

# Het Evoluon te Eindhoven

## Bijzondere vormgeving en constructie

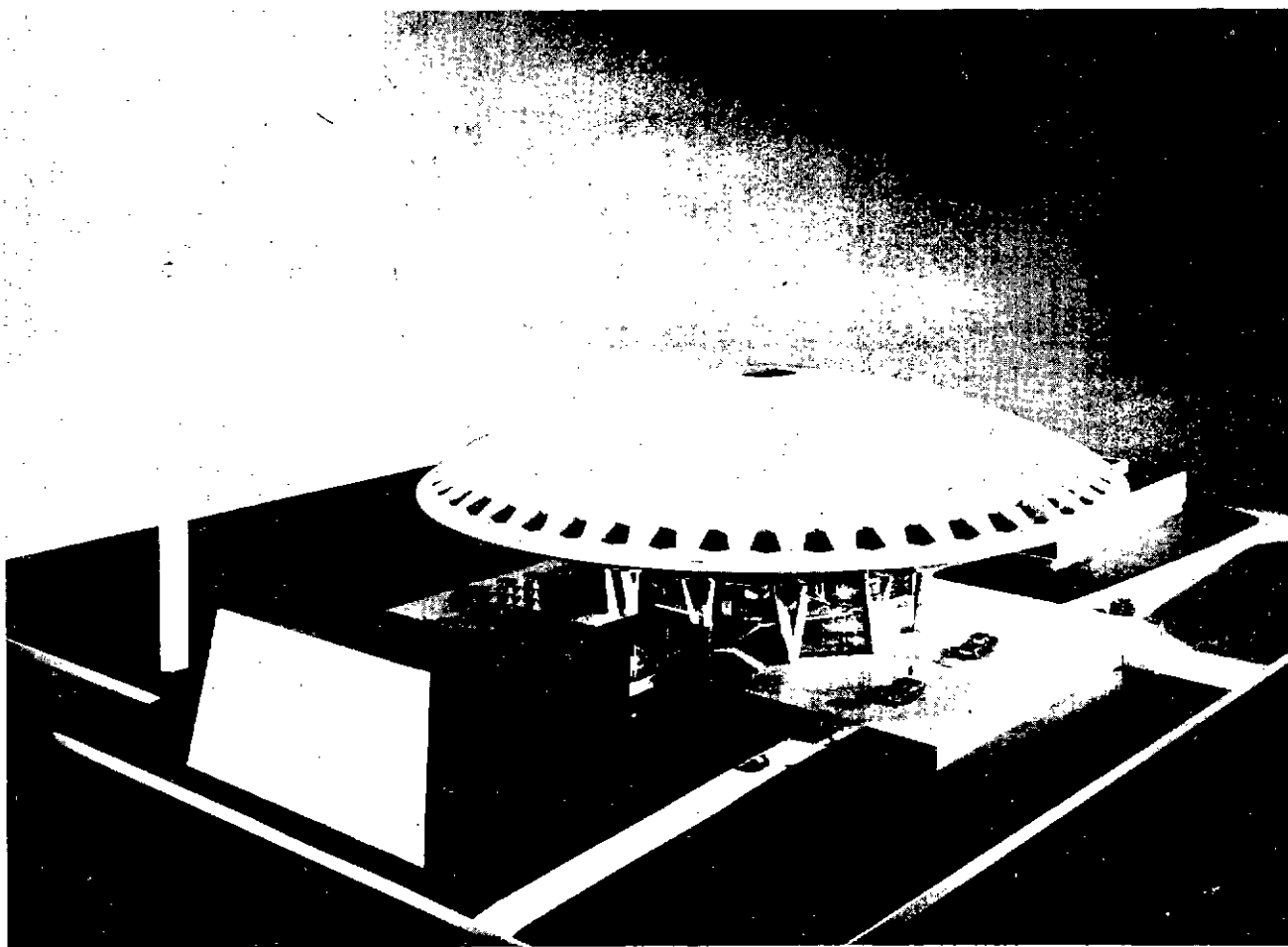
Opdrachtgever, architect en aannemer hebben het in aanbouw zijnde Evoluon, het permanente expositiegebouw van Philips te Eindhoven, naar buiten gepresenteerd. In een uiteenzetting bij deze gelegenheid heeft ir. E. J. Broekers, directeur van Technische Bedrijven Philips, sterk de nadruk gelegd op de uitstekende samenwerking tussen de bouwpartners, van wie de HBM Nederland N.V. voor de moeilijke taak stond om een gebouw van een bijzondere vormgeving te realiseren. Sprekend over techniek en uitvoering, zei ir. J. M. Lazonder, directeur van de HBM: Wij zijn bezig de bouw van de toekomst in het heden te concretiseren.

### „Vliegende schotel”

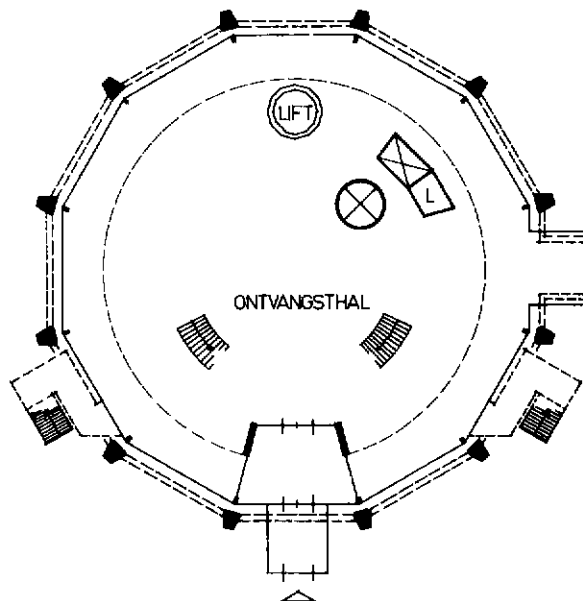
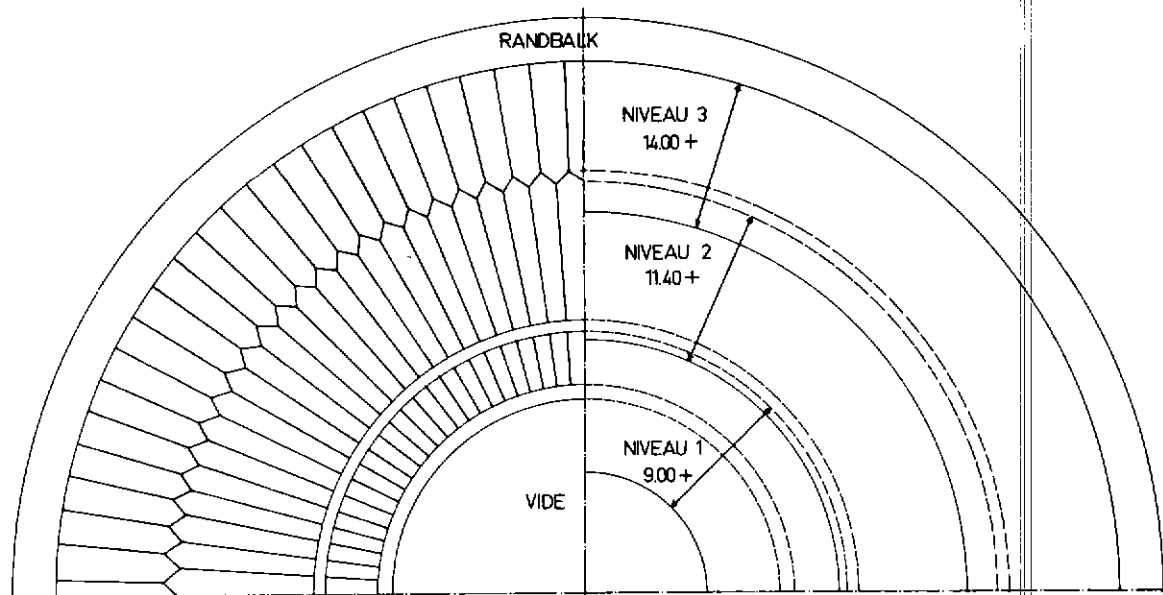
De geestelijke vader van het bouwwerk, ir. L. C. Kalff, heeft enkele jaren aan het ontwerp gewerkt. De eerste

schets ontstond op een servet tijdens een lunch met ir. F. Philips. Ir. Kalff wilde in de vormgeving veel weer-geven van hetgeen leeft in de fantasie van de moderne mens, een gebouw dat qua presentatie en vormgeving aanduidt wat erin wordt getoond: veelzijdige industriële produkten van een wereldconcern. In de volksmond wordt het gebouw „de vliegende schotel” genoemd en wij nemen aan, dat de ontwerper zich door de vormen die de fantasie van de mens hieraan toedenkt heeft laten leiden.

Wat men na de opening in september a.s. in dit gebouw (een op piramiden rustende koepel) zal kunnen zien is wat er bij Philips in 75 jaar is gewrocht aan organisatie, aan methoden, produkten en aan de verbreiding van de produkten. Op deze wijze zal men Philips kunnen gaan begrijpen!



Zo zal het Evoluon er in september a.s. uitzien



Onder: plattegrond van de begane grond; linksboven: plattegrond van de geprefabriceerde betonelementen die de onderschaal vormen; rechtsboven: plattegrond van de vloeren van de onderschaal

### Bijzondere problemen

In Nederland vindt men nog maar weinig koepelgebouwen, zei ir. Lazonder, en wij konden in de meeste gevallen niet terugrijpen op reeds eerder opgeloste problemen. Het berekenen en beproeven van de ingewikkelde betonconstructie (HBM-Nederland) vormde een krachtsinspanning apart. Vele vragen voor wat betreft krachtwerking en maatvoering moesten worden opgelost. Vervolgens moesten grote hoeveelheden hulpmateriaal worden aangevoerd, met name steigermateriaal om de bovenschaal van de koepel te construeren. En zo groeide een formidabel bouwwerk, dat eenmaal ingericht ruim f 20 miljoen gulden zal hebben gekost. Wanneer geen vertragingen optreden, zal het Evoluon precies op tijd kunnen worden opgeleverd. Twee winters hebben de totaalplanning even bedreigd, maar dank zij nauw samenspel kon het vastgestelde schema worden aangehouden.

### Vormgeving

Uitgangspunt was het door de gemeente Eindhoven geschonken terrein, driehoekig van vorm, gelegen aan een drietal hoofdwegen. De ruimtelijke indeling van het terrein bleek het meest gediend met een dominerend hoofdge-

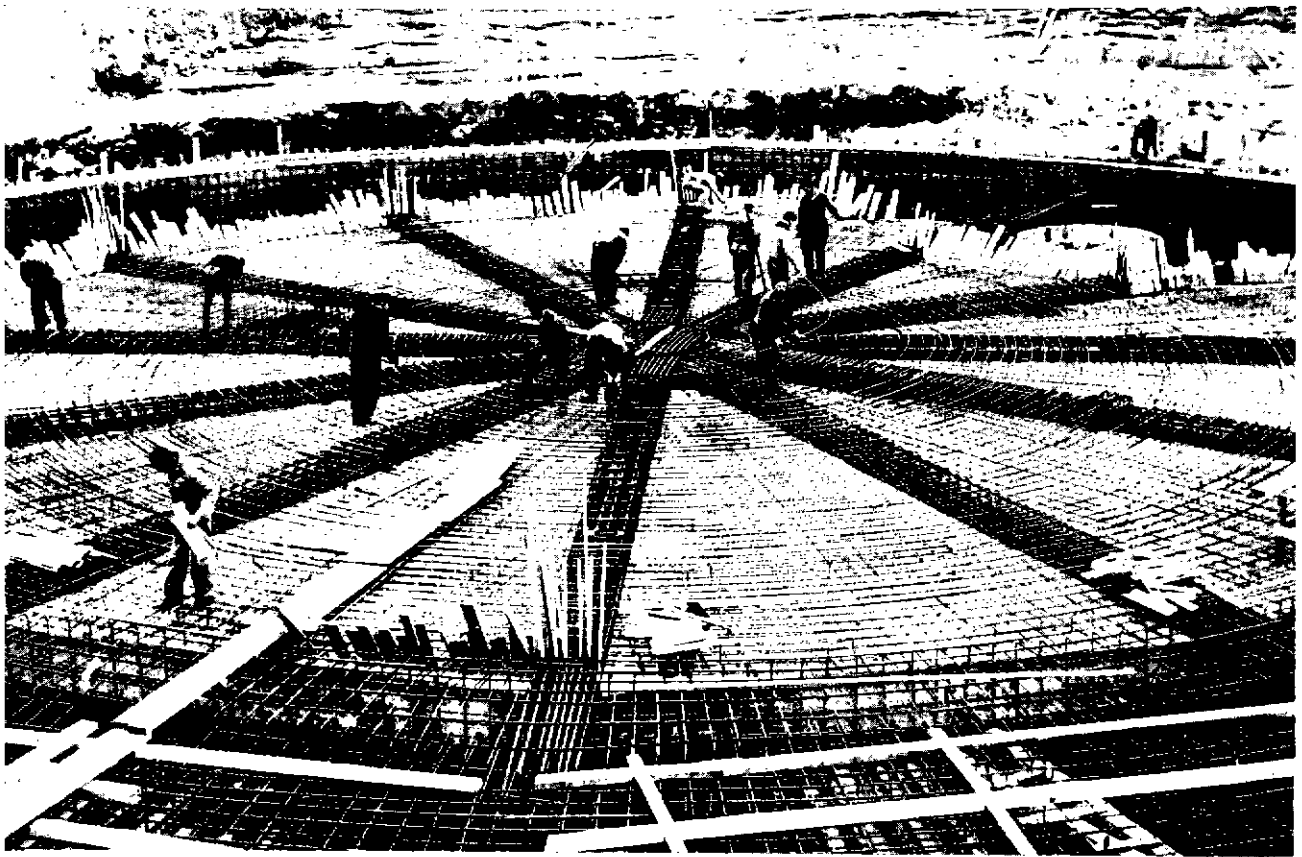
bouw, dat van alle zijden een gelijkwaardig aanzicht had, terwijl functioneel een tweetal vleugels voor bijzondere doeleinden vereist was. Als resultaat daarvan ontstond een rond hoofdgebouw, in de vorm van een sferoïde, middels een 12-tal V-vormige kolommen steunende op een funderingsdoos die grotendeels onder het maaiveld is gelegen. Het hoofdgebouw steekt uit boven een rechthoekig terras, dat in het zuiden overgaat in een ronde vijver.

