar en dan zal er in de verdiepingvloeren een steeds groter moment moeten worden opgenomen, door de toenemende normaalkrachten in de kolommen [6] (Figuur 4.11).



Figuur 4.11 Toenemend moment bij rechte gevelkolommen

Door het scheef plaatsen van de gevelkolommen worden er op elke verdieping horizontale belastingen opgeroepen door de verticale belasting (Figuur 4.12). Door druk en trek aan beide kanten op te tellen kunnen deze horizontale belastingen worden geschematiseerd als een gelijkmatig verdeelde belasting. Stabiliteitselementen zullen deze belastingen af moeten dragen naar de fundering. Deze horizontale belastingen kunnen veel groter zijn dan de windbelasting.



Figuur 4.12 Verdeelde horizontale belasting door verticale krachten [6]

Voorbeeld:

Een gebouw:

Hoogte = 100 m;

Breedte x lengte = 30 x 30 m;

Scheefstand = 5 graden;

Eigengewicht gebouw = 3 kN/m³;

Deel afgedragen aan scheve kolommen = 30 %;

Totale horizontale kracht = $30 \times 30 \times 100 \times 3 \times 30\% \times \tan 5^\circ = 7087 \text{ kN}$;

Verdeelde belasting = $7087 / (30 \times 100) = 2,36 \text{ kN/m}^2$;

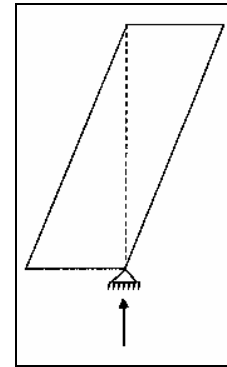
Windbelasting $\approx 1,70 \text{ kN/m}^2$;

Bij een grotere scheefstand is de verdeelde belasting uiteraard nog groter.

Door deze extra horizontale belasting kan het gebouw een grote uitbuiging krijgen. Doordat deze belasting permanent is, kan er in betonconstructies kruip ontstaan, waardoor in de tijd de uitbuiging nog verder toe kan nemen [17]. Door de keuze van het constructiesysteem zullen bovenstaande effecten zoveel mogelijk beperkt of voorkomen moeten worden.

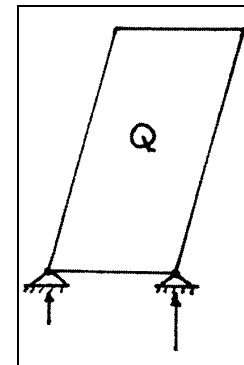
In [23] wordt een aantal principeoplossingen voor scheve gebouwen gegeven. Er wordt een wandsysteem en een balk-kolomsysteem behandeld.

Bij een wandsysteem kan als de helling van het gebouw niet al te groot is, de ondersteuning direct onder het zwaartepunt geplaatst worden. Er worden door de zwaartekracht dan geen horizontale krachten opgeroepen die door de stabiliserende elementen moeten worden opgevangen (Figuur 4.13). Er ontstaan in de wanden zelf wel grote interne krachten. Er moeten uiteraard wel maatregelen worden genomen om de windbelasting naar de fundering af te dragen.



Figuur 4.13
Oplegging onder
zwaartepunt [23]

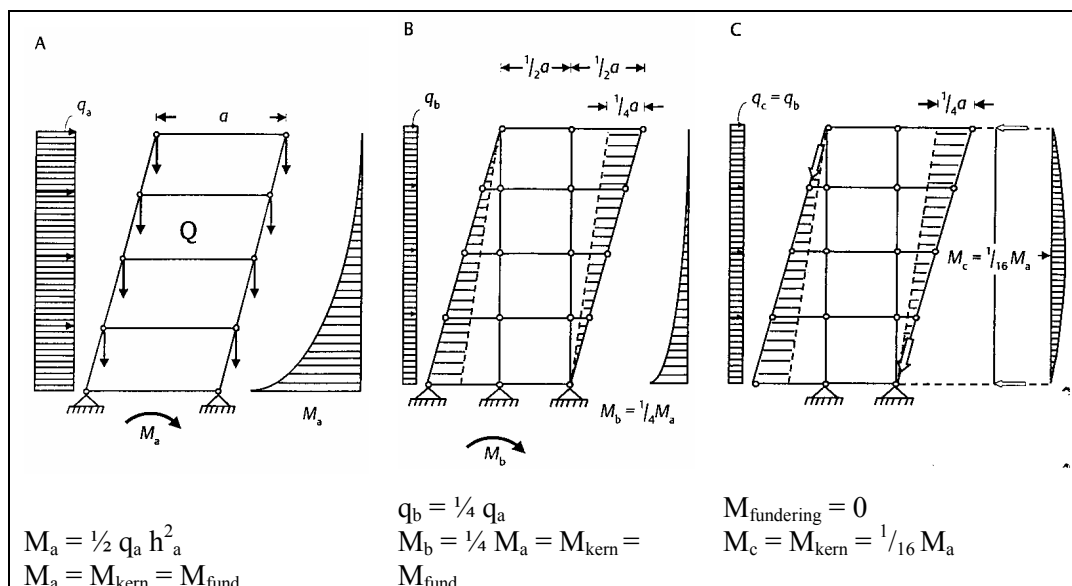
Als de scheefstand niet te groot is kan er natuurlijk ook op twee steunpunten gefundeerd worden. Er ontstaan dan nog steeds geen horizontale krachten. De opleggingen nemen wel een verschillende kracht op (Figuur 4.14).



Figuur 4.14 Twee
opleggingen [6]

Een nadeel van het wandsysteem is dat de vrije indeelbaarheid van het vloeroppervlak afneemt. Daardoor is het niet een erg geschikt systeem voor kantoren. Het kan natuurlijk in geperforeerde vorm wel als gevel gebruikt worden als de openingen in de gevel niet te groot hoeven zijn.

In kantoren wordt meestal een balk-kolomsysteem toegepast. Zoals hiervoor al gezegd ontstaan er intern horizontale krachten die door het stabiliserend systeem moeten worden opgenomen, doordat de kolommen scheef staan. Deze horizontale belasting kan geschematiseerd worden als een gelijkmatig verdeelde belasting. In [23] worden drie schema's van een balk-kolomsysteem behandeld (Figuur 4.15).



Figuur 4.15 Drie mogelijke statische schema's voor een balk-kolomsysteem in een hellend gebouw [23]

In schema A spannen de vloeren van de ene gevel naar de andere. Hierdoor veroorzaakt het hele gebouwgewicht horizontale ontbondenen. Hierdoor ontstaat een

moment M_a dat door de stabiliserende elementen en de fundering moet worden opgenomen.

In schema B worden er twee verticale kolommen aan het schema toegevoegd. Hierdoor rust er minder gebouwgewicht op de scheve gevelkolommen. De horizontale belasting veroorzaakt door het gebouwgewicht is nu 4 keer zo klein als in schema A. Hierdoor is ook het moment dat door de stabiliserende elementen en de fundering moet worden opgenomen gereduceerd tot $\frac{1}{4} M_a$.

Schema C is gelijk aan schema B, alleen is nu de linker oplegging weggelaten. Hierdoor hangt het linker deel van het gebouw aan de linker verticale kolom. De scheve gevelkolom wordt als trekelement uitgevoerd. De horizontale kracht veroorzaakt door het gebouwgewicht is nog even groot als in schema B. Doordat er nu bovenin de constructie een horizontale ontbondene in de tegengestelde richting aangrijpt, ontstaat er echter een heel ander momentverloop. Het moment dat door de fundering moet worden opgenomen is 0! Het maximale moment dat door de stabiliserende elementen dient te worden opgenomen is nu 16 keer kleiner dan in schema A! Dit kan dus aanzienlijk in kosten schelen. Dit schema leidt wel tot een lastige uitvoering, omdat de trekkrachten pas later kunnen worden aangebracht. Verder zal de linker verticale kolom ook een stuk zwaarder uitgevoerd moeten worden, omdat hier al vanaf de bovenste verdieping een grote drukkracht op komt te rusten.

Horizontale vervormingen

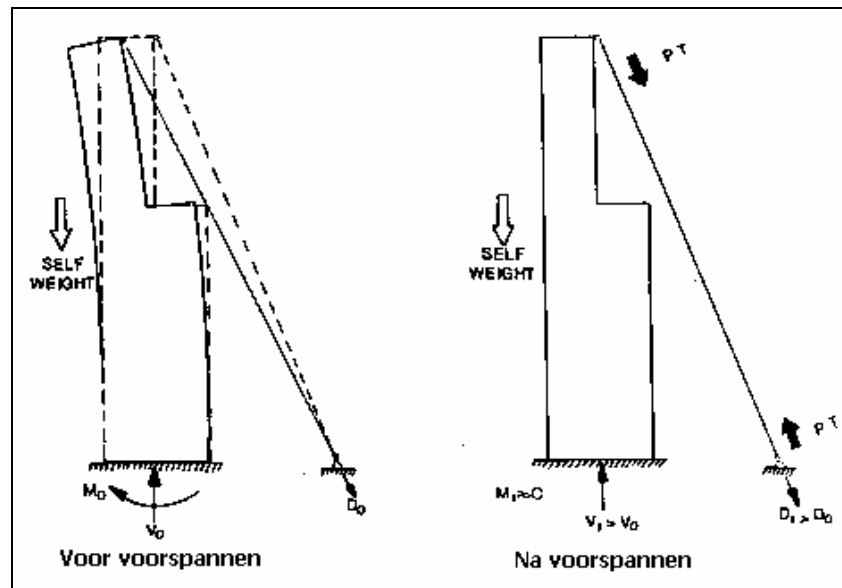
Het eigengewicht van het gebouw kan een uitwijking van het gebouw veroorzaken. Om deze uitbuiging niet te groot te laten worden zijn er drie mogelijkheden [17]:

- De constructie extra stijf maken.
- De constructie expres uit het lood bouwen.
- De constructie voorspannen.

De eerste mogelijkheid is niet erg efficiënt en erg duur door extra materiaalkosten. Daarnaast neemt het ook meer kostbare ruimte in beslag.

Door de constructie expres uit het lood te bouwen, wordt deze initiële scheefstand later weer rechtgetrokken door het eigengewicht van het gebouw en de rustende belasting. Dit vereist echter wel een grote nauwkeurigheid van de berekening van de uitwijking. Als deze berekening niet goed voldoet, zal de constructie erg uit het lood staan. Dit kan ernstige problemen opleveren voor de liften en de gevelconstructies. Vooral door het kruipgedrag van beton is het lastig om met deze methode een goed resultaat te boeken.

De constructie voorspannen is de derde optie (Figuur 4.16). De uitwijking veroorzaakt door het eigengewicht wordt weer ongedaan gemaakt door de constructie door de voorspanning de andere kant op te trekken. Het voordeel is dat deze voorspanning aangepast kan worden aan de daadwerkelijke uitwijking van het gebouw. Het is echter wel lastig om deze trekkracht weer naar de fundering af te dragen. Er moet bijvoorbeeld met een contragewicht of trekpalen gewerkt worden.



Figuur 4.16 Voorspannen van de constructie [17]

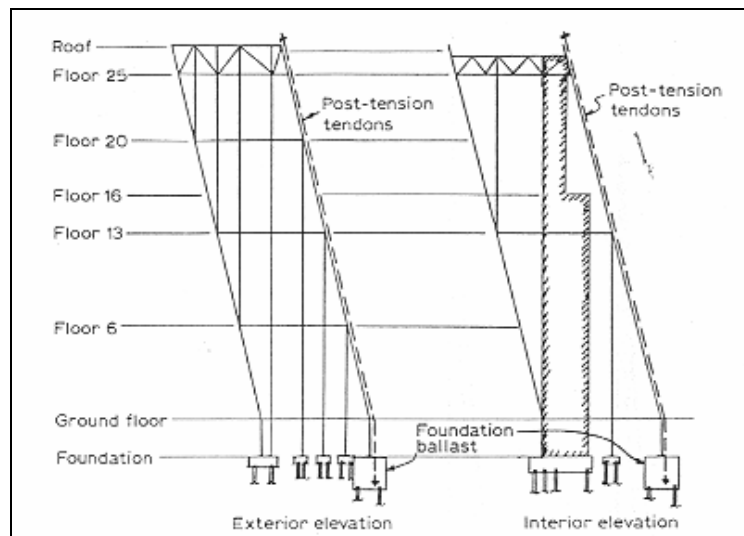
Puerta de Europa, Madrid



Figuur 4.17 Puerta de Europa in aanbouw

De enige scheve hoogbouw die tot nu toe gerealiseerd is, zijn de Puerta de Europa gebouwen in Madrid (Figuur 4.17). Dit zijn twee scheve torens die als poort tegenover elkaar aan twee kanten van een grote weg staan. Deze gebouwen hebben een helling van $14,3^\circ$ en een hoogte van 114 m. Ze zijn ontworpen door John Burgee Architects en Pedro Seneri Cardillo.

De constructeur van dit project is Leslie E. Robertson. De draagconstructie bestaat uit een betonnen kern, met stalen kolommen, balken en staalplaat-betonvloeren. Het stabiliteitssysteem in de richting van de helling bestaat uit twee stalen frames in de gevels en twee stalen frames die gebruik maken van de betonnen kern. Zoals te zien in Figuur 4.18 hebben een aantal vloeren een belangrijke constructieve functie. Tijdens de bouw is eerst tot de hoogte van deze vloeren gebouwd, waarna pas de tussengelegen vloeren werden gestort [17]. Dit om de stabiliteit van het gebouw te garanderen tijdens de bouw.



Figuur 4.18 Constructie van Puerta de Europa [17]

De constructie werkt volgens het voorspanningssysteem. Onder de kelder is een grote betonnen ballast gestort om de trekkracht op te nemen. Tijdens de bouw is de kern het belangrijkste stabiliteitselement. Pas na het gereedkomen van de overdrachtsconstructie bovenop, gaan ook de stalen frames meewerken.

5. Verkenning kelder/fundering

5.1 Inleiding

Onder de V-tower is een 6 lagen diepe kelder gepland. Deze kelder komt op een locatie die nu nog in het water ligt. In dit hoofdstuk zullen de aspecten die bij de aanleg van zo'n kelder en de fundering van een dergelijk hoog gebouw komen kijken, worden verkend. Eerst wordt de Rotterdamse bodemgesteldheid besproken. Daarna zal worden ingegaan op de invloed van grondwater op uitvoering en ontwerp. Vervolgens wordt besproken hoe zettingen ontstaan en hoe ze beperkt kunnen worden. Er worden mogelijke funderingstypen behandeld en als laatste worden de mogelijke uitvoeringsmethoden voor de kelder doorgenomen.

5.2 Bodemprofiel

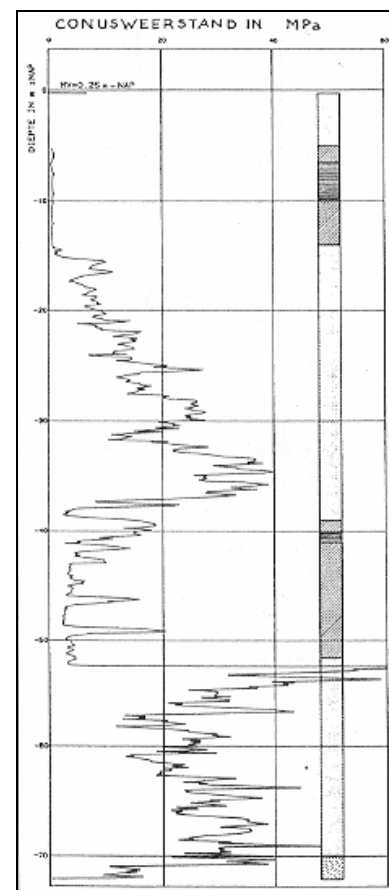
Voordat men de fundering van een gebouw gaat ontwerpen, moet er kennis over de ondergrond zijn. Hierbij is de opbouw van de lagen, de grondsoort en de eigenschappen van die grondlagen van belang [21].

In Nederland wordt meestal gebruik gemaakt van sonderingen om het bodemprofiel te bepalen. Hierbij wordt met constante snelheid een conus in de grond gedrukt, terwijl de conusweerstand en de mantelwrijving worden gemeten. Uit deze twee getallen kan het kleefgetal worden berekend, waaruit de grondsoort kan worden afgeleid.

In Figuur 5.1 en Figuur 5.2 zijn sonderingen gegeven voor de Delftse Poort en de Medische Faculteit te Rotterdam. Hoewel deze locaties circa 1 km uit elkaar liggen, geven ze toch ongeveer eenzelfde beeld van de bodemopbouw. Uiteraard zullen voor het project de V-tower, meerdere sonderingen uitgevoerd moeten worden, zeker omdat de locatie aan de andere kant van de Maas ligt, maar voorlopig zal worden uitgegaan van het bodemprofiel ter plaatse van de Medische Faculteit.

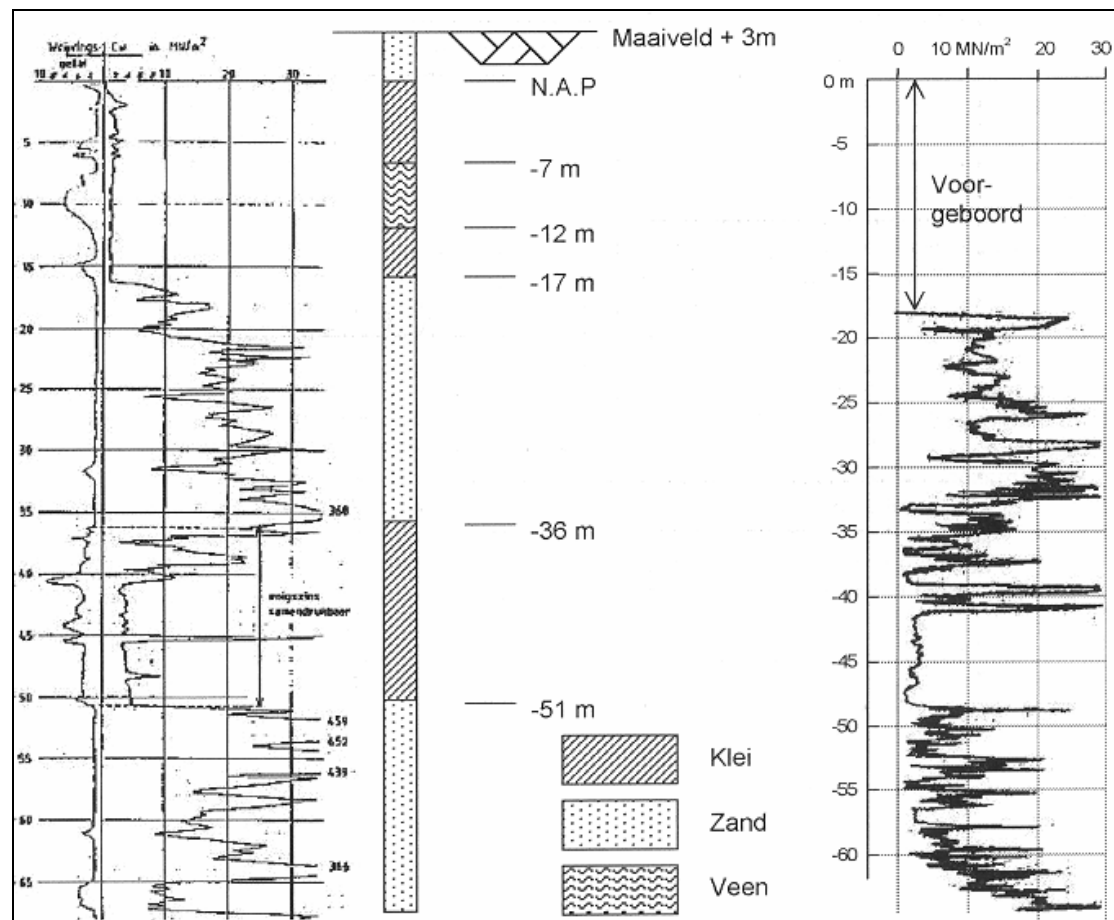
Op de Kop van Zuid is de gemiddelde maaiveldhoogte NAP +3,5 m. Tot NAP –17 m bevinden zich vooral slappe holocene klei- en veenafzettingen. Tussen NAP –17 m en NAP –36 m bevindt zich een draagkrachtige zandlaag. Hieronder ligt tot een diepte van NAP –51 m de 'Laag van Kedichem'. Deze laag bestaat uit klei en silt. Deze laag is enigszins samendrukbaar en slecht waterdoorlatend. Vanaf NAP –51 m bevindt zich een 2^e draagkrachtige zandlaag [1].

Voor het ontwerpen van bouwkuipen wordt meestal niet alleen gesondeerd. Meestal worden er ook boringen met ongeroerde bodemonsters genomen en worden de



Figuur 5.1 Sondering voor de Delftse Poort [8]

monsters onderzocht in een laboratorium. Hiermee kunnen direct bepaalde grondparameters bepaald worden, die vaak gunstiger zijn dan de grondparameters die indirect uit de sonderingen afgeleid kunnen worden [4].



Figuur 5.2 Sondering voor de Medische Faculteit, Rotterdam [1]

5.3 Grondwater

Behalve het grondprofiel is voor het ontwerp van een kelder het grondwater een belangrijke factor. Men maakt onderscheid tussen grondwaterstand en stijghoogte. De grondwaterstand (het freatisch vlak) is het niveau waarop zich de waterspiegel bevindt en de stijghoogte is de hoogte van de waterspiegel als met een peilbuis in dieper gelegen watervoerende pakketten wordt gemeten. In West-Nederland ligt de grondwaterstand meestal dicht onder het maaiveld. Op de Kop van Zuid is de gemiddelde grondwaterstand ongeveer 1 m onder maaiveld. Deze waarde kan echter fluctueren, doordat de waterstand van de Maas onder invloed van getij varieert. De waterstand van de Maas is bij hoog water NAP +1,20 m, en bij laag water NAP -0,40 m. De maximale waterstand van de Maas in Rotterdam is NAP +3 m. Als deze hoogte voorspeld wordt sluit de Maeslantkering in de Nieuwe Waterweg.

Vanwege de hoge grondwaterstand moet er dus altijd rekening mee gehouden worden dat grondwater de bouwput binnen wil komen. De waterdruk in de poriën van de grond is een van de belangrijkste belastingen op zowel de bodem als de wanden van de bouwput. De poriënwaterdruk vormt een opwaartse belasting op de

bouwputbodem [4]. Er moeten maatregelen worden genomen om de bouwput tegen opdrijving te beschermen. Hier zijn verschillende methoden voor.

Een methode die veel wordt toegepast is tijdelijke bemaling. Hierbij wordt door grondwateronttrekking de grondwaterstand of stijghoogte omlaag gebracht. Hierbij moet echter wel rekening worden gehouden met de omgeving. Verlaging van de grondwaterstand kan namelijk de volgende gevolgen hebben [22]:

- Houten paalfunderingen komen droog te staan, waardoor paalrot kan optreden. Gezonde palen kunnen echter wel enkele maanden droog staan zonder dat rot optreedt.
- Door onttrekking van water uit samendrukbare lagen, zullen zettingen optreden. Dichtbij gelegen op staal gefundeerde gebouwen, wegen, kabels en leidingen zullen hierdoor ook zakken.
- Paalfunderingen met een (te) lage veiligheid zullen ook zakken.

Vanwege bovenstaande mogelijke gevolgen moet voor het toepassen van een bemaling meestal een vergunning aangevraagd worden.

Andere methoden om grondwater buiten de bouwput te houden worden verderop in dit hoofdstuk besproken.

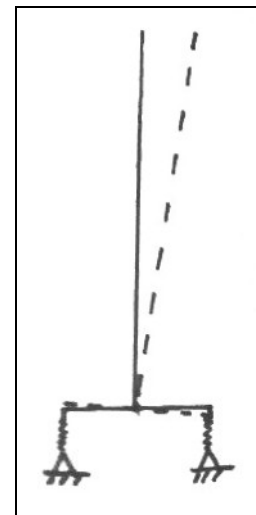
5.4 Zettingen

Behalve door grondwateronttrekkingen zullen ook zettingen ontstaan door het gewicht van het gebouw. Bij hoogbouw wordt een groot gewicht op een relatief klein oppervlak afgedragen. Hierdoor ontstaan hoge funderingsdrukken. Door deze funderingsdruk zal de korrelspanning toenemen, waardoor er zettingen optreden.

Zettingsverschillen

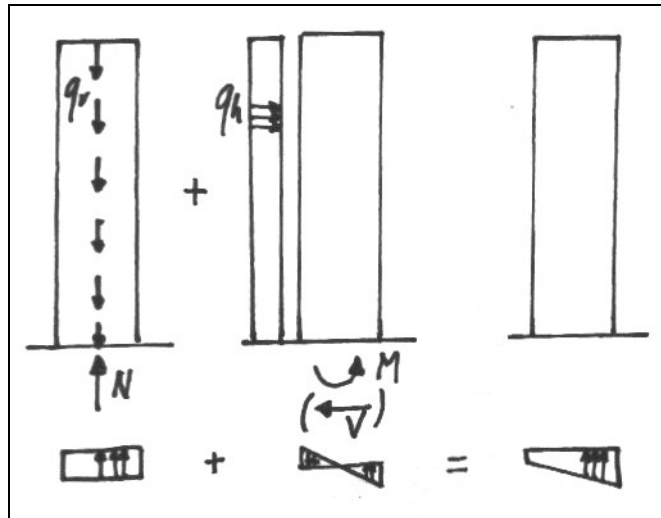
Belangrijker dan de zettingen zelf, zijn de zettingsverschillen die hierbij op kunnen treden. Door zettingsverschillen kunnen beschadigingen aan het gebouw ontstaan. Dit kan variëren van kleine scheurtjes in scheidingswanden tot mogelijk bezwijken van de constructie. Bovendien heeft een rotatie van de fundering tot gevolg dat de uitbuiging van het gebouw toeneemt (Figuur 5.3).

Zettingsverschillen kunnen ontstaan door verschillen in funderingsdruk, in geometrie van de fundering, in stijfheid van de ondergrond en in stijfheid van de funderingselementen [7].



Figuur 5.3 Rotatie fundering veroorzaakt uitbuiging [1]

Verschillen in funderingsdruk kunnen bijvoorbeeld veroorzaakt worden door een zware kern en de relatief lichte rest van het gebouw. Dit kan worden opgelost door meer funderingspalen onder de kern te plaatsen. Er moet echter dan wel rekening mee worden gehouden dat een grote palengroep een grotere invloedsdiepte heeft dan een enkele paal, waardoor de palengroep ook meer zakt. Een verschil in funderingsdruk kan ook worden veroorzaakt door de windbelasting. Deze veroorzaakt een moment in de fundering die een asymmetrische belasting veroorzaakt (Figuur 5.4).



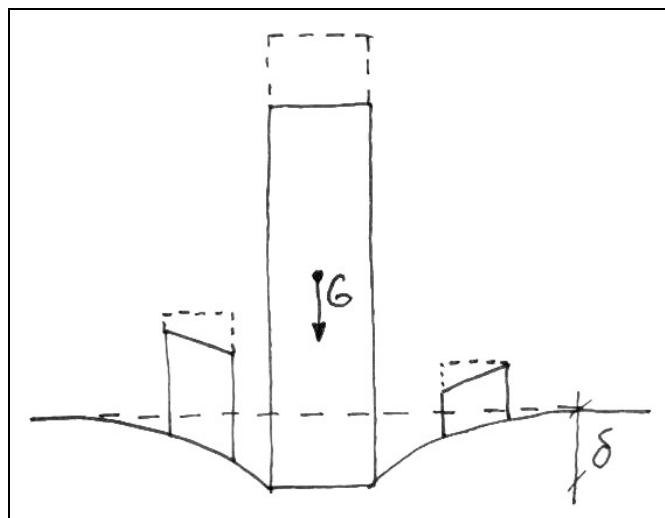
Figuur 5.4 Asymmetrische grondbelasting door wind [1]

De geometrie van de fundering is ook van invloed op zettingen. Grote funderingsplaten hebben een grotere invloedsdiepte dan kleine en daardoor zijn de zettingen bij grote funderingsplaten groter. Bij uniform belaste funderingsplaten zal het midden meer zakken dan de randen van de plaat. Dit kan voorkomen worden door de draagkracht van de randpalen te beperken door ze op een hoger niveau te funderen en ze zwaarder te belasten [8].

Verschillen in stijfheid van de ondergrond zijn in Nederland niet vaak een oorzaak van zettingsverschillen. De bebouwde oppervlaktes zijn hiervoor te klein en de grondlagen zijn hiervoor te homogeen [8]. Toch zal dit aan de hand van voldoende bodemonderzoek moeten worden uitgesloten.

Meestal is de stijfheid van hoogbouw zo groot ten opzichte van de fundering of de grond, dat verschillen in stijfheid van de fundering geen grote zettingsverschillen veroorzaken [8].

Behalve zettingsverschillen van het gebouw zelf, moet ook rekening gehouden worden met de bebouwing in de omgeving. De zetting bij hoogbouw kan zo groot zijn dat dichtbijgelegen bebouwing hierdoor ook zakt. Hierbij kunnen ook deze gebouwen beschadigd raken (Figuur 5.5). Vlakbij de V-tower ligt een metrotunnel en een metrostation. Dit betekent dat de eisen wellicht extra streng zullen zijn.



Figuur 5.5 Zetting van bebouwing in de omgeving [1]

Beperken van zettingen

Er kunnen bepaalde maatregelen worden genomen om de zettingen te beperken [1]:

- Het spreiden van de belastingen waardoor de zettingen beperkt worden.
- Het beperken van belastingen op de ondergrond. Dit gebeurt bijvoorbeeld door het combineren van een nieuw te bouwen constructie met een onderliggende parkeerkelder. De grond die hiervoor dient te worden verwijderd ontlast de bodem. De belasting uit de bovenbouw kan hierdoor toenemen totdat het gewicht van de verwijderde grond wordt vereffend, zonder dat er grote extra zettingen optreden.
- Funderen op dieper gelegen lagen. Het spreidingsgebied wordt weliswaar groter, de grootte van de zettingen neemt echter af, omdat in homogene grond de stijfheid van de grond toeneemt met de diepte.
- Het vermijden van funderen op een draagkrachtige laag boven slappe lagen zoals de Laag van Kedichem.
- Toepassen van grondverbeteringen. Indien de grond stijver gemaakt kan worden door bijvoorbeeld chemisch injecteren kunnen de zettingen beperkt worden.
- Bestaande omringende hoogbouw kan worden beschermd tegen ongewenste zettingen door het toepassen van grondverbetering ter plaatse, versterking van de fundering aldaar, het bouwen van bijvoorbeeld een vizelconstructie (zoals ook gebeurd is bij het vliegveld Chep Lap Kok te Hong Kong) om de zettingen te vereffenen of een combinatie van voorgaande opties.

5.5 Funderingstypen

In Nederland wordt er gefundeerd op staal of op palen. In het buitenland worden deze methoden soms gecombineerd: een paal-plaatfundering.

Staalfundering

Bij een fundering op staal wordt direct op de draagkrachtige laag gefundeerd. Het gewicht wordt gespreid aan de grond afgedragen door toepassing van stroken of een plaat. Er kan onderscheid worden gemaakt tussen slappe en stijve funderingsplaten. Een slappe plaat zal in het midden meer zakken, terwijl een stijve plaat over het gehele oppervlak een gelijke zakking vertoont. Deze gelijke zakking veroorzaakt echter wel een grotere spanning aan de rand van de plaat dan in het midden. In stijve platen zal het buigend moment daardoor een stuk groter zijn. Het grootste nadeel van funderen op staal is dat als zich onder de draagkrachtige laag slappe lagen bevinden, de zettingen te hoog worden.

Paalfundering

Een paalfundering draagt het gebouwgewicht via palen af aan dieper gelegen draagkrachtige lagen. In West-Nederland wordt vrijwel altijd een paalfundering toegepast, omdat de eerste draagkrachtige laag zich meestal pas op 10 tot 20 m onder het maaiveld bevindt. Een paalfundering ontleent zijn kracht aan de paalpuntweerstand en de paalschachtwrijving. Er zijn vele verschillende soorten paalfunderingen. Er kan onderscheid worden gemaakt tussen grondverdringende palen en niet-grondverdringende palen. Grondverdringende palen zijn alle geheide palen en niet-grondverdringende palen zijn bijvoorbeeld boorpalen, avegapalen en schroefpalen. Het voordeel van grondverdringende palen is dat ze een relatief grote draagkracht hebben, doordat de

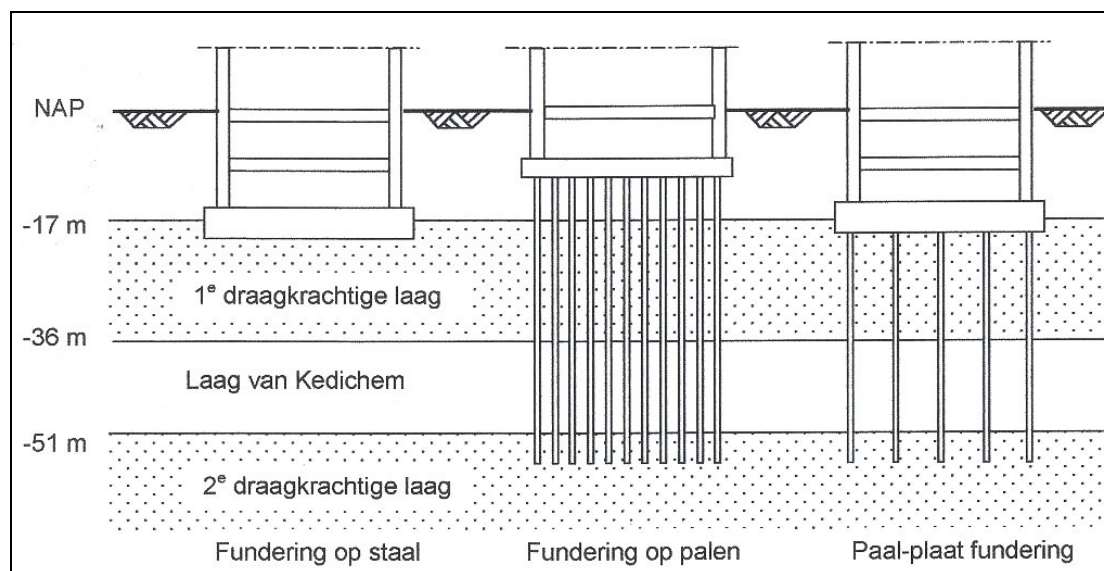
grond stijver wordt door de grondverdringing. De uitvoering van niet-grondverdringende palen geeft daarentegen in het algemeen minder geluidsoverlast en met boorpalen kunnen grotere dieptes bereikt worden.

De zetting is meestal kleiner dan bij een staalfundering, omdat op dieper gelegen lagen wordt gefundeerd. Een bezwaar van paalfunderingen is dat bij grote belastingen uit de bovenbouw het aantal palen erg groot kan worden. De heiverdichting kan daardoor zo groot worden dat het vrijwel onmogelijk is het heiwerk uit te voeren. Bovendien neemt de draagkracht van de palen af bij een grote heiverdichting en nemen de zettingen toe.

Paal-plaatfundering

Bij een paal-plaatfundering worden de staalfundering en de paalfundering gecombineerd. Zowel de funderingsplaat als de funderingspalen nemen een deel van de belasting op. Hierdoor wordt de zakking van de plaat beperkt, terwijl er minder funderingspalen nodig zijn. Voorwaarde is wel dat de funderingsplaat in een stijve laag moet liggen. Aangezien een paalfundering relatief stijf is ten opzichte van een staalfundering, zal het in de praktijk vaak zo zijn dat eerst de maximale draagkracht van de palen wordt gemobiliseerd, waarna de staalfundering de resterende benodigde draagkracht zal ontwikkelen. De palen worden zo dus optimaal benut. De maximale representatieve draagkracht wordt immers gemobiliseerd en bij een traditionele paalfundering slechts de rekenwaarde [12].

In het buitenland zijn al diverse gebouwen gefundeerd op paal-plaatfunderingen. Enkele bekende voorbeelden staan in Frankfurt. In Nederland zijn nog geen paal-plaatfunderingen uitgevoerd. In verschillende afstudeeronderzoeken [12, 27] wordt echter geconcludeerd dat in de toekomst een paal-plaatfundering bij hoogbouw een goed alternatief voor de conventionele funderingsmethoden kan vormen.



Figuur 5.6 Funderingstypen [1]

5.6 Uitvoeringsmethoden kelder

In het ontwerp voor de V-tower is een 6 verdiepingen diepe kelder opgenomen. Voor het uitvoeren van zo'n diepe kelder zijn verschillende uitvoeringsmethoden. Tijdens de uitvoering en tijdens het gebruik moet het grondwater en de naastgelegen grond

tegegehouden worden en de kelder moet tegen opdrijven beschermd worden. De verschillende uitvoeringsmethoden zijn onder te verdelen in:

- Open bouwput;
- Caisson;
- Wanden-dakmethode.

Deze methoden zullen in deze paragraaf besproken worden.

Open bouwput

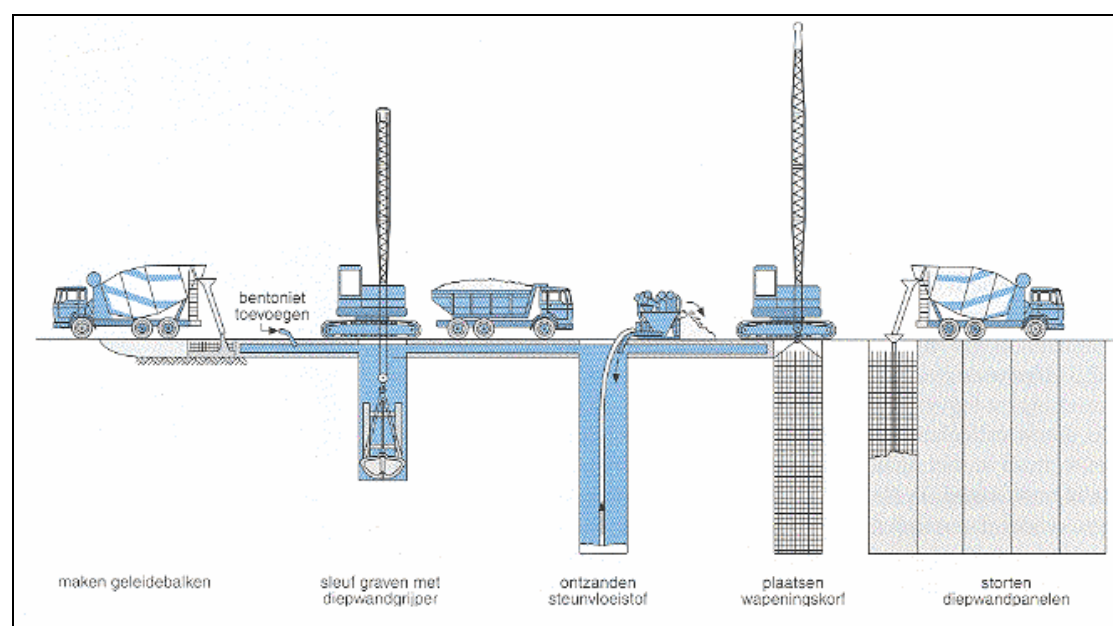
De meest gebruikte methode om een kelder aan te leggen is de open bouwput. Hierbij wordt de grond ontgraven om daarna de kelder in te bouwen. De bouwput moet verticaal en horizontaal worden afgedicht. Verticale begrenzingen zullen bij een grote grond- of waterkerende hoogte gesteund moeten worden door ankers of stempels. Hieronder zullen eerst enkele verticale begrenzingen behandeld worden en daarna enkele horizontale afsluitingen. De behandelde methodes komen uit [13,3].

Verticale begrenzingen

Een taludbegrenzing is in Rotterdam geen optie. Door de hoge grondwaterstand zal een uitgebreide bemaling toegepast moeten worden en de taluds nemen teveel ruimte in beslag.

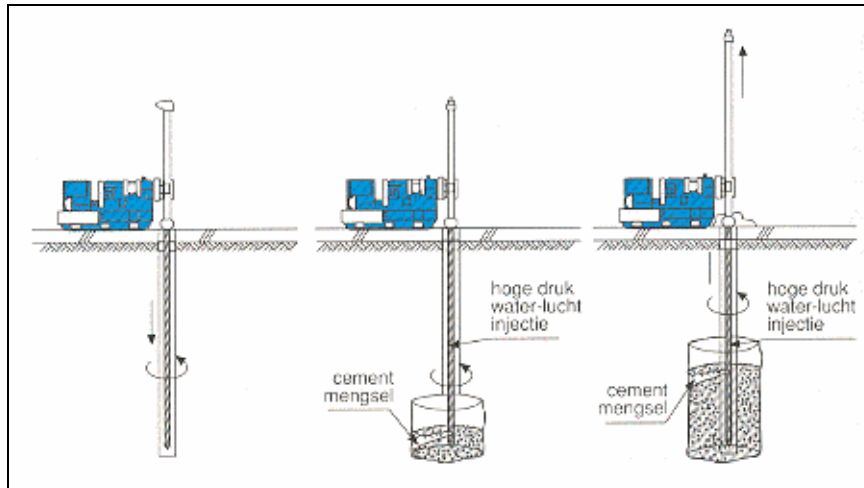
De meest toegepaste verticale begrenzing is de damwand. Bij deze methode worden damwanden in de grond geheid of getrild. De methode is relatief snel en goedkoop. Een damwand is in principe waterdicht. Tijdens de uitvoering kunnen trillingen ontstaan, vooral als er geheid wordt. Een damwand is wel relatief slap. Stijver is een combiwand. Deze bestaat uit stalen buizen met daartussen stalen damwanden. De maximale diepte is ongeveer 25 m.

Een stijvere verticale begrenzing is de diepwand. Hierbij wordt een sleuf in de grond gegraven die gesteund wordt door een bentonietspoeling. Hierna wordt een wapeningskorf aangebracht waarna de sleuf wordt volgestort met beton (Figuur 5.7).



Figuur 5.7 De uitvoering van een diepwand [4]

Een alternatieve vorm van een diepwand is een boorpalenwand. In plaats van een brede sleuf worden diverse ronde gaten naast elkaar geboord. Een diepwand kan behalve een grond- en waterkerende functie ook een dragende functie hebben. Een diepwand kan veel dieper gaan dan een damwand, bijvoorbeeld tot de 2^e draagkrachtige laag in Rotterdam. Een nadeel is dat tijdens de uitvoering ontspanning van de grond kan optreden, waardoor zettingen in de omgeving kunnen ontstaan. Daarnaast is de diepwandmethode een stuk duurder en tijdrovender dan damwanden.



Figuur 5.8 Jetgrouting [3]

Als er door gebrek aan ruimte geen damwanden of diepwanden kunnen worden toegepast kan gedacht worden aan chemische injectie, jetgrouting of bevrozing van de grond. Bij chemische injectie wordt het aanwezige bodemmateriaal door chemicaliën aan elkaar gekit. Deze methode kan alleen worden gebruikt als waterkerende wand en is niet toepasbaar bij grondwaterstroming of fijnkorrelige grondsoorten.

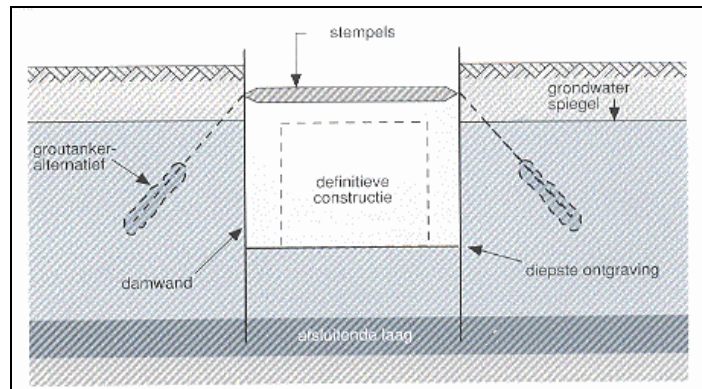
Bij jetgrouting worden door spuitlansen onder hoge druk groutkolommen gemaakt (Figuur 5.8), die een grond- en waterkerende functie hebben. Deze methode is nog maar weinig toegepast in Nederland.

Er kan ook een wandconstructie worden gevormd door het water in de grond te bevriezen. Dit is een tijdelijke methode. Bij grondwaterstroming is dit niet mogelijk. Door het bevriezen en ontdooien treedt zwellen en krimp op.

Horizontale begrenzingen

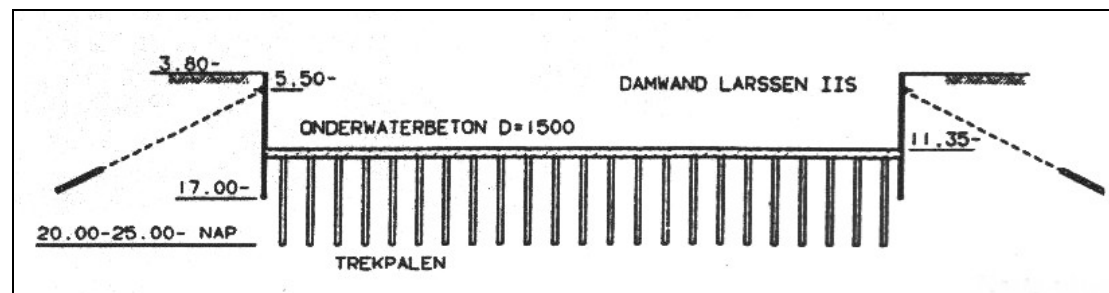
Door bemaling kan de grondwaterstand zodanig verlaagd worden, dat de bouwputbodem droog komt te staan. De kelder van de V-tower is echter zo diep dat dit in de praktijk vrijwel niet uitvoerbaar is. Bovendien zou dit onacceptabele gevolgen voor de omgeving kunnen hebben.

In Rotterdam is een natuurlijke waterremmende of –afsluitende laag aanwezig, namelijk de Laag van Kedichem. Deze laag kan als horizontale waterafsluiting worden gebruikt door de verticale wanden tot in deze laag of nog dieper aan te brengen (Figuur 5.9). Als het gewicht van grond en constructie boven de onderkant van deze laag groter is dan de opwaartse kracht van het grondwater zal er geen opbarsting optreden en is deze methode goedkoop en makkelijk uitvoerbaar.



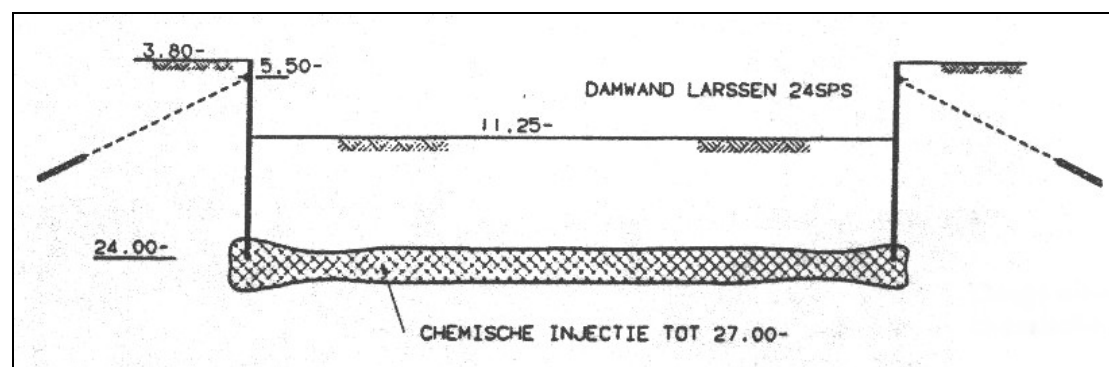
Figuur 5.9 Bouwput met natuurlijk waterafsluitende laag [3]

Als er geen natuurlijke waterremmende laag aanwezig is of er is geen verticaal evenwicht, dan kan een onderwaterbetonvloer worden aangebracht. Eerst worden de verticale wanden gemaakt en wordt de bouwput ontgraven. Hierna wordt onderwaterbeton gestort en daarna kan de bouwput drooggepompt worden. Als de vereiste dikte van de vloer te groot is kan deze methode ook in combinatie met trekpalen of trekankers worden uitgevoerd (Figuur 5.10). Cruciaal bij een onderwaterbetonvloer zijn de aansluitingen aan de palen en de verticale wanden. Hier kunnen gemakkelijk lekken optreden.



Figuur 5.10 Bouwput met onderwaterbeton en trekpalen [11]

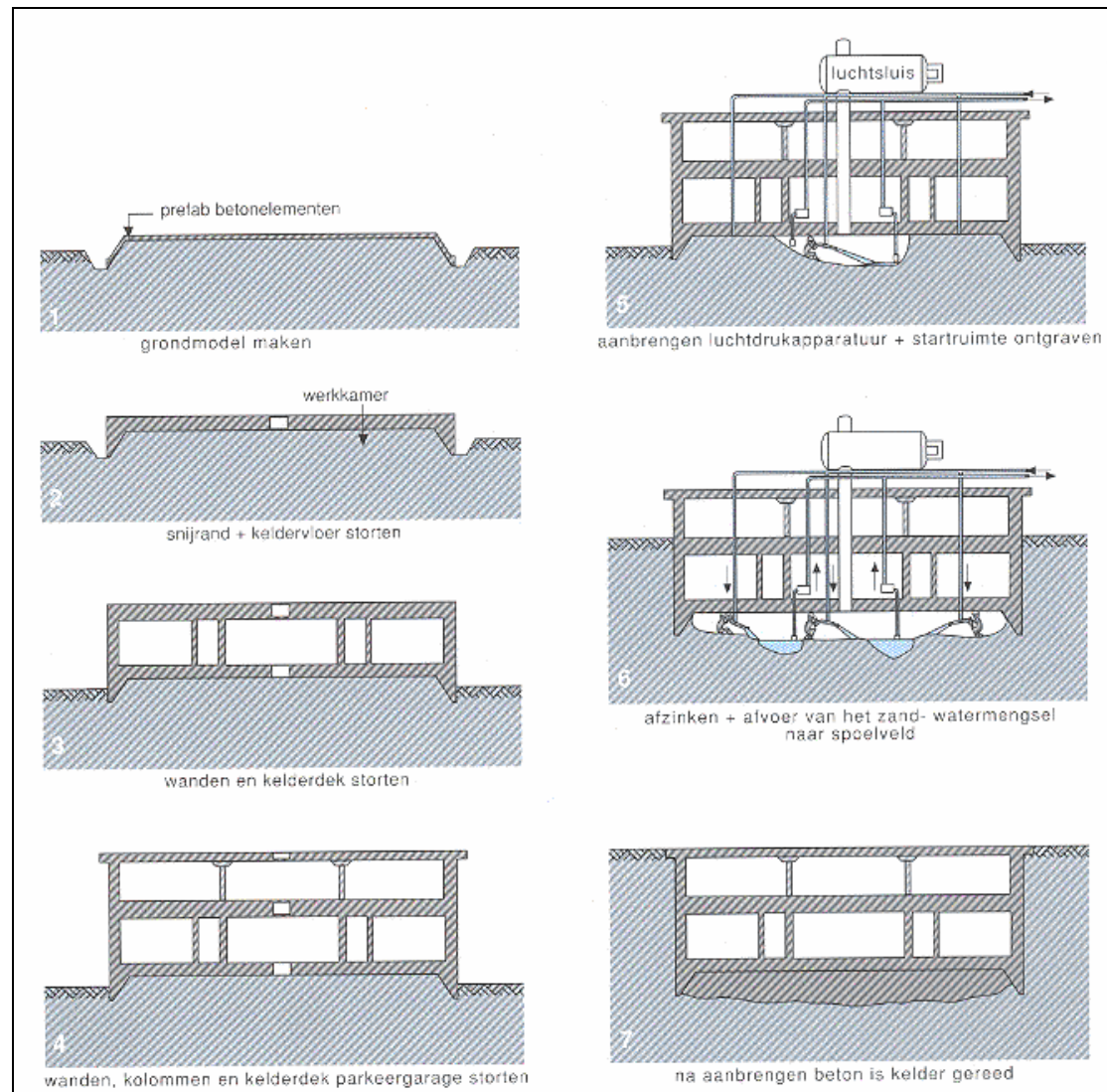
Daarnaast kunnen als waterafsluitende laag nog chemische injectie (Figuur 5.11) en jetgrouting worden toegepast. Deze technieken zijn al besproken bij verticale begrenzingen.



Figuur 5.11 Bouwput met chemische injectie [11]

Pneumatisch caisson

Als er weinig ruimte is en/of als er geen grondwater mag worden onttrokken, dan kan een pneumatisch caisson een mogelijk alternatief zijn. Bij een pneumatisch caisson wordt de ruwbouw van de kelder op maaiveld gemaakt. Aan de onderzijde van het caisson bevinden zich snijranden. Als de ruwbouw af is wordt met behulp van spuitlansen de grond onder het caisson weggespoten en de grond wordt naar boven afgevoerd. Het caisson zal langzaam zakken. Het grondwater wordt uit de werkkamer gehouden door een verhoogde luchtdruk. Als het caisson tot de gewenste diepte is gezakt wordt de werkkamer gevuld met beton (Figuur 5.12).



Figuur 5.12 Uitvoering pneumatisch caisson [3]

Een bezwaar van deze methode is dat er voor het werken onder verhoogde luchtdruk strenge regels zijn. Dit kan de bouwkosten beïnvloeden, met name als de diepte en dus de luchtdruk toeneemt. De kosten nemen over het algemeen echter minder hard toe met de diepte dan bij andere methoden.

Pneumatische caissons worden vrijwel altijd op staal gefundeerd. Het is namelijk vrijwel onmogelijk (zeker economisch) om te funderen op palen. Aangezien boven de kelder een hoogbouw gerealiseerd zal worden kan dit een groot nadeel zijn. Nog een nadeel is dat het caisson tijdens het zakken aan zeer veel verschillende

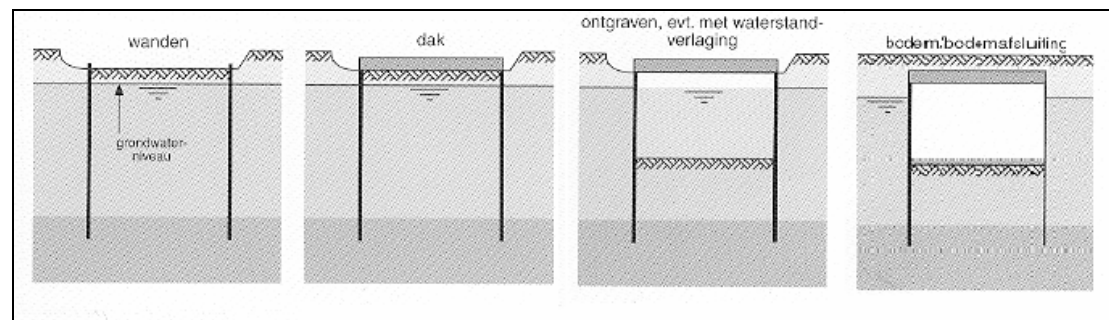
belastinggevallen onderhevig is. Hier moet op gedimensioneerd worden en dat kan tot grotere dimensies leiden dan nodig tijdens de gebruiksfase [1].

In het geval van de V-tower kan het caisson eventueel voor een deel eerst worden afgezonken, omdat de locatie nu nog in het water ligt. Dit betekent echter wel dat het caisson elders gemaakt zou moeten worden.

Wanden-dakmethode

Bij de wanden-dakmethode worden eerst de verticale wanden geplaatst. Dit zijn meestal diepwanden. Direct hierna wordt er een dak op de wanden gebouwd. Hierna wordt er verder ontgraven en de rest van de kelder aangelegd (Figuur 5.13). Dit heeft als voordeel dat op maaiveldniveau er zo kort mogelijk hinder wordt ondervonden van de bouw van de kelder. Er kan weer gebruik worden gemaakt van bovengrondse infrastructuur of de realisatie van de bovenbouw van het gebouw kan gelijktijdig plaatsvinden met de onderbouw.

Nadelen zijn dat toepassing van funderingspalen met deze bouwmethode moeilijk is en dat de bereikbaarheid van de kelder tijdens de bouw moeilijker is.



Figuur 5.13 Wanden-dakmethode [4]

6. Conclusies voor de 'V-tower'

Uit het voorgaande kunnen conclusies voor de V-tower getrokken worden, waarmee in het constructief ontwerp voor de V-tower rekening gehouden moet worden. Deze conclusies staan hieronder per onderwerp genoemd.

6.1 Conclusies hoogbouw

- Maatgevend voor het gebouw is hoogstwaarschijnlijk de horizontale stijfheid en het dynamisch gedrag van het gebouw bij wind.
- Van de behandelde constructiesystemen voor hoogbouw komen raamwerkconstructies en gewone stijve kern constructies niet in aanmerking voor de V-tower. Raamwerkconstructies kunnen voldoende stijfheid geven tot zo'n 30 verdiepingen. Stijve kernen hebben een maximale slankheid (hoogte/breedte) van 7 à 8. De V-tower is slechts 30 meter breed en de kern zou daardoor een onacceptabel groot deel van het oppervlak innemen.
- Constructiesystemen die eventueel wel in aanmerking komen zijn de kern met overdrachtsconstructies, een gevelbuisconstructie en een megaconstructie.
- Er zal onderzocht moeten worden welk liftsysteem het meest efficiënt werkt en de minste ruimte inneemt.

