

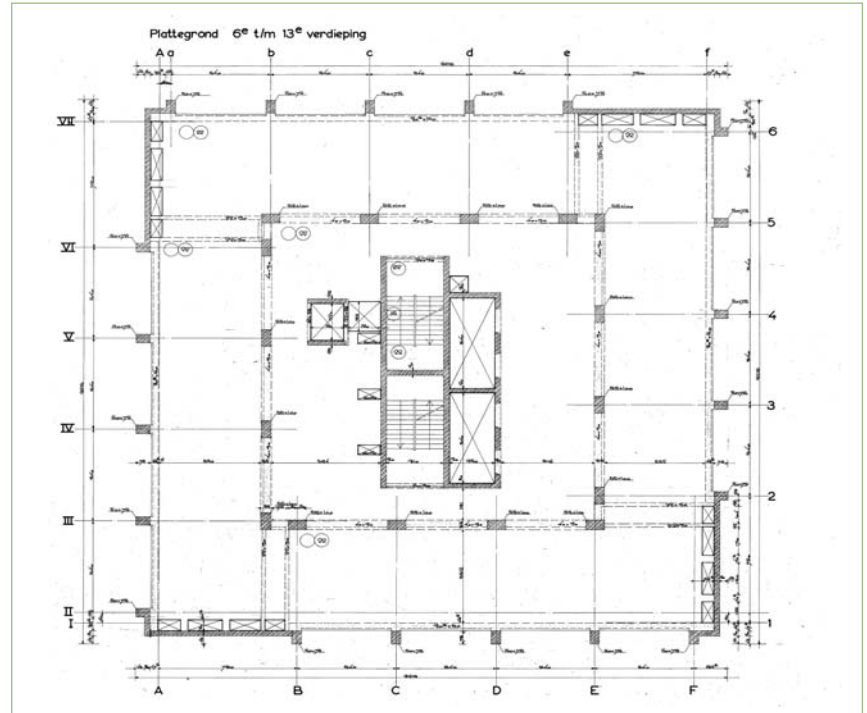
Een tweede leven voor de Westerlaantoren

Eind jaren negentig kwam multinational Vopak met het voornemen om hun toenmalige kantoorpand, bestaande uit een kantoor-toren en een aangrenzende langwerpige laagbouw aan de Westerlaan te Rotterdam te renoveren. Omdat Aronsohn verantwoordelijk was voor het constructieve ontwerp van de toren en de bijbehorende laagbouw werd ons de vraag gesteld of het mogelijk was om de toren op te hogen naar een hoogte van ongeveer 70 meter. De laagbouw moest gaan dienen als het nieuwe hoofdkantoor en zodanig worden aangepast dat de organisatie van Vopak er duurzaam en comfortabel kon worden gehuisvest. De toren zou worden gerenoveerd tot een kantoor- en woontoren. Tevens zou er een ondergrondse parkeergarage deels onder het Westerpark en deels onder de Westerlaan moeten komen voor de werknemers van Vopak en de toekomstige bewoners van de toren.

De laagbouw is uiteindelijk vrijwel volledig vernieuwd en in 2004 in gebruik genomen. De ondergrondse parkeergarage is in 2008 gerealiseerd en als alles volgens planning verloopt, zal medio 2012 de Westerlaantoren worden opgeleverd.

De aandacht in dit artikel gaat uit naar de renovatie en uitbreiding van de toren. Vanaf het initiatief in 1999 tot het definitieve ontwerp in 2008 zijn diverse varianten onderzocht. Er is zelfs overwogen om de toren volledig te slopen. Het bleek uiteindelijk toch economisch voordeliger om de toren grotendeels te handhaven en uit te breiden. Het definitieve ontwerp bestaat uit een commerciële laag op de begane grond, kantoren van de 1e tot en met de 10e verdieping en woningen van de 11e tot en met de 19e verdieping. Op het dak staan enkele installaties voor de woningen en een installatie voor het gevelonderhoud onder een koepelvormige kap. In de kelder bevindt zich een doorgang naar de parkeergarage, de bergingen voor de woningen en de klimaatinstallaties voor de kantoren. Om het vloeroppervlak van de woningen te vergroten zijn er balkons voorzien aan de gevels.

