

ir. A.C.P. van Drunen en ir. G.L.H.M. Henkens

George Henkens is directeur en Jos van Drunen adjunct-directeur van Aronsohn Constructies raadgevende ingenieurs in Rotterdam.

Het kantoorgebouw Vivaldi in Amsterdam onderging grote wijzigingen na het schetsontwerp, waardoor de besteksgereedheid een jaar langer op zich liet wachten. De twee torens, verbonden door een kern, zien er totaal anders uit dan oorspronkelijk bedoeld.

van de stad bevindt zich de zogenaamde Eemkleilaag, vergelijkbaar met de laag van Kedichem. Hoge belastingen (lees: hoogbouw) leiden tot zettingen van centimeters. Het gebied rondom de Zuidas heeft deze laag echter niet en is dus een goede plaats voor hoge torens. De aanwezige grondlagen met een waterremmende capaciteit

Geheel niet volgens ontwerp



Aanzicht zuidgevel met de diagrid zichtbaar in de westgevel. Het achteraf aanpassen van de gevels veranderde de stabiliteitsvoorzieningen compleet.

Vivaldi is een gebouw met een kantoorvolume van 30.000 m² bruto vloeroppervlak (waarvan 86% verhuurbaar) en een ondergrondse parkeergarage voor tweehonderdveertig auto's. In het stedenbouwkundige plan was vastgelegd dat het volume vooral moest worden gerealiseerd in de vorm van een toren. Het kantoorgebouw in Amsterdam, naast de A10 in de kom van de afslag RAI aan de Drentestraat, wordt verhuurd aan Ernst & Young. De succesvolle ontwikkeling van het World Port Center in Rotterdam in 1999^[1] was voor ontwikkelaar ING Real Estate Development reden om op korte termijn datzelfde ontwerpteam een nieuwe opdracht te gunnen. Een mooi vooruitzicht, aangezien de opdrachtgever behoort tot de categorie met hoge ambities. Vanwege de ongunstige ontwikkelingen in de kantorenmarkt, liet de samenwerking echter twee jaar op zich wachten.

