

# 09 estructuras laminares de hormigón en holanda

En la década de los años '60 el estudio y la construcción de las estructuras laminares de hormigón armado alcanzó probablemente su punto más destacado. Dentro de las estructuras de este tipo merecen un lugar especial las láminas plegadas, ya que aun estando constituidas por superficies de espesor relativamente delgado se diferencian del resto en el carácter plano de sus superficies y en no serles por tanto de aplicación los beneficios de la curvatura ni el comportamiento pleno de membrana. En su origen, tal como lo expresó el profesor Cassinello: "Las primeras soluciones plegadas [...] nacen por similitud con las losas onduladas o láminas cilíndricas. La idea que se desarrolla es muy simple: aumentando el brazo de palanca de la estructura, se puede salvar mayor luz sin aumentar mucho el peso; los cordones superior e inferior de cada plano inclinado alojan las armaduras principales, mientras que a lo largo de su faldón se absorben los esfuerzos cortantes." N1

Félix Candela clasificó las estructuras prismáticas y losas dobladas como aquellas que, a

diferencia del resto de estructuras laminares, están "sometidas a régimen mixto de esfuerzos de membrana y flexión" N2, y el ingeniero americano Milo Ketchum, autor de buen número de ellas y especializado en su construcción, señaló como ventajas que: "El análisis era directo, empleaba métodos a los que estaba acostumbrado y los elementos estructurales eran los que se usaban en otras estructuras de hormigón. [...] Es posible analizar las láminas plegadas con más precisión que las cáscaras cilíndricas." N3

Ketchum contribuyó también al actual nombre en inglés de este tipo de estructuras: "Siempre me disgustó el nombre de 'lámina a dos aguas', y cuando fui presidente de un comité ASCE (American Society of Civil Engineers), me hice responsable, al menos parcialmente, del cambio de nombre a lámina plegada." N4

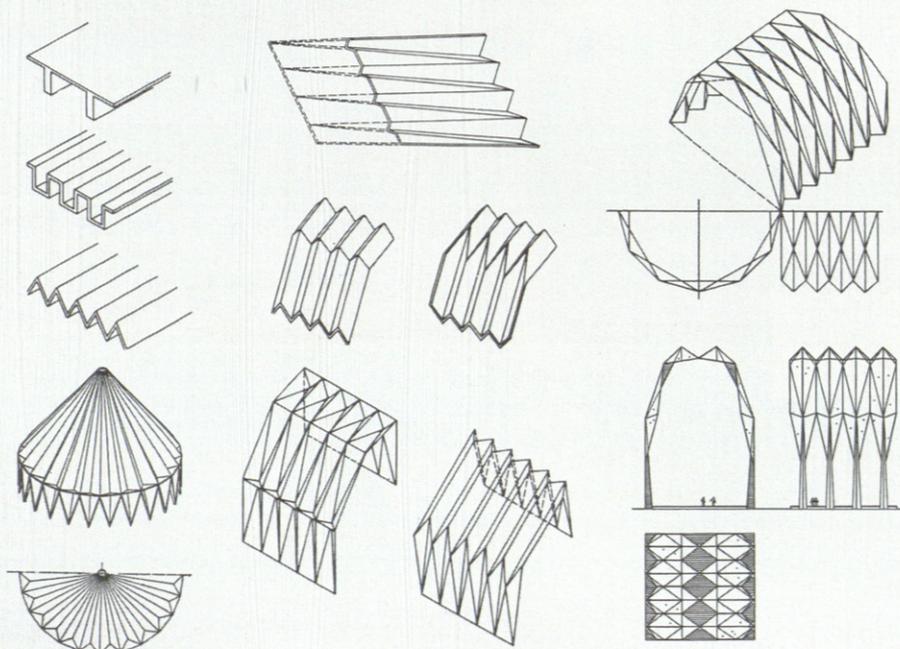
No obstante y a pesar de las observaciones de Ketchum, salvo para los casos más simples pero también más frecuentes de formas con

## RAFAEL GARCÍA GARCÍA

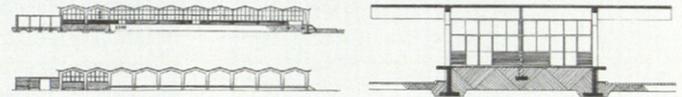
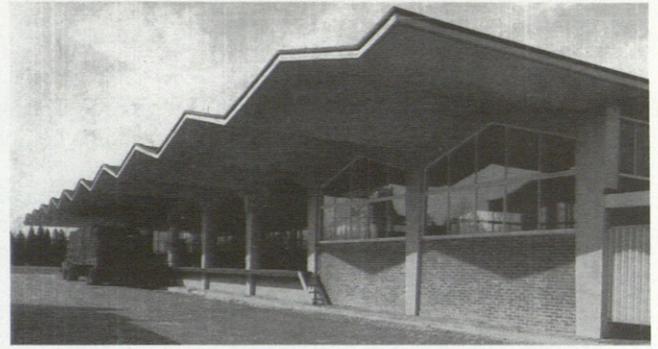
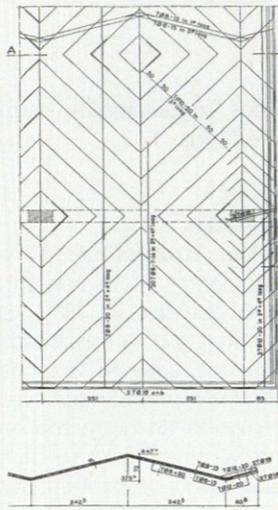
Es profesor titular en el Departamento de Composición Arquitectónica de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.

pliegues paralelos horizontales, una teoría general aplicable para el cálculo de dichas estructuras dista mucho de ser sencilla. Un resumen histórico de las principales aportaciones para su estudio analítico ha sido reseñado por C.B.Wilby: "El principio fue empleado por primera vez por Ehlers en Alemania en 1924, pero no para cubiertas sino para grandes depósitos de carbón, publicando un artículo sobre su análisis estructural en 1930. Después en 1932, Gruber publicó un estudio en alemán. En los siguientes cinco años muchos europeos -Craemer, Ohlig, Girkman y Vlasov (1939), entre otros- hicieron contribuciones al respecto. Las teorías europeas eran generalmente complejas y arduas para su uso en el diseño. Desde 1945 se desarrollaron en EEUU métodos simplificados por Winter & Pei (1947), por Gaafar (1953), por Simpson (1958), por Whitney (1959) adaptando el método de Girkman, por Traum (1959), por Parme (1960) y por Goble (1964)." N5

También Candela considera muy relevante la aportación de Kazinsky (1948) N6. Y es que la



EN LA PÁGINA ANTERIOR:  
**F1** EJEMPLOS DE  
 POSIBLES ESTRUCTURAS PLEGADAS  
 EN ESTA PÁGINA:  
**F2** PUESTO DE ADUANAS EN GLANERBRUG



variedad de formas imaginables para este tipo de estructuras es muy grande y un buen número de ellas ha sido representado en diversos textos **F1**. En cuanto a las realizadas, en general se han mantenido dentro de los tipos más simples, aunque en casos singulares pueden verse también combinaciones bastante más complejas (Iglesia St Josef en Neuß-Weckhoven, Germany, 1966-67; Capilla de Cadetes, USAF Academy, 1963). También son notables las disposiciones para realizar formas cupuladas, aunque en éstas mayoritariamente se han empleado también partes con alguna curvatura, lo que las excluiría de las formas plegadas puras. Caen también naturalmente dentro de las estructuras plegadas las de tipo poliédrico, compuestas por facetas poligonales que conforman total o parcialmente una superficie de dicha clase. Por último, también puede decirse, como aspecto favorable, que "tienen la ventaja, frente a las cáscaras, de estar compuestas por superficies planas, lo que representa menores dificultades de encofrado" **N7**. No obstante, debe también tenerse en cuenta que: "la simplificación del encofrado [...] agudiza el problema del pandeo de la lámina, que se hace más sensible a este efecto al perder curvatura". Por esta última razón tienen, respecto a las superficies curvadas, "una mayor limitación de amplitud y carga". **N8**

### Estructuras laminares en Holanda

En los Países Bajos se siguió de una forma especialmente atenta el desarrollo de estas nuevas formas estructurales y una prueba de ello fue la celebración entre el 30 de agosto y el 2 de septiembre de 1961 del Tercer Simposio Internacional de Estructuras de Cáscara en la Escuela Politécnica de Delft, bajo la dirección del ingeniero neerlandés A. M. Haas, figura entonces de reconocido prestigio en dicho campo, y con los auspicios del RILEM y del IAAS. Dentro de las aportaciones neerlandesas de la época en el plano teórico, es de mencionar la edición por parte de la T.H. (Technische Hoogschool) de Delft y del T.N.O. (Instituto Neerlandés de Investigaciones

de Ciencia Aplicada) de "la sencilla publicación C.U.R. [Comisión para la investigación] n. 12, con directrices sobre el proyecto y cálculo de cáscaras cilíndricas", la cual "presta buenos servicios y es también usada en el extranjero" **N9**. Aunque no citadas en el anterior pasaje estarían también relacionadas con la anterior las números 8a y 8b de la misma serie. Haas, que actuó como consultor en la cubierta plegada del mercado de subasta de pescado de Scheveningen (c.1964), una de las mayores realizadas en el país, es citado por Wilby en relación a las preferencias europeas de sistemas de cálculos: "En 1974 el Professor Haas de los Países Bajos le comentó al autor que en Europa Central 'nos basamos en Grikmann'." **N10**

Para la fecha del simposio, un informe elaborado para el mismo databa 131 realizaciones holandesas ya construidas a incluir en el dominio de las formas laminares **N11**. En él los ejemplos estaban clasificados dentro de las siguientes categorías: cúpulas, 14 casos; cilíndricas, 35; cáscaras diente de sierra, 41; láminas onduladas, 7; láminas en doble ménsula tipo mariposa, 1; cónicas, 2; hiperboloides, 3; conoides, 3; paraboloides hiperbólicos, 14; y láminas plegadas, 11. De estas once últimas, una correspondía a una cubierta hexagonal de faldones inclinados, dos al tipo amansardado (con un plano central horizontal y dos inclinados) y el resto al tipo normal en V. Llama la atención que no se recogiera en dicha lista, a pesar de su singularidad y la notoriedad de su arquitecto, el alemán nacionalizado americano Marcel Breuer, la cubierta plegada constituida por triángulos de las oficinas Van de Leer en Amstelveen, ya entonces finalizada (1959). No obstante, las estructuras plegadas más destacables se construyeron después del simposio **F2**, teniendo como culminación la terminada en 1965 y correspondiente al Aulaario de la Escuela Técnica Superior de Delft, obra emblemática de los arquitectos holandeses Bakema y Van den Broek. Dado que sobre las más representativas se publicaron detallados artículos sobre sus pormenores y circuns-