6.2 Conclusies scheve hoogbouw

- Het is (nog) niet mogelijk om in een gebouw van deze hoogte schuine liften toe te passen. Er zal gekeken moeten worden of en hoe de benodigde functies voor verticaal transport in het gebouw ingepast kunnen worden. Het originele ontwerp zal hier dus aangepast moeten worden.
- Bij scheve hoogbouw kan behalve de horizontale (wind)belasting ook de verticale belasting tot een moment in de fundering leiden. Om dit zoveel mogelijk te vermijden moet de fundering zoveel mogelijk midden onder het zwaartepunt van het gebouw geplaatst worden.
- Kolommen in de gevel zullen scheef geplaatst moeten worden. Anders komt er een steeds groter moment in de verdiepingsvloeren.
- Verticale belasting die door scheve kolommen wordt afgedragen veroorzaakt een horizontale belasting in de vloeren of balken. Deze horizontale belasting moet door stabiliteitselementen worden opgenomen. Hoe groter het aandeel van de scheve kolommen in de totale verticale krachtsafdracht is, des te groter wordt de horizontale belasting. Deze belasting kan als verdeelde belasting worden geschematiseerd.
- De verticale belasting kan door de scheefstand een extra grote uitbuiging van het gebouw veroorzaken. Dit kan worden opgelost door de constructie extra stijf te maken, de constructie expres uit het lood te bouwen of door de constructie voor te spannen.
- In het geval van de V-tower gaat het niet om één scheve toren, maar om een gebouw bestaande uit twee tegengestelde scheve torens van verschillende hoogte en staand onder een verschillende hoek. Dit gegeven kan gunstig gebruikt worden. De torens kunnen elkaar eventueel in evenwicht houden, waardoor de constructie minder stijf hoeft te worden.

6.3 Conclusies kelder/fundering

- Onder de V-tower komt een diepe kelder. De bodem van deze kelder zal ongeveer op de eerste draagkrachtige zandlaag komen te liggen. Hierdoor lijkt een fundering op staal voor de hand te liggen. Onderzocht zal worden of dit mogelijk is.
- Er zal gekeken moeten worden waar het zwaartepunt van het bovengelegen gebouw ligt en hier eventueel de vorm en de locatie van de kelder op aanpassen. Hiermee kan een te groot moment in de fundering en grote zettingsverschillen eventueel voorkomen worden.
- De Laag van Kedichem zal van grote invloed op het ontwerp en de uitvoering zijn. Voor het maken van de kelder kan er nuttig gebruik worden gemaakt van de slechte waterdoorlatendheid, terwijl bij toepassing van een staalfundering de samendrukbaarheid kan leiden tot grote zettingen.

Deel 2 Hoofddraagconstructie

Inhoudsopgave

Inhoudsopgave	49
1. Inleiding	51
2. Vereenvoudiging huidig ontwerp	53
2.1 Inleiding.....	53
2.2 Origineel ontwerp	53
2.3 Aanpassingen ontwerp	55
3. Functionele indeling verticaal transport.....	57
3.1 Inleiding.....	57
3.2 Concepten voor personenliften	57
3.3 Verkeersberekening	58
3.4 Keuze liftconcept	61
4. Onderzoek zwaartepunt gebouw	63
4.1 Inleiding.....	63
4.2 Origineel ontwerp	63
4.3 Begrenzings plot	64
4.4 Ontwerpaspecten voor aanpassingen	65
4.5 Alternatieven voor aanpassingen aan het ontwerp	67
4.6 Keuze alternatief	72
5. Windbelasting.....	73
5.1 Inleiding.....	73
5.2 Afleiding van de norm.....	73
5.3 Vereenvoudiging van de windbelasting.....	78
6. Constructiesystemen	83
6.1 Inleiding.....	83
6.2 Alternatieven voor de hoofddraagconstructie.....	83
6.3 Keuze constructiesysteem.....	87
7. Maten gevelbuisconstructie.....	91
7.1 Inleiding.....	91
7.2 Gevelkolommen	91
7.3 Gevelliggers	92
7.4 Afdracht verticale belasting.....	92
8. Rechte gevelbuis	97
8.1 Inleiding.....	97
8.2 Vervorming gevelbuis	97
8.3 Handberekening horizontale verplaatsing.....	99
8.4 Computerberekening horizontale verplaatsing	102
9. Scheve gevelbuis	105
9.1 Inleiding.....	105
9.2 Afdracht verticale belasting.....	106
9.3 Computerberekening horizontale verplaatsing	110

10.	Koppeling torens	113
10.1	Inleiding	113
10.2	Invloed koppeling torens	113
10.3	Computerberekening	114
11.	Beoordeling horizontale verplaatsingen	117
11.1	Inleiding	117
11.2	Eisen aan de horizontale verplaatsing.....	117
11.3	Volgorde uitvoering	118
11.4	Toetsing horizontale verplaatsingen.....	120
12.	Conclusies en aanbevelingen	123
12.1	Conclusies	123
12.2	Aanbevelingen	124

1. Inleiding

Dit is het tweede deelrapport van het afstudeeronderzoek. In dit deel wordt de hoofddraagconstructie van de V-tower nader bekeken. Eerst zal het originele ontwerp bekeken worden. Om tot een conceptueel constructief ontwerp te komen worden er een aantal vereenvoudigingen gemaakt worden (hoofdstuk 2).

In het originele ontwerp staan scheve liften. Omdat dit niet mogelijk blijkt te zijn, wordt in hoofdstuk 3 een keuze gemaakt voor een liftsysteem met rechte liften.

In hoofdstuk 4 is een onderzoek naar het zwaartepunt van het gebouw gedaan. Er wordt behandeld welke alternatieven er zijn voor een gunstige ligging van het zwaartepunt en één van deze alternatieven wordt gekozen om verder mee te werken.

De windbelasting wordt behandeld in hoofdstuk 5. Bij hoogbouw is de wind een van de belangrijkste belastingen. Er wordt gekeken hoe groot de windbelastingen zijn en deze worden vereenvoudigd tot gelijkmatig verdeelde belastingen.

In hoofdstuk 6 wordt beschreven welke constructiesystemen uit het vooronderzoek voor de V-tower mogelijk zijn en er wordt een keuze voor een van de systemen gemaakt, namelijk de gevelbuisconstructie.

De gekozen constructie wordt nader beschouwd in de hoofdstukken 7 tot en met 11. Hierbij wordt de nadruk gelegd op de horizontale stijfheid van het gebouw in de richting loodrecht op de hellende gevels. In deze richting wijkt het gedrag af van dat van normale rechtstaande gebouwen. In hoofdstuk 7 worden de belangrijkste afmetingen voor de constructie gekozen.

Hoofdstuk 8 behandelt hoe de torens zich zouden gedragen als ze recht zouden staan. Aan de hand van hand- en computerberekeningen worden de horizontale verplaatsingen voor twee rechte gevelbuisconstructies bepaald.

In hoofdstuk 9 wordt het gedrag van losse scheve torens beschreven. Er wordt bepaald hoe groot de horizontale verplaatsingen zouden zijn onder invloed van het gewicht van de torens en in combinatie met windbelasting.

Hierna wordt de invloed van koppeling van de torens uitgewerkt in hoofdstuk 10. De horizontale verplaatsingen van de gekoppelde torens worden berekend.

In hoofdstuk 10 worden de eisen aan de horizontale stijfheid van de torens in de beschouwde richting nader bekeken. De horizontale verplaatsingen per verdieping en voor het gehele gebouw worden bepaald voor verschillende fasen van de uitvoering en voor de gebruiksfase. Er wordt getoetst of de bijkomende verplaatsingen niet de maximale waarde overschrijden.

Ten slotte worden conclusies getrokken en aanbevelingen gedaan in hoofdstuk 11.

2. Vereenvoudiging huidig ontwerp

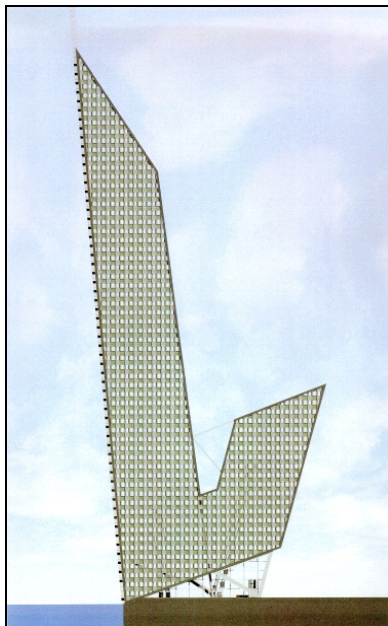
2.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt het huidige ontwerp van de architect beschreven. Voor het maken van een conceptueel constructief ontwerp zullen er enkele vereenvoudigingen worden gemaakt. Daarnaast zijn niet alle afmetingen precies bekend en hier zullen enkele aannamen voor gedaan worden.

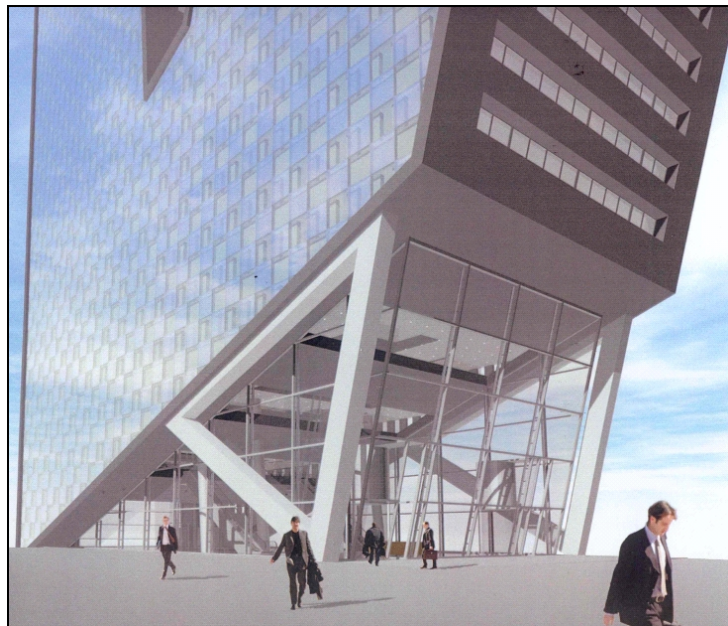
2.2 Origineel ontwerp

Het ontwerp voor de V-tower bestaat als het ware uit twee scheefstaande torens die onderin bij elkaar komen. Deze torens staan onder verschillende hoeken en hebben verschillende hoogtes. De onderkant van het gebouw bestaat uit een zeer transparant schuin aflopend deel (Figuur 2.2). Figuur 2.3 toont plattegronden en een doorsnede van het originele ontwerp van de V-tower.

Het gebouw bevat schuine en rechte gevels. De rechte gevels bestaan in het ontwerp uit dicht op elkaar staande smalle ramen waarvoor nog een soort transparante tweede laag geplaatst is (Figuur 2.1). De schuine gevels bevatten horizontale raamstroken en zijn dus meer open afgezien van de randen (Figuur 2.2).



Figuur 2.1 Rechte gevel: dicht op elkaar staande ramen

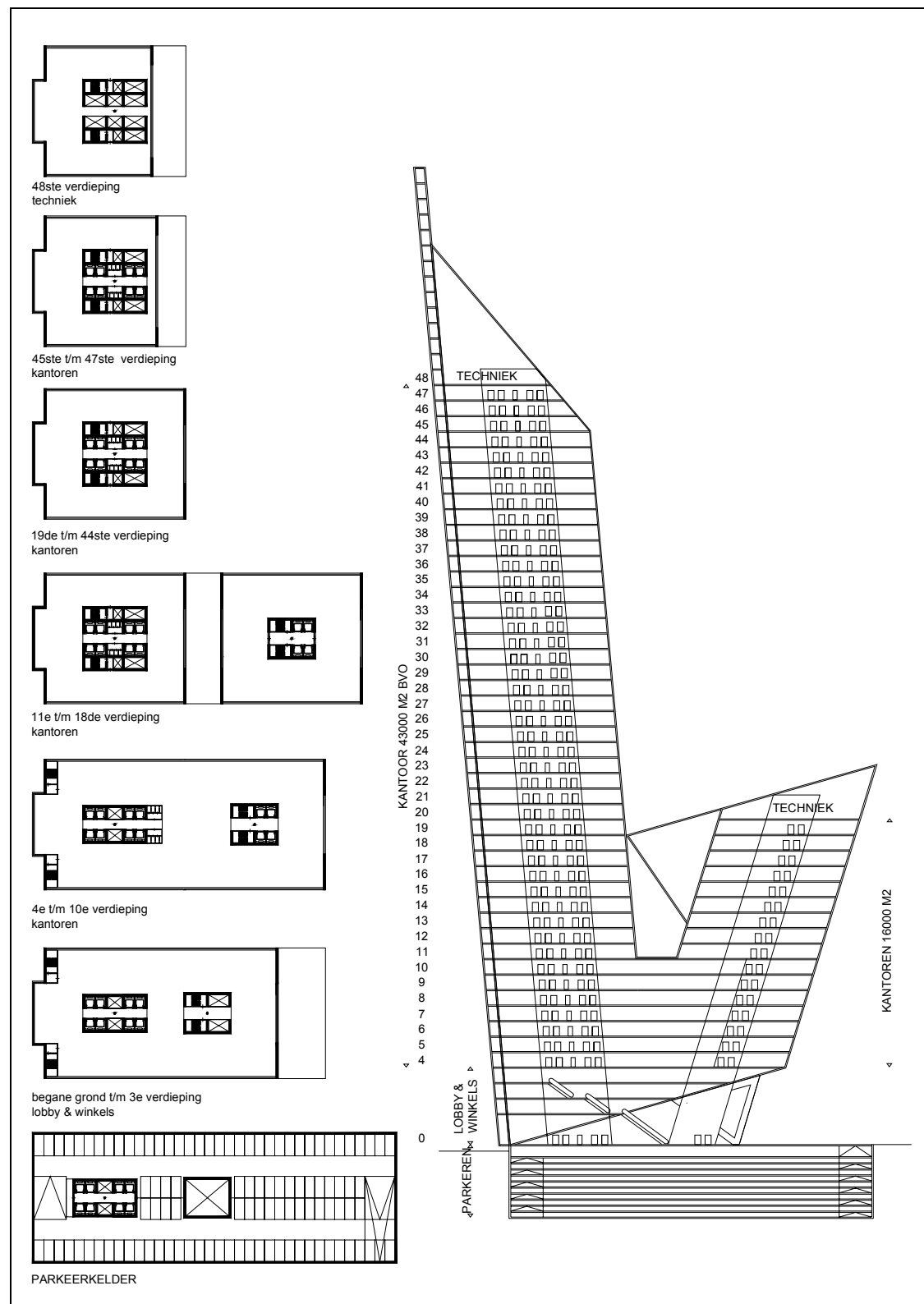


Figuur 2.2 Onderkant gebouw en raamstroken in scheve gevel

De plattegronden van de twee torens zijn niet precies gelijk. De plattegronden van de lage toren zijn ongeveer vierkant, maar bij de hoge toren zit er nog een extra uitstekend deel aan de plattegrond.

Er zijn verschillende varianten voor het functioneel gebruik (zie Deel 1). Voor het constructief ontwerp wordt uitgegaan van de variant die vanaf de 4^e verdieping

volledig uit kantoren bestaat in beide torens met op de begane grond tot de 3^e verdieping lobby en winkels.
De kantoorverdiepingen kunnen bereikt worden met liften die in het ontwerp scheef staan.



Figuur 2.3 Origineel ontwerp

2.3 Aanpassingen ontwerp

Om tot een conceptueel constructief ontwerp te komen zullen er enkele aannamen worden gedaan en vereenvoudigingen worden gemaakt. Figuur 2.4 laat het vereenvoudigde ontwerp zien.

Vorm gebouw

De afmetingen van het originele ontwerp zijn niet precies bekend. Daarom worden hier enkele aannamen voor gedaan. Het gebouw wordt opgebouwd uit twee torens, de ene met 48 verdiepingen en de andere met 20 verdiepingen. De verdiepingshoogte is 3,6 m in het originele ontwerp en er zal getracht worden om dit aan te houden. Beide torens hebben vierkante plattegronden van 32,4 x 32,4 m. De hoge toren staat onder een hoek van 5° en de lage toren staat onder een hoek van 17°. Vanaf de 10^e verdieping worden de twee torens met elkaar verbonden en vormen hier op elke verdieping samen één vloer. Op de begane grond hebben de twee torens een overlap van 7,2 m.

Piek

Bovenop de top van het gebouw is in het originele ontwerp een soort uitstekende piek geplaatst. Deze piek draagt weinig bij aan het gewicht van het gebouw, maar kan wel een niet te verwaarlozen bijdrage leveren aan het windmoment. Er wordt aangenomen dat de piek een te verwaarlozen dikte heeft, een breedte van 14,4 m en een hoogte van 18 m.

Liften

In het originele ontwerp zijn scheefstaande liften geplaatst. Uit het vooronderzoek is gebleken dat dit (nog) niet mogelijk is. De liften zullen dus recht geplaatst moeten worden. Dit leidt echter wel tot verschillende plattegronden op iedere verdieping, omdat de kern op elke verdieping anders gepositioneerd is. In plaats van één doorgaande kern van beneden naar boven kan er ook nog gedacht worden aan een verspringing van de kern halverwege. Hierdoor komt de kern gunstiger in de plattegrond te liggen, waardoor er minder verhuurbaar oppervlak verloren gaat.

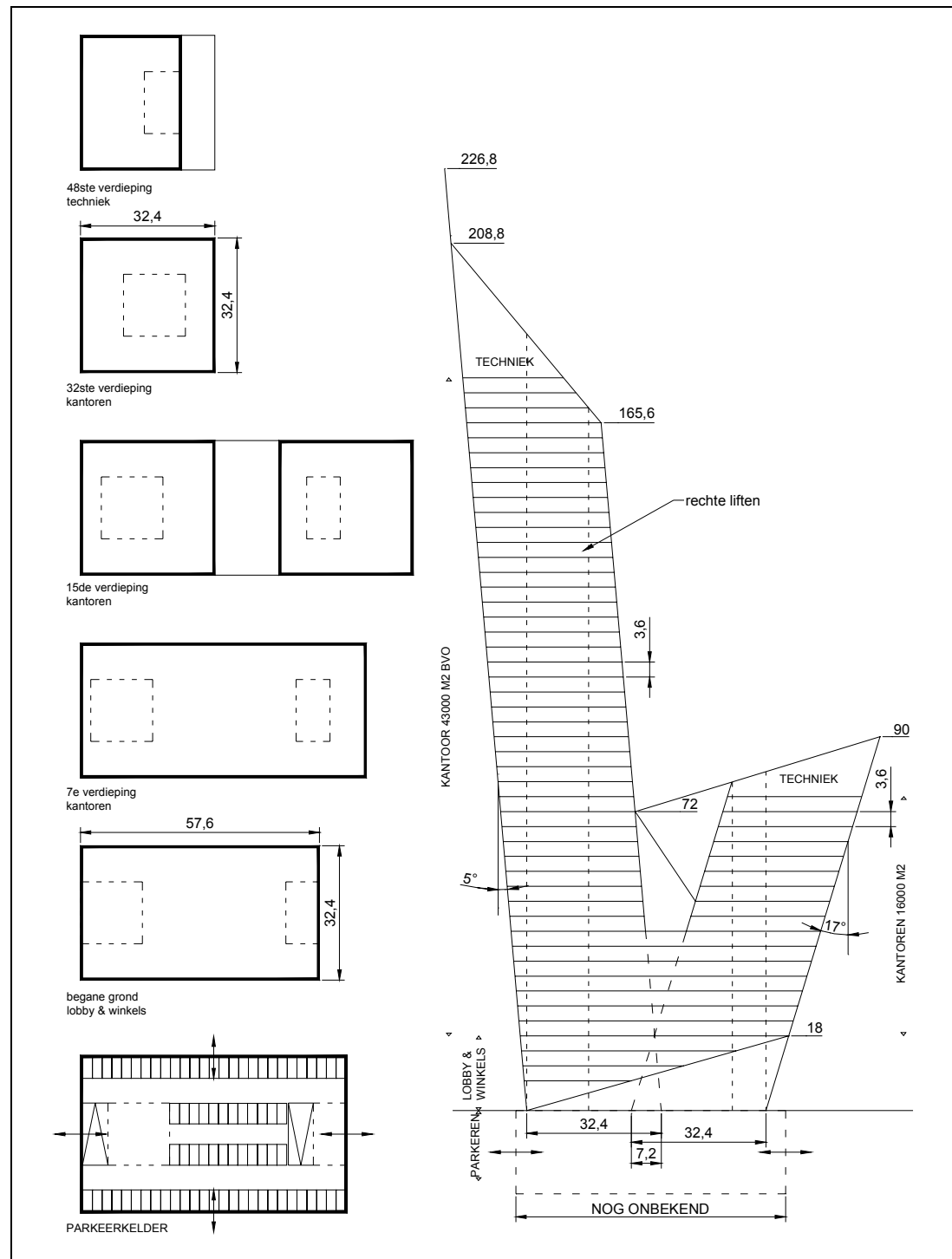
Onderkant gebouw

In het originele ontwerp worden de krachten uit het gebouw schijnbaar op slechts enkele punten afgedragen. Helemaal aan de rand onder de hoge toren en door twee driehoekige constructies onder de lagere toren. Dit geeft slechts een idee aan van de architect. Het gaat erom dat de onderkant van het gebouw een transparante entree vormt, maar hoe de krachten worden afgedragen moet nog bepaald worden. Ook de verspringing van de gevel wordt niet als randvoorwaarde genomen. De lijn van de lage toren kan in principe ook gewoon naar beneden doorgezet worden.

Parkeerkelder

Het huidige ontwerp geeft een lange kelder aan met dezelfde breedte als het gebouw. De bovenbouw staat bovenop de rand van de kelder. Omdat de positie en de afmeting van de kelder een grote invloed heeft op de krachten die ontstaan, kunnen hier nog veranderingen in worden aangebracht. Een eis die de

opdrachtgever heeft gesteld is dat er voor elke 130 m² bruto vloeroppervlak kantoor één parkeerplaats beschikbaar is.



Figuur 2.4 Vereenvoudigd ontwerp

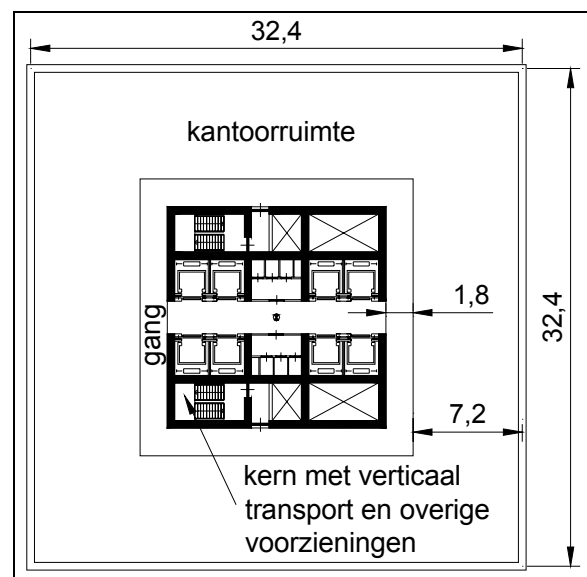
3. Functionele indeling verticaal transport

3.1 Inleiding

Het originele ontwerp gaat uit van scheefstaande liften. Uit het vooronderzoek blijkt dat dit (nog) niet mogelijk is. Dit zal dus aangepast moeten worden. In dit hoofdstuk zal behandeld worden welke mogelijkheden er zijn met rechte liften. Dit is van belang omdat het ruimtebeslag van liften van invloed kan zijn op het constructief ontwerp.

3.2 Concepten voor personenliften

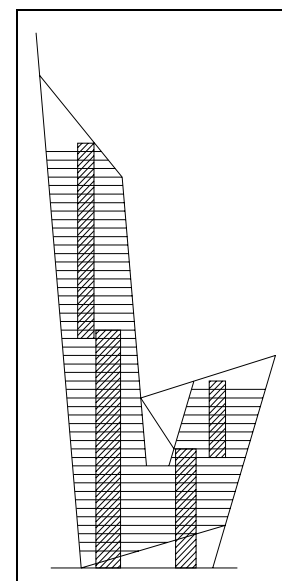
De ideale verdieping heeft een plattegrond als in Figuur 3.1. Aan de gevels is ruimte voor werkplekken. De Arbo-wet bepaalt dat een werkplek maximaal 7,2 m van het raam af mag liggen. Deze werkplekken grenzen aan een gang van circa 1,8 m. Midden in de plattegrond (met ruimte die toch niet verhuurd kan worden als kantoorruimte) bevinden zich voorzieningen, zoals liften, trappenhuis, toiletten en installatieschachten. Bij deze plattegrond is het verhuurbaar oppervlak maximaal.



Figuur 3.1 Plattegrond van ideale verdieping

Echter, doordat de V-tower scheef staat en de liften recht lopen verschuift de kern ten opzichte van de plattegrond. Hierdoor wordt de plattegrond op elke verdieping anders en ligt de kern niet meer overal midden in de plattegrond. Dit betekent dat elke vloer apart ontworpen moet worden en dat het ten koste gaat van het verhuurbaar oppervlak. De mate waarin dit het geval is hangt af van het concept voor het verticaal transport.

In principe is er onderscheid te maken in twee hoofdconcepten voor de kern met liften: een verspringing van de kern (Figuur 3.2) en een doorgaande kern (Figuur 3.3). Het voordeel van een verspringing is dat er meer vrijheid is voor de plaatsbepaling van de liften, waardoor er minder verdiepingen ontstaan waarbij een groot deel van het verhuurbare oppervlak verloren gaat door het ruimtebeslag van de liften. Een nadeel is dat gebruikers van de bovenste verdiepingen moeten overstappen, waardoor ze vaker moeten wachten op de lift en waardoor de totale reistijd kan toenemen. Er moeten tevens een of meer (delen van) verdiepingen worden ingericht als "sky-lobby" om mensen over te laten stappen. Dit vereist kostbare ruimte die anders



Figuur 3.2 Verspringing van de kern

wellicht verhuurd kan worden. Zo'n verdieping zou wel goed gecombineerd kunnen worden met een installatieruimte.

De voordelen van een rechte doorgaande kern zijn dat mensen niet hoeven over te stappen en dat de kern ook eventueel als stijfheidselement gebruikt kan worden. Het grootste nadeel is dat doordat de kern wel binnen het gebouw moet passen er weinig vrijheid is om de plaats van de kern te bepalen en dat er hierdoor meer verdiepingen een ongunstige plattegrond krijgen doordat de kern een groot deel van het verhuurbaar oppervlak opslokt. Om de kern binnen het gebouw te laten passen zal de kern op de bovenste verdiepingen smaller gemaakt moeten worden.

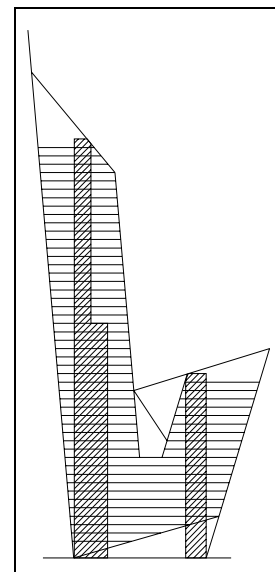
Binnen de twee hoofdconcepten zijn er nog verschillende varianten mogelijk. Er kan met een of meerdere liftgroepen gewerkt worden. Bij het toepassen van meerdere liftgroepen bedient elke liftgroep slechts een bepaald aantal verdiepingen. Bij verschillende liftgroepen moet er een overlap zijn om interetage verkeer mogelijk te maken.

In Figuur 3.2 en Figuur 3.3 worden beide torens geheel gescheiden qua liften. Bij de variant met verspringende kernen kan er ook voor gekozen worden om tot de 10^e verdieping (tot waar het gebouw nog niet gesplitst is) te volstaan met één kern met liften centraal in het gebouw (Figuur 3.4).

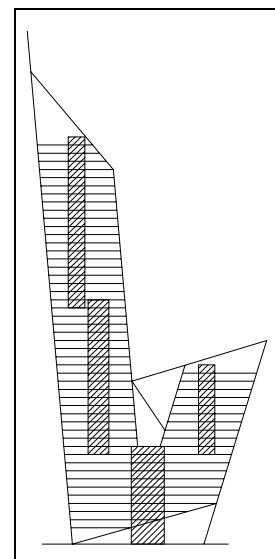
Er zijn verschillende varianten voor de liftconfiguraties bedacht. Deze zijn geschematiseerd in Figuur 3.5. In de volgende paragraaf wordt behandeld hoeveel liften er benodigd zijn voor de verschillende liftconfiguraties en hoeveel ruimte deze ongeveer innemen.

3.3 Verkeersberekening

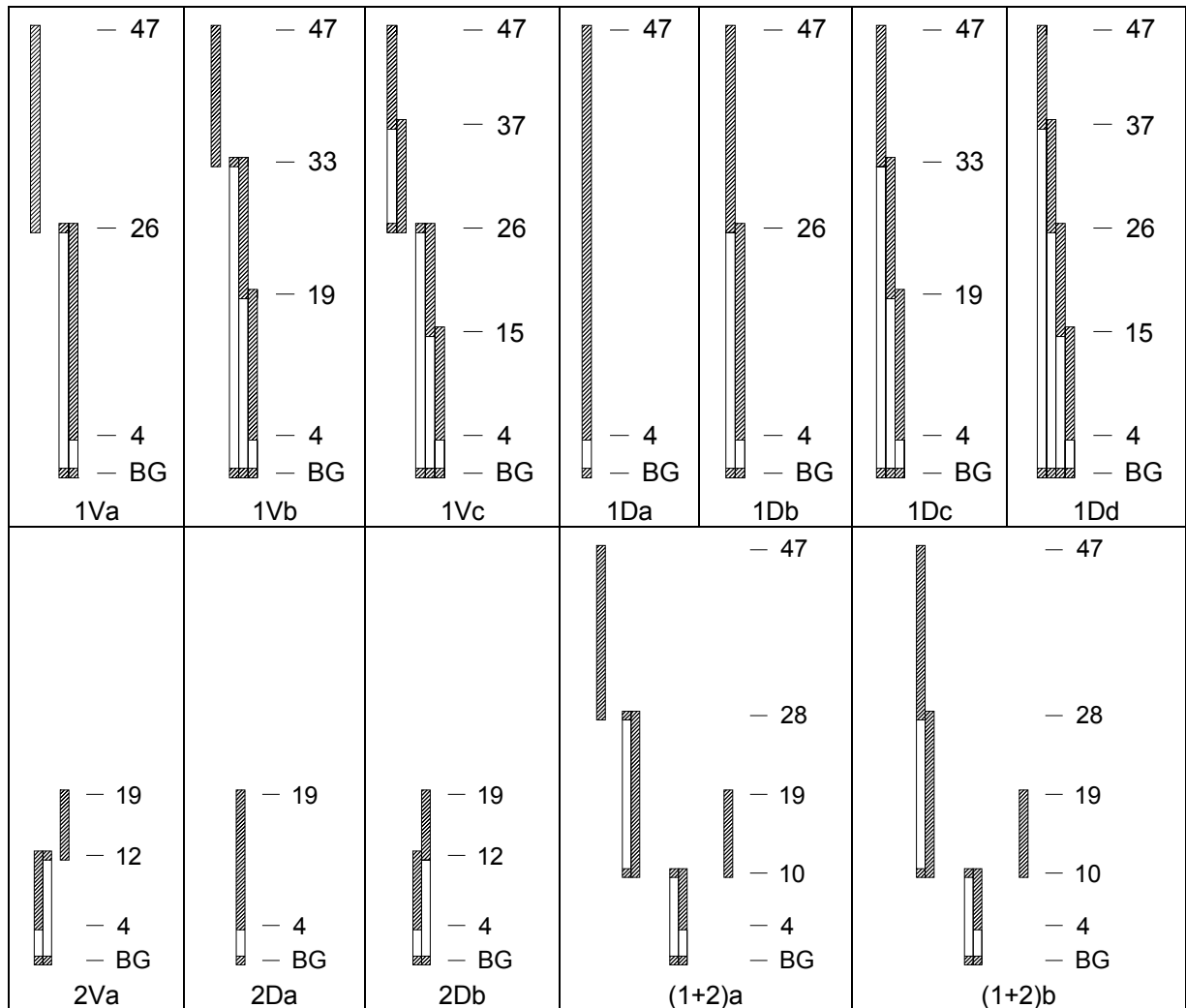
Met behulp van een berekeningssheet van Mitsubishi Elevator Europe B.V. zijn voor de verschillende varianten verkeersberekeningen gemaakt. Er wordt van uitgegaan dat de ochtendpiek maatgevend zal zijn. Er wordt ingevuld hoeveel verdiepingen een liftgroep moet bedienen, wat hiervan het totale bruto vloeroppervlak (BVO) is en wat de hefhoogte is. Om uit te rekenen hoeveel mensen er gebruik maken van de lift wordt uitgegaan van 1 persoon per 25 m² BVO en een absenteïsme van 10 %. Als eisen aan de liftgroep moeten een maximale intervaltijd (dit is de tijd tussen het vertrek van twee opeenvolgende liften) en de vultijd van het gebouw ingevuld worden. Voor een kantoorgebouw is een intervaltijd van 30 s een goede waarde [2]. De vultijd hangt af van hoe de mensen naar het gebouw komen en of iedereen op hetzelfde tijdstip begint. Er komt een grote parkeerkelder onder het gebouw en daarnaast is het goed bereikbaar per openbaar vervoer (tram en metro) en fiets. Dit betekent dat er niet zo'n grote piek zal ontstaan als wanneer iedereen bijvoorbeeld met de trein zou komen. Er wordt daarom een vultijd van 40 minuten aangehouden.



Figuur 3.3 Rechte doorgaande kern



Figuur 3.4 Gecombineerde kern tot 10^e verdieping



Figuur 3.5 Varianten voor liftconfiguraties

Bij de berekening wordt ervan uitgegaan dat een ‘intelligent’ liftsysteem (Direct Oriented Allocation System) wordt toegepast. Dit betekent dat er in de lobby al wordt aangegeven naar welke vloer de passagier wil. Hierdoor worden de passagiers zo over de liften verdeeld dat de liften minder vaak hoeven te stoppen dan bij een ‘normaal’ systeem. Er wordt gerekend met liften die maximaal 6 m/s halen. Sneller is mogelijk, maar is erg duur en wordt weinig toegepast.

Met de sheet kan dan bepaald worden hoeveel liften er benodigd zijn voor de verschillende liftgroepen. Uit communicatie met Mitsubishi Elevator Europe blijkt dat in het algemeen geldt dat in kantoren van enige allure, liften met een hefvermogen van minimaal 1000 kg toegepast worden. Ook als dit volgens de berekening niet nodig is. De schacht van een 1000 kg lift heeft een oppervlakte van ongeveer 5 m² [2]. Als het aantal liften bekend is kan dus worden uitgerekend hoeveel ruimte de verschillende varianten innemen. De resultaten staan samengevat in Tabel 3.1. Een voorbeeld van de berekeningssheets staat in bijlage 3.

	Aantal liften	Aantal verdiepingen	Schacht- oppervlakte (m ²)
Variant 1Va: Verspringing, 2 delen			
Liftgroep 1: stopliften BG – 4 t/m 26	4	27	540
Liftgroep 2: stopliften 26 t/m 47	3	22	330
Liftgroep 3: snelliften BG – 26	3	27	405
			1275
Variant 1Vb: Verspringing, 3 delen			
Liftgroep 1: stopliften BG – 4 t/m 19	3	20	300
Liftgroep 2: stopliften BG – 19 t/m 33	3	34	510
Liftgroep 3: stopliften 33 t/m 47	2	15	150
Liftgroep 4: snelliften BG – 33	3	34	510
			1470
Variant 1Vc: Verspringing, 4 delen			
Liftgroep 1: stopliften BG – 4 t/m 15	2	16	160
Liftgroep 2: stopliften BG – 15 t/m 26	3	27	405
Liftgroep 3: stopliften 26 t/m 37	2	11	110
Liftgroep 4: stopliften 26 – 37 t/m 47	2	22	220
Liftgroep 5: snelliften BG – 26	3	27	405
			1300
Variant 1Da: Doorgaand, 1 deel			
Liftgroep 1: stopliften BG – 4 t/m 47	8	48	1920
			1920
Variant 1Db: Doorgaand, 2 delen			
Liftgroep 1: stopliften BG – 4 t/m 26	4	27	540
Liftgroep 2: stopliften BG - 26 t/m 47	4	48	960
			1500
Variant 1Dc: Doorgaand, 3 delen			
Liftgroep 1: stopliften BG – 4 t/m 19	3	20	300
Liftgroep 2: stopliften BG – 19 t/m 33	3	34	510
Liftgroep 3: stopliften BG – 33 t/m 47	4	48	960
			1770
Variant 1Dd: Doorgaand, 4 delen			
Liftgroep 1: stopliften BG – 4 t/m 15	2	16	160
Liftgroep 2: stopliften BG – 15 t/m 26	3	27	405
Liftgroep 3: stopliften BG – 26 t/m 37	3	38	570
Liftgroep 4: stopliften BG – 37 t/m 47	3	48	720
			1855
Variant 2Va: Verspringing, 2 delen			
Liftgroep 1: stopliften BG – 4 t/m 12	2	13	130
Liftgroep 2: stopliften 12 t/m 19	1	8	40
Liftgroep 3: snelliften BG – 12	2	13	130
			300
Variant 2Da: Doorgaand, 1 deel			
Liftgroep 1: stopliften BG – 4 t/m 19	3	20	300
			300

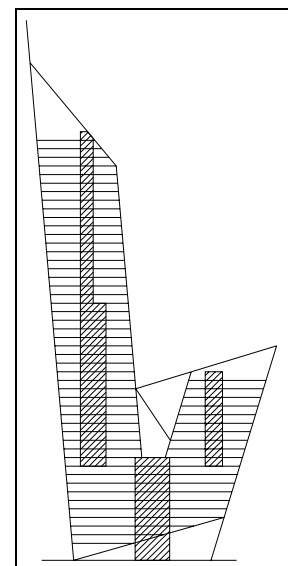
	Aantal liften	Aantal verdiepingen	Schacht-oppervlakte (m ²)
Variant 2Db: Doorgaand, 2 delen			
Liftgroep 1: stopliften BG – 4 t/m 12	2	13	130
Liftgroep 2: stopliften BG – 12 t/m 19	2	20	200
			330
Variant (1+2)a: Combinatie tot 10 ^e verdieping, splitsing in toren 1			
Liftgroep 1: stopliften BG – 4 t/m 10 (1+2)	2	11	110
Liftgroep 2: stopliften 10 t/m 28 (1)	2	19	190
Liftgroep 3: stopliften 28 t/m 47 (1)	2	20	200
Liftgroep 4: stopliften 10 t/m 19 (2)	2	10	100
Liftgroep 5: snelliften BG – 10 (1+2)	4	11	220
Liftgroep 6: snelliften 10 – 28 (1)	2	19	190
			1010
Variant (1+2)b: Combinatie tot 10 ^e verdieping, doorgaande kern in toren 1			
Liftgroep 1: stopliften BG – 4 t/m 10 (1+2)	2	11	110
Liftgroep 2: stopliften 10 t/m 28 (1)	2	19	190
Liftgroep 3: stopliften 10 – 28 t/m 47 (1)	3	38	570
Liftgroep 4: stopliften 10 t/m 19 (2)	2	10	100
Liftgroep 5: snelliften BG – 10 (1+2)	4	11	220
			1190

Tabel 3.1 Varianten voor liftconfiguraties

3.4 Keuze liftconcept

Duidelijk te zien is dat de varianten waarbij tot de 10^e verdieping gebruik wordt gemaakt van dezelfde liften de minste ruimte innemen met betrekking tot het schachtoppervlak, met name op de lagere verdiepingen. Bovendien is men vrijer in de plaatsbepaling van de liftschachten. Er dient wel opgemerkt te worden dat het overstappen van mensen ook ruimte kost en dat er meer liftinstallaties benodigd zijn. Toch weegt dit niet op tegen de vierkante meters die gewonnen kunnen worden op de overige verdiepingen. Daarom wordt er gekozen voor variant (1+2)a of variant (1+2)b.

Bij variant (1+2)a wordt er door de liftschachten iets minder ruimte ingenomen, maar er moet wel nog een keer extra overgestapt worden voor de bovenste verdiepingen. Dit kan deze verdiepingen minder aantrekkelijk maken voor de verhuur. Er wordt daarom voorlopig gekozen voor **variant (1+2)b** (Figuur 3.6), tenzij om constructieve redenen een doorgaande kern absoluut noodzakelijk is.



Figuur 3.6 Inpassing variant (1+2)b

4. Onderzoek zwaartepunt gebouw

4.1 Inleiding

Bij een hoog gebouw als de V-tower zal met harde wind een groot moment in de fundering ontstaan. In het vooronderzoek is al beschreven dat een groot moment in de fundering trekkrachten kan veroorzaken, die door een eventuele fundering op staal niet kunnen worden opgenomen. Dit maakt het belangrijk ervoor te zorgen dat het moment in de fundering niet nog groter wordt doordat het zwaartepunt van het gebouw niet boven het midden van de fundering ligt.

In dit hoofdstuk wordt eerst het originele ontwerp behandeld en de locatie beschreven. Vervolgens wordt voor verschillende alternatieven bekeken wat de ligging van het zwaartepunt wordt en hoe deze met verschillende keldervormen op de locatie in te passen zijn. Uiteindelijk zal er een voorlopige keuze worden gemaakt voor een van de alternatieven.

4.2 Origineel ontwerp

In het originele ontwerp staat het gebouw op de rand van een kelder van ongeveer 85 m lang (Figuur 4.1). Om de ligging van het zwaartepunt te bepalen wordt het gebouw geschematiseerd tot vier blokken (Figuur 4.2). Om het gewicht van het gebouw te berekenen kan er globaal worden gerekend met de volgende waarden:

Licht gebouw: $\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$;
 Gemiddeld gebouw: $\gamma = 3 \text{ kN/m}^3$;
 Zwaar gebouw: $\gamma = 4 \text{ kN/m}^3$;

Indien voor alle gebouwblokken van hetzelfde volumegewicht wordt uitgegaan, ligt het zwaartepunt op 21,4 m van de rand van het gebouw (zie bijlage 4). Dat terwijl het midden van de kelder op 42,5 m ligt. Er ontstaat dus een groot moment. Bij een gemiddeld gebouw:

$$G_{\text{totaal}} \approx 794 \text{ MN (zie bijlage 4);}$$

$$M_G = G \cdot e \approx 794 \cdot (42,5 - 21,4) \approx 16750 \text{ MNm;}$$

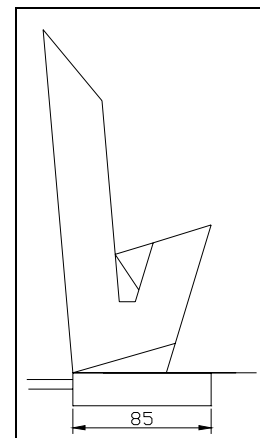
Ter vergelijking, het moment door wind:

$$p_w \approx 2,0 \text{ kN/m}^2;$$

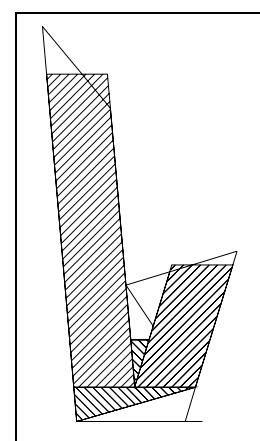
$$q_w = p_w \cdot b \approx 2,0 \cdot 32,4 = 64,8 \text{ kN/m}^1;$$

$$M_w = \frac{1}{2} q h^2 \approx \frac{1}{2} \cdot 64,8/1000 \cdot (208,8)^2 \approx 1400 \text{ MNm;}$$

Als het gebouw dus gebouwd zou worden volgens het originele ontwerp, dan zou het moment in de fundering ten gevolge van het gebouwgewicht meer dan 10 keer zo groot zijn als het windmoment! Het is duidelijk dat het ontwerp hier aangepast moet worden. Dit kan door de vorm van de kelder aan te passen, door het gebouw anders te positioneren op de kelder en/of door de bovenbouw aan te passen.



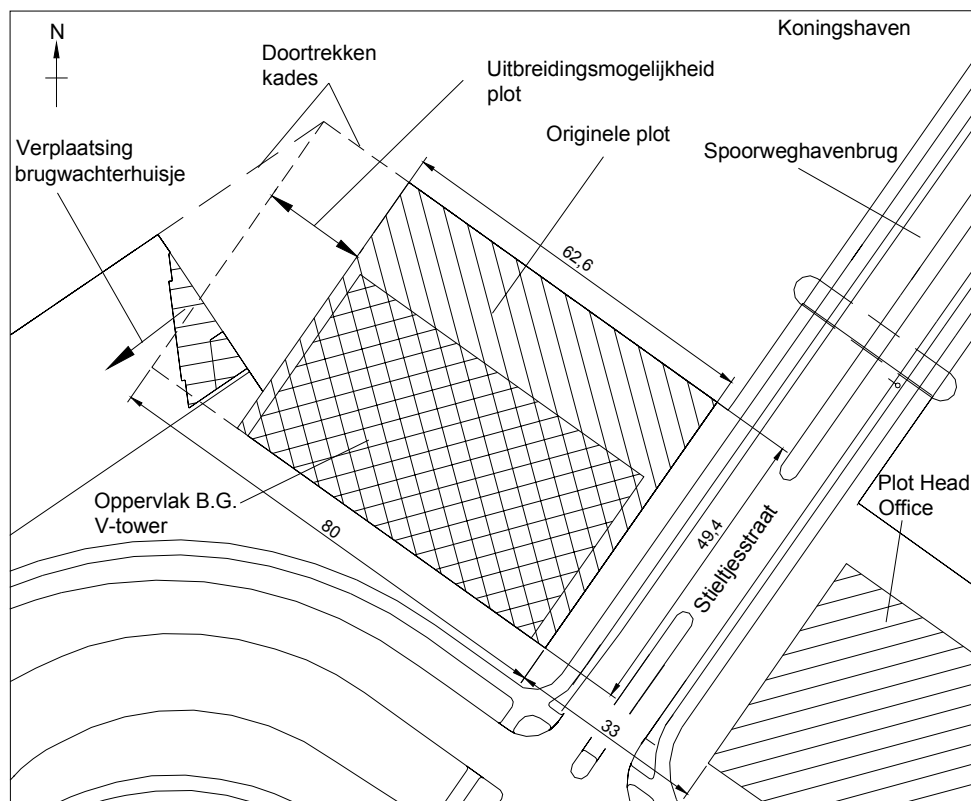
Figuur 4.1 Origineel ontwerp



Figuur 4.2 Opdeling in gebouwblokken

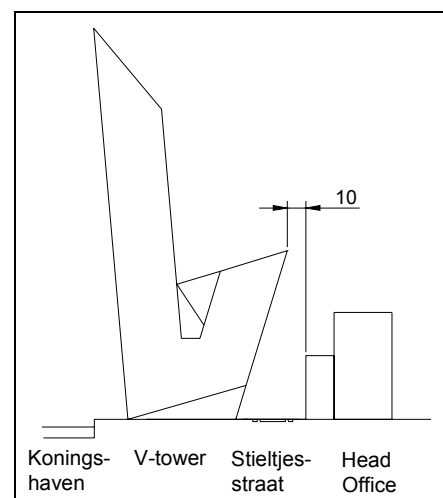
4.3 Begrenzungen plot

De beschikbare plot volgens het Stedenbouwkundig Matenplan van de Zuidkade is ongeveer 62 x 49 m. Eventueel kan deze plot in de lengterichting nog uitgebreid worden door het brugwachtershuisje te verplaatsen en de kade van de Koningshaven door te trekken. De maximale afmeting van de plot wordt dan 80 x 49 m (Figuur 4.3).



Figuur 4.3 Begrenzungen plot

Door de scheefstand van de torens zal het gebouw niet over de gehele hoogte binnen de plot vallen. Aan de kant van de Koningshaven, waar de hoge toren is gepland, is het geen probleem dat de toren iets over het water heen helt. Aan de andere kant, waar de lagere toren komt, ligt de Stieltjesstraat met twee aparte fietspaden. Aan de overkant van deze straat is een ander kantoorgebouw, 'Head Office', in ontwikkeling. Dit gebouw krijgt een hoogte van 57 m en ligt op 33 m afstand van de plot voor de V-tower. Als randvoorwaarde voor de afstand tussen het verst uitstekende deel van de V-tower en Head Office zal minimaal 10 m worden aangehouden, maar bij voorkeur nog meer (Figuur 4.4).



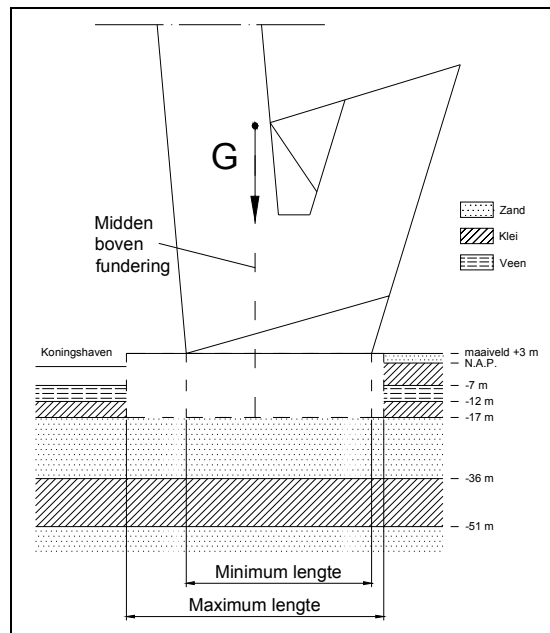
Figuur 4.4 Minimale afstand tussen V-tower en Head Office

4.4 Ontwerpaspecten voor aanpassingen

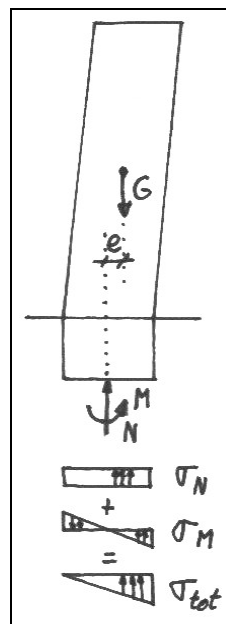
Om een te groot moment in de fundering te voorkomen, zal het ontwerp aangepast moeten worden. Het nieuwe ontwerp moet aan een aantal eisen voldoen:

- Het zwaartepunt van de bovenbouw moet zoveel mogelijk boven het middelpunt van de fundering liggen (Figuur 4.5);
- De eerste draagkrachtige laag ligt op 20 m onder maaiveld. Om een staalfundering mogelijk te maken, moet de funderingsplaat en dus de bodem van de kelder minimaal op deze diepte liggen (Figuur 4.5);
- Als randvoorwaarde wordt genomen dat er per 130 m² BVO kantoor minimaal 1 parkeerplaats beschikbaar moet zijn. Er moeten dus minimaal $59000/130 = 454$ parkeerplaatsen in de kelder komen.
- De kelder moet binnen de plot van 80 x 49 m passen (Figuur 4.3);
- Om de krachten uit het gebouw naar de funderingsplaat af te dragen moet het gebouw volledig ondersteund worden door de kelder. Dit leidt tot een minimum lengte van de kelder (Figuur 4.5);
- Er wordt aangenomen dat het verst uitstekende deel van het gebouw minimaal 10 m van 'Head Office' moet afliggen (Figuur 4.4). Bij voorkeur moet deze afstand nog groter zijn.

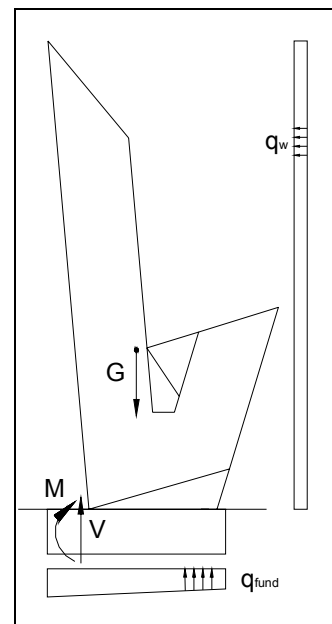
Er ontstaan trekkrachten als de resultante van de funderingskrachten meer dan 1/6 keer de lengte van de fundering buiten het centrum van de fundering ligt (zie Deel 1 en Figuur 4.6). Het is uit dit oogpunt dus gewenst om de kelder zo lang en zo breed mogelijk te maken. Er zullen dan bij een kleine verschuiving van het zwaartepunt minder snel trekkrachten in de fundering ontstaan.



Figuur 4.5 Overzicht eisen aan kelder



Figuur 4.6 Funderingskrachten



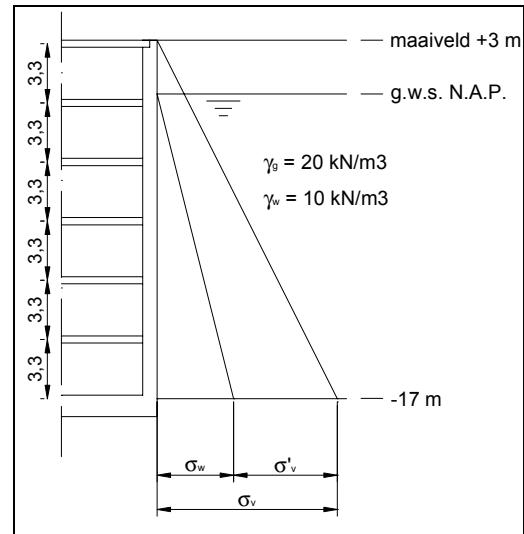
Figuur 4.7 Moment en dwarskracht in kelder

Het nadeel van een lange kelder is dat deze ook een eind uitsteekt onder het gebouw. Dit betekent dat er een groot moment en een grote dwarskracht in de kelder ontstaan (Figuur 4.7). Hoe verder de kelder uitsteekt, hoe groter het moment en de dwarskracht worden. Deze snedekrachten zullen op een of andere manier opgenomen moeten worden, bijvoorbeeld door de kelderwanden.

Er kan uitgerekend worden hoe dik de kelderwanden ongeveer moeten worden om de horizontale gronddruk op te kunnen nemen. Deze dikte zal dan worden aangehouden om te berekenen hoe groot het maximale moment en de maximale dwarskracht mogen worden:

$$\begin{aligned}\sigma'_{v,\max} &\approx 20 \cdot 20 - 17 \cdot 10 = 230 \text{ kN/m}^2 \\ (\text{Figuur 4.8}); \\ \sigma'_{h,\max} &\approx 0,5 \cdot \sigma'_{v,\max} = 690 \text{ kN/m}^2 \text{ (neutrale} \\ &\text{gronddruk);} \\ \sigma_{h,\text{totaal}} &\approx 690 + 17 \cdot 10 = 860 \text{ kN/m}^2 \\ &\text{(neutrale gronddruk + waterdruk);}\end{aligned}$$

Per m¹ wand geldt dan: $q_{\max} = 860 \text{ kN/m}^1$;



Figuur 4.8 Gronddruk bij kelderwand

Het schema zit in tussen een volledig ingeklemde ligger en een vrij opgelegde ligger (Figuur 4.9). Er wordt aangenomen dat:

$$M_{\max} = 1/10 \cdot ql^2;$$

$$\text{Dus } M_{\max} = 1/10 \cdot 860 \cdot (3,3)^2 \approx 940 \text{ kNm};$$

Er wordt uitgegaan van een economisch wapeningspercentage ($\omega_0 = 1,10\%$) en B35. Er geldt dan [28]:

$$\frac{M}{bd^2 f'_b} \leq 200;$$

waarin:

M = moment in kNm;

b = breedte in m;

d = nuttige hoogte in m (Figuur 4.10);

f'_b = betondruksterkte in N/mm² (= 21 N/mm²);

$$\text{Dus: } d \geq 0,47 \text{ m};$$

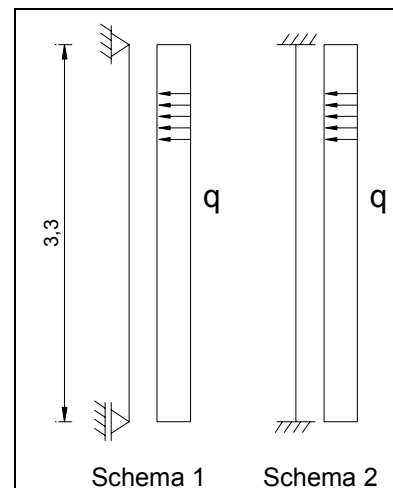
Inclusief dekking en wapening geldt dan:

$$t_{\text{wand}} \approx 0,6 \text{ m (Figuur 4.10);}$$

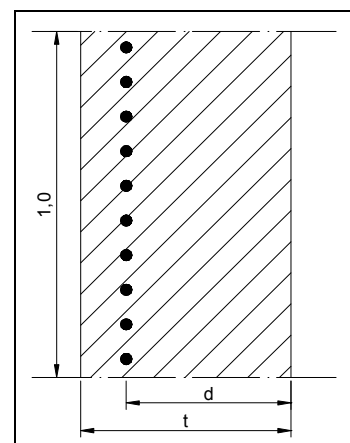
De wand moet ook op dwarskracht gecontroleerd worden:

$$V = \frac{1}{2} ql = \frac{1}{2} \cdot 940 \cdot 3,3 \approx 1550 \text{ kN};$$

$$\text{Met afschuifwapening geldt: } \tau_{\max} = 4,2 \text{ N/mm}^2 = 4,2 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2;$$



Figuur 4.9 Schema's kelderwand



Figuur 4.10 Doorsnede kelderwand

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{1550}{1 \cdot 0,47} \approx 3,3 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2;$$

Dit voldoet dus.