### Constructie

De elementen van het hoofdgebouw zijn: de funderingsdoos, de kolommen met glazen „keel”, de onderschaal van de bovenbouw met de exhibitieniveaus, de bovenschaal.

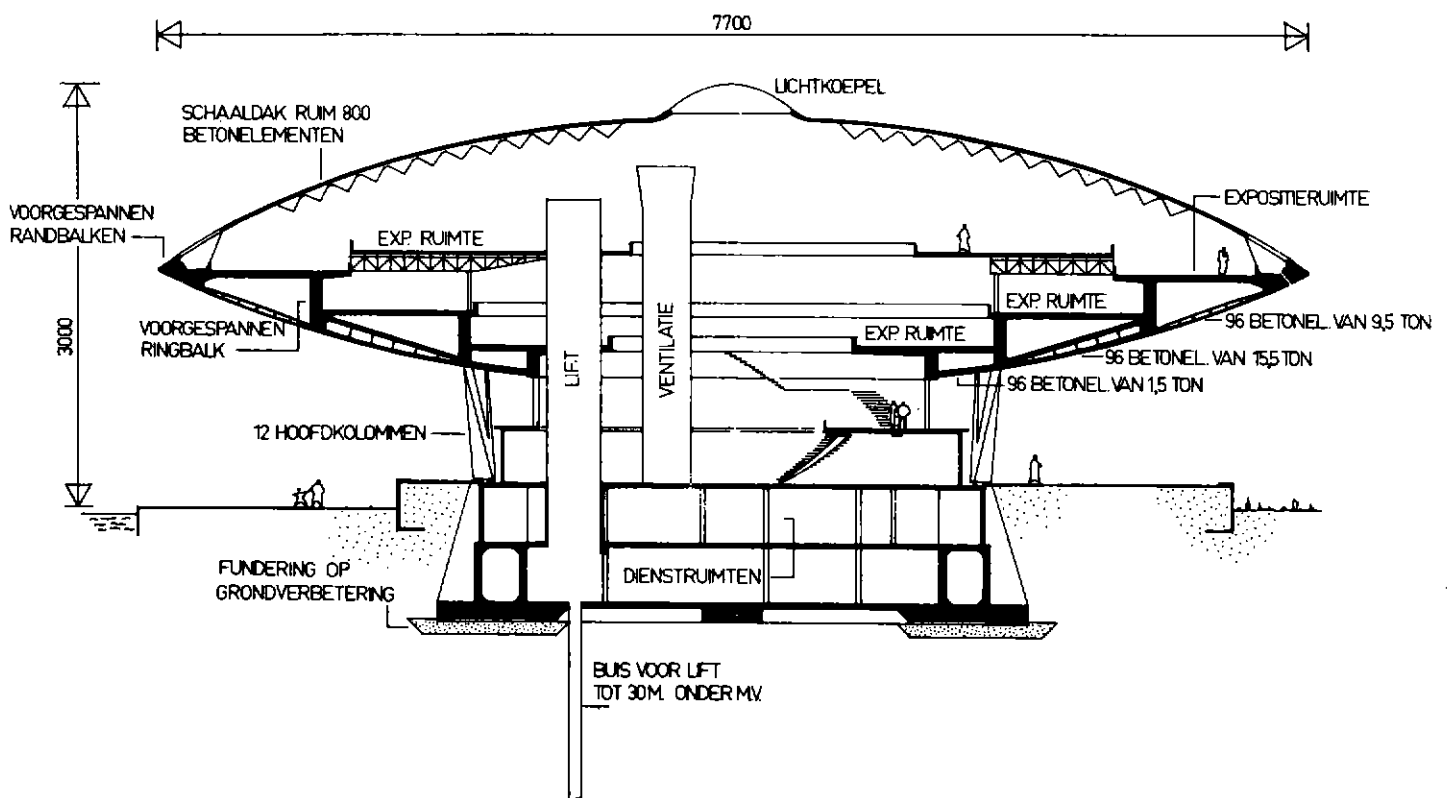
Oorspronkelijk gedacht in beton, bleek het voor het gebruiksdoel noodzakelijk, het beton op sommige plaatsen te bekleden met hout en akoestische materialen.

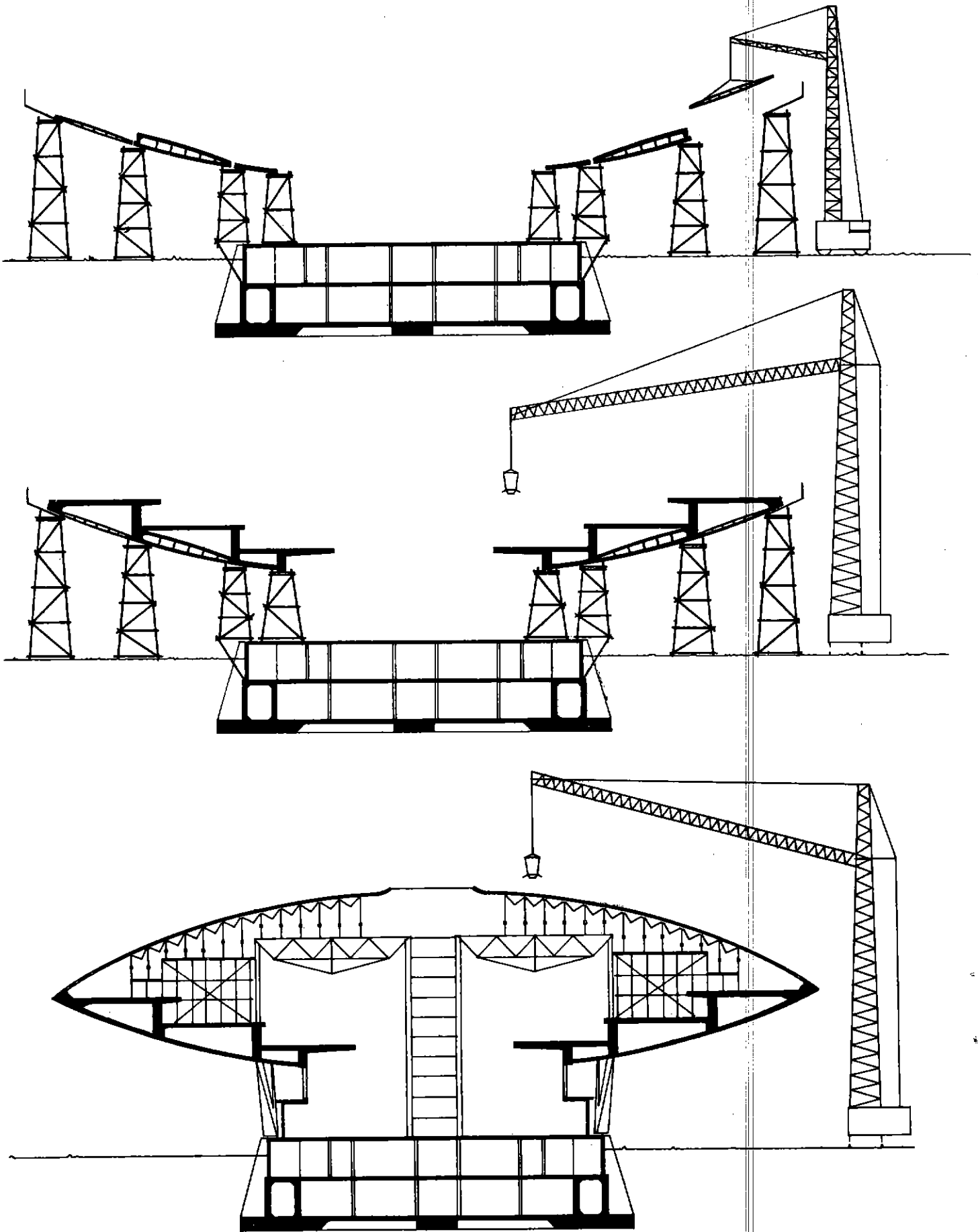
De funderingsdoos bestaat uit 2 lagen onder begane grond. Hierin bevinden zich diverse dienruimten zoals hoog- en laagspanningsruimten, transformatoren, schakelruimten, de complete apparatuur voor de ventilatie zoals stoffilters, ventilatoren en bevochtigingsinstallatie. Daarnaast een groot aantal opbergruimten, werkplaatsachtige



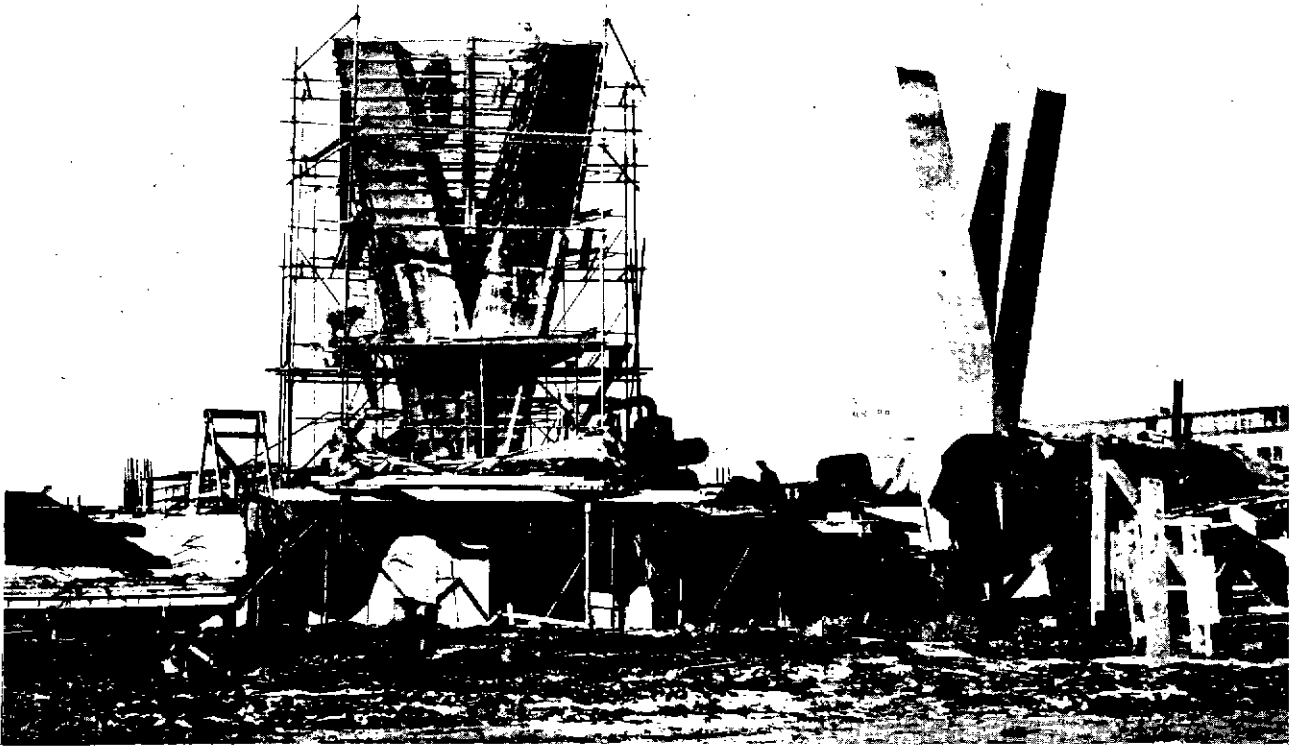
De bouw van de funderingsdoos

Dwarsdoorsnede





De uitvoering van de bovenbouw schematisch weergegeven. Boven: het plaatsen van de elementen van de onderschaal op ondersteuningen; midden: storten van randbalken, ringbalken en vloeren en voorspannen; beneden: monteren van schaaldak, aanstorten en voorspannen. Aanvang grondwerk: juli 1964. In het werk te storten beton: 7000 m<sup>3</sup>. Voorspanstaal: 169.000 m' in 1/2" strengen QP 190; Betonelementen van de onderschaal: 2500 ton. Betonelementen van het schaaldak: 950 ton



De bouw van de V-vormige kolommen die de „vliegende schotel” dragen

ruimten, e.d. De doos is conventioneel in beton uitgevoerd, gefundeerd op een laag zand en niet onderheid.

Door de bodem steekt een 30 m lange buis naar beneden. Hierin bevindt zich de zuigerstang, waarmee de lift hydraulisch kan worden bewogen. Deze lift is een rond platform op de zuigerstang, uitgevoerd als glazen doos, die plaats biedt aan veertig personen. De lift beweegt zich in een glazen schacht, die vanaf begane grond ongeveer twintig meter omhoog gaat.

Het dak van de funderingsdoos is begane grond, erop staan de twaalf V-vormige kolommen. Binnen de kolommen bevindt zich een glazen afdichting tussen onderschaal en bovenkant funderingsdoos. In deze glazen afdichting bevindt zich op halve hoogte een vluchtbord. In de wand zijn verder opgenomen de ingangspartij en de toegangen naar de vleugelgebouwen. Op de begane grond staat naast de liftschaft een betonnen schacht voor een dienstliftje en voor de ventilatie.

De lucht die via een distributiestelsel van kanalen en inblaasopeningen naar binnen wordt geblazen, wordt door deze schacht afgezogen, naar de kelders gebracht en daar verder behandeld.

De onderschaal van de bovenconstructie is schotelvormig met een grote opening in het midden. Zij steunt op de kolommen middels stalen scharnieren, die elk 625 ton te dragen krijgen. De scharnieren zijn noodzakelijk in verband met de vormveranderingen die de onderschaal krijgt bij temperatuurswisseling. De schaal bestaat uit 3 x 96 geprefabriceerde betonelementen, die als de delen van een ton door een koepel worden samengebonden. De koepel bestaat in dit geval uit stalen spankabels van 12 mm diameter, met een totale lengte van 160 km. Zij zijn in holle buizen in de ringbalken 4 en 5 aangebracht, na het verharden van het beton aangespannen en vervolgens gefixeerd. In de onderschaal bevinden zich de horizontale

bordessen voor de exposities. Met de lift of langs de trappen kan de bezoeker zich verplaatsen.

Tussen onderschaal en bordessen bevinden zich ringvormige ruimten, die gebruikt worden als ventilatiekanalen en voor de aanleg van elektrische kabels. In de vloeren zijn duizenden verborgen openingen aangebracht, waardoorheen de elektrische voeding van de exposities kan plaatsvinden.