### Concrete folded plates in the Netherlands

In the nineteen sixties, the study and construction of reinforced concrete shells reached what was very likely their acme. Within this category of structures, so-called folded plates merit special consideration for, while fairly thin, their surfaces are flat and therefore differ from other thin shells in that they neither benefit from the properties of curvature nor exhibit full membrane behaviour. To quote Professor Cassinello, initially: "The earliest folded plate solutions [...] drew from their close resemblance to corrugated plate and cylindrical shells. The underlying idea is quite simple: longer spans can be accommodated with relatively small increases in weight by enlarging the lever arm of the structure; the top and bottom chords of each slanted slab house the main reinforcements while the shear stresses are absorbed across the sloping sides." **N1**

F. Candela distinguishes prismatic structures and folded slabs from other thin shells in that they are "subjected to a combination of membrane and bending forces" **N2** and American engineer Milo Ketchum, specializing in the design and construction of such structures, wrote with respect to their advantages that: "The analysis was straightforward, used methods with which I was familiar, and the structural elements were those we used for other concrete structures. [...] It is possible to analyze folded plates with more precision than barrel shells." **N3**

Ketchum also contributed to christening this type of structures: "I always disliked the name 'hipped plate', and when I was chairman of an ASCE committee, I was at least partially responsible for changing the name to 'folded plate'." **N4**

Nonetheless, despite Ketchum's remarks to the contrary, except for the simplest—which are admittedly the most common—cases, i.e., forms with parallel horizontal folds, a general theory applicable to the structural analysis of such plates is anything but straightforward. C.B. Wilby summarized the key milestones in the history of the analytical study of such structures in the following terms: "The principle was first used in Germany by Ehlers in 1924, not for roofs but for large coal bunkers and he published a paper on the structural analysis in 1930. Then in 1932, Gruber published an analysis in German. In the next few years many Europeans—Craemer, Ohlig, Girkman and Vlasov (1939) amongst them—made contributions to this subject. The Europeans' theories were generally complex and arduous for designer use. Since 1945 simplified methods have been developed in the USA by Winter & Pei (1947), Gaafar (1953), Simpson (1958), by Whitney (1959) adapting the method by Girkman, by Traum (1959), by Parme (1960) and by Goble (1964)." **N5**

Candela found Kazinsky's (1948) contributions to be highly relevant as well **N6**. The enormous variety of imaginable forms for such structures has been depicted in a number of texts **F1**. The ones actually erected, however, generally adopt the simplest forms, although certain very complex combinations have on occasion been used (St Josef Church at Neuß-Weckhoven, Germany, 1966-67, Bauwelt 1967, p. 912; Gadet Chapel, USAF Academy, 1963). The layouts devised to build domed forms also merit mention, although since such designs generally include curved elements, they cannot be regarded to be pure folded plates. Polyhedral forms can naturally also be considered to be folded structures consisting in polygonal facets totally or partially comprising such a surface. Yet another beneficial property is: "their advantage, in comparison to shells, is that formwork for flat surfaces entails fewer difficulties" **N7**. It should nonetheless be borne in mind in this respect that such: "Simplified formwork [...] intensifies the risk of buckling, inasmuch as non-curvature makes such shells more sensitive to this effect". For this reason, they are "more limited in terms of amplitude and loading" **N8** than curved forms.

## THIN SHELLS IN HOLLAND

The interest with which developments around this new structural approach were followed in The Netherlands led to the country's hosting of the Third International Symposium on Shell Structures from 30 August to 2 September 1961 at the Delft Polytechnic School under the auspices of RILEM (Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, Systèmes de Constructions et ouvrages) and IAAS (International Association for Shell and Spatial Structures) and the leadership of Dutch engineer A. M. Haas, a renowned expert in the field at the time. Dutch contributions to thin shell theory include the publication by the Delft T.H. ("Technische Hoogschool") and the T.N.O. ("Nederlands Organisatie voor Toegepast Natuurwetenschappelijk Onderzoek") of "a simple manual, C.U.R. [Commissie voor uitvoering van research] No. 12, with guidelines on the design and calculation of cylindrical thin shells", which "serves a good purpose and is also used abroad" **N9**. Although not cited in the above passage, issues 8a and 8b of the same series addressed related subjects. Haas, who acted as consultant for the folded roof over the wholesale fish market at Scheveningen (c. 1964), one of the largest in the country, is cited by Wilby in connection with European preferences for analysis: "In 1974 Professor Haas of the Netherlands told the author that in mainland Europe 'we go on Grikmann'" **N10**.

According to a report carried out by the Dutch magazine Cement the year of the symposium, the 131 shell structures that had already been built in The Netherlands by that time **N11** could be classified in the following categories: 14 domes; 35 cylindrical shells; 41 shedframes; 7 corrugated plates; 1 butterfly-type doubly cantilevered shell; 2 conical shells; 3 hyperboloids; 3 conoids; 14 hyperbolic paraboloids and 11 folded plates. One of these folded plates was a hexagonal hipped roof, two were mansard-like roofs (with a horizontal plane flanked by two slanted planes) and the rest were all normal pitched roofs. Surprisingly, the list did not include the folded triangulated roof over the Van de Leer offices at Arnhem (1959), designed by the German-born American Marcel Breuer, despite its singularity and the author's renown. The most consummate folded plates were built after the symposium **F2**, however, culminating in the shell completed in 1965 for the roof over the Delft Polytechnic School, an emblematic structure authored by Dutch architects Bakema and Van der Broek. The following synopsis is based on the details described in the articles published on the most representative of these structures.

## EARLY SMALL-SCALE WORKS

The hexagonal shell roofing the water tower at Dubbeldam, dating from 1914, is regarded to be the first—and very progressive for its time—folded plate to be erected in The Netherlands **N12**. The builders, Stulemeyer, pioneered concrete construction in Holland. Opposite sides of the hexagonal base were 9 m apart, while the roof itself was approximately 5.80 m high. The plate was 8 cm thick.

Larger roofs of this type, all with V-shaped folds and built in the late nineteen fifties, are exemplified by the structure covering the customs building at Glanerburg (1959). This roof consists in a continuous folded plate cantilevering 4.5 m. on each end and resting on two 10 bays parallel portal frames, separated 9-m each other. The slanted beams over these bays meet at mid-span where they form a vertex 0.72 m higher than the beam-column joint; in other words, at 29.7%, the slope is fairly shallow. The shells fold upward at the end of the portal frames; this final pleat, measuring 0.838 m and thickened along the free edge, serves to stiffen the structure horizontally.

The standard thickness in this roof is 8 cm. In their article describing the shell, Beltman and Spit noted that while the cantilevers were decisive for the calculations, the greatest stress and strain were concentrated on the free folds, which had to be thickened and more heavily reinforced **N13**. They also reported that the elasticity equation for the cantilevers was based on C.U.R. report No. 8. The reinforcement was laid in 5 layers, the first and fifth to absorb transverse moments, the third for shear stress and spacing, and the second and fourth to act as the main reinforcement, for which

tancias, procederemos seguidamente a su estudio basándonos en ellos.

## Primeras realizaciones de dimensiones limitadas

La anteriormente citada cubierta de planta hexagonal, correspondiente a un depósito elevado de agua en Dubbeldam de 1914, es considerada como primera y muy adelantada realización de láminas plegadas en Holanda **N12**. Fue realizada por la empresa Stulemeyer, pionera en la construcción de hormigón en Holanda, y en cuanto a dimensiones su base hexagonal tendría una separación entre lados de unos 9 m con una altura aproximada de 5,80 metros y un espesor de 8 centímetros.

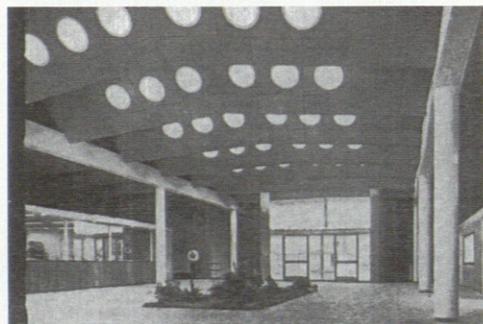
Las cubiertas de mayores dimensiones, y ya según el tipo de plegamientos en V, se construyen a finales de los '50 y pueden verse representadas, en primer lugar, en el puesto de inspección de mercancías en la frontera de Glanerbrug (1959). Estaba constituida por una losa plegada continua con vuelos extremos de 4,5 m en ambos lados, apoyada en dos pórticos paralelos de 10 vanos cada uno, separados 9 m. Los vanos del pórtico tenían vigas inclinadas formando un vértice en el centro elevado 0,72 m respecto a su unión con los pilares. Su inclinación era por tanto pequeña: 29,7 %. En los finales de los pórticos, las láminas se plegaban hacia arriba en un último doblez de 0,84 m formando un elemento rigidizador en sentido horizontal y regresado en su borde libre. El espesor general era de 8 cm. La lámina es descrita en un artículo de Beltman y Spit donde se indica que los elementos decisivos para el cálculo fueron los voladizos, concentrándose, por otra parte, los mayores esfuerzos y deformaciones en los dobleces libres, donde se exigieron refuerzos del espesor y un mayor armado **N13**. En dicho artículo se indica también la ecuación de la elástica en los voladizos resultado de la aplicación de informe C.U.R. n.8. Como curiosidad, su armado se realizó con un sistema de 5 capas, la primera y quinta para absorber los momentos transversales, la tercera para los esfuerzos cortantes y como separador, y la segunda y cuarta como armado principal que

gracias a este sistema podía formarse con barras rectas longitudinales. Dicho sistema era una excepción, puesto que lo recomendado por el Servicio Nacional de Edificación eran 3 capas, con lo que se habría conseguido menor espesor aunque ello implicara utilizar barras dobladas en arco para la armadura principal, lo que resultó antieconómico en este caso.