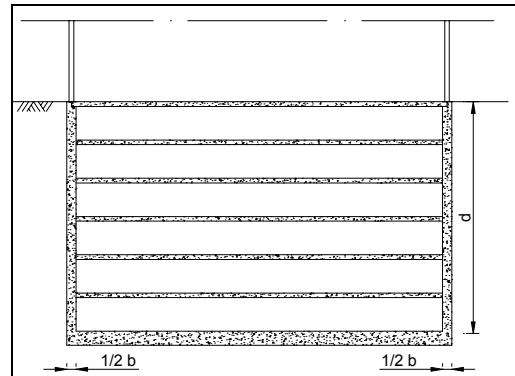
Indien alleen deze wanden gebruikt worden voor de afdracht van het moment en de dwarskracht in de kelder (Figuur 4.7), dan kan nu berekend worden wat de maximale waarden van deze snedekrachten mogen zijn.

Er gelden de volgende waarden:

$d \approx 20 \text{ m}$, $b = 1,2 \text{ m}$ en betonklasse B35 (Figuur 4.11).

Met een maximaal wapeningspercentage $\omega_{\max}$ geldt:

$$\frac{M}{bd^2 f'_b} \leq 310; \text{ Dus: } M_{\max, \text{kelder}} = 3100 \cdot 10^6 \text{ kNm};$$



Figuur 4.11 Doorsnede kelder

Met afschuifwapening geldt: $\tau_{\max} = 4,2 \text{ N/mm}^2$ en $\tau = \frac{V}{bd}$;

Dus: $V_{\max, \text{kelder}} \approx 1,0 \cdot 10^5 \text{ kN}$.

Bij de alternatieven die in de volgende paragraaf beschreven worden moet getoetst worden of deze waarden niet overschreden worden.

4.5 Alternatieven voor aanpassingen aan het ontwerp

Er is voor een aantal aanpassingen van de bovenbouw bekeken wat de ligging van het zwaartepunt wordt (zie bijlage 4) en welke keldervorm hieronder past. Als de ligging van het zwaartepunt bekend is, kan bepaald worden hoe het gebouw op de kelder geplaatst moet worden. Bij elk alternatief wordt deze positionering van het gebouw bekeken bij een maximale lengte van 80 m en bij de minimale lengte zodat de kelder nog wel volledig onder het gebouw ligt. Er is dan bekend hoeveel de kelder uitsteekt en hiermee kan de dwarskracht en het moment in de kelder berekend worden.

Er is gekeken naar:

- Het originele ontwerp;
- Het originele ontwerp met een lichtgewicht hoge toren en een gemiddeld gewicht lage toren;
- Het originele ontwerp met een lichtgewicht hoge toren en een zwaargewicht lage toren;
- De twee torens 7,2 m uit elkaar geschoven;
- De lage toren verhoogd met 5 verdiepingen;
- De hoge toren verlaagd met 5 verdiepingen;
- De lage toren scheef geplaatst;
- De hoge toren minder scheef geplaatst.

Deze alternatieven zullen hieronder kort behandeld worden.

Origineel ontwerp

Bij het originele ontwerp met gelijke volumieke gewichten voor beide torens ligt het zwaartepunt op 21,4 m van de rand van het gebouw. Bij een kelder van 80 m lang komt het gebouw te dicht bij de 'Head Office' te liggen als het zwaartepunt boven het midden van de fundering komt. 72,4 m is de minimale lengte van de kelder, zodat de onderkant van het gebouw volledig op de kelder staat en dat het zwaartepunt nog boven het midden van de fundering komt te liggen. Hierbij steekt de kelder 14,8 m uit onder de hoge toren (Figuur 4.12). Met dit gegeven kan berekend worden wat de snedekrachten worden in de kelder:

Als er gerekend wordt met een licht gebouw:

$$G = 530 \cdot 10^3 \text{ kN (bijlage 4);}$$

$$M_{\text{wind}} = 1400 \cdot 10^3 \text{ kNm (zie par. 4.2);}$$

$$q_G = \frac{G}{l} = \frac{530 \cdot 10^3}{72,4} = 7320 \text{ kN/m}^1;$$

$$q_M = \frac{M}{\frac{1}{6}l^2} = 1603 \text{ kN/m}^1;$$

De gemiddelde waarde voor de verdeelde belasting op het uitstekende deel kan berekend worden met (Figuur 4.13):

$$\bar{q}_M = \frac{1}{2} \left(q_M + \frac{\frac{1}{2}l - x}{\frac{1}{2}l} q_M \right) = 1275 \text{ kN/m}^1;$$

$$\text{Dus: } q_{\text{tot}} = 8595 \text{ kN/m}^1;$$

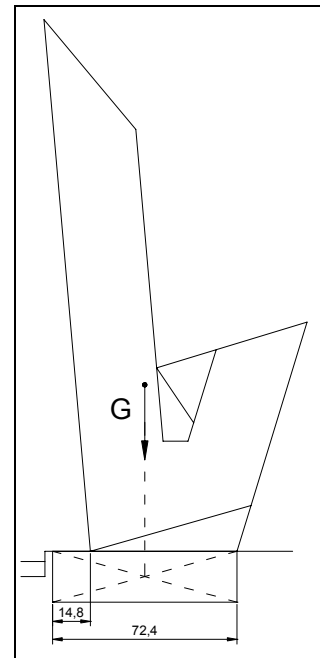
Er geldt bij benadering:

$$M = \frac{1}{2} q x^2 \text{ en } V = q x;$$

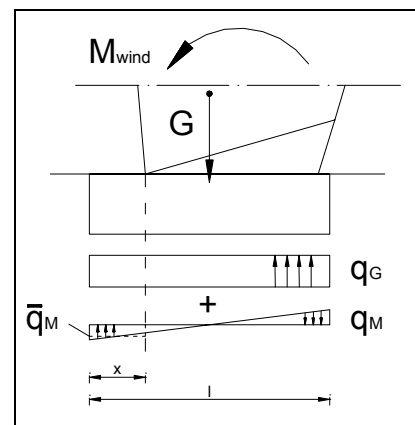
$$\text{Dus } M_{\text{kelder}} = 941 \cdot 10^3 \text{ kNm en } V_{\text{kelder}} = 127 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

$$\text{Dus } V_{\text{kelder}} > V_{\text{kelder,max}} = 1,0 \cdot 10^5 \text{ kN (zie par. 4.4).}$$

De kelderwanden kunnen dus niet de dwarskracht opnemen die in dit geval zou optreden. Er zouden dikkere kelderwanden gemaakt moeten worden voor dit alternatief.



Figuur 4.12 Origineel met minimale kelderlengte



Figuur 4.13 Optredende verdeelde belastingen op fundering

Origineel ontwerp met lichtgewicht hoge toren en gemiddeld gewicht lage toren

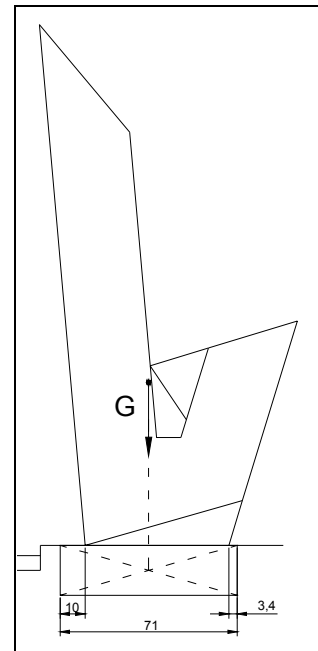
Voor dit alternatief wordt de lagere toren zwaarder uitgevoerd dan de hoge toren. De hoge toren krijgt een volumiek gewicht van 2 kN/m^3 en de lage toren van 3 kN/m^3 . Hierdoor verschuift het zwaartepunt naar 25,5 m. Dit levert met een maximale kelderlengte van 80 m een uitstekend deel van 14,5 m. De minimale kelderlengte is 64,2 m met een uitstekend deel van 6,6 m lang. Bij een kelderlengte van 80 m ligt de V-tower bij dit alternatief wel ver genoeg van Head Office af. Op de hierboven beschreven manier kan weer het moment en de dwarskracht berekend worden. De dwarskracht bij een lengte van 80 m blijkt weer te groot te zijn (bijlage 5):

$$V_{\text{kelder}} = 124 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

Bij de minimale lengte van de kelder (64,2 m) overschrijdt de dwarskracht niet het maximum:

$$V_{\text{kelder}} = 74 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

De maximale lengte kan op een gelijke wijze bepaald worden. Deze is ongeveer 71 m (Figuur 4.14).



Figuur 4.14 Gemiddeld gewicht lage toren met maximale kelder

Het zwaarder maken van de lage toren kan door bijvoorbeeld een ander type vloeren en gevels toe te passen. In het werk gestorte betonnen vloeren zijn bijvoorbeeld meestal zwaarder dan staalplaat-betonvloeren.

Origineel ontwerp met lichtgewicht hoge toren en zwaargewicht lage toren

In dit geval is de lage toren twee keer zo zwaar per volume als de hoge toren. Het zwaartepunt ligt op 28,7 m vanaf de rand van de hoge toren. Bij een kelder van 80 m lang steekt deze onder de hoge toren 11,3 m uit en onder de lage toren 11,1 m. Dit geeft de volgende dwarskracht:

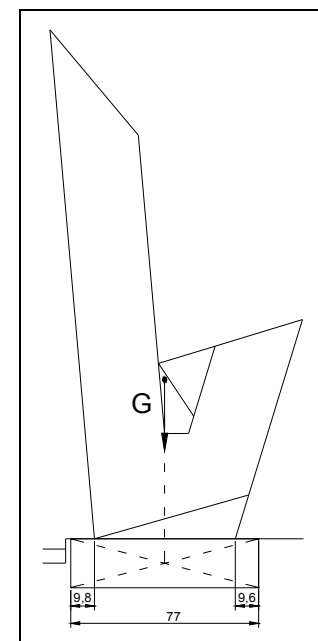
$$V_{\text{kelder}} = 108 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

Dit voldoet dus net niet.

De minimale kelderlengte is 57,8 m en steekt slechts 0,2 m uit onder de hoge toren. Dit geeft dus hele kleine snedekrachten.

De maximale kelderlengte wordt berekend op ongeveer 77 m (Figuur 4.15).

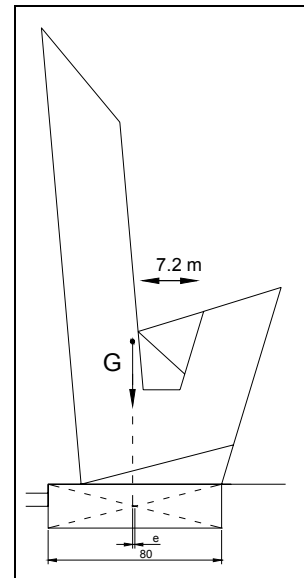
Om de lagere toren zo zwaar te maken zijn wel maatregelen nodig die extra geld kosten. Waarschijnlijk moeten vloeren dikker gemaakt worden dan nodig en uiteraard moeten kolommen en de fundering grotere krachten op kunnen nemen.



Figuur 4.15 Zwaargewicht lage toren met maximale kelderlengte

Torens uit elkaar geschoven (7,2 m)

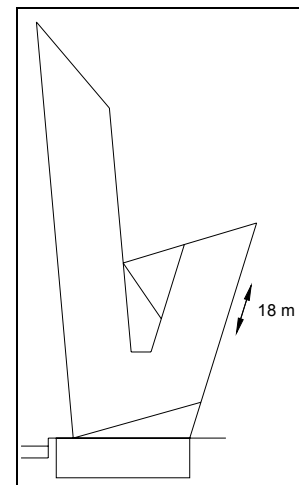
Door de torens uit elkaar te schuiven vershuift het zwaartepunt wel iets richting lage toren, maar de begane-grondvloer wordt ook langer, waardoor het zwaartepunt nog verder van het midden van de begane-grondvloer komt te liggen. Dit werkt dus nadelig. Binnen de plot van 80 m lang kan het gebouw niet zo geplaatst worden dat het zwaartepunt midden boven de fundering ligt (Figuur 4.16). Dit alternatief valt dus af.



Figuur 4.16 Torens uit elkaar geschoven

Hogere lage toren

Door de lage toren te verhogen vershuift het zwaartepunt ook uiteraard richting die toren. Het zwaartepunt komt op 24,6 m te liggen bij een verhoging van 5 verdiepingen (Figuur 4.17). De kelder steekt aan één kant dus nog wel een stuk uit. Bij een kelderlengte van 80 m het gebouw te dicht bij 'Head Office' te liggen. Daarnaast heeft dit alternatief een grote invloed op de vorm. Vanuit architectonisch oogpunt is dit ongewenst. Daarom valt dit alternatief af.



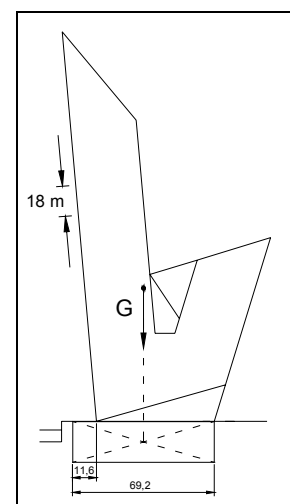
Figuur 4.17 Hogere lage toren

Lagere hoge toren

Een verlaging van de hoge toren heeft minder invloed op de ligging van het zwaartepunt dan een verhoging van de lage toren (Figuur 4.18). Bij een verlaging van 5 verdiepingen komt het zwaartepunt op 23,0 m te liggen. Bij een kelderlengte van 80 m wordt de dwarskracht in de kelder te groot. Bij de minimale kelderlengte van 69,2 m blijft de dwarskracht net onder de maximale waarde:

$$V_{\text{kelder}} = 99 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

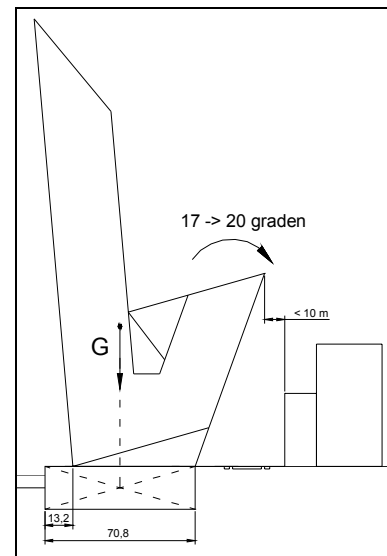
Een verlaging van de hoge toren is op het eerste gezicht minder ingrijpend voor de vormgeving dan een verhoging van de lage toren. Het gebouw hoeft door de kleinere hoogte uiteraard ook minder stijf te zijn om aan de uitbuigingseisen te voldoen.



Figuur 4.18 Lagere hoge toren met minimale kelderlengte

Schevere lage toren

Een schevere lage toren heeft relatief weinig invloed op de ligging van het zwaartepunt. Eén graad schever betekent een verschuiving van slechts 0,3 m en drie graden schever (van 17 naar 20 graden) geeft een verschuiving van 0,8 m. Bij een scheefstand van 20 graden kan het zwaartepunt tevens niet midden boven de kelder komen zonder te dicht bij 'Head Office' te komen (Figuur 4.19). Daarom valt dit alternatief af.



Figuur 4.19 Schevere lage toren met minimale kelderlengte

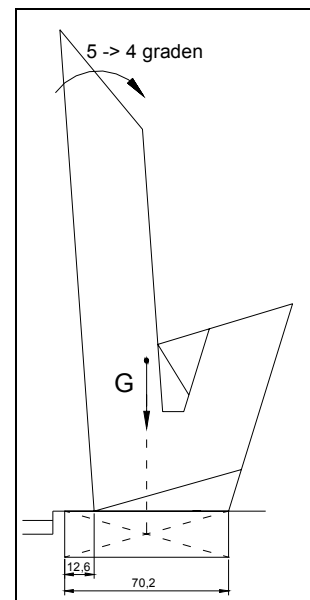
Minder scheve hoge toren

Dit heeft meer invloed dan het schever zetten van de lage toren. Eén graad minder scheef, van 5 naar 4 graden, betekent een verschuiving van het zwaartepunt van 1,1 m naar 22,5 m. Bij een minimale kelderlengte van 70,2 m steekt de kelder dan 12,6 m uit onder de hoge toren (Figuur 4.20). De dwarskracht in de kelder wordt hierdoor nog steeds te groot:

$$V_{\text{kelder}} = 113 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

Voor dit alternatief zouden dus dikkere kelderwanden of een andere overdrachtsconstructie gebruikt moeten worden.

De minder grote hoek werkt wel gunstig voor andere aspecten van de constructie. Het moment in de hoge toren op zich wordt minder groot en hierdoor neemt ook de uitwijking van de top af. Het is echter wel een ingreep in de architectonische vorm.



Figuur 4.20 Minder scheve hoge toren met minimale kelderlengte

Bovenstaande alternatieven kunnen uiteraard ook gecombineerd worden. Tabel 4.1 geeft een overzicht van de excentriciteit van de verschillende alternatieven.

Alternatief	Excentriciteit (m)
Origineel ontwerp	7,4
Lichtgewicht hoog, gemiddeld gewicht laag (verhouding 1:1,5)	3,3
Lichtgewicht hoog, zwaargewicht laag (verhouding 1:2)	0,1
Torens uit elkaar (7,2 m)	8,7
Hogere lage toren (5 lagen)	4,2
Lagere hoge toren (5 lagen)	5,8
Schevere lage toren (17 -> 18 graden)	7,1
Schevere lage toren (17 -> 20 graden)	6,6
Minder scheve hoge toren (5 -> 4 graden)	6,3

Tabel 4.1 Overzicht van excentriciteit van de alternatieven

4.6 Keuze alternatief

Uit paragraaf 4.4 blijkt dat een lange kelder gunstig is om het ontstaan van trekkrachten in de fundering te voorkomen. Bovendien bevat een lange kelder meer parkeerplaatsen. Het nadeel van een lange kelder is dat er een groot moment en een grote dwarskracht ontstaan door het uitsteken van de kelder. Vooral de dwarskracht is al snel te groot om door gewone kelderwanden opgenomen te worden, blijkt uit vorige paragraaf. Alternatieven met een zo lang mogelijke kelder waar de kelderwanden niet dikker gemaakt hoeven te worden zijn dus het gunstigst vanuit constructief oogpunt.

Bij de keuze speelt ook het architectonische aspect een rol. De alternatieven die het minst veranderen aan de originele vorm scoren op dit aspect het best.

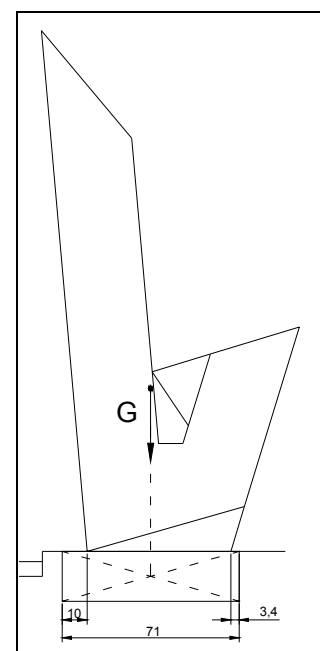
Uiteraard speelt ook het kostenaspect mee. De kosten hangen natuurlijk voor een groot deel af van constructieve aspecten, want deze bepalen voor een groot deel hoeveel materiaal er gebruikt zal worden, maar de kosten worden ook bepaald door de uitvoerbaarheid.

De alternatieven waarbij de kelderwanden met een dikte van 0,6 m de dwarskracht in de kelder op kunnen nemen zijn:

- Het originele ontwerp met een lichtgewicht hoge toren en een gemiddeld gewicht lage toren. De lengte van de kelder ligt tussen 64,2 en 71 m;
- Het originele ontwerp met een lichtgewicht hoge toren en een zwaargewicht lage toren. De lengte van de kelder ligt tussen 57,8 en 77 m;
- De hoge toren verlaagd met 5 verdiepingen. De lengte van de kelder wordt 69,2 m;

Er wordt gekozen voor het originele ontwerp **met een lichtgewicht hoge toren en een gemiddeld gewicht lage toren** (Figuur 4.21). Hierbij is de kelder zo geplaatst dat het zwaartepunt van het gebouw boven het midden van de funderingsplaat ligt.

Het voordeel van dit alternatief ten opzichte van het alternatief waarbij hoge toren verlaagd wordt, is dat de architectonische vorm van het gebouw gehandhaafd blijft. Het alternatief met de extra zware lage toren is minder gunstig, omdat hier relatief veel extra materiaal wordt gebruikt, wat extra kosten met zich meebrengt.



Figuur 4.21 Gemiddeld gewicht lage toren met maximale kelder

5. Windbelasting

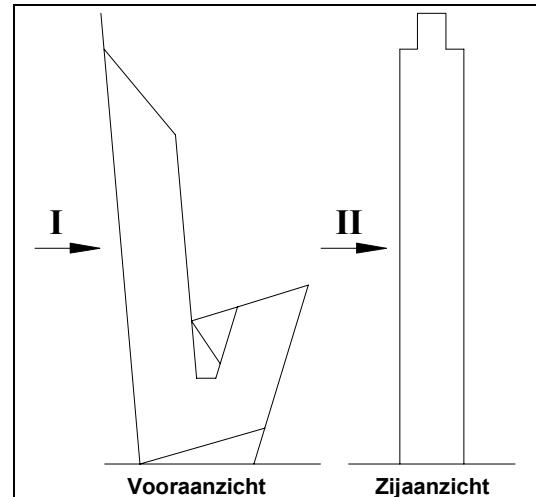
5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de windbelasting behandeld. De wind vormt bij hoogbouw een belangrijke belasting, die een groot moment in de fundering kan veroorzaken en die een uitbuiging aan de top veroorzaakt.

Er wordt eerst aan de hand van de norm bepaald hoe groot de windbelasting op het totale gebouw is. Daarna wordt dit vereenvoudigd tot gelijkmatig verdeelde belastingen op twee losse torens.

De windbelasting op het gebouw wordt in twee richtingen bekeken (Figuur 5.1):

Richting I: loodrecht op de hellende gevel;
Richting II: loodrecht op de rechte gevel.



Figuur 5.1 Richtingen van de windbelasting

5.2 Afleiding van de norm

De windbelasting is in werkelijkheid een dynamische belasting. Om de optredende krachten in het gebouw te bepalen, kan zij echter worden geschematiseerd tot een quasi-statische belasting.

De windbelasting kan bepaald worden volgens NEN 6702 [14], par. 8.6:

$$p_{rep} = C_{dim} \cdot C_{index} \cdot C_{eq} \cdot \phi_1 \cdot p_w$$

Bepaling C_{dim}

C_{dim} is een factor die de afmetingen van het gebouw in rekening brengt:

$$C_{dim} = \frac{1 + 7I(h) \cdot \sqrt{B}}{1 + 7I(h)} \quad \text{met } C_{dim} \leq 1$$

waarbij:

$$B = \frac{1}{0,94 + 0,021h^{\frac{2}{3}} + 0,029b^{\frac{2}{3}}} \quad \text{en}$$

$$I(h) = \frac{1}{\ln\left(\frac{h}{0,2}\right)} \quad \text{de turbulentie-intensiteit op de hoogte } h$$

h is de hoogte van het gebouw en b de gemiddelde breedte.

In richting I is het gebouw over de volledige hoogte 32,4 m breed, met uitzondering van de piek. Deze is 14,4 m breed. In richting II verschilt de breedte over de hoogte, van maximaal 74,6 m tot 0 m op het hoogste punt. Er wordt voor het gemak voor beide richtingen gerekend met $b = 32,4$ m ter bepaling van de coëfficiënten.

Met $h = 208,8$ m en $b = 32,4$ m:

$B = 0,507$;

$I(h) = 0,144$;

Dus: $C_{dim} = 0,855$ in beide richtingen.

Bepaling C_{index}

C_{index} omvat de windvormfactoren. Deze bestaan in dit geval alleen uit C_{pe} , voor externe druk of zuiging op de gevel. Voor gebouwen met een rechthoekige plattegrond gelden de volgende waarden:

Winddruk: $C_{pe} = 0,8$;

Windzuiging: $C_{pe} = -0,4$;

Voor de delen waar zich een schuine gevel/dak bevindt worden dezelfde waarden aangehouden.

In richting I zijn er tussen $z = 43,2$ m en $z = 90$ m niet twee, maar vier gevels waar krachten op uitgeoefend worden door de wind. Het is niet aannemelijk dat voor de twee binnenste gevels ook waarden van respectievelijk 0,8 en $-0,4$ gelden. Daarom worden hiervoor halve waarden aangenomen (Figuur 5.2):

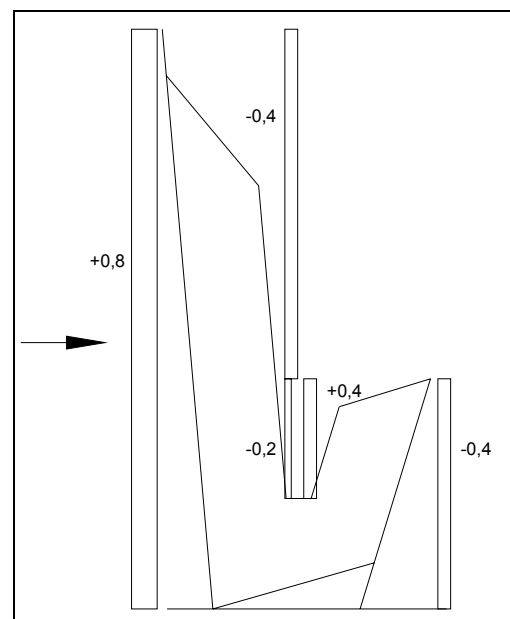
Winddruk binnengevel: $C_{pe} = 0,4$;

Windzuiging binnengevel: $C_{pe} = -0,2$;

Winddruk buitengevel: $C_{pe} = 0,8$;

Windzuiging buitengevel: $C_{pe} = -0,4$;

Een windtunnelonderzoek zal moeten uitwijzen of deze aanname gerechtvaardigd is.



Figuur 5.2 Windvormfactoren in richting I

Er gelden dus voor het gebouw de volgende totaalwaarden van C_{index} :

Richting I:

Voor $z < 43,2$ m en $z > 90$ m: $C_{index} = 1,2$;

Voor $43,2$ m $< z < 90$ m: $C_{index} = 1,8$;

Richting II:

Voor de gehele hoogte: $C_{index} = 1,2$

Bepaling C_{eq}

C_{eq} is een drukvereffeningsfactor. Voor deze waarde wordt, tenzij anders wordt aangetoond, normaal gesproken genomen:

$$C_{eq} = 1,0$$

Bepaling ϕ_1

ϕ_1 is een vergrotingsfactor die de dynamische invloed van wind op het gebouw in rekening brengt. Deze factor is te bepalen volgens:

$$\phi_1 = \frac{1 + 7 \cdot I(h) \cdot \sqrt{(B + E)}}{1 + 7 \cdot I(h) \cdot \sqrt{B}}$$

waarin:

B en $I(h)$ volgens de berekening voor C_{dim} ;

$$E = \frac{0,0394 \cdot f_e^{-\frac{2}{3}}}{D \times (1 + 0,1 f_e \cdot h) \times (1 + 0,16 f_e \cdot b_m)}$$

b_m is de gemiddelde breedte van het gebouw;

D is de dempingsmaat;

f_e is de eigenfrequentie.

Voor b_m wordt in beide richtingen weer gerekend met:

$$b_m = 32,4 \text{ m}$$

Voor D moet zijn aangehouden:

0,01 voor staalconstructies;

0,02 voor betonconstructies.

Omdat het materiaalgebruik nog niet bekend is wordt uitgegaan van het meest ongunstige geval, dus een staalconstructie:

$$D = 0,01$$

De eigenfrequentie wordt bepaald volgens:

$$f_e = \sqrt{\frac{a}{\delta}}$$

waarin:

δ is de grootste uitbuiging van de constructie, wanneer deze belast wordt gedacht door belastingen gecombineerd volgens de momentane combinatie;

a is de trillingsversnelling loodrecht op het constructieonderdeel.

δ is nog niet bekend. Er wordt de maximaal toelaatbare uitbuiging voor aangenomen van:

$$\delta_{\max} = \frac{h}{500}$$

Dus:

$$\delta = 0,418 \text{ m}$$

Voor a mag worden aangenomen:

$$a = 0,384 \text{ m/s}^2$$

Dan geldt:

$$f_e = 0,959 \text{ s}^{-1};$$

$$E = 0,0323;$$

$$\phi_1 = 1,01;$$

Bepaling p_w

p_w is de extreme waarde van de stuwdruk. De stuwdruk verschilt over de hoogte. Deze waarde kan volgens de norm uit een tabel worden afgelezen. De tabel geeft echter maar waarden tot een hoogte van 150 m. p_w kan ook berekend worden met:

$$p_w = (1 + 7I(z)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_w^2(z)$$

waarbij:

$$I(z) = \frac{k}{\ln\left(\frac{1-d_w}{z_0}\right)}; \text{ en}$$

$$v_w(z) = 2,5 \cdot u^* \cdot \ln\left(\frac{z-d_w}{z_0}\right)$$

waarin:

$I(z)$ is de turbulentie-intensiteit op een hoogte z boven het aansluitende terrein;

ρ is de volumieke massa van lucht; $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$;

z_0 is de ruwheidslengte;

d_w is de verplaatsingshoogte;

u^* is de wrijvingssnelheid;

k is een factor.

De V-tower ligt in gebied II, gebouwde omgeving. Hieruit volgen de volgende waarden:

$$\begin{aligned} z_0 &= 0,7 \text{ m;} \\ d_w &= 3,5 \text{ m;} \\ u &= 2,82 \text{ m/s;} \\ k &= 0,9. \end{aligned}$$

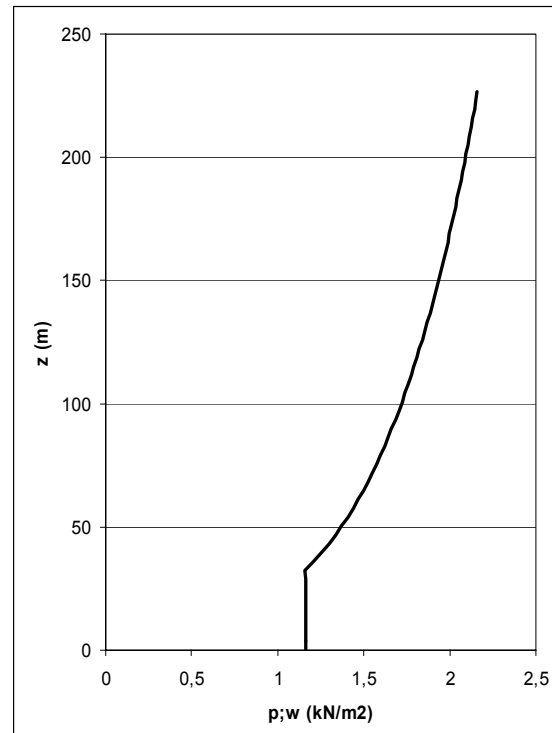
Verder geldt er dat voor de stuwdruk bij hoogten lager dan de gemiddelde breedte b de waarde van de stuwdruk bij $z = b$ aangehouden moet worden:

$$\begin{aligned} p_w(z < b) &= p_w(b); \\ p_w(z > b) &= p_w(z); \end{aligned}$$

Voor de gemiddelde breedte wordt in beide richtingen aangehouden:

$$b = 32,4 \text{ m.}$$

De waarde van de stuwdruk over de hoogte is te zien in Figuur 5.3.



Figuur 5.3 Extreme waarde van de stuwdruk

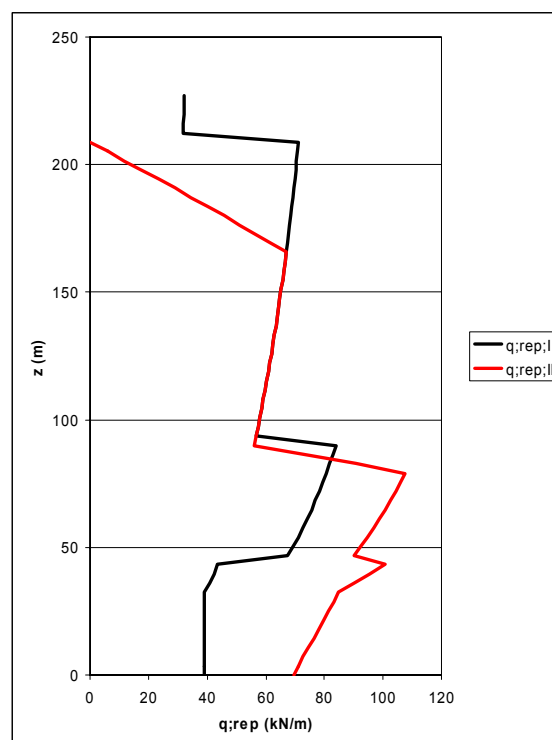
Verdeelde belasting over de hoogte q_{rep}

Met de hierboven bepaalde factoren en waarden voor p_w kan de totale windbelasting p_{rep} bepaald worden. Door deze waarde met de breedte te vermenigvuldigen, wordt een verdeelde belasting over de hoogte q_{rep} gevonden:

$$q_{rep}(z) = p_{rep}(z) \cdot b(z)$$

In richting I is de breedte constant, in breedte II verschilt de breedte over de hoogte. In Figuur 5.4 zijn de waarden voor q_{rep} in beide richtingen weergegeven.

De grafiek van $q_{rep,I}$ vertoont een verspringing tussen 43,2 en 90 m. Dit komt doordat hier een waarde voor C_{index} van 1,8 is aangenomen. De verspringingen van $q_{rep,II}$ worden veroorzaakt door de verschillende waarden voor de breedte.



Figuur 5.4 Verdeelde windbelasting in richting I en II

5.3 Vereenvoudiging van de windbelasting

Voor globale berekeningen aan het gebouw is het niet handig om met de verdeelde belastingen uit Figuur 5.4 te rekenen. Het gebouw zal in beide richtingen worden geschematiseerd als twee aparte torens op welke beide een gelijkmatig verdeelde windbelasting staat.

In een spreadsheet is bepaald wat de windbelasting op het gebouw is. Hieruit kunnen ook de dwarskrachten en de momenten bepaald worden volgens:

$$q(z) = \frac{dD(z)}{dz};$$

$$D(z) = \frac{dM(z)}{dz}.$$

Als de windbelasting versimpeld wordt tot een gelijkmatig verdeelde belasting, moet dit zo gebeuren dat de dwarskrachten- en momentenlijnen zoveel mogelijk samenvallen.

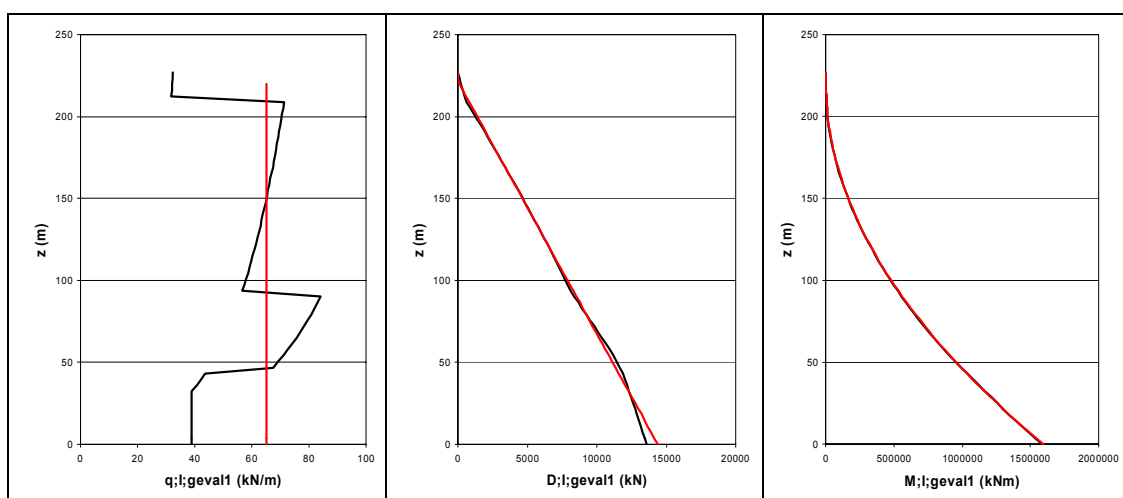
Richting I

Het is in dit stadium nog niet duidelijk welk deel van de windbelasting wordt afgedragen naar toren 1 en welk deel naar toren 2. Daarom worden er drie gevallen bekeken. In geval 1 wordt alle windbelasting opgenomen door toren 1, in geval 2 wordt alle windbelasting tot een hoogte van 90 m opgenomen door toren 2 en in geval 3 wordt tot een hoogte van 90 m door beide torens de helft van de wind opgenomen.

In geval 1 is de beste schematisatie:

$q_{I; \text{toren1}} = 65 \text{ kN/m}$ voor $z \leq 219,6 \text{ m}$;

In Figuur 5.5 is het krachtenverloop in geval 1 weergegeven. De donkere lijn geeft de waarde volgens de norm, de lichte de geschematiseerde waarde. Te zien is dat dwarskrachten- en momentenlijn vrij goed samenvallen.

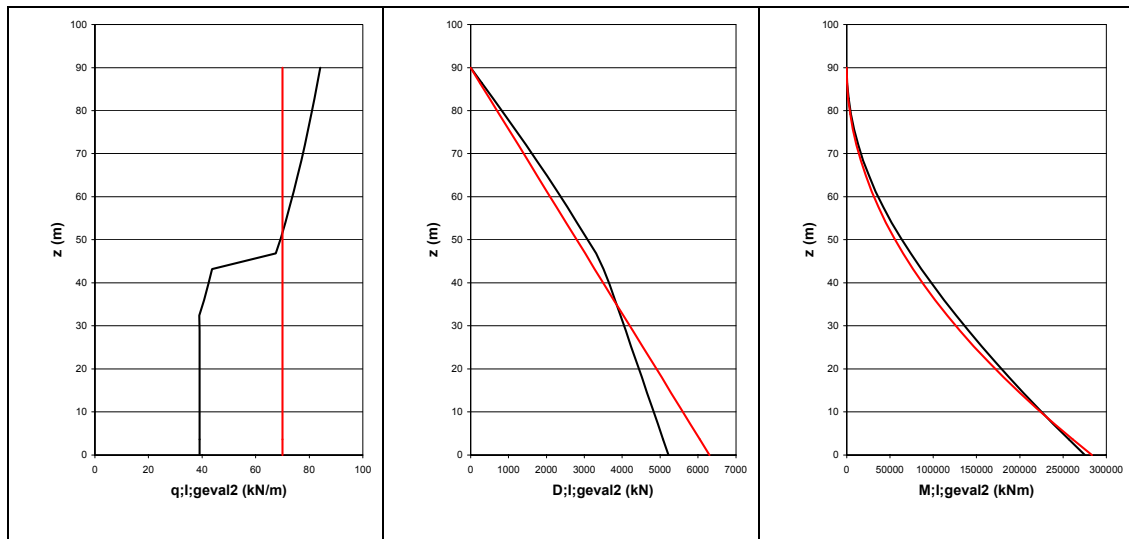


Figuur 5.5 Geschematiseerd krachtenverloop voor geval 1 in richting I

In geval 2 schematiseren we de windbelasting tot:

$$q_{l;toren2} = 70 \text{ kN/m voor } z \leq 90 \text{ m};$$

Figuur 5.6 toont het krachtenverloop voor geval 2.



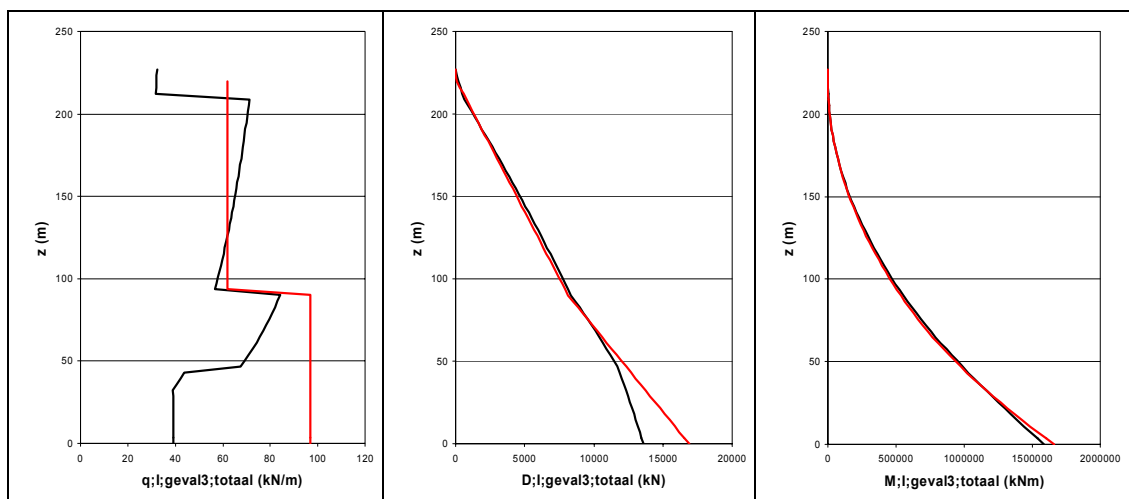
Figuur 5.6 Geschematiseerd krachtenverloop voor geval 2 in richting I

In geval 3 gelden de volgende waarden voor de vereenvoudiging:

$$q_{l;toren1} = 62 \text{ kN/m voor } z \leq 219,6 \text{ m};$$

$$q_{l;toren2} = 35 \text{ kN/m voor } z \leq 90 \text{ m};$$

De som van de krachtenlijnen van beide torens levert een krachtenverloop, te zien in Figuur 5.7.



Figuur 5.7 Geschematiseerd krachtenverloop voor geval 3 in richting I

Richting II

Ook in richting II wordt de windbelasting op het totale gebouw geschematiseerd tot gelijkmatige belastingen op beide torens. Er wordt nu vergeleken met het krachtenverloop in het geval:

$$b_{\text{toren1}} = 32,4 \text{ m voor } z \leq 90 \text{ m};$$

$$b_{\text{toren2}} = 32,4 \text{ m voor } z \leq 90 \text{ m};$$

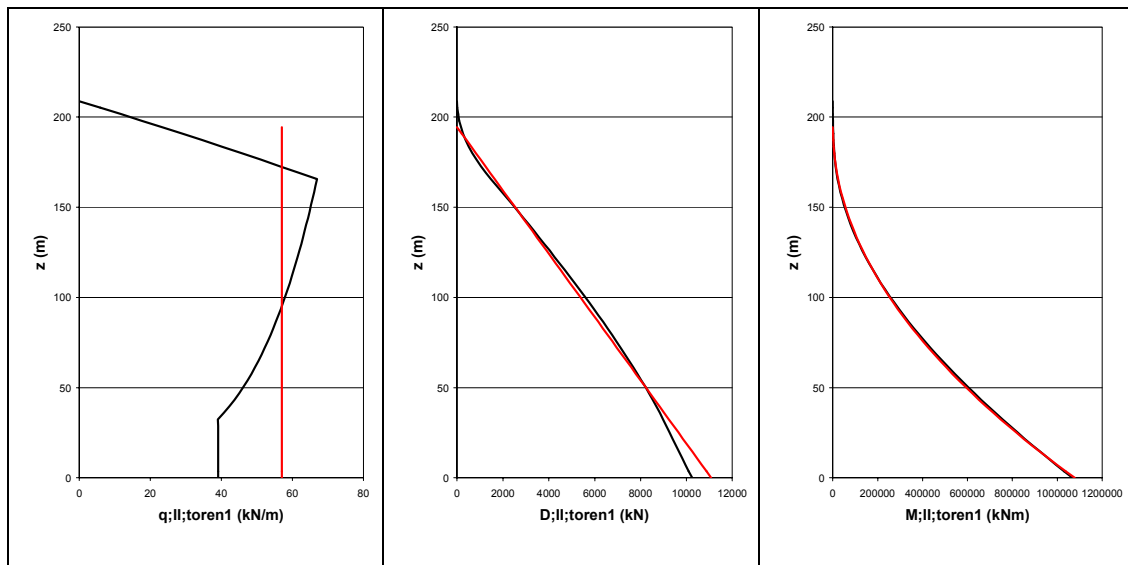
In werkelijkheid is de totale breedte van het gebouw niet constant over de hoogte.

Voor toren 1 wordt genomen:

$$q_{\text{II};\text{toren1}} = 57 \text{ kN/m voor } z \leq 194,4 \text{ m};$$

De verdeelde belasting wordt niet over de volledige hoogte genomen. Er ontstaan op deze manier een D-lijn en M-lijn die beter passen bij de lijnen volgens de norm.

Figuur 5.8 toont het krachtenverloop voor toren 1 in richting II.

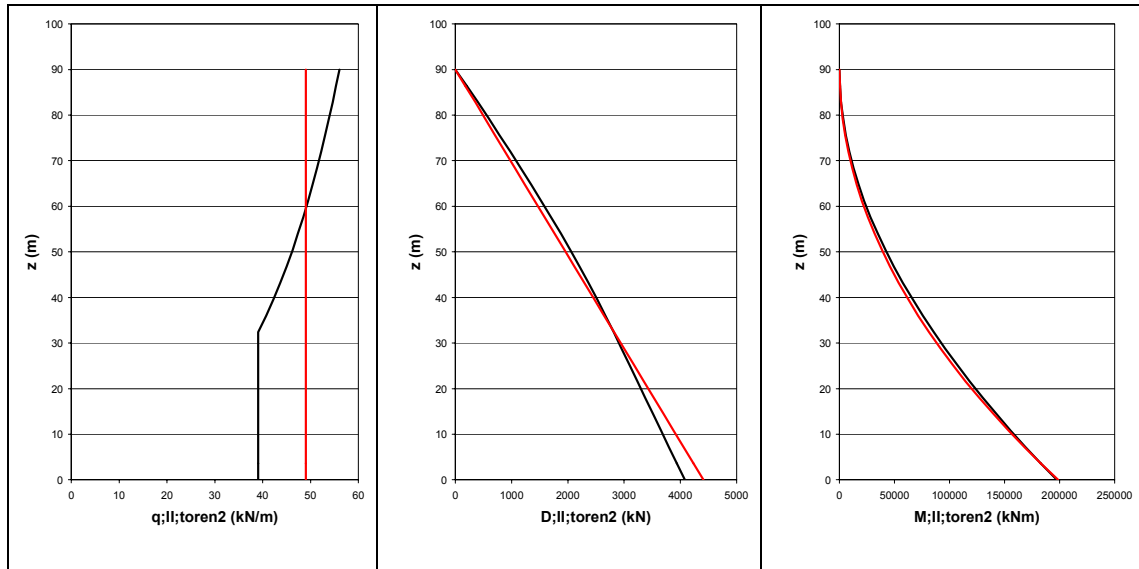


Figuur 5.8 Geschematiseerd krachtenverloop voor toren 1 in richting II

Voor toren 2 wordt genomen:

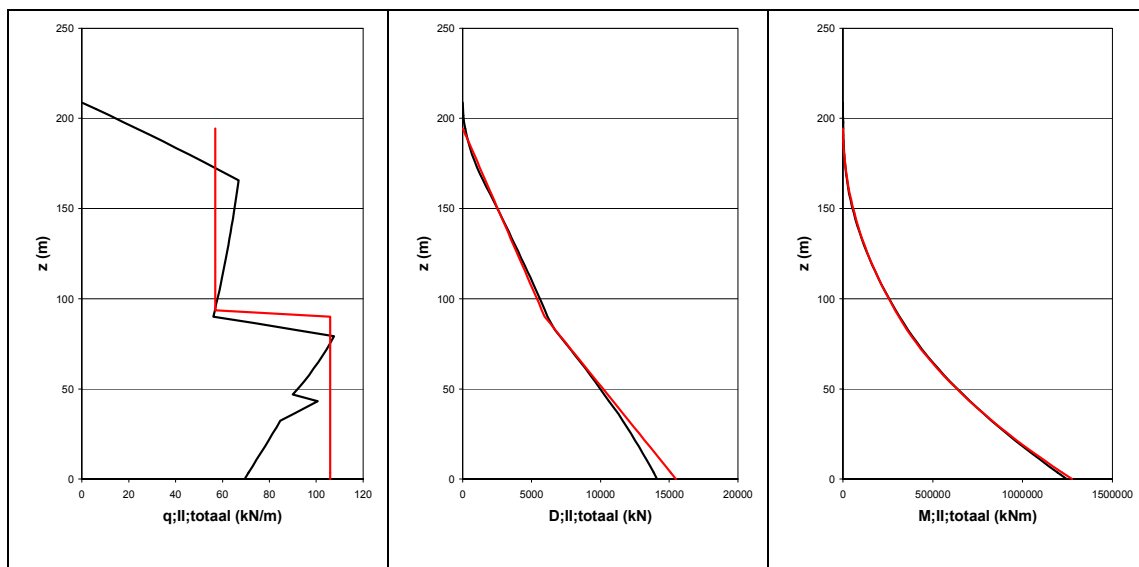
$$q_{II;toren2} = 49 \text{ kN/m voor } z \leq 90 \text{ m;}$$

In Figuur 5.9 wordt het krachtenverloop voor toren 2 in richting II getoond.



Figuur 5.9 Geschematiseerd krachtenverloop voor toren 2 in richting II

Het totaal van de krachten op toren 1 en toren 2 geeft een krachtenverloop volgens Figuur 5.10.



Figuur 5.10 Som van geschematiseerd krachtenverloop voor toren 1 en toren 2 in richting II

6. Constructiesystemen

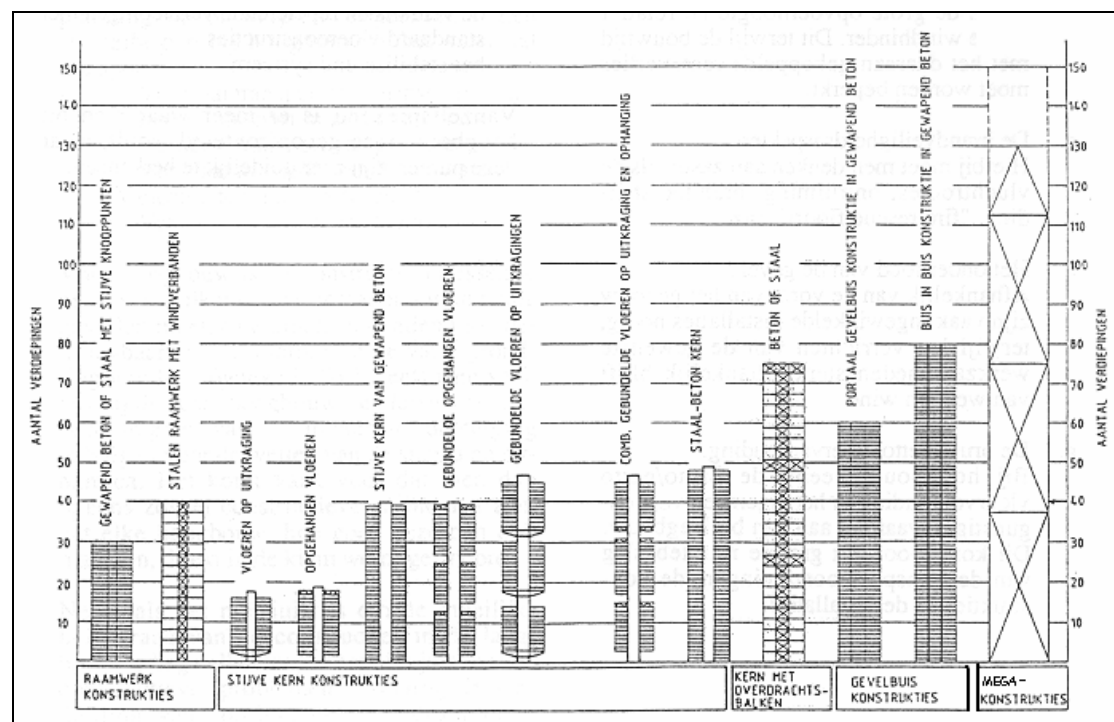
6.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zullen de constructiesystemen uit deel 1 met betrekking tot de V-tower behandeld worden. De mogelijke alternatieven zullen met elkaar vergeleken worden en uiteindelijk zal er één gekozen worden om verder globaal uit te werken.

6.2 Alternatieven voor de hoofddraagconstructie

In deel 1 zijn al verschillende constructiesystemen voor hoogbouw behandeld. Dit waren (Figuur 6.1):

- raamwerkconstructies;
- stijve kernconstructies;
- stijve kern met outriggers;
- gevelbuisconstructies;
- megaconstructies.



Figuur 6.1 Constructiesystemen voor hoogbouw [11]

Deze zullen hieronder kort behandeld worden met betrekking tot de V-tower.

Raamwerkconstructies

Raamwerkconstructies worden toegepast in gebouwen tot maximaal 40 verdiepingen (Figuur 6.1). Aangezien de V-tower 48 verdiepingen telt en de gevel ook nog een stuk doorloopt, kan dus bij voorbaat al gesteld worden dat dit systeem niet stijf genoeg zal zijn voor de V-tower.

Stijve kernconstructies

Dit constructiesysteem kan worden toegepast voor gebouwen tot 50 verdiepingen (Figuur 6.1). De V-tower is echter een zeer slank gebouw waarvan de top nog een stuk hoger ligt dan de hoogste verdiepingsvloer. Met een korte berekening kan bepaald worden of een stijve kern haalbaar is voor de hoge toren. Voor deze berekening wordt alleen gekeken naar de stijfheid in de richting loodrecht op de scheve gevel. In deze richting wordt het gebouw vereenvoudigd tot een recht gebouw. Er wordt bij de berekening uitgegaan van de kerndoorsnede zoals deze in het originele ontwerp van de architect staat. Deze is hart-op-hart 14,4 x 14,4 m (Figuur 6.3).

De stijve kernconstructie wordt geschematiseerd als een ingeklemde ligger met een hoogte van 208,8 m. De belasting staat tot een hoogte van 194,4 m (zie hoofdstuk 5). Voor de horizontale verplaatsing op 180 m (bovenkant hoogste verdieping) geldt dan (Figuur 6.2):

$$u = \frac{ql^4}{8EI} + \frac{Fl^3}{3EI} + \frac{Ml^2}{2EI}$$

Als wordt aangenomen dat de helft van de horizontale verplaatsing wordt veroorzaakt door rotatie van de fundering, geldt:

$$u_{\text{max;buiging}} = 1/1000 \cdot h = 0,180 \text{ m};$$

$$q = 57 \text{ kN/m}^1 \text{ (zie hoofdstuk 5);}$$

$$F = q \cdot (194,4 - 180) = 821 \text{ kN};$$

$$M = \frac{1}{2} \cdot q \cdot (194,4 - 180)^2 = 5910 \text{ kNm};$$

Dit betekent dat:

$$EI_{\text{kern}} \geq 5,1 \cdot 10^{10} \text{ kNm}^2;$$

Met een hoge betonkwaliteit B65, ongescheurd geldt:

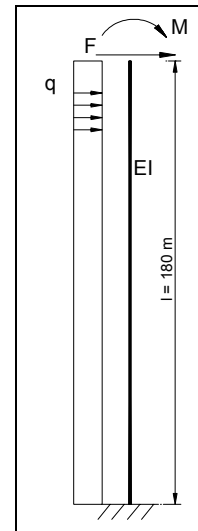
$$E'_b = 22250 + 250 \cdot 65 = 38500 \text{ N/mm}^2 = 38,5 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

Dus:

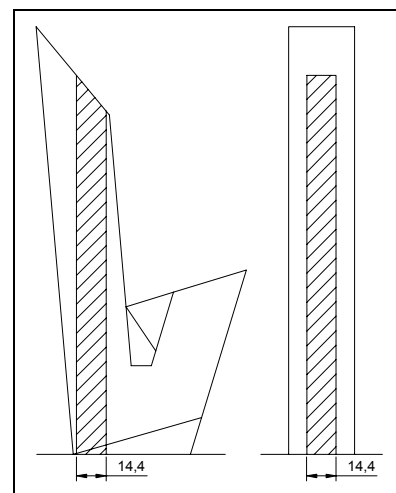
$$I > 1300 \text{ m}^4$$

Indien de kern een holle koker is, h.o.h. 14,4 x 14,4 m, dan:

$$t > 0,7 \text{ m (Figuur 6.4);}$$

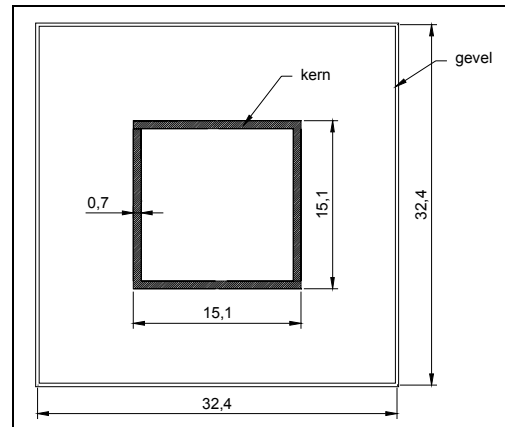


Figuur 6.2
Horizontale
verplaatsing t.g.v.
buiging en
hoekverdraaiing



Figuur 6.3 Doorsnede kern in hoge toren

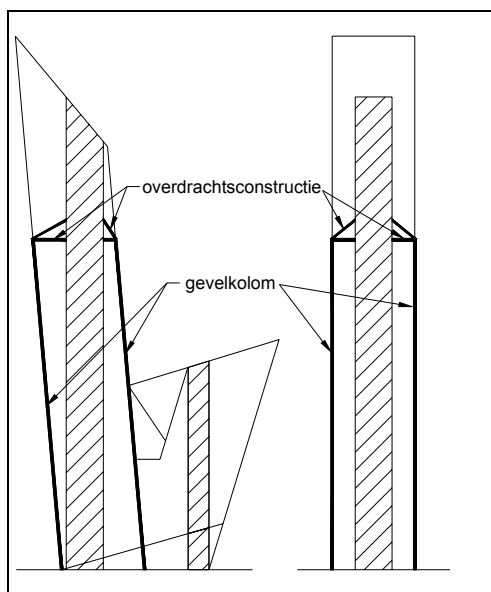
Dit betekent dus dat de kern enorme wanddiktes moet krijgen om voldoende stijf te zijn. Bovendien geldt bovenstaande berekening alleen als de doorsnede ongescheurd blijft, omdat anders met een veel lagere E-modulus gerekend dient te worden. Bij een grotere kern hoeven de wanden minder dik te worden, maar dan neemt de kern een te groot gedeelte van het verhuurbare oppervlak in.