De bovenschaal bestaat geheel uit beton en wel uit een ringvormige betonnen onderbalk, waarin weer spankabels zitten, ruim 800 betonelementen van elk 1200 kg gewicht, een ringvormige bovenrand met ten slotte daarop een transparante lichtkoepel van 8 m diameter, die grootste in Europa. De berekening van de bovenschaal is gemaakt door TNO, met behulp van schaalmodellen. In de bovenschaal zijn 48 grote raamopeningen open gehouden, waardoorheen de bezoeker over de stad kan uitzien.

De bijzondere constructie bracht met zich mee, dat de onderschaaldelen op ondersteuningsbokken moesten worden opgelegd. Pas nadat de onderschaal zelfdragend was geworden, door het aanspannen van de kabels in ringbalk 4 en 5, konden de bokken worden gedemonteerd. De bovenschaal werd geheel op steigers opgebouwd, die op de onderschaal rustten. Ook hier konden deze steigers pas worden verwijderd, nadat de bovenschaal zelfdragend werd door het spannen van de spankabels. Teneinde te hoog oplopende spanningen te vermijden bij lage buitentemperaturen en normale binnentemperaturen, bleek het nodig de bovenschaal geheel los op de onderschaal te plaatsen, zodat ze onafhankelijk van elkaar kunnen werken. Het ontwerp bleek hier duidelijk geïntegreerd te moeten worden gemaakt, d.w.z. een samenspel te moeten zijn tussen bouwkundigen, werktuigkundigen en elektro-technici.

# De constructie van het Evoluon\*

U.D.C. 624.074.4.001.24:624.012.46 + 691.328  
 berekening schalen; voorgespannen en geïnfibreerd

## Inleiding

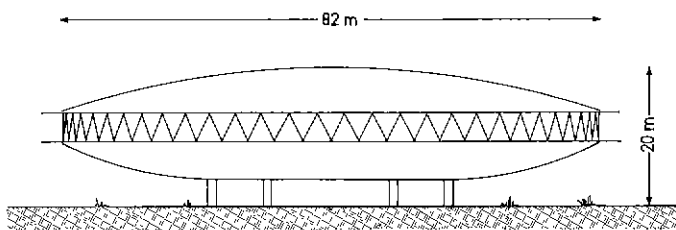
Beeldt u zich eens in dat u thuis komt en lust heeft een spannend boek te lezen. U vindt in uw kast een boek dat u nog niet gelezen hebt. De titel trekt u wel aan: u slaat het open en kijkt de eerste bladzijde in. Direct pakt het u, goed geschreven en een begin dat inderdaad een spannend verhaal belooft. Maar bij het neerleggen valt het boek open op de laatste bladzijde en zo leest u ongewild de laatste frasen van de ontknoping. En juist op dat ogenblik komt er iemand binnen, ziet dat u de laatste bladzijde leest en denkt daardoor dat u het boek uit hebt. En vóór u iets hebt kunnen zeggen maakt hij een paar opmerkingen over de inhoud. U zult dat boek nog wel lezen, maar het zal voor u veel van de spanning verloren hebben.

Mocht u ooit opgebeld worden en dan een stem horen, die zegt: 'Kalff hier, ik heb een probleem, kom eens praten', wees dan verzekerd dat u aan het begin staat van een héél spannend verhaal. Maar in ons geval kent u de laatste bladzijde, u weet dat de bouw van het Evoluon tot stand is gekomen. En u zult waarschijnlijk reeds allerhande bijzonderheden over het ontwerp vernomen hebben. Tot mijn spijt kan ik u dus maar een héél flauwe indruk geven van de boeiende problemen die wij gezamenlijk als constructeurs hebben kunnen oplossen. Toch wil ik trachten in grote lijnen te schetsen hoe wij tot deze constructie gekomen zijn.

## Schetsontwerp

Een van de eerste schetsen van ir. L. Ch. Kalff zag er ongeveer uit als weergegeven in fig. 1. Het ontwerp bestaat uit een koepel, een lichtstrook en een kam op een aantal kolommen.

fig. 1. een van de eerste schetsontwerpen



Al eeuwen lang worden er koepels gemaakt, het moet dus kinderlijk eenvoudig zijn in deze tijd, nu wij bovendien nog voorspanning tot onze beschikking hebben, de koepel te maken. Maar als draagconstructie is de kom niet gebruikelijk. En met reden, want omdat de kom naar de ondersteunende kolommen toe steeds vlakker wordt, leent hij zich er niet toe de belastingen alleen door membraankrachten over te brengen.

Belast men bij voorbeeld de rand met een gelijkmatige belasting, dan ziet men dat in de kom tangentiële trekkrachten worden opgewekt, terwijl radiaal een per eenheid van breedte snel toenemende drukkracht optreedt (fig. 2). De tangentiële trekkrachten zullen de punten van de kom naar buiten doen verplaatsen, waarbij de horizontaal gemeten onderlinge afstand niet veel verandert. Ten gevolge van de radiale drukkracht moeten de punten zich, radiaal langs de kom gemeten, naar elkaar toe bewegen. Het een met het ander gecombineerd, maakt dat de vervormingen van zo'n vlakke kom groot worden en een buigingslappe kom al heel gauw doorslaat.

Hiertegen kunnen wij de volgende maatregelen nemen:

1. de binnenring B zich naar buiten laten verplaatsen, dus deze een voortrekspanning geven;
2. de buitenwaartse verplaatsing van de punten van de kom beperken en hiervan de onderlinge waarde gunstig wijzigen door een ringvormige voorspanning toe te passen;
3. door het aanbrengen van radiaal gerichte ribben, vooral nabij B, de doorsnede voor de opname van de radiale krachten groter maken dan de doorsnede voor de opname van de tangentiële krachten.

\*) Lezing gehouden bij een excursie van de Betonvereniging naar het Evoluon, op 2 juni 1966.

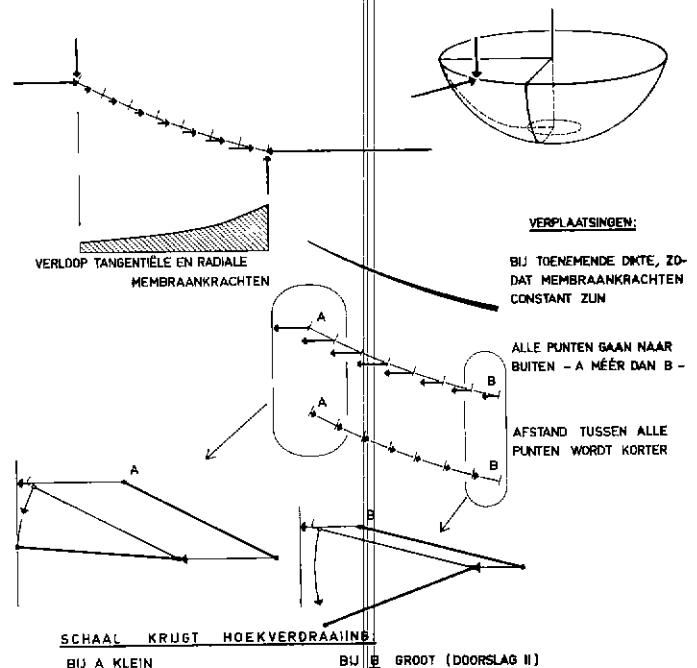


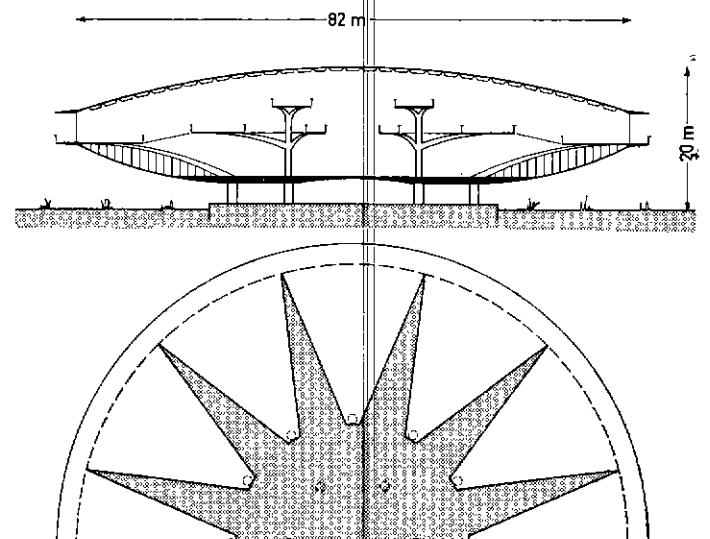
fig. 2. krachtschema in de kom bij gelijkmatig verdeelde randbelasting

ten. Dit is echter een bedenkelijke maatregel, want door deze ribben wordt het hartvlak van de kom nog verder afgevlakt; 4. niet vast houden aan de eis dat de constructie uitsluitend aan membraankrachten onderworpen zal zijn, doch het drukvlak, nabij de opleggingen, buiten de constructie laten treden, wat met zich mee brengt dat de constructie buigende momenten en dwarskracht moet kunnen opnemen.

Gaan wij nu volgens deze richtlijnen construeren, dan blijkt dat wij een eierdars tussen sterkte en stijfheid uitvoeren. Het is nu eenmaal niet logisch een verticale belasting door middel van een naar de opleggingen toe vlakker wordende constructie over te brengen naar deze opleggingen.

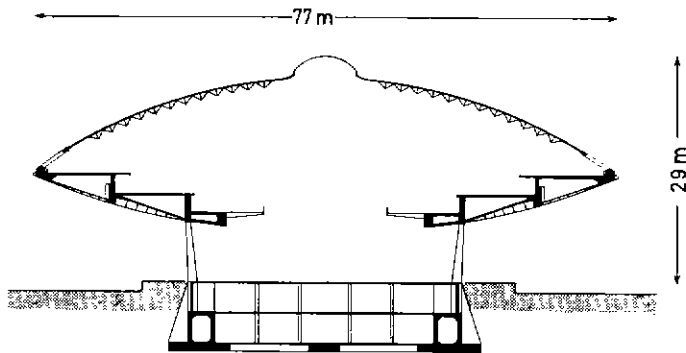
De logische vorm is de kelk en niet de kom. En zo kwamen wij tot de volgende constructie (fig. 3), die wij poëtisch 'de bloem' genoemd hebben.

fig. 3. .... 'de logische vorm is de kelk'



De boogvormige kelkbladen, die hun steun vinden tegen een ringvormige vloer, geleiden alle verticale belastingen naar de koppen van de buitenste ring kolommen. De van de koepel afkomstige randbelasting zou door de in de rand horizontaal liggende kelk bezwaarlijk kunnen worden opgenomen, daarom wordt deze in de kom geleid, om vervolgens, door middel van hangstaven, geleidelijk aan de kelk te worden afgegeven. In tegenstelling tot de vorige constructie neemt in een sector van de kom de radiale kracht, van de rand naar het midden gaand, iets af, in plaats van sterk toe. Constructief en misschien ook esthetisch was dit een fraaie oplossing, doch hij voldeed niet aan diverse eisen, die aan de tentoonstellingsruimte werden gesteld.

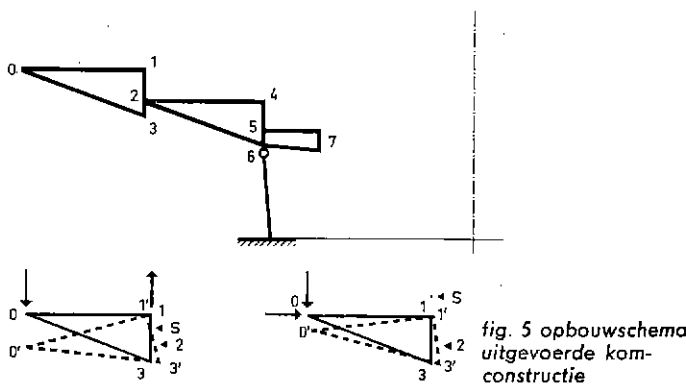
fig. 4. doorsnede uitgevoerd ontwerp



#### Uitgevoerde constructie

Wij komen nu tot de uitgevoerde constructie (fig. 4). Deze is (zie fig. 5) opgebouwd uit twee ringen met driehoekige doorsnede (0-1-3 en 2-4-6) en een ring met doosvormige doorsnede (5-6-7).

Van de ringen met driehoekige doorsnede zijn de delen 0-3 en 2-6 geprefabriceerd, omdat dit van belang was voor het werkprogramma, het goede aspect van het in het zicht blijvende beton en de zeer goede kwaliteit van het beton, die in deze hoogbelaste delen werd vereist. Omdat wij in de voorgaande beschouwingen al geconstateerd hebben dat de ringspanningen ons maar matig van nut zijn, hebben wij ervan afgezien deze geprefabriceerde delen zijdelings te verbinden. U moet deze dus zien als naast elkaar geplaatste schoren of spaken met rechte assen 0-3 en 2-6.

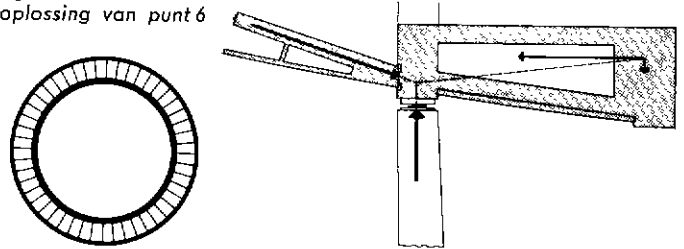


Beschouwen wij eerst de ring 0-1-3, die wij belast denken door een verticale kracht in punt 0 en vrij opgehangen in punt 1. De driehoek draait om een punt S, waardoor in vlak 0-1 ring-trekspanningen ontstaan, en in punt 3 ring-drukspanning optreedt. Brengen wij nu in punt 0 een voorspankracht aan, dan blijft punt 3' ongeveer op dezelfde plaats, maar punt 1' gaat naar binnen en S gaat omhoog. Zonder voorspanning lagen de punten 2 en S dicht bij elkaar, zodat punt 2 zich weinig verplaatste. Door het aanbrengen van de voorspanning wordt punt 2 veel sterker verplaatst. Hiermee hebben wij het in de hand punt 3 te ontlasten en een deel van de ring-drukkracht in dat punt over te nemen in punt 2.