De bestaande constructie bestaat uit in het werk gestorte betonvloeren, balken, kolommen en



Figuur 1

kernen. De bestaande toren heeft een nagenoeg vierkante plattegrond waarbij het vloeroppervlak van de 1e tot en met de 4e verdieping groter is door de uitkragende en daarom verdikte vloeren. Boven de 4e verdieping zijn de vloeren nagenoeg identiek tot en met de 16e verdieping met een grondvlak van circa 32,5 bij 32,5 m². De dakvloer bevindt zich op ongeveer 61 meter boven het maaiveld en was ontworpen als landingsplaats voor een helikopter.

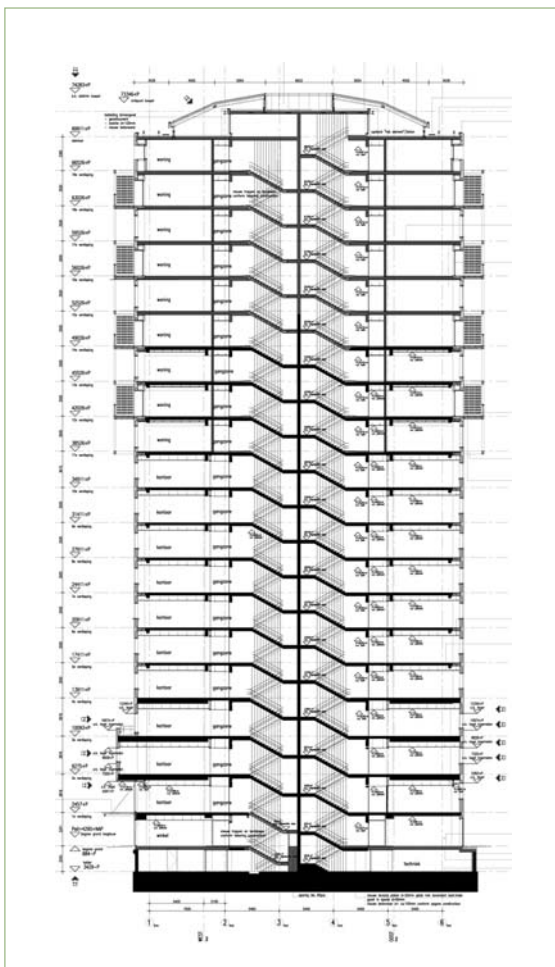
De verticale belastingen worden gedragen door 220 mm dikke in het werk gestorte vloeren, rustend op betonnen balken die de belasting afdragen naar een binnenring van 20 kolommen met afmetingen 550x1000 mm² en kolommen in de gevel van 500x750 mm². Onder de 4e verdieping worden de kolommen zwaarder; resp. 700x1000 mm² en 500x860 mm². De stabiliteit wordt verzorgd door een centrale kern die een duidelijk sterke en zwakke richting kent. Tot de 4e verdieping bevinden zich in de gebouwhoeken betonnen schijven die ook een bijdrage leveren in de stabiliteit. Onder het gehele gebouw bevindt zich een

2 meter dikke gewapende betonnen plaat die de verticale en horizontale belastingen afdraagt naar de paalfundering. Er zijn in totaal 375 palen met een schachtmaat 400x400 mm² en een verzwaarde punt van 530x530 mm² toegepast.