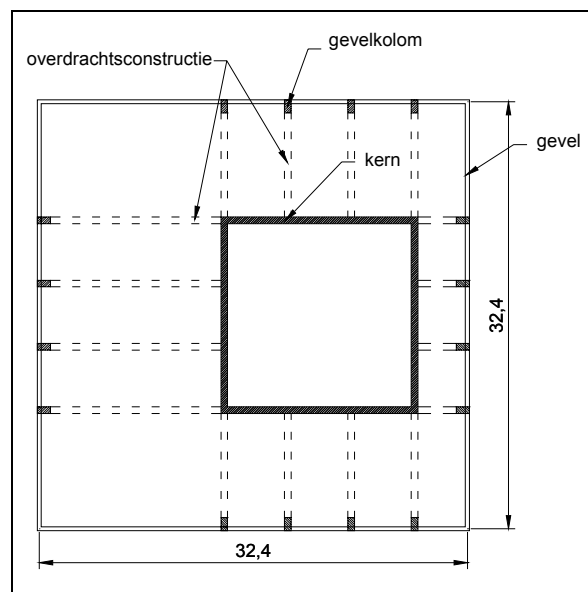
Figuur 6.4 Plattegrond met kern

Stijve kern met outriggers

Door de kern door middel van overdrachtsconstructies (outriggers) met de gevelkolommen te verbinden kan de constructie stijver gemaakt worden. Door rotatie van de kern worden de gevelkolommen aan de ene kant belast op trek en aan de andere kant op druk. Hierdoor ontstaat dus een koppel. Dit moment wordt overgebracht op de kern die hierdoor een tegengestelde rotatie ondervindt. Hierdoor wordt de totale horizontale verplaatsing kleiner. Dit betekent dat de kernwanden minder dik hoeven te worden.



Figuur 6.5 Doorsnede kern met outriggers



Figuur 6.6 Plattegrond van verdieping met outriggers

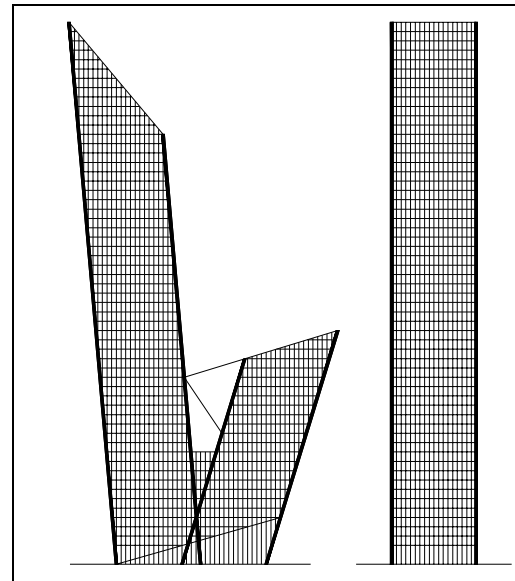
Gevelbuisconstructies

Door de volledige omtrek van het gebouw als stijve koker te benutten is de onderlinge afstand tussen de 'flenzen' relatief groot, wat zorgt voor een stijf systeem.

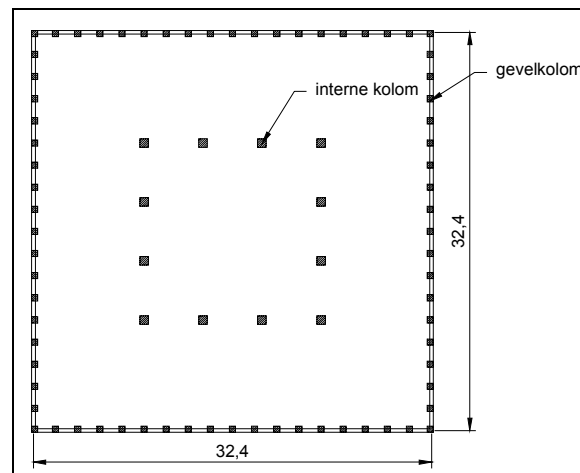
Doordat de gevelbuis niet uit volledig gesloten wanden bestaat, maar uit momentvast verbonden kolommen en lateien, werkt het systeem niet 100% als een stijve koker. Door vervormingen van het raamwerk in de gevel worden de kolommen in het midden van de 'flenzen' minder zwaar belast, waardoor ze dus minder goed meewerken dan de kolommen op de hoeken. Dit verschijnsel wordt 'shear-lag' genoemd. Het is moeilijk in te schatten hoe groot het shear-lag effect is.

Het shear-lag effect kan op een aantal manieren geminimaliseerd worden:

- kleine hart-op-hart afstand van de kolommen;
- toepassen van hoge stijve lateien in de gevel;
- op één of meer verdiepingen vakwerken rond de gevel maken, die de krachten beter over de kolommen verdelen ('belt trusses');
- plaatsen van diagonalen in de gevel, die de kolommen met elkaar verbinden, waardoor de dwarskracht niet door buiging in de kolommen en lateien wordt opgenomen, maar door normaalkrachten in de diagonalen.



Figuur 6.7 Aanzichten gevelbuisconstructie

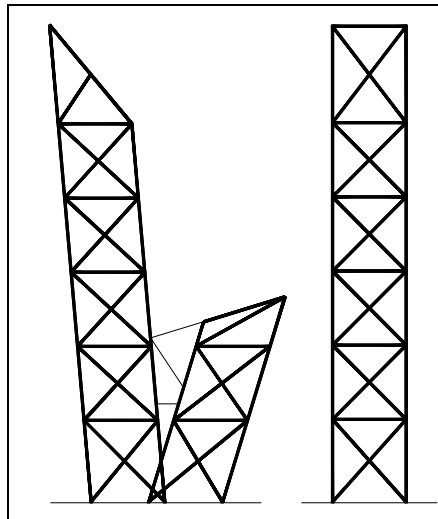


Figuur 6.8 Plattegrond met gevelbuisconstructie

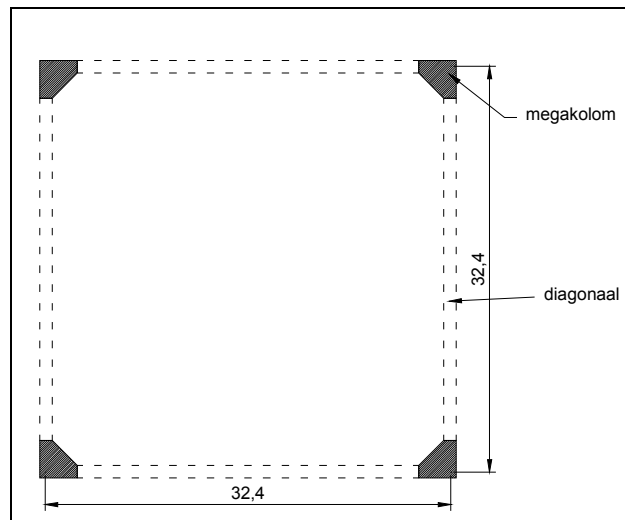
In het geval van de V-tower zijn de gevels 32,4 m breed. Dit is vrij smal in vergelijking met veel torens in Amerika. Een smalle gevel betekent al een verkleining van het shear-lag effect, omdat het verschil in spanning tussen hoekkolom en middenkolom uiteraard kleiner is dan bij gebouwen met een brede gevel.

Megaconstructies

Megaconstructies zijn normaal gesproken zeer stijve constructies. Bij een megaconstructie draagt een op macroschaal uitgevoerde draagconstructie kleinere constructiemodules. Het totale gebouwgewicht wordt naar de omtrek van het gebouw gebracht, bijvoorbeeld de hoekkolommen. In het geval van de V-tower is dit niet gunstig. Door al het gewicht naar de scheve hoekkolommen af te dragen ontstaat er een zeer grote interne horizontale kracht die extra moet worden opgenomen door het stabiliteitssysteem.



Figuur 6.9 Aanzichten megaconstructie



Figuur 6.10 Plattegrond van megaconstructie

6.3 Keuze constructiesysteem

Uit voorgaande paragraaf blijkt dat de gevelbuis en de stijve kern met outriggers als beste alternatieven overblijven. In deze paragraaf zullen deze alternatieven met elkaar vergeleken worden. Beide alternatieven hebben zowel voordelen als nadelen ten opzichte van elkaar.

Samenwerking torens

Doordat een deel van de verticale belasting wordt afgedragen door scheve kolommen ontstaan er in de richting loodrecht op de hellende gevels extra horizontale krachten die door het stabilisatiesysteem moeten worden opgenomen. Door de twee torens te laten samenwerken kan de benodigde stijfheid in deze richting beperkt worden.

Het voordeel van de gevelbuis ten opzichte van de kern met outriggers is dat de twee torens zeer stijf met elkaar verbonden zijn door middel van de twee stijve rechte gevels. Bij de kern met outriggers kunnen de kernen verbonden worden door de vloeren. Via deze verbindingen kunnen geen momenten overgedragen worden, dus werken de twee torens minder goed samen.

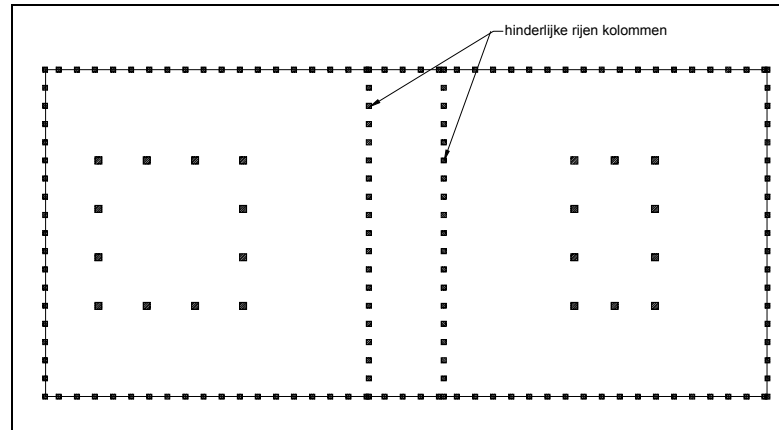
Transparantie gevel

Een gevelbuis heeft ten opzichte van de stijve kern met outriggers altijd het nadeel dat de gevel relatief 'gesloten' is door het grote aantal dicht op elkaar staande kolommen. In het ontwerp van de V-tower bestaan de rechte gevels uit smalle dicht op elkaar staande ramen. Dit valt dus goed te combineren met het gesloten karakter van de gevelbuis. In de hellende gevels wil de architect graag stroken met ramen hebben. Dit gaat niet goed samen met het constructie-alternatief van de gevelbuis.

Hinder van constructiedelen

Van de begane grond tot de 10^e verdieping vormen de vloeren van toren 1 en toren 2 samen één vloer. De krachten vanuit de torens hierboven moeten richting fundering

afgedragen worden. Als de gevelbuis over deze verdiepingen doorgezet zou worden, komen er in de plattegrond onacceptabel veel kolommen te staan (Figuur 6.11). Hier zal dus een oplossing voor gevonden moeten worden. Bij de kern met outriggers is dit een minder groot probleem. De gevelkolommen zullen doorlopen naar beneden, maar dit zijn er veel minder dan bij de gevelbuis.



Figuur 6.11 Plattegrond met hinderlijke kolommen van gevelbuis

Op de verdieping(en) met outriggers veroorzaken deze overdrachtsconstructies hinder voor de functionele indeelbaarheid van de verdieping. Het is het best om deze outriggers te plaatsen op installatieverdiepingen. Bij dit alternatief is het niet mogelijk om de liften te laten verspringen, omdat er een doorgaande kern nodig is. In hoofdstuk 3 is behandeld dat dit leidt tot minder verhuurbaar oppervlak.

Samenvatting voor- en nadelen

Tabel 6.1 vat bovenstaande punten nog even kort samen.

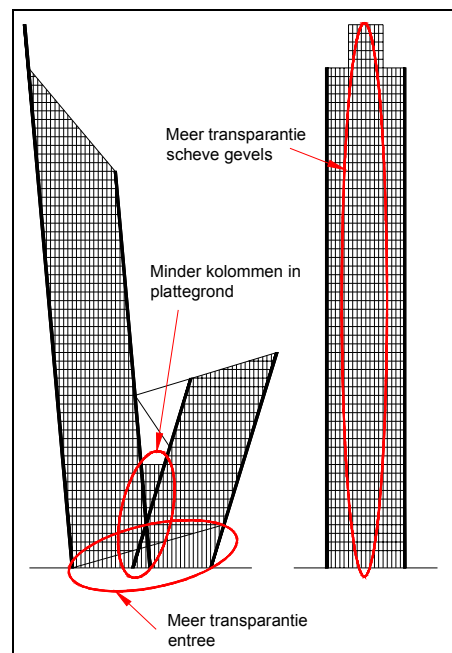
	Voordelen	Nadelen
Kern met outriggers	- Relatief transparante gevel mogelijk; - Minder hinder van kolommen op B.G. tot 10^e verdieping;	- Minder goede constructieve samenwerking torens; - Hinder op één of meer verdiepingen van outriggers; - Geen verspringing van de liften mogelijk
Gevelbuis-constructie	- Goede constructieve samenwerking torens; - Boven 10^e verdieping vrij in te delen open plattegronden; - Vrijheid in te kiezen systeem voor verticaal transport	- Relatief gesloten gevels; - Speciale oplossing nodig om krachten van boven 10^e verdieping over te brengen naar de fundering;

Tabel 6.1 Voor- en nadelen van kern met outriggers en gevelbuisconstructie

Keuze systeem

Er wordt voor gekozen om de gevelbuisconstructie verder uit te werken. Dit constructiesysteem scoort beter op functionele en constructieve aspecten. Functioneel omdat het mogelijk is om een verspringend liftsysteem toe te passen, wat leidt tot meer verhuurbaar oppervlak. Constructief omdat de torens beter met elkaar samenwerken.

Er zal wel een oplossing bedacht moeten worden om te veel hinderlijke kolommen op de lagere verdiepingen als in Figuur 6.11 te voorkomen. Bovendien wil de architect in de hellende gevels en op de lagere verdiepingen transparantere gevels. Er zal gekeken worden of dit mogelijk is. Figuur 6.12 vat de grootste problemen samen.



Figuur 6.12 Belangrijkste problemen gevelbuisconstructie

7. Maten gevelbuisconstructie

7.1 Inleiding

Dit hoofdstuk zal kort behandelen hoe de gevelbuisconstructie eruit zal zien. Eerst wordt er een hart-op-hart afstand voor de gevelkolommen gekozen. Hierna zal iets gezegd worden over de gevelliggers. Als laatste zal er behandeld worden hoe de verticale belasting uit de vloeren zal worden afgedragen.

7.2 Gevelkolommen

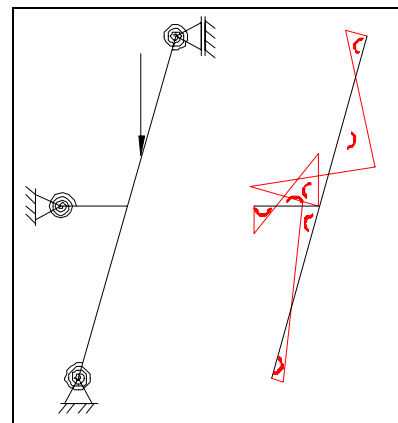
Er wordt voor gekozen om alleen de kolommen in de hellende gevels scheef te zetten. De architect wil in de rechte gevels de ramen recht boven elkaar plaatsen. Door de combinatie van rechte en scheve kolommen komen een aantal rechte kolommen uit op de scheve kolommen. Deze rechte kolommen zullen een zeer groot moment in de scheve kolommen veroorzaken (Figuur 7.1), tenzij op het knooppunt ook een ligger aansluit. Dan wordt de kracht afgedragen door normaalkrachten zonder dat er momenten ontstaan (Figuur 7.2). Om dit bij elk knooppunt van rechte en scheve kolom, zowel in de hoge als in de lagere torens, het geval te laten zijn, moet er een handige hart-op-hart afstand voor de kolommen gekozen worden. Bij een hart-op-hart afstand van 2,16 m ($15 \cdot 2,16 \text{ m} = 32,4 \text{ m!}$) blijkt dit goed te kunnen als de hellingen van de torens iets aangepast worden:

$$\text{Toren 1: } \tan^{-1}\left(\frac{2,16}{7 \cdot 3,6}\right) = 4,90^\circ;$$

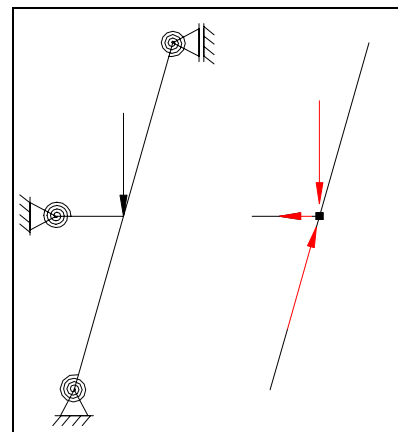
$$\text{Toren 2: } \tan^{-1}\left(\frac{2,16}{2 \cdot 3,6}\right) = 16,70^\circ;$$

Bij toren 1 komen de rechte kolommen dus om de zeven verdiepingen aan op de scheve kolommen en bij toren 2 om de twee verdiepingen. Voor de kolommen in de hellende gevel wordt gekozen voor dezelfde hart-op-hart afstand.

Met deze kleine hart-op-hart afstand kan een stijve gevelbuisconstructie gemaakt worden.



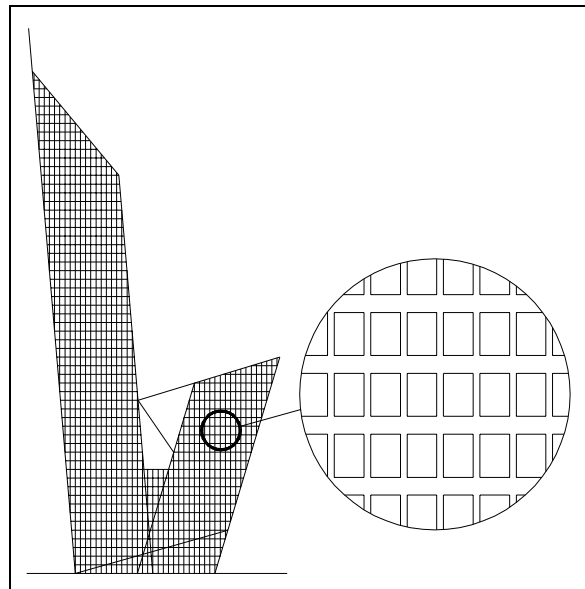
Figuur 7.1 Moment in scheve kolom doordat rechte kolom niet bij verdieping aansluit



Figuur 7.2 Slechts normaalkrachten doordat rechte kolom bij verdieping aansluit

7.3 Gevelliggers

De liggers in de gevel zijn momentvast verbonden met de gevelkolommen. Het hangt van de stijfheid van deze liggers af in hoeverre de gevelkolommen met elkaar samenwerken en dus een stijve koker gevormd wordt. Daarom zullen deze liggers zeer stijf moeten zijn. Dit wordt bereikt door ze extra hoog te maken. In gevelbuisconstructies is het niet ongebruikelijk om liggers van circa 1,5 m toe te passen. Een grote hoogte van de liggers heeft bovendien als voordeel dat de werkelijke kolomlengte korter is. Indien men de lengte van de kolommen toch schematiseert als de verdiepingshoogte (3,6 m), dan mag er met een groter traagheidsmoment gerekend worden, het zogenaamde 'deep-beam effect'. In het volgende hoofdstuk zal hier dieper op in worden gegaan.



Figuur 7.3 Constructie met hoge liggers

Er zal dus gebruik worden gemaakt van hoge, stijve gevelliggers. Figuur 7.3 toont hoe de gevelconstructie er ongeveer uit zal zien.

7.4 Afracht verticale belasting

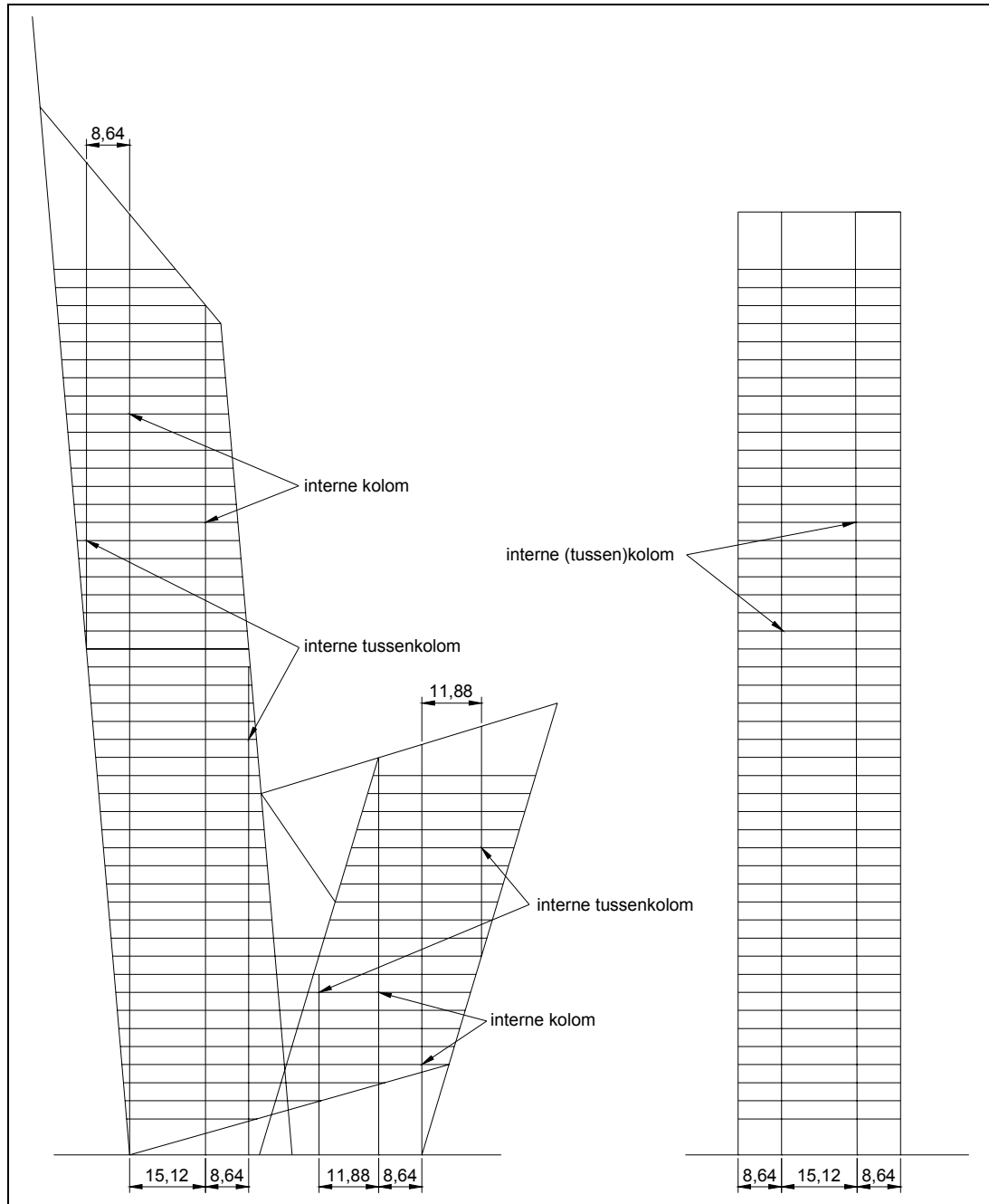
Behalve de gevelkolommen moeten er ook interne kolommen in het gebouw staan voor de afracht van de verticale belasting. Deze zullen verticaal geplaatst worden. Indien ze scheef geplaatst zouden worden, zouden ze een extra interne horizontale belasting veroorzaken (zie Deel 1). Omdat deze kolommen recht staan en het gebouw scheef staat, komen deze kolommen op meerdere verdiepingen terecht in het kantorengedeelte. Om de hinder van kolommen in het verhuurbare oppervlak te beperken wordt er gekozen voor weinig, maar grote kolommen. Er komen per toren vier interne kolommen die helemaal van beneden tot boven lopen.

Daarnaast zullen er nog tussenkolommen geplaatst worden die uitkomen op de scheve kolommen. Dit om de overspanning van de vloeren te beperken. Waar de tussenkolommen uit de bovengelegen verdiepingen uitkomen op de scheve kolommen ontstaat een trekkracht, die door de vloeren moet worden opgenomen.

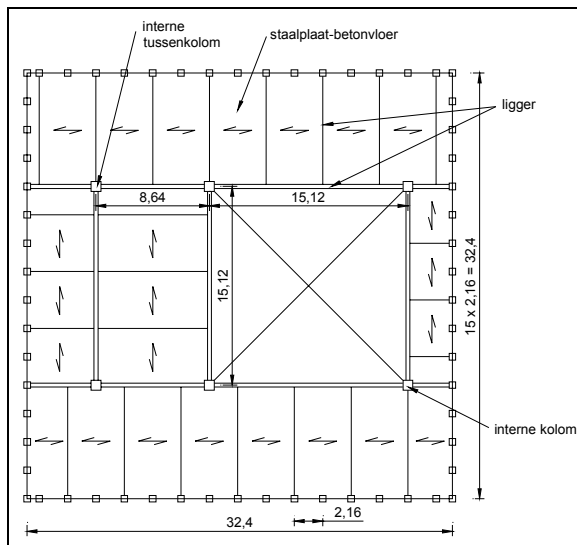
Voor de lager gelegen tussenkolommen wordt in het vervolg aangenomen dat deze alleen verticale belasting uit de lagere verdiepingen afdragen. Er wordt dus van uitgegaan dat er geen krachtsoverdracht plaatsvindt tussen deze tussenkolommen en de bovengelegen scheve gevelkolommen. Op die manier blijven de krachten in de omtrek van het gebouw, wat de stijfheid van de constructie bevordert.

Figuur 7.4 t/m Figuur 7.9 toont doorsneden en plattegronden met de interne kolommen.

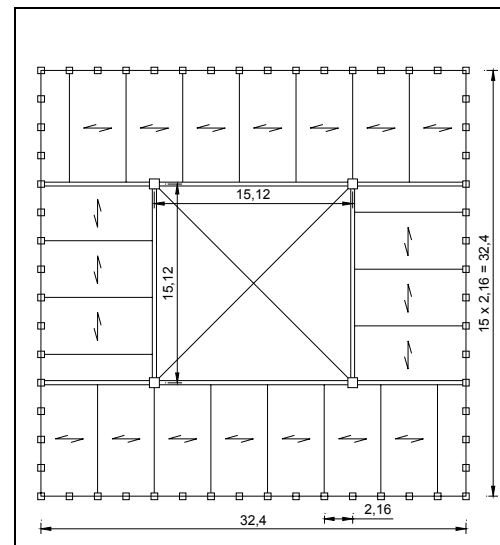
Er wordt uitgegaan van staalplaat-beton vloeren die 4,32 m overspannen. Deze hebben als voordeel dat ze relatief licht zijn en dat de uitvoering zeer snel gaat. Omdat de gevelkolommen 2,16 m van elkaar staan sluit er niet op elke verdieping een ligger aan op elke kolom. Dit gaat om en om per verdieping om de krachten zo gelijk mogelijk over de gevelkolommen te spreiden.



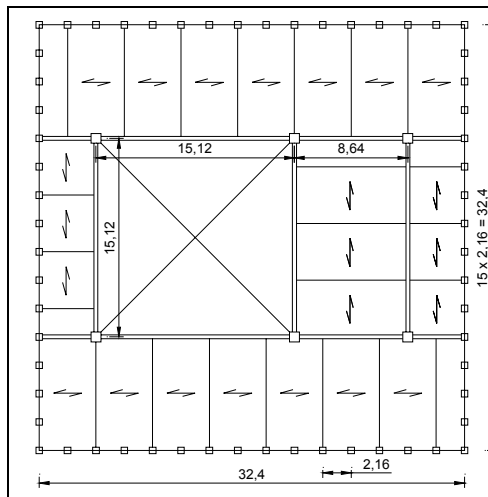
Figuur 7.4 Doorsneden gebouw met interne kolommen



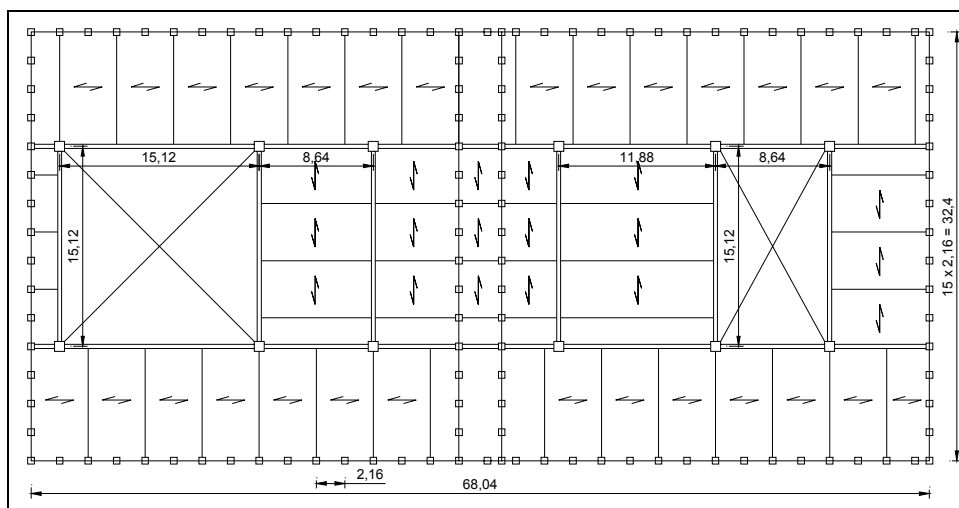
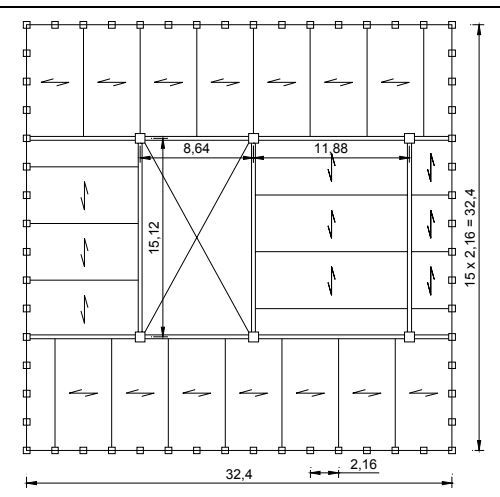
Figuur 7.5 Plattegrond 44e verdieping



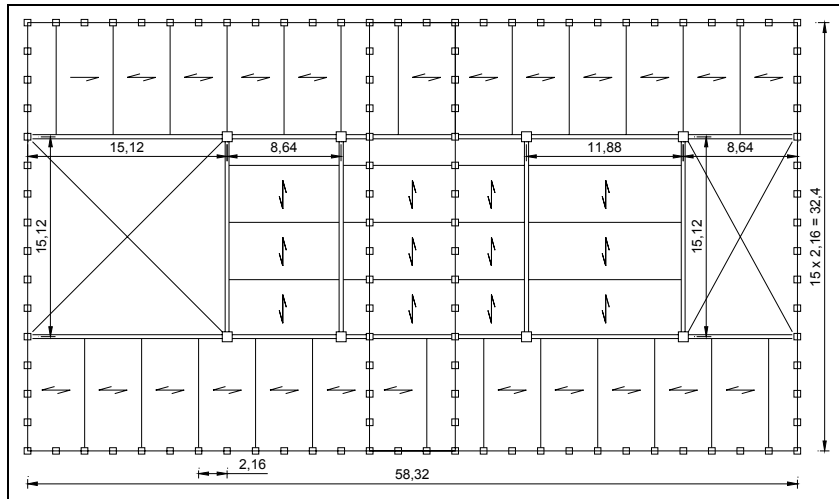
Figuur 7.6 Plattegrond 27e verdieping



Figuur 7.7 Plattegrond 13e verdieping



Figuur 7.8 Plattegrond 6e verdieping



Figuur 7.9 Plattegrond begane grond

8. Rechte gevelbuis

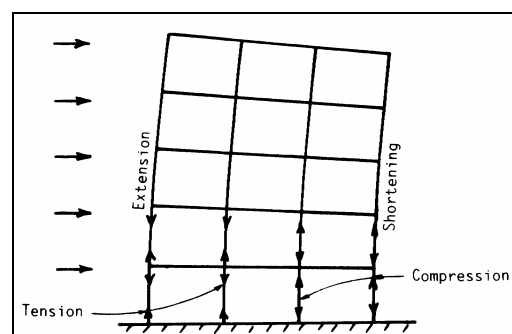
8.1 Inleiding

Er wordt eerst gekeken hoe de constructie zich gedraagt als ze recht staat. Er zal met de hand berekend worden wat de verplaatsing ongeveer is. Hierbij moeten aannamen voor het shear-lag effect worden gedaan. Met een computerberekening zal dit gecontroleerd worden.

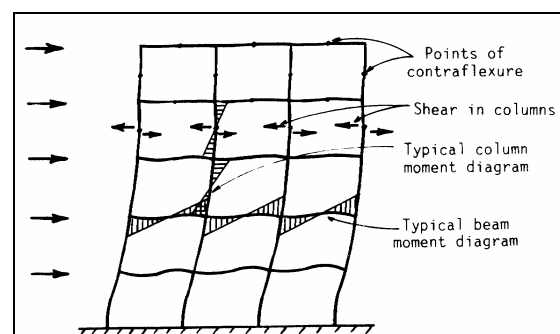
8.2 Vervorming gevelbuis

De gevelbuis werkt in principe als een stijve koker, waarbij de gevels loodrecht op de windrichting als flenzen werken en de gevels evenwijdig aan de windrichting als lijven. De horizontale verplaatsing van de constructie bestaat uit twee termen:

- Vervorming door buiging. Door verkorting en verlenging van de kolommen, ontstaat een uitbuiging van de constructie (Figuur 8.1);
- Vervorming door dwarskracht. Door rotatie van de kolommen en liggers in de gevels ontstaat een horizontale verplaatsing (Figuur 8.2);



Figuur 8.1 Vervorming door buiging [19]



Figuur 8.2 Vervorming door dwarskracht [19]

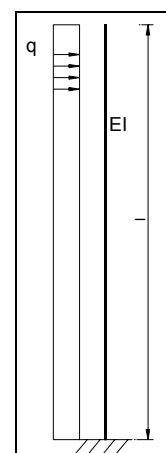
Vervorming door buiging

Bij een gelijkmatig verdeelde windbelasting als in Figuur 8.3 geldt voor de vervorming door buiging:

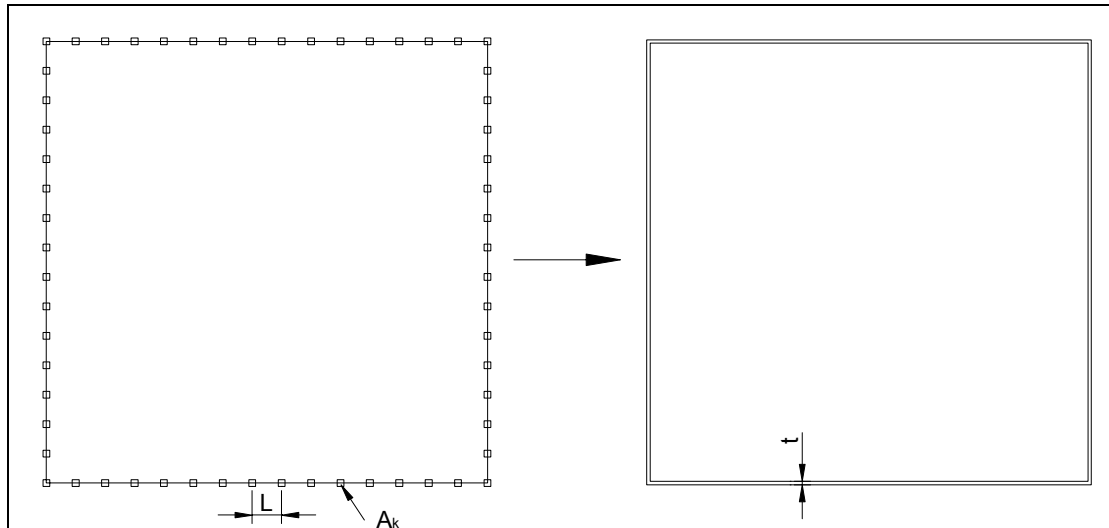
$$\Delta_M = \frac{ql^4}{8EI};$$

Het traagheidsmoment kan berekend worden door de gevelbuis te schematiseren als een dunwandige koker. Voor de dikte van de wand geldt (Figuur 8.4):

$$t = \frac{A_k}{L};$$

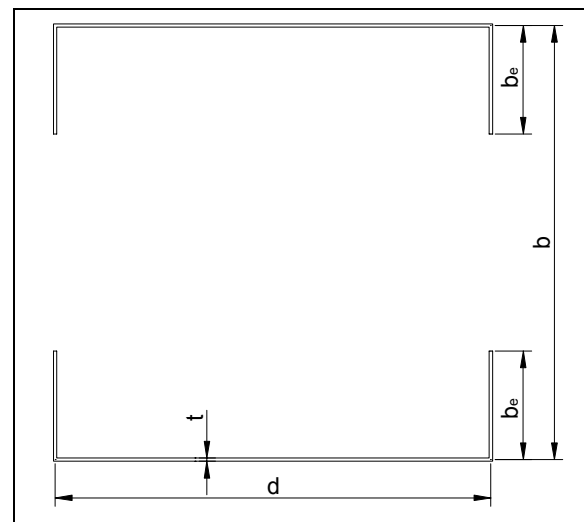


Figuur 8.3
Ingekleemde
ligger



Figuur 8.4 Gevelbuis geschematiseerd als dunwandige koker

Hierbij is A_k de oppervlakte van een kolom en L de hart-op-hart afstand. Er moet wel rekening gehouden worden met het shear lag effect, waarover eerder al gesproken is. Doordat de liggers niet oneindig stijf zijn, werken niet alle kolommen voor 100 % mee. Om dit effect in de handberekening mee te nemen, worden niet alle kolommen in de 'flenzen' meegerekend, maar wordt er met een effectieve breedte b_e gerekend (Figuur 8.5). Hoe groot deze effectieve breedte is, is moeilijk te voorspellen en hangt af van onder andere de hart-op-hart afstand van de kolommen, de stijfheid van de liggers en de hoogte van de toren. Er geldt voor de I -waarde:



Figuur 8.5 Effectieve breedte flenzen

$$I = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot t \cdot d^3 + 4 \cdot t \cdot b_e \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2;$$

Vervorming door dwarskracht

De vervorming door dwarskracht treedt op in de 'lijven' van de gevelbuis. Deze kan gesplitst worden in de vervorming door buiging van de kolommen en door rotatie van de liggers.

Per verdieping geldt voor de horizontale verplaatsing door buiging van de kolommen (Figuur 8.6) [20]:

$$\Delta_{V,k,i} = \frac{Vh^3}{12E \sum I_k};$$

h is de verdiepingshoogte en I_k is het traagheidsmoment van een kolom. Er zullen hoge liggers toegepast worden. De werkelijke lengte van de kolom wordt daardoor een stuk kleiner dan de totale verdiepingshoogte. Hierdoor mag voor I_k een grotere waarde genomen worden dan de werkelijke waarde (Figuur 8.7) [19]:

$$I_k = \left(1 + \frac{a}{b}\right)^3 I'_k;$$

Per verdieping geldt voor de horizontale verplaatsing door rotatie van de liggers (Figuur 8.8) [20]:

$$\Delta_{V,l,i} = \frac{Vh^2}{12E \sum \left(\frac{I_{l,i}}{L_i} \right)};$$

Hierbij is $I_{l,i}$ de I -waarde van een ligger en L_i de lengte van deze ligger.

Als de belasting gelijkmatig verdeeld is kan de totale horizontale verplaatsing van het gebouw uitgerekend worden door eerst de horizontale verplaatsing van een verdieping met de gemiddelde dwarskracht te berekenen en deze te vermenigvuldigen met het aantal verdiepingen:

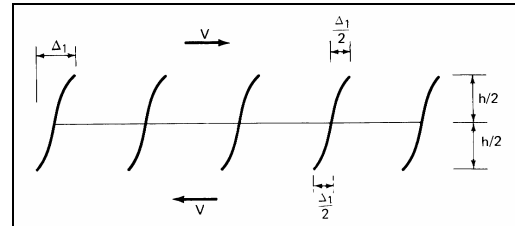
$$\Delta_V = n \cdot (\Delta_{V,k,gem} + \Delta_{V,l,gem});$$

8.3 Handberekening horizontale verplaatsing

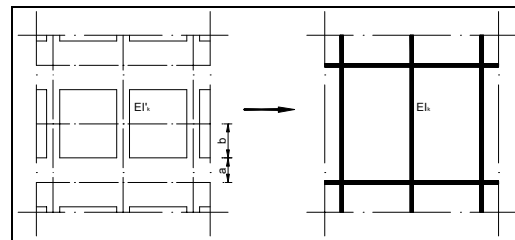
Voor beide torens kan berekend worden wat de horizontale verplaatsing zal worden bij aangenomen afmetingen voor kolommen en liggers. De horizontale verplaatsing wordt berekend voor de bovenkant van de hoogste verdieping, respectievelijk 180 m en 79,2 m voor toren 1 en toren 2.

Toren 1

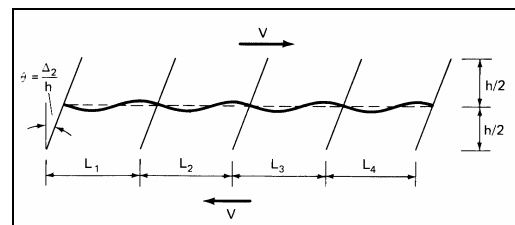
Er wordt gerekend met een toren met een oppervlak van 32,4 x 32,4 m² en een hoogte van 180 m met 50 lagen. Voor de constructie-elementen wordt met de volgende waarden gerekend:



Figuur 8.6 Horizontale verplaatsing door rotatie kolommen [20]



Figuur 8.7 Bepaling effectief traagheidsmoment kolom



Figuur 8.8 Horizontale verplaatsing door rotatie liggers [20]

Liggers met maximum doorsnede van raatligger van HE 700 B:

$A = 365,9 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$, $I = 648240 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$, $H = 1050 \text{ mm}$;

Kolommen: HD 400 x 634 kg/m:

h.o.h. afstand = 2,16 m, $A_k = 808,0 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$, $I'_k = 274171 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$;

Dus $I_k = (1 + 1050/(3600-1050))^3 \cdot I'_k = 771451 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$;

$E = 2,05 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$ (deze waarde wordt gebruikt in het computerprogramma Staad.Pro);

De grootste windbelasting uit hoofdstuk 5 wordt toegepast:

$q = 62 \text{ kN/m}^1$ over een hoogte van 219,6 m;

Dit wordt geschematiseerd tot een verdeelde belasting, een extra kracht en een extra moment (Figuur 8.9):

$q = 62 \text{ kN/m}^1$, $F = 62 \cdot (219,6 - 180) = 2455 \text{ kN}$, $M = \frac{1}{2} \cdot 62 \cdot (219,6 - 180)^2 = 48613 \text{ kNm}$;

Er geldt dan voor de horizontale verplaatsing door moment:

$$\Delta_M = \frac{ql^4}{8EI} + \frac{Fl^3}{3EI} + \frac{Ml^2}{2EI}$$

Met een vuistregel voor het shear-lag effect kan de effectieve breedte van de flenzen bepaald worden [18]:

$$b_e \leq \frac{b}{3};$$

$$b_e \leq \frac{d}{2};$$

$$b_e \leq \frac{H}{10};$$

Hiervan moet de kleinste waarde worden genomen. In dit geval wordt dus genomen:

$$b_e = \frac{b}{3} = 10,8 \text{ m};$$

Er geldt dan:

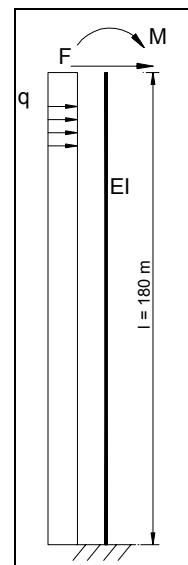
$I = 636 \text{ m}^4$, dus:

$$\Delta_M = 0,105 \text{ m};$$

Voor de dwarskracht geldt:

$$V_{gem} = \frac{2455 + 62 \cdot 219,6}{2} = 8035 \text{ kN};$$

Per gevel evenwijdig aan de wind geldt dus: $V_{gem} = \frac{8035}{2} = 4018 \text{ kN}$;



Figuur 8.9
Mechanica-
schema

Voor de som van alle I_k 's geldt:

$$\sum I_k = 16 \cdot I_k = 0,123 \text{ m}^4;$$

Dus voor de horizontale verplaatsing door rotatie van de kolommen geldt:

$$\Delta_{V,k} = 50 \cdot \Delta_{V,k,gem} = 0,031 \text{ m};$$

Voor de som van I_l/L geldt:

$$\sum \frac{I_{l,i}}{L_i} = 15 \cdot \frac{I_l}{2,16} = 45,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3;$$

Er geldt dan voor de horizontale verplaatsing veroorzaakt door rotatie van de liggers:

$$\Delta_{V,l} = 50 \cdot \Delta_{V,l,gem} = 0,024 \text{ m};$$

De totale horizontale verplaatsing door de wind op 180 m is dus volgens de handberekening:

$$\Delta_{totaal} = \Delta_M + \Delta_{V,k} + \Delta_{V,l} = 0,105 + 0,031 + 0,024 = 0,160 \text{ m};$$

Toren 2

Er wordt gerekend met een toren met een oppervlak van $32,4 \times 32,4 \text{ m}^2$ en een hoogte van 79,2 m met 22 lagen. Voor de constructie-elementen wordt met de volgende waarden gerekend:

Liggers met maximum doorsnede van raatligger van HE 700 B:

$$A_l = 365,9 \cdot 10^2 \text{ mm}^2, I_l = 648240 \cdot 10^4 \text{ mm}^4, H = 1050 \text{ mm};$$

Kolommen: HE 340 A:

$$\text{h.o.h. afstand} = 2,16 \text{ m}, A_k = 133,5 \cdot 10^2 \text{ mm}^2, I'_k = 27693 \cdot 10^4 \text{ mm}^4;$$

$$\text{Dus } I_k = (1 + 1050/(3600-1050))^3 \cdot I'_k = 77921 \cdot 10^4 \text{ mm}^4;$$

De maximale windbelasting op toren 2 is:

$$q = 49 \text{ kN/m}^1 \text{ over een hoogte van } 90 \text{ m};$$

Dit wordt geschematiseerd tot een verdeelde belasting, een extra kracht en een extra moment (Figuur 8.10):

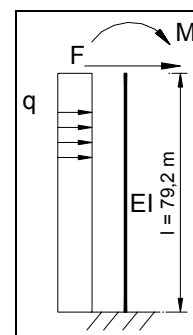
$$q = 49 \text{ kN/m}^1, F = 49 \cdot (90 - 79,2) = 529 \text{ kN}, M = \frac{1}{2} \cdot 49 \cdot (90 - 79,2)^2 = 2858 \text{ kNm};$$

Nu wordt voor de effectieve flensbreedte aangenomen:

$$b_e = \frac{H}{10} = 7,92 \text{ m};$$

Er geldt dan:

$$I = 86 \text{ m}^4, \text{ dus:}$$



Figuur 8.10
Mechanica-
schema

$$\Delta_M = 0,019 \text{ m};$$

Voor de dwarskracht geldt:

$$V_{gem} = \frac{529 + 49 \cdot 90}{2} = 2470 \text{ kN};$$

Per gevel evenwijdig aan de wind geldt dus: $V_{gem} = \frac{2470}{2} = 1235 \text{ kN};$

Voor de som van alle I_k 's geldt:

$$\sum I_k = 16 \cdot I_k = 12,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4;$$

Dus voor de horizontale verplaatsing door rotatie van de kolommen geldt:

$$\Delta_{V,k} = 22 \cdot \Delta_{V,k,gem} = 0,041 \text{ m};$$

Voor de som van I_i/L geldt weer:

$$\sum \frac{I_{i,i}}{L_i} = 45,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3;$$

Er geldt dan voor de horizontale verplaatsing veroorzaakt door rotatie van de liggers:

$$\Delta_{V,l} = 22 \cdot \Delta_{V,l,gem} = 0,003 \text{ m};$$

De totale horizontale verplaatsing door de wind op 79,2 m is dus volgens de handberekening:

$$\Delta_{totaal} = \Delta_M + \Delta_{V,k} + \Delta_{V,l} = 0,019 + 0,041 + 0,003 = 0,063 \text{ m};$$

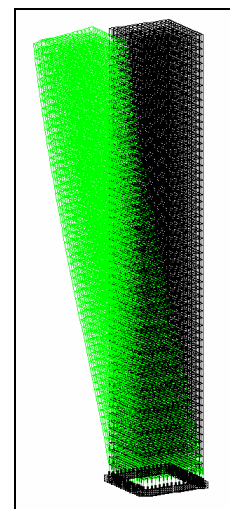
8.4 Computerberekening horizontale verplaatsing

Driedimensionaal model toren 1

In het programma STAAD.Pro is de constructie in 3D ingevoerd om te toetsen hoe goed de handberekening voldoet. De toren is ingevoerd met een hoogte van 219,6 m om de volledige windbelasting mee te nemen, maar de horizontale verplaatsing op 180 m kan ook afgelezen worden. Er wordt van uitgegaan dat de vloeren volledig vormvast in hun vlak zijn. Figuur 8.11 toont de overdreven vervorming van de constructie. Er blijkt dat op een hoogte van 180 m geldt:

$$\Delta = 0,150 \text{ m};$$

De handberekening met de aanname voor b_e blijkt dus aardig te kloppen. Blijkbaar is het shear-lag effect kleiner dan verwacht.



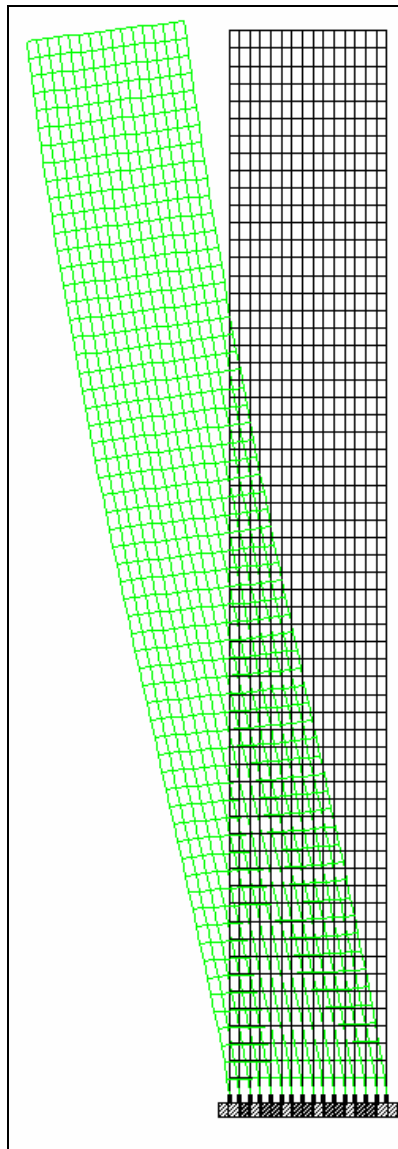
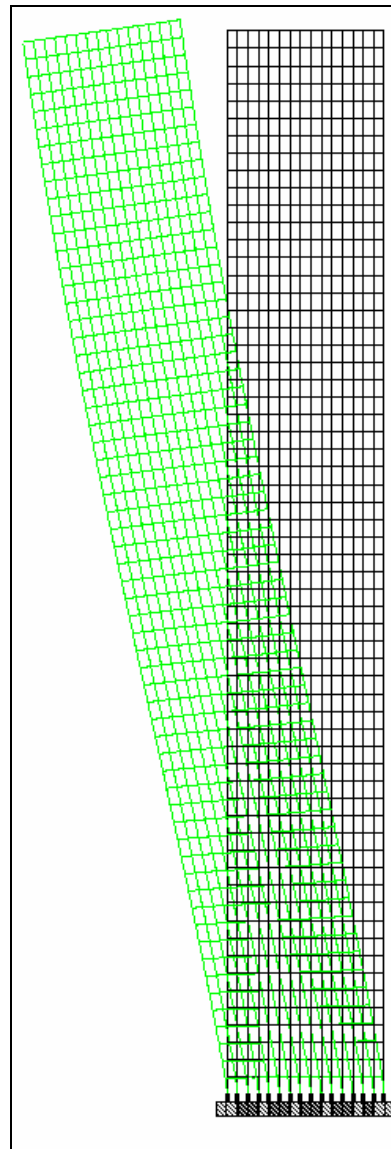
Figuur 8.11 3D-model van toren 1

Tweedimensionaal model toren 1

Omdat het driedimensionale model van het gebouw uit zeer veel elementen bestaat, is de rekentijd erg groot en is het model niet erg gebruiksvriendelijk. Omdat aan het model later nog aanpassingen gedaan zullen worden, wordt het 3D-model vereenvoudigd tot een tweedimensionaal model. Het 2D-model bestaat uit een vlak raamwerk met aan de randen kolommen met een groter oppervlak, maar een gelijke I-waarde. De liggers krijgen in dit model een oneindig grote oppervlakte om de vloeren te schematiseren. Wordt dit niet gedaan, dan is de vervorming door normaalkracht aanzienlijk. De belasting is de helft van de belasting op het gehele gebouw. De horizontale verplaatsing is gelijk aan die van het 3D-model als voor de randkolommen geldt:

$$A_{k,rand} = 5700 \cdot 10^2 \text{ mm}^2;$$

Figuur 8.12 en Figuur 8.13 laten de vervormingen zien voor respectievelijk het 3D-model en het 2D-model. Te zien is dat de vervorming vrijwel gelijk is.

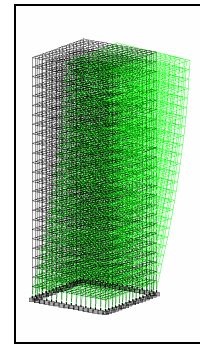
*Figuur 8.12 Vervorming 3D-model toren 1**Figuur 8.13 Vervorming 2D-model toren 1*

Driedimensionaal model toren 2

Op gelijke wijze is ook toren 2 gemodelleerd. Figuur 8.14 toont de vervorming van toren 2 bij windbelasting. De horizontale verplaatsing op 79,2 m is volgens de berekening:

$$\Delta = 0,066 \text{ m};$$

Ook deze berekening komt dus goed overeen met de handberekening. Het shear-lag effect is voor deze toren groter dan voor toren 1, want er wordt met een kleinere effectieve flensbreedte gerekend. De reden hiervoor is dat de hoogte kleiner is en dat er dus minder herverdeling van krachten over de kolommen plaatsvindt.