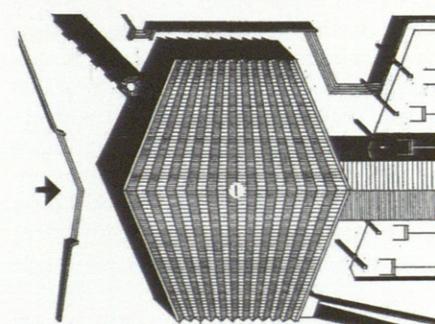
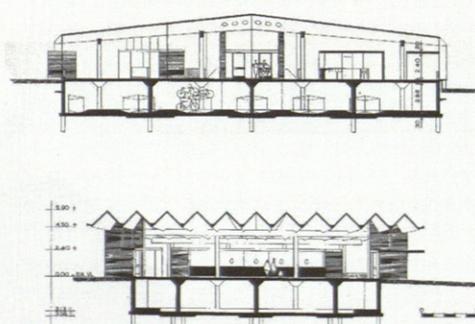
También en 1959 se finalizó la cubierta de la nueva estación de Den Helder proyectada por el arquitecto G. J. van der Grinten **F3** y en donde se alcanzaron luces y vuelos iguales a la anterior **N14**. Sin embargo, la diferencia estuvo en la planta a cubrir y en la forma y disposición del plegado. En este caso se trató de una planta hexagonal alargada inscribible en un rectángulo de aproximadamente 35 x 30 m, lo que determinó que se utilizaran en realidad dos láminas simétricas con pliegues no paralelos sino convergentes hacia el exterior. En consecuencia, el tamaño de la V de cada lámina no era constante sino en disminución hacia los extremos, con una variación de distancia entre valles de aproximadamente 2,65 a 1,35 m. Puesto que cada lámina tenía una cierta inclinación hacia el borde libre la forma general de la cubierta podría en cierto modo describirse como cubierta plegada "a dos aguas". En este caso la lámina estuvo soportada sobre las vigas horizontales de cuatro pórticos ortogonales paralelos. La inclinación de las Vs es de 45°, con tres unidades entre cada intercolumnio y apoyos exclusivamente en los valles. En los bordes libres laterales hay pequeños planos horizontales de rigidización transversal de unos 50 cm y se aprecian también refuerzos de mayor espesor en los valles. Llama la atención lo peraltado de la solución, en contraste con la economía de encofrado de las soluciones más típicas de poca inclinación como por ejemplo la anterior. Arquitectónicamente son de interés las tres perforaciones de Ø 50 cm en la sección central a modo de lucernarios **N15**.

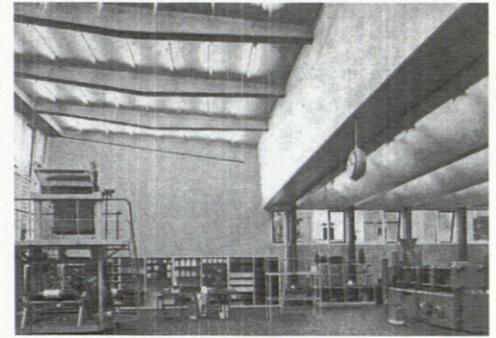
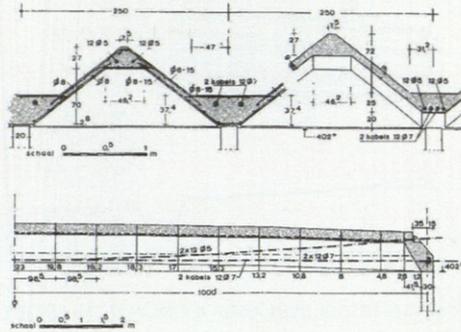
## Estructuras de luces intermedias

En cuanto a luces, un paso significativo se dio en la cubierta plegada de la nave del laboratorio de servicio de la Verenigd Plastic-verko-



**F3** G.J. VAN DER GRINTEN, ESTACIÓN DE DEN HELDER, 1959



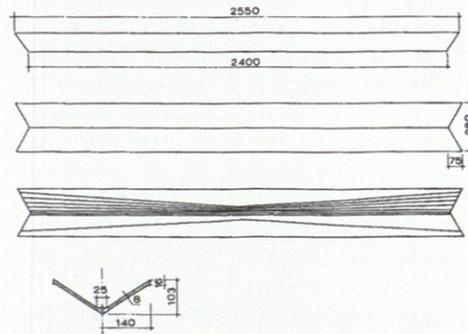
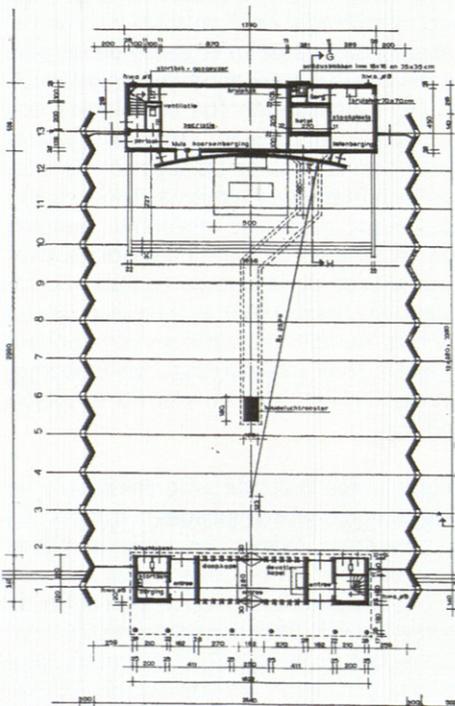


opkantoor N.V. de Zeist (1960), en donde se cubrió un vano de 20 m correspondiente al ancho de su nave **F4**. Esta estructura fue realizada bajo la dirección del arquitecto D. Masselink en colaboración con G. Beenker y los servicios técnicos de AKU **N16**. A diferencia de las anteriores, la cubierta estaba apoyada en soportes extremos, o sea sin voladizos, separados 2,50 m y situados debajo de cada valle. La altura de las Vs era de 1 m y se dio un ligero peralte de 20 cm en el punto medio del vano. Debido a limitaciones de altura, los pliegues se hicieron más bajos de lo exigido para una lámina plegada normal, lo que obligó a recurrir al pretensado. Éste contó con dos conjuntos de cables sistema Freyssinet: uno formado por dos cables discurriendo prácticamente horizontales por los valles y otro también con dos cables pero anclado en los vértices y con trazado en curva por los laterales de las placas. El espesor de la lámina fue de 9 cm aunque el recubrimiento de los cables forzó a espesores en valles y vértices entre 25 y 37,50

cm. La lámina resultante, situada a 4,02 m de altura libre, tuvo también en este caso un destacado protagonismo en la definición visual del espacio, como puede apreciarse en las fotografías.

Dentro de este orden de magnitud merece destacarse también la iglesia de Hoensbroek (c.1964) con luces de vano de 21,40 m, aunque las placas de cubrición tenían una longitud de 25,50 m. con un ancho de 2.80 m **F5**. Este ejemplo es interesante porque debido a una especial exigencia en cuanto a plazos de ejecución se optó por resolver la cubierta con 13 piezas prefabricadas en vez de con una lámina hormigonada *in situ* como venía siendo habitual. Las jácenas en V se apoyaban además en elementos prefabricados de fachada también con la misma forma y que constituían el cerramiento. Todas las piezas fueron fabricadas en un taller en Venray y llevadas en tren hasta Hoensbroek en un vagón especial, completándose el transporte con *trailers*

**F4** D. MASSELINK, NAVE DEL LABORATORIO DE SERVICIO DE LA VERENIGD PLASTIC-VERKOOPKANTOOR N.V. DE ZEIST, 1960



**F5** IGLESIA DE HOENSBRÖEK, C. 1964  
EL EFECTO FUE POTENCIADO POR EL CONTRASTE CON LA ESTRUCTURA DE PÓRTICOS Y JÁCENAS DE MAYOR ALTURA EN UN EXTREMO DE LA NAVE.



straight longitudinal bars could be used thanks to this somewhat unusual arrangement. Indeed, the National Building Service recommendation in force at the time called for only 3 layers; while this would have allowed for a thinner shell, the use of arched bars as the main reinforcement that this solution entailed was not cost-effective in this case.

The roof over the new Den Helder station designed by architect G.J. van der Grinten **F3**, which has spans and cantilevers of roughly the same dimensions, was also completed in 1959 **N14**. The two structures differ, however, in the shape of the building to be roofed and the arrangement of the folds. The station's elongated hexagonal floor plan, with total measurements of approximately 35 x 30 m, determined the use of two symmetrical shells with non-parallel, outwardly convergent folds. Consequently, the size of the Vs is not constant, but declines from the ridge outward (with the distance between valleys ranging from approximately 2.65 to 1.35 m). Since each shell slants slightly downward towards the eaves, the resulting overall shape can be likened to a folded pitched roof. Here the shell rests on horizontal beams, component parts of four parallel orthogonal portal frames. The V sections are on a 45° slant, with three units per bay, supported under the valleys only. The free edges on the sides are horizontally stiffened with 50-cm wide strips and the reinforcement in the valleys is thicker than in the rest of the structure. The steep incline contrasts sharply with more typical solutions using shallower slants that call for less costly centring, such as in the preceding case. The three 50-cm Ø skylights in the middle section are of particular architectural interest **N15**.

#### EXAMPLES OF MEDIUM-SCALE SPANS

The folded roof over the Verenigd Plastic.verkoopkantoor N.V. laboratory building at Zeist (1960) marked another significant step in folded plate construction **F4**. Erected under the supervision of architect D. Masselink in



conjunction with G. Beenker and AKU engineering services **N16**, it spans the entire 20-m width of the bay. Unlike the preceding roofs, this one has no cantilevers, resting as it does on end supports spaced at 2.5 m intervals, one under each valley. The V's are 1 m high and slightly raised –20 cm— at mid-span. As the incline of the Vs, adopted to comply with building height restrictions, is shallower than normally required in folded structures, the concrete had to be pre-stressed. This was achieved with two Freyssinet series of cables, one consisting of two wires laid practically horizontally along the valleys and the other, also containing two wires, anchored at the vertices and arched across the sides of the plates. The shell is 9 cm thick, although at the valleys and vertices it had to be thickened to 25 and 37.5 cm to cover the wires. As the photographs show, with its clear height of 4.02 m, the resulting shell is a prominent element in the visual delimitation of space in the laboratory. This effect is intensified by the contrasting height of the joists on the portal frame structure at one end of the building.