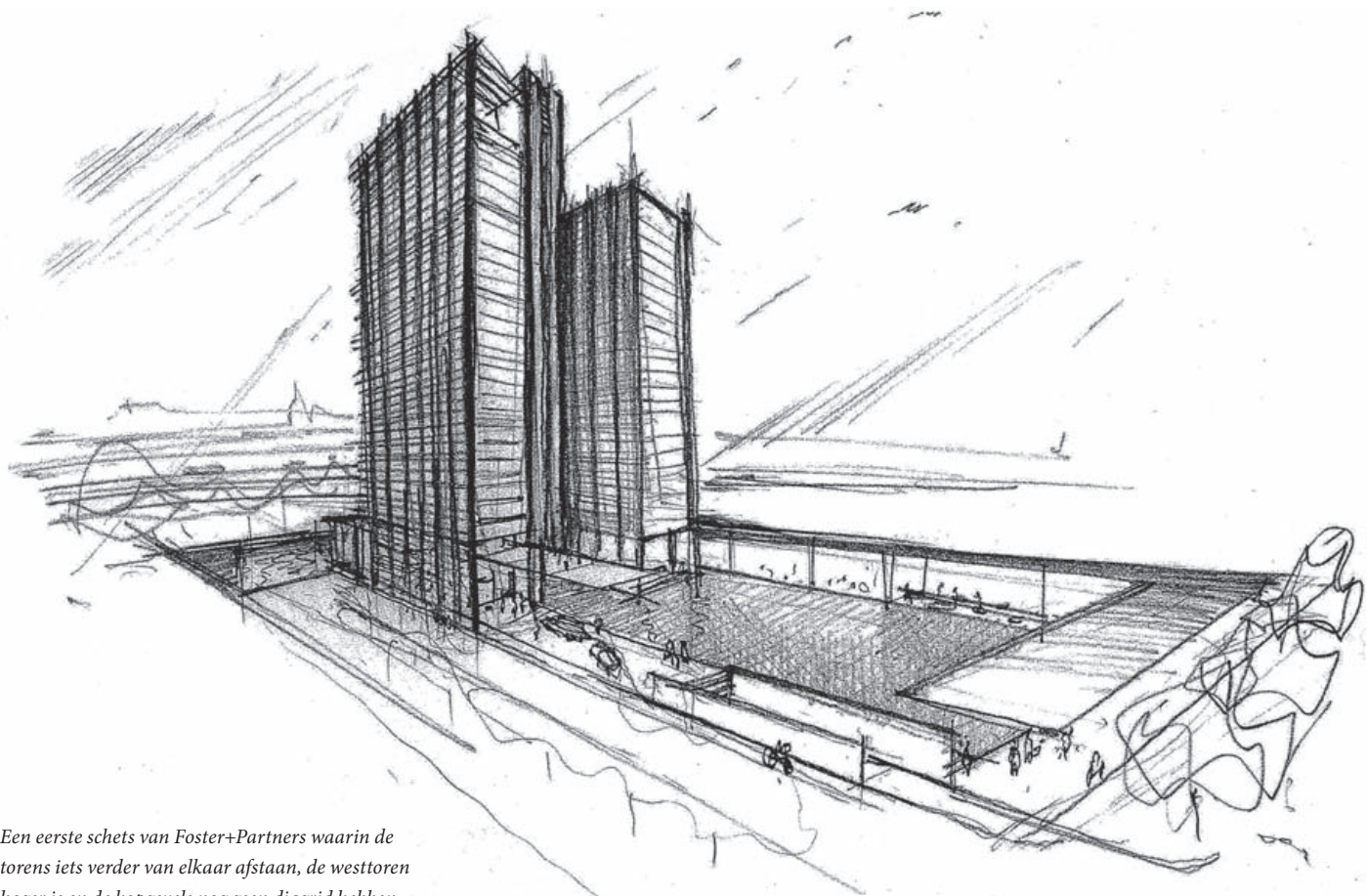
Eemkleilaag

De opdrachtgever en de architect ontmoeten elkaar in november 2002, waarbij de architect, Foster+Partners, zijn gedachte over de bouwmassa toonde. De planning: besteksgereed eind 2003. Dit werd uiteindelijk een jaar later vanwege de grote wijzigingen die tijdens het proces zouden worden doorgevoerd. Voor het Voorlopig Ontwerp was een periode beschikbaar van zestien weken. Het belangrijkste onderwerp was de ontwikkeling van de parkeerkelder. Amsterdam is een qua grondgesteldheid interessante stad. Onder een groot deel

liggen in dit deel van de stad met de onderzijde op een zodanig niveau dat een ontgraving van enige betekenis geen evenwicht meer vormt tegen opbarsten. Hierdoor was bij de bouw van het kantoor van de ABN AMRO-bank (ook aan de A10) op beperkte schaal onderwaterbeton nodig. Voor de kelders onder Mahler4 (ook aan de A10, ten westen van Vivaldi) is deze techniek op zeer grote schaal toegepast. De opdrachtgever ging uit van een kelder met één laag, maar al snel bleek dit onvoldoende voor het aantal auto's, de ruimten voor techniek, sprinklertank, (fietsen)bergingen en andere gebouwonderdelen, zoals schachten en kelderconstructies. Met een pompproef werd in een vroeg stadium onderzocht of een garage van twee lagen mogelijk was, zonder gevaar voor openbarsten van de bouwput. De proef viel gunstig uit, mits onder de vloer van de kelder geen omvangrijke funderingen (poeren) nodig zouden zijn. De tweelaagse garage 'wikkelt zich' daarom om de toren met zijn zware funderingen.

De kern van stabiliteit

De toren bestond vanaf het eerste ontwerp uit twee beuken die enigszins ten opzichte van elkaar waren verschoven. Tussen de beuken concentreerde zich de verticale ontsluiting (schachten, liften en trappenhuisen). De kantoorbeuken hadden kolomvrije overspanningen van 14,1 m en waren respectievelijk 93,7 m (vijftientig lagen) en 82,6 m hoog (tweeëntwintig lagen). De kern is



Een eerste schets van Foster+Partners waarin de torens iets verder van elkaar afstaan, de westtoren hoger is en de kopgevels nog geen diagrid hebben.