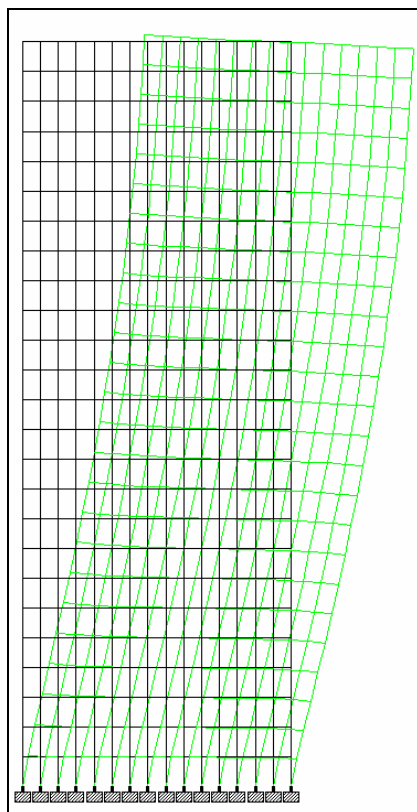
Figuur 8.14 3D-model van toren 2

Tweedimensionaal model toren 2

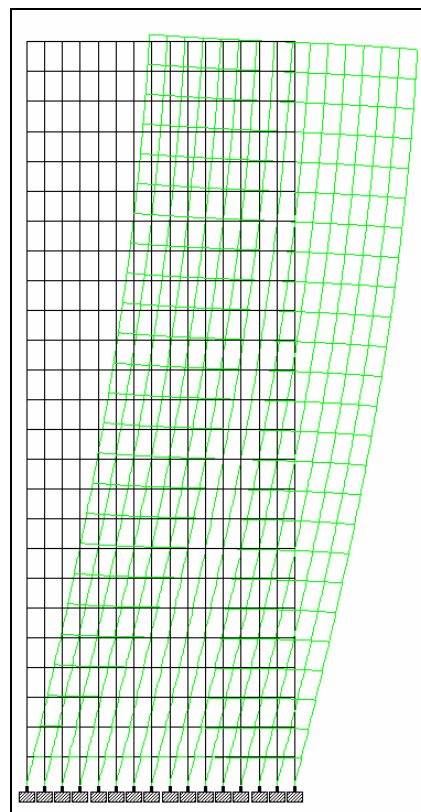
Ook voor toren 2 wordt een tweedimensionaal model opgesteld ter vervanging van het 3D-model. De toren krijgt dezelfde vervorming indien voor de randkolommen wordt genomen:

$$A_{k,rand} = 800 \cdot 10^2 \text{ mm}^2;$$

Onderstaande figuren tonen de vervorming voor het 3D- en het 2D-model.



Figuur 8.15 Vervorming 3D-model toren 2

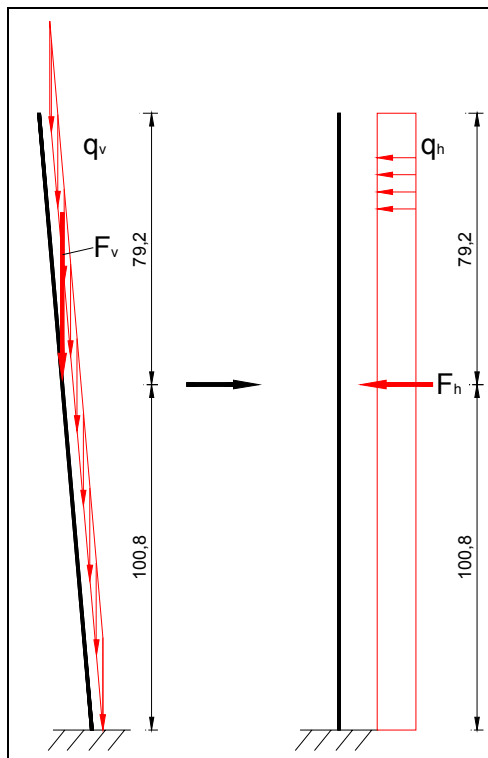


Figuur 8.16 Vervorming 2D-model toren 2

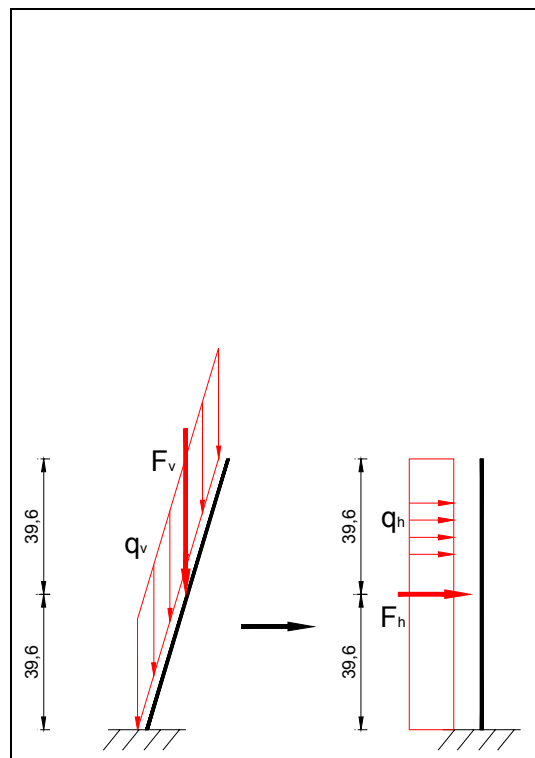
9. Scheve gevelbuis

9.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt bekeken wat er gebeurt als de rechte torens uit het vorige hoofdstuk scheef worden gezet. Doordat de torens scheef staan, ontstaan er door de verticale belastingen een extra moment en dwarskracht. Dit kan worden geschematiseerd tot een extra horizontale belasting die op het stabiliteitssysteem werkt (Figuur 9.1 en Figuur 9.2). Hoe groot deze belasting is, hangt af van hoeveel verticale belasting rechtstreeks door de rechte kolommen naar de fundering wordt afgedragen en hoeveel via de scheve kolommen. In dit hoofdstuk wordt eerst behandeld hoeveel verticale belasting door het stabiliteitssysteem (de gevelbuis) zal worden afgedragen. Als deze belastingen bepaald zijn, zal met een computermodel berekend worden wat voor invloed dit heeft op de horizontale verplaatsingen van het gebouw.



Figuur 9.1 Schematisering van schuine ligger met verticale belasting tot rechte ligger met horizontale belasting voor toren 1



Figuur 9.2 Schematisering van schuine ligger met verticale belasting tot rechte ligger met horizontale belasting voor toren 2

9.2 Afdracht verticale belasting

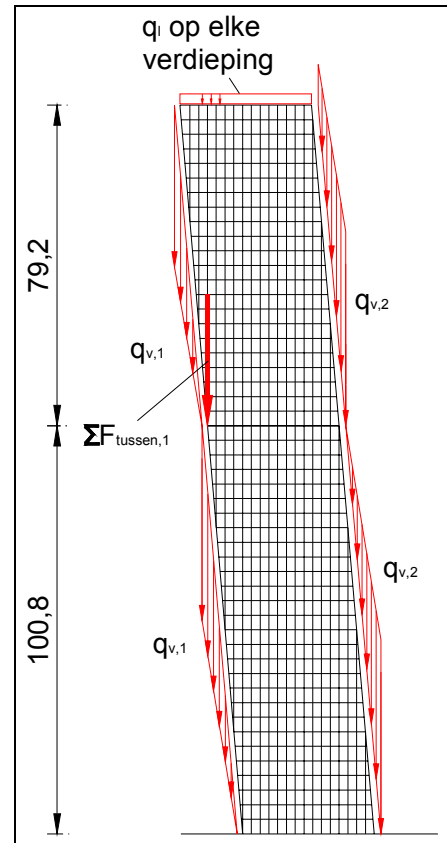
Toren 1

In Figuur 9.3 is de gevelbuisconstructie van toren 1 geschematiseerd tot een vlak raamwerk. De belastingen die op de constructie werken zijn aangegeven. Deze belastingen kunnen worden bepaald door de vloerconstructie nader te bekijken (Figuur 9.4).

Op elke verdieping komen er bepaalde belastingen op de schuine kolommen in de gevel. Het totaal van deze krachten kan worden geschematiseerd tot de verdeelde belastingen $q_{v,1}$ en $q_{v,2}$. Deze waarden zijn op elke verdieping anders, omdat de overspanning van de liggers naar deze gevelkolommen steeds verandert doordat het gebouw scheef staat.

Op 100,8 m hoogte komen de tussenkolommen aan op de gevelkolommen. Dit wordt geschematiseerd tot de puntlast $\Sigma F_{\text{tussen},1}$.

Daarnaast is er op elke verdieping nog een verdeelde belasting die door de gevelkolommen in de rechte gevels moet worden afgedragen. Deze waarde wordt q_i genoemd.



Figuur 9.3 Verticale belastingen op scheve gevelbuis toren 1

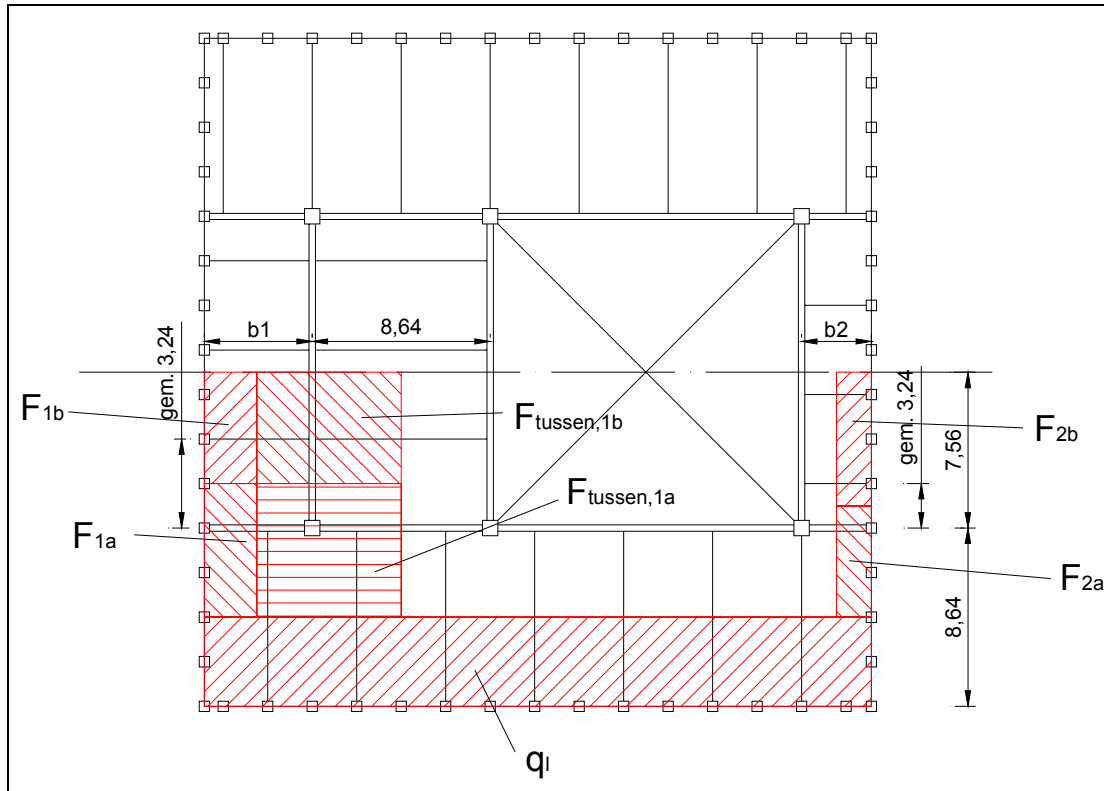
Aangenomen is dat voor het gebouwgewicht van toren 1 geldt:

$$\gamma = 2 \text{ kN/m}^3;$$

Met een verdiepingshoogte van 3,6 m geldt dan voor de vloerbelasting:

$$p = 2 \cdot 3,6 = 7,2 \text{ kN/m}^2;$$

Voor de belastingen uit Figuur 9.4 geldt dan per verdieping:



Figuur 9.4 Afdracht verticale belasting toren 1

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot 8,64 \cdot 7,2 = 31 \text{ kN/m}^1;$$

$$F_{1a} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 8,64 + \frac{1}{2} \cdot 3,24 \right) \cdot b_1 \cdot 7,2 = 21,4 \cdot b_1 \text{ kN};$$

$$F_{1b} = \frac{1}{2} \cdot \left(7,56 - \frac{1}{2} \cdot 3,24 \right) \cdot b_1 \cdot 7,2 = 21,4 \cdot b_1 \text{ kN};$$

$$F_{2a} = F_{2b} = 21,4 \cdot b_2 \text{ kN};$$

$$F_{tussen,1a} = \frac{1}{2} \cdot (b_1 + 8,64) \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 8,64 + \frac{1}{2} \cdot 3,24 \right) \cdot 7,2 = 21,4 \cdot b_1 + 185 \text{ kN};$$

$$F_{tussen,1b} = \frac{1}{2} \cdot (b_1 + 8,64) \cdot \left(7,56 - \frac{1}{2} \cdot 3,24 \right) \cdot 7,2 = 21,4 \cdot b_1 + 185 \text{ kN};$$

Voor de breedtes b_1 en b_2 gelden de volgende maximale en minimale waarden:

Op 180 m: $b_1 = 6,79 \text{ m}$, $b_2 = 1,85 \text{ m}$;
 Op 100,8 m: $b_1 = 0 \text{ m} / 8,64 \text{ m}$, $b_2 = 8,64 \text{ m} / 0 \text{ m}$;
 Op 0 m: $b_1 = 0 \text{ m}$, $b_2 = 8,64 \text{ m}$;

Dus:

Op 180 m: $F_1 = 291 \text{ kN}$, $F_2 = 79 \text{ kN}$;
 Op 100,8 m: $F_1 = 0 \text{ kN} / 370 \text{ kN}$, $F_2 = 370 \text{ kN} / 0 \text{ kN}$;
 Op 0 m: $F_1 = 0 \text{ kN}$, $F_2 = 370 \text{ kN}$;

Voor de verdeelde belastingen $q_{v,1}$ en $q_{v,2}$ geldt:

$$q_{v,1} = \frac{F_1}{3,6} \text{ en } q_{v,2} = \frac{F_2}{3,6};$$

Dit leidt tot de volgende waarden voor $q_{v,1}$ en $q_{v,2}$:

Op 180 m: $q_{v,1} = 81 \text{ kN/m}^1$, $q_{v,2} = 22 \text{ kN/m}^1$;

Op 100,8 m: $q_{v,1} = 0 \text{ kN/m}^1 / 103 \text{ kN/m}^1$, $q_{v,2} = 103 \text{ kN/m}^1 / 0 \text{ kN/m}^1$;

Op 0 m: $q_{v,1} = 0 \text{ kN/m}^1$, $q_{v,2} = 103 \text{ kN/m}^1$;

Voor de krachten op de tussenkolom geldt:

Op 180 m: $F_{\text{tussen},1} = 661 \text{ kN}$;

Op 100,8 m: $F_{\text{tussen},1} = 370 \text{ kN}$;

De totale belasting op de tussenkolom is dus:

$$\sum F_{\text{tussen},1} = 23 \cdot \frac{661 + 370}{2} = 11857 \text{ kN};$$

Toren 2

Op gelijke wijze kunnen ook de belastingen op toren 2 (Figuur 9.5) bepaald worden. Voor toren 2 is aangenomen:

$$\gamma = 3 \text{ kN/m}^3;$$

Met een verdiepingshoogte van 3,6 m geldt dan voor de vloerbelasting:

$$p = 3 \cdot 3,6 = 10,8 \text{ kN/m}^2;$$

Voor de belastingen uit Figuur 9.6 geldt:

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot 8,64 \cdot 10,8 = 47 \text{ kN/m}^1;$$

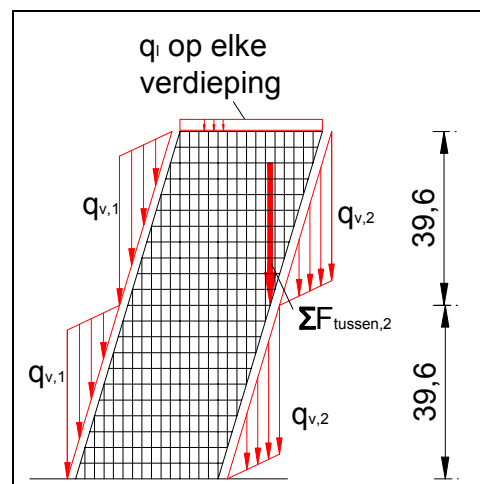
$$F_{1a} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 8,64 + \frac{1}{2} \cdot 3,24 \right) \cdot b_1 \cdot 10,8 = 32,1 \cdot b_1 \text{ kN};$$

$$F_{1b} = \frac{1}{2} \cdot \left(7,56 - \frac{1}{2} \cdot 3,24 \right) \cdot b_1 \cdot 10,8 = 32,1 \cdot b_1 \text{ kN};$$

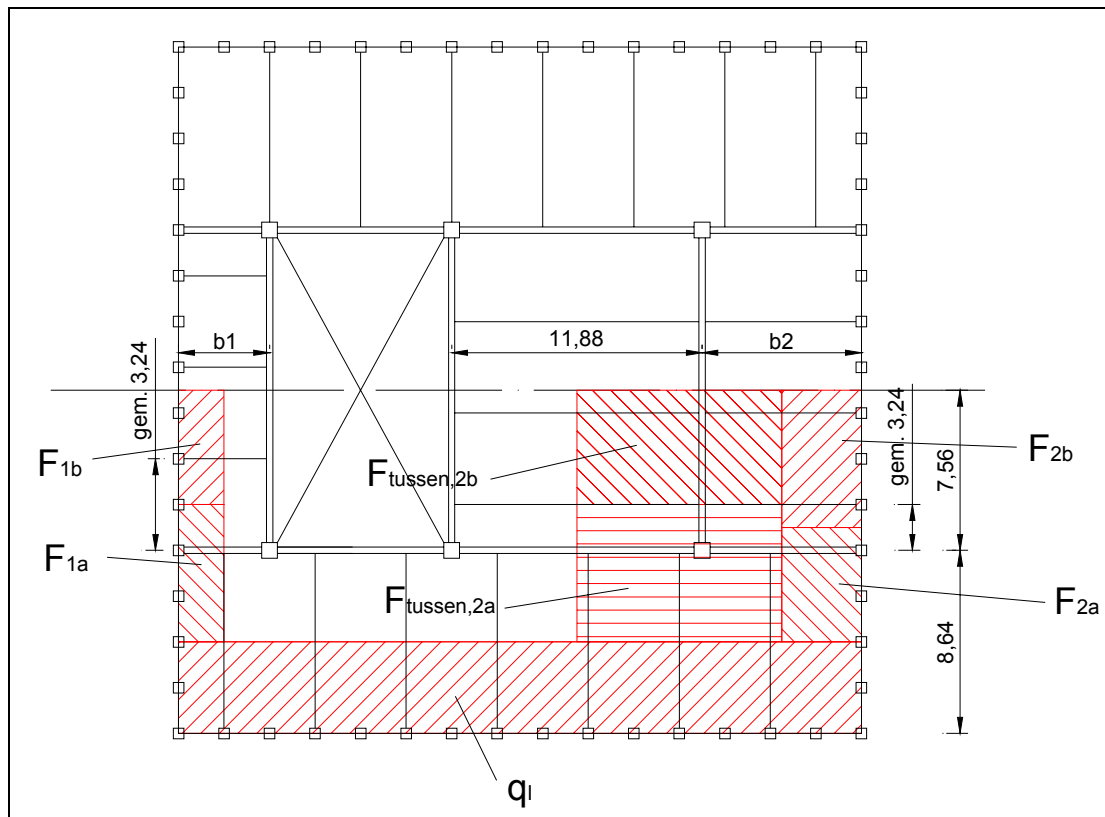
$$F_{2a} = F_{2b} = 32,1 \cdot b_2 \text{ kN};$$

$$F_{\text{tussen},2a} = \frac{1}{2} \cdot (b_2 + 11,88) \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 8,64 + \frac{1}{2} \cdot 3,24 \right) \cdot 10,8 = 32,1 \cdot b_2 + 381 \text{ kN};$$

$$F_{\text{tussen},2b} = \frac{1}{2} \cdot (b_2 + 11,88) \cdot \left(7,56 - \frac{1}{2} \cdot 3,24 \right) \cdot 10,8 = 32,1 \cdot b_2 + 381 \text{ kN};$$



Figuur 9.5 Verticale belastingen op scheve gevelbuis toren 2



Figuur 9.6 Afdracht verticale belasting toren 2

Voor de breedtes b_1 en b_2 gelden de volgende maximale en minimale waarden:

Op 180 m: $b_1 = 0$ m, $b_2 = 11,88$ m;
 Op 100,8 m: $b_1 = 11,88$ m / 0 m, $b_2 = 0$ m / $11,88$ m;
 Op 0 m: $b_1 = 11,88$ m, $b_2 = 0$ m;

Dus:

Op 180 m: $F_1 = 0$ kN, $F_2 = 763$ kN;
 Op 100,8 m: $F_1 = 763$ kN / 0 kN, $F_2 = 0$ kN / 763 kN;
 Op 0 m: $F_1 = 763$ kN, $F_2 = 0$ kN;

Voor de verdeelde belastingen $q_{v,1}$ en $q_{v,2}$ geldt:

$$q_{v,1} = \frac{F_1}{3,6} \text{ en } q_{v,2} = \frac{F_2}{3,6};$$

Dit leidt tot de volgende waarden voor $q_{v,1}$ en $q_{v,2}$:

Op 180 m: $q_{v,1} = 0$ kN/m¹, $q_{v,2} = 212$ kN/m¹;
 Op 100,8 m: $q_{v,1} = 212$ kN/m¹ / 0 kN/m¹, $q_{v,2} = 0$ kN/m¹ / 212 kN/m¹;
 Op 0 m: $q_{v,1} = 212$ kN/m¹, $q_{v,2} = 0$ kN/m¹;

Voor de krachten op de tussenkolom geldt:

Op 180 m: $F_{\text{tussen},2} = 1525$ kN;
 Op 100,8 m: $F_{\text{tussen},2} = 762$ kN;

De totale belasting op de tussenkolom is dus:

$$\sum F_{tussen,2} = 12 \cdot \frac{1525 + 762}{2} = 13722 \text{ kN};$$

9.3 Computerberekening horizontale verplaatsing

We kunnen met ongeveer hetzelfde tweedimensionale model werken als bij de rechte gevelbuis, maar nu worden de randkolommen scheef geplaatst. De belastingen uit respectievelijk Figuur 9.3 en Figuur 9.5 worden in de modellen gebruikt. Daarnaast wordt voor toren 1 een windbelasting van 62 kN/m^1 over $219,6 \text{ m}$ toegepast en voor toren 2 een windbelasting van 35 kN/m^1 over 90 m (zie hoofdstuk 5).

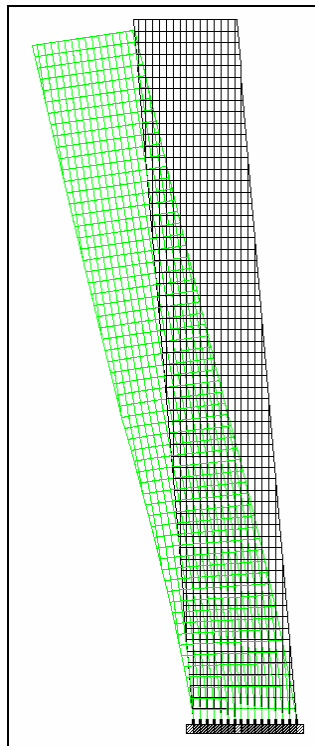
Toren 1

Volgens de computerberekening is de horizontale verplaatsing op 180 m hoogte voor respectievelijk alleen verticale belasting, verticale belasting samen met wind van links en verticale belasting in combinatie met wind van rechts:

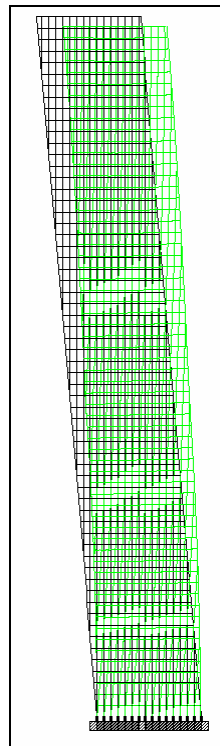
$$\Delta_{\text{verticaal}} = 0,119 \text{ m};$$

$$\Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},l} = -0,025 \text{ m};$$

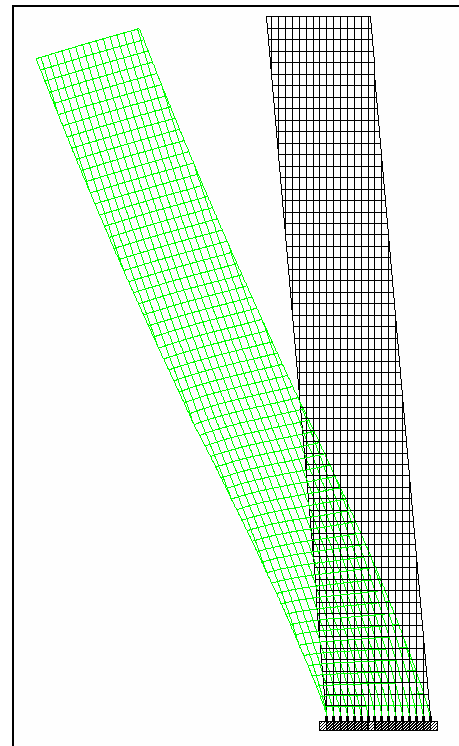
$$\Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},r} = 0,262 \text{ m};$$



Figuur 9.7 Vervorming door verticale belasting toren 1



Figuur 9.8 Vervorming door verticale belasting en wind van links toren 1



Figuur 9.9 Vervorming door verticale belasting en wind van rechts toren 1

Bij de gekozen afmetingen en profielen is de verplaatsing als gevolg van verticale belastingen dus zo'n 80 % van de verplaatsing van een recht gebouw bij wind.

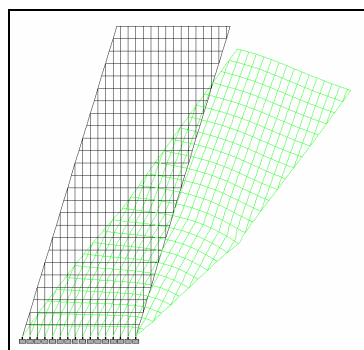
Toren 2

Er wordt voor de windbelasting nu niet de helft van 49 kN/m^1 genomen, maar de helft van 35 kN/m^1 (zie hoofdstuk 5). De berekening van de rechte toren was gedaan voor de windbelasting in de andere richting. Volgens de computerberekening is de horizontale verplaatsing op 79,2 m hoogte voor de verschillende belastingcombinaties:

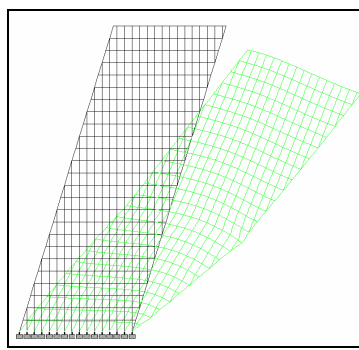
$$\Delta_{\text{verticaal}} = 0,292 \text{ m};$$

$$\Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},l} = 0,328 \text{ m};$$

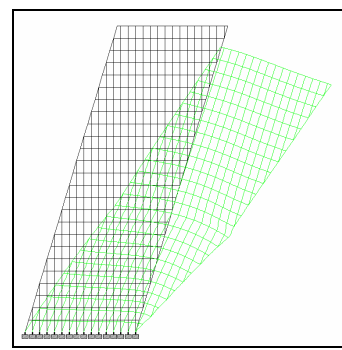
$$\Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},r} = 0,255 \text{ m};$$



Figuur 9.10 Vervorming door verticale belasting toren 2



Figuur 9.11 Vervorming door verticale belasting en wind van links toren 2



Figuur 9.12 Vervorming door verticale belasting en wind van rechts toren 2

Er blijkt echter dat de spanningen plaatselijk te groot zijn. De maximale spanning volgens het model is bij wind van links in de meest rechtse rechte kolom:

$$\sigma_{\text{max}} = 559 \text{ N/mm}^2;$$

Hierbij zijn nog niet eens belastingfactoren toegepast. De berekening wordt daarom overgedaan met zwaardere kolommen.

Berekening met zwaardere kolommen

Kolom: HD 400 x 216 kg/m:

$$A_k = 275,5 \cdot 10^2 \text{ mm}^2, I'_k = 71138 \cdot 10^4 \text{ mm}^4;$$

$$\text{Dus } I_k = (1 + 1050/(3600-1050))^3 \cdot I'_k = 200165 \cdot 10^4 \text{ mm}^4;$$

Er is met behulp van een 3D-model van de rechte gevelbuis gekeken welke oppervlakte voor de randkolommen in het 2D-model gebruikt moeten worden. Bij een randkolom van $1500 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$ geven beide rechte modellen een horizontale verplaatsing van 0,030 mm.

De computerberekening voor het scheve raamwerk geeft de volgende verplaatsingen:

$$\Delta_{\text{verticaal}} = 0,144 \text{ m};$$

$$\Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},l} = 0,162 \text{ m};$$

$$\Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},r} = 0,127 \text{ m};$$

De maximaal optredende spanning is nu (nog steeds zonder belastingfactoren):

$$\sigma_{\text{max}} = 271 \text{ N/mm}^2;$$

Dit is nog steeds te groot. Daarom wordt er met nog zwaardere kolommen gerekend:

Kolom: HD 400 x 463 kg/m:

$$A_k = 589,5 \cdot 10^2 \text{ mm}^2, I'_k = 180162 \cdot 10^4 \text{ mm}^4;$$

$$\text{Dus } I_k = (1 + 1050/(3600-1050))^3 \cdot I'_k = 506932 \cdot 10^4 \text{ mm}^4;$$

Bij een randkolom van $3200 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$ in het 2D-model voor een rechte gevelbuis ontstaat dezelfde horizontale verplaatsing van 0,015 mm als in een 3D-model.

De computerberekening voor het scheve raamwerk geeft de volgende verplaatsingen:

$$\Delta_{\text{verticaal}} = 0,068 \text{ m};$$

$$\Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},l} = 0,077 \text{ m};$$

$$\Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},r} = 0,060 \text{ m};$$

In dit geval is de maximaal optredende spanning:

$$\sigma_{\text{max}} = 121 \text{ N/mm}^2;$$

De horizontale verplaatsing door verticale belasting neemt hier een veel groter aandeel in de totale horizontale verplaatsing dan bij toren 1. Dit komt door de grotere helling van deze toren en door het grotere gewicht.

10. Koppeling torens

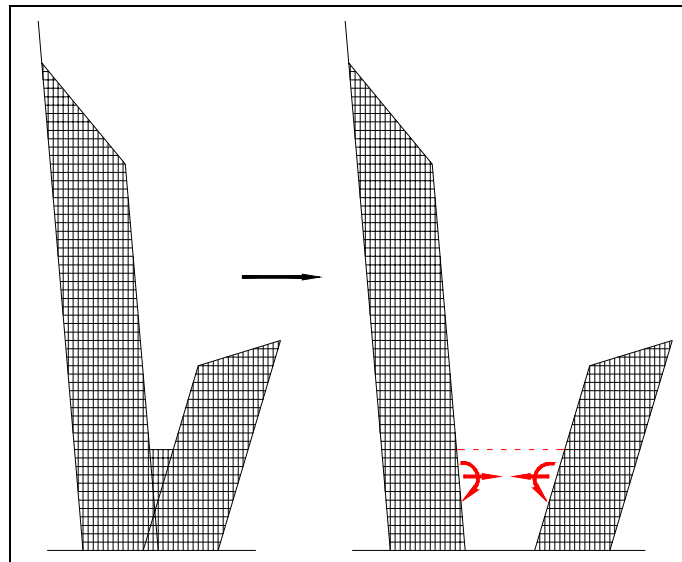
10.1 Inleiding

In het ontwerp zijn de twee torens gekoppeld op twee manieren. Tot de 10^e verdieping vormen de torens samen één gebouw. Hier zijn de torens dus gekoppeld door de stijve raamwerken in de gevel en door de vloeren. Daarnaast zijn de torens ook nog gekoppeld door twee diagonalen. Wat de invloed van de koppeling van de torens op het gedrag van de constructie is, wordt in dit hoofdstuk behandeld.

10.2 Invloed koppeling torens

Koppeling door gevels

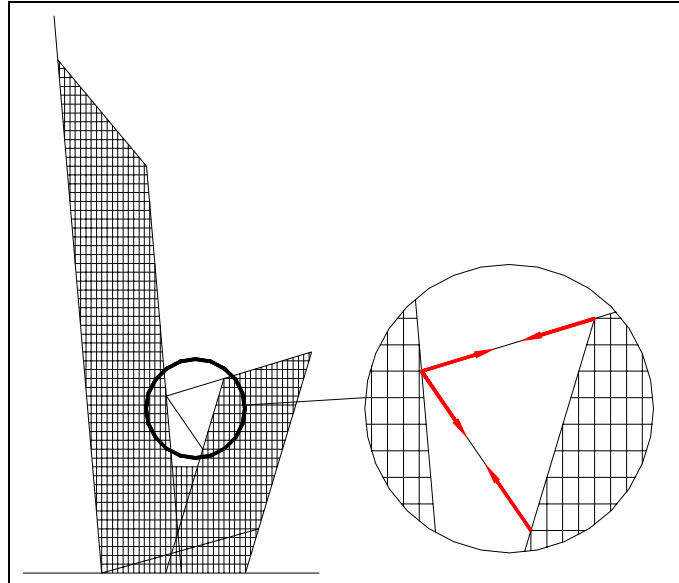
De twee torens zijn tot de 10^e verdieping met elkaar verbonden door de vloeren en de gevels. Bekend is dat deze gevels stijve raamwerken vormen. Er kunnen tussen de torens dus momenten en krachten worden overgebracht (Figuur 10.1). De torens willen door de verticale belasting in tegengestelde richting uitwijken. De koppeling zal daarom gunstig werken voor de torens, doordat ze elkaar voor een deel in evenwicht zullen houden. Hierdoor zal de horizontale verplaatsing van beide torens minder zijn dan wanneer ze los van elkaar staan. Tot de 10^e verdieping vormen de torens een zeer stijve constructie die de windbelasting opneemt.



Figuur 10.1 Koppeling door gevels

Koppeling door diagonalen

Tussen de twee torens is ook een verbinding aangebracht door middel van twee diagonalen. In deze diagonalen zullen normaalkrachten ontstaan. Onder invloed van de verticale belastingen zullen er trekkrachten ontstaan, doordat de twee torens van elkaar af willen uitwijken. Deze zorgen ervoor dat de horizontale verplaatsingen van de twee torens minder groot zijn.



Figuur 10.2 Koppeling door diagonalen

Door de koppeling van de torens zullen ze ook samenwerken bij de afdracht van de windbelasting.

Invloed stijfheid toren 2

De stijfheid van toren 2 is van invloed op het systeem. Indien toren 2 slapper is, bijvoorbeeld door kolommen met een kleinere oppervlakte te gebruiken, zal de toren een grotere horizontale verplaatsing willen ondergaan, waardoor verbindingskrachten tussen de torens groter worden. Hierdoor zal de totale horizontale verplaatsing van toren 1 minder groot worden. Met de windbelasting zal toren 2 echter minder samenwerken, waardoor de verplaatsingen door wind groter zullen worden. De bijkomende verplaatsing door windbelasting wordt daardoor dus groter.

10.3 Computerberekening

Koppeling door gevels

De twee scheve raamwerken uit het vorige hoofdstuk zijn aan elkaar gekoppeld. De windbelastingen op toren 1 en toren 2 zijn respectievelijk 62 en 35 kN/m¹, uiteraard werkend in dezelfde richting (zie hoofdstuk 5). Er is hierbij voor toren 1 uitgegaan van kolommen HD 400 x 634 kg/m en voor toren 2 van kolommen HD 400 x 463 kg/m. Dit levert de volgende horizontale verplaatsingen voor toren 1 en 2. Hierbij hebben positieve waarden de richting van de helling van de torens:

$$\Delta_{\text{verticaal},1} = 0,077 \text{ m};$$

$$\Delta_{\text{verticaal},2} = 0,033 \text{ m};$$

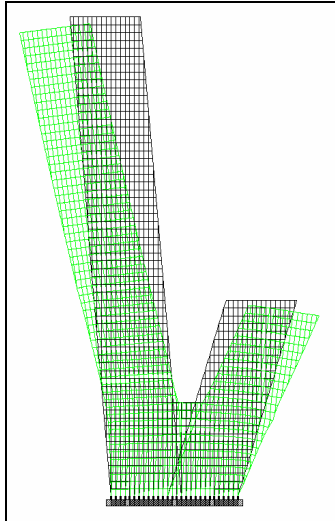
$$\Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},l,1} = -0,043 \text{ m};$$

$$\Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},l,2} = 0,053 \text{ m};$$

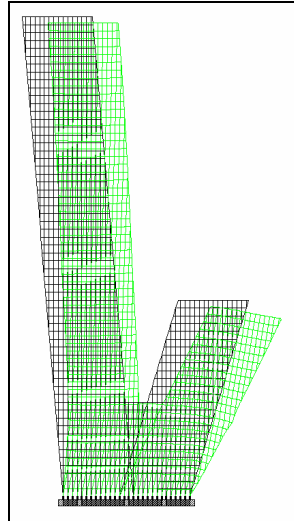
$$\Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},r,1} = 0,197 \text{ m};$$

$$\Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},r,2} = 0,013 \text{ m};$$

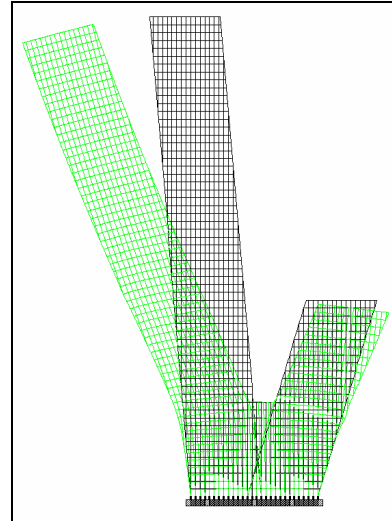
In vergelijking met de losstaande scheve torens uit het vorige hoofdstuk zijn de verplaatsingen van beide torens door verticale belasting een stuk kleiner. De bijkomende verplaatsing door wind is voor toren 1 iets kleiner, 120 mm in plaats van 144 mm, maar voor toren 2 juist groter, namelijk 20 mm in plaats van 9 mm. Dit komt doordat toren 2 meewerkt met de afdracht van de windbelasting op toren 1.



Figuur 10.3 Vervorming door verticale belasting



Figuur 10.4 Vervorming door verticale belasting en wind van links



Figuur 10.5 Vervorming door verticale belasting en wind van rechts

Indien er een slappere variant voor toren 2 wordt genomen, met kolommen HD 400 x 216 kg/m, worden de verplaatsingen:

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{verticaal},1} &= 0,070 \text{ m}; & \Delta_{\text{verticaal},2} &= 0,063 \text{ m}; \\ \Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},l,1} &= -0,060 \text{ m}; & \Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},l,2} &= 0,092 \text{ m}; \\ \Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},r,1} &= 0,199 \text{ m}; & \Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},r,2} &= 0,035 \text{ m}; \end{aligned}$$

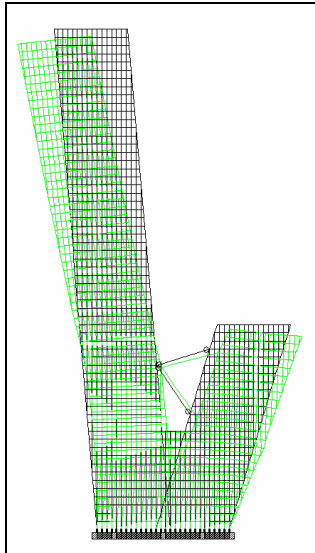
Dit werkt dus gunstig voor de vervorming van toren 1, maar de bijkomende verplaatsingen door wind worden groter. De maximale horizontale verplaatsing van toren 1 blijft hierdoor bijna gelijk.

Koppeling door diagonalen

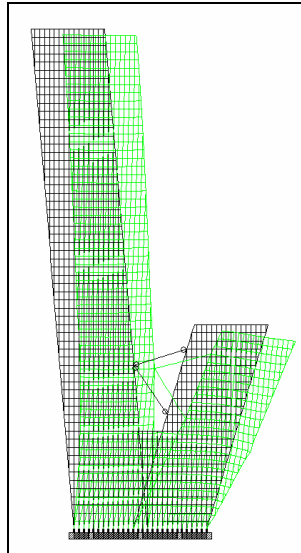
Door de diagonalen werken de torens nog beter samen. In het computermodel wordt gerekend met diagonalen met een doorsnede van $800 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$. Met de stijve variant voor toren 2 geeft het model:

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{verticaal},1} &= 0,053 \text{ m}; & \Delta_{\text{verticaal},2} &= 0,015 \text{ m}; \\ \Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},l,1} &= -0,050 \text{ m}; & \Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},l,2} &= 0,042 \text{ m}; \\ \Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},r,1} &= 0,157 \text{ m}; & \Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},r,2} &= -0,012 \text{ m}; \end{aligned}$$

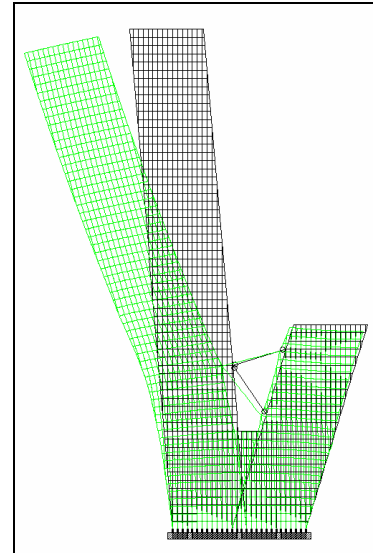
Het toepassen van de diagonalen zorgt voor een nog kleinere vervorming door de verticale belasting van beide torens. Ook wordt de bijkomende vervorming door wind van toren 1 kleiner, omdat toren 2 nog meer meewerkt. Dit leidt automatisch tot een grotere bijkomende vervorming van toren 2.



Figuur 10.6 Vervorming door verticale belasting



Figuur 10.7 Vervorming door verticale belasting en wind van links



Figuur 10.8 Vervorming door verticale belasting en wind van rechts

Indien er voor de diagonalen een grotere doorsnede $A = 1500 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$ wordt genomen, worden de verplaatsingen:

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{verticaal},1} &= 0,051 \text{ m}; & \Delta_{\text{verticaal},2} &= 0,013 \text{ m}; \\ \Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},l,1} &= -0,049 \text{ m}; & \Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},l,2} &= 0,040 \text{ m}; \\ \Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},r,1} &= 0,151 \text{ m}; & \Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},r,2} &= -0,014 \text{ m}; \end{aligned}$$

De doorsnede van de diagonalen heeft dus weinig invloed op de vervorming van de torens. Het gaat er vooral om dat de spanningen in de diagonalen niet te groot worden.

Bij toepassing van de slappere variant van toren 2 en diagonalen met een doorsnede van $800 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$, worden de vervormingen:

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{verticaal},1} &= 0,041 \text{ m}; & \Delta_{\text{verticaal},2} &= 0,024 \text{ m}; \\ \Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},l,1} &= -0,075 \text{ m}; & \Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},l,2} &= 0,061 \text{ m}; \\ \Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},r,1} &= 0,158 \text{ m}; & \Delta_{\text{verticaal}+\text{wind},r,2} &= -0,013 \text{ m}; \end{aligned}$$

De uitkomsten liggen in de lijn der verwachting. Doordat toren 2 slapper is, zal deze meer vervormen, waardoor de vervorming van toren 1 afneemt onder invloed van alleen verticale belasting. De bijkomende vervorming voor beide torens neemt toe, doordat het geheel een minder stijve constructie vormt.

11. Beoordeling horizontale verplaatsingen

11.1 Inleiding

Hiervoor is alleen behandeld wat de totale horizontale verplaatsing van het gebouw zal zijn. Bij de eisen aan verplaatsingen in de NEN-norm is geen rekening gehouden met scheve gebouwen waarbij een deel van de horizontale verplaatsing wordt veroorzaakt door verticale belasting. In dit hoofdstuk zal behandeld worden hoe de eisen aan de verplaatsing aangepast kunnen worden en in hoeverre de V-tower hieraan voldoet.

11.2 Eisen aan de horizontale verplaatsing

In voorgaande hoofdstukken is behandeld wat de totale horizontale verplaatsing van de bovenste verdieping van het gebouw zal zijn. NEN 6702 [14] stelt als eisen aan de totale horizontale verplaatsing voor gebouwen met meer dan één bouwlaag:

- $h/300$ per bouwlaag;
- $h/500$ voor het gehele gebouw;

Waarin h de kleinste gevelhoogte of de kleinste bouwlaaghoogte is.

De eerste eis heeft betrekking op het schranken van een verdieping. Indien deze te groot is kunnen er beschadigingen ontstaan aan bijvoorbeeld de gevelelementen of tussenwanden en het kan leiden tot klemmende deuren enzovoort.

Overschrijding van de tweede eis kan leiden tot slechte bruikbaarheid van bijvoorbeeld de liften en deze eis is van invloed op het comfort van de gebruiker. Indien de verplaatsingen te groot worden kan dit leiden tot misselijkheid of concentratieproblemen.

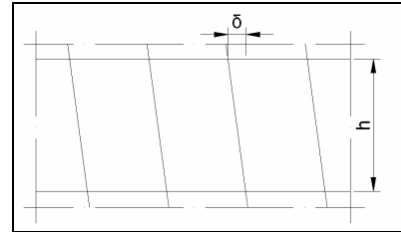
In de norm wordt gesproken over de toegestane totale horizontale verplaatsing. Dit is gebaseerd op normale gebouwen die recht staan. In dat geval is de totale horizontale verplaatsing gelijk aan de bijkomende horizontale verplaatsing. Deze wordt veroorzaakt door de windbelasting. In het geval van de V-tower is echter een deel van de totale horizontale verplaatsing een initiële verplaatsing veroorzaakt door permanente verticale belasting. Tijdens de uitvoering kan hiermee rekening worden gehouden. Indien de verplaatsing goed voorspeld kan worden, kan ervoor gekozen worden om het gebouw uit het lood te bouwen, in dit geval dus iets minder scheef. Door de initiële verplaatsing ontstaat dan de gewenste scheefstand van de torens. Het gaat dan dus niet om de totale horizontale verplaatsing, maar om de bijkomende horizontale verplaatsing.

Bij de eerste eis, die van de verplaatsing per verdieping, is het van belang dat de bijkomende vervorming vanaf het moment dat de schadegevoelige elementen, zoals tussenwanden en gevelelementen, worden aangebracht, niet te groot wordt. Als dit tijdstip t_0 wordt genoemd geldt met de waarde uit de norm:

$$\delta_{\max;i} - \delta_{t=t_0;i} < \frac{h_i}{300}$$

Waarin δ de horizontale verplaatsing van een verdieping ten opzichte van de ondergelegen verdieping is en h de verdiepingshoogte (Figuur 11.1).

De rotatie van de fundering speelt bij deze eis geen rol, omdat deze geen schranken van de verdieping veroorzaakt.



Figuur 11.1 Relatieve horizontale verplaatsing van een verdieping

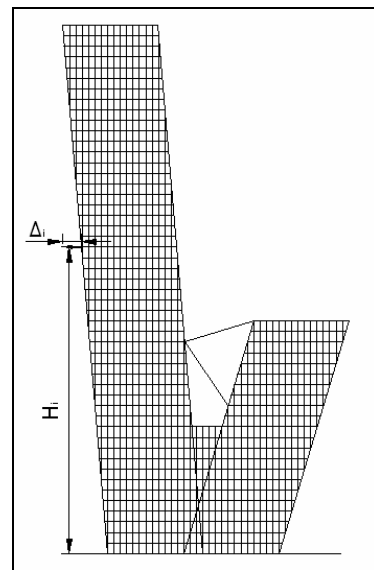
Bij de tweede eis, die van verplaatsing voor het gehele gebouw, gaat het om het verschil tussen de maximale horizontale verplaatsing door permanente en variabele belasting en de initiële horizontale verplaatsing bij oplevering van het gebouw door permanente belasting:

$$\Delta_{\max,i} - \Delta_{t=t_{opl},i} < \frac{H_i}{500}$$

Hierin is Δ de totale horizontale verplaatsing van een verdieping en H de hoogte van deze verdieping ten opzichte van maaiveld (Figuur 11.2).

Bij deze eis speelt ook de rotatie van de fundering door de windbelasting een rol, omdat deze zorgt voor een extra absolute horizontale verplaatsing.

Om deze eisen te kunnen toetsen moet er dus gekeken worden wat de verplaatsingen zijn in de verschillende stadia van de uitvoering, bij oplevering en bij maximale belastingen.



Figuur 11.2 Absolute horizontale verplaatsing van een verdieping

11.3 Volgorde uitvoering

Om te bepalen wat de horizontale verplaatsingen tijdens de uitvoering zijn, moet natuurlijk eerst bekend zijn hoe het gebouw eruit ziet tijdens de uitvoering. In hoofdstuk 4 is al beschreven dat de ligging van het zwaartepunt van het gebouw ten opzichte van de fundering erg belangrijk is. Dit is uiteraard tijdens de bouw ook het geval. Indien het zwaartepunt te veel verschuift ten opzichte van de fundering kunnen er ontoelaatbare vervormingen optreden in de ondergrond of de fundering kan bezwijken. Er moet dus goed worden nagedacht over de uitvoeringsvolgorde.

Voor de krachten in het gebouw is het van belang dat de verbindingen tussen de torens tijdens de uitvoering snel worden aangebracht. Anders kunnen er tijdens de uitvoering veel grotere krachten ontstaan dan in het gebruiksstadium het geval zou zijn. Dit kan leiden tot oneconomisch materiaalgebruik. De lagere toren 2 zal dus ongeveer gelijktijdig met toren 1 gebouwd moeten worden. Echter, doordat toren 2 een groter volumiek gewicht heeft, zou hierdoor het zwaartepunt een eind richting toren 2 verschuiven, waardoor een zeer groot moment in de fundering komt. Dit kan worden voorkomen door de vloeren in toren 2 pas in een later stadium te storten, waardoor het gewicht van deze toren in eerste instantie veel kleiner is.

Voor de berekening wordt uitgegaan van de aanname dat 60 % van het gebouwgewicht bestaat uit permanente belasting en 40 % uit variabele belasting. Tijdens de uitvoering wordt er dus met deze 60 % gerekend om de verplaatsingen te bepalen. Indien de vloeren in toren 2 nog niet gestort zijn, kan dit nog worden gereduceerd tot zo'n 30 %.

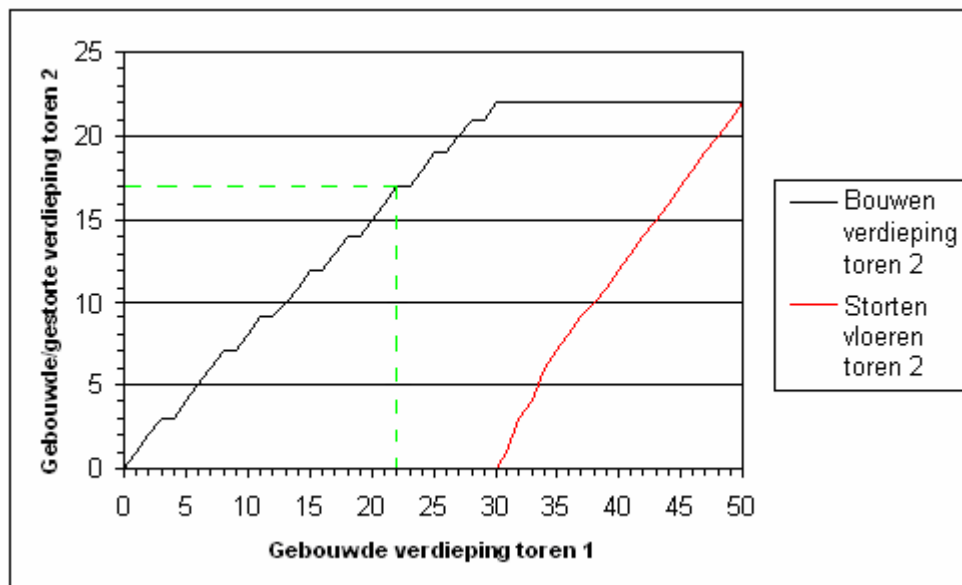
Er wordt weer uitgegaan van de schematisering van het gebouw als twee torens, toren 1 met een hoogte van 180 m en toren 2 met een hoogte van 79,2 m. Het zwaartepunt bij oplevering kan dan worden bepaald:

$$G_1 = (32,4)^2 \cdot 180 \cdot 0,6 \cdot 2 = 227 \cdot 10^3 \text{ kN}, \quad z_1 = 16,2 - \tan(4,9^\circ) \cdot 0,5 \cdot 180 = 8,48 \text{ m};$$

$$G_2 = (32,4)^2 \cdot 79,2 \cdot 0,6 \cdot 3 = 150 \cdot 10^3 \text{ kN}, \quad z_2 = 42,12 + \tan(16,7^\circ) \cdot 0,5 \cdot 79,2 = 54,0 \text{ m};$$

$$z_{\text{totaal}} = \frac{G_1 \cdot z_1 + G_2 \cdot z_2}{G_1 + G_2} = 26,58 \text{ m};$$

Het is dus de bedoeling dat er tijdens de bouw niet al te veel van deze waarde wordt afgeweken. Hoe hoger het gebouw wordt en dus hoe zwaarder, des te groter wordt het moment veroorzaakt door excentriciteit. In een spreadsheet is bepaald bij welke uitvoeringsvolgorde de optredende excentriciteiten en dus momenten het kleinst zijn. Figuur 11.3 en Figuur 11.4 tonen de volgorde van uitvoering en het moment door verschuiving van het zwaartepunt. Deze waarden zijn uitgezet tegen het aantal gebouwde verdiepingen van toren 1.

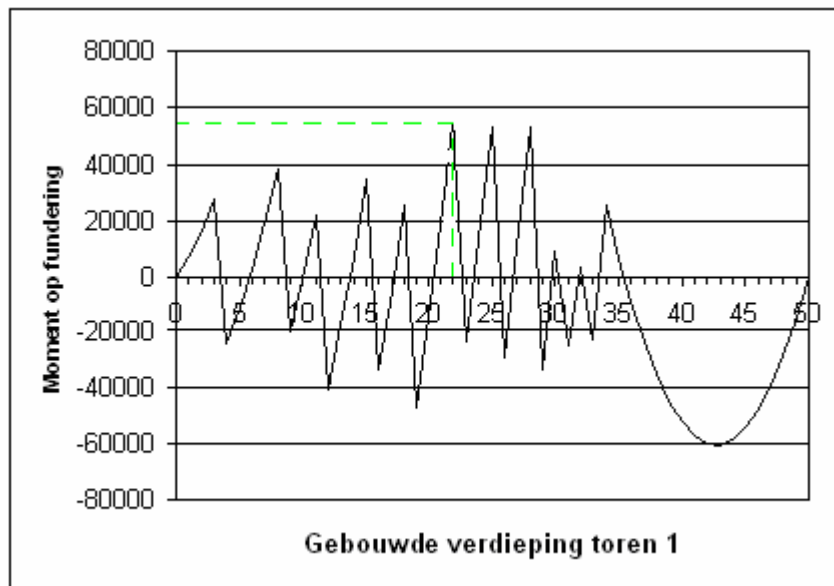


Figuur 11.3 Volgorde uitvoering

Voorbeeld:

Als de 22^e verdieping van toren 1 gebouwd wordt, moet tegelijkertijd de 17^e verdieping van toren 2 gebouwd worden (Figuur 11.3). Er zijn dan nog geen vloeren gestort in toren 2. Het bijbehorende moment op de fundering is dan $54,8 \cdot 10^3 \text{ kNm}$ (Figuur 11.4).

De eerste vloer van toren 2 moet gestort worden als de 31^e verdieping van toren 1 wordt gebouwd.



Figuur 11.4 Moment door verschuiving zwaartepunt tijdens uitvoering

We zien dat het moment door excentriciteit een maximale waarde bereikt van zo'n $60 \cdot 10^3$ kNm. Dit is zeer gering in vergelijking met het maximale windmoment van ongeveer $1580 \cdot 10^3$ kNm. Wat speling in de volgorde van uitvoering is dus nog wel toegestaan.

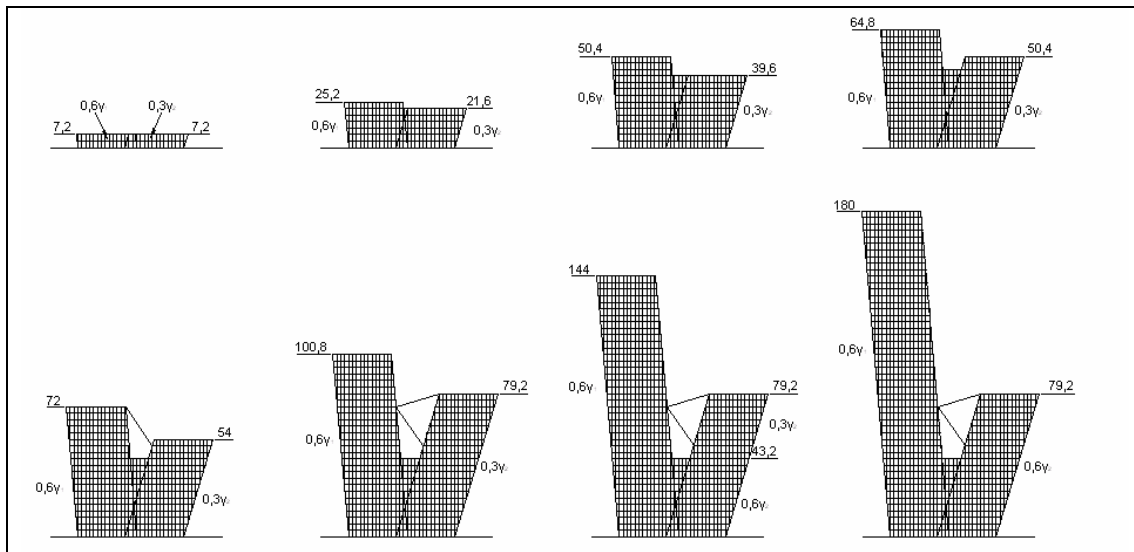
11.4 Toetsing horizontale verplaatsingen

De horizontale verplaatsingen zullen met een computermodel bepaald worden voor een aantal stadia tijdens de uitvoering en voor de volledige toren met variabele verticale belasting en windbelasting.