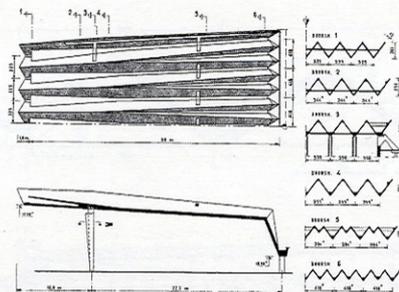
Another fine example of structures of intermediate dimensions is the church at Hoensbroek (c. 1964), whose 25.50-m long, 2.80-m wide roof plates span a distance of 21.40 m **F5**. This building is of particular interest because—for reasons of construction time demands—the shell was not cast in place in keeping with usual practice. Rather, 13 precast members were used instead. The V-section joists rest on precast facade enclosure panels, likewise V-shaped. All the components were manufactured in a shop at Venray and shipped by train to Hoensbroek in a special car, and from the respective stations to the worksite by lorry **N17**. This procedure was actually based on the experience acquired during construction of a prior church whose 20-m hypar plates were manufactured in the same plant and shipped by road (1960). Because the pieces forming the roof are separate entities, buckling problems arose in the wings that had to be addressed in a specific study **N18**. The units are 1 m high, as in the preceding example, and 8 cm thick. The facade panel is 20 cm thick, which includes 2 cm of Friglith insulation, and has a fold angle somewhat smaller than on the roof, as well as vertical windows on the sides.

#### LARGE-SCALE STRUCTURES

The first of the two large-scale folded roofs identified in Holland covers the new wholesale fish market at Scheveningen (c. 1964) **F6**. It covers the main lobby and an area housing a canteen and small auditorium, located in between a very long (23 x 15 = 345 m) warehouse with a saw-toothed roof and the office building. The offices, together with the area under the roof, vest the building with a sort of monumental forefront. The roof design is more complex than the structures described above, cantilevering 10.8 m beyond the supports and spanning a distance of 27.3 m. But in addition, it drops vertically at one end to form the enclosure wall on that side. The folds have equilateral triangular sections, but on one side of the free-standing column the size decreases by half to accommodate twice the number of sections. Moreover, all the foregoing, including the shape of the folds (which taper towards the smaller base), is adapted to a trapezoid floor plan. The dimensions are roughly 37 m long by 22.75 and 29.25 m wide on the short sides, with the entire roof sloping slightly but steadily downward from where it begins to cantilever.

The overall shape of the roof is designed to adapt the structure to bending moments: "The depth of the cantilever was increased to accede to the builder's desire to adapt the height to the moment diagram. The roof is statically determinate, cantilevering outward from free-standing columns on one side of the building and resting—with an articulated joint—on a bearing wall on the other, as shown in the longitudinal section. [...] A final fold was built at the columns to better adapt their depth and the depth of the bearing wall to the moment diagram; the height of this fold is at the bearing wall the same as for all the others." **N19**

The chief problem, naturally, in light of the slenderness of the columns—nearly 9 m high—was lateral stability in this area, "which is why triangulated stiffeners were placed on both sides of the roof to absorb lateral forces; the roof rests on and is laterally supported by these members" **N20**. Once stability was ensured in this area, the issue of structural instability in others was addressed—in particular the risk of cantilever buckling—. When Prof. A.M. Haas and the Stevin laboratory were consulted in this regard, they

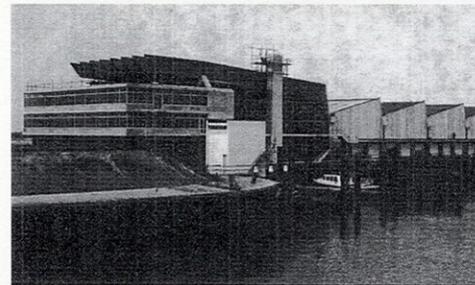


desde las respectivas estaciones **N17**. La experiencia estuvo en realidad basada en la construcción de una iglesia anterior en donde se usaron placas hypar de 20 m de longitud elaboradas en los mismos talleres y transportadas por carretera en 1960. Dado que las piezas de cubierta eran independientes entre sí, se plantearon problemas de pandeo en las alas que tuvieron que ser estudiados especialmente **N18**. Su altura, al igual que la del ejemplo anterior, era de 1 m y el espesor de 8 cm. Los paneles de fachada, con ángulo de pliegue algo menor que en la cubierta, estaban perforados con ventanas verticales en su arista y tenían un espesor de 20 cm, incluyendo una capa interior de aislamiento Friglith de 2 cm.

#### Grandes estructuras

El primero de los dos ejemplos de grandes cubiertas plegadas holandesas que hemos identificado corresponde al nuevo edificio de subasta de pescado de Scheveningen (c. 1964) **F6**. Su función fue la de cubrir el vestíbulo principal y una serie de espacios intermedios como una cafetería y un pequeño auditorio situados entre una larguísima nave en diente de sierra de 345 m<sup>2</sup> (23 x 15 m) y el edificio de oficinas. La cubierta plegada y las oficinas formarían una especie de cabeza monumental del conjunto. El diseño de la cubierta fue una estructura plegada de mayor complejidad que las anteriores, con dimensiones de 10,80 m de vuelo y 27,30 m de luz, pero plegándose además verticalmente en un extremo, con lo que se convertía en muro de cerramiento por ese lado. La sección de los pliegues forma triángulos equiláteros pero a partir del soporte exento se realiza un doble plegamiento, reduciendo su sección a la mitad y duplicando el número de pliegues. Todo esto se adaptaba también a una forma trapezoidal en planta a la que se ciñó la forma de los pliegues (éstos se hacían por lo tanto más grandes hacia la base mayor del trapecio). Sus dimensiones aproximadas son 37 m de largo por 22,75 y 29,25 m en los lados cortos, y se mantuvo una pequeña pendiente constante y descendente en toda la cubierta a partir del voladizo.

Toda la forma de la cubierta se justifica por su adaptación a los momentos flectores: "La parte en voladizo aumenta su canto de acuerdo con el deseo del constructor de que su



altura se adecúe a la línea de momentos. La cubierta es estáticamente determinada, con apoyo en columnas exentas en el punto de inicio del voladizo y con una unión articulada en la pared de carga en el otro extremo, tal como se indica en la sección longitudinal. [...] Para que el canto entre los soportes y la pared de carga se adapte mejor a la curva de momentos se ha dado un nuevo pliegue desde los soportes, que tiene en la parte de la pared de carga la misma altura que los otros pliegues." **N19**

Naturalmente, el principal problema, dada la esbeltez de los soportes, de cerca de 9 m de altura, fue la estabilidad lateral en esa zona, "por eso han sido colocados a ambos lados de la cubierta sendos rigidizadores triangulares que absorben las fuerzas laterales y sobre los que la cubierta descansa y apoya lateralmente" **N20**. Una vez asegurada dicha estabilidad se planteó si como conjunto habría otras zonas inestables, temiéndose especialmente el riesgo de pandeo en la parte volada. Para ello fue consultado el prof. A. M. Haas en colaboración con el laboratorio Stevin, que consideraron "aún necesario colocar un plano estabilizador en el voladizo y un arriostamiento transversal en el punto de los pliegues en que el momento positivo es máximo" **N21**. Dicha rigidización fue completada con un nuevo arriostamiento entre los pliegues extremos en la zona de los soportes. Es interesante constatar que la misma idea del plano estabilizador se puede encontrar también entre los pliegues del vano mayor del auditorio de la Sede de la Unesco en París, de M. Breuer y P.L. Nervi (1958), una de las principales y más logradas realizaciones con cubierta plegada a nivel internacional. Sin embargo, se ha de indicar que en ella no existieron voladizos.

La cubierta fue realizada sin pretensado y no se emplearon barras arqueadas ni estribos. En lugar de éstos últimos, se pusieron barras inclinadas a 45° en dos direcciones a ambos lados de las paredes de las V, con el fin de absorber los esfuerzos principales de tracción. Los pliegues alcanzaron 2,51 m en su parte más alta y tuvieron un espesor de 15 cm. Dada su gran inclinación, el encofrado tuvo que hacerse con doble pared, aunque la

mayor dificultad la ofreció el plano estabilizador del voladizo, para el que se tuvieron que dejar preparadas hendiduras de espera en los paramentos de los pliegues, dado que se hormigonó posteriormente. Por tanto, después del vertido, su encofrado tuvo que sacarse del estrecho espacio entre el plano estabilizador y los laterales del plegado. Por ello y por la maestría demostrada en toda la ejecución, en el artículo citado se hace especial mención de honor al contratista encargado.

### El aula del Politécnico de Delft

El segundo ejemplo de grandes cubiertas plegadas es también el más importante realizado en los Países Bajos y corresponde al ya mencionado aula de la Universidad Técnica de Delft. Este edificio recibió la aprobación para el comienzo de las obras el 1 de marzo de 1961 pero dificultades de todo tipo (relacionadas con el mal tiempo de los dos siguientes inviernos, las complicaciones constructivas y ciertos conflictos laborales del periodo) hicieron que su fecha de terminación prevista se alargara a 1966. En su composición fue un edificio de mucha mayor complejidad que los anteriores, ya que no sólo se trataba de cubrir un único espacio de dimensiones más o menos grandes, sino una amplia variedad de espacios que exigían condiciones muy variadas de apoyo **F10**. No obstante, su parte más destacable e interesante a efectos de soluciones estructurales se sitúa en el gran auditorio emergente en su parte delantera y resuelto con una llamativa forma de artesa elevada sobre el suelo. Este diseño tan poco común estaba justificado como solución al conflicto de dos exigencias fundamentales: ser un elemento muy visible desde la Mekelweg, el eje

urbanístico del conjunto de la Universidad, y por otra parte no ser un obstáculo en su ubicación en el extremo de la misma.