97,8 m hoog. Bij deze hoogte is de stabiliteit goed te realiseren met een kern. De kern staat centraal en wordt daardoor goed onder druk gehouden door de verticale belasting van de torens. Een dragende gevel die een aandeel levert aan de stabiliteit is uit esthetisch oogpunt niet overwogen door Foster+Partners. De consequentie is wel dat een intensief ontwerptraject nodig is voor een intelligente kern: een kern waarin alle functies worden ondergebracht die toch geen daglicht nodig hebben. Dat had dit ontwerp-team al eens eerder gedaan bij het World Port Center (WPC) in Rotterdam. De architect wilde graag karakteristieke kolommen die de gevel profiel geven. Staal bleek hier de meest geëigende detaillering op te leveren en zo ontstond een hybride constructie die Aronsohn bij andere projecten ook heeft toegepast^[1, 2, 3, 4]. De kolomvrije overspanning van 14,1 m is gemaakt met een kanaalplaat. Er is twijfel

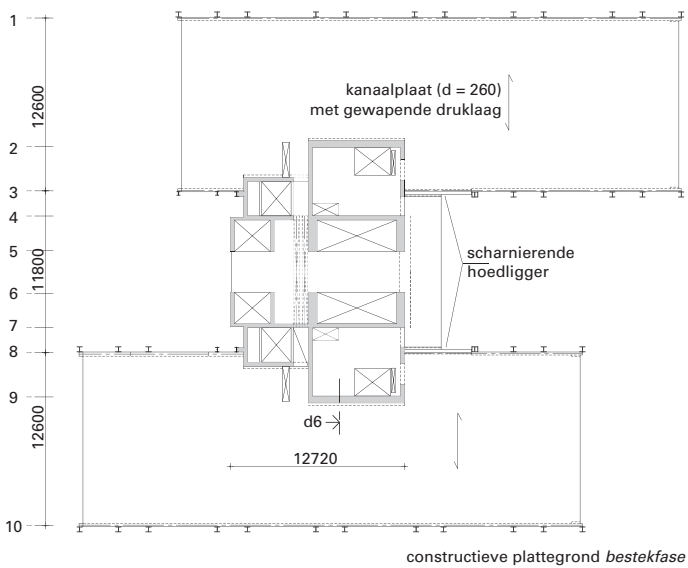
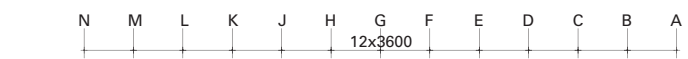
geweest of een kanaalplaat wel een goede oplossing was bij hoogbouw vanwege de windgevoeligheid van grote elementen bij de montage. Dit soort verlet moet tot een minimum worden beperkt. De voordelen van een kolomvrije maat wogen echter zwaarder.

Ontwerpwijzigingen

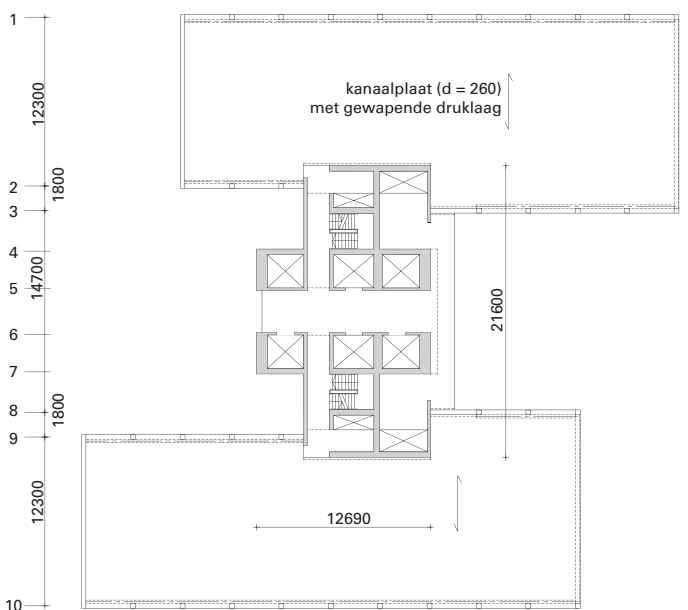
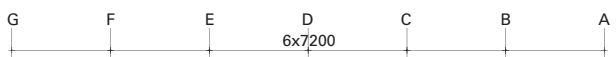
Met het eerste ontwerp waren belangrijke keuzes gemaakt, maar onverwachte externe oorzaken leidden ertoe dat de huidige toren nog maar op een enkel punt overeenkomt met het eerste ontwerp. In twee trajecten werden belangrijke wijzigingen afgedwongen. Er was kritiek van de gemeentelijke supervisor op de architectuur. Dit leidde tot de invoering van een gevel met een diagonale structuur ('diagrid'). Gelijktijdig werden de posities van de torens gewijzigd, deze kwamen 3 m dichter

bij elkaar en de overspanning werd overal beperkt tot 12,6 m.