Ring 2-4-6 gedraagt zich op overeenkomstige wijze, de krachten zijn hierin echter veel groter dan in ring 0-1-3. De ring-trekkkracht in vlak 2-4 kan wederom met voorspanning in punt 2 bestreden worden, maar voor de opname van de ring-drukkracht in punt 6 is een grote doorsnede nodig. Omdat wand 4-6 niet noemenswaard onder de huid van de kom zichtbaar mag worden, ontbreekt in punt 6 de plaats voor de benodigde betondoorsnede. Wij losten deze moeilijkheid als volgt op:

U weet dat bij een gegeven materiaalspanning evenveel materiaal gebruikt wordt in een rondom gedrukte, enkelvoudige ring, als in een door spaken verbonden dubbele ring (fig. 6). Of wij dus het materiaal in punt 6 verwerken of in wand 7, blijft qua materiaalverbruik hetzelfde. Maar door het materiaal naar wand 7 te verleggen, kan de hierin opgewekte ringkracht samengesteld worden met het gewicht van de wand tot een kracht die door punt 6 loopt en daar zorgt voor het krachtenevenwicht. Zodoende hebben wij met een boven de huid van de kom gelegen constructie toch evenwicht in punt 6 weten te verkrijgen.

fig. 6. constructieve oplossing van punt 6



Het in fig. 7 gegeven beeld van de constructie, zoals deze vervormd wordt onder volbelasting, zal u nu duidelijk zijn. U voelt hoe de constructie onder de belasting omlaag wordt gedrukt, maar tevens hoe de ringen en de voorspankrachten nabij punt 0 en punt 2 dit tegenwerken. Duidelijk ziet u ook het effect van de uitgekraagde binnenring. Ten slotte ziet u hoe de koppen van de kolommen zich naar binnen verplaatsen, wat met zich mee brengt dat zij ook iets naar elkaar toe bewegen. Om voor deze beweging de noodzakelijke flexibiliteit te verkrijgen, werden de kolommen scharnierend met de kom verbonden.

Dat de ringen de constructie niet alleen voor symmetrische, maar ook voor asymmetrische belasting stijfheid geven, moge uit fig. 8 blijken.

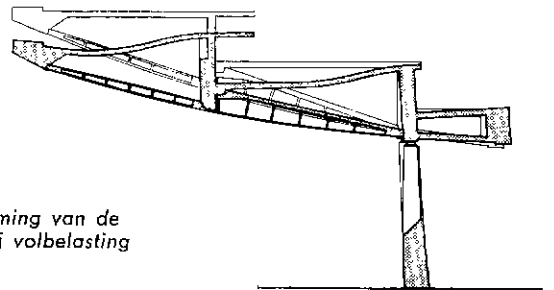


fig. 7. vervorming van de constructie bij volbelasting

Op drie detail-punten willen wij nog de aandacht vestigen, en wel allereerst op punt 0.

#### constructie punt 0.

Het zou logisch zijn geweest vlak 0-1 en schoor 0-3 in punt 0, gelegen onder de oplegreactie van de koepel, samen te doen komen en in dit punt 0 de voorspankracht te laten aangrijpen (fig. 9). Maar in punt 0 ontbreekt te enen male de plaats om de benodigde spankabels aan te brengen. Wij konden nu twee kanten uit:

- of wij legden spankabels in radiale richting, met een verankering buiten punt 0 en ringvormige spankabels ergens in vloer 0-1 of boven in wand 1-3;

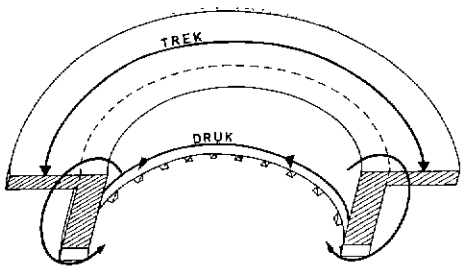
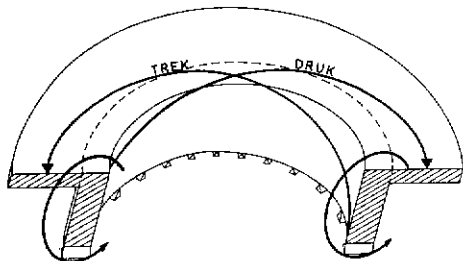


fig. 8. de ringen geven ook stijfheid voor asymmetrische belasting



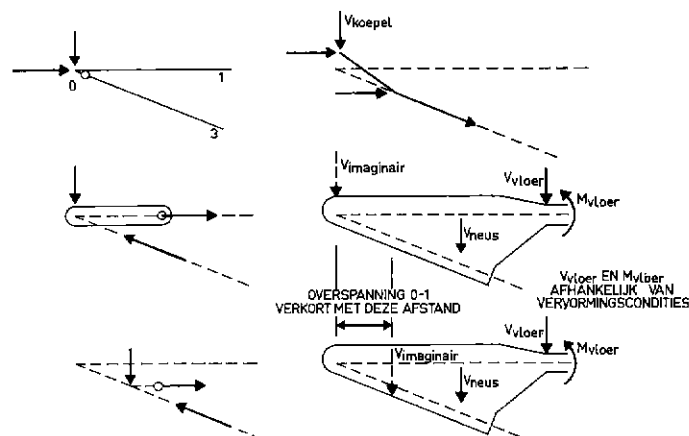
- of wij verlieten het 'rechte pad' en zagen af van de voorwaarde alle krachten door één punt 0 te voeren.

Het bleek al gauw dat door de eerste oplossing de moeilijkheden alleen maar verplaatst werden. Ook dan was het moeilijk de benodigde kabels onder te brengen. Wij verkozen de avonturen van het 'niet-rechte pad' en maakten een neusconstructie, groot genoeg om het vereiste aantal kabels te bergen. De schoren 0-3 werden met een betonscharnier op de neus aangesloten.

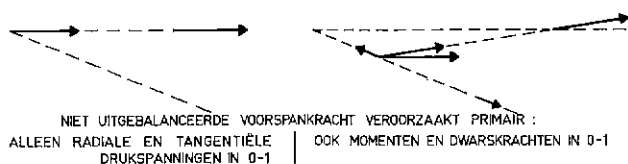
De oplegreactie van de koepel werd iets naar binnen verplaatst, waardoor in de punt van de neus net voldoende kabels geborgen of naar de verankeringspunten gevoerd konden worden, om deze reactie goed naar binnen te leiden. Met behulp van de reactie van lager geplaatste kabels wordt de kracht verder naar schoor 0-3 geleid.

Overigens zou de spankracht in het vlak 0-1 gelegd kunnen worden, doch dan zijn wij verplicht een zware wapening aan te brengen tussen punt 0 en het aangrijpingspunt van deze spankracht. De in punt 0 opgewekte reactiekracht veroorzaakt daarbij een relatief groot moment in vloer 0-1. Om nu deze zware wapening te vermijden en om tevens het moment in vloer 0-1 te beperken, is het noodzakelijk de kabels zoveel mogelijk in of buiten lijn 0-3 te leggen. Daarmede komt de door de kabels ontwikkelde kracht lager te liggen, waardoor de verticale reactiekracht naar binnen wordt verplaatst, wat weer ten ge-

fig. 9



- CONCLUSIE:
- VOLDOEND AANTAL KABELS IN NEUS OM OPLEGREACTIE KOEPEL GOED IN NEUSSTUK TE GELEIDEN.
  - KABELS ZOVEEL MOGELIJK IN OF BUITEN KRACHTLIJN 0-1 TENEINDE ZWARE WAPENING IN NEUSSTUK TE VERMIJDEN.
  - KABELS LAAG LEGGEN TENEINDE OVERSPANNING VLOER 0-1 TE BEPERKEN.



NIET UITGEBALANCEERDE VOORSpanKRACHT VERoorZAakt PRIMAIR :  
ALLEEN RADIALE EN TANGENTIËLE DRUKSpanNINGEN IN 0-1 | OOK MOMENTEN EN DWARSkrACHTEN IN 0-1

volge heeft dat het moment in de vloer beperkt wordt. De overspanning van vloer 0-3 wordt als het ware korter. Het spreekt vanzelf dat de grootte van de, uit de vloer afkomstige, verticale reactie afhankelijk is van de vervormingen, waardoor de opgave om voor de ligging van de spankabels de beste plaats te zoeken, bijzonder boeiend wordt.

Overzien wij het resultaat, dan lijkt het of wij niets dan winst hebben in vergelijking met de logische, maar niet realiseerbare oplossing. Dat kan natuurlijk niet, wij kunnen niet straffeloos gaan avonturieren. U kunt dan ook duidelijk zien dat onze constructie wat nerveus is. Geeft u bij voorbeeld de 'recht-door-zee' constructie een overmaat aan voorspanning, dan wordt deze met wat drukspanningen en dus met een minimum aan vervorming, glad opgenomen. Onze minder solide in de schoenen staande constructie kan zo'n extra voorspankracht alleen met momenten en dwarskrachten weerstaan en is dus wat gevoelig-bewegelijk.

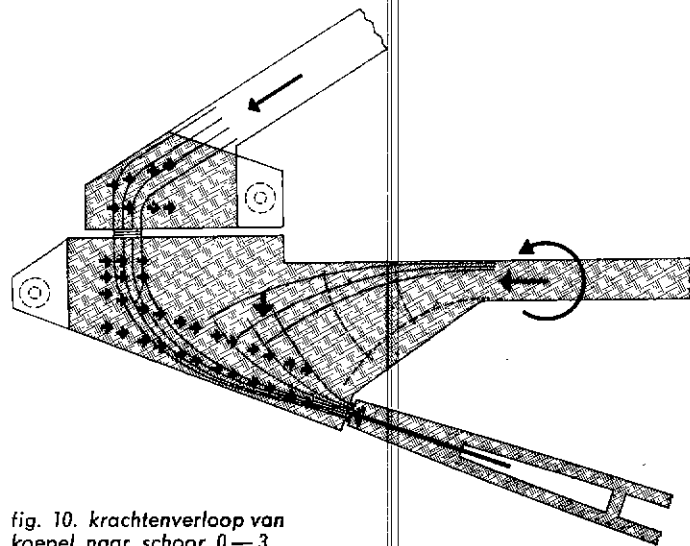


fig. 10. krachtenverloop van koepel naar schoor 0-3

In fig. 10 ziet u nog eens hoe de kracht van koepel naar schoor loopt en hoe de belasting vanuit het neusstuk, met behulp van de voorspankracht en het uit de vloer afkomstige moment, naar de schoor wordt geleid. Daarbij blijkt tevens waar trekspanningen optreden en waar dus wapening gelegd moet worden.

### constructie punt 3

Punt 3 heeft ook iets bijzonders. Hier staat namelijk schoor 0-3 onder een hoek op wand 1-3. Om het nog moeilijker te maken loopt deze wand bovendien niet tot beneden toe door, omdat het, zowel voor het uiterlijk, als voor het vermijden van te grote temperatuurspanningen, nodig was de geprefabriceerde elementen door te laten lopen (fig. 11). Hierdoor komt schoor 0-1 op de slechtst denkbare wijze op het randje van de wand te staan. In een dergelijk geval overwegen wij natuurlijk direct de schoor met behulp van voorspanning als het ware tegen de wand te kleven. Het was echter zeer bezwaarlijk om hier voorspanstaven aan te brengen en vooral om deze staven aan te spannen.

Omdat het moeilijk was te voorkomen dat de hoek van de wand afboerde, hebben wij de scheur zelf maar aangebracht onder een ons passende hoek. In de scheur hadden wij ons oorspronkelijk een plaatje neopreen gedacht, wat tot gevolg zou hebben dat de kracht nauwkeurig gericht van de schoor in de wand geleid zou worden. Het evenwicht wordt verkregen door uit de schoorelementen omhoog stekende staven, die door de schoorkracht en de reactiekracht in het schuine, glatte vlak, onder trek worden gezet. Hoe gunstig het krachtsverloop in de punten 3 en 2 nu is, volgt uit figuur 11.



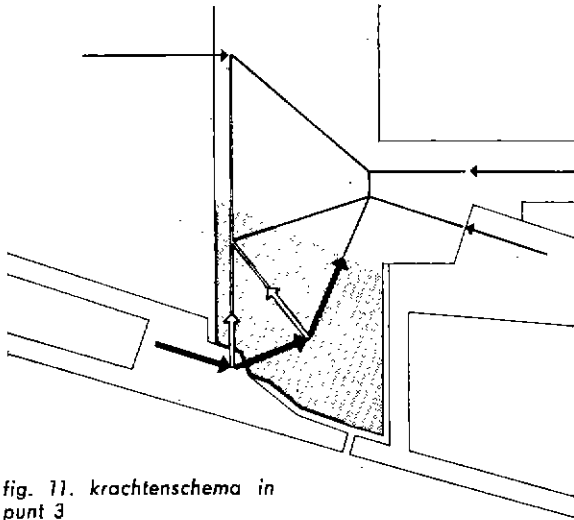


fig. 11. krachtschema in punt 3

Zekerheidshalve werd door het Instituut T.N.O.-I.B.B.C. deze verbinding op schaal 1:2 beproefd in een opstelling als geschetst in fig. 12. Daarbij werd ook de geringe haekverdraaiing van schoor 0-3 ten opzichte van wand 1-3 nagebootst. De verbinding bleek uitstekend te werken, doch er bleek tevens dat, indien het neopreen-plaatje weggelaten werd — en er dus direct contact was van beton op beton — de breuklast dezelfde was, doch de vervorming aanzienlijk geringer. Wij kozen dus de eenvoudige en ook stijvere uitvoeringswijze.

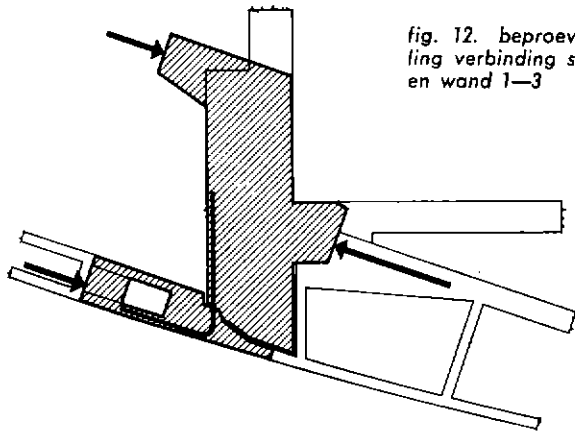


fig. 12. beproevingsopstelling verbinding schoor 0-3 en wand 1-3

#### constructie schoor 2-6

Ten slotte vestigen wij nog de aandacht op schoor 2-6 (fig. 13). Deze wordt natuurlijk zeer zwaar belast en moet op knik worden onderzocht. Hierbij hebben wij de komhuid met de dwarsverbindingen, die overigens weinig dienst doen, mede in beschouwing genomen.