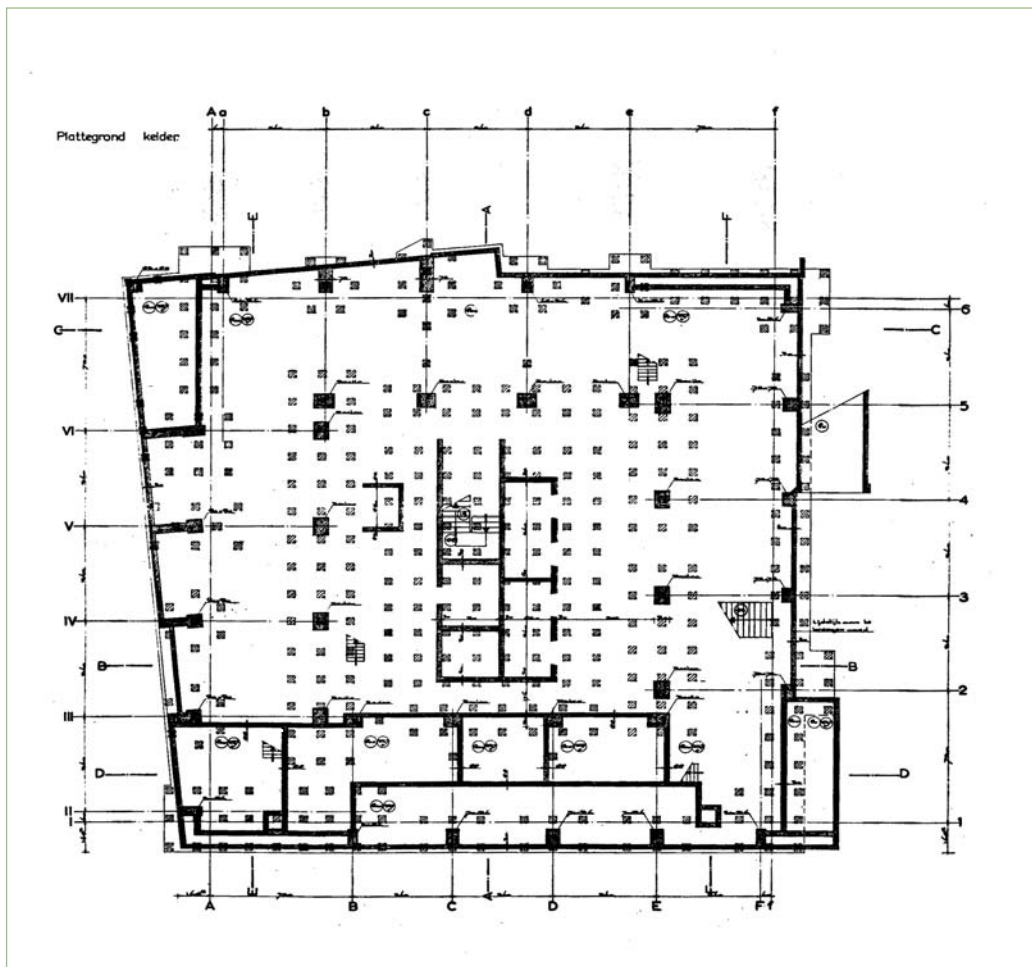
Om de toren te verhogen van 61 meter naar 76 meter en de vloeren geschikt te maken voor hun kantoor- of woonfunctie was het nodig om het gebouw tot op het betonnen casco te strippen en de 15e tot en met de 17e verdiepingvloer te verwijderen. Ook de uitkragende 1e tot en met 4e verdiepingvloeren zijn grotendeels verwijderd.

De uitbreiding van de constructie van de toren bestaat uit 5 nieuwe verdiepingvloeren en de stalen koepelvormige dakopbouw. De balkons worden aan de constructie gehangen door middel van een staalconstructie en zijn zo licht mogelijk uitgevoerd. Zie figuur 2.

De verhoging van de toren betekent een toename van de totale verticale belasting in de uiterste grenstoestand van ongeveer 14% ten opzichte van de oude situatie. De windbelasting op de hogere en door de balkons deels bredere gevel geeft een



Figuur 2



Figuur 3

moment op de fundering dat ongeveer 60% groter is dan het oorspronkelijke windmoment.