De toetsing van het schranken per verdieping wordt getoetst door te bepalen hoe groot het verschil in verplaatsing is tussen twee boven elkaar gelegen verdiepingen op het moment dat deze gebouwd worden, dus op $t = t_0$. Dit levert de waarde $\delta_{t=t_0}$. Daarna wordt de waarde $\delta_{\max}$ bepaald. Deze kan optreden tijdens de bouw of in de gebruiksfase met maximale belastingen. Het verschil van deze twee waarden mag niet groter zijn dan $1/300$ van de verdiepingshoogte.

Voor de bijkomende verplaatsing voor het gehele gebouw wordt de verplaatsing van verschillende verdiepingen op het moment van oplevering bepaald, de waarde $\Delta_{t=t_{\text{opl}}}$, dus met 60 % van de verticale belasting. Verder wordt de maximale horizontale verplaatsing in de gebruiksfase met maximale belastingen bepaald, $\Delta_{\max}$. Het verschil van deze waarden mag niet groter zijn dan $1/500$ van de hoogte van de verdieping ten opzichte van maaiveld.

Figuur 11.5 toont de verschillende stadia van de uitvoering die bekeken worden. De belastingfactoren voor de verticale belasting staan erbij vermeld.



Figuur 11.5 Uitvoeringsstadia met belastingfactoren

De verticale belastingen op de torens zijn gelijk aan de belastingen die bepaald zijn in hoofdstuk 9, maar dan met een belastingfactor van 0,6 of 0,3. De puntlasten uit de tussenkolommen in de modellen zijn wel anders. Deze zijn:

$$\begin{aligned}
 H_1 = 50,4 \text{ m}, H_2 = 39,6 \text{ m}: & \quad \sum F_{\text{tussen,toren2}} = 0,3 \cdot 762 \text{ kN}; \\
 H_1 = 64,8 \text{ m}, H_2 = 50,4 \text{ m}: & \quad \sum F_{\text{tussen,toren2}} = 0,3 \cdot 3464 \text{ kN}; \\
 H_1 = 72,0 \text{ m}, H_2 = 54,0 \text{ m}: & \quad \sum F_{\text{tussen,toren2}} = 0,3 \cdot 4503 \text{ kN}; \\
 H_1 = 108,0 \text{ m}, H_2 = 79,2 \text{ m}: & \quad \sum F_{\text{tussen,toren1}} = 0,6 \cdot 1150 \text{ kN}; \\
 & \quad \sum F_{\text{tussen,toren2}} = 0,3 \cdot 13722 \text{ kN}; \\
 H_1 = 144,0 \text{ m}, H_2 = 79,2 \text{ m}: & \quad \sum F_{\text{tussen,toren1}} = 0,6 \cdot 5840 \text{ kN}; \\
 & \quad \sum F_{\text{tussen,toren2}} = 0,6 \cdot 1594 + 0,3 \cdot 12128 \text{ kN}; \\
 H_1 = 180,0 \text{ m}, H_2 = 79,2 \text{ m}: & \quad \sum F_{\text{tussen,toren1}} = 0,6 \cdot 11857 \text{ kN}; \\
 & \quad \sum F_{\text{tussen,toren2}} = 0,6 \cdot 13722 \text{ kN};
 \end{aligned}$$

Voor de verschillende uitvoeringsstadia en het gebruiksstadium met windbelasting worden met de computer de horizontale verplaatsingen berekend. Omdat ook de rotatie van de fundering nog een extra horizontale verplaatsing zal veroorzaken bij windbelasting, wordt er bij de berekende waarde voor de grootste absolute verplaatsing in het gebruiksstadium nog een extra verplaatsing voor rotatie opgeteld:

$$\Delta_{\text{rot},i} = \frac{H_i}{1000};$$

Deze waarde voor de rotatie is al eerder aangenomen en zal in een later stadium nog gecontroleerd worden.

Er is bij de computerberekening uitgegaan van de stijve variant voor toren 2, met kolommen HD 400 x 463 kg/m. De uitkomsten van de computerberekeningen staan samengevat in Tabel 11.1 en Tabel 11.2.

H_1 (m)	$\delta_{t=0}$ (mm)	$\delta_{\max}$ (mm)	$\frac{h}{\delta_{\max} - \delta_{t=t_0}}$ eis: >300	$\Delta_{t=t_{opl}}$ (mm)	$\Delta_{\max, M+V}$ (mm)	Δ_{rot} (mm)	$\Delta_{\max}$ (mm)	$\frac{H}{\Delta_{\max} - \Delta_{t=t_{opl}}}$ eis: >500
7,2	0,007	2,494	1448	1,067	4,523	7,200	11,723	676
25,2	0,009	2,254	1604	3,615	16,077	25,200	41,277	669
50,4	0,007	-1,652	2170	5,509	28,746	50,400	79,146	684
64,8	-0,007	-1,908	1894	4,816	33,650	64,800	98,450	692
72,0	0,007	-2,359	1522	4,141	35,818	72,000	107,818	694
108,0	-0,179	-4,606	813	-8,558	-68,297	-108,000	-176,297	644
144,0	-0,480	-3,964	1033	-20,597	-113,278	-144,000	-257,278	608
180,0	-1,113	-4,137	1190	-32,092	-156,773	-180,000	-336,773	591

Tabel 11.1 Horizontale verplaatsingen van toren 1

H_2 (m)	$\delta_{t=0}$ (mm)	$\delta_{\max}$ (mm)	$\frac{h}{\delta_{\max} - \delta_{t=t_0}}$ eis: >300	$\Delta_{t=t_{opl}}$ (mm)	$\Delta_{\max, M+V}$ (mm)	Δ_{rot} (mm)	$\Delta_{\max}$ (mm)	$\frac{H}{\Delta_{\max} - \Delta_{t=t_{opl}}}$ eis: >500
21,6	0,008	2,373	1522	3,118	13,832	21,600	35,432	668
39,6	0,033	2,060	1776	5,548	25,624	39,600	65,224	664
50,4	0,141	1,985	1952	6,237	30,139	50,400	80,539	678
54,0	0,172	1,603	2516	6,707	31,742	54,000	85,742	683
79,2	0,167	1,303	3169	8,772	41,719	79,200	120,919	706

Tabel 11.2 Horizontale verplaatsingen van toren 2

Er blijkt dat er aan de eisen voor bijkomende verplaatsing wordt voldaan. Aan de eis voor de relatieve vervorming van een verdieping wordt ruim voldaan, terwijl aan de eis voor absolute bijkomende horizontale verplaatsing net voldaan wordt. Hierbij moet wel worden aangetekend dat de aanname voor verplaatsing door rotatie van de fundering zeer grof is. In hoeverre deze rotatie werkelijk 1/1000 bedraagt, zal in deel 3 worden behandeld.

12. Conclusies en aanbevelingen

12.1 Conclusies

- Scheve liften in hoogbouw zijn (nog) niet mogelijk. Er moeten dus rechte liften toegepast worden. Er wordt gekozen voor een systeem waarbij de kernen verspringen met een gedeelde liftkern van de begane grond tot de 10^e verdieping. Bij dit systeem wordt de minste ruimte ingenomen door de liften en ontstaan de best in te delen plattegronden.
- Om een groot moment in de fundering, als gevolg van het gebouwgewicht, te voorkomen, moet het zwaartepunt zoveel mogelijk boven het zwaartepunt van de fundering liggen. Er wordt daarom voor gekozen om het volumiek gewicht van de lage toren 50 % hoger te maken dan van de hoge toren. Onder deze bovenbouw kan een kelder van ongeveer 70 m lang geplaatst worden. Het gebouw staat niet op de rand van de kelder zoals in het origineel ontwerp, maar is zo geplaatst dat het zwaartepunt van het gebouw boven het midden van de kelder ligt. Deze variant is het gunstigst vanuit architectonisch en constructief oogpunt.
- Als hoofddraagconstructie geldt een gevelbuisconstructie als beste concept. Doordat de stabiliteitsconstructie aan de buitenkant van het gebouw zit, ontstaan er plattegronden met een vrije indelingsmogelijkheid. Het is mogelijk om verspringende liftkernen toe te passen. Constructief is het een goed concept omdat het een zeer stijve verbinding van de twee torens mogelijk maakt.
- Met een computerberekening voor rechte torens is aangetoond dat het shear-lag effect voor de gevelbuisconstructie klein is. Dit komt waarschijnlijk door de hoge liggers die zijn toegepast, de kleine hart-op-hart afstand van de kolommen en de relatief kleine breedte van de gevels.
- Door de scheefstand van de torens ontstaat door verticale belastingen een extra moment en dwarskracht in de torens. Deze veroorzaken een extra horizontale verplaatsing naast de horizontale verplaatsing door wind.
- De koppeling van de torens zorgt voor een afname van de horizontale verplaatsingen van de twee torens door verticale belasting ten opzichte van twee losse scheve torens. De koppeling van de gevels tot 43,2 m boven maaiveld zorgt voor een reductie van de horizontale verplaatsing van de bovenste verdieping van zo'n 40 % voor de hoge toren en meer dan 50 % voor de lage toren, afhankelijk van de stijfheid van de lage toren. De koppeling door diagonalen zorgt nog eens voor een afname van de horizontale verplaatsing van ongeveer 40 % voor de hoge toren en meer dan 50 % voor de lage toren onder invloed van verticale belasting, ten opzichte van alleen koppeling door gevels.
- Doordat de lagere toren nu ook meewerkt bij de afdracht van de windbelasting, wordt de verplaatsing door wind voor deze toren groter en voor de hoge toren kleiner.
- Ook tijdens de uitvoering is het van belang dat het gewicht van het gebouw niet te grote momenten in de fundering veroorzaakt. Door de vloeren in de lage toren niet meteen te storten, kan dit voorkomen worden. De fasering van de uitvoering is bij dit aspect van groot belang.

- Niet de totale horizontale verplaatsing is van belang voor de bruikbaarheid van het gebouw, maar de bijkomende horizontale verplaatsing. Hierbij wordt ervan uitgegaan dat de constructie uit het lood gebouwd wordt en door de permanente belasting de gewenste scheefstand krijgt.
- Bij de gekozen afmetingen van het gebouw en de elementen blijkt de constructie te voldoen aan de eisen voor bijkomende verplaatsing per verdieping en van het gebouw als geheel. Hierbij is aangenomen dat de rotatie van de fundering niet groter is dan 1/1000. In deel 3 zal deze aanname gecontroleerd worden.

12.2 Aanbevelingen

- Er is in het onderzoek aangenomen dat alle gevelkolommen dezelfde afmetingen hebben. Door de scheefstand komt in bepaalde kolommen echter een grotere kracht dan in andere. Bovendien zijn de krachten hoger in het gebouw uiteraard kleiner dan laag in het gebouw. Toepassing van verschillende kolommen zal tot materiaalbesparing leiden. Onderzoek hiernaar wordt daarom aanbevolen.
- Doordat verticale kolommen uitkomen op scheve kolommen ontstaat er een trekkracht in de vloeren. Met name op de plek waar de interne tussenkolommen op de scheve kolommen uitkomen kan deze kracht erg groot worden. Er dient getoetst te worden of de vloeren deze kracht kunnen opnemen.
- Ook het gedrag van het gebouw in de andere windrichting moet onderzocht worden. Door de scheefstand van de torens zal er ook torsie optreden. Er moet getoetst worden of de constructie deze torsie kan opnemen.
- In het architectonisch ontwerp bestaat de entree uit een hoge hal met schuin plafond. De gevels zijn zeer transparant. Er moet onderzocht worden of er hier een soort overdrachtsconstructie toegepast kan worden, waardoor er minder kolommen in de gevel komen te staan. Van belang is daarbij dat de dwarskracht nog wel afgedragen kan worden, bijvoorbeeld door een kern.
- Er moet onderzocht worden of de hellende gevels transparanter gemaakt kunnen worden, door minder kolommen toe te passen. Er kan gedacht worden aan een partiële gevelbuisconstructie. Dit heeft echter wel invloed op het gedrag van de gevelbuisconstructie, met name in de richting loodrecht op de rechte gevels.
- Doordat de twee torens tot een hoogte van 43,2 m aan elkaar gekoppeld zijn, veroorzaken de gevelkolommen uit de bovengelegen verdiepingen een ontoelaatbare barrière in de plattegronden. Hiervoor moet een oplossing bedacht worden.
- Onderzoek naar de verticale verplaatsingen van de vloeren is vereist. Doordat de interne kolommen recht staan, komen deze op sommige verdiepingen zeer dicht bij de gevelkolommen te staan. Als de ene kolom veel meer zakt dan de andere ontstaat er een grote rotatie van de vloer. Dit kan tot verminderde bruikbaarheid leiden.
- Omdat er voor gekozen is om de hoge toren zeer licht uit te voeren, zouden dynamische aspecten bij wind wel eens een belangrijke rol kunnen spelen. Hiernaar is nader onderzoek benodigd.

Deel 3 Kelder en fundering

Inhoudsopgave

Inhoudsopgave	127
1. Inleiding	129
2. Uitvoering kelder	131
2.1 Inleiding.....	131
2.2 Bouwkuip met trekpalen	133
2.3 Bouwkuip met natuurlijke bodemafsluiting	135
2.4 Afzinkkelder.....	137
2.5 Pneumatisch caisson.....	138
2.6 Afweging alternatieven	140
3. Fundering.....	143
3.1 Inleiding.....	143
3.2 Algemeen	143
3.3 Maximale draagkracht op het funderingsoppervlak.....	148
3.4 Maximale draagkracht in horizontale richting	157
3.5 Zetting van de ondergrond.....	157
3.6 Rotatie ten gevolge van de windbelasting.....	161
4. Conclusies en aanbevelingen.....	165
4.1 Conclusies.....	165
4.2 Aanbevelingen.....	165

1. Inleiding

In dit derde deel van het afstudeeronderzoek worden de kelder en de fundering van de V-tower nader bekeken. Onder de V-tower komt een zeslaagse parkeerkelder van ongeveer 70 x 35 m. Deze komt te liggen op een locatie die nu nog in het water ligt.

In hoofdstuk 2 worden verschillende uitvoeringsmethoden voor de kelder behandeld. Deze methoden worden met elkaar vergeleken en uiteindelijk zal er een keuze voor een van de uitvoeringsmethoden gemaakt worden.

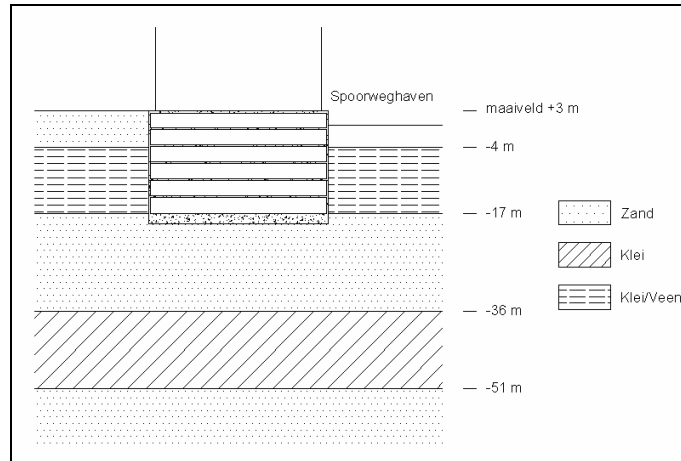
Er wordt gekeken of het mogelijk is om het gebouw op staal te funderen. In hoofdstuk 3 wordt berekend of de bodem in verticale en horizontale richting de krachten en momenten uit de bovenbouw kan dragen. Tevens wordt er een berekening gemaakt voor de optredende zettingen van het gebouw. Als laatste wordt er getoetst of de rotatie van de fundering niet te groot zal zijn bij windbelasting. In deel 2 is aangenomen dat deze rotatie kleiner is dan $1/1000$.

De conclusies en aanbevelingen voor dit onderdeel staan in hoofdstuk 4.

2. Uitvoering kelder

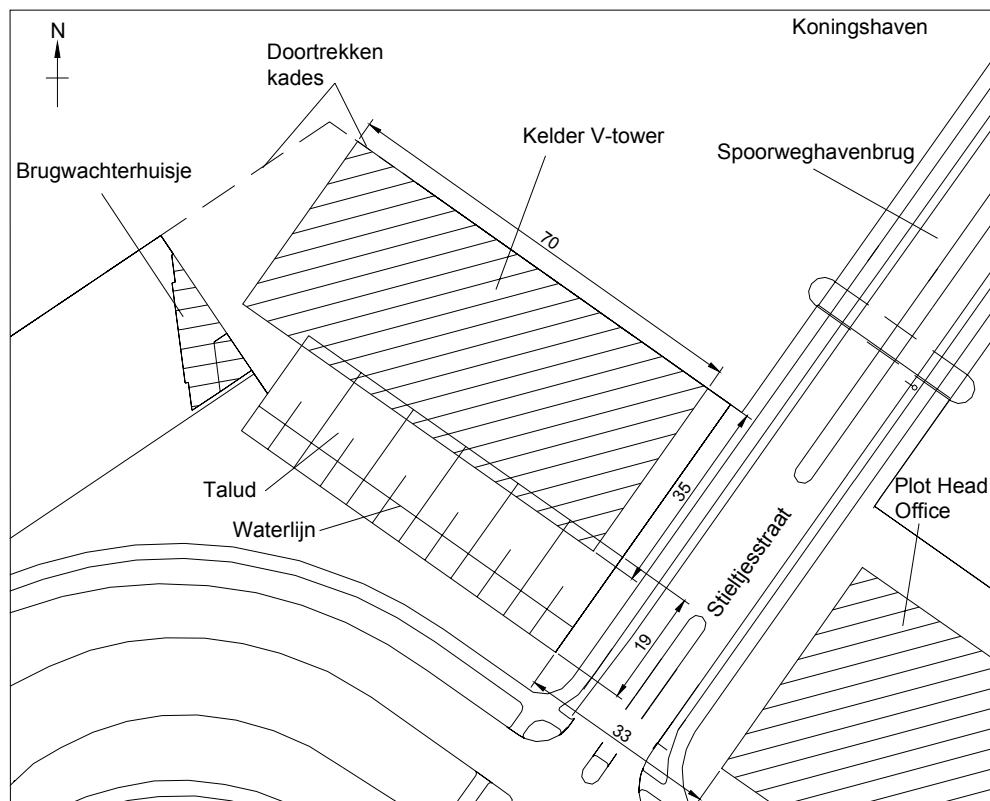
2.1 Inleiding

Onder het gebouw komt een kelder te liggen met een lengte van ongeveer 70 m en een breedte van ongeveer 35 m. De kelder bevat 6 parkeerlagen. Met een gemiddelde verdiepingshoogte van 3,3 m ligt de bovenkant van de onderste vloer dus op ongeveer 20 m onder maaiveld, dus op NAP -17 m (Figuur 2.1).



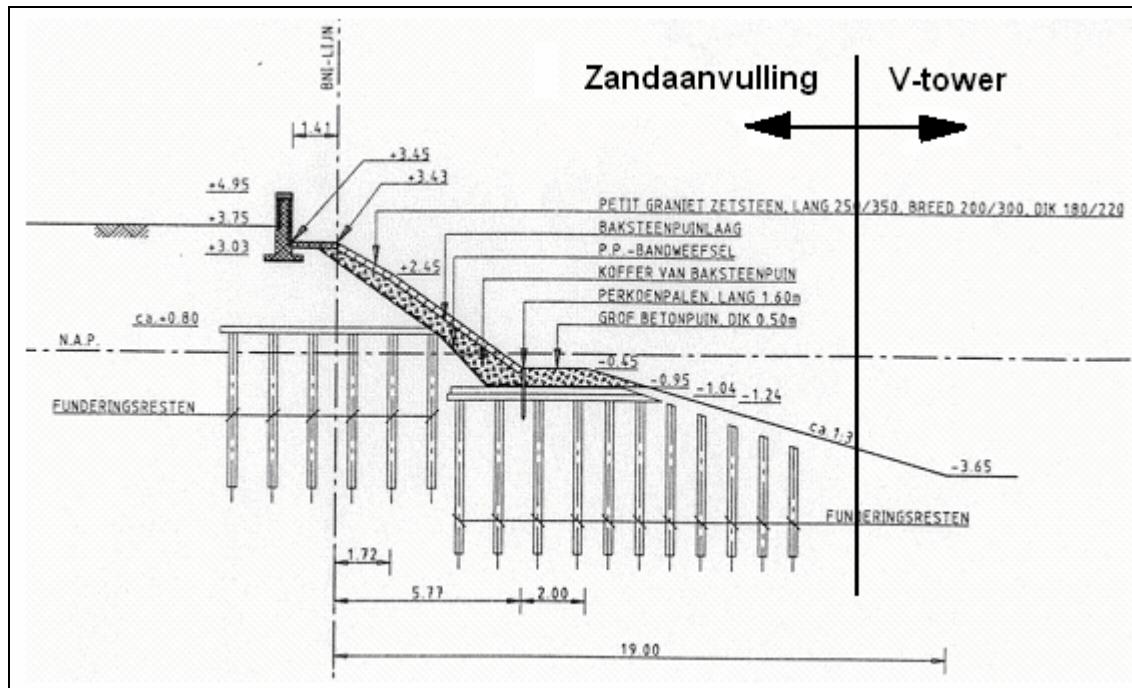
Het bodemprofiel (Figuur 2.1) bestaat tot op NAP -17 m uit verschillende niet draagkrachtige lagen. Hieronder ligt de eerste draagkrachtige laag. De bodem van de kelder ligt dus in deze zandlaag. Van NAP -36 m tot NAP -51 m bevindt zich een oude kleilaag, de Laag van Kedichem. Dit is een slecht waterdoorlatende laag. Onder deze laag bevindt zich een tweede draagkrachtige zandlaag.

Figuur 2.1 Bodemopbouw ter plaatse van kelder



Figuur 2.2 Begrenzings plot

Het grootste deel van de plot bevindt zich nu nog in het water op de plek waar de Spoorweghaven op de Koningshaven aansluit (Figuur 2.2). Hier zal bij de te kiezen uitvoeringsmethode rekening mee gehouden moeten worden. De hoogst mogelijke waterstand is NAP +3 m. Deze waarde zal ook voor de maximale grondwaterstand aangehouden worden. De plot bestaat voor een deel uit talud en verder uit water (Figuur 2.3). In de figuur zijn funderingsresten te zien, maar op de locatie van de V-tower komen deze waarschijnlijk niet meer voor. De bodem van de haven loopt schuin af en het laagste punt ligt op ongeveer NAP -4 m.



Figuur 2.3 Dwarsdoorsnede talud bij Spoorweghaven [Bron: Port of Rotterdam]

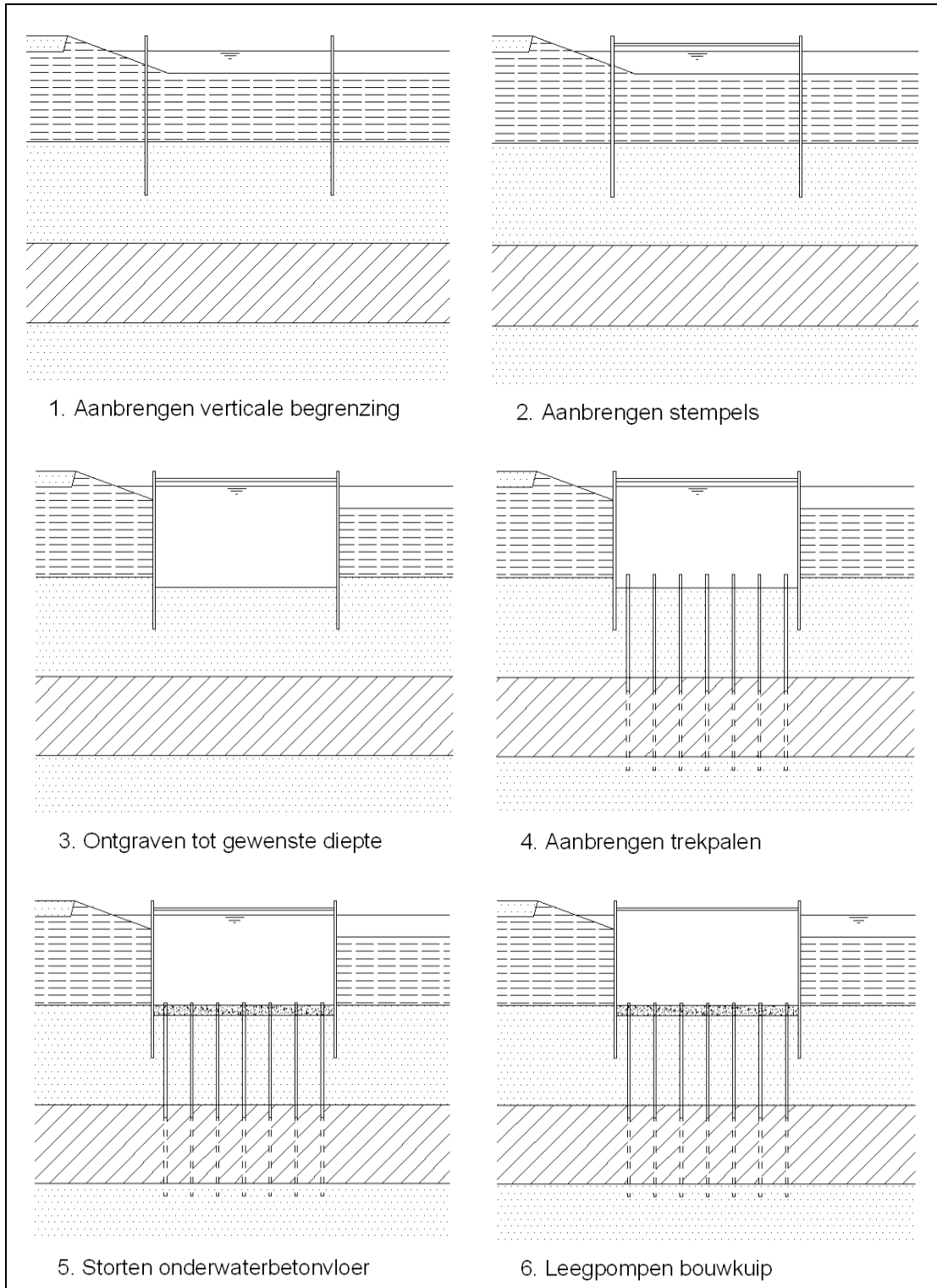
Op de Kop van Zuid ligt het grondwater gemiddeld 1,5 m onder maaiveld. Er wordt aangenomen dat de maximale grondwaterstand gelijk is aan maaiveld en de minimale grondwaterstand gelijk is aan 3 m onder maaiveld.

In dit hoofdstuk zullen vier verschillende mogelijkheden voor de uitvoering van de kelder behandeld worden:

- Bouwkuip met trekpalen en onderwaterbetonvloer;
- Bouwkuip met natuurlijke bodemafluiting;
- Geprefabriceerde kelder afgezonken in afzinksleuf;
- Pneumatisch caisson.

2.2 Bouwkuip met trekpalen

Een van de meest gangbare methodes in Nederland voor een dergelijk diepe kelder is een bouwkuip met trekpalen en onderwaterbetonvloer. De uitvoering gaat als volgt (Figuur 2.4):



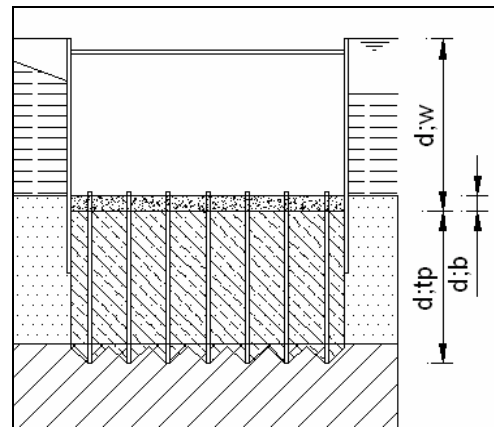
Figuur 2.4 Uitvoering bouwkuip met trekpalen en onderwaterbeton

1. Aanbrengen verticale begrenzing. In dit geval zal deze bestaan uit combiwanden. Gewone damwanden zijn niet stijf genoeg voor een dergelijke grote diepte.

- Diepwanden of palenwanden kunnen niet worden toegepast, omdat de plot in het water ligt en er dus geen gebruik gemaakt kan worden van de omliggende grond als bekisting.
2. Aanbrengen van stempels. Er zullen stempels gebruikt worden en geen ankers. In de havens kunnen ankers de scheepvaart hinderen. Aan de zijde van de Spoorweghavenbrug en aan de lange zijde die aan het land grenst, zitten al damwanden in de grond en zijn ankers dus ook niet mogelijk.
 3. Ontgraven tot op de gewenste diepte.
 4. Aanbrengen van de trekpalen.
 5. Storten van de onderwaterbetonvloer over de trekpalen.
 6. Leegpompen van de bouwkuip.

Van belang is om te vermelden dat tot een diepte van 20 m meestal volstaan kan worden met één stempellaag. Dit betekent dat er geen stempels onder water aangebracht hoeven te worden. Stempels onder water zouden extra hoge kosten met zich mee brengen.

Er kan globaal uitgerekend worden hoe diep de trekpalen aangebracht moeten worden. Het gewicht van de vloer en de kluit grond die aan de trekpalen hangt moet minimaal even groot zijn als de opwaartse kracht die het grondwater veroorzaakt, zodat de vloer niet zal gaan opdrijven (Figuur 2.5). Bij een vloerdikte van 1 m geldt:



Figuur 2.5 Berekening lengte trekpalen

$$\sigma_w = \gamma_{f;g;u} \cdot \gamma_w \cdot d_w = 1,0 \cdot 10 \cdot 21 = 210 \text{ kN/m}^2;$$

$$\sigma_G = \gamma_{f;g;u} \cdot \gamma_b \cdot d_b + \frac{\gamma'_g}{\gamma_{m;g}} \cdot d_{tp} = 0,9 \cdot 23 \cdot 1 + \frac{10}{1,1} \cdot d_{tp}$$

Dus:

$$d_{tp} \approx 21 \text{ m};$$

Hier moeten nog enkele meters extra lengte aan toegevoegd worden, omdat de kluit grond onder aan de trekpalen als kegeltjes aan de palen hangt (Figuur 2.5). Behalve een controle van het kluitgewicht zal ook de trekdraagkracht van de palen gecontroleerd dienen te worden. Hierbij wordt gekeken of de schachtweerstand niet wordt overschreden en dus of de palen niet uit de grond worden getrokken. Dit wordt controle op slip genoemd.

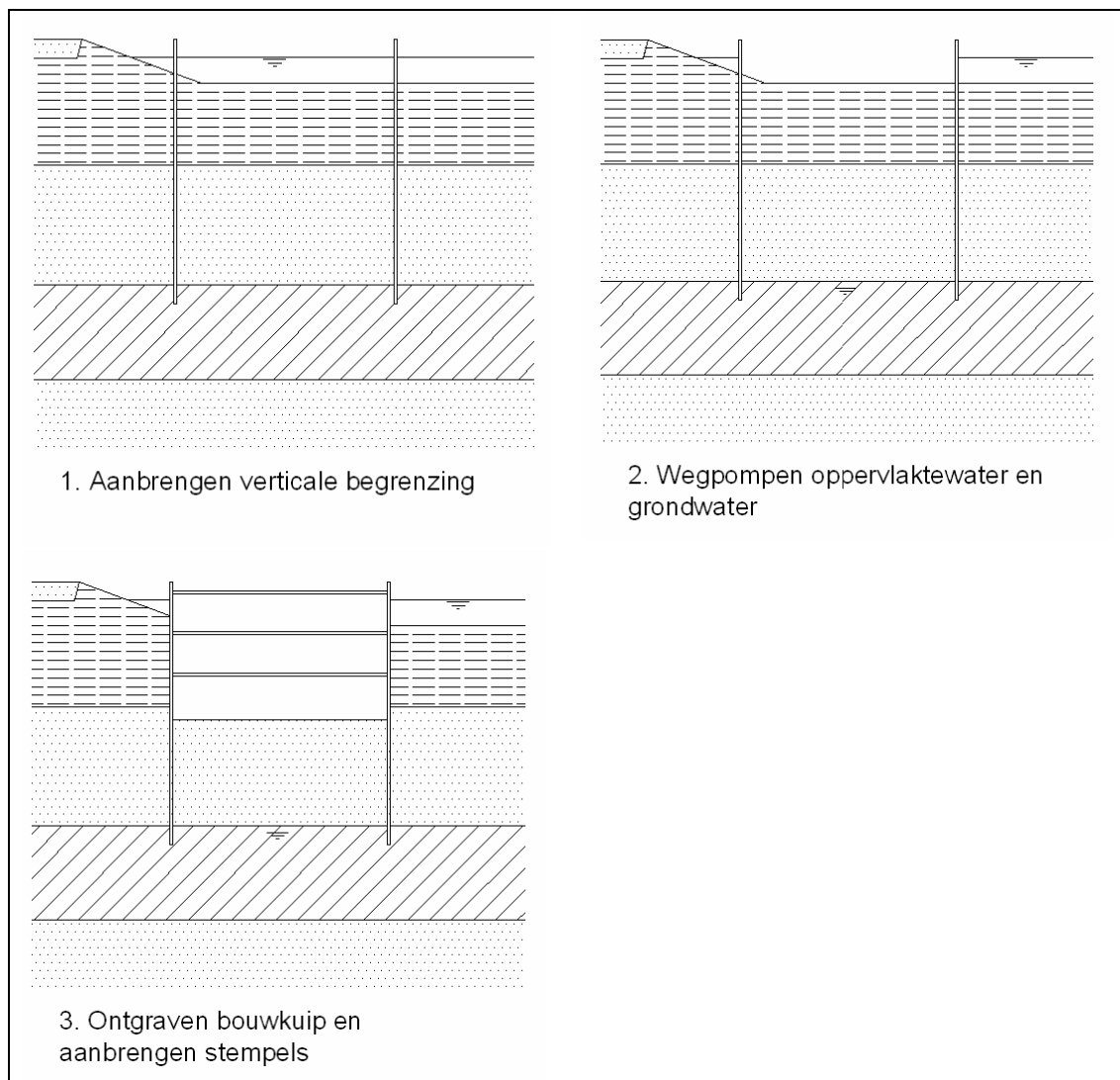
De palen moeten dus minimaal tot in de slappe laag van Kedichem aangebracht worden. De goedkoopste methode is het heien van geprefabriceerde palen met een onderwater-heiblok. Aan de kop van deze palen zitten ribbels, waardoor de palen goed hechten aan het onderwaterbeton. Men moet wel beseffen dat het heien door de zandlaag een behoorlijk zwaar werk zal zijn. Er zullen daarom palen met een hoge betonkwaliteit en een hoge voorspanning gebruikt dienen te worden.

Deze uitvoeringsmethode kan zowel worden gekozen voor een staalfundering als voor een paalfundering. Indien er voor een paalfundering wordt gekozen, moeten de palen tot in de tweede draagkrachtige laag worden geheid. Ze moeten dan minimaal

30 m lang worden. Dit is nog net mogelijk met geprefabriceerde betonnen palen. Er zal echter wel goed onderzocht moeten worden hoe diep die tweede zandlaag zich werkelijk bevindt. Ook een paal-plaatfundering is mogelijk. In dit geval wordt de belasting zowel door de palen afgedragen als door de plaat.

2.3 Bouwkuip met natuurlijke bodemafluiting

In Rotterdam bevindt zich een slecht waterdoorlatende laag: de Laag van Kedichem. Door combiwanden tot in deze laag te slaan hoeft er niet meer met onderwaterbeton en trekpalen gewerkt te worden. De uitvoering gaat volgens de volgende stappen (Figuur 2.6):



Figuur 2.6 Uitvoering bouwkuip met natuurlijke bodemafluiting

1. Aanbrengen verticale begrenzing. Deze bestaat weer uit combiwanden.
2. Wegpompen oppervlaktewater en grondwater.
3. Ontgraven bouwkuip en aanbrengen stempels.

Stap 2 en 3 kunnen gelijktijdig plaatsvinden. Omdat er in de droge gewerkt gaat worden, dient er grote aandacht besteed te worden aan de aansluitingen van de combiwand. Deze moeten goed waterdicht zijn en mogen dus niet uit het slot lopen.

Dit geldt ook voor het vorige alternatief, maar bij dat alternatief zijn de wanden korter en hoeven ze alleen waterdicht te zijn over de hoogte waarover ontgraven wordt.

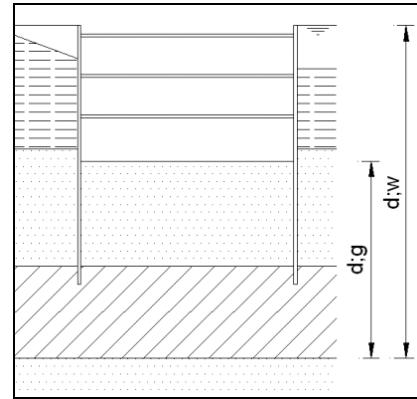
In het bijzonder in de hoeken van de bouwkuis is het moeilijk om de damwanden goed op elkaar te laten aansluiten zonder dat er lekken ontstaan. Dit komt doordat damwanden vrijwel nooit helemaal kaarsrecht de grond ingaan, zeker niet over zo'n grote diepte. Dat maakt dit alternatief zeer risicovol.

Een korte berekening toont aan dat de kleilaag bij een ontgraving tot NAP -19 m niet zal opbarsten (Figuur 2.7):

$$\sigma_{w;d} = \gamma_{f;g;u} \cdot \gamma_w \cdot d_w = 1,0 \cdot 10 \cdot 54 = 540 \text{ kN/m}^2;$$

$$\sigma_{g;d} = \frac{\gamma_g}{\gamma_{m;g}} \cdot d_g = \frac{20}{1,1} \cdot 32 = 582 \text{ kN/m}^2;$$

De rekenwaarde van het gewicht van de bovengelegen grond is dus groter dan de rekenwaarde van de opwaartse kracht van het grondwater.

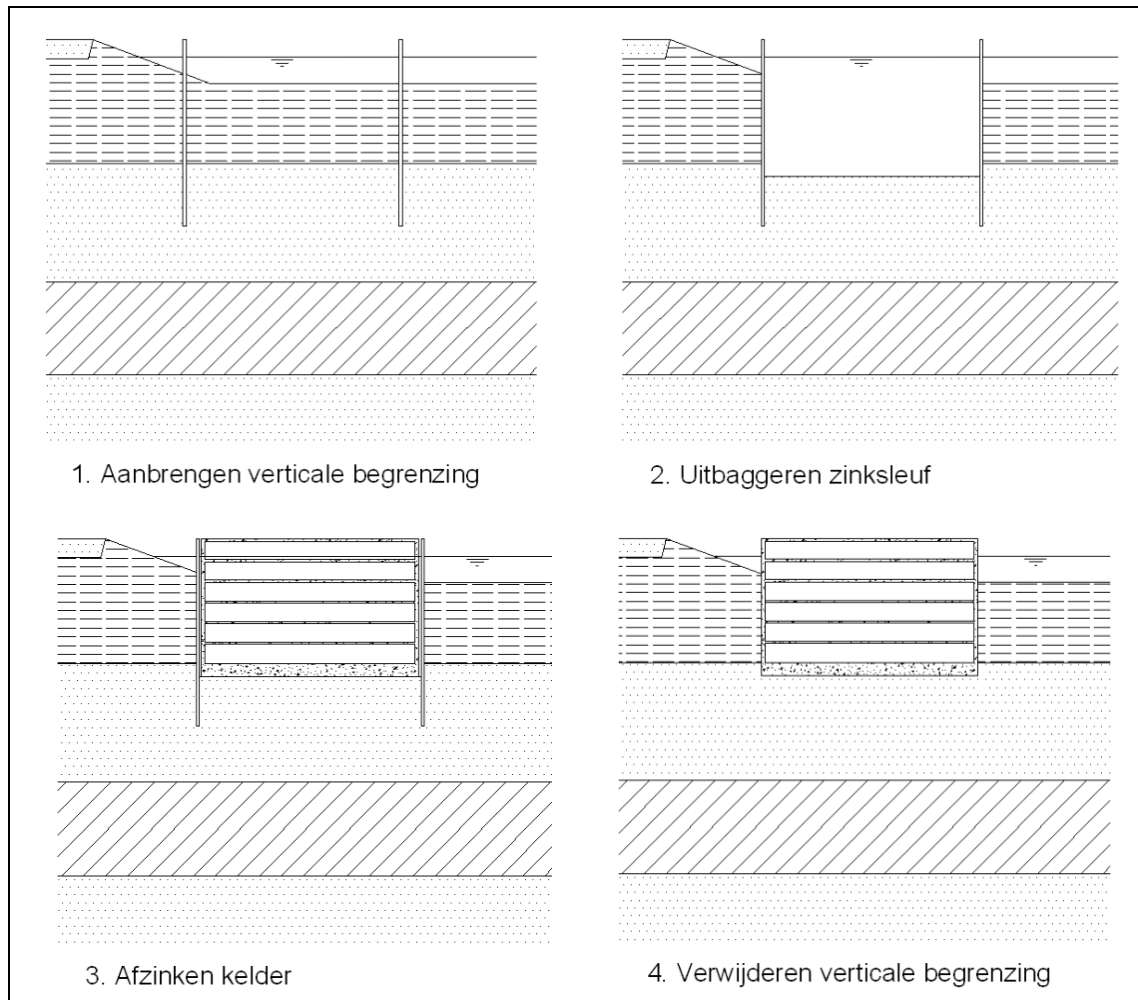


Figuur 2.7 Berekening evenwicht

Er kan dus volledig in den droge gewerkt worden. Bij deze uitvoeringsmethode kan zowel een fundering op palen worden toegepast als een staalfundering. Er kan ook gekozen worden of er alleen tijdens de uitvoering bemalen zal worden of dat er ook in het gebruiksstadium bemalen wordt. Het laatste noemt men het polderprincipe. Bij het toepassen van het polderprincipe kunnen bijvoorbeeld trekkrachten in de fundering worden voorkomen bij een maximale windbelasting, terwijl zonder bemaling in het gebruiksstadium de zettingen minder groot zullen zijn doordat de totale druk op de ondergrond minder groot wordt.

2.4 Afzinkkelder

In de Nederlandse tunnelbouw worden vaak tunnelsegmenten geprefabriceerd in een dok en daarna afgezonken in een uitgebaggerde sleuf. Hoewel dit ongebruikelijk is voor kelders, zou deze methode in principe ook hier toegepast kunnen worden. Figuur 2.8 laat zien hoe deze uitvoeringsmethode in zijn werk gaat.

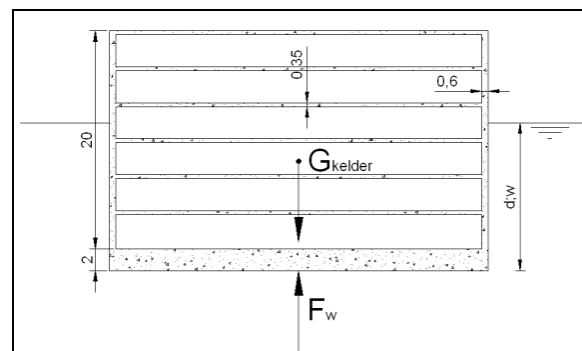


Figuur 2.8 Afzinken kelder in afzinksleuf

1. Aanbrengen verticale begrenzing. Deze bestaat uit combiwanden;
2. Uitbaggeren afzinksleuf;
3. Afzinken kelder;

Verwijderen verticale begrenzing. De kelder moet licht genoeg zijn om te blijven drijven, maar moet niet opdrijven als ze op haar plaats afgezonken wordt. Er wordt uitgegaan van een kelder als in Figuur 2.9. De kelder is 70 x 35 m. Er geldt dan:

$$G_{\text{kelder}} = 24 \cdot (70 \cdot 35 \cdot (6 \cdot 0,35 + 2) + 2 \cdot (70 + 35) \cdot 22 \cdot 0,6) \approx 308000 \text{ kN};$$



Figuur 2.9 Drijven van de kelder

De kelder blijft drijven als: $F_w = G_{\text{kelder}}$ (Figuur 2.9).

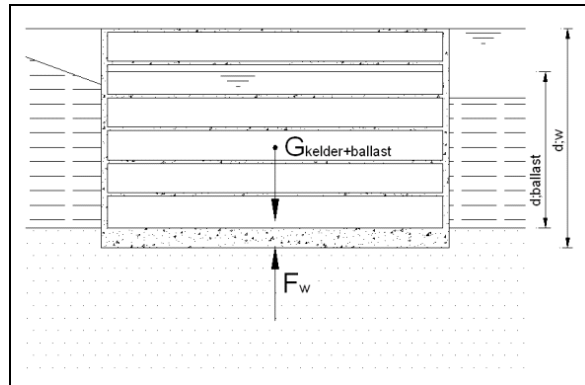
$$F_w = 10 \cdot 70 \cdot 35 \cdot d_w;$$

Dus:

$$d_w = 12,6 \text{ m};$$

De bodem van de haven ligt echter op NAP -4 m en de gemiddelde laagwaterstand is NAP -0,4 m. De kelder kan dus niet drijvend naar zijn plaats gebracht worden. Er moet dus een sleuf van te voren uitgebaggerd worden of de kelder moet met behulp van bijvoorbeeld extra pontons verplaatst worden.

Om de kelder te kunnen afzinken zal er ballast aangebracht moeten worden. Dit kan bijvoorbeeld door de kelder voor een deel met water te vullen (Figuur 2.10).



Figuur 2.10 Verticaal evenwicht door ballast

$$F_{w;d} = \gamma_{f;g;u} \cdot \gamma_w \cdot B \cdot L \cdot d_w = 1,0 \cdot 10 \cdot 35 \cdot 70 \cdot 22 = 539000 \text{ kN};$$

$$G_{\text{kelder+ballast};d} = \gamma_{f;g;u} \cdot (G_{\text{kelder}} + \gamma_w \cdot B \cdot L \cdot d_{\text{ballast}}) = 0,9 \cdot (308000 + 10 \cdot 35 \cdot 70 \cdot d_{\text{ballast}})$$

De kelder moet dus over een hoogte d_{ballast} met water gevuld worden:

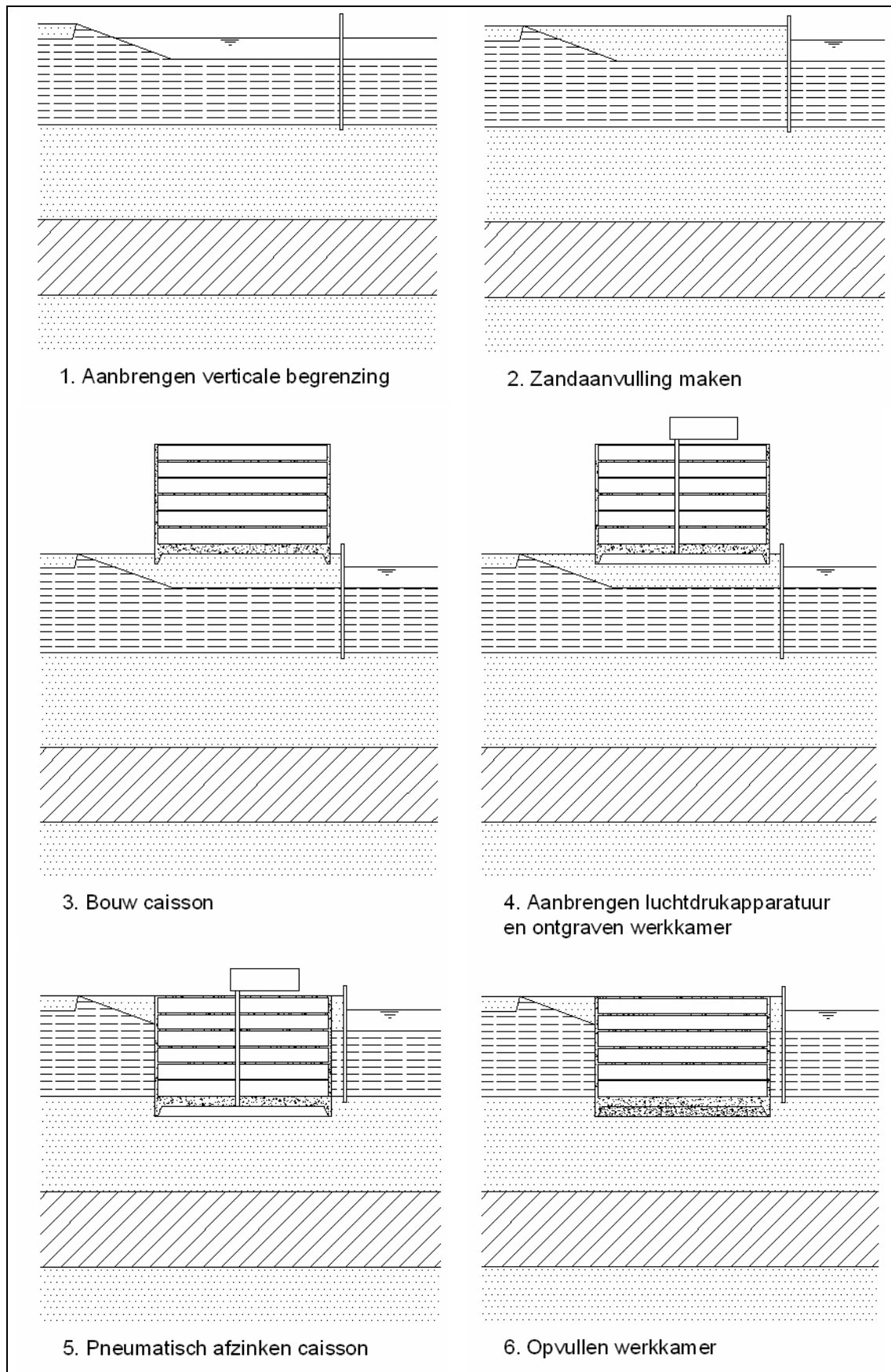
$$d_{\text{ballast}} = 11,9 \text{ m};$$

Naarmate er meer gewicht uit de bovenbouw op de kelder komt kan het water dat als ballast dient, weer weggepompt worden.

Hoewel er waarschijnlijk kosten bespaard worden door de kelder in een dok te bouwen, moeten er veel extra kosten gemaakt worden om de kelder naar zijn locatie te transporteren en af te zinken.

2.5 Pneumatisch caisson

De kelder kan ook pneumatisch worden afgezonken. Bij deze methode wordt de kelder bovengronds gebouwd en daarna langzaam afgezonken door in een werkkamer onder het caisson de grond met spuitlansen weg te spuiten, waarna de grond naar boven wordt afgevoerd. Figuur 2.11 toont deze uitvoeringsmethode.



Figuur 2.11 Pneumatisch afzinken caisson

1. Aanbrengen horizontale begrenzing;

2. Zandaanvulling maken;
3. Bouw caisson;
4. Ontgraven werkkamer en aanbrengen luchtdrukapparatuur;
5. Pneumatisch afzinken caisson;
6. Opvullen werkkamer.

Ook voor deze methode geldt dat er ballast aangebracht moet worden om de kelder te kunnen afzinken. Omdat op de locatie nu nog water is, moet er eerst een zandaanvulling gemaakt worden. Dit veroorzaakt extra kosten. Bovendien zal het moeilijk zijn om de wand bij de haven stabiel te krijgen. Het is niet mogelijk om een anker te gebruiken, want dan kan de caisson niet meer afgezonken worden. Er zal dan een soort tijdelijke stempeling in de haven aangebracht worden, maar dit kan de scheepvaart hinderen.

Verder blijkt uit onderzoek [13] dat een pneumatisch caisson vrijwel altijd duurder is dan meer conventionele methoden. Deze methode voor kelders is wel toegepast door de Nederlandse Bank, maar dit was vooral uit beveiligingsoverwegingen.

2.6 Afweging alternatieven

Om een keuze tussen de alternatieven te maken, is van belang om te weten of er een staalfundering of een paalfundering toegepast gaat worden. Er wordt voorlopig uitgegaan van een fundering op staal, omdat de bodem van de kelder in de draagkrachtige zandlaag ligt. Later zal er gekeken worden of de zettingen en de rotatie bij een staalfundering niet te groot zullen zijn.

Allerdrie de hierboven genoemde alternatieven zijn mogelijk voor een fundering op staal. Tabel 2.1 geeft de belangrijkste voor- en nadelen van de verschillende alternatieven.

Alternatief	Voordelen	Nadelen
Bouwkuip met trekpalen en onderwaterbeton	- relatief korte damwanden nodig; - veel ervaring met methode;	- aanbrengen van palen onder water; - onderwaterbetonvloer nodig;
Bouwkuip met natuurlijke bodemafluiting	- geen palen nodig; - geen speciale waterdichte laag nodig; - er kan in den droge gewerkt worden;	- lange damwanden nodig; - gevoelig voor lekkage van de damwanden; - zeer grote risico's bij uitvoering;
Afzinken kelder in afzinksleuf	- relatief korte damwanden nodig; - geen palen nodig; - geen speciale waterdichte laag nodig; - kelder kan in een dok gebouwd worden;	- transport naar locatie is duur; - veel ballast nodig om af te zinken; - afzinken is moeilijk indien afzinksleuf gestempeld moet worden;
Pneumatisch caisson	- geen palen nodig; - geen speciale waterdichte laag nodig; - kelder kan bovengronds gebouwd worden;	- zandaanvulling nodig; - damwand bij haven niet stabiel; - werken onder hoge druk is duur; - veel ballast nodig om af te zinken;

Tabel 2.1 Voor- en nadelen van de alternatieven

Doordat de afzinkkelder een te grote diepgang heeft om zelf te drijven, worden de transportkosten van dit alternatief zo hoog dat het al niet meer aantrekkelijk is om deze methode toe te passen.

Het toepassen van een pneumatisch caisson is erg duur, doordat er eerst een zandaanvulling gemaakt dient te worden en doordat het werken onder hoge druk ook allerlei extra kosten met zich mee brengt.

De bouwkuip met natuurlijke bodemafluiting is een aantrekkelijke methode, omdat er voor deze methode geen palen of onderwaterbetonvloer aangebracht hoeven te worden. Echter, de kans dat ergens een lek ontstaat in de verticale begrenzing, maakt deze methode erg risicovol. Niet alleen heeft dit rampzalige gevolgen voor de bouw, ook de omgeving kan hiervan gevolgen ondervinden door een onaanvaardbare daling van de grondwaterspiegel.

Er wordt gekozen voor een **bouwkuip met trekpalen en onderwaterbetonvloer**. Met deze methode is in Nederland al erg veel ervaring opgedaan.

3. Fundering

3.1 Inleiding

De bodem van de kelder komt te liggen in een draagkrachtige zandlaag. Daarom ligt het voor de hand om na te gaan of een fundering op staal mogelijk is voor de V-tower. De fundering dient getoetst te worden aan de uiterste grenstoestand (type 1) en aan de bruikbaarheidsgrenstoestand (type 2). Bij geotechnische constructies is de uiterste grenstoestand opgedeeld in twee typen [21]:

- 1A: een uiterste grenstoestand, waarbij in de grond of op de grens van de constructie en de grond een bezwijkmechanisme optreedt.
- 1B: een uiterste grenstoestand, waarin zodanige vervormingen in de geotechnische constructie optreden dat niet meer voldaan is aan de eis van de veiligheid.

Grenstoestand 2 is gedefinieerd als een bruikbaarheidsgrenstoestand die ten gevolge van vervormingen in de (geotechnische) constructie leidt tot ongewenst verlies van bruikbaarheid, schade of hoge onderhoudskosten.

Bij staalfunderingen blijkt dat in de praktijk grenstoestand 1B nooit maatgevend is ten opzichte van type 2. Grenstoestand 1B wordt impliciet getoetst door grenstoestand 2 te toetsen [21].

Voor grenstoestand 1A moet er aan twee zaken voldaan worden:

- De totale verticale belasting dient niet de maximale draagkracht van de grond te overschrijden;
- De constructie dient niet horizontaal te glijden.

Bij grenstoestand 2 worden twee zaken getoetst:

- De zakking van het gebouw;
- De rotatie van de fundering. In deel 2 van dit onderzoek is aangenomen dat deze rotatie niet groter is dan 1/1000.