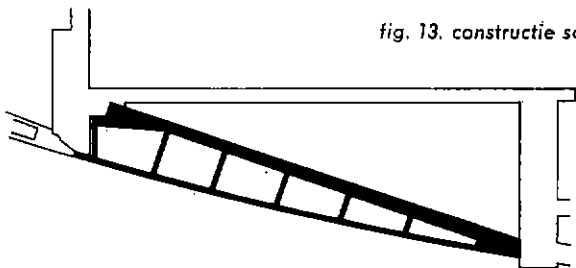


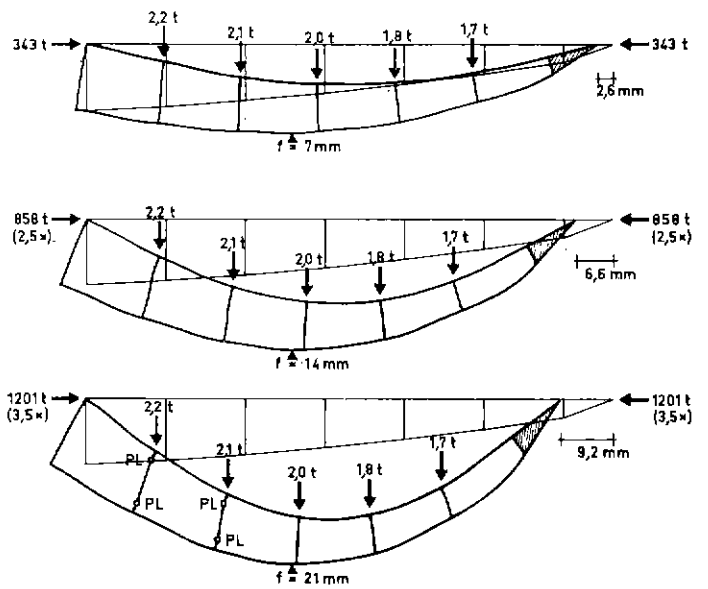
fig. 13. constructie schoor 2-6

Een kracht, die de schoor doorloopt, drukt deze samen. Hierdoor worden de dwarsverbindingen vervormd en daardoor ook de komhuid. Door deze vervorming van de dwarsverbindingen en de komhuid, wordt ook het hoofdelement op buiging belast (fig. 14).

Wij hebben hier dus van meet af aan een geval van samengestelde buiging, dat met een iteratie-berekening opgelost kan worden. Naarmate de over te brengen kracht de knikkraft nadert, zal deze itera-

tie-berekening langer duren. Nu een dergelijke berekening dankzij de computer uitgevoerd kan worden zonder ons hoofdpijn te bezorgen, kunnen wij zonder veel bezwaar een stap verder gaan en ook rekening houden met niet-lineaire vervormingen, die bij voorbeeld optreden wanneer er scheuren ontstaan, waardoor als het ware plastische scharnieren worden gevormd. En zo kon het gebeuren dat ir. Voitus van Hamme vertelde dat zojuist de computer de proefbelasting opgevoerd had tot de kniklast was bereikt, eraan toevoegend dat vóórdien eerst in één punt en later ook in andere punten scheurtjes ontstaan waren, die echter niet gevaarlijk geacht moesten worden.

fig. 14. veiligheid tegen knik bepaald door 'proefbelasting' in de computer



$P = 1287 \text{ t (3,75x) GEKNIKT}$

(PLASTISCHE SCHARNIEREN IN ALLE VERTICALEN)

#### Koepel

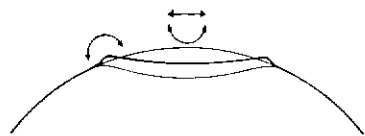
Wij willen toch nog iets van de koepel vertellen, want een koepel blijft een fascinerende constructie.

Voor het opnemen van meer of minder gelijkmatig verdeelde belastingen, is een koepel altijd sterk genoeg. Maar vooral wanneer wij te doen hebben met een vlakke koepel, moeten wij erop bedacht zijn, dat de koepel niet doorslaat (fig. 15).

Bij het doorslaan wordt het oorspronkelijk naar boven gekromde oppervlak plat gedrukt, waarbij naast buigende momenten, grote drukspanningen en ring-trekspanningen opgewekt worden, waarna het vlak doorschiet naar zijn 'opgehangen', andere evenwichtspositie. Het is duidelijk dat het dus van belang is dat de koepel zowel een voldoende rek-, als een voldoende buigstijfheid bezit om dit doorslaan te voorkomen. Maar het is natuurlijk ook duidelijk dat het van belang is, dat het krachtenvlak zoveel mogelijk samenvalt met het koepelvlak, want afwijkingen tussen deze twee betekent de aanwezigheid van buigende momenten en dus van nadelige vervormingen.

Vooral vlakke koepels moeten dus nauwkeurig, met minimale afwijkingen, uitgevoerd worden. De constructie moet voorts zodanig gemaakt worden dat het koepel- en het krachtenvlak zo min mogelijk gelegenheid krijgen zich te verplaatsen. Voorts zijn de randvoorwaarden of opleggingsvoorwaarden van belang: ook nabij de opleggingen moet de koepel zich als koepel kunnen gedragen, dat wil zeggen de belastingen zowel door radiale- als door tangentiële spanningen kunnen opnemen. De ideale toestand kan benaderd worden door de oplegging van de koepel verschuifbaar te maken en de koe-

REKSTIJFHEID  
BUIGSTIJFHEID

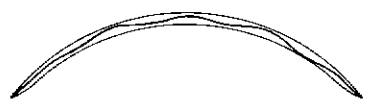


SAMENVALLLEN VAN KRACHTENVLAK MET KOEPELVLAK

GEOMETRISCHE AFWIJINGEN  
BIJ DE UITVOERING



KOEPELVLAK-AFWIJINGEN T.G.V.  
KWALITEITSVERSCHILLEN IN HET  
MATERIAAL EN VAN  
NEVENINVLOEDEN ALS  
TEMPERATUURVERSCHILLEN E.D.



OPLEGGINGSVOORWAARDEN

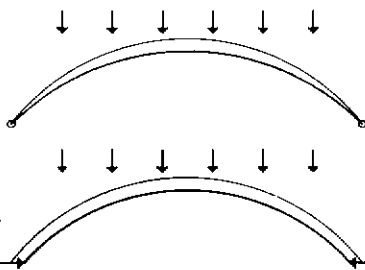


fig. 15

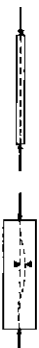
pelrand een dusdanige voorspanning te geven dat de koepelvorm gehandhaafd blijft. Dit is de voornaamste reden waarom wij de koepel op rubberopleggingen hebben geplaatst en de koepelrand hebben voorgespannen.

Om de werking van de door ons gekozen koepel-constructie duidelijk te maken, geven wij hier ter vergelijking het geval van een op knik belaste kolom (fig. 16).

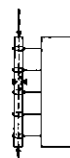
Gesteld dat wij een zeer slanke kolom hebben, die met de gegeven kleine dwarsafmeting onherroepelijk uitknikt. Wij kunnen deze kolom dan verbreden tot een maat waarbij geen knikgevaar bestaat. Maar de as van zo'n brede kolom kan in niet geringe mate afwijken van de rechte lijn, bijv. door verschil in kwaliteit van het beton of door temperatuurverschillen. Door het effect van de samengestelde buiging wordt de afstand van de kracht tot de as nog vergroot.

fig. 16

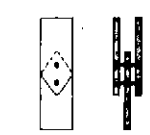
OP KNIK BELASTE SLAPPE KOLOM TE VERSTIJVEN DOOR :



A: VERBREIDING EN DUS VERSTUIVING VAN DE DOORSNEDE  
ECHTER:  
KANS OP RELATIEF GROTE ASAFWIJING (KWALITEITSVERSCHILLEN IN  
HET MATERIAAL, TEMPERATUURVERSCHILLEN E.D.)  
DOOR INITIËLE ASAFWIJINGEN, INITIËLE BUIGENDE MOMENTEN.



B: VERBINDING MET EEN BUIGSTIJVE CONSTRUCTIE, ZODANIG DAT DE  
KOLOM ONGEHINDERD SAMENGEDRUKT KAN WORDEN. INITIËLE  
ASAFWIJING KAN DOOR GERINDE KOLOMAFMETING SLECHTS KLEIN ZIJN.  
KOLOM EN VERSTIJVINGSCONSTRUCTIE KUNNEN ONGEHINDERD AAN  
UITEENLOPENDE TEMPERATUREN BLOOTGESTELD WORDEN.



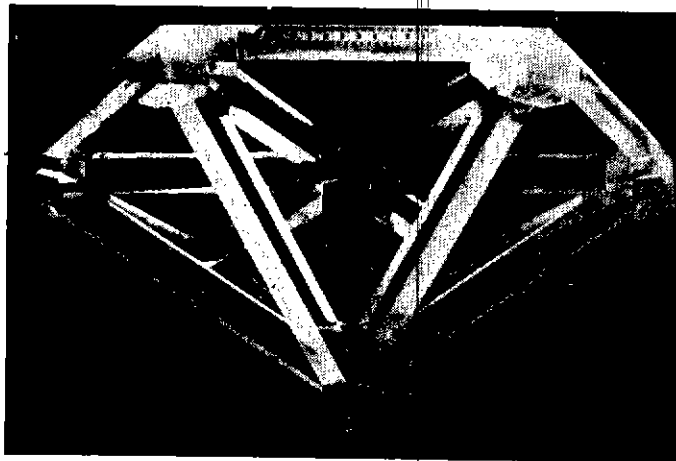
DE VERSTIJVINGSCONSTRUCTIE KAN UIT ELEMENTEN  
OPGEBOUWD WORDEN. DEZE BEHOEVEN GEEN  
NORMAALKRACHT OVER TE BRENGEN, EN KUNNEN IN  
DE BETREFFENDE RICHTING DUS VRIJ VERSCHUIFBAAR  
GEMONTEERD WORDEN.

Wij kunnen de kolom echter ook ongewijzigd laten, maar hem verbinden met een buigstijflichaam, op zodanige wijze dat de kolom vrij kan verkorten, maar ogenblikkelijk gesteund wordt wanneer hij zijdelings wil uitbuigen. Tussen de lijn van de kracht en de as van de kolom kan nauwelijks enige afstand bestaan, omdat de as van de kolom door de kleine dwarsafmeting heel nauw aan de plaats is gebonden. Een afwijking, bijv. een materiaalfout in de verstijvingsligger, heeft primair geen invloed op de vervorming, omdat de verstijvingsligger niet door normaalkracht wordt belast. Voorts kan er ongestraft een temperatuurverschil bestaan tussen de kolom en de verstijvingsligger.

De verstijvingsligger kan uit delen opgebouwd worden, die aan elkaar verbonden zijn op zodanige wijze dat momenten en dwarskrachten overgebracht kunnen worden, echter geen normaalkrachten. Dit is in figuur 16 voorgesteld door een verbinding met behulp van twee pennen in slobgaten.

Wij stappen nu weer over naar de koepel. Deze is opgebouwd uit geprefabriceerde elementen, waarvan foto 17 een model in lamelon toont. Tussen de spaken van het bovenvlak moet u zich een dun vlak denken, dat met deze spaken de bolhuid vormt. De zes pyramide-ribben met de koningsstijl hangen onder de bolhuid.

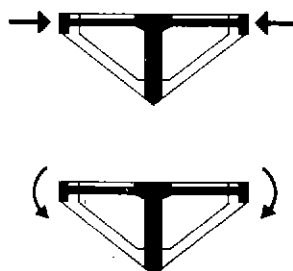
fig. 17. model van een koepel-element



Zo'n element gedraagt zich als een slanke kolom met separate verstijvingsligger. Wordt namelijk de huid door een normaalkracht belast, dan nemen de ribben vrijwel geen deel aan de krachtoverbrenging (fig. 18). De kracht loopt dus vrijwel recht door de huid. Worden de ribben op een andere temperatuur gebracht dan de huid, dan wordt de huid daarbij praktisch niet vervormd. Zou de huid echter willen uitknikken, dan blijkt dat de ribben met de koningsstijl een grote buigstijfheid bezitten.

In figuur 19 zijn enkele belastinggevallen gegeven waaruit blijkt hoe zo'n element zich onder buiging gedraagt. Ook tegen torsie is het element stijf.

fig. 18



NORMAALKRACHT PASSEERT  
VRIJWEL ONGEHINDERD

ELEMENT WERKT ALS VAKWERK  
BUIGSTIJFHEID

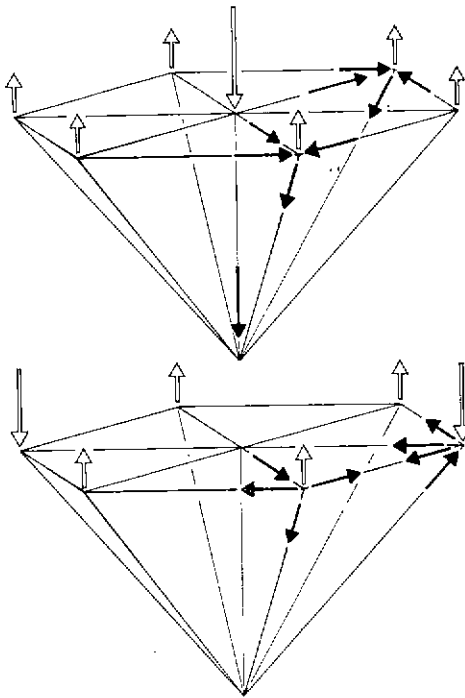


fig. 19

De elementen zijn met enige tussenruimte in het werk geplaatst. Deze tussenruimten werden met beton volgestort. In figuur 20 kunt u zien dat, ofschoon tussen de pyramiden geen direct verband is aan gebracht, door het in elkaar grijpen van de zeshoeken toch een buigvast geheel ontstaan is, enigszins te vergelijken met de verstijvingslijger, die opgebouwd was uit delen, die met pennen in slobgaten verbonden waren.