Esta paradoja encontró su solución en un auditorio situado en primera planta pero que por debajo dejaba el paso abierto, tanto visual como físicamente, hacia el espacio de la Mekelweg **N22**. Así pues, el suelo del aula debía elevarse sobre el terreno, lo que se hizo sobre dos gruesos pilares de sección poligonal que, por equilibrio de las cargas, se situaron rematados respecto al perímetro **F7**. Como resultado quedaba una losa de suelo con un vuelo de 14 m respecto a dichos soportes. Esta razón es la que obligó a una cubierta enteramente en voladizo, ya que: *"a partir de la descripción de la artesa ([el suelo d]el anfiteatro del aula), una construcción de 1600 m<sup>2</sup> de superficie soportada en dos columnas en el centro, se tendrá de inmediato la impresión de que no reúne condiciones para además resistir el peso de la cubierta. Consiguientemente, queda rechazada la cuestión de si tendría sentido una estructura de cubierta apoyada sobre la artesa. El borde de la cubierta está rematado entre 2 y 3 m del de la artesa pero, con todo, a 12 m de los soportes, y dado que no se pueden admitir soportes atravesando el gran auditorio, resulta que dicha cubierta deberá sobresalir desde la parte media del edificio"*. **N23**

Eliminada pues la posibilidad de carga sobre cualquier punto del auditorio, el primer apoyo válido estaba en la pared frontal correspondiente a las cajas de conductos verticales de instalaciones. Esto fijó en 32 m el voladizo de la cubierta para esta parte. El conjunto de

found that "in addition, a stabilizing strip would be required along the cantilevered edge, as well as transversal bracing at the point on the folds subject to the maximum positive moment" **N21**. Such stiffening was achieved by additional bracing between the end folds in the area around the columns. It is interesting to note that the same idea of a stabilizing strip, can also be found in the folds spanning the widest bay in the UNESCO headquarters auditorium in Paris, a key structure and one of the most handsome folded roofs in the world, designed by Breuer and Nervi (1958). Be it said, however, that this structure has no cantilevers.

The Scheveningen roof was erected with no prestressing and neither arched bars nor stirrups were used. Instead of the latter, bars slanted at a 45° angle were laid in both walls of the V to absorb the chief tensile stresses. The folds are 2.51 m high at the highest point and 15 cm thick. The steep slope necessitated the deployment of double-wall falsework, although the major difficulty was the stiffener used to stabilize the cantilever, for the continuity grooves that had to be left in the fold surface. After concreting, the falsework had to be removed through the narrow space between the stiffeners and the sides of the folds. For that reason and for the high quality workmanship throughout, the general contractor was publicly congratulated in the above article.

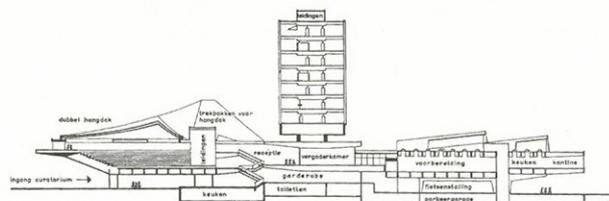
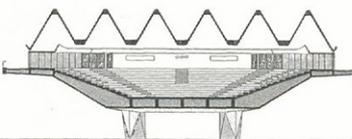
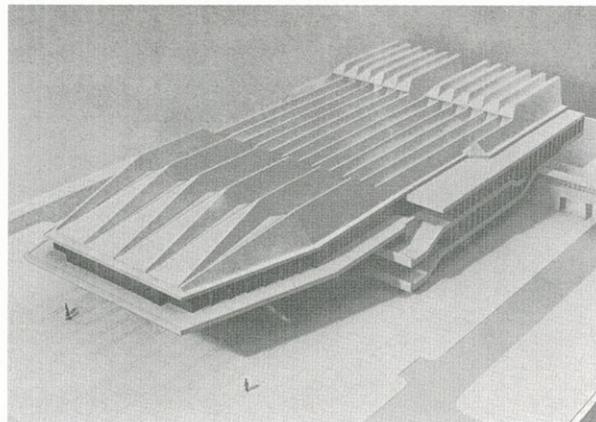
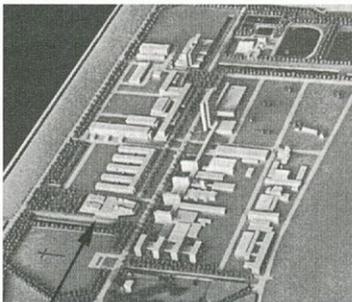
### THE DELFT POLYTECHNIC SCHOOL AUDITORIUM

The second example of a large-scale folded roof, the most prominent one to be built in The Netherlands, covers the Delft Polytechnic School auditorium. Work on this building was authorized to begin on 1 March 1961 but as a result of all manner of difficulties (bad weather in the winters of 1961-62 and 1962-63, construction-related complications and labour strife during the period) the scheduled completion date had to be postponed to 1965. The composition of this building is much more complex than any of the ones described above, since the roof does not simply cover a large open area, but rather a wide variety of spaces requiring very different support systems **F10**. Nonetheless, the most striking and interesting element from the standpoint of structural solutions is the large trough-shaped auditorium located above grade at the front of the building. This unusual design was the outcome of the need to meet two conflicting but essential requirements: the building, located at one end of the Mekelweg or main thoroughfare on the Delft PS campus, had to be highly visible from the road without obstructing traffic.

The solution to this paradox was to build an auditorium on the first storey while leaving the ground storey underneath both visually and physically open for access to the Mekelweg. **N22**

In other words, the raised floor of the auditorium rests on two very wide (polygonal section) columns that are set back from the building perimeter to balance loads **F7**.

Consequently, the floor slab cantilevers 14 m outward of these columns. This arrangement determined the need for an entirely cantilevered roof, since: "It may be immediately inferred from the description of the trough (the floor under the building amphitheatre), a structure with an area of



EN LA PÁGINA ANTERIOR:  
**F6** MERCADO DE SUBASTA DE PESCADO. SCHEVENINGEN  
 EN ESTA PÁGINA:  
**F7** J.H. VAN DEN BROEK Y J.B. BAKEMA,  
 CONJUNTO URBANÍSTICO, SECCIÓN TRANSVERSAL,  
 MAQUETA DE LA VERSIÓN DEFINITIVA  
 Y PRIMER ANTEPROYECTO DEL AULARIO DE LA U.T. DE DELFT, 1966

1600 m<sup>2</sup> resting on two columns in the middle, that it would not be able to support the weight of the roof as well. This rules out the possibility of resting the roof on the trough. Moreover, while the edge of the roof is set back 2 or 3 m from edge of the trough, it is still located 12 m beyond the columns; and since there may be no columns at any intermediate point in the auditorium, the roof must be built to project outward from the centre of the building." N23

Given that loads could not be supported anywhere within the auditorium proper, the closest structure suitable for this purpose was the wall along the front end enclosing the service shafts. This meant cantilevering the roof 32 m in this part of the building. Together, then, the trough and roof would look much like two semi-open valves of a sea shell. The suspended roof envisaged in one of the preliminary designs F7 was dismissed as unviable both for reasons of acoustics and constructional feasibility N24. It was finally concluded that all the requirements could be met with a folded roof. All the structural members in the auditorium may be said, then, to be based on folded plate systems, since the trough-shaped floor slab may also be classed in this general category. Although the study that follows focuses primarily on the roof, certain aspects of the trough are also discussed. The basic shape of the roof cross-section is a series of six equilateral triangles measuring 7.40 m on each side. The enormous depth (6 m) generated is only necessary at the spring line, however; i.e., axis 13 on the longitudinal section of the building F8. For this reason, a few metres beyond that base and across the rest of the structure, all the unnecessary material is "eliminated" from the roof to form a grid that follows the lines of fold geometry. This lattice-type structure also simplified the installation of skylights. The rear (tensile) support for this grid consists in a huge girder at section number 18, in turn resting on four columns subjected to tensile forces (number 6 on the axonometric drawing in F8). Much of the centre of the roof over the building also rests on and counterbalances this beam. At section 13, the stage is spanned by a large concrete triangulated lattice girder that rests on the service shaft walls. Consequently, it supports the middle of the roof across a width corresponding to two base triangles. As it projects above the vertices of the folds, this beam is externally visible from above.

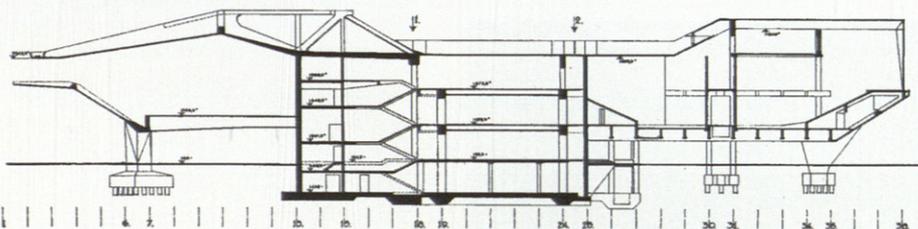
The cantilever itself is not a standard folded roof element, designed as it was to be as lightweight as possible. It does not in fact comprise a continuous shell, but rather a series of cantilevered beams. Separated on the free ends, these beams are nonetheless interconnected by membranes that form a continuous slab beginning at a point between sections 7 and 8. Their U sections are slightly open, with sides that lean outward from the bottom up. Longitudinally, they tend to converge at a point on the free edge. Their shape can be likened to a canal whose section tapers down to nearly nothing on one end. As a result, the inter-beam space steadily increases towards the outer edge, lightening the overall weight of the structure. What makes the roof look like a continuous folded structure from outside is therefore the arrangement of the lightweight beams and plates that comprise its surface. At section 10, the longitudinal profile tilts abruptly downward. The underside or soffit of the resulting structure determines the shape of the

artesa y cubierta serían entonces algo así como las dos valvas entreabiertas de una concha. En un anteproyecto previo se planteó la solución de una cubierta colgante F7 que fue rechazada como inviable tanto por cuestiones acústicas como por posibilidades constructivas N24. Finalmente se llegó a la conclusión de que una cubierta plegada reuniría todos los requisitos. Puede decirse por tanto que todas las estructuras resistentes de la parte del auditorio se basaron en sistemas de plegaduras, ya que la losa del suelo con su forma de artesa estaría también incluida en este tipo general. Por ello aunque concentraremos el estudio principalmente en la cubierta también haremos algunos comentarios sobre la artesa.