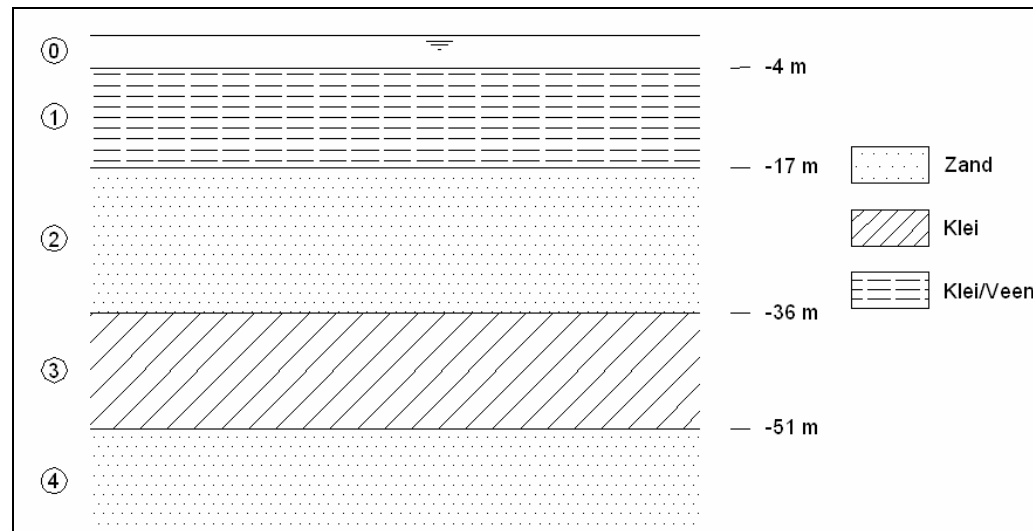
3.2 Algemeen

Om de fundering te toetsen moeten eerst enkele algemene zaken bekend zijn.

Geotechnische categorie, veiligheidsklasse, geometrie en bodemopbouw

Volgens NEN 6740 [15] behoort de fundering tot Geotechnische Categorie 3. De veiligheidsklasse is 3 volgens NEN 6702 [14].

De locatie waar de kelder komt ligt voor het grootste deel in het water. Dit is al beschreven in het vorige hoofdstuk. De locatie van de kelder ligt voor een klein deel in een talud, het grootste deel ligt in de vlakke bodem van de Spoorweghaven. Voor de verdere berekening wordt er uitgegaan van een vereenvoudigde bodemopbouw (Figuur 3.1).



Figuur 3.1 Vereenvoudigde bodemopbouw

Hierbij bestaat de bovenste laag volledig uit water. Normaal gesproken schommelt deze waterstand tussen NAP +1,2 m en NAP -0,4 m. De maximale waterstand is NAP +3 m. De minimale waterstand is ongeveer NAP -1,5 m.

Tabel 3.1 geeft de bodemopbouw met representatieve parameters in oorspronkelijke toestand. De grondparameters zijn afgeleid uit tabel 1 van NEN 6740.

Laag	Dikte (m)	Soort	γ (kN/m ³)	Φ' (°)	c' (kPa)	f_{undr} (kPa)
0	2,5 – 7	Water	10	-	-	-
1	13	Klei/veen	14	17,5	-	25
2	19	Verz. zand	21	35	-	-
3	15	Vaste klei	20	22,5	25	120
4	>20	Verz. zand	21	35	-	-

Tabel 3.1 Representatieve waarden grondparameters

Deze representatieve waarden moeten gedeeld worden door een partiële materiaalfactor (Tabel 3.2). [15]

Factor	Werkend op	grenstoestanden		
		1A / 1B (uiterste)		2 (bruikbaarheid)
		gunstig	ongunstig	
$\gamma_{m,g}$	Volumieke massa grond	1,1	1	1
$\gamma_{m,\Phi'}$	Tangent hoek inwendige wrijving	1,15	1	1
$\gamma_{m,c'}$	Cohesie	1,6	1	1
$\gamma_{m,fundr}$	Ongedraineerde schuifsterkte	1,35	1	1

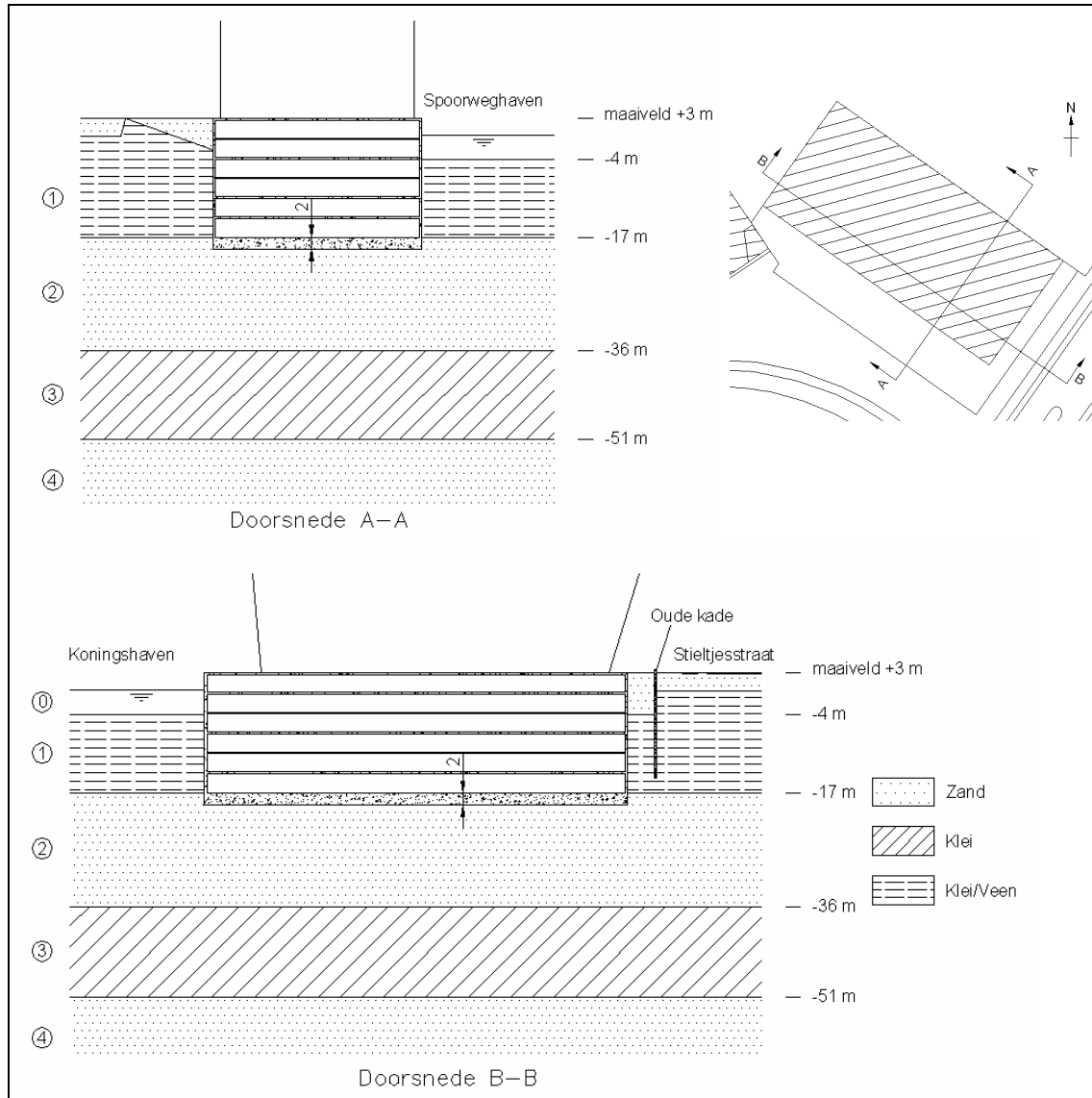
Tabel 3.2 Materiaalfactoren grondeigenschappen

De rekenwaarden voor grenstoestand 1A worden dan:

Laag	Dikte (m)	Soort	γ (kN/m ³)	Φ' (°)	c' (kPa)	f_{undr} (kPa)
0	2,5 – 7	Water	10	-	-	-
1	13	Klei/veen	12,7	15,2	-	18,5
2	19	Verz. zand	19,1	30,4	-	-
3	15	Vaste klei	18,2	19,6	15,6	88,9
4	>20	Verz. zand	19,1	30,4	-	-

Tabel 3.3 Rekenwaarden grondparameters

De kelder is 70 m lang en 35 m breed. De bovenkant van de onderste vloer ligt op 20 m onder het maaiveld, dus op NAP -17 m. Er wordt bij de berekening uitgegaan van een betonnen funderingsplaat met een dikte van 2 m. Aan de landkant zal de bodem aangevuld worden met zand tot aan maaiveld. Dwarsdoorsneden na voltooiing zijn gegeven in Figuur 3.2.



Figuur 3.2 Dwarsdoorsneden van de kelder en de bodem

Belastingen

De belangrijkste belastingen op de fundering dienen bekend te zijn. Deze zullen hieronder behandeld worden.

- Verticale belasting

Het gewicht van de bovenbouw is bekend (bijlage 4):

$$G_{\text{bovenbouw}} \approx 600 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

Het gewicht van de kelder met de funderingsplaat kan globaal berekend worden. Het volumiek gewicht van de kelder wordt aangenomen als 3 kN/m^3 :

$$G_{\text{kelder+plaat}} = 35 \cdot 70 \cdot 20 \cdot 3 + 35 \cdot 70 \cdot 2 \cdot 24 \approx 265 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

Dit geeft als representatieve verticale belasting:

$$G_{\text{totaal;rep}} = 865 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

De rekenwaarde wordt:

$$G_{\text{totaal;d}} = 1,35 \cdot 865 \cdot 10^3 \text{ kN} = 1,17 \cdot 10^6 \text{ kN (ongunstig werkend)};$$

$$G_{\text{totaal;d}} = 0,9 \cdot 865 \cdot 10^3 \text{ kN} = 779 \cdot 10^3 \text{ kN (gunstig werkend)};$$

- Horizontale belasting

De horizontale belasting wordt veroorzaakt door de wind (zie deel 2, hoofdstuk 5) en door een verschil in hoogte van de grond aan weerszijden van de kelder. Er zal weer in twee richtingen gekeken worden (Figuur 3.3).

$$F_{h;\text{wind;rep;l}} = 13,6 \cdot 10^3 \text{ kN},$$

$$\text{dus } F_{h;\text{wind;d;l}} = 1,5 \cdot 13,6 \cdot 10^3 = 20,4 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

$$F_{h;\text{wind;rep;ll}} = 14,1 \cdot 10^3 \text{ kN},$$

$$\text{dus } F_{h;\text{wind;d;ll}} = 1,5 \cdot 14,1 \cdot 10^3 = 21,2 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

De horizontale belasting door de gronddruk wordt globaal berekend. Er wordt uitgegaan van een minimale grondwaterstand (NAP 0 m) aan de landkant. Hierdoor ontstaat de hoogste korrelspanning. De korrelspanningen kunnen dan berekend worden:

$$\sigma'_{-19;1} = (3 \cdot 17 + 4 \cdot 21 + 13 \cdot 14 + 2 \cdot 21) - (19 \cdot 10) = 169 \text{ kPa};$$

$$\sigma'_{-19;2} = (13 \cdot 14 + 2 \cdot 21) - (15 \cdot 10) = 74 \text{ kPa};$$

Bij een neutrale gronddruk geldt voor de horizontale gronddrukken ongeveer:

$$\sigma_{h;-19;1} = 0,5 \cdot 169 = 84,5 \text{ kPa};$$

$$\sigma_{h;-19;2} = 0,5 \cdot 74 = 37,0 \text{ kPa};$$

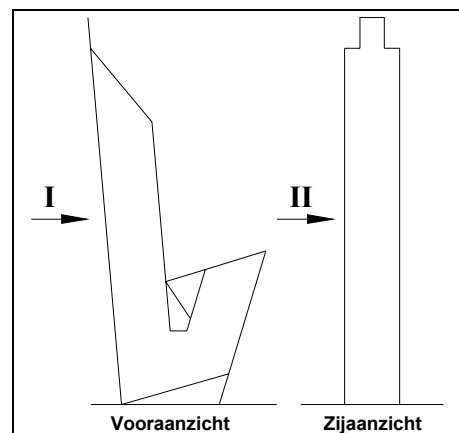
Het spanningsverloop wordt vereenvoudigd tot een driehoek (Figuur 3.4). Er geldt dan voor richting I:

$$F_{h;g;\text{rep;1}} = 0,5 \cdot 84,5 \cdot 22 \cdot 35 = 32,5 \cdot 10^3 \text{ kN met } x_1 = 1/3 \cdot 22 = 7,3 \text{ m};$$

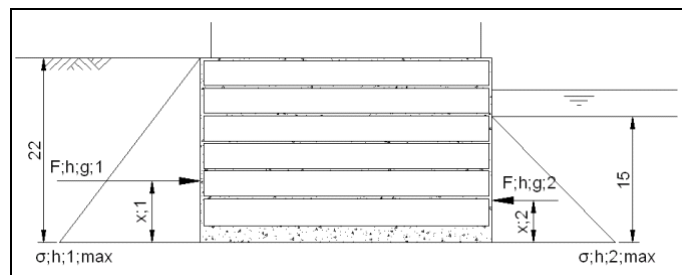
$$F_{h;g;\text{rep;2}} = 0,5 \cdot 37,0 \cdot 15 \cdot 35 = 9,7 \cdot 10^3 \text{ kN met } x_2 = 1/3 \cdot 15 = 5,0 \text{ m};$$

Dit resulteert in een horizontale kracht en een moment:

$$F_{h;g;\text{rep;l}} = 32,5 \cdot 10^3 - 9,7 \cdot 10^3 = 22,8 \cdot 10^3 \text{ kN met } x = 7,3 \text{ m};$$



Figuur 3.3 Richtingen van de windbelasting



Figuur 3.4 Horizontale grondspanningen op de constructie

$$M_{g,rep;l} = 9,7 \cdot 10^3 \cdot (7,3 - 5,0) = 22,3 \cdot 10^3 \text{ kNm};$$

$$F_{h,g;d;l} = 1,2 \cdot 32,5 \cdot 10^3 - 0,9 \cdot 9,7 \cdot 10^3 = 30,3 \cdot 10^3 \text{ kN met } x = 7,3 \text{ m};$$

$$M_{g;d;l} = 0,9 \cdot 9,7 \cdot 10^3 \cdot (7,3 - 5,0) = 20,1 \cdot 10^3 \text{ kNm};$$

Voor richting II geldt:

$$F_{h,g,rep;1} = 0,5 \cdot 84,5 \cdot 22 \cdot 70 = 65,1 \cdot 10^3 \text{ kN met } x_1 = 1/3 \cdot 22 = 7,3 \text{ m};$$

$$F_{h,g,rep;2} = 0,5 \cdot 37,0 \cdot 15 \cdot 70 = 19,4 \cdot 10^3 \text{ kN met } x_2 = 1/3 \cdot 15 = 5,0 \text{ m};$$

Dus:

$$F_{h,g,rep;II} = 65,1 \cdot 10^3 - 19,4 \cdot 10^3 = 45,7 \cdot 10^3 \text{ kN met } x = 7,3 \text{ m};$$

$$M_{g,rep;II} = 19,4 \cdot 10^3 \cdot (7,3 - 5,0) = 44,6 \cdot 10^3 \text{ kNm};$$

$$F_{h,g;d;II} = 1,2 \cdot 65,1 \cdot 10^3 - 0,9 \cdot 19,4 \cdot 10^3 = 60,7 \cdot 10^3 \text{ kN met } x = 7,3 \text{ m};$$

$$M_{g;d;II} = 0,9 \cdot 19,4 \cdot 10^3 \cdot (7,3 - 5,0) = 40,2 \cdot 10^3 \text{ kNm};$$

- Moment

De wind en de grond veroorzaken een moment op de fundering. Het moment veroorzaakt door de grond is hierboven al genoemd. Het windmoment op begane grond niveau is voor de verschillende richtingen:

$$M_{wind,rep;l} = 1,58 \cdot 10^6 \text{ kNm, dus } M_{wind;d;l} = 1,5 \cdot 1,58 \cdot 10^6 = 2,37 \cdot 10^6 \text{ kNm};$$

$$M_{wind,rep;II} = 1,25 \cdot 10^6 \text{ kNm, dus } M_{wind;d;II} = 1,5 \cdot 1,25 \cdot 10^6 = 1,88 \cdot 10^6 \text{ kNm};$$

Deze waarden gelden voor maaiveld. Op de diepte van de fundering moet hier nog de horizontale kracht maal de arm bij opgeteld worden. De momenten op funderingsniveau worden dan:

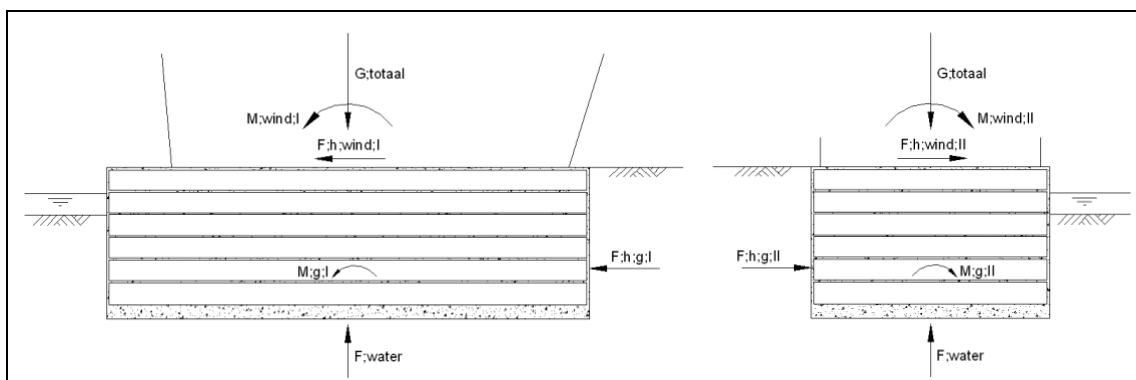
$$M_{s,rep;l} = M_{wind,rep;l} + F_{h,wind,rep;l} \cdot 22 + M_{g,rep;l} + F_{h,g,rep;l} \cdot 7,3 = 2,07 \cdot 10^6 \text{ kNm};$$

$$M_{s;d;l} = M_{wind;d;l} + F_{h,wind;d;l} \cdot 22 + M_{g;d;l} + F_{h,g;d;l} \cdot 7,3 = 3,06 \cdot 10^6 \text{ kNm};$$

$$M_{s,rep;II} = M_{wind,rep;II} + F_{h,wind,rep;II} \cdot 22 + M_{g,rep;II} + F_{h,g,rep;II} \cdot 7,3 = 1,94 \cdot 10^6 \text{ kNm};$$

$$M_{s;d;II} = M_{wind;d;II} + F_{h,wind;d;II} \cdot 22 + M_{g;d;II} + F_{h,g;d;II} \cdot 7,3 = 2,83 \cdot 10^6 \text{ kNm};$$

Figuur 3.5 geeft alle belastingen op de fundering weer.



Figuur 3.5 Belastingen op de fundering

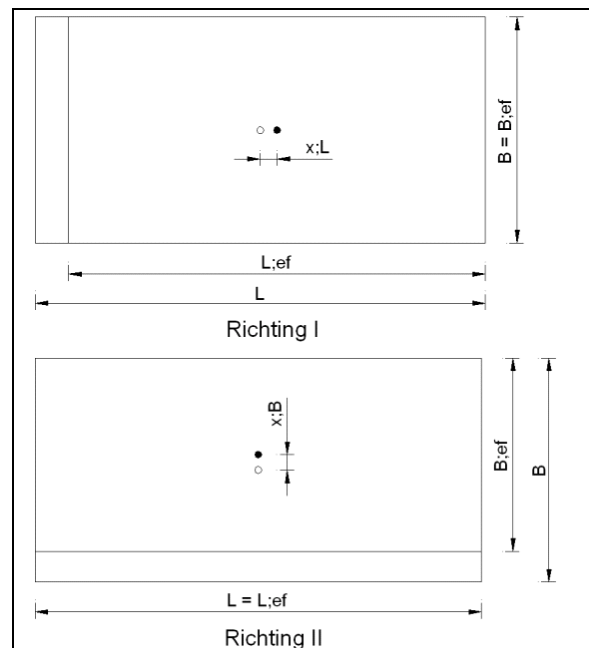
3.3 Maximale draagkracht op het funderingsoppervlak

Aan de hand van NEN 6744 [16] kan de maximale draagkracht op het funderingsoppervlak bepaald worden. Het uitwendig moment wordt hierbij in rekening gebracht door de verticale belasting $F_{s;v;d}$ te verschuiven over een afstand x :

$$M_{s;d} = x \cdot F_{s;v;d}$$

Er zullen twee gevallen behandeld worden:

- Geval 1: Een ongunstig werkende G_{totaal} met een minimale grondwaterstand (NAP 0 m);
- Geval 2: Een gunstig werkende G_{totaal} met een maximale grondwaterstand (NAP +3 m);



Figuur 3.6 Bepaling effectief funderingsoppervlak

In geval 1 is de totale verticale belasting het grootst en er moet gecontroleerd worden of de bodem deze belasting kan opnemen. In geval 2 is de verticale belasting het kleinst, wat leidt tot een kleiner effectief oppervlak. Er moet gecontroleerd worden of de belasting kan worden afgedragen aan dit kleine oppervlak.

In richting I, geval 1:

$$F_{s;v;d} = G_{\text{totaal}} - F_{\text{water}} = 1,17 \cdot 10^6 - 35 \cdot 70 \cdot 19 \cdot 10 = 705 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

$$x_L = 3,06 / 0,705 = 4,3 \text{ m};$$

$$L_{\text{ef}} = 70 - 2 \cdot 4,3 = 61,4 \text{ m};$$

$$B_{\text{ef}} = 35 \text{ m};$$

$$A_{\text{ef}} = 61,4 \cdot 35 = 2149 \text{ m}^2;$$

In richting I, geval 2:

$$F_{s;v;d} = G_{\text{totaal}} - F_{\text{water}} = 779 \cdot 10^3 - 35 \cdot 70 \cdot 22 \cdot 10 = 240 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

$$x_L = 3,06 / 0,240 = 12,8 \text{ m};$$

$$L_{\text{ef}} = 70 - 2 \cdot 12,8 = 44,4 \text{ m};$$

$$B_{\text{ef}} = 35 \text{ m};$$

$$A_{\text{ef}} = 44,4 \cdot 35 = 1554 \text{ m}^2;$$

In richting II, geval 1:

$$x_B = 2,83 / 0,705 = 4,0 \text{ m};$$

$$L_{\text{ef}} = 70 \text{ m};$$

$$B_{\text{ef}} = 35 - 2 \cdot 4,0 = 27 \text{ m};$$

$$A_{\text{ef}} = 70 \cdot 27 = 1890 \text{ m}^2;$$

In richting II, geval 2:

$$x_B = 2,83 / 0,240 = 11,8 \text{ m};$$

$$L_{\text{ef}} = 70 \text{ m};$$

$$B_{\text{ef}} = 35 - 2 \cdot 11,8 = 11,4 \text{ m};$$

$$A_{\text{ef}} = 70 \cdot 11,4 = 798 \text{ m}^2;$$

Omdat onder de draagkrachtige zandlaag zich een cohesieve kleilaag bevindt, moet er zowel een berekening in ongedraineerde als gedraineerde toestand worden gemaakt.

Ongedraineerde toestand

De draagkracht moet in deze toestand worden bepaald volgens doorponzen. De fundering wordt beschouwd als een fictieve fundering aan de bovenkant van de Laag van Kedichem. Het effectieve funderingsoppervlak moet over een hoek van 8° worden doorgezet tot aan de bovenkant van de kleilaag (Figuur 3.7):

$$(36-19) \cdot \tan(8) = 2,4 \text{ m};$$

- Richting I, geval 1

$$L_{ef} = 61,4 + 2 \cdot 2,4 = 66,2 \text{ m};$$

$$B_{ef} = 35 + 2 \cdot 2,4 = 39,8 \text{ m};$$

$$A_{ef} = 2635 \text{ m}^2;$$

$$\sigma'_{\max;d} = (\pi + 2) \cdot f_{undr;d} \cdot s_c \cdot i_c + \sigma'_{v;z;o;d}$$

$$i_c = 0,5 \cdot \left(1 + \left(1 - \frac{F_{s;h;d}}{A_{ef} \cdot f_{undr;d}} \right)^{0,5} \right)$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B_{ef}}{L_{ef}}$$

$$f_{undr;d} = 88,9 \text{ kPa};$$

$$F_{s;h;d} = 20,4 \cdot 10^3 + 30,3 \cdot 10^3 = 50,7 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

$$i_c = 0,943;$$

$$s_c = 1,12;$$

$$\sigma'_{v;z;o;d} = 0,9 \cdot (13 \cdot 14 + 19 \cdot 21) - 32 \cdot 10 = 203 \text{ kPa};$$

$$\sigma'_{\max;d} = 483 + 203 = 686 \text{ kPa};$$

$$\text{Dus: } F_{r;v;d} = \sigma'_{\max;d} \cdot A_{ef} = 1,81 \cdot 10^6 \text{ kN};$$

$$F_{s;v;d} = 705 \cdot 10^3 + 17 \cdot 70 \cdot 35 \cdot 11 = 1,16 \cdot 10^6 \text{ kN};$$

In richting I, geval 1 is dus voldaan aan de eis van grenstoestand 1A, want:

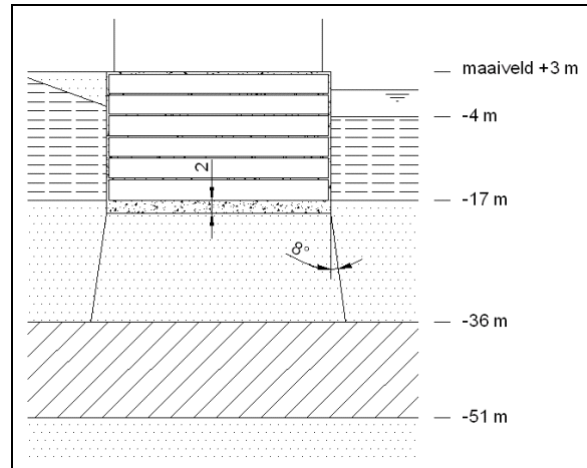
$$F_{s;v;d} < F_{r;v;d};$$

- Richting I, geval 2

$$L_{ef} = 44,4 + 2 \cdot 2,4 = 49,2 \text{ m};$$

$$B_{ef} = 35 + 2 \cdot 2,4 = 39,8 \text{ m};$$

$$A_{ef} = 1958 \text{ m}^2;$$



Figuur 3.7 Principe van doorponzen

$$\begin{aligned}
 f_{\text{undr;d}} &= 88,9 \text{ kPa}; \\
 F_{\text{s;h;d}} &= 20,4 \cdot 10^3 + 30,3 \cdot 10^3 = 50,7 \cdot 10^3 \text{ kN}; \\
 i_c &= 0,921; \\
 s_c &= 1,16; \\
 \sigma'_{\text{v;z;o;d}} &= 203 \text{ kPa};
 \end{aligned}$$

$$\sigma'_{\text{max;d}} = 488 + 203 = 691 \text{ kPa};$$

$$\text{Dus: } F_{\text{r;v;d}} = \sigma'_{\text{max;d}} \cdot A_{\text{ef}} = 1,35 \cdot 10^6 \text{ kN};$$

$$F_{\text{s;v;d}} = 240 \cdot 10^3 + 17 \cdot 70 \cdot 35 \cdot 11 = 698 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

In richting I, geval 2 is dus voldaan aan de eis van grenstoestand 1A, want:

$$F_{\text{s;v;d}} < F_{\text{r;v;d}};$$

- Richting II, geval 1

$$L_{\text{ef}} = 70 + 2 \cdot 2,4 = 74,8 \text{ m};$$

$$B_{\text{ef}} = 27 + 2 \cdot 2,4 = 31,8 \text{ m};$$

$$A_{\text{ef}} = 2379 \text{ m}^2;$$

$$\begin{aligned}
 f_{\text{undr;d}} &= 88,9 \text{ kPa}; \\
 F_{\text{s;h;d}} &= 21,2 \cdot 10^3 + 60,7 \cdot 10^3 = 81,9 \cdot 10^3 \text{ kN}; \\
 i_c &= 0,891; \\
 s_c &= 1,09; \\
 \sigma'_{\text{v;z;o;d}} &= 203 \text{ kPa};
 \end{aligned}$$

$$\sigma'_{\text{max;d}} = 444 + 203 = 647 \text{ kPa};$$

$$\text{Dus: } F_{\text{r;v;d}} = \sigma'_{\text{max;d}} \cdot A_{\text{ef}} = 1,54 \cdot 10^6 \text{ kN};$$

$$F_{\text{s;v;d}} = 1,16 \cdot 10^6 \text{ kN};$$

In richting II, geval 1 is dus voldaan aan de eis van grenstoestand 1A, want:

$$F_{\text{s;v;d}} < F_{\text{r;v;d}};$$

- Richting II, geval 2

$$L_{\text{ef}} = 70 + 2 \cdot 2,4 = 74,8 \text{ m};$$

$$B_{\text{ef}} = 11,4 + 2 \cdot 2,4 = 16,2 \text{ m};$$

$$A_{\text{ef}} = 1212 \text{ m}^2;$$

$$\begin{aligned}
 f_{\text{undr;d}} &= 88,9 \text{ kPa}; \\
 F_{\text{s;h;d}} &= 21,2 \cdot 10^3 + 60,7 \cdot 10^3 = 81,9 \cdot 10^3 \text{ kN}; \\
 i_c &= 0,745; \\
 s_c &= 1,04; \\
 \sigma'_{\text{v;z;o;d}} &= 203 \text{ kPa};
 \end{aligned}$$

$$\sigma'_{\text{max;d}} = 354 + 203 = 557 \text{ kPa};$$

$$\text{Dus: } F_{\text{r;v;d}} = \sigma'_{\text{max;d}} \cdot A_{\text{ef}} = 675 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

$$F_{\text{s;v;d}} = 698 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

In richting II, geval 2 wordt in deze berekening dus niet voldaan aan de eis van grenstoestand 1A, want:

$$F_{s,v;d} > F_{r,v;d};$$

Er is echter gerekend met de horizontale belasting en het moment dat berekend is bij een aanname van een minimale grondwaterstand, terwijl bovenstaande berekening geldt voor een maximale grondwaterstand. De waarden voor horizontale belasting en moment zullen hieronder berekend worden bij een maximale grondwaterstand.

Zie Figuur 3.8:

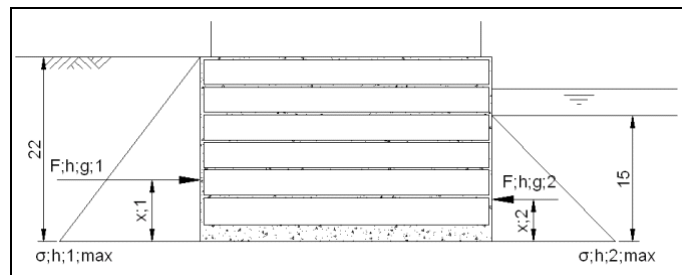
$$\sigma'_{-19;1} = (7 \cdot 21 + 13 \cdot 14 + 2 \cdot 21) - (22 \cdot 10) = 151 \text{ kPa};$$

$$\sigma'_{-19;2} = (13 \cdot 14 + 2 \cdot 21) - (15 \cdot 10) = 74 \text{ kPa};$$

Bij een neutrale gronddruk geldt voor de horizontale gronddrukken ongeveer:

$$\sigma_{h;-19;1} = 0,5 \cdot 151 = 75,5 \text{ kPa};$$

$$\sigma_{h;-19;2} = 0,5 \cdot 74 = 37,0 \text{ kPa};$$



Figuur 3.8 Horizontale grondspanningen op de constructie

Voor richting II geldt:

$$F_{h;g;rep;1} = 0,5 \cdot 75,5 \cdot 22 \cdot 70 = 58,1 \cdot 10^3 \text{ kN met } x_1 = 1/3 \cdot 22 = 7,3 \text{ m};$$

$$F_{h;g;rep;2} = 0,5 \cdot 37,0 \cdot 15 \cdot 70 = 19,4 \cdot 10^3 \text{ kN met } x_2 = 1/3 \cdot 15 = 5,0 \text{ m};$$

Dus:

$$F_{h;g;d;II} = 1,2 \cdot 58,1 \cdot 10^3 - 0,9 \cdot 19,4 \cdot 10^3 = 52,3 \cdot 10^3 \text{ kN met } x = 7,3 \text{ m};$$

$$M_{g;d;II} = 0,9 \cdot 19,4 \cdot 10^3 \cdot (7,3 - 5,0) = 40,2 \cdot 10^3 \text{ kNm};$$

Het totale moment is:

$$M_{s;d;II} = M_{wind;d;II} + F_{h;wind;d;II} \cdot 22 + M_{g;d;II} + F_{h;g;d;II} \cdot 7,3 = 2,77 \cdot 10^6 \text{ kNm};$$

De ongedraineerde berekening voor richting II, geval 2 kan nu opnieuw gemaakt worden:

$$x_B = 2,77 / 0,240 = 11,5 \text{ m};$$

$$L_{ef} = 70 \text{ m};$$

$$B_{ef} = 35 - 2 \cdot 11,5 = 12 \text{ m};$$

$$A_{ef} = 70 \cdot 12 = 840 \text{ m}^2;$$

$$L_{ef} = 70 + 2 \cdot 2,4 = 74,8 \text{ m};$$

$$B_{ef} = 12 + 2 \cdot 2,4 = 16,8 \text{ m};$$

$$A_{ef} = 1257 \text{ m}^2;$$

$$f_{undr;d} = 88,9 \text{ kPa};$$

$$F_{s;h;d} = 21,2 \cdot 10^3 + 52,3 \cdot 10^3 = 73,5 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

$$i_c = 0,793;$$

$$s_c = 1,04;$$

$$\sigma'_{v;z;o;d} = 203 \text{ kPa};$$

$$\sigma'_{\max;d} = 377 + 203 = 580 \text{ kPa};$$

$$\text{Dus: } F_{r,v;d} = \sigma'_{\max;d} \cdot A_{\text{ef}} = 729 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

$$F_{s,v;d} = 698 \cdot 10^6 \text{ kN};$$

In richting II, geval 2 wordt nu dus wel voldaan aan de eis van grenstoestand 1A, want:

$$F_{s,v;d} < F_{r,v;d};$$

Gedraineerde toestand

De maximale draagkracht moet voor deze toestand op twee manieren bepaald worden, namelijk een berekening met gewogen parameters en een berekening volgens doorponzen.

- Richting I, geval 1, met gewogen parameters

Bij deze methode moeten de grondparameters gewogen worden gemiddeld. Dit wordt gedaan over een invloedsdiepte t_e :

$$L_{\text{ef}} = 61,4 \text{ m}, B_{\text{ef}} = 35 \text{ m}, A_{\text{ef}} = 2149 \text{ m}^2;$$

$$t_e = 1,5 \cdot B_{\text{ef}} = 52,5 \text{ m};$$

Er geldt:

$$\phi'_{e;d} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} H_i \cdot \phi_{i;d} \cdot X_i}{\sum_{i=1}^{i=n} H_i \cdot X_i}$$

waarbij:

$$X_i = t_e + 0,5 \cdot H_i - \sum_{j=1}^{j=i} H_j$$

Op een gelijke wijze kunnen ook $c'_{e;d}$ en $\gamma'_{e;d}$ bepaald worden.

Er gelden de volgende waarden voor de grondlagen:

Laag i	H_i (m)	$\Phi'_{i;d}$ (°)	$c'_{i;d}$ (kPa)	$\gamma'_{i;d}$ (kN/m ³)
2	17	30,4	0	9,1
3	15	19,6	15,6	8,2
4	20,5	30,4	0	9,1

Tabel 3.4 Grondparameters ter bepaling van gewogen parameters voor richting I

Hieruit volgt:

$$\Phi'_{e;d} = 27,1^\circ;$$

$$c'_{e;d} = 4,8 \text{ kPa};$$

$$\gamma'_{e;d} = 8,8 \text{ kN/m}^3;$$

Voor gedraineerde toestand geldt:

$$\sigma'_{\max;d} = c'_{e;d} \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + \sigma'_{v;z;o;d} \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma'_{e;d} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

De verschillende N-, s- en i-waarden hangen af van $\Phi'_{e;d}$, $c'_{e;d}$, de effectieve funderingsmaten en de belastingen. Samengevat:

$$\begin{aligned} N_c &= 24,1, N_q = 13,3, N_\gamma = 12,6; \\ s_c &= 1,28, s_q = 1,26, s_\gamma = 0,829; \\ i_c &= 0,906, i_q = 0,913, i_\gamma = 0,899; \end{aligned}$$

$$\sigma'_{v;z;o;d} = 0,9 \cdot (13 \cdot 14 + 2 \cdot 21) - 15 \cdot 10 = 51,6 \text{ kPa};$$

$$\sigma'_{\max;d} = 134 + 789 + 41 = 964 \text{ kPa};$$

$$\text{Dus: } F_{r,v;d} = \sigma'_{\max;d} \cdot A_{\text{ef}} = 2,07 \cdot 10^6 \text{ kN};$$

$$F_{s,v;d} = 705 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

In richting I, geval 1 is dus voldaan aan de eis van grenstoestand 1A, want:

$$F_{s,v;d} < F_{r,v;d};$$

- Richting I, geval 2 met gewogen parameters

$$\begin{aligned} L_{\text{ef}} &= 44,4 \text{ m}, B_{\text{ef}} = 35 \text{ m}, A_{\text{ef}} = 1554 \text{ m}^2; \\ t_e &= 1,5 \cdot B_{\text{ef}} = 52,5 \text{ m}; \end{aligned}$$

Er geldt weer:

$$\begin{aligned} \Phi'_{e;d} &= 27,1^\circ; \\ c'_{e;d} &= 4,8 \text{ kPa}; \\ \gamma'_{e;d} &= 8,8 \text{ kN/m}^3; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_c &= 24,1, N_q = 13,3, N_\gamma = 12,6; \\ s_c &= 1,39, s_q = 1,36, s_\gamma = 0,764; \\ i_c &= 0,655, i_q = 0,681, i_\gamma = 0,591; \end{aligned}$$

$$\sigma'_{v;z;o;d} = 51,6 \text{ kPa};$$

$$\sigma'_{\max;d} = 105 + 636 + 25 = 766 \text{ kPa};$$

$$\text{Dus: } F_{r,v;d} = \sigma'_{\max;d} \cdot A_{\text{ef}} = 1,19 \cdot 10^6 \text{ kN};$$

$$F_{s,v;d} = 240 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

In richting I, geval 2 is dus voldaan aan de eis van grenstoestand 1A, want:

$$F_{s,v;d} < F_{r,v;d};$$

- Richting II, geval 1 met gewogen parameters

$$\begin{aligned} L_{\text{ef}} &= 70 \text{ m}, B_{\text{ef}} = 27 \text{ m}, A_{\text{ef}} = 1890 \text{ m}^2; \\ t_e &= 1,5 \cdot B_{\text{ef}} = 40,5 \text{ m}; \end{aligned}$$

Er gelden de volgende waarden voor de grondlagen:

Laag i	H _i (m)	$\Phi'_{i;d}$ (°)	$c'_{i;d}$ (kPa)	$\gamma'_{i;d}$ (kN/m ³)
2	17	30,4	0	9,1
3	15	19,6	15,6	8,2
4	8,5	30,4	0	9,1

Tabel 3.5 Grondparameters ter bepaling van gewogen parameters voor richting II

Hieruit volgt:

$$\Phi'_{e;d} = 27,2^\circ;$$

$$c'_{e;d} = 4,6 \text{ kPa};$$

$$\gamma'_{e;d} = 8,8 \text{ kN/m}^3;$$

$$N_c = 24,3, N_q = 13,5, N_\gamma = 12,8;$$

$$s_c = 1,19, s_q = 1,18, s_\gamma = 0,884;$$

$$i_c = 0,763, i_q = 0,780, i_\gamma = 0,697;$$

$$\sigma'_{v;z;o;d} = 51,6 \text{ kPa};$$

$$\sigma'_{\max;d} = 101 + 641 + 35 = 777 \text{ kPa};$$

$$\text{Dus: } F_{r,v;d} = \sigma'_{\max;d} \cdot A_{\text{ef}} = 1,47 \cdot 10^6 \text{ kN};$$

$$F_{s,v;d} = 705 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

In richting II, geval 1 is dus voldaan aan de eis van grenstoestand 1A, want:

$$F_{s,v;d} < F_{r,v;d};$$

- Richting II, geval 2 met gewogen parameters

$$L_{\text{ef}} = 70 \text{ m}, B_{\text{ef}} = 11,4 \text{ m}, A_{\text{ef}} = 798 \text{ m}^2;$$

$$t_e = 1,5 \cdot B_{\text{ef}} = 17,1 \text{ m};$$

Er gelden de volgende waarden voor de grondlagen:

Laag i	H _i (m)	$\Phi'_{i;d}$ (°)	$c'_{i;d}$ (kPa)	$\gamma'_{i;d}$ (kN/m ³)
2	17	30,4	0	9,1
3	0,1	19,6	15,6	8,2
4	0,0	30,4	0	9,1

Tabel 3.6 Grondparameters ter bepaling van gewogen parameters voor richting II

Hieruit volgt:

$$\Phi'_{e;d} = 30,4^\circ;$$

$$c'_{e;d} = 0 \text{ kPa};$$

$$\gamma'_{e;d} = 9,1 \text{ kN/m}^3;$$

$$N_c = 31,1, N_q = 19,3, N_\gamma = 21,4;$$

$$s_c = 1,09, s_q = 1,08, s_\gamma = 0,951;$$

$$i_c = 0,410, i_q = 0,441, i_\gamma = 0,286;$$

$$\sigma'_{v;z;o;d} = 51,6 \text{ kPa};$$

$$\sigma'_{\max;d} = 0 + 474 + 26 = 500 \text{ kPa};$$

$$\text{Dus: } F_{r,v;d} = \sigma'_{\max;d} \cdot A_{\text{ef}} = 399 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

$$F_{s;v;d} = 240 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

In richting II, geval 2 is dus voldaan aan de eis van grenstoestand 1A, want:

$$F_{s;v;d} < F_{r;v;d};$$

- Richting I, geval 1 met doorponen

De fundering wordt weer beschouwd als een fictieve fundering op de bovenkant van de kleilaag.

$$L_{ef} = 66,2 \text{ m}, B_{ef} = 39,8 \text{ m}, A_{ef} = 2635 \text{ m}^2;$$

$$\Phi'_{e;d} = 19,6^\circ;$$

$$c'_{e;d} = 15,6 \text{ kPa};$$

$$\gamma'_{e;d} = 8,2 \text{ kN/m}^3;$$

$$\sigma'_{\max;d} = c'_{e;d} \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + \sigma'_{v;z;o;d} \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma'_{e;d} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_c = 14,5, N_q = 6,2, N_\gamma = 3,7;$$

$$s_c = 1,24, s_q = 1,20, s_\gamma = 0,820;$$

$$i_c = 0,936, i_q = 0,947, i_\gamma = 0,935;$$

$$\sigma'_{v;z;o;d} = 203 \text{ kPa};$$

$$\sigma'_{\max;d} = 263 + 1430 + 12 = 1705 \text{ kPa};$$

$$\text{Dus: } F_{r;v;d} = \sigma'_{\max;d} \cdot A_{ef} = 4,49 \cdot 10^6 \text{ kN};$$

$$F_{s;v;d} = 1,16 \cdot 10^6 \text{ kN};$$

In richting I, geval 1 is dus voldaan aan de eis van grenstoestand 1A, want:

$$F_{s;v;d} < F_{r;v;d};$$

- Richting I, geval 2 met doorponen

$$L_{ef} = 49,2 \text{ m}, B_{ef} = 39,8 \text{ m}, A_{ef} = 1958 \text{ m}^2;$$

$$\Phi'_{e;d} = 19,6^\circ;$$

$$c'_{e;d} = 15,6 \text{ kPa};$$

$$\gamma'_{e;d} = 8,2 \text{ kN/m}^3;$$

$$N_c = 14,5, N_q = 6,2, N_\gamma = 3,7;$$

$$s_c = 1,32, s_q = 1,27, s_\gamma = 0,757;$$

$$i_c = 0,863, i_q = 0,886, i_\gamma = 0,846;$$

$$\sigma'_{v;z;o;d} = 203 \text{ kPa};$$

$$\sigma'_{\max;d} = 258 + 1416 + 10 = 1684 \text{ kPa};$$

$$\text{Dus: } F_{r;v;d} = \sigma'_{\max;d} \cdot A_{ef} = 3,30 \cdot 10^6 \text{ kN};$$

$$F_{s;v;d} = 698 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

In richting I, geval 2 is dus voldaan aan de eis van grenstoestand 1A, want:

$$F_{s;v;d} < F_{r;v;d};$$

- Richting II, geval 1 met doorponen

$$L_{ef} = 74,8 \text{ m}, B_{ef} = 31,8 \text{ m}, A_{ef} = 2379 \text{ m}^2;$$

$$\Phi'_{e;d} = 19,6^\circ;$$

$$c'_{e;d} = 15,6 \text{ kPa};$$

$$\gamma'_{e;d} = 8,2 \text{ kN/m}^3;$$

$$N_c = 14,5, N_q = 6,2, N_\gamma = 3,7;$$

$$s_c = 1,17, s_q = 1,14, s_\gamma = 0,872;$$

$$i_c = 0,845, i_q = 0,870, i_\gamma = 0,818;$$

$$\sigma'_{v;z;o;d} = 203 \text{ kPa};$$

$$\sigma'_{\max;d} = 224 + 1248 + 11 = 1483 \text{ kPa};$$

$$\text{Dus: } F_{r;v;d} = \sigma'_{\max;d} \cdot A_{ef} = 3,53 \cdot 10^6 \text{ kN};$$

$$F_{s;v;d} = 1,16 \cdot 10^6 \text{ kN};$$

In richting II, geval 1 is dus voldaan aan de eis van grenstoestand 1A, want:

$$F_{s;v;d} < F_{r;v;d};$$

- Richting II, geval 2 met doorponen

$$L_{ef} = 74,8 \text{ m}, B_{ef} = 16,2 \text{ m}, A_{ef} = 1212 \text{ m}^2;$$

$$\Phi'_{e;d} = 19,6^\circ;$$

$$c'_{e;d} = 15,6 \text{ kPa};$$

$$\gamma'_{e;d} = 8,2 \text{ kN/m}^3;$$

$$N_c = 14,5, N_q = 6,2, N_\gamma = 3,7;$$

$$s_c = 1,09, s_q = 1,07, s_\gamma = 0,935;$$

$$i_c = 0,747, i_q = 0,788, i_\gamma = 0,707;$$

$$\sigma'_{v;z;o;d} = 203 \text{ kPa};$$

$$\sigma'_{\max;d} = 184 + 1061 + 10 = 1255 \text{ kPa};$$

$$\text{Dus: } F_{r;v;d} = \sigma'_{\max;d} \cdot A_{ef} = 1,52 \cdot 10^6 \text{ kN};$$

$$F_{s;v;d} = 698 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

In richting II, geval 2 is dus voldaan aan de eis van grenstoestand 1A, want:

$$F_{s;v;d} < F_{r;v;d};$$

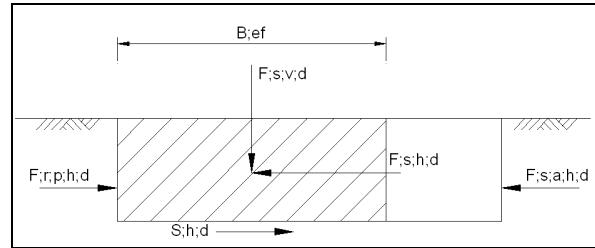
Conclusie

Er is voor beide richtingen, met zowel een hoge als een lage grondwaterstand, op drie manieren berekend of de maximale draagkracht van de grond groot genoeg is om de verticale belasting te dragen. Dit blijkt het geval te zijn.

3.4 Maximale draagkracht in horizontale richting

Er moet voor grenstoestand 1A ook een controle op horizontaal glijden worden uitgevoerd. Dit zal zeer globaal worden gedaan. Er moet gelden:

$$S_{h;d} + F_{r;p;h;d} \geq F_{s;h;d} + F_{s;a;h;d}$$



Figuur 3.9 Controle op horizontaal glijden

Voor de rekenwaarden van de actieve en passieve grondbelasting worden factoren van 0,3 en 3 aangehouden:

- Richting I

$$\begin{aligned} F_{r;p;h;d} &= 0,9 \cdot \frac{1}{2} \cdot (3 \cdot \sigma'_{-19;2}) \cdot h_2 \cdot B = 0,9 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot 74 \cdot 15 \cdot 35 = 52,4 \cdot 10^3 \text{ kN}; \\ F_{r;a;h;d} &= 1,2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (0,3 \cdot \sigma'_{-19;1}) \cdot h_1 \cdot B = 1,2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,3 \cdot 169 \cdot 22 \cdot 35 = 23,4 \cdot 10^3 \text{ kN}; \\ F_{s;h;d} &= F_{h;wind;d} = 20,4 \cdot 10^3 \text{ kN}; \end{aligned}$$

Uit bovenstaande waarden blijkt al dat de totale horizontale belasting niet groter zal worden dan de reactiekracht. $S_{h;d}$ hoeft dus niet eens bepaald te worden. In richting I zal de constructie niet gaan glijden.

- Richting II

$$\begin{aligned} F_{r;p;ea;h;d} &= 0,9 \cdot \frac{1}{2} \cdot (3 \cdot \sigma'_{-19;2}) \cdot h_2 \cdot L = 0,9 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot 74 \cdot 15 \cdot 70 = 104,9 \cdot 10^3 \text{ kN}; \\ F_{r;a;ea;h;d} &= 1,2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (0,3 \cdot \sigma'_{-19;1}) \cdot h_1 \cdot L = 1,2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,3 \cdot 169 \cdot 22 \cdot 70 = 46,8 \cdot 10^3 \text{ kN}; \\ F_{s;h;d} &= F_{h;wind;d} = 21,2 \cdot 10^3 \text{ kN}; \end{aligned}$$

Er blijkt weer dat de totale horizontale belasting niet groter zal worden dan de reactiekracht. $S_{h;d}$ hoeft weer niet bepaald te worden. Ook in richting II zal de constructie niet gaan glijden.

Conclusie

Uit de berekeningen blijkt dat de constructie niet zal gaan glijden. Opgemerkt moet wel worden dat de optredende horizontale gronddrukken zeer globaal berekend zijn.

3.5 Zetting van de ondergrond

De zetting van de ondergrond zal globaal berekend worden met de gecombineerde formule Terzaghi-Buisman [25]:

$$\Delta z = z \cdot \left(\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \log(t) \right) \cdot \ln \frac{p'_2}{p'_1}$$

waarin:

z = de dikte van de samengedrukte laag (in m);

Δz = de samendrukking van deze laag (in m) onder invloed van een belasting verhoging van p'_1 tot p'_2 ;

C_p = samendrukkingsconstante (direct effect);
 C_s = samendrukkingsconstante (seculair c.q. secundair effect);
 t = tijd van belasten (in dagen);
 p'_1 = oorspronkelijke (verticale) spanning (in kN/m²);
 p'_2 = spanning na belastingverhoging (in kN/m²);

Wanneer er geen seculair effect is (bijvoorbeeld bij zandgrond) wordt de formule:

$$\Delta z = z \cdot \frac{1}{C_p} \cdot \ln \frac{p'_2}{p'_1}$$

De zetting wordt berekend door voor de drie lagen onder de fundering de spanningen in het midden van die laag uit te rekenen. De eigenschappen van de lagen staan in Tabel 3.7. Voor de dikte van de tweede zandlaag wordt 20 m aangehouden.

Laag	z (m)	γ (kN/m ³)	C_p	C_s
2	17	21	1000	-
3	15	20	80	500
4	20	21	1000	-

Tabel 3.7 Grondeigenschappen van de lagen onder de fundering

De C-waarden komen uit tabel 1 van NEN 6740. Alleen voor de C_p -waarde van de Laag van Kedichem is een waarde volgens [8] aangehouden. Dit is een overgeconsolideerde kleilaag, waardoor de C_p -waarde hoger ligt.

De spanning wordt bepaald in het midden van de desbetreffende grondlagen. Dit is dus op 8,5, 24,5 en 42 m onder de funderingsplaat. Oftewel op NAP -27,5 m, NAP -43,5 m en NAP -61 m.

Voor de oorspronkelijke spanningen wordt gerekend met:

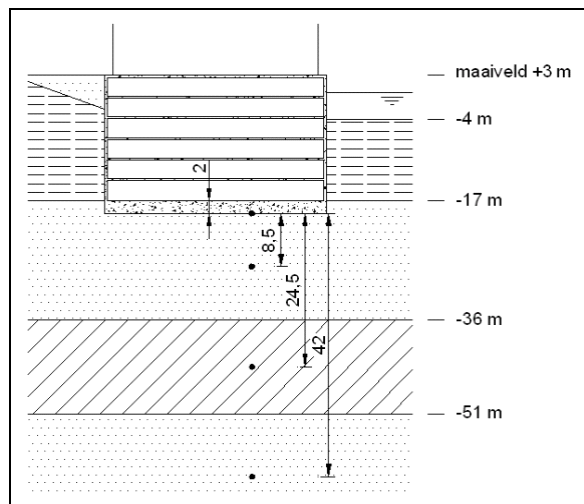
$$p'_{1;0} = (13 \cdot 14 + 2 \cdot 21) - 15 \cdot 10 = 74 \text{ kPa};$$

$$p'_{1;-8,5} = (13 \cdot 14 + 10,5 \cdot 21) - 23,5 \cdot 10 = 168 \text{ kPa};$$

$$p'_{1;-24,5} = (13 \cdot 14 + 19 \cdot 21 + 7,5 \cdot 20) - 39,5 \cdot 10 = 336 \text{ kPa};$$

$$p'_{1;-42} = (13 \cdot 14 + 19 \cdot 21 + 15 \cdot 20 + 10 \cdot 21) - 57 \cdot 10 = 521 \text{ kPa};$$

In werkelijkheid zullen deze spanningen hoger zijn, want voordat de haven hier werd uitgebaggerd, lag het maaiveld hier hoger. Rekenen met bovenstaande waarden is dus aan de veilige kant.



Figuur 3.10 Dieptes waarop de spanning bepaald wordt

Ten opzichte van de begintoestand komt er een belasting bij door het gewicht van het gebouw en er gaat een belasting af door ontgraving van de grond. Er wordt hierbij van uitgegaan dat de belasting gelijkmatig over de oppervlakte van de funderingsplaat gespreid wordt. Hoe groot de invloed van deze belastingtoename op de korrelspanningen is, hangt af van de diepte waar de spanning bepaald wordt en de plaats onder de fundering. Dit kan bepaald worden met de Zon van Newmark. Deze geeft een bepaalde reductiewaarde ε . De nieuwe spanning wordt:

$$p'_2 = p'_1 - \varepsilon \cdot p'_{1,0} + \varepsilon \cdot \overline{\sigma_d}$$

$p'_{1,0}$ is de afname van de belasting door ontgraving;

$\overline{\sigma_d}$ is de belastingtoename door het gebouwgewicht;

$$p'_{1,0} = 74 \text{ kPa};$$

De totale verticale belasting is gelijk aan het gebouwgewicht minus de opwaartse kracht van het water. De gemiddelde waterstand is ongeveer NAP 0 m. Dus:

$$F_{s,v;rep} = 865 \cdot 10^3 - 19 \cdot 70 \cdot 35 \cdot 10 = 400 \cdot 10^3 \text{ kN};$$

$$\overline{\sigma_d} = \frac{F_{s,v;rep}}{A_{fund}} = \frac{400 \cdot 10^3}{70 \cdot 35} = 163 \text{ kPa};$$

De spanning na belastingverhoging is afhankelijk van waar en hoe diep deze onder de fundering ligt. Er zullen drie gevallen bekeken worden, midden onder de funderingsplaat en midden onder de korte en lange rand van de funderingsplaat.

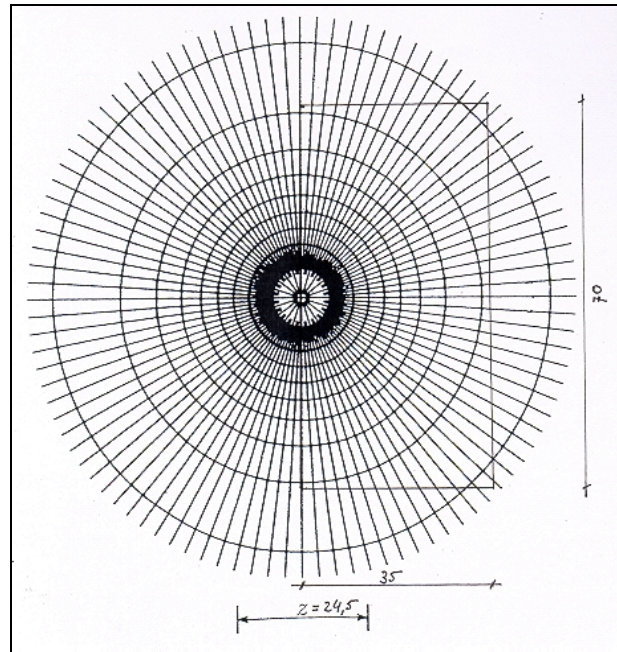
Zetting midden onder de funderingsplaat

Met de Zon van Newmark worden de reductiefactoren bepaald. Hiermee kunnen de nieuwe spanningen berekend worden, waarna de zettingen bepaald kunnen worden (Tabel 3.8).