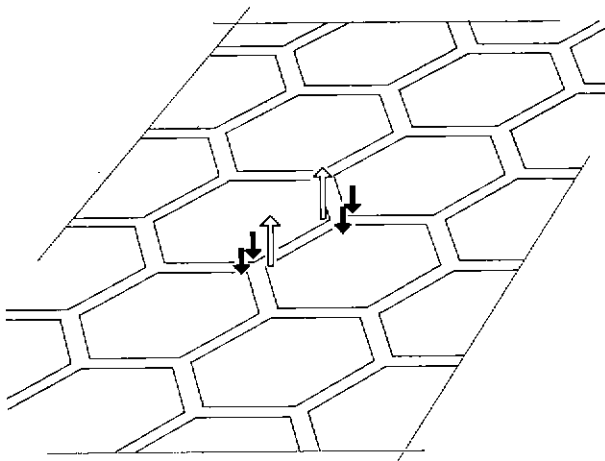


fig. 20

U zult begrijpen dat een en ander met uitvoerige proeven bij T.N.O.-I.B.B.C. geverifieerd is. Van de koepel werden modellen gemaakt uit trovidur, die door middel van een onder de bol getrokken vacuüm belast werden. Op schaal 1 : 50 werden niet alleen de hoofdafmetingen gereproduceerd, doch ook de afwijkingen die bij de uitvoering van de koepel maximaal in de maatvoering getolereerd werden. In sommige modellen werden ook de vorm nabij de lichtkoepel en de

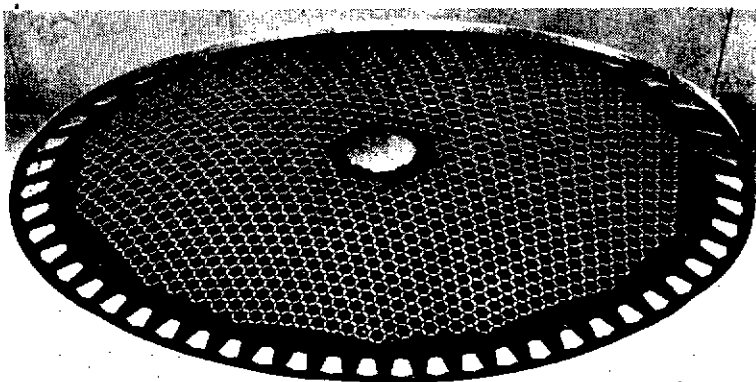
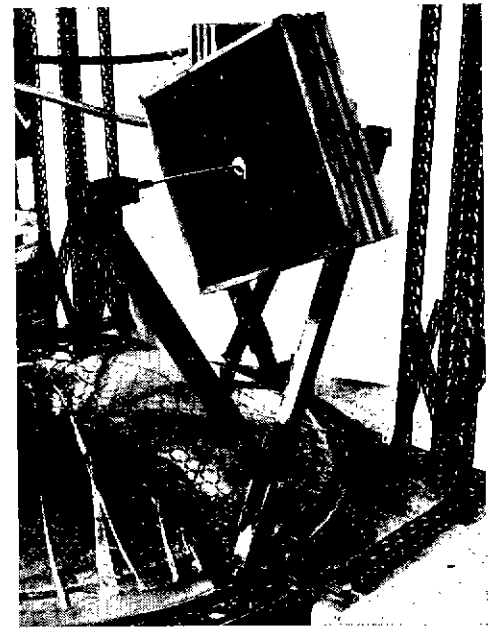


foto 21. nabootsen van vrije oplegging met randvoorspanning



foto's:  
T.N.O.-I.B.B.C.

lichtopeningen met versterking nabij de geboorte van de koepel nagebootst.

Heel belangrijk was ook het nabootsen van de vrije oplegging met randvoorspanning. Hoe listig de genieën van T.N.O. dit oplosten, ziet u in foto 21: met behulp van scharen die door hetzelfde vacuüm, waarmee de proefbelasting werd uitgevoerd, bekrachtigd werden, werd de rand van deze koepel onder voorspanning gehouden.

Bleef nog de opgave de voegen tussen de geprefabriceerde elementen na te bootsen, voegen waarin het beton van mindere kwaliteit zou kunnen zijn en misschien krimp-scheurtjes zou vertonen. Daartoe werden in een koepel volgens het elementen-stramien gleuven gefreesd. Foto 22 toont zo'n model van anderen gezien, waarin ook de lichtopeningen nabij de geboorte van de koepel te zien zijn. Tussen de elementen is maar heel weinig materiaal gelaten, waarmee een gebrekkige kwaliteit van het beton in de tussenruimte ruimschoots werd nagebootst. Over de koepel werd een zeer dunne plastic-afdekkfolie gelegd, waarna de koepel wederom met behulp van vacuüm kon worden belast. Het bleek nu dat de door sleuven verzwakte koepel precies dezelfde doorslagwaarden gaf als een onverzwakte koepel, vervaardigd uit een materiaal met 60% van de rek- en buigstijfheid. Dit komt overeen met het verschil in materiaalhoeveelheid verwerkt in de koepel met sleuven, vergeleken met de normale koepel. Men kan stellen dat de koepel zich van het sleuvenpatroon niets aantrekt.

De doorslag getoond in foto 23 bewees dat onze patiënt levenskrachtig en gezond is.

foto 22. beproevingsmodel van de koepel

foto 23. opgetreden doorslag na beproeving van het model



# De uitvoering van het Evoluon\*

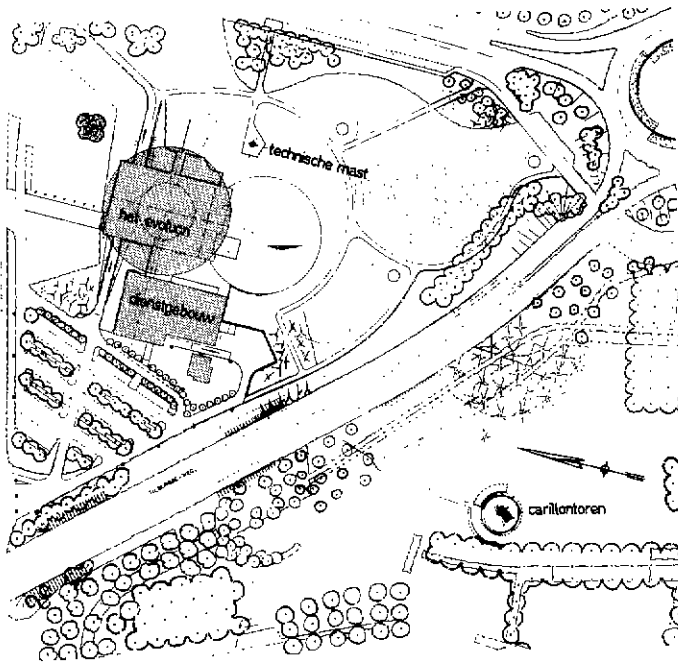
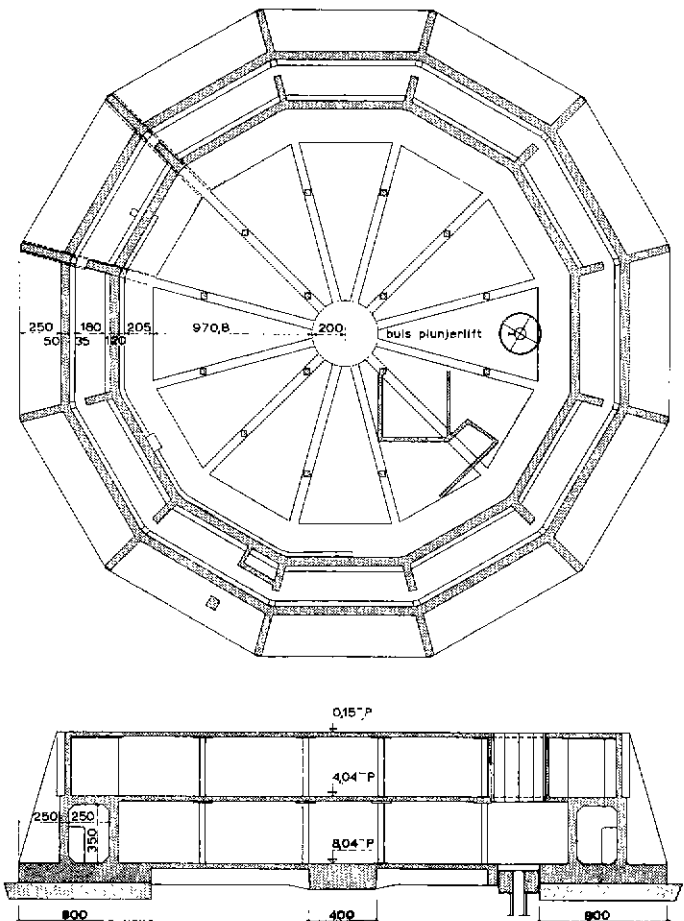


fig. 1. situering

fig. 2. plattegrond en doorsnede kelder



Het oorspronkelijke plan, om begin 1964 een aanvang te maken met de bouw van het Evoluon, kon helaas niet worden verwezenlijkt door het uitblijven van de Rijksgoedkeuring. Eerst in augustus van dat jaar was het mogelijk met de bouw te beginnen. Aangezien de datum waarop het geheel klaar moest zijn, vaststond, betekende dit een verkorting van de bouwtijd, waardoor een tijdnood ontstond, die zich gedurende de gehele bouw heeft doen gevoelen. Bovendien viel de uitvoering van de bovenkoepel door dit uitstel in de winter 1965/1966. Dit was het onderdeel waarvoor winterwerkmaatregelen het moeilijkst te nemen waren. De beslissing om nu ook de bovenkoepel voor een groot deel samen te stellen uit geprefabriceerde onderdelen, heeft uitvoering in de winter toch mogelijk gemaakt.

In dit artikel zal de uitvoering van het Evoluon behandeld worden in volgorde van de bouw. Voor wat betreft de kelder en het restaurant zullen ook enige opmerkingen over de constructie worden gemaakt, daar deze eveneens door de uitvoeringsgroep werd verzorgd.

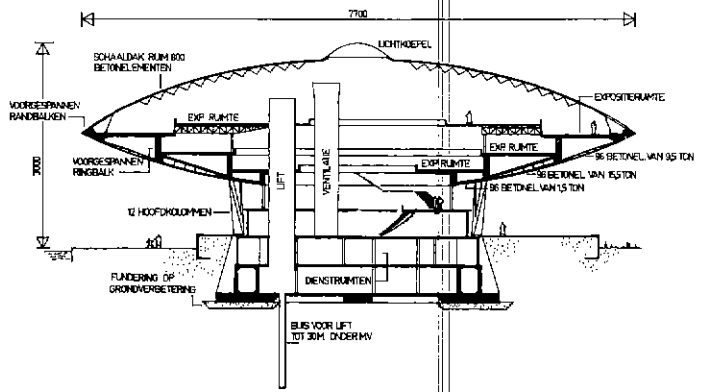


fig. 3. doorsnede Evoluon

## Fundering en kelder (figuur 2)

De kelder is twaalfhoekig in plattegrond en heeft een omgeschreven cirkel van ongeveer 35 m diameter. De belastingen van de twaalf V-vormige kolommen, elk ca. 1100 tf, grijpen op de hoekpunten aan. Vandaar dat de keldervloer ook aan de rand voorzien is van een zware funderingsstrook.

Om de belasting van het middengedeelte van de kelder gelijke tred te laten houden met die van de buitenrand, is ook in het midden een funderingspoer geprojecteerd, die door twaalf radiaal lopende balken met de buitenrand is verbonden.

De hoogst mogelijke grondwaterstand is aangenomen op 1 m — maaiveld, of 17,80 m + N.A.P. Normaal is de grondwaterstand 14 m + N.A.P. De wisseling in de grondwaterstand veroorzaakt een grote variatie in het momentenverloop in de radiaal lopende balken. Ten einde de sterk wisselende inklemmingsmomenten en oplegreacties bij de buitenrand op te kunnen nemen, is boven deze rand een torsiekoker ontworpen. Ter plaatse van de kolommen is de buitenwand van de kelder versterkt door zware consoles.

De sondering (figuur 5) gaf een voldoende dikke draagkrachtige laag aan op ongeveer 10,50 m + N.A.P.; de onderkant van de funderingsplaat reikt tot 11,50 m + N.A.P. Besloten werd het gebouw op staal te funderen, waarbij de laag onder de funderingsplaten tussen 10,50 m + en 11,50 m + N.A.P. werd vervangen door een grondverbetering.

De berekende druk onder de buitenplaat is maximaal 2,3 kgf/cm<sup>2</sup>, die onder de middenpoer 3,7 kgf/cm<sup>2</sup>. De verwachte zetting onder de buitenplaat 4,8 cm, die onder de middenpoer 3,1 cm. Onder de overige vloergedeelten is turfmoel verwerkt om te voorkomen dat deze gedeelten zullen gaan dragen; de zijanten van de balken zijn met tempexplaten bekist.

De kelder is gebouwd in een open ontgraving. De bouwput werd drooggehouden met een bronbemaling, bestaande uit een achttal diepwelpompen.

\*) Lezing gehouden bij een excursie van de Betonvereniging naar het Evoluon, op 2 juni 1966.

In *Cement XVIII* (1966) nr. 8 werd de lezing gepubliceerd van dr. ir. H. C. D u y s t e r over 'De constructie van het Evoluon'.



fig. 4. het hier bijna voltooide gebouw werd 24 september officieel in gebruik genomen

Voordat met de constructie van de kelder kan worden begonnen, moest eerst nog een stalen buis  $\varnothing 100$  cm, reikende tot ongeveer 30 m onder het maaiveld, in een geboord gat worden geplaatst. Deze buis dient voor de plaatsing van de buitenbuis van de

plunjerlift. Deze tweede buis, die een diameter heeft van 70 cm, is door middel van een bitumencoating beschermd tegen corrosie. De ruimte tussen beide buizen is gevuld met gestabiliseerd zand. In deze tweede buis is de eigenlijke plunjerbuis, diameter 35 cm, nauwkeurig afgesteld. De ruimte tussen beide laatste buizen is gevuld met zand.

Het tijdschema gaf aan dat het dek van de kelder gestort moest zijn vóór Kerstmis 1964. Dit is op de dag af gelukt, waardoor het mogelijk was de feestdagen te benutten voor de verharding. De vloer was afgedekt met zeilen, waaronder stoom werd geblazen.