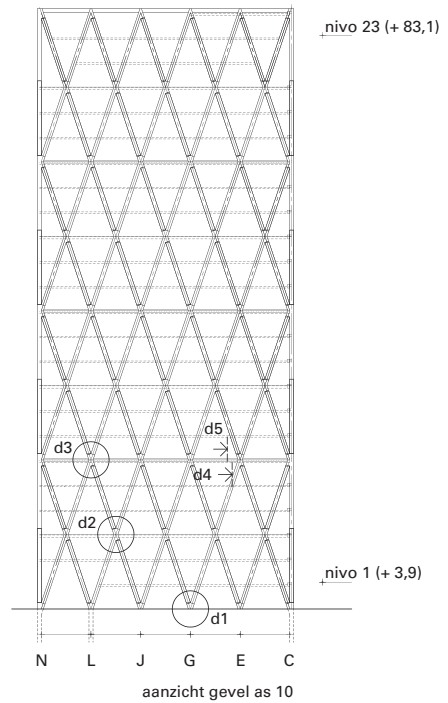
Beide wijzigingen hadden grote gevolgen voor de stabiliteit. Immers, een diagrid is een stijf element en zal dus windbelasting opnemen. Door de andere positionering van torens was de kern in zijn eerdere vorm niet meer mogelijk. Juist in de richting waarin de diagrids de kern niet konden steunen, moest de kern het doen met 2 m minder constructiehoogte. Interessant in dit verband, is de koppeling van beide kerndelen. Kernen kennen een vervelend probleem. De liftlobby snijdt een kern vaak in twee delen. Dat is zeer ongewenst: de adviseur van de constructie worstelt altijd met koppelingen als lateien, die de architectonische kwaliteit van de lobby verminderen. Hier is een nieuwe methode gehanteerd door de koppeling te maken met een 800 mm dikke vloer waarin twee



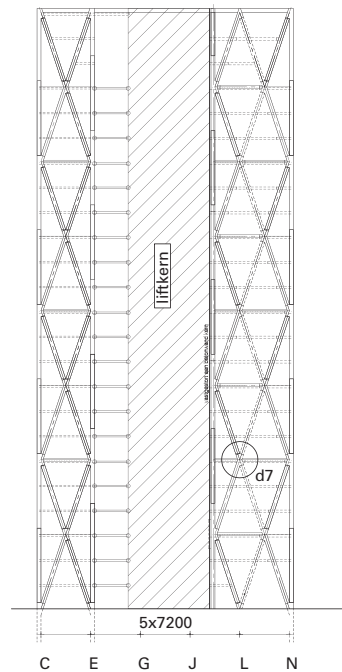
constructieve plattegrond *bestekfase*



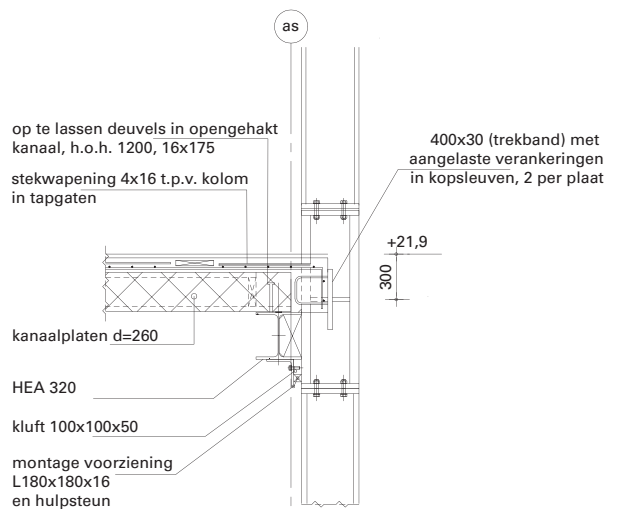
constructieve plattegrond *voorlopig ontwerp*