De uitdaging in het ontwerp was duidelijk. Hoe kunnen we op een constructief verantwoorde manier de hogere verticale en horizontale belastingen op laten nemen door de bestaande constructie en indien dat niet mogelijk is welke maatregelen kunnen we dan nemen die passen binnen de programmatische en financiële randvoorwaarden en waardoor de constructie voldoet aan de huidige eisen voor nieuwbouw uit het Bouwbesluit. Gezien de dikte van de funderingsplaat was het al snel duidelijk dat het bijplaatsen van palen niet tot de mogelijkheden behoorde. Als het noodzakelijk was geweest om de bestaande paalfundering te moeten aanpassen dan was het project financieel niet haalbaar. Eerst moest er duidelijkheid komen over de draagkracht van de palen. Alle maatregelen zijn er op gericht om de extra belasting op te palen zoveel mogelijk te spreiden en te verdelen over zoveel mogelijk palen. Hiervoor zijn diverse varianten onderzocht. Al snel bleek dat zonder aanvullende maatregelen spanningen in de betonconstructie en toelaatbare paalbelastingen zouden

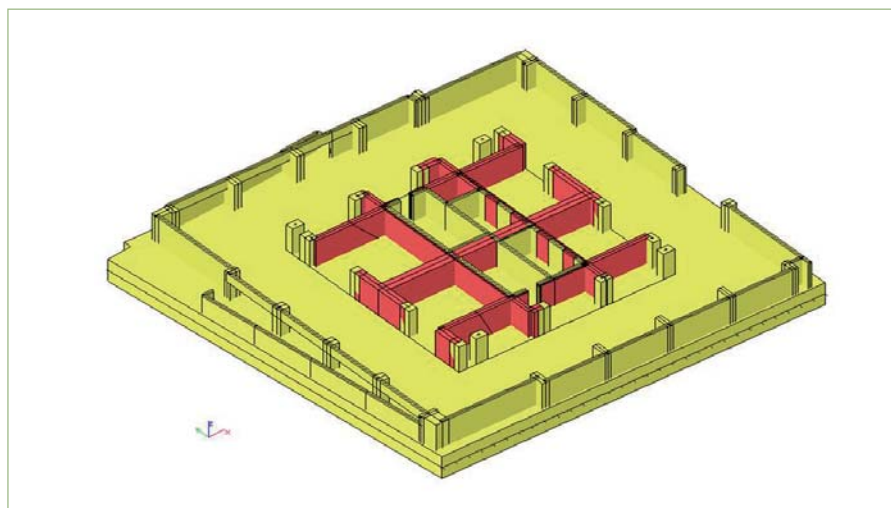
worden overschreden. Uiteindelijk zijn de volgende onderzoeken gedaan en maatregelen getroffen:

- De bestaande paalfundering is opnieuw door-gerekend op basis van de huidige geotechnische normen.
- De kernwanden in de kelder zijn verzwaid om een gelijkmatige verdeling van de verticale belastingen op de palen rondom de kern te krijgen en om de hogere windbelasting op te kunnen nemen.
- De centrale kern boven de begane grond is verzwaid om de hogere windbelasting op te nemen
- De schijven die zich in de hoeken van de gebouwen bevinden zijn doorgetrokken tot de 20e verdiepingvloer.
- En als meest in de oog springende maatregel is een zogenaamde outriggerconstructie toegepast.

Op basis van de bestaande sonderingen heeft de funderingsadviseur, Tjaden Grondmechanica, een herberekening gemaakt om het draagvermogen van de palen volgens de huidige normen te bepalen. Hieruit bleek al snel dat er behoorlijk wat reserve in de capaciteit van de palen aanwezig was.