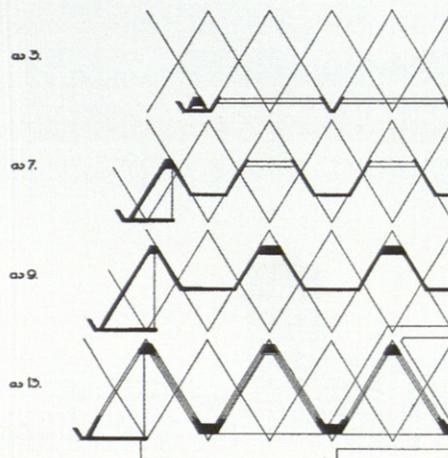
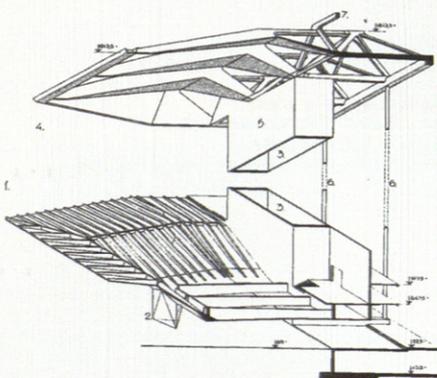
La forma base de la cubierta está constituida por su sección transversal con una serie de seis triángulos equiláteros de 7,40 m de base. Sin embargo, el gran canto resultante (6 m) sólo es necesario en el punto de empotramiento, es decir el correspondiente a la referencia número 13 de la sección longitudinal del edificio F8. Por esta razón, la cubierta, unos metros antes y en toda la parte de la cola de empotramiento, "elimina" todo el material innecesario y se convierte más bien en un entramado espacial de barras que continúan la geometría de los pliegues. Su estructura calada en esta zona facilita además la apertura de lucernarios. El apoyo trasero (a tracción) de este entramado se realiza sobre una gran viga en la sección número 18 unida a su vez a una serie de cuatro columnas traccionadas (número 6 en axonométrica de F8). Sobre la mencionada viga descansa también como contrapeso buena parte de la cubierta de la

zona media del edificio. Existe además en la sección 13 una gran viga de celosía triangular de hormigón que cubre el vano del escenario y que descansa en los muros de los conductos verticales de instalaciones. Por consiguiente, sobre ella apoya la parte central de la cubierta en un ancho correspondiente a dos triángulos base. Esta viga sobresale por encima de los vértices de los pliegues y es visible al exterior desde una posición elevada.

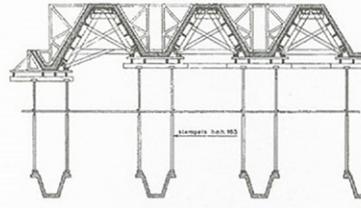
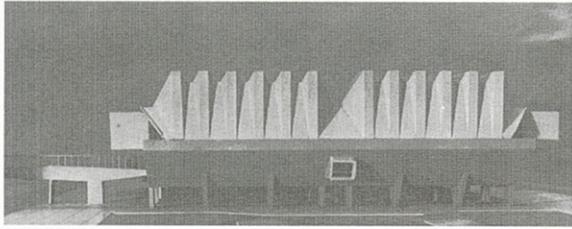
La parte en vuelo no es tampoco una forma típica de cubierta plegada, y ello es debido fundamentalmente al deseo de que resultara lo más ligera posible. En realidad no está formada por una lámina continua sino por una serie de vigas plegadas en voladizo. Éstas están separadas en sus extremos pero unidas por algo así como membranas interdigitales que las unifican en una losa continua a partir de un punto entre las secciones 7 y 8. Sus secciones están formadas por Us con los lados inclinados y abiertas hacia arriba. En sentido longitudinal convergen hacia un punto en el extremo libre. Su forma es por tanto asimilable a la de un canal que va disminuyendo su sección hasta casi reducirla en un extremo. Así pues, a medida que se acercan al borde los espacios entre vigas aumentan y el conjunto se hace más ligero. El aspecto exterior de cubierta plegada continua se debe a la colocación de ligeras vigas y placas que completan su superficie. También se puede ver que el perfil longitudinal presenta un fuerte quiebro, muy reforzado, en la sección 10. Este quiebro determina en su parte inferior o intradós la sección deseada para el techo del aulario, calculada en gran medida en función de las con-



F9 MAQUETA TRASERA DEL EDIFICIO CON PLEGUES VERTICALES, SECCIÓN DE LOS ENCOFRADOS DE LA CUBIERTA PLEGADA EN ZONA MEDIA DEL EDIFICIO, Y ESTRUCTURA DEL VOLADIZO



F8 SECCIÓN LONGITUDINAL DE REFERENCIA, PERSPECTIVA AXONÓMETRICA Y SECCIONES TRANSVERSALES DE LA CUBIERTA DEL AUDITORIO.



auditorium ceiling, largely calculated to meet acoustic requirements. Another important element is the gutter-shaped tie beam that runs along the entire front of the roof, connecting the tips of all the cantilevered beams **F9/10**.

Due to the trapezoid shape of the floor plan, the two outer folds are shaped differently from the rest, with a slab slanting downward to a horizontal line at the same elevation as the gutter beam. Since this outer slab is not laterally restrained, it could potentially bend and open outward. This is prevented by a wide horizontal stiffener positioned along the edge at the same height as and attached to the gutter beam, all around the perimeter. Such slab or stiffener might also be viewed as a final end fold, turned inward. Its free inside end is suspended from the vertex directly above it **F9**.

Tensile stress is absorbed by 18 prestressed cables, each consisting of twelve 7-mm  $\varnothing$  wires, laid along the top of the beams from the spring line to the cantilevered tip, and partly hanging down over the sides **F9**. For reasons of acoustic insulation, in particular as protection against the overhead jet noise, a very lightweight roof would not have been suitable; a weight of at least 400 km/m<sup>2</sup> was deemed to be necessary.

As the scale model shows, the folded roof solution was not used over the main auditorium only, but on the building as a whole. The size and shape of the folds over the auditorium determined the size and shape throughout, although on the rest of the building the number of folds was doubled and their height consequently lowered. Although the arrangement is the same across the entire roof, the elevations and dimensions differ, as shown in the longitudinal section. From sections 18 to 31 (including the slanted abutment), the units are 2 m high and span a maximum of 18 m, whereas in the rest of the building, from sections 31 to 38, the height is 1.10 m and the spans measure 10.50 m. Moreover, this final section drops vertically to form the rear enclosure wall. Although the height is somewhat greater than strictly necessary in both cases, it was maintained for reasons of design consistency.

Initially, this part of the roof was to be precast, but it was finally cast in situ and prestressed. The steep slope of the sides (60°) necessitated the use of double wall falsework **F9**. As a general rule, much of the structure was prestressed more to prevent cracking than to enhance strength. This precaution was indispensable, for the concrete was to be exposed on exteriors and interiors both, with no further finish, for reasons of economy. And the roof was, naturally, no exception.

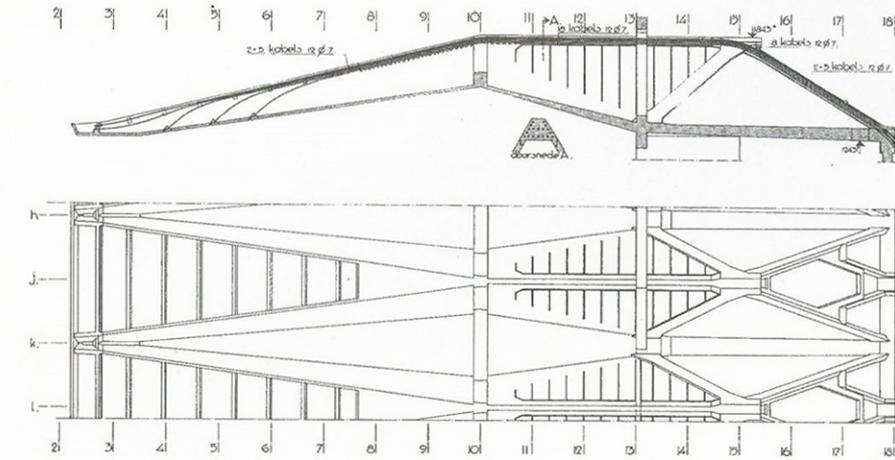
Dusschotten described the trough or structure supporting the amphitheatre in the following terms: "The around the service shafts that enclose the open [sixth] side of the auditorium. The stage, 14 m wide, is located between these shafts. The legs are positioned 15 m inward of the edge and spaced 14.50 m apart." **N25**

The structural solution for the base or bottom of the trough—five very deep beams—entailed no particular complexity. The slanted sides, however, were built as though they were folded plates, as described above. Nonetheless, given its vast size, this structure cannot be regarded to be a "pure" thin shell. The upper part is reinforced with a series of ribs, both perpendicular to the edges and along the joints **F11/12**. The former are required because without them the bending stress on the plates would have necessitated a slab 60 cm thick at the least favourable point. Thanks to these ribs, 25 cm wide throughout with a maximum height of 80 cm and spaced at 2-m intervals, the slab is no more than 16 cm thick. The ribs along the joints, in turn, are needed to support and tie the ribs described in the preceding paragraph, but also to absorb the huge stress converging on the joints themselves. The diagonal ribs at the corners that slope towards the legs are particularly impressive: calculated to weigh 1880 t each, they have a section measuring 2.5 m<sup>2</sup> at the bottom (although it tapers).

Spatially, the structure might be viewed as a grid comprising a series of ribs, when in fact it was engineered like a folded plate system, at least as far as the bottom and the first tier of slanted slabs are concerned. (Dusschotten 1964, pp. 166-168)

By contrast, the more shallowly sloped upper tier was in fact designed as a ribbed slab resting on the lower tier and embedded in the service shaft walls. In the article cited above Dusschotten describes and explains the structural calculations used for the floor and lower tier, in which for reasons of symmetry each slab is statically determinate **F11**. With respect to the process followed, he writes: "this ingenious folded plate approach—that we owe to engineer F.A. Vreede—was implemented with the aid of Cremona diagrams for four symmetrical and four asymmetrical loads". **N26**

For a number of reasons, all discussed in the article, prestressing was used extensively in this structure. The most important of these reasons include: a) smaller thicknesses and therefore lighter weights, b) the need to impede changes in shape and c) the need to create compressive stress on the plates comparable to shear stress. All this led to a complex system of cables in the beams, reinforcement ribs and plates. Since in the latter the cables had to be laid on a deep curve (up to two radians), the forces acting on the plates



diciones acústicas. Un importante elemento es también la viga de borde en forma de canalón que recorre todo el extremo frontal de la cubierta uniendo todas las puntas de las vigas en vuelo **F9/10**.