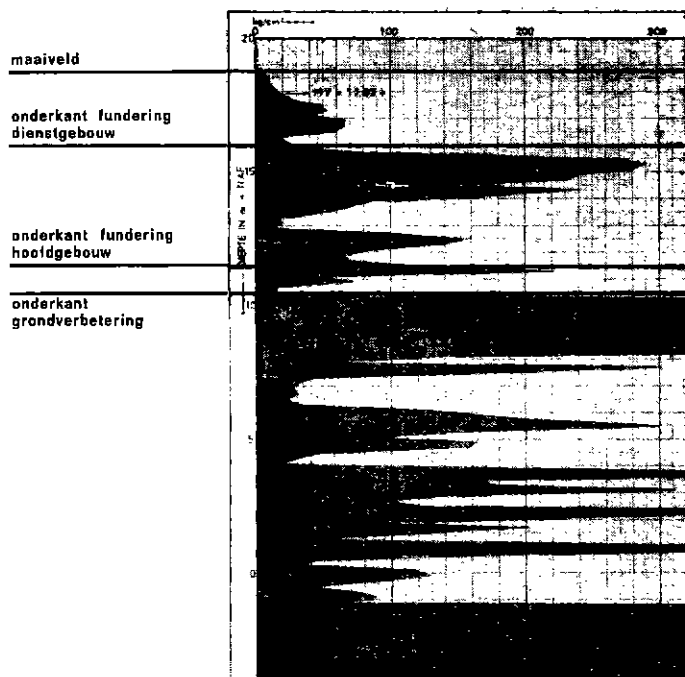
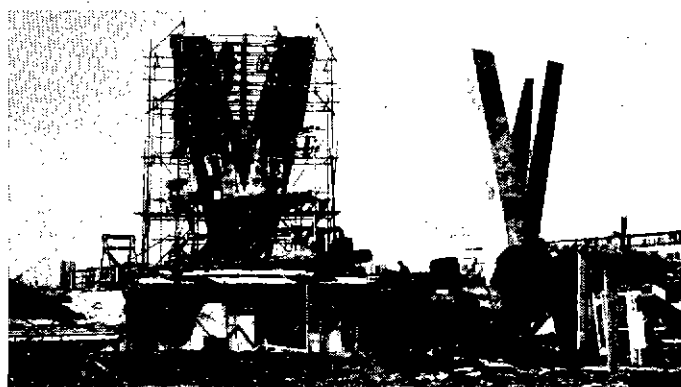


fig. 5. resultaat sondering: op 10,50 m<sup>+</sup> N.A.P. een voldoende draagkrachtige laag

foto 6. constructie V-vormige kolommen



#### Kolommen (foto 6)

Voor de twaalf V-vormige kolommen is gebruik gemaakt van één enkele stalen bekisting. Het maken van de kolommen viel in de maanden januari en februari 1965. Het was daarom noodzakelijk verwarmde specie te gebruiken en de kolommen na het betonneren te omgeven met een tent, waarin stoom werd geblazen. Op deze wijze was het bovendien mogelijk een redelijk werktempo te waarborgen.

Een gelukkige omstandigheid was, dat voor de constructie volstaan kon worden met alleen een bovenscharnier. Was ook een onderscharnier nodig geweest, dan zou dit meegebracht hebben dat de kolommen na het storten tegen omvallen hadden moeten worden beveiligd. Nu was dit overbodig geworden. Iedere poot van de kolom heeft een verticale belasting te dragen van 550 tf, een radiale horizontaalkracht van 50 tf en een tangentiële kracht van 140 tf. De scharnieren, geleverd door De Vries Robbé & Co N.V., zijn zo uitgevoerd, dat de horizontaalkrachten door middel van deuvels kunnen worden opgenomen. De scharnieren zijn op de koppen van de kolompoten geplaatst in een bed van Embecco-mortel. In verband met de horizontaalkrachten zijn de onderzijden hellend gemaakt en voorzien van lasrupsen, om de aanhechting aan de mortel te vergroten.

Voor de vervaardiging van de kolommen is gebruik gemaakt van een torenkraan met een lastmoment van 45 tfm en een giek van 33 m. De kraan liep op een spoor rondom het bouwwerk. Later is hier een tweede kraan bij geplaatst. De kranen reikten niet tot de as van het gebouw. Voor de bouw van de kolommen en van de onderschotel bestond hieraan geen behoefte, daar de kolommen op de rand van de kelder staan en de onderschotel in het midden een vide bezit. De bovenkoepel kon dus niet geheel met deze kranen bediend worden. Het aantal tonnen materiaal, wat in het gebied buiten bereik van de kranen moest worden aangebracht, was echter zo gering, dat het geen bezwaar was hiervoor hoofdzakelijk handkracht te gebruiken.

#### Onderschotel

Tegelijk met het vervaardigen van de kolommen werd een begin gemaakt met de ondersteuningsconstructie voor de onderschotel. Deze constructie bestond uit een viertal ringen van ondersteuningslorens (zie fig. 7) en wel, van binnen naar buiten gerekend, een ring bestaande uit 24 torens, gemaakt van houten palen, met een draagvermogen van 35 tf per toren; een ring van 24 op gelijke wijze geconstrueerde torens, met een draagvermogen van 60 tf per toren (in deze ring dragen ook de kolommen mee); een ring van 30 torens, samengesteld uit profielstaal, van 135 tf draagvermogen,

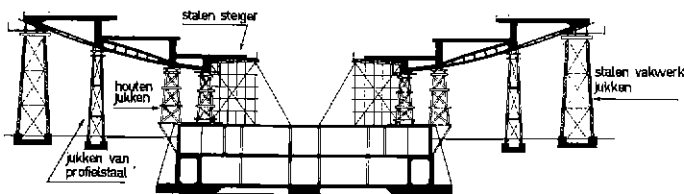


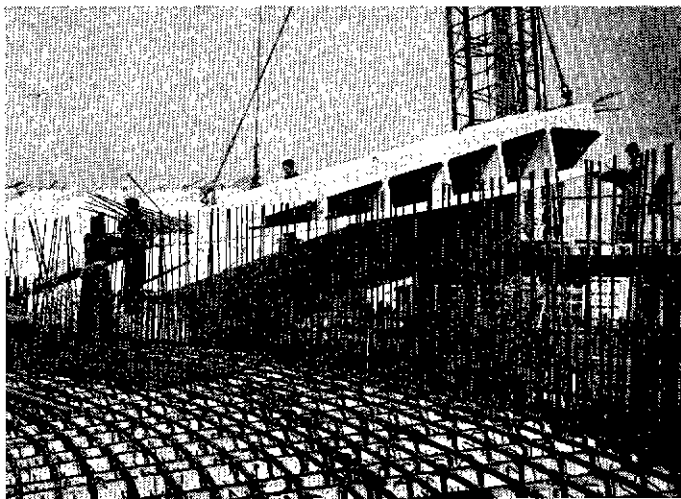
fig. 7. ondersteuningsconstructie onderschotel

en ten slotte een ring van 48 Hünebecktoren, met elk 75 tf draagvermogen. De binnenste twee ringen rusten op de kelder. De belasting werd gespreid door stalen onderslagbalken, die gedeeltelijk uitkragden buiten de kelder. De buitenste twee ringen rusten op funderingen van beton.

De uitkragende balken van het eerste niveau en de daarop rustende vloerplaten zijn op het werk geprefabriceerd. De elementen die de onderzijde van de schotel vormen, zijn vervaardigd door de N.V. Schokbeton uit Kampen. Zij vormen drie ringen, elk bestaande uit 96 elementen. De gewichten van de elementen zijn, van binnen naar buiten gerekend, resp. 1½, 15 en 10 ton.

Alle elementen zijn met mobiele kranen gesteld (foto 8). Fabricage, aanvoer en stellen zijn onderwerp geweest van zorgvuldige planning. De montage heeft een vlot verloop gehad.

foto 8. montage schotelementen



Voor de voorspanning in de buitenste twee ringbalken en in de ringbalk van de bovenkoepel is aan een drietal firma's gevraagd suggesties te geven. Daarbij kwam Ibis Nederland N.V., met een op-

lossing in 100 tons Freyssinetkabels, met de aantrekkelijkste aanbieding uit de bus. De kabels bestaan uit uit 12 × ½" strengen ieder van 7 draden Ø 4 mm, kwaliteit QP 190. De detaillering is verzorgd door Ibis Nederland N.V., welke firma tevens hulp verleende bij de voorspanwerkzaamheden. De detaillering was niet eenvoudig, wat moge blijken uit figuur 9.

De vloer van niveau 2, met uitzondering van de krimpstroken, moest volgens het werkschema vóór de bouwvacantie van 1965 geheel zijn gebetonneerd. Ook dit is juist gelukt. Na de bouwvacantie was de vloer verhard, zodat de bouw na de vakantie weer doorgang kon vinden.

**Bovenkoepel**

De ondersteuning van de bovenkoepel (figuur 10) heeft veel studie vereist. Er moest niet alleen op sterkte worden gelet, doch tevens op de elastische verkorting van de verticale elementen ten gevolge van de belasting.

De keuze is gevallen op een middentoren bestaande uit 12 stalen Peinermasten, stalen steigerconstructies op het tweede en derde niveau, terwijl de ruimte tussen middentoren en de stalen steiger werd overbrugd door 60 Hicoliggers met verspanning. Dit aantal is zo groot gekozen om de doorbuiging te beperken. Op deze ondersteuningsconstructie is een houten vloer aangebracht, waarop voor ieder dakelement drie stalen bekistingsstempels werden geplaatst. Deze waren voorzien van een speciale kop, waaraan een draaibare houten klos was bevestigd. Hierdoor was het mogelijk de oplegvlakken voor ieder element aan te passen aan de helling waaronder dit element geplaatst moest worden. De plaats van iedere stempel en de juiste hoogte van de kop zijn van tevoren nauwkeurig bepaald. Voor het uitvoeren hiervan moest een computer worden ingeschakeld. Bij het ontwerp van de ondersteuningsconstructie is ernaar gestreefd het aantal contactvlakken tussen hout en staal zo klein mogelijk te houden om vormveranderingen door inkrimping van het hout zoveel mogelijk te beperken.

De dakelementen zijn vervaardigd door de N.V. Abex te Hoogkerk. De vormgeving ervan is zodanig, dat hiermede wel de grens van de fabricagemogelijkheden is bereikt. Het is de betonfabriek echter gelukt de gehele serie van 822 stuks op tijd en zonder gebreken af te leveren, waarvoor wel een woord van lof op zijn plaats is.

De elementen en het beton van de ertussen gelegen voegen brengen over het grootste gedeelte van het dakvlak alleen druk over. De onderste elementen liggen echter nog in het gebied van de randstoringsmomenten, daar moet de constructie dus bovendien nog de storingsmomenten kunnen opnemen. Om de wapening in de voeg te

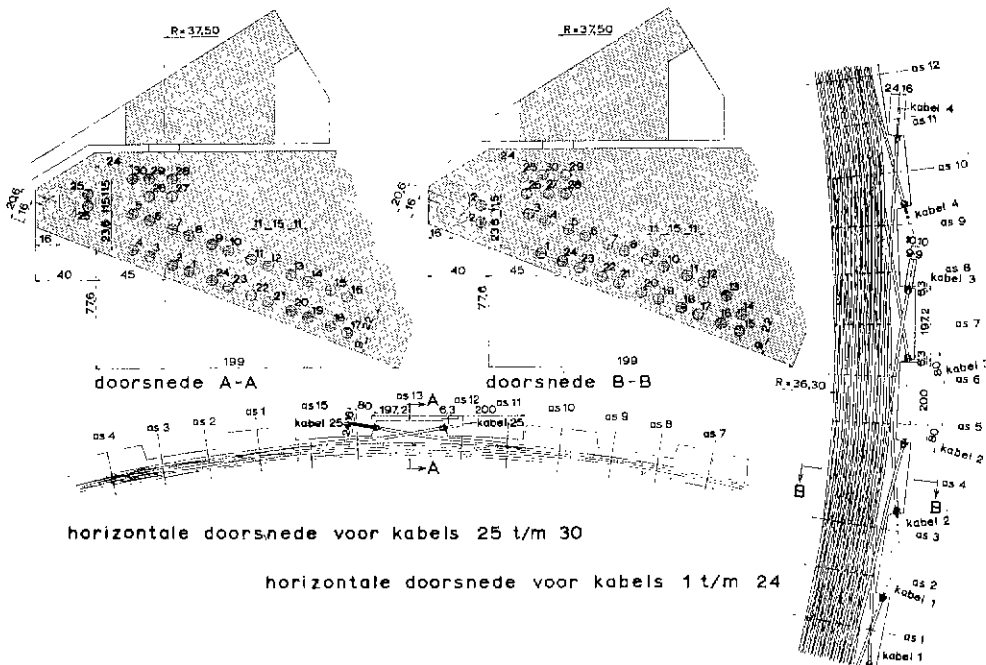


fig. 9. voorspanning onderste ringbalk

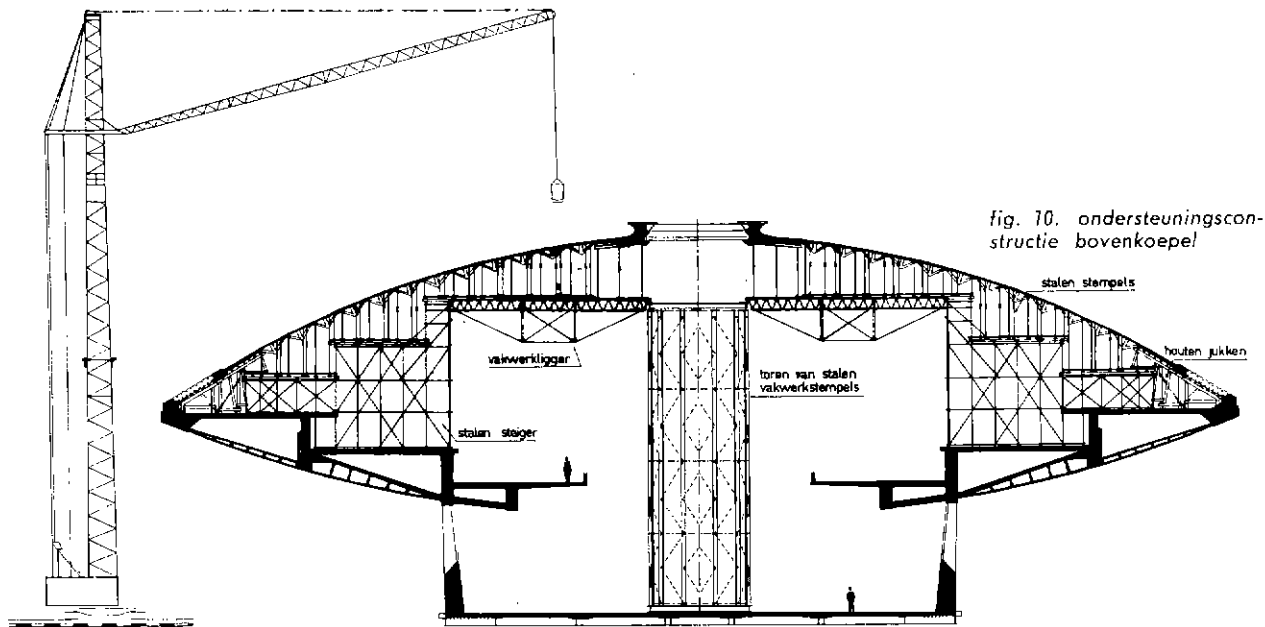


fig. 10. ondersteuningsconstructie bovenkoepel

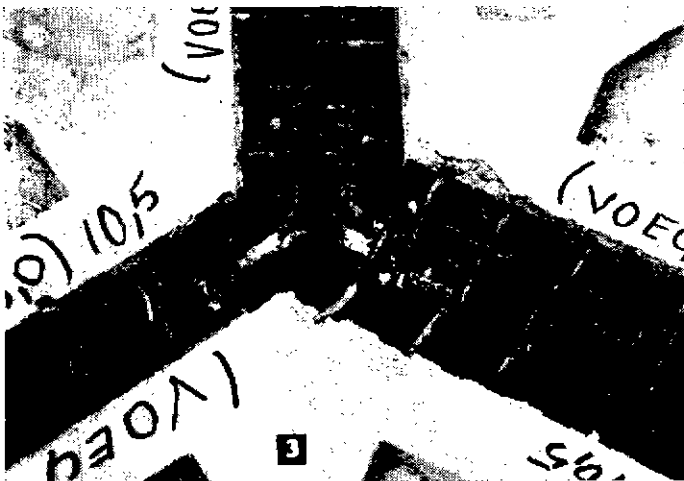


foto 11. proefopstelling voegconstructie

bepalen, is bij het Instituut T.N.O.-I.B.B.C. nog een aantal proeven uitgevoerd op elementen (op ware grootte) met voegconstructie (foto 11).