Het oorspronkelijk berekende paal draagvermogen was door het toenmalige Laboratorium voor Grondmechanica berekend op ongeveer 1000 kN. In deze waarde zitten de belastingfactoren min of meer al verwerkt zodat onze verwachting was dat volgens de huidige normen er zeker een hogere waarde voor het paal draagvermogen haalbaar was. Na herberekening van de oorspronkelijke sonderingen bleek dat in de uiterste grenstoestand waarden voor het paal draagvermogen tot zelfs 2000 kN konden worden gehaald. De maximale belasting in de uiterste grenstoestand op de palen bedraagt maximaal 1450 kN en uiteindelijk bleek dat nergens sprake was van een overschrijding van de toelaatbare paalbelasting.

In het palenplan in *figuur 3* valt op dat de palen behoorlijk dicht op elkaar staan; hart op hart 1450 mm, ongeveer 2,7D. Bovendien staan er veel palen dicht bij elkaar, vooral onder de kern en de kolommen in de binnering. Er is daarom nog onderzoek gedaan om een beeld te krijgen van eventuele heivverdichting maar de mogelijkheden tot het maken van nieuwe sonderingen waren beperkt. Er zijn uiteindelijk 2 controlesonderingen gemaakt,



Figuur 4

die een beter beeld gaven dan de oorspronkelijke sonderingen, maar waren uiteraard niet representatief voor alle palen.

De aanvullende maatregelen bleven dus beperkt tot de betonconstructie.

Om de hogere verticale belastingen uit de kolommen in de binnenring en op de kern gelijkmatiger te verdelen over de palen zijn er betonnen wanden tussen de kern en de kolommen van de binnenring toegevoegd. Zie *figuur 4*.

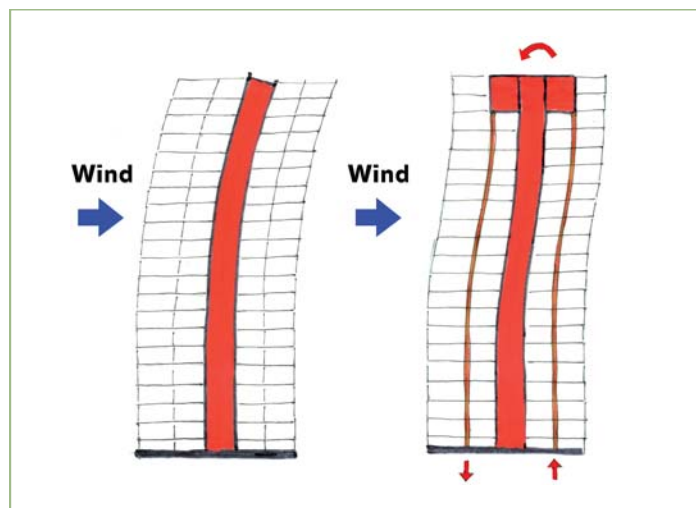
In combinatie met de nieuw te maken begane grondvloer wordt zo een doosconstructie gevormd met een hoogte van 4500 mm. De toegenomen stijfheid van de kelderconstructie was uiteraard ook gunstig om het moment als gevolg van de windbelasting op te nemen en af te dragen naar de palen.

Het oorspronkelijke windmoment bepaald volgens de huidige normen voor het gebouw van 61 meter bedraagt ongeveer 97000 kNm. Als gevolg van het verhogen van de toren en het plaatselijk verbreden van het gebouw met de balkons neemt het windmoment op de fundering toe met ongeveer 60% tot 157000 kNm.