Por la forma trapezoidal de la planta los pliegues extremos tienen una forma especial, con un plano inclinado que desciende hasta una línea horizontal a la altura de la viga-canalón frontal antes mencionada. Este plano extremo, al no estar confinado lateralmente, podría doblarse abriéndose hacia el exterior. Para evitar este efecto, se colocó una ancha lámina horizontal de borde a la misma altura que la viga-canalón y con la que se une formando un perímetro rigidizador continuo. Esta lámina podría también considerarse como un último pliegue extremo doblado hacia dentro. Su extremo libre interior está colgado del vértice situado en su vertical **F9**.

Para absorber las tracciones, se introdujeron hasta 18 cables pretensados, cada uno de ellos con 12 hilos de  $\varnothing$  7 mm, a lo largo de toda la parte superior de las vigas, desde el final de la cola de empotramiento hasta el extremo en vuelo y descendiendo en parte por sus laterales **F9**. Por razones de aislamiento acústico, especialmente contra el ruido producido por aviones de reacción, la cubierta tampoco podía ser en extremo ligera, considerándose un peso mínimo de 400 kg/m<sup>2</sup>.

Como es visible en la maqueta, en realidad la solución de cubierta plegada no sólo se limitó al auditorio principal sino que abarcó todo el edificio. La dimensión y forma de plegado del

aulario determinó la del resto, aunque duplicando el número de pliegues y reduciendo por tanto su altura. Este plegamiento se desarrolló a todo lo largo del edificio con un perfil quebrado tal como se aprecia en la sección longitudinal. En él se puede distinguir una primera parte entre las secciones 18 y 31 (incluyendo la parte inclinada de enlace) con una altura de onda de 2 m y una luz máxima de 18 m y el resto, desde la 31 a la 38, con altura de 1,10 m y luz de 10,50 m. Este último tramo se plegaba finalmente en vertical para formar el cerramiento de la parte trasera. En ambos casos, las alturas eran algo mayores de las estrictamente necesarias pero se mantuvieron para seguir la coherencia del diseño.

Aunque en un principio se pensó en prefabricar esta parte de la cubierta, finalmente se ejecutó *in situ* con cables de pretensado. Dada la pendiente de sus laterales (60°) fue obligado usar un encofrado de doble pared **F9**. En general, y sobre la utilización del pretensado en el edificio, debe comentarse que muchas veces fue utilizado no por estrictas cuestiones de resistencia sino por prevenir la existencia de grietas. Éstas se consideraron inadmisibles ya que por economía de presupuestos el hormigón debía ser el material de acabado, sin ulterior revestimiento, tanto en interiores como en exteriores. Naturalmente, en esto se incluía también gran parte de la cubierta.

En cuanto a la artesa o estructura sustentante del auditorio seguiremos en su descripción a Dusschotten: "La construcción consta de un cuenco de forma aproximada a un hexágono constituido por superficies planas. Sobre la

are not perpendicular; this in turn reduces friction and leads to a substantial loss of stress **F12**.

Be it said, finally, that the roof and trough structures are not completely independent of one another. At the (cantilevered) front, the roof beams are attached to the trough below with vertical Dywidag "bars to ensure that, the ends of the beams were aligned with a slight tensile force" because "the beams could not be expected to bend equally". These bars are designed to prevent "the roof from weighing down on the trough while at the same time ensuring that the distance between roof and trough was unaffected by snow, wind or differential shrinkage or deflection" **N27**. Horizontal movement, however, needs to be allowed.

The auditorium building was the most complex folded plate structure erected until that time in Holland, although as noted, it was not a pure shell because its sheer size necessitated the adoption of mixed solutions, inasmuch as the structure could not have been built with shells alone at any reasonable cost. That explains why such a large portion of this paper is devoted to this structure, the final example of Dutch folded plates considered in the present study. Nonetheless, there are other examples of interest, at least two of which are worthy of mention. They are not discussed hereunder, however, because they exceed the limits defined, given that they can only be marginally regarded to be Dutch endeavours. One is the Van der Leer offices cited earlier in this paper, built in Amstelveen by the American architect Marcel Breuer. The other is the roof over the splendid town hall at Marl, Germany (1958 -c.1960), designed by the Van den Broek and Bakema studio. Both these structures might be discussed in a follow-up of the survey initiated here.

In any event, perhaps the first conclusion that may be drawn is the very short time (less than seven years) during which folded shell structures were built in Holland, since their use was virtually abandoned soon thereafter (at least, to the best of this author's knowledge). Substantial progress can be said to have been made in this period, with cantilevers increasing from an initial 4.5 m to 32 m in the Delft auditorium. Spans, in turn, at least doubled in size, from 9 to over 20 m. Another characteristic worthy of note is the rational approach taken in most of them, insofar as they represented the most suitable solutions to the problems posed with the resources available at the time. Proof of that may be found in the thoughts and reflections of their authors, summarized here. Lastly, these structures were much less common than other types of shells, particularly the cylindrical variety. The present study was undertaken precisely to remedy the present general lack of awareness of their existence, especially since the attention and detail with which they were described in contemporary literature is a clear indication of their authors' conviction that they were indeed interesting and exceptional structures.

We wish to thank P.A. Schut-Baak (Department of Architectural Projects of the TU Delft) and Raymond van Sabben (Student-assistant II of Delft PS) for photographs of the Scheveningen market. This research was possible thanks to a teaching staff mobility grant awarded by the Spanish Ministry of Education and Science during academic year 2003-2004.

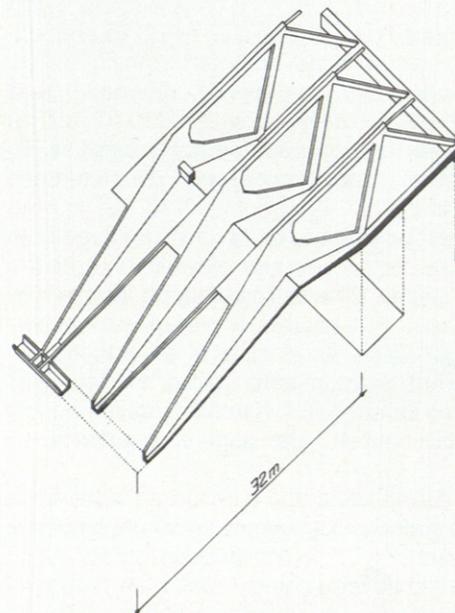
base del cuenco salen planos inclinados a 30° con una longitud de 9 m, medidos oblicuamente, y desde sus extremos nuevos planos formando un borde de 7,50 m de ancho e inclinación 1:12. [...] Esta construcción descansa sobre dos columnas -'las patas'- bajo los puntos de encuentro entre los planos inclinados y la base, y además sobre las paredes de las cajas verticales de instalaciones, las cuales cierran el lado abierto del aula. Entre las cajas de instalaciones se encuentra la apertura del escenario con más de 14 m de ancho. 'Las patas' están a 15 m del borde y separadas 14,50 m entre sí." **N25**

La estructura de la base o fondo de la artesa no tuvo en realidad especial complicación ya que pudo resolverse con cinco vigas de gran canto. El resto de planos inclinados en cambio sí fue asimilado a una construcción de placas plegadas según la descripción antes efectuada. No obstante, dadas sus grandes dimensiones, tampoco se puede decir que fuera puramente una construcción laminar. En su parte superior tuvo que disponerse toda una serie de vigas de refuerzo tanto en dirección perpendicular a los bordes como en las líneas de plegadura **F11/12**. Las primeras tuvieron que colocarse debido a que, sin ellas, la flexión de las placas hubiera exigido un espesor de losa de 60 cm en su punto más desfavorable. Con las mencionadas vigas, que tenían un ancho constante de 25 cm y una altura máxima de 80 cm estando separadas cada 2 m, la losa pudo realizarse con sólo 16 cm de espesor. En cuanto a los refuerzos sobre las aristas vinieron obligados por su papel de apoyo y atado de las anteriores pero también debido a los grandes esfuerzos surgidos en dichas aristas. Especialmente importantes fueron, por ejem-

plo, los de las aristas diagonales inclinadas hacia las patas, calculados en 1.880 Tm cada uno. Para ellos fue necesaria una sección en el arranque inferior de 2,50 m<sup>2</sup> que después iría en disminución.

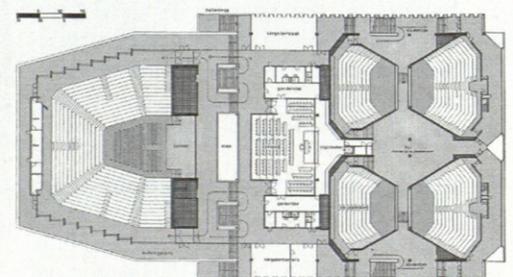
Aunque pueda parecer que la estructura correspondería a un entramado espacial de vigas, fue efectivamente calculada como un sistema de plegaduras, al menos en la parte del fondo y el primer nivel de planos inclinados. Dichas vigas no se perciben nunca desde el exterior, que está formado siempre por superficies planas lisas. El último nivel, con su menor pendiente, sí fue en realidad asimilado a una especie de losa nervada apoyada en el nivel inferior y con empotramientos en las cajas verticales de conductos. En el artículo antes mencionado de Dusschotten, se hace una descripción y justificación del método de cálculo seguido para la parte plegada, en el cual cada una de las placas resulta estar, por consideraciones de simetría, estáticamente determinada **F11**. Respecto a su desarrollo se cita que: "éste ingenioso cálculo de lámina plegada -gracias al ingeniero F. A. Vreede- ha sido llevado a cabo con ayuda de diagramas de Cremona para cuatro casos de carga simétrica y cuatro de asimétrica" **N26**.