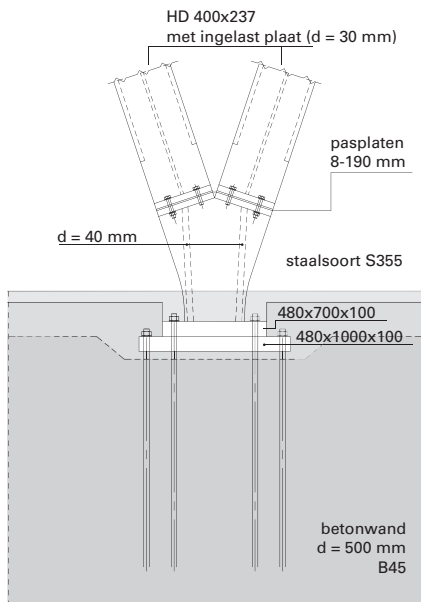
aanzicht gevel as 10



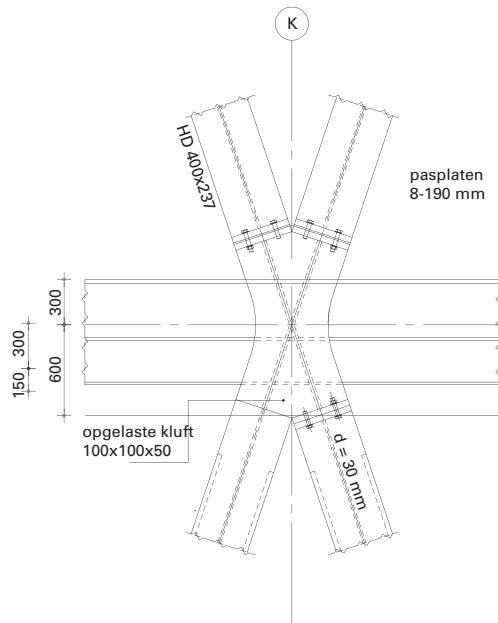
aanzicht gevel op as 8



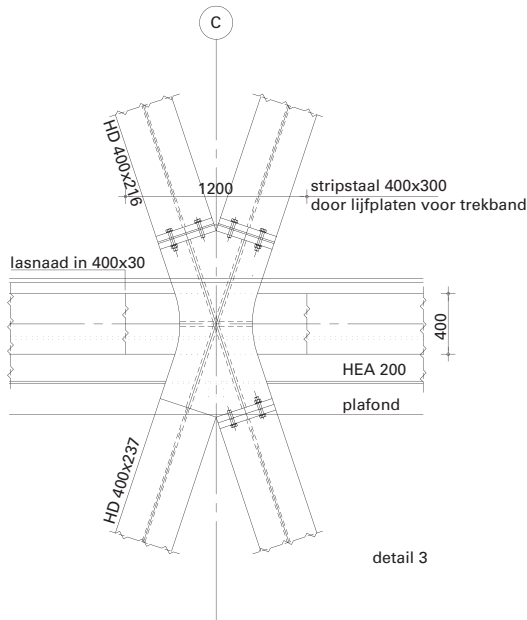
detail 5



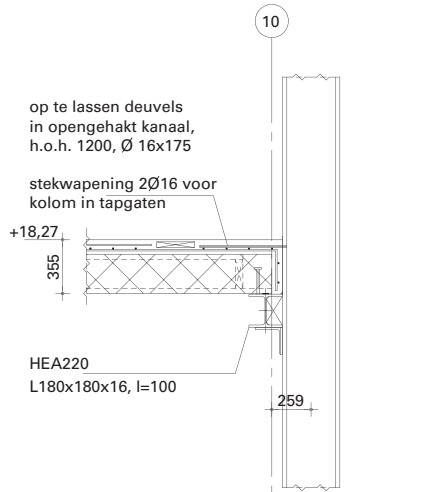
detail 1



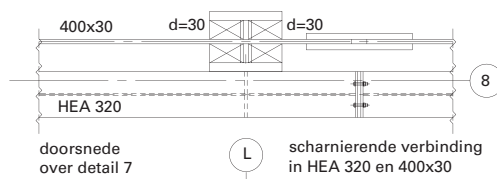
detail 2



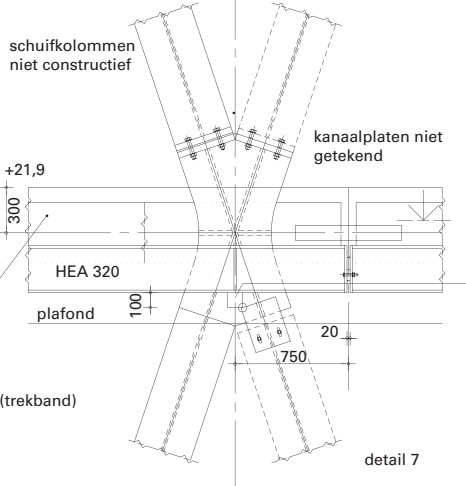
detail 3



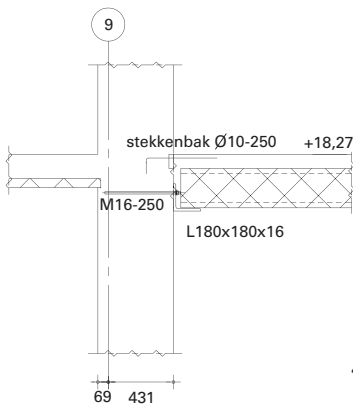
detail 4



doorsnede over detail 7



detail 7

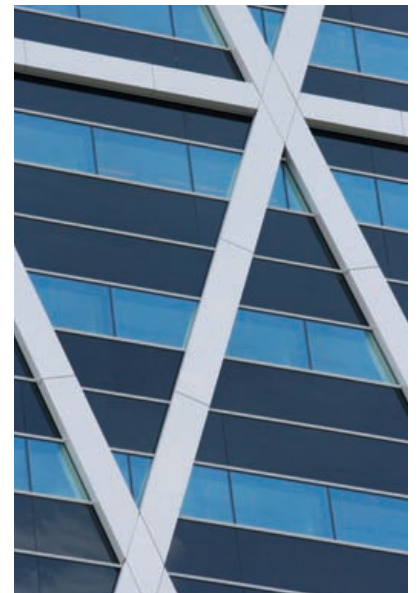


detail 6

Projectgegevens Locatie Drentestraat, naast de A10 in de kom van afslag RAI, Amsterdam • **Opdracht** ING Real Estate Development, Den Haag • **Architectuur** Foster+Partners, Londen • **Uitwerkend bureau** Bureau Bouwkunde, Rotterdam • **Constructief ontwerp** Aronsohn Constructies raadgevende ingenieurs, Rotterdam • **Hoofduitvoering** Strukton Bouw & Vastgoed, Maarssen • **Staalconstructie** CSM Achel, België • **Bouwkosten** Basalt Bouwadvies Nieuwegein • **Data opdracht** november 2002, VO april 2003, DO oktober 2003, Bestek september 2004, start bouw maart 2005, oplevering oktober 2007 • **Fotografie** Martha Blog

Literatuur

1. P. Lagendijk en G.L.H.M. Henkens, 'Baken voor Kop van Zuid', *Bouwen met Staal* 162 (2001), p. 44-51.
2. G.L.H.M. Henkens, 'Hybride constructies, een brug tussen twee werelddelen', *Cement* 2 (2000), p. 30-33.
3. P. Lagendijk en G.L.H.M. Henkens, 'Virtuoze constructies in staal, beton en staalbeton', *Bouwen met Staal* 158 (2001), p. 18-25.