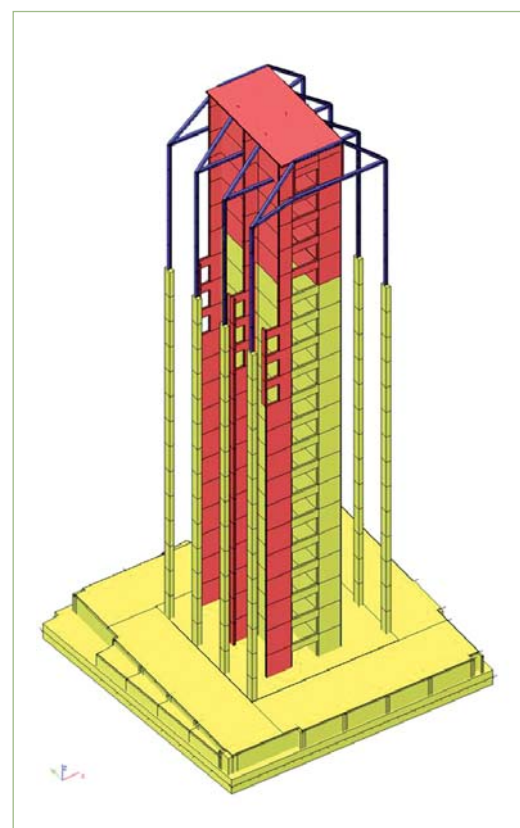
In de stijve richting van de kern bleek al snel dat dit niet mogelijk was zonder aanvullende voorzieningen. In de zwakke richting van de kern waren de overschrijdingen van de toelaatbare betonspanningen zo nodig nog groter. Het versterken van de kern om de zwakke as binnen de door de opdrachtgever en architect gewenste plattegrond met alleen extra betonwanden was niet mogelijk. De kern zou eenvoudigweg te veel ruimte vergen. Om de afmetingen van de extra wanden aan de kern beperkt te houden is een zogenaamde outriggerconstructie geïntroduceerd.

Een outrigger of bij gebrek aan een beter Nederlands woord een overdrachtsconstructie zorgt er voor dat kolommen rondom een kern worden betrokken in de krachtswerking. Meestal zijn dit de gevelkolommen maar in dit geval de kolommen in de binnenring. De vervorming van de kern wordt tegengegaan doordat de krachten, die in de kolommen ontstaan, een tegenwerkend moment genereren. Dit tegenwerkend moment zorgt voor een reductie van het moment in de voet van de kern en een aanzienlijke reductie van de horizontale vervormingen. Zie *figuur 5*.

De effectiviteit van een outrigger wordt bepaald door de positie van de outrigger in de hoogte en de stijfheid van de kern, de kolommen en de outrigger. Een outrigger is het meest effectief als deze zich ongeveer op 2/3e van de hoogte bevindt. In het ontwerp is uiteindelijk gekozen voor een outrigger in de top omdat de outrigger daar het minst verstorend op de woonplattegronden zou werken. De positie van de kern is weliswaar niet optimaal maar er zat toch een heel groot voordeel aan. Zoals in *figuur 7* is te zien bevindt het nulpunt in de momentenlijn zich in de buurt van de overgang van bestaand naar nieuw en zijn de momenten klein. In de aansluiting van bestaand op nieuw komen geen resulterende trekkrachten in de kernwanden voor waardoor de aansluiting op de bestaande kernwanden een praktische is. Het tegenwerkende moment door de outrigger en daarmee de reductie van het moment in de voet wordt groter naarmate de outrigger en de kolommen stijver worden ten opzichte van de kern. Om een idee te krijgen van de gevoeligheid van de outrigger voor de stijfheden is in het ontwerp gevarieerd met de diverse stijfheidparameters. Omdat de nieuwe kolommen en outrigger zijn



Figuur 5



Figuur 6

uitgevoerd in staal was de belangrijkste variabele het staaloppervlak. Om een zo stijf mogelijke outrigger te krijgen zit er daarom meer staal in de kolommen en outrigger dan benodigd voor de sterkte.