Laag	z (m)	p'_1 (kPa)	ε	p'_2 (kPa)	$\Delta z_{t=10000}$ (m)
2	17	168	1	257	0,007
3	15	336	0,644	393	0,049
4	20	521	0,370	554	0,001

Tabel 3.8 Spanningen en zettingen van de verschillende lagen midden onder de fundering

De totale zetting midden onder de fundering na ongeveer 30 jaar wordt dus 0,057 m.



Figuur 3.11 Voorbeeld bepaling ε met Zon van Newmark (op een diepte van 24,5 m onder de lange rand)

Zetting midden onder de korte rand van de funderingsplaat

Op gelijke wijze kunnen ook de zettingen onder de korte rand van de funderingsplaat berekend worden (Tabel 3.9).

Laag	z (m)	p'_1 (kPa)	ϵ	p'_2 (kPa)	$\Delta z_{t=10000}$ (m)
2	17	168	0,5	212	0,004
3	15	336	0,342	367	0,027
4	20	521	0,223	541	0,001

Tabel 3.9 Spanningen en zettingen van de verschillende lagen midden onder de korte rand van de fundering

De totale zetting onder de korte rand van de fundering wordt na ongeveer 30 jaar dus 0,032 m.

Zetting midden onder de lange rand van de funderingsplaat

Op gelijke wijze kunnen ook de zettingen onder de lange rand van de funderingsplaat berekend worden (Tabel 3.10).

Laag	z (m)	p'_1 (kPa)	ϵ	p'_2 (kPa)	$\Delta z_{t=10000}$ (m)
2	17	168	0,5	212	0,004
3	15	336	0,415	373	0,032
4	20	521	0,303	548	0,001

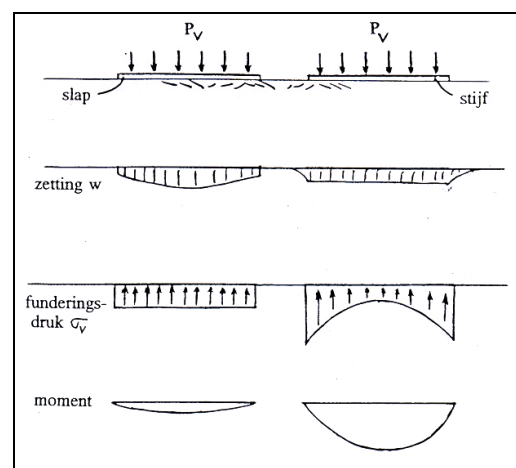
Tabel 3.10 Spanningen en zettingen van de verschillende lagen midden onder de lange rand van de fundering

Onder de lange rand van de fundering wordt de totale zetting na ongeveer 30 jaar dus 0,037 m.

Conclusie

De zettingen van de V-tower zijn erg klein voor een gebouw van dergelijke afmetingen. Dit wordt veroorzaakt door de diepe kelder die onder het gebouw zal komen.

Bovenstaande berekening is vrij globaal. Er is aangenomen dat de belasting uit het gebouw gelijkmatig over de funderingsplaat wordt verdeeld. In werkelijkheid zal dit niet volledig het geval zijn, door het hoogteverschil van de twee torens. Verder is er bij deze berekening van uitgegaan dat er sprake is van een slappe fundering. Dit betekent dat de belasting gelijkmatig naar de bodem wordt afgedragen en dat er in het midden van de plaat een grotere zakking optreedt dan aan de randen (Figuur 3.12). In werkelijkheid zal de funderingsplaat niet volledig slap zijn, waardoor er een minder groot verschil in zetting tussen het midden en de randen zal zijn, maar waardoor er wel grotere momenten in de plaat op zullen treden.



Figuur 3.12 Gedrag van een slappe en een stijve fundering [22]

Om meer zekerheid over de zettingen te verkrijgen zal een gedegen bodemonderzoek gedaan moeten worden om preciezere waarden voor de grondeigenschappen te bepalen en er kan een meer gedetailleerde berekening gemaakt worden in een eindig elementen programma zoals bijvoorbeeld Plaxis. Toch geeft bovenstaande berekening een redelijke indruk van wat de zettingen ongeveer zullen worden.

3.6 Rotatie ten gevolge van de windbelasting

Door de wind zal de spanning aan de ene kant van de funderingsplaat hoger worden dan aan de andere kant. Ten opzichte van de toestand zonder wind zal dus aan de ene kant van de fundering tijdelijk een zetting optreden terwijl aan de andere kant de plaat iets omhoog zal komen. Hierdoor ontstaat een rotatie. Deze kan met de formule van Terzaghi (alleen primaire zakking, want kortdurende belasting) bepaald worden door de spanningen in de grondlagen onder de randen van de fundering ten gevolge van de windbelasting te bepalen. Deze spanningen worden dan de nieuwe p'_2 en de p'_2 die in vorige paragraaf bepaald is wordt dan de p'_1 . De berekening zal worden uitgevoerd voor de twee eerder genoemde richtingen.

Omdat er sprake is van een kortdurende belasting hoeft het seculaire effect niet meegenomen te worden. Ook zal er geen vervorming van de kleilaag in rekening gebracht worden. Klei moet om te vervormen eerst water wegpersen. Dit kost tijd en omdat de windbelasting een kortdurende belasting is ontstaan er geen vervormingen in de kleilaag.

Rotatie in richting I

Het moment ten gevolge van de wind op funderingsniveau is:

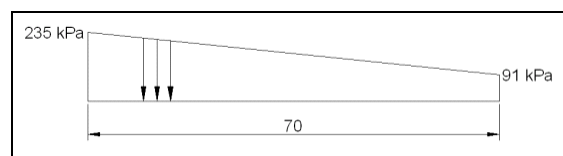
$$M_{\text{rep},I} = 2,07 \cdot 10^6 \text{ kNm};$$

Er geldt:

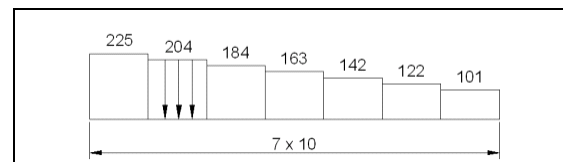
$$\sigma_{\text{max}} = \overline{\sigma}_d + \frac{M}{W} \text{ en } \sigma_{\text{min}} = \overline{\sigma}_d - \frac{M}{W}$$

$$W_I = 1/6 \cdot b \cdot h^2 = 1/6 \cdot 35 \cdot 70^2 = 28,6 \cdot 10^3 \text{ m}^3;$$

Dus: $\sigma_{\text{max},I} = 235 \text{ kPa}$ en $\sigma_{\text{min},I} = 91 \text{ kPa}$ (Figuur 3.13);

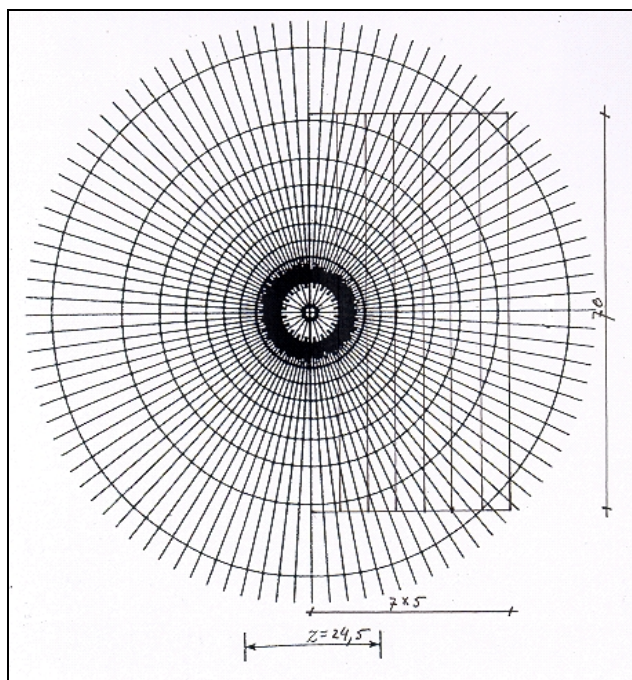


Figuur 3.13 Funderingsdruk door windbelasting in richting I



Figuur 3.14 Schematisering funderingsdruk in richting I

Om de spanning in de ondergelegen lagen te bepalen, wordt het spanningsverloop geschematiseerd tot enkele vaste waarden voor een bepaald oppervlak van de funderingsplaat (Figuur 3.14). Zo kunnen met de Zon van Newmark de spanningen in de ondergelegen lagen door de funderingsdruk bepaald worden (Figuur 3.15). Hieruit kunnen dan weer de totale spanningen uit berekend worden, waarna de “zettingen” berekend kunnen worden (Tabel 3.11).



Figuur 3.15 Voorbeeld gebruik van Zon van Newmark bij bepaling spanning in de ondergrond door windbelasting voor richting II (op een diepte van 24,5 m)

Laag	z (m)	p ₁ (kPa)	p ₂ (kPa) 'druk'	Δz _{t=1} (m) 'druk'	p ₂ (kPa) 'trek'	Δz _{t=1} (m) 'trek'
2	17	212	242	0,0022	183	-0,0026
3	15	367	382	0	351	0
4	20	541	548	0,0003	533	-0,0003

Tabel 3.11 Spanningen en ‘zettingen’ ten gevolge van de windbelasting in richting I

Aan de “druk”-zijde zakt de fundering dus 2,5 mm, terwijl aan de “trek”-zijde de fundering 2,9 mm omhoog komt. Dit betekent dat de rotatie van de fundering wordt:

$$\phi_{\text{fundering};I} = \frac{(2,5 + 2,9) \cdot 10^{-3}}{70} = 7,7 \cdot 10^{-5}$$

Dit is een verdraaiing van ongeveer 1/13000. In deel 2 was ervan uit gegaan dat de rotatie van de fundering niet meer dan 1/1000 zou bedragen. Hieraan wordt dus ruim voldaan in richting I.

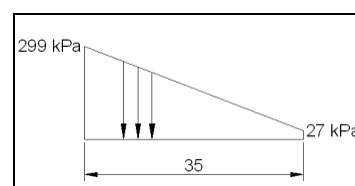
Rotatie in richting II

Op een gelijke wijze kan de rotatie in richting II bepaald worden.

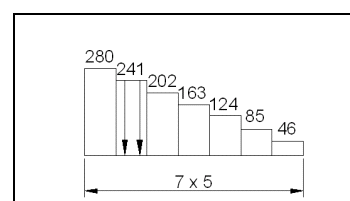
$$M_{\text{rep};II} = 1,25 \cdot 10^6 + 14,1 \cdot 10^3 \cdot 22 = 1,94 \cdot 10^6 \text{ kNm};$$

$$W_{II} = 1/6 \cdot 70 \cdot 35^2 = 14,3 \cdot 10^3 \text{ m}^3;$$

Dan wordt: $\sigma_{\text{max};II} = 299 \text{ kPa}$ en $\sigma_{\text{min};II} = 27 \text{ kPa}$;



Figuur 3.16 Funderingsdruk door windbelasting in richting II



Figuur 3.17 Schematisering funderingsdruk in richting II

Laag	z (m)	p ₁ ' (kPa)	p ₂ ' (kPa) 'druk'	Δz _{t=1} (m) 'druk'	p ₂ ' (kPa) 'trek'	Δz _{t=1} (m) 'trek'
2	17	212	260	0,0034	165	-0,0043
3	15	373	394	0	351	0
4	20	548	557	0,0003	540	-0,0003

Tabel 3.12 Spanningen en 'zettingen' ten gevolge van de windbelasting in richting II

Aan de "druk"-zijde zakt de fundering dus 3,7 mm, terwijl aan de "trek"-zijde de fundering 4,6 mm omhoog komt. De rotatie van de fundering wordt dus:

$$\phi_{\text{fundering;II}} = \frac{(3,7 + 4,6) \cdot 10^{-3}}{35} = 2,4 \cdot 10^{-4}$$

Dit is een verdraaiing van minder dan 1/4200. Ook in richting II voldoet de fundering dus aan de eis van een rotatie van minder dan 1/1000.

4. Conclusies en aanbevelingen

4.1 Conclusies

- De beste uitvoeringsmethode voor de diepe kelder is een bouwkuip met onderwaterbetonvloer en trekpalen. Deze methode is goedkoper dan het afzinken van een geprefabriceerde kelder of een pneumatisch caisson. Er wordt niet voor een bouwkuip met natuurlijke bodemafluiting gekozen, omdat de risico's op lekkage te groot zijn. Er is veel ervaring in Nederland met de gekozen methode.
- Omdat de bodem van de kelder op een draagkrachtige zandlaag ligt, is er gekeken of een staalfundering mogelijk is. Er blijkt uit berekeningen dat de draagkracht van de bodem groot genoeg is om de verticale belasting en het moment te dragen. Ook de draagkracht in horizontale richting is groot genoeg.
- Uit een grove berekening blijkt dat de maximale zetting van het gebouw na 30 jaar ongeveer 57 mm is. Dit is zeer klein voor een gebouw van een dergelijke hoogte. De kleine zetting kan worden verklaard door de diepe kelder. Hierdoor is de bijkomende belasting relatief klein en de opwaartse druk van het water groot.
- De rotatie van de fundering door windbelasting is berekend in twee richtingen. In de richting loodrecht op de hellende gevels is deze ongeveer 1/13000 en in de richting loodrecht op de rechte gevels 1/4200. Deze waarden zijn veel kleiner dan de aangenomen waarde van 1/1000 in deel 2.

4.2 Aanbevelingen

- De aangenomen bodemopbouw is gebaseerd op twee sonderingen van andere projecten in Rotterdam. Er zal een uitgebreid bodemonderzoek op de locatie gedaan moeten worden.
- Voor de berekeningen van de fundering is ervan uitgegaan dat de belastingen uit de bovenbouw gelijkmatig over de funderingsplaat gespreid worden. Onderzocht dient te worden hoe de belastingen uit de bovenbouw naar de fundering worden afgedragen en in hoeverre dit gelijkmatig gebeurt.
- De berekeningen voor de zettingen en rotatie van de fundering zijn zeer globaal. Om meer zekerheid hierover te krijgen wordt aanbevolen om met een eindig elementen programma en een meer gedetailleerde belasting uit de bovenbouw een controle uit te voeren.
- Door verschillende variabele verticale belastingen in de twee torens kan het zwaartepunt van het gebouw verschuiven. Onderzocht dient te worden welke verplaatsing van het zwaartepunt aannemelijk is en hoe groot het moment is dat hierdoor ontstaat. Er moet getoetst worden of de fundering met dat moment nog voldoet.
- Er is een berekening gemaakt voor een staalfundering, terwijl er voor de uitvoering is gekozen om trekpalen toe te passen. Er dient onderzocht te worden wat precies de invloed van deze palen is op de fundering en in hoeverre ze meewerken met de krachtsafdracht.

Bijlagen

Inhoudsopgave

Inhoudsopgave	169
Bijlage 1: Adresgegevens	171
Bijlage 2: Literatuurlijst.....	173
Bijlage 3: Voorbeeld berekeningssheet liften.....	175
Bijlage 4: Berekening zwaartepunt alternatieven.....	177
Bijlage 5: Toetsing moment en dwarskracht kelder.....	183
Bijlage 6: Windbelasting	187

Bijlage 1: Adresgegevens

Afstudeercommissie:

- Prof. dipl.-ing. J.N.J.A. Vamberský
Hoogleraar sectie Gebouwen en Bouwtechniek
TU Delft, Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen
Stevinweg 1, kamer 4.09
2628 CN Delft
tel. 015-2785488, secretariaat 015-2783174

- Prof. ir. L.A.G. Wagemans
Hoogleraar sectie Algemene Constructieleer
TU Delft, Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen
Stevinweg 1, kamer 3.13
2628 CN Delft
tel. 015-2784752, secretariaat 015-2781573

- Ir. A. te Boveldt
Universitair docent sectie Gebouwen en Bouwtechniek
TU Delft, Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen
Stevinweg 1, kamer 4.18
2628 CN Delft
tel. 015-2784982

- Ing. H.J. Everts
Universitair docent sectie Geotechniek
TU Delft, Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen
Stevinweg 1, kamer 0.10.1
2628 CN Delft
tel. 015 - 2785478

Afstudeerder:

- Peter Bakkenes
Phoenixstraat 94
2611 AK Delft
tel. 015-2137255 / 06-41210294
e-mail: peterbakkenes@hotmail.com

Bijlage 2: Literatuurlijst

1. Arts, J., *Amazing Tower, Constructief conceptontwerp hoofddraagconstructie en fundering*. Afstudeerverslag, TU Delft, Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen, sectie Algemene Constructieleer, 2002.
2. Berenbak, J., *High Rise Buildings*. Dictaat, TU Delft, Faculteit der Bouwkunde, 2001.
3. Centrum voor Ondergronds Bouwen, *Handboek ondergronds bouwen, Deel 1 – Ondergronds bouwen in breed perspectief*. Rotterdam: Balkema, 1997.
4. Centrum voor Ondergronds Bouwen, *Handboek ondergronds bouwen, Deel 2 – Bouwen vanaf het maaiveld*. Rotterdam: Balkema, 2000.
5. Council on Tall Buildings and Urban Habitat, *Structural Systems for Tall Buildings*, McGraw-Hill, 1995.
6. Eschweiler, M., *Scheve Hoogbouw Zuidas*. Afstudeerverslag, TU Delft, Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen, sectie Gebouwen en Bouwtechniek, 2001.
7. Everts, H.J., 'Funderen van hoogbouw in Nederland'. *Cement*, 53 (2001) 2, p. 35-39.
8. Everts, H.J. en J. Kruizinga, 'Hoogbouw op samendrukbare ondergrond'. *Cement*, 40 (1988) 4, p. 21-30.
9. Gemeente Rotterdam, *Kop van Zuid, Stad van morgen*. Rotterdam, 2001.
10. Gemeente Rotterdam, *Nota Hoogbouwbeleid 2000-2010*. Rotterdam, 2000.
11. Hogeslag, A.J. e.a., *Draagconstructies IIIB Verdiepingbouw*. Dictaat, TU Delft, Faculteit der Bouwkunde, 1992.
12. Jeltjes, R.L.T., H.J. Everts en A.F. van Tol, 'Paal-plaatfunderingen in Nederland'. *Cement*, 48 (1996) 3, p. 19-22.
13. KIVI, Afdeling voor Tunneltechniek en Ondergrondse Werken, *Kelderconstructies, Op naar de diepte!* Eindrapportage Werkgroep Kelderconstructies, 1994.
14. Nederlands Normalisatie-instituut, *NEN 6702: Technische grondslagen voor bouwconstructies, TGB 1990, Belastingen en vervormingen*. Delft, 2001.
15. Nederlands Normalisatie-instituut, *NEN 6740: Geotechniek, TGB 1990, Basiseisen en belastingen*. Delft, 1991.
16. Nederlands Normalisatie-instituut, *NEN 6744: Geotechniek, Berekeningsmethode voor funderingen op staal*. Delft, 1991.
17. Robertson, L.E., 'On the Design of Leaning High-Rise Buildings'. *Journal of Constructional Steel Research*, 17 (1990), p. 163-191.

18. Schueller, W., *The vertical building structure*. Van Nostrand Reinhold, 1990.
19. Stafford Smith, B. en A. Coull, *Tall building structures: Analysis and design*. John Wiley & Sons, 1991.
20. Taranath, B.S., *Structural analysis and design of tall buildings*. McGraw-Hill, 1988.
21. Tol, A.F. van, *Funderingstechnieken*. Dictaat, TU Delft, Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen, sectie Geotechniek, 1999.
22. Tol, A.F. van, *Funderingstechniek en ondergronds bouwen*. Dictaat, TU Delft, Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen, sectie Geotechniek, 2001.
23. Vamberský, J.N.J.A. en A.J. Robbemont, 'Belvédère, hellend kantoor op Kop van Zuid'. *Cement*, 50 (2000) 2, p. 34-39.
24. Vamberský, J.N.J.A., 'Hoogbouwen: een kwestie van beton én staal'. *Cement*, 53 (2001) 2, p. 30-34.
25. Veen, C. van der, E. Horvat en C.H. van Kooperen, *Grondmechanica, met beginselen van de funderingstechniek*. Waltman, 1981.
26. Vos, P. de, *Constructief ontwerp 'De Hoftoren'*. Afstudeerverslag, TU Delft, Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen, sectie Gebouwen en Bouwtechniek, 2001.
27. Vries, J.H. de, *De haalbaarheid van paal-plaatfunderingen in Nederland*. Afstudeerverslag, TU Delft, Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen, sectie Geotechniek, 2001.
28. Wagemans, L.A.G., *Algemene Constructieleer 2*. Dictaat, TU Delft, Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen, sectie Algemene Constructieleer, 1998.

Bijlage 3: Voorbeeld berekeningsheet liften

Kenmerk	Variant 1Db	
Betreft	Liftgroep 2	BG - 26 t/m 47
Opgave van	Mitsubishi Elevator Europe B.V.	

Hoofdgegevens	
- Totaal aantal stops	23
- Aantal stops boven beg grond	22
- Totaal bruto vloeroppervlak (exkl. entreenivo)	20900 m ²
- Bezetting 1 persoon per	25 m ²
- Absenteïsme (max 25%)	10 %
- Hefhoogte (vanaf Entreenivo tot bovenste stop)	172,8 m
- Totale hefhoogte	176,8 m
- Kooivullingsgraad (max 0,7-0,8)	0,8
- Deurbreedte	1100 mm
- Deursysteem	centraal openend
- Besturing AI 22=1 Sigma AI 2200=2	2
- Vultijd gebouw (max. 30-40 min.)	40 min.
- Intervaltijd (max. 30-40 sec.)	30 sec.
- Hefsnelheid in m/s	6,00 m/s

RECAP BEREKENDE WAARDEN		UPPEAK DO AS	
aantal pers.	836	bruto	
aantal pers.	752	netto	
intervaltijd	30	sec	
rondrittijd	124	sec	
aantal liften	4,1		
vervoerscap	12,50%	per 5 min.	
transit time(max 150-180 sec)	97	sec	
hefsnelheid	6,00	m/sec	
kooivullingsgraad (b.v.k max 0,7)	0,71		
kooigrootte	1000	kg	

Berekening uitgaande van eenrichtingsvulverkeer vanaf nivo hoofdentree

Totaal aantal te vervoeren personen
(1 pers. per 25 m² en 10 % absenteïsme) 752 personen

Vervoersaanbod tijdens vulpiek in pers./sec. $\frac{752}{2400} = 0,314$ pers./sec.

Vervoersaanbod/kooibelading gedurende intervaltijd $0,314 \times 30 = 9,41$ personen

M in benodigde kooigrootte bij kooivullingsgraad $0,8$ is $11,76$ personen

Reken nom. last 1000 kg of $13,33$ personen

Op grond van genoemde nom. last, stopplaatsen, deursysteem bedraagt :

* Verliestijd voor versnellen/vertragen/deurbediening per bediende stop 9,80 sec.

* Verliestijd voor in- en uitstaptijd per pers. 2,40 sec.

* Omkeerhoogte $0,925 \times 172,8 \text{ m} = 159,84 \text{ m}$

* Gemiddeld aantal stops per rondrit 4,90

Benadering van rondrittijd tijdens vulverkeer

* Verliestijd voor in-uitstapen $9,41 \text{ Pers.} \times 2,4 \text{ sec.} = 22,57 \text{ sec.}$

* Verliestijd voor versnellen/vertragen/deurbediening $4,90 \text{ Stops} \times 9,8 \text{ sec.} = 48,00 \text{ sec.}$

* Rijtijd $2 \times 159,84 \text{ m} : 6,00 \text{ m/s} = 53,28 \text{ sec.}$

Rondrittijd $123,85 \text{ sec.}$

Benodigd aantal liften bij intervaltijd $\frac{123,85}{30,0} = 4,13$ liften

Vervoerscapaciteit per 5 minuten

$\frac{300}{30} \times 9,4 = 94$ personen

Ofwel van de aanwezige bezetting per 5 minuten $\frac{94}{752} = 12,5 \%$

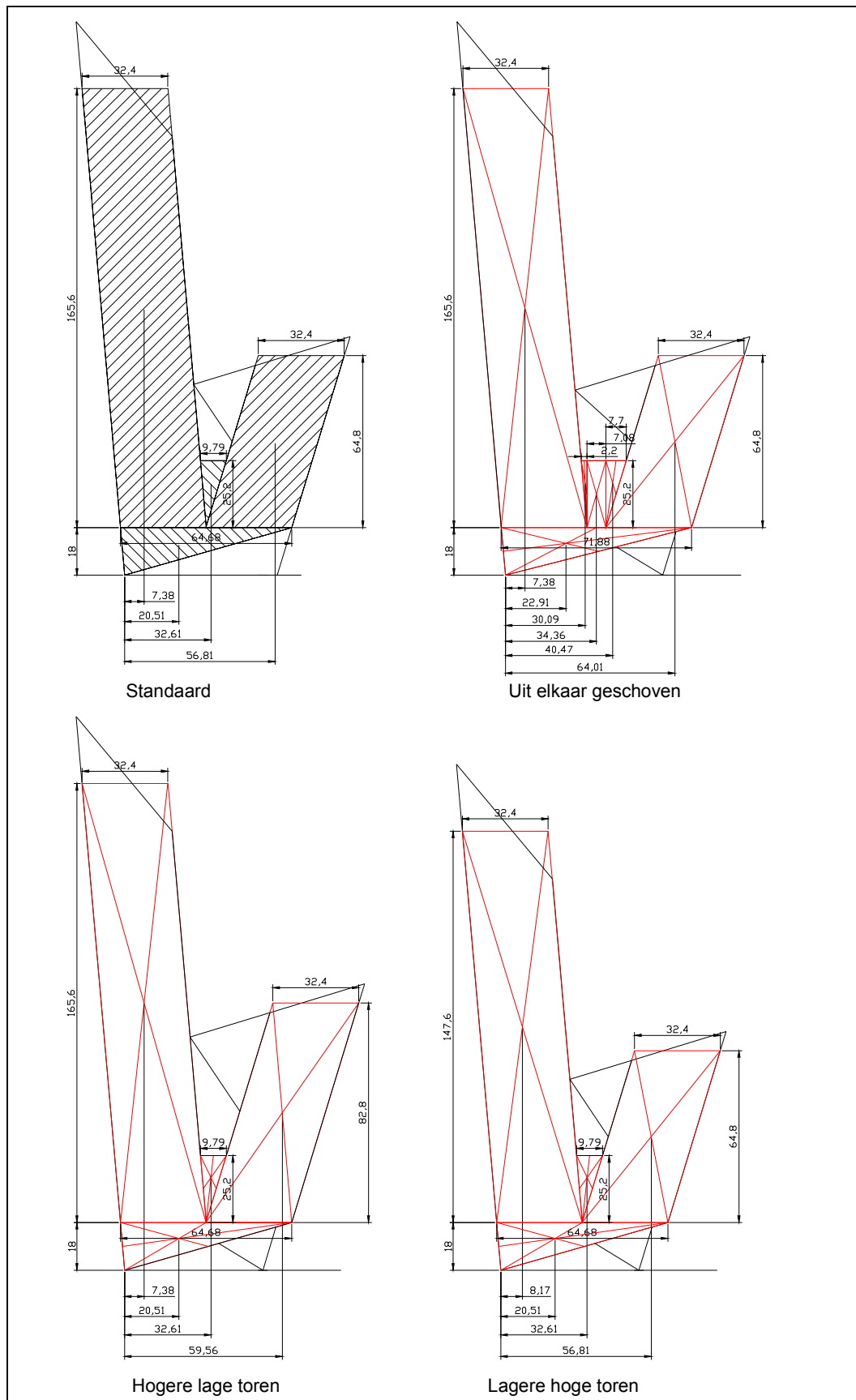
Vultijd gebouw voor 752 Personen $\frac{752}{60} \times 30 = 40$ minuten

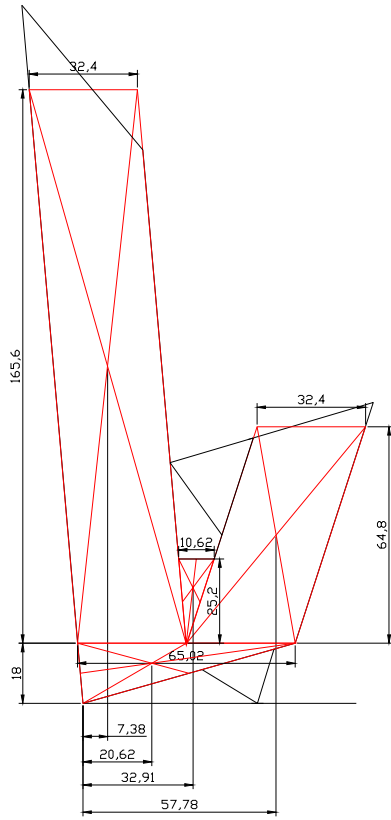
Op grond van bovengenoemde berekening is toe te passen

1 groep van		4	Liften
Nom.last		1000	kg
Hefsnelheid	✓	6,00	m/s
Hefhoogte		176,8	m
Stopplaatsen/schachttoegangen		23	stuks (zelfde zijde)
Kooi-en schachtafsluitingen met vrije doorgang	1100	x 2100 mm	(B x H)
Verzamelbesturing		2-knops	✓ quadruplex

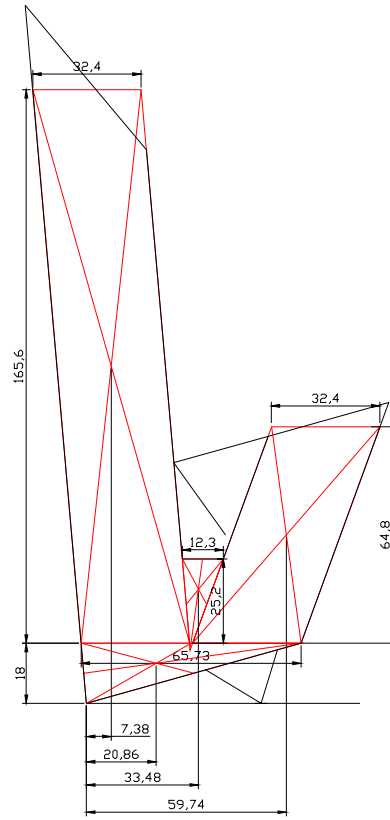
Mitsubishi Elevator Europe B.V.
Schietboom 20, 3905 TD Veenendaal
Postbus 235, 3900 AE Veenendaal
tel: 0318 - 586 586
fax: 0318 - 522 066

Bijlage 4: Berekening zwaartepunt alternatieven

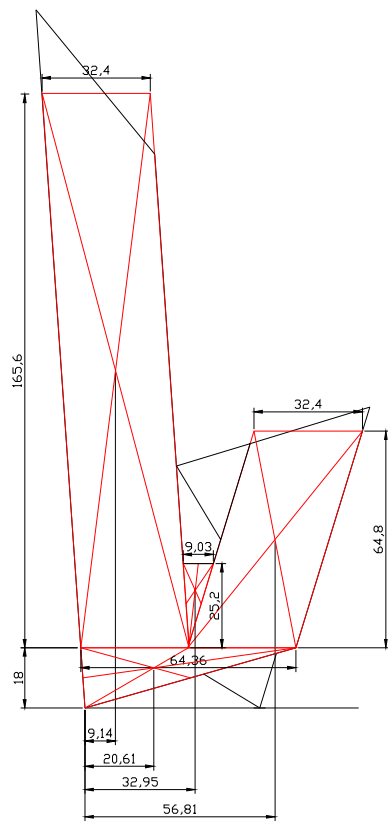




Lage toren 17 -> 18



Lage toren 17 -> 20



Hoge toren 5 -> 4

Alles gemiddeld gewicht

Deel	b (m)	d (m)	h (m)	V (m ³)	γ (kN/m ³)	G (kN)	z (m)	z*G (kNm)
1	32,4	32,4	165,6	173840	3	521521	7,4	3859254
2	32,4	32,4	64,8	68024	3	204073	56,8	11591366
3	9,8	32,4	25,2	4001	3	12002	32,6	391274
4	64,7	32,4	18,0	18867	3	56600	20,5	1160291

$$\Sigma G = 794196 \text{ kN}$$

$$\Sigma(z*G) = 17002184 \text{ kNm}$$

$$z_{\text{tot}} = \Sigma(z*G) / \Sigma G = 21,4 \text{ m}$$

Alles lichtgewicht

Deel	b (m)	d (m)	h (m)	V (m ³)	γ (kN/m ³)	G (kN)	z (m)	z*G (kNm)
1	32,4	32,4	165,6	173840	2	347681	7,4	2572836
2	32,4	32,4	64,8	68024	2	136049	56,8	7727577
3	9,8	32,4	25,2	4001	2	8002	32,6	260849
4	64,7	32,4	18,0	18867	2	37733	20,5	773527

$$\Sigma G = 529464 \text{ kN}$$

$$\Sigma(z*G) = 11334789 \text{ kNm}$$

$$z_{\text{tot}} = \Sigma(z*G) / \Sigma G = 21,4 \text{ m}$$

Lichtgewicht hoog, gemiddeld gewicht laag

Deel	b (m)	d (m)	h (m)	V (m ³)	γ (kN/m ³)	G (kN)	z (m)	z*G (kNm)
1	32,4	32,4	165,6	173840	2	347681	7,4	2572836
2	32,4	32,4	64,8	68024	3	204073	56,8	11591366
3	9,8	32,4	25,2	4001	3	12002	32,6	391274
4	64,7	32,4	18,0	18867	2	37733	20,5	773527

$$\Sigma G = 601489 \text{ kN}$$

$$\Sigma(z*G) = 15329003 \text{ kNm}$$

$$z_{\text{tot}} = \Sigma(z*G) / \Sigma G = 25,5 \text{ m}$$

Lichtgewicht hoog, zwaargewicht laag

Deel	b (m)	d (m)	h (m)	V (m ³)	γ (kN/m ³)	G (kN)	z (m)	z*G (kNm)
1	32,4	32,4	165,6	173840	2	347681	7,4	2572836
2	32,4	32,4	64,8	68024	4	272098	56,8	15455155
3	9,8	32,4	25,2	4001	4	16003	32,6	521698
4	64,7	32,4	18,0	18867	2	37733	20,5	773527

$$\Sigma G = 673514 \text{ kN}$$

$$\Sigma(z*G) = 19323216 \text{ kNm}$$

$$z_{\text{tot}} = \Sigma(z*G) / \Sigma G = 28,7 \text{ m}$$

Torens uit elkaar (7,2 m)

Deel	b (m)	d (m)	h (m)	V (m ³)	γ (kN/m ³)	G (kN)	z (m)	z*G (kNm)
1	32,4	32,4	165,6	173840	2	347681	7,4	2572836
2	32,4	32,4	64,8	68024	2	136049	64,0	8707129
3a	2,2	32,4	25,2	898	2	1796	30,1	54067
3b	7,1	32,4	25,2	5797	2	11594	34,4	398834
3c	7,7	32,4	25,2	3143	2	6287	40,5	254619
4	71,9	32,4	18,0	20966	2	41932	22,9	960245

$$\Sigma G = 545339 \text{ kN}$$

$$\Sigma(z*G) = 12947731 \text{ kNm}$$

$$z_{\text{tot}} = \Sigma(z*G) / \Sigma G = 23,7 \text{ m}$$

Hogere lage toren (5 verdiepingen)

Deel	b (m)	d (m)	h (m)	V (m ³)	γ (kN/m ³)	G (kN)	z (m)	z*G (kNm)
1	32,4	32,4	165,6	173840	2	347681	7,4	2572836
2	32,4	32,4	82,8	86920	2	173840	59,6	10360879
3	9,8	32,4	25,2	4001	2	8002	32,6	260849
4	64,7	32,4	18,0	18867	2	37733	20,5	773527

$$\Sigma G = 567255 \text{ kN}$$

$$\Sigma(z*G) = 13968091 \text{ kNm}$$

$$z_{\text{tot}} = \Sigma(z*G) / \Sigma G = 24,6 \text{ m}$$

Lagere hoge toren (5 verdiepingen)

Deel	b (m)	d (m)	h (m)	V (m ³)	γ (kN/m ³)	G (kN)	z (m)	z*G (kNm)
1	32,4	32,4	147,6	154945	2	309889	8,2	2541091
2	32,4	32,4	64,8	68024	2	136049	56,8	7727577
3	9,8	32,4	25,2	4001	2	8002	32,6	260849
4	64,7	32,4	18,0	18867	2	37733	20,5	773527

$$\Sigma G = 491673 \text{ kN}$$

$$\Sigma(z*G) = 11303045 \text{ kNm}$$

$$z_{\text{tot}} = \Sigma(z*G) / \Sigma G = 23,0 \text{ m}$$

Schevere lage toren (17 -> 18)

Deel	b (m)	d (m)	h (m)	V (m ³)	γ (kN/m ³)	G (kN)	z (m)	z*G (kNm)
1	32,4	32,4	165,6	173840	2	347681	7,4	2572836
2	32,4	32,4	64,8	68024	2	136049	57,8	7863626
3	10,6	32,4	25,2	4327	2	8655	32,9	284739
4	65,0	32,4	18,0	18954	2	37908	20,6	780905

$$\Sigma G = 530292 \text{ kN}$$

$$\Sigma(z*G) = 11502106 \text{ kNm}$$

$$z_{\text{tot}} = \Sigma(z*G) / \Sigma G = 21,7 \text{ m}$$

Schevere lage toren (17 -> 20)

Deel	b (m)	d (m)	h (m)	V (m ³)	γ (kN/m ³)	G (kN)	z (m)	z*G (kNm)
1	32,4	32,4	165,6	173840	2	347681	7,4	2572836
2	32,4	32,4	64,8	68024	2	136049	59,7	8122119
3	12,3	32,4	25,2	5021	2	10043	33,5	336431
4	65,7	32,4	18,0	19158	2	38316	20,9	800809

$$\Sigma G = 532088 \text{ kN}$$

$$\Sigma(z*G) = 11832195 \text{ kNm}$$

$$z_{\text{tot}} = \Sigma(z*G) / \Sigma G = 22,2 \text{ m}$$

Minder scheve hoge toren (5 -> 4)

Deel	b (m)	d (m)	h (m)	V (m ³)	γ (kN/m ³)	G (kN)	z (m)	z*G (kNm)
1	32,4	32,4	165,6	173840	2	347681	9,1	3163893
2	32,4	32,4	64,8	68024	2	136049	56,8	7727577
3	9,0	32,4	25,2	3674	2	7348	33,0	242495
4	64,4	32,4	18,0	18779	2	37558	20,6	773696

$$\Sigma G = 528636 \text{ kN}$$

$$\Sigma(z*G) = 11907661 \text{ kNm}$$

$$z_{\text{tot}} = \Sigma(z*G) / \Sigma G = 22,5 \text{ m}$$

Bijlage 5: Toetsing moment en dwarskracht kelder

Standaard Alles lichtgewicht L = 80 m		Standaard Alles lichtgewicht L = 72,4 m	
Mmax	3,10E+06 kNm	Mmax	3,10E+06 kNm
Vmax	1,00E+05 kN	Vmax	1,00E+05 kN
L	80 m	L	72,4 m
z	21,4 m	z	21,4 m
x	18,6 m	x	14,8 m
G	530000 kN	G	530000 kN
Mwind	1,40E+06 kNm	Mwind	1,40E+06 kNm
qG	6625 kN/m	qG	7320,442 kN/m
qM	1312,5 kN/m	qM	1602,515 kN/m
qMgem.	1007,344	qMgem.	1274,929
qtotaal	7632,344 kN/m	qtotaal	8595,371 kN/m
M	1320243 kNm	M	941365,1 kNm
V	141961,6 kN	V	127211,5 kN
Voldoet niet		Voldoet niet	

Lichtgewicht hoog Gemiddeld gewicht laag L = 80 m		Lichtgewicht hoog Gemiddeld gewicht laag L = 64,2 m		Lichtgewicht hoog Gemiddeld gewicht laag L = 71 m	
Mmax	3,10E+06 kNm	Mmax	3,10E+06 kNm	Mmax	3,10E+06 kNm
Vmax	1,00E+05 kN	Vmax	1,00E+05 kN	Vmax	1,00E+05 kN
L	80 m	L	64,2 m	L	71 m
z	25,5 m	z	25,5 m	z	25,5 m
x	14,5 m	x	6,6 m	x	10 m
G	600000 kN	G	600000 kN	G	600000 kN
Mwind	1,40E+06 kNm	Mwind	1,40E+06 kNm	Mwind	1,40E+06 kNm
qG	7500 kN/m	qG	9345,794 kN/m	qG	8450,704 kN/m
qM	1312,5 kN/m	qM	2038,024 kN/m	qM	1666,336 kN/m
qMgem.	1074,609	qMgem.	1828,507	qMgem.	1431,641
qtotaal	8574,609 kN/m	qtotaal	11174,3 kN/m	qtotaal	9882,345 kN/m
M	901405,8 kNm	M	243376,3 kNm	M	494117,3 kNm
V	124331,8 kN	V	73750,39 kN	V	98823,45 kN
Voldoet niet		Voldoet		Voldoet	

Lichtgewicht hoog Zwaargewicht laag L = 80 m		Lichtgewicht hoog Zwaargewicht laag L = 57,8 m		Lichtgewicht hoog Zwaargewicht laag L = 77 m	
Mmax	3,10E+06 kNm	Mmax	3,10E+06 kNm	Mmax	3,10E+06 kNm
Vmax	1,00E+05 kN	Vmax	1,00E+05 kN	Vmax	1,00E+05 kN
L	80 m	L	57,8 m	L	77 m
z	28,7 m	z	28,7 m	z	28,7 m
x	11,3 m	x	0,2 m	x	9,8 m
G	675000 kN	G	675000 kN	G	675000 kN
Mwind	1,40E+06 kNm	Mwind	1,40E+06 kNm	Mwind	1,40E+06 kNm
qG	8437,5 kN/m	qG	11678,2 kN/m	qG	8766,234 kN/m
qM	1312,5 kN/m	qM	2514,338 kN/m	qM	1416,765 kN/m
qMgem.	1127,109	qMgem.	2505,638	qMgem.	1236,45
qtotaal	9564,609 kN/m	qtotaal	14183,84 kN/m	qtotaal	10002,68 kN/m
M	610652,5 kNm	M	283,6768 kNm	M	480328,9 kNm
V	108080,1 kN	V	2836,768 kN	V	98026,3 kN
Voldoet niet		Voldoet		Voldoet	

Lagere hoge toren Alles lichtgewicht L = 80 m		Lagere hoge toren Alles lichtgewicht L = 69,2 m	
Mmax	3,10E+06 kNm	Mmax	3,10E+06 kNm
Vmax	1,00E+05 kN	Vmax	1,00E+05 kN
L	80 m	L	69,2 m
z	23 m	z	23 m
Luit	17 m	Luit	11,6 m
G	490000 kN	G	490000 kN
Mwind	1,40E+06 kNm	Mwind	1,40E+06 kNm
qG	6125 kN/m	qG	7080,925 kN/m
qM	1312,5 kN/m	qM	1754,151 kN/m
qMgem.	1033,594	qMgem.	1460,103
qtotaal	7158,594 kN/m	qtotaal	8541,028 kN/m
M	1034417 kNm	M	574640,4 kNm
V	121696,1 kN	V	99075,92 kN
Voldoet niet		Voldoet	

Minder scheve hoge toren		Minder scheve hoge toren	
Alles lichtgewicht		Alles lichtgewicht	
L = 80 m		L = 70,2 m	
Mmax	3,10E+06 kNm	Mmax	3,10E+06 kNm
Vmax	1,00E+05 kN	Vmax	1,00E+05 kN
L	80 m	L	70,2 m
z	22,5 m	z	22,5 m
Luit	17,5 m	Luit	12,6 m
G	530000 kN	G	530000 kN
Mwind	1,40E+06 kNm	Mwind	1,40E+06 kNm
qG	6625 kN/m	qG	7549,858 kN/m
qM	1312,5 kN/m	qM	1704,532 kN/m
qMgem.	1025,391	qMgem.	1398,59
qtotaal	7650,391 kN/m	qtotaal	8948,448 kN/m
M	1171466 kNm	M	710327,8 kNm
V	133881,8 kN	V	112750,4 kN
Voldoet niet		Voldoet niet	

Bijlage 6: Windbelasting

dw	3,5 m	h	208,8 m	a	0,384 m/s ²	E	0,032278
z0	0,7 m	b	32,4 m	delta	0,4176 m	phi1	1,013095
u*	2,82 m/s	l(h)	0,1439	fe	0,95893 1/s		
k	0,9 -	B	0,5066	bm	32,4 m		
rho	1,25 kg/m ³	Cdim	0,8554	D	0,01		

Richting I

z	b(z);l	l(z)	ww(z)	pw	pw;rep;l	Cindex;l	prep;l	qrep;l	D(z);l	M(z);l
[m]	[m]	[-]	[m/s]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m ¹]	[kN]	[kNm]
0,0	32,4	-	-	-	1,16	1,20	1,21	39,08	13595	1584489
3,6	32,4	-0,46	-13,72	-0,26	1,16	1,20	1,21	39,08	13454	1535800
7,2	32,4	0,54	11,74	0,41	1,16	1,20	1,21	39,08	13314	1487618
10,8	32,4	0,38	16,53	0,63	1,16	1,20	1,21	39,08	13173	1439942
14,4	32,4	0,33	19,36	0,77	1,16	1,20	1,21	39,08	13032	1392772
18,0	32,4	0,30	21,37	0,88	1,16	1,20	1,21	39,08	12892	1346109
21,6	32,4	0,28	22,93	0,97	1,16	1,20	1,21	39,08	12751	1299953
25,2	32,4	0,26	24,21	1,04	1,16	1,20	1,21	39,08	12610	1254303
28,8	32,4	0,25	25,29	1,10	1,16	1,20	1,21	39,08	12469	1209160
32,4	32,4	0,24	26,23	1,16	1,16	1,20	1,20	39,02	12329	1164523
36,0	32,4	0,23	27,06	1,21	1,21	1,20	1,26	40,72	12185	1120397
39,6	32,4	0,23	27,80	1,25	1,25	1,20	1,30	42,27	12036	1076799
43,2	32,4	0,22	28,47	1,30	1,30	1,20	1,35	43,69	11881	1033748
46,8	32,4	0,22	29,08	1,34	1,34	1,80	2,08	67,51	11681	991336
50,4	32,4	0,21	29,64	1,37	1,37	1,80	2,14	69,34	11435	949727
54,0	32,4	0,21	30,16	1,41	1,41	1,80	2,19	71,06	11182	909017
57,6	32,4	0,21	30,65	1,44	1,44	1,80	2,24	72,67	10923	869228
61,2	32,4	0,20	31,10	1,47	1,47	1,80	2,29	74,20	10659	830380
64,8	32,4	0,20	31,53	1,50	1,50	1,80	2,33	75,64	10389	792493
68,4	32,4	0,20	31,93	1,52	1,52	1,80	2,38	77,01	10114	755587
72,0	32,4	0,20	32,31	1,55	1,55	1,80	2,42	78,32	9835	719678
75,6	32,4	0,19	32,67	1,57	1,57	1,80	2,46	79,56	9551	684784
79,2	32,4	0,19	33,02	1,60	1,60	1,80	2,49	80,76	9262	650921
82,8	32,4	0,19	33,35	1,62	1,62	1,80	2,53	81,91	8969	618104
86,4	32,4	0,19	33,66	1,64	1,64	1,80	2,56	83,01	8672	586349
90,0	32,4	0,19	33,96	1,66	1,66	1,80	2,59	84,07	8372	555670
93,6	32,4	0,19	34,25	1,68	1,68	1,20	1,75	56,73	8118	525988
97,2	32,4	0,18	34,52	1,70	1,70	1,20	1,77	57,38	7913	497131
100,8	32,4	0,18	34,79	1,72	1,72	1,20	1,79	58,02	7705	469019
104,4	32,4	0,18	35,04	1,74	1,74	1,20	1,81	58,64	7495	441658
108,0	32,4	0,18	35,29	1,76	1,76	1,20	1,83	59,23	7283	415058
111,6	32,4	0,18	35,53	1,78	1,78	1,20	1,85	59,81	7069	389225
115,2	32,4	0,18	35,76	1,79	1,79	1,20	1,86	60,38	6852	364167
118,8	32,4	0,18	35,98	1,81	1,81	1,20	1,88	60,92	6634	339891
122,4	32,4	0,18	36,20	1,82	1,82	1,20	1,90	61,46	6414	316405
126,0	32,4	0,17	36,41	1,84	1,84	1,20	1,91	61,97	6192	293715
129,6	32,4	0,17	36,62	1,85	1,85	1,20	1,93	62,48	5968	271829
133,2	32,4	0,17	36,81	1,87	1,87	1,20	1,94	62,97	5742	250752
136,8	32,4	0,17	37,01	1,88	1,88	1,20	1,96	63,45	5514	230492
140,4	32,4	0,17	37,20	1,90	1,90	1,20	1,97	63,92	5285	211053
144,0	32,4	0,17	37,38	1,91	1,91	1,20	1,99	64,38	5054	192443
147,6	32,4	0,17	37,56	1,92	1,92	1,20	2,00	64,83	4821	174668
151,2	32,4	0,17	37,73	1,94	1,94	1,20	2,01	65,27	4587	157732
154,8	32,4	0,17	37,90	1,95	1,95	1,20	2,03	65,70	4351	141642
158,4	32,4	0,17	38,07	1,96	1,96	1,20	2,04	66,12	4114	126404
162,0	32,4	0,17	38,23	1,97	1,97	1,20	2,05	66,53	3875	112023
165,6	32,4	0,17	38,39	1,99	1,99	1,20	2,07	66,93	3635	98504

169,2	32,4	0,16	38,54	2,00	2,00	1,20	2,08	67,33	3394	85852
172,8	32,4	0,16	38,69	2,01	2,01	1,20	2,09	67,72	3150	74072
176,4	32,4	0,16	38,84	2,02	2,02	1,20	2,10	68,10	2906	63171
180,0	32,4	0,16	38,99	2,03	2,03	1,20	2,11	68,47	2660	53152
183,6	32,4	0,16	39,13	2,04	2,04	1,20	2,12	68,84	2413	44020
187,2	32,4	0,16	39,27	2,05	2,05	1,20	2,14	69,20	2165	35780
190,8	32,4	0,16	39,41	2,06	2,06	1,20	2,15	69,55	1915	28437
194,4	32,4	0,16	39,54	2,07	2,07	1,20	2,16	69,90	1664	21995
198,0	32,4	0,16	39,67	2,08	2,08	1,20	2,17	70,24	1412	16460
201,6	32,4	0,16	39,80	2,09	2,09	1,20	2,18	70,58	1158	11835
205,2	32,4	0,16	39,93	2,10	2,10	1,20	2,19	70,91	903	8124
208,8	32,4	0,16	40,05	2,11	2,11	1,20	2,20	71,24	647	5332
212,4	14,4	0,16	40,17	2,12	2,12	1,20	2,21	31,81	462	3335
216,0	14,4	0,16	40,30	2,13	2,13	1,20	2,22	31,95	347	1879
219,6	14,4	0,16	40,41	2,14	2,14	1,20	2,23	32,09	232	836
223,2	14,4	0,16	40,53	2,15	2,15	1,20	2,24	32,22	116	209
226,8	14,4	0,16	40,64	2,16	2,16	1,20	2,25	32,36	0	0

Richting II

z [m]	b(z);II [m]	l(z) [-]	ww(z) [m/s]	pw [kN/m ²]	pw;rep;II [kN/m ²]	Cindex;II [-]	prep;II [kN/m ²]	qrep;II [kN/m ²]	D(z);II [kN]	M(z);II [kNm]
0,0	57,6	-	-	-	1,16	1,20	1,21	69,48	14122	1245023
3,6	59,0	-0,46	-13,72	-0,26	1,16	1,20	1,21	71,17	13869	1194638
7,2	60,4	0,54	11,74	0,41	1,16	1,20	1,21	72,86	13610	1145176
10,8	61,8	0,38	16,53	0,63	1,16	1,20	1,21	74,55	13345	1096658
14,4	63,3	0,33	19,36	0,77	1,16	1,20	1,21	76,36	13073	1049107
18,0	64,7	0,30	21,37	0,88	1,16	1,20	1,21	78,05	12795	1002545
21,6	66,1	0,28	22,93	0,97	1,16	1,20	1,21	79,74	12511	956994
25,2	67,5	0,26	24,21	1,04	1,16	1,20	1,21	81,42	12221	912477
28,8	68,9	0,25	25,29	1,10	1,16	1,20	1,21	83,11	11925	869015
32,4	70,3	0,24	26,23	1,16	1,16	1,20	1,20	84,66	11623	826629
36,0	71,8	0,23	27,06	1,21	1,21	1,20	1,26	90,24	11308	785354
39,6	73,2	0,23	27,80	1,25	1,25	1,20	1,30	95,50	10974	745248
43,2	74,6	0,22	28,47	1,30	1,30	1,20	1,35	100,60	10621	706379
46,8	64,8	0,22	29,08	1,34	1,34	1,20	1,39	90,01	10277	668762
50,4	64,8	0,21	29,64	1,37	1,37	1,20	1,43	92,46	9949	632354
54,0	64,8	0,21	30,16	1,41	1,41	1,20	1,46	94,75	9612	597145
57,6	64,8	0,21	30,65	1,44	1,44	1,20	1,50	96,90	9267	563162
61,2	64,8	0,20	31,10	1,47	1,47	1,20	1,53	98,93	8915	530435
64,8	64,8	0,20	31,53	1,50	1,50	1,20	1,56	100,85	8555	498990
68,4	64,8	0,20	31,93	1,52	1,52	1,20	1,58	102,68	8189	468851
72,0	64,8	0,20	32,31	1,55	1,55	1,20	1,61	104,42	7816	440043
75,6	64,8	0,19	32,67	1,57	1,57	1,20	1,64	106,09	7437	412588
79,2	64,8	0,19	33,02	1,60	1,60	1,20	1,66	107,68	7052	386508
82,8	54,0	0,19	33,35	1,62	1,62	1,20	1,69	91,01	6695	361764
86,4	43,2	0,19	33,66	1,64	1,64	1,20	1,71	73,78	6398	338197
90,0	32,4	0,19	33,96	1,66	1,66	1,20	1,73	56,04	6164	315586
93,6	32,4	0,19	34,25	1,68	1,68	1,20	1,75	56,73	5961	293760
97,2	32,4	0,18	34,52	1,70	1,70	1,20	1,77	57,38	5756	272669
100,8	32,4	0,18	34,79	1,72	1,72	1,20	1,79	58,02	5548	252322
104,4	32,4	0,18	35,04	1,74	1,74	1,20	1,81	58,64	5338	232727
108,0	32,4	0,18	35,29	1,76	1,76	1,20	1,83	59,23	5126	213891
111,6	32,4	0,18	35,53	1,78	1,78	1,20	1,85	59,81	4912	195824
115,2	32,4	0,18	35,76	1,79	1,79	1,20	1,86	60,38	4695	178531
118,8	32,4	0,18	35,98	1,81	1,81	1,20	1,88	60,92	4477	162021
122,4	32,4	0,18	36,20	1,82	1,82	1,20	1,90	61,46	4257	146301
126,0	32,4	0,17	36,41	1,84	1,84	1,20	1,91	61,97	4035	131376
129,6	32,4	0,17	36,62	1,85	1,85	1,20	1,93	62,48	3810	117255
133,2	32,4	0,17	36,81	1,87	1,87	1,20	1,94	62,97	3585	103944
136,8	32,4	0,17	37,01	1,88	1,88	1,20	1,96	63,45	3357	91449
140,4	32,4	0,17	37,20	1,90	1,90	1,20	1,97	63,92	3128	79776
144,0	32,4	0,17	37,38	1,91	1,91	1,20	1,99	64,38	2897	68931
147,6	32,4	0,17	37,56	1,92	1,92	1,20	2,00	64,83	2664	58921

151,2	32,4	0,17	37,73	1,94	1,94	1,20	2,01	65,27	2430	49751
154,8	32,4	0,17	37,90	1,95	1,95	1,20	2,03	65,70	2194	41427
158,4	32,4	0,17	38,07	1,96	1,96	1,20	2,04	66,12	1957	33954
162,0	32,4	0,17	38,23	1,97	1,97	1,20	2,05	66,53	1718	27338
165,6	32,4	0,17	38,39	1,99	1,99	1,20	2,07	66,93	1478	21584
169,2	29,7	0,16	38,54	2,00	2,00	1,20	2,08	61,72	1247	16680
172,8	27,0	0,16	38,69	2,01	2,01	1,20	2,09	56,43	1034	12575
176,4	24,3	0,16	38,84	2,02	2,02	1,20	2,10	51,07	840	9201
180,0	21,6	0,16	38,99	2,03	2,03	1,20	2,11	45,65	666	6489
183,6	18,9	0,16	39,13	2,04	2,04	1,20	2,12	40,16	512	4368
187,2	16,2	0,16	39,27	2,05	2,05	1,20	2,14	34,60	377	2767
190,8	13,5	0,16	39,41	2,06	2,06	1,20	2,15	28,98	263	1615
194,4	10,8	0,16	39,54	2,07	2,07	1,20	2,16	23,30	169	838
198,0	8,1	0,16	39,67	2,08	2,08	1,20	2,17	17,56	95	363
201,6	5,4	0,16	39,80	2,09	2,09	1,20	2,18	11,76	42	115
205,2	2,7	0,16	39,93	2,10	2,10	1,20	2,19	5,91	11	19
208,8	0,0	0,16	40,05	2,11	2,11	1,20	2,20	0,00	0	0