De montage van de elementen, waarvan het gewicht 1200 kg bedraagt, geschiedde met de torenkranen (foto 12). Om de elementen van het middendeel, dat niet met de torenkranen te bereiken is, te

foto 12. montage dakelementen



kunnen plaatsen, is gebruik gemaakt van een stalen balk, die aan de ene zijde is opgelegd op de middentoren en aan de andere zijde in de kraan hangt. Het element werd met een loopkatje op zijn plaats gebracht.

Bij het stellen is een zeer grote nauwkeurigheid vereist, omdat een kleine afwijking van de bolvorm doorslag kan inleiden. De tolerantie was 1½ cm op een diameter van 5 m. Na het plaatsen van de elementen, waarbij de ondersteuningsconstructie haar grootste vormverandering reeds had verkregen, is het gehele dak weer opnieuw fijngesteld, een tijdrovend en pietepouterig werk, wat veel zelfbeheersing van de uitvoerenden en toezichhouders vereiste. Hierbij werd gebruik gemaakt van twee in de juiste vorm afgewerkte aluminium mallen.

Voor het sorteren van de voegen was het dak in sectoren verdeeld. Door deze onderverdeling in betrekkelijk kleine oppervlakken, waarvoor dus ook slechts kleine hoeveelheden beton tegelijk behoefden te worden verwerkt, was het mogelijk ook deze werkzaamheden zonder teveel risico's in de winter uit te voeren. Voor het beton van de voegen is C-cement gebruikt, terwijl de gestorte gedeelten werden afgedekt en gestoomd. Op 8 maart 1966 werd het laatste beton van de koepen door ir. F. J. Philips eigenhandig aangebracht.

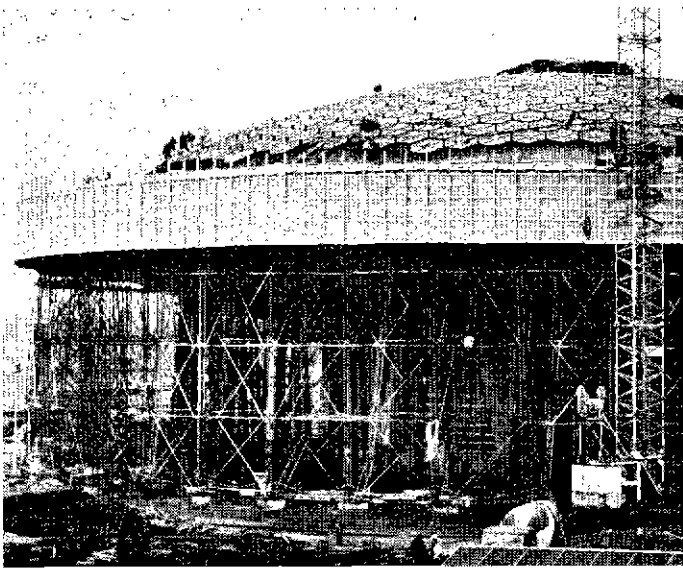
Zodra een gedeelte van het dak gereed gekomen was, werd een begin gemaakt met de afwerking van het dakvlak. Foto 13 geeft een goed overzicht van deze werkzaamheden.

Vermeldenswaard is nog de montage van de plastic lichtkoepel. Ook hier was het niet mogelijk de koepel met de torenkraan op haar plaats te brengen. Op het dak is een glijbaan van hout gemaakt, waarop de koepel door de kraan geplaatst werd. Daarna werd de

foto 13. afwerken dakvlak



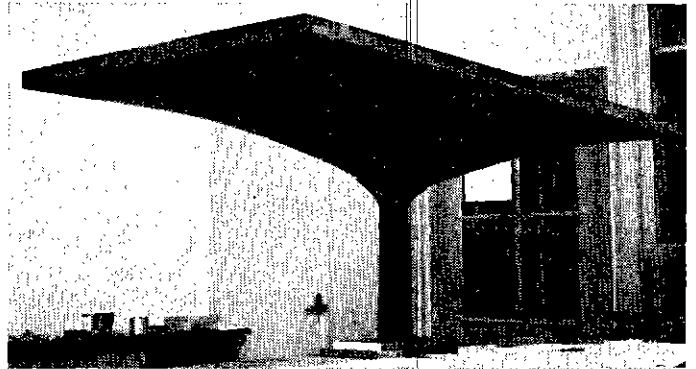
foto 14. bescherming tijdens het doorwerken in de winter



(foto. 14). Aan afscherming van de gehele bovenkoepel viel echter niet te denken. Het 'fijnstellen' van de elementen viel juist in een periode van slecht winterweer, waardoor ook dit onderdeel verdere vertraging opleverde; alleen de begaanbaarheid van het dak leverde reeds moeilijkheden op. Door veel overwerk op het 'kritieke pad' en door het meevallen van de benodigde tijd voor een aantal volgende werkzaamheden, is het echter gelukt de achterstand weer in te lopen.

In de winterperiode is veel gevraagd van het doorzettingsvermogen van arbeiders en van het team dat op de bouwplaats met de leiding van het werk was belast.

foto 16. model hypparschaal



### Restaurant

Het restaurant (figuur 15) is grotendeels een conventioneel gebouw. Het dak echter wordt voor een deel gevormd door een zevental hypparschalen, elk met een grondvlak  $10 \times 20 \text{ m}^2$ , rustende op één kolom. Om een indruk te krijgen van de vervormingen is ook hiervan een model beproefd door T.N.O.-I.B.B.C. Foto 16 geeft een afbeelding van dit model. De vorm van de kolomkop verdient in het bijzonder de aandacht.

De uitvoering heeft geen moeilijkheden opgeleverd. Foto 17 toont een aantal gereedgekomen hyppars.

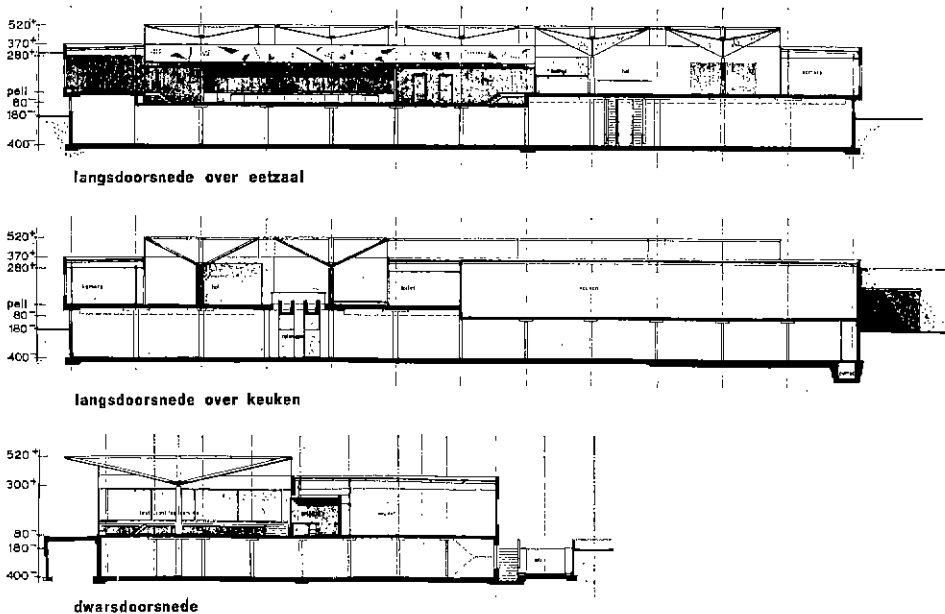
plastic koepel over de baan naar haar plaats gebracht. Op dit tijdstip was de bovenkoepel reeds gespannen, zodat de belasting van glijbaan en lichtkoepel niet meer door de ondersteuning werd afgevoerd. De belasting kwam ongeveer overeen met eenzijdige sneeuwbelasting, zodat geen overbelasting optrad. De lichtkoepel is vervaardigd door Durisol N.V.

Het ontcenteren van bovenkoepel en onderschaal moest zeer zorgvuldig geschieden, om het optreden van ongewenste belastingtoestanden te vermijden. Tijdens het ontcenteren zijn de zakkingen zorgvuldig gecontroleerd, waarbij veel steun werd ondervonden van de meetdienst van de N.V. Philips, in samenwerking met T.N.O.-I.B.B.C. Na het ontcenteren werden binnen- en buitenondersteuning afgebroken. De afvoer van de ongeveer 1000 ton hulp-materialen was een probleem op zichzelf.

Zodra in de koepel voldoende ruimte was, begon De Vries Robbé met de montage van de stalen bordessen van niveau 4, terwijl ook het plaatsen van de plastic raampartijen ter hand werd genomen, waarna met de binnenafwerking kon worden begonnen.

De uitvoering van de bovenkoepel is zeer bemoeilijkt door de winter 1965/1966. De bouw van het laatste gedeelte van de onderschaal viel in november 1965, waardoor reeds ernstige vertraging optrad. Voor die maand waren namelijk nog geen winterwerkmaatregelen voorzien. Na de eerste vorstperiode trad veel storm op, waardoor de kranen niet gebruikt konden worden. Door dit alles verschoof de uitvoering van de bovenkoepel naar de eerste maanden van 1966. Er werd nu besloten om rond de buitenrand van het gebouw een afscherming van hout en hardboard aan te brengen

fig. 15. doorsneden restaurant







### Technische Mast

Van deze 60 m hoge mast geeft figuur 18 de hoofdafmetingen. De toren is uitgevoerd met behulp van een stalen glijbekisting. Omdat de benodigde hoeveelheid betonspecie per uur slechts zeer gering was, heeft men gebruik gemaakt van Beamix 1, een droog mengsel van cement, zand en grind in zakken, dat op de bouwplaats met water wordt gemengd tot betonspecie.

### Slotwoord

Een gebouw als het Evoluon is alleen tot stand te brengen door een diepgaand samenspel tussen alle, bij het ontwerp en de uitvoering, betrokken instanties. De band op het gebied van bouwen tussen de N.V. Philips' gloeilampenfabrieken en de H.B.M. Nederland N.V. bestaat reeds meer dan 60 jaar, zodat deze beide partijen wisten dat ze op elkaar konden rekenen, toen voor dit werk het bouwteam tot stand kwam. Er waren echter twee instanties buiten dit team, van welke medewerking wij afhankelijk waren. De eerste is het Instituut voor Bouwmaterialen en Bouwconstructies van T.N.O. zonder wier hulp dit resultaat niet bereikt had kunnen worden. De tweede is het Bouw- en Woningtoezicht te Eindhoven, waarbij wij steeds bijzonder veel begrip hebben ontmoet voor de moeilijkheden die een dergelijk werk meebrengt. Aan alle hierboven genoemden zeg ik hartelijk dank.

fig. 18. afmetingen Technische Mast

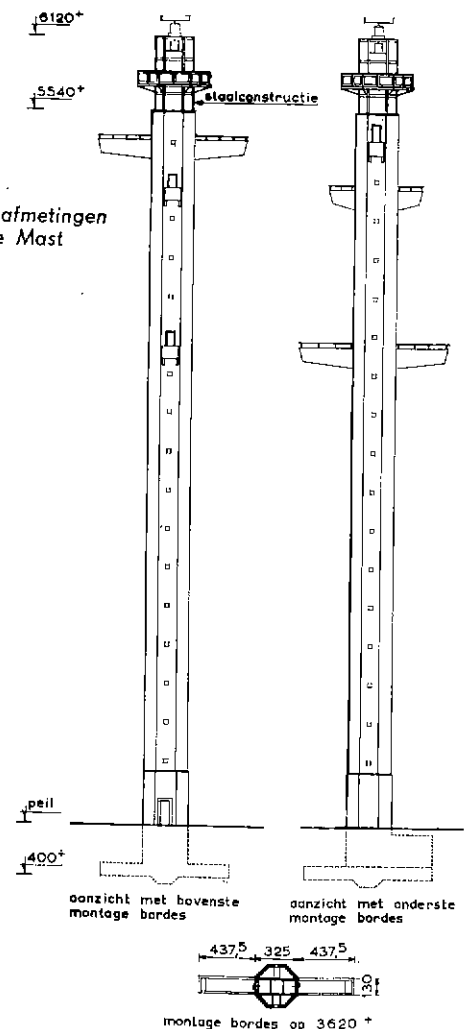


foto 17. gerede hyparschalen

foto's 19 en 20. de 60 meter hoge Technische Mast