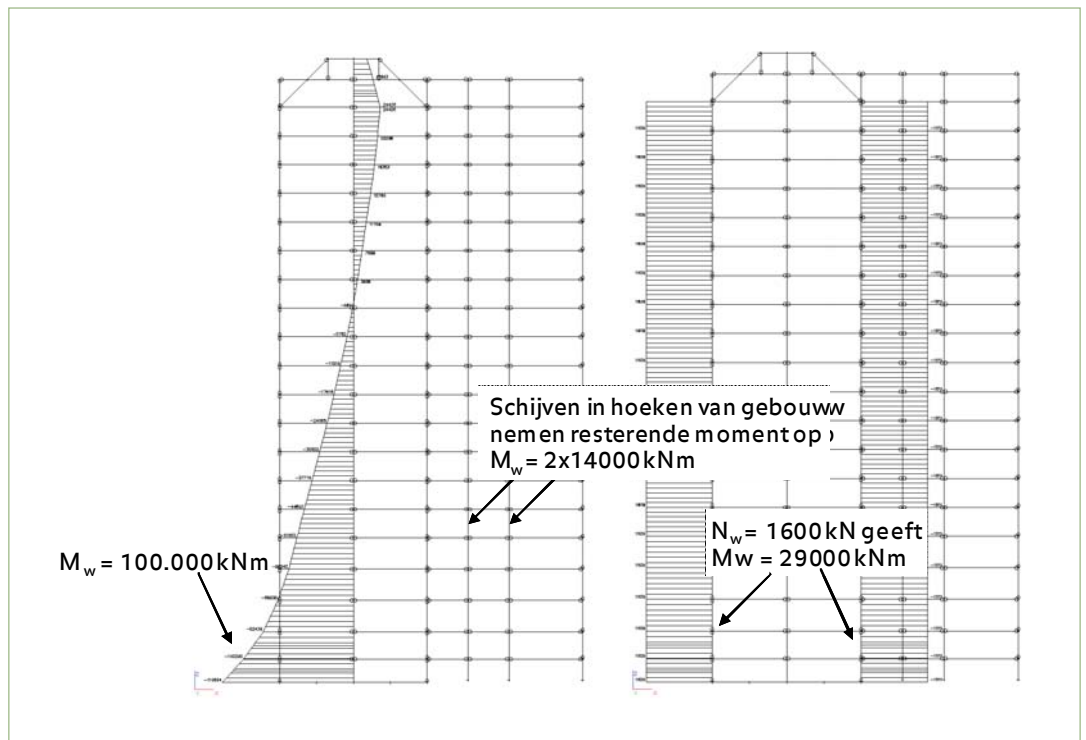
Nadat de vorm van de kern was vastgelegd was de effectiviteit van de outrigger rekentechnisch vooral afhankelijk van de juiste aanname van de

E-modulus van de al dan niet gescheurde beton-doorsnede. Voor de bepaling van het maximale moment in de kern en de controle van de bestaande constructie is een hoge E-modulus voor de betonnen kern genomen. Voor de maximale krachten in outrigger en kolommen is een lage E-modulus van de betonnen kern genomen.

Voor de berekening van de paalbelastingen maakte de variatie in stijfheden uiteindelijk niet zo veel uit omdat de windbelasting een beperkte bijdrage in de totale belasting op de palen heeft.

In figuur 7 is te zien dat het moment in de voet van de kern nu in orde van grootte even groot als het windmoment op de bestaande toren.

De Westerlaantoren is zo een geslaagd voorbeeld van hergebruik van een bestaande constructie met beperkte mogelijkheden voor uitbreiding van de aanwezige funderingsconstructie door het toepassen van slimme constructieve voorzieningen in de bovenbouw. ■



Figuur 7

PIJLERS ONDER PROFESSIONALITEIT

Jetmix is een inventieve en zorgvuldige partner voor uw bouwproces en sterk verankerd in de markt. Wij zijn actief in het ontwerpen en uitvoeren van een breed scala aan verankerings- en ankerpaalsystemen.

- Groutinjectieankers
- Groutankers met (GEWI)-staven
- Groutankers met strengen
- Groutinjectieankerpalen
- GEWI-ankerpalen
- Verwijderen van verankeringen

Jetmix
FUNDERINGSTECHNIEK

Oudsas 11 | Postbus 25 | 4250 DA Werkendam
t 0183-50 56 66 | f 0183-50 05 25 | info@jetmix.nl | www.jetmix.nl