4. F. Stokla, 'Nederlandse Economische Hogeschool Rotterdam', *Cement* 12 (1968), p. 466-476.



kanalen (Ø 400) zijn gestort voor ventilatie-lucht. Deze vloer is zo stijf dat hij een goede samenwerking tussen beide delen geeft.

Staalverlaging

Tweede ernstige ingreep in het plan was het verlagen van de hoogste toren met – aanvankelijk – drie verdiepingen. Dit moest omdat de straalverbindingmast in de omgeving werd gehinderd door het gebouw en wel in het bijzonder door de hoeveelheid staal in de gevel. De architect moest hierop het gehele silhouet van het gebouw herzien. Dit leidde tot twee even hoge torens van elk vierentwintig verdiepingen en een iets daarboven uitstekende kern die reikt tot 92,5 m. Het geheel was nu 5 m lager dan bij aanvang. Een laatste aanpassing haalde de uitstekende kern naar beneden, op gelijke hoogte met de torens. Maar deze wijziging werd pas verwerkt bij de aanbesteding van het werk. De torens en de kern werden uiteindelijk 86,7 m hoog.

Het zal duidelijk zijn dat deze wijzigingen weliswaar het constructieve concept van het gebouw niet hebben aangetast, maar de stabiliteit totaal hebben veranderd. In de thans gebouwde situatie nemen de diagrids in de noord-zuidrichting 60% van de totale windbelasting op, slechts 40% is voor de kern. In de richting loodrecht daarop blijft de kern 100% opnemen, maar met een kleinere gebouwhoogte en een geringere constructiehoogte.