Por diversas razones todas ellas enumeradas en el artículo se hizo amplio uso del pretensado. Citaremos como más importantes: a) la reducción de espesores y por tanto de pesos, b) el impedimento ante los cambios de forma y c) crear en las placas tensiones de compresión que permitieran la asimilación de las tensiones por esfuerzos rasantes. De ellas se derivó un complejo sistema de cables, tanto en las vigas y refuerzos como en las placas. En éstas,



EN LA SIGUIENTE PÁGINA:  
**F11**. DIMENSIONES DE LA ARTESA, ESQUEMAS DE CÁLCULO Y FOTO VIGAS DE REFUERZO (DUSSCHOTTEN 1964, PP. 166-8)

EN ESTA PÁGINA:  
**F12**. PLANTA SUELO AUDITORIO CON INDICACIÓN DE VIGAS DE REFUERZO Y CABLES DE PRETENSADO (DUSSCHOTTEN 1964, P. 166)



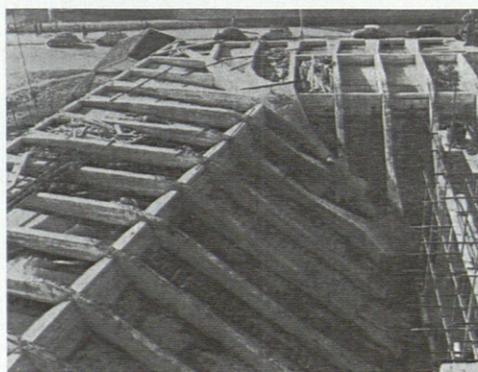
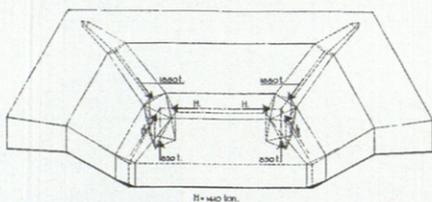
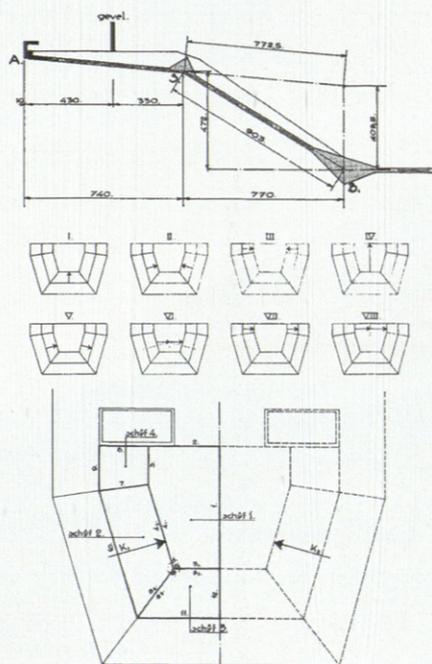
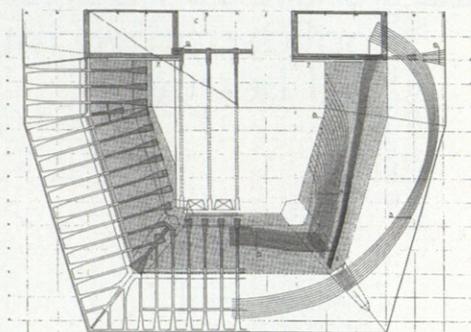
la trayectoria de cables tuvo que adoptar trazados curvos muy cerrados (hasta dos radios) por lo que se originaron fuertes pérdidas de tensión por disminución del rozamiento al no ser perpendiculares las fuerzas **F12**.

Finalmente, es de interés comentar que tanto la estructura de cubierta como la de la artesa no están completamente desligadas. En su extremo frontal (en vuelo) las vigas de cubierta están también unidas a la artesa inferior mediante barras verticales Dywidag. Su función era que "mediante una ligera fuerza de tracción los finales de las vigas quedaran alineados", puesto que "no era de esperar que todas las vigas flectaran por igual". Las barras debían evitar "que la cubierta pesara sobre la artesa y sin embargo impedir que la distancia entre cubierta y artesa cambie a causa de la nieve, el viento o la retracción o las flechas diferidas" **N27**. En cuanto a los movimientos horizontales sí debían ser posibles.

El edificio del auditorio supuso la realización más compleja hasta ese momento en Holanda con estructuras que incluyeran sistemas de placas plegadas, aunque como hemos visto no pueda hablarse de un caso puro, ya que por sus dimensiones se tuvo que recurrir a soluciones mixtas dada la imposibilidad de hacerlo de forma razonablemente económica con el uso exclusivo de láminas. Por ello le hemos dedicado la mayor parte de nuestro trabajo y nos ha servido también como ejemplo final en la serie de estructuras neerlandesas de esta clase aquí consideradas. No obstante, con él no se agotan los ejemplos de interés y existirían al menos otros dos casos dignos de mención relacionados con el ámbito neerlandés. Hemos prescindido de ellos por

entender que estaban fuera de los límites aquí marcados ya que sólo más excepcionalmente pueden ser considerados como realizaciones holandesas. Uno de ellos serían las oficinas Van der Leer, ya citadas al comienzo de este trabajo y construidas en Amstelveen pero realizadas por el arquitecto americano Marcel Breuer. El otro ejemplo es la cubierta del edificio representativo del ayuntamiento de Marl en Alemania (1958-c.1960), pero proyectada también por la oficina de Van den Broek y Bakema. Podrían tratarse por tanto en un posterior desarrollo del trabajo aquí iniciado.

En todo caso y como conclusiones podría decirse en primer lugar que es llamativo el corto periodo de tiempo (menos de 7 años) en el que se erigen en Holanda construcciones laminares plegadas, abandonándose después prácticamente su uso (al menos, hasta donde hemos podido conocer). En ese periodo el avance de las realizaciones puede considerarse importante, ya que desde vuelos de 4,5 m se alcanzan los 32 m del auditorio. En cuanto a luces se puede hablar como mínimo de duplicación; de 9 m a algo más de 20 m. También sería destacable el aspecto racional con el que se plantean la mayoría en cuanto a la idoneidad de las soluciones dadas a los problemas con los recursos del momento. De ello serían testimonio las consideraciones de sus autores o técnicos aquí resumidas. Por último, debe resaltarse su carácter minoritario respecto a otros tipos laminares, especialmente los casos de cáscaras cilíndricas. Por ello, y por su casi total desconocimiento nos ha parecido oportuno darlas a conocer, máxime cuando por la atención y detalle con que en su día se publicaron se puede imaginar la convicción que se tuvo de su interés y excepcionalidad.



- N1** CASSINELLO, F., *Construcción. Hormigonería*: Rueda, Madrid, 1974.
- N2** FABER, C., *Las estructuras de Félix Candela (Candela. The Shell Builder, 1963)*: Compañía Editorial Continental, México/España/Argentina/Chile, 1970.
- N3** KETCHUM, Milo, "Memoirs 4. Folded Plates", en [www.ketchum.org/she/lpix.html](http://www.ketchum.org/she/lpix.html): c. 1990.
- N4** *Ibid.*
- N5** WILBY, C. B., *Concrete folded plate roofs*: Arnold, Londres, 1998.
- N6** FABER, C., *Op. cit.*
- N7** ANGERER, F., *Construcción laminar. Elementos y estructuración (Bauten mit tragenden flachen konstruktion und gestaltung, 1960)*: Gustavo Gili, Barcelona, 1972.
- N8** CASSINELLO, F., *Op. cit.*
- N9** HAAS, A. M., "Ten geleide", en *Cement* n.13: 1961, p. 423.
- N10** WILBY, C. B., *Op. cit.*
- N11** "Overzicht Nederlandsche shaalconstructies", en *Cement*: 1961, pp. 424-453.
- N12** *Ibid.*
- N13** BELTMAN, G. y SPIT, T. E., "Vouwschaal voor douane-loods te Glanerbrug", en *Cement* n. 4: 1962, pp. 228-30.
- N14** "Overzicht Nederlandsche shaalconstructies", en *Cement*: 1961, pp. 424-453.
- N15** SCHELLING, H. G., "Vijf nieuwe stationsgebouwen", en *Bouwkundig Weekblad* n. 1: 1959 (año 77), pp. 3/18.
- N16** CASPERS, S. W., "Het Service-Laboratorium van het Verenigd Plastic-Verkoopkantoor N.v. te Zeist", en *Cement* n.14: 1960, pp. 17-19.
- N17** MEISCHKE, J. C., "Geprefabriceerde wandelementen en vouwschalen voor een kerk te Hoensbroek", en *Cement* n. 6: 1964, pp. 352-354.
- N18** BREKELMANS, L.G.M., "Geprefabriceerde wandelementen en vouwschalen voor een kerk te Hoensbroek", en *Cement* n.8: 1964, pp. 468-469.
- N19** SEYN, W. K. y HOFMAN, J. W., "De constructie van het visafslaggebouw te Scheveningen", en *Cement* n.8: 1964, pp. 461-467.
- N20** *Ibid.*
- N21** *Ibid.*
- N22** Van den BROEK, J. H., "Het auditorium voor de Technische Hogeschool te Delft (I). Stedebouwkundige en architectonische conceptie", en *Cement* n. 12: 1963, pp. 730-732.
- N23** Van DUSSCHOTTEN, H., "Het auditorium voor de Technische Hogeschool te Delft (II). De constructie", en *Cement* n.3: 1964, pp. 161-170.
- N24** Van den BROEK, J. H., *Op. cit.*, y van DUSSCHOTTEN, H., *Op. cit.*
- N25** Van DUSSCHOTTEN, H., *Op. cit.*
- N26** *Ibid.*
- N27** *Ibid.*

*Deseamos dar las gracias a P. A. Schut-Baak (Departamento de Proyectos - TU Delft) y a Raymond van Sabben (estudiante asistente PS) por su amabilidad en facilitarnos fotografías actuales del mercado de pescado de Scheveningen. Esta investigación ha sido posible gracias a una beca de movilidad del MEC durante la curso 2003-04. El texto es una adaptación de la ponencia presentada en el II Congreso Internacional de Historia de la Construcción celebrado en Cambridge en abril de 2006.*