Overlengte tegen hellende vloeren

Aandachtspunt bij een gebouw als dit is de combinatie van staal en beton als verticaal dragende elementen. De kern kenmerkt zich door een grote doorsnede en dus lage drukspanningen. Een kern van 100 m genereert een drukspanning van $2,4 \text{ N/mm}^2$ door zijn eigen gewicht. Met vierentwintig vloeren van bijvoorbeeld 10 kN/m^2 , een overspanning van 12,6 m en een wanddikte van 300 mm, komt hier 5 N/mm^2 bij. Het totaal komt dan op $7,4 \text{ N/mm}^2$. De verkorting op 100 m hoogte is dan ongeveer 15 mm. Voor een stalen kolom met een normaalspanning van 150 N/mm^2 in elke kolom, ontstaat een verkorting van 70 mm over 100 m. Dat betekent een helling van $55/12600 = 0,004$ (vergelijk



oude Bouwbesluit, artikel 224-2, maximale rotatie 0,0035, deze bepaling is inmiddels niet meer in het Bouwbesluit opgenomen) voor de bovenste vloer die is opgelegd op de kern aan de ene zijde en op de gevel aan de andere zijde.

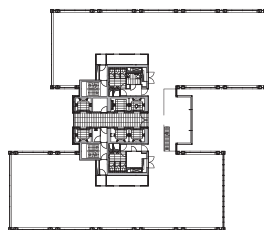
Als remedie tegen deze situatie kreeg de staalconstructie een overlengte van ongeveer 2,5 mm per verdiepinghoogte. Hiermee wordt bereikt dat bij oplevering de vloeren min of meer horizontaal zijn. Daar waar de staalkolom vlakbij de kern staat, zijn dit soort verschillen constructief niet aanvaardbaar. De hoekverdraaiing is dan te groot. Deze problemen zijn hier opgelost door de diagrids los te houden van de kern, bij as E3 en E8.

Voor as K3 is een andere oplossing gekozen, het diagrid hangt daar aan de kern. Bij as K8 hangt een deel van het diagrid aan de kern en staat een deel op de fundering. Hier-tussen is een schuivende kolom gemaakt.

Kanaalplaten en staalconstructies

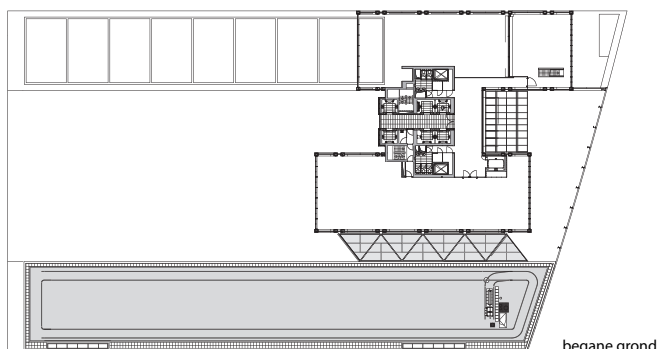
Een vloer met voorgespannen kanaalplaten is een goede manier om een grote kolomvrije overspanning te realiseren. Een plaat van 260 mm past precies bij een kantoorvloerbelasting van 4 kN/m^2 .

De problemen bij deze vloeren doen zich altijd voor bij de opleggingen en de verankering van de gevel aan de vloerschijf. Bij elke draagconstructie is dit aan de orde, maar wanneer de vloer kolommen moet vasthouden, zeker kolommen met hoge belastingen, dan zijn de koppelingen tussen kolom en vloer van groot belang. Deze verankering zit noodgedwongen in een druklaag van zo'n 75 mm. Daarmee ontstaat een detail dat erg gevoelig is voor toleranties. De behoefte om in de bovenkant van druklagen nog leidinggoten aan te brengen draagt niet bij aan eenvoudige oplossingen. Daarbij moeten de problemen van lengtecorrecties nog worden toegevoegd.

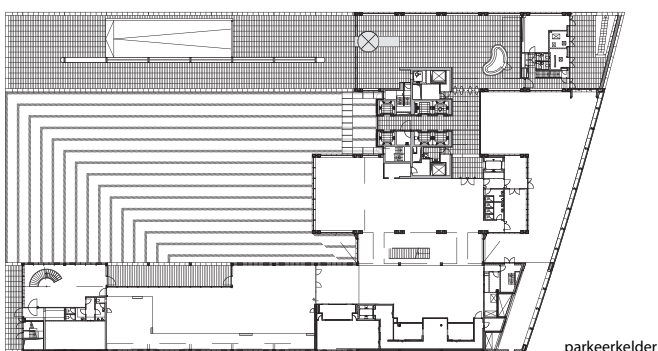


plattegrond 3^e t/m 14^e verdieping

Aanvankelijk had de kelder één laag, maar al snel bleek dit onvoldoende. Met een pomp-proef werd onderzocht of een garage van twee lagen mogelijk was. Dat kon, mits onder de vloer van de kelder geen omvangrijke funderingen (poeren) nodig zouden zijn. De tweelaagse garage 'wikkelt zich' daarom om de toren met zijn zware funderingen.



begane grond



parkeerkelder

Brandwerend geïntegreerd

Brandwerendheid leent zich goed voor geïntegreerde oplossingen, vindt ook Aronsohn. Met andere woorden: als de bouwkundige afwerking brandwerendheid kan garanderen, dan moet die mogelijkheid worden benut. Ook bij de bouw van Vivaldi is deze 'gedragsregel' gevolgd. Door de plaats van de kolom, verwerkt in de gevel, was het bouwkundige materiaal niet aan alle zijden hetzelfde. Steenwol, gipskartonplaat en dergelijke kwamen bij dezelfde kolommen voor. De leverancier van de gevel wilde aanvankelijk geen garantie geven op de brandwerendheid ervan. Een ernstige situatie, omdat dit probleem zich pas openbaarde bij de detaillering van de gevel door de leverancier. Brandproeven waren nodig om te bewijzen dat het niet uitmaakte dat de kolom rondom niet met hetzelfde materiaal was bekleed. De brandwerendheid voor de betonvloeren

was negentig minuten. De vloeren zijn beschouwd als onderdeel van de hoofd-draagconstructie, omdat zij de gevel stabiliseren. De brandwerendheidsis is berekend als honderdtwintig minus dertig minuten door de beperkte vuurbelasting. Voor de kolommen gelden diezelfde negentig minuten. Voor de aanwezigheid van de sprinkler is geen aftrek van de brandwerendheidsis toegepast, zoals dat tot voor kort nog wel was toegestaan.

Montagevolgorde, toleranties, herstelopties

In het ontwerp stadium is nagegaan hoe het diagrid kon worden gebouwd. Na die analyse konden de verbinding details worden ontwikkeld, zie aanzicht gevels as 10 en 11. Elke derde verdieping heeft een verbinding in de kolommen, zodat het aantal verbindingen beperkt blijft. Daar tegenover staat dat om de zes verdiepingen een trekband

in de vloerrand moest worden opgenomen en de dimensies van de vloerliggers ook voortdurend wisselen (zie details 2, 3 en 7). Omdat het bij de bouw van het WPC^[1] vruchteloos bleek om twee kolommen te verbinden zonder kop- en voetplaten, zijn die hier zonder bedenkingen wel toegepast. Het bestek schreef voor dat de platen moesten worden aangelast, hoewel de plaat met een druk van 100 kN op de kolom wordt gedrukt. Voordeel van het ontwerp was dat de vloer-dragende liggers langs de kolom liepen en dus de directe overdracht van normaal-krachten niet doorkruisten. Dat het anderszijds aanleiding gaf tot buigende momenten in de kolom, zal duidelijk zijn (buigspanningen tot 50 N/mm²). De staalkwaliteit is overigens S355.

Er mochten geen vulplaten worden toegepast en de kolomplaten moesten planparallel worden geslepen. De staalleverancier had met deze laatste bepaling moeite en aanvankelijk werden vulplaten voorgesteld. Natuurlijk moet een staalbouwer een mogelijkheid hebben om toleranties op te vangen. Daarom is ten slotte gekozen voor een methode waarbij de kolom van drie verdiepingen hoog op de bouwplaats werd gemonteerd aan een andere kolom, waardoor een A-kolom ontstond.

Deze A-kolom werd gemonteerd op de onderliggende kolommen. De top van de A werd op de exacte hoogte gesteld en de spleet tussen de kop- en voetplaten werd op de vier hoeken ingemeten. Met deze inmeetgegevens werd een pasplaat geslepen en ingevoegd. Deze methode heeft goed gewerkt. De pasplaten varieerden in dikte van 8 tot 19 mm.

Landmark

Vijf jaar verstreek uiteindelijk tussen de start van het ontwerpwerk tot aan de oplevering. Achteraf gezien, gelet op de grote wijzigingen, is dit nog een beperkte periode. Met de bouw van Vivaldi is Amsterdam in ieder geval een opvallende verschijning rijker. Deels door de prominente plaats aan de Zuidas, maar niet in de laatste plaats door de opvallende structuur van de gevel en de constructie die daarin is verweven. •