

# Factibilidad de la solución puente

Por JAVIER MANTEROLA ARMISEN  
y LEONARDO FERNANDEZ TROYANO

*La propuesta de solución puente para el enlace fijo a través del Estrecho de Gibraltar tiene antecedentes históricos muy conocidos. A ello se dedica este artículo, donde se analiza la factibilidad de dicha solución, considerando, en particular, la solución estructural del dintel, su continuidad, el problema del viento y el del soporte, crucial para este tipo de solución.*

El problema más grave que se presenta al enfrentar la posibilidad de realizar un puente a través del Estrecho de Gibraltar es la profundidad de sus aguas. En la distancia más corta entre España y Marruecos —15 km.— la profundidad alcanza 800 m., en cambio en el perfil que une el cabo Malbata y Punta Paloma, de 26 km. de longitud, la profundidad en los 12 km. centrales se mantiene entre los 250 y 300 m., que aun siendo enorme está en el límite de lo que se ha alcanzado con las grandes plataformas petrolíferas «off-shore».

En estas condiciones límites resulta difícil para la tecnología actual establecer el coste de cada una de las variables que entran en juego en la determinación de la propuesta más económica de la solución puente. La optimización de la suma coste de pila + cimiento, por un lado, y coste del dintel, por otro, pasa por determinar la evolución del coste del dintel con la luz hasta extremos nunca alcanzados y la determinación del coste de las pilas resulta extraordinariamente complicado, habida cuenta que su tamaño sumergido es el de la mayor plataforma «off-shore» construida y que deberá soportar además una pila de un puente de muy gran luz con exigencias importantes respecto a su rigidez.

El estudio de factibilidad deberá incluir por un lado las posibilidades que la tecnología actual nos ofrece de cara a salvar luces de 3.000 m., y por otro revisar el estado actual de

la tecnología «off-shore» para deducir de ahí las variables más significativas en su respuesta resistente y su proceso constructivo que puedan ser aplicables al problema más general y exigente de que sirva de soporte a un puente.

## 1. Solución estructural del dintel

Para el orden de magnitud de las luces que estamos considerando la tecnología actual ofrece como única solución el dintel soportado por cables en su doble versión de tramo colgado o de tramo atirantado.

Estas luces son de una extrapolación de las máximas hasta ahora alcanzadas. La máxima luz construida en el mundo corresponde al puente de Humber, en Inglaterra, con 1410 m. El puente del estrecho de Akashi, en el Japón, de 1.780 m. de luz está con el proyecto terminado y se va a empezar a construir en fechas próximas. En situación de anteproyecto desarrollado se encuentra el puente sobre el estrecho de Mesina, con 3.300 m. de luz. Todas estas soluciones corresponden a puente colgado. El puente atirantado es una tecnología mucho más reciente y por consiguiente las luces que han alcanzado hasta ahora son mucho más modestas. La máxima luz lograda hasta ahora corresponde al puente de Barrios de Luna, en España, con 440 m., pero ya se han planteado soluciones de puentes con luces mucho mayores, así para el puente del Gran Belt, en Dinamarca, se ha realizado un proyecto con

780 m. y para el estrecho de Mesina se hicieron propuestas de hasta 1.300 m. de luz con esta tipología.

Los problemas de factibilidad de un dintel sobre el Estrecho de Gibraltar nos conducen al análisis de los siguientes problemas:

1. Tipología estructural y respuesta del tramo único, donde analizaremos la morfología del tramo colgado, atirantado y combinado.
2. Continuidad estructural obligada por la gran longitud de puente donde existen aguas profundas.
3. Comportamiento ante las acciones del viento.

1.1. El tramo colgado

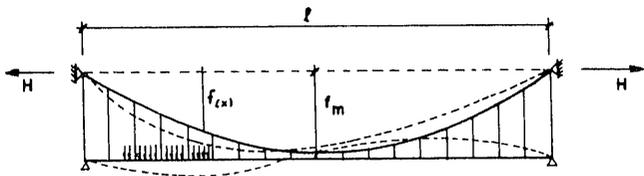


Figura 1.

Ante una hipótesis de carga vertical cualquiera, un cable colgado toma como directriz deformada la curva

$$f(x) = \frac{M(x)}{H}$$

siendo  $M(x)$  la ley de momentos flectores de la viga apoyada de la misma luz y  $H$  la componente horizontal de la reacción. En el caso de la hipótesis de peso propio del cable la directriz es una catenaria, que para el caso de relaciones  $fm/l$  normales en puentes colgados se puede asimilar a una parábola de 2.º grado con errores de coordenadas de los cables menores del 1 %.

En el caso de actuación de la carga sobre el conjunto del puente, cable-dintel, la deformada de la estructura es la representación en la figura 1 en la que tanto el cable como el dintel se deforman. Pues bien, para el orden de luces en que estamos considerando y para cualquier tipo de carga vertical se puede asegurar que la

rigidez del dintel no influye nada en la deformación del puente total.

Haciendo tanteos con rigideces de dintel de 0,1, 1 y 10 m.<sup>4</sup>, para la luz de 3.000 m., las variaciones en las flechas del puente total eran insignificantes, la carga en el cable se mantiene igual cualquiera que sea la inercia del dintel y los momentos flectores en este aumentan proporcionalmente a su inercia, ya que no hace sino acompañar al cable en su deformación.

En un puente colgado de estas dimensiones y aún mucho menores puede asegurarse que la única misión del dintel a efectos de las cargas verticales es recoger su efecto local o general y transmitirlos a los cables principales de sostenimiento. En el dimensionamiento del dintel no influye la luz del puente y su peso propio no dependerá más que de la distancia transversal que exista entre cables portantes.

La respuesta del puente ante las cargas verticales es, por tanto, igual a la respuesta del cable principal y es en esta estructura donde debemos analizar la respuesta del puente ante las posibles posiciones de la sobrecarga.

En la figura 2 representamos los corrimientos verticales máximos del cable para tres situaciones de la sobrecarga. En la primera la sobrecarga se extiende uniformemente a lo largo de la luz. En la segunda la sobrecarga uniforme cubre la mitad lateral del puente y en la tercera

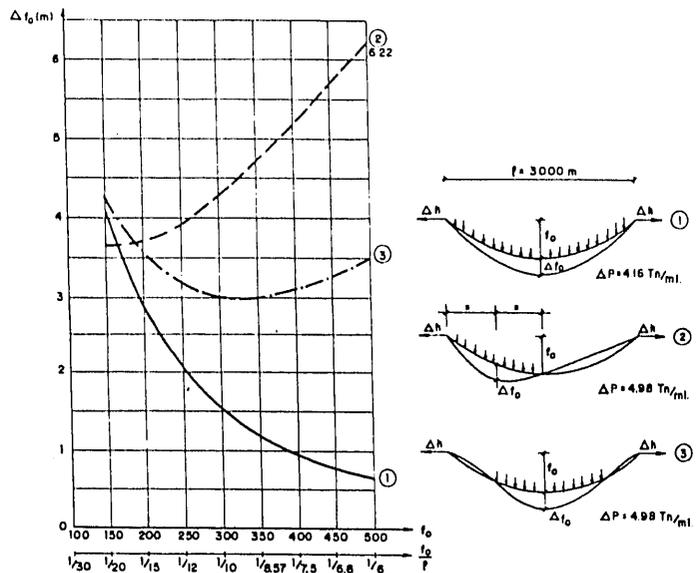


Figura 2.

## FACTIBILIDAD DE LA SOLUCION PUENTE

la sobrecarga se haya simétricamente colocada en el centro del puente pero cubriendo sólo la mitad de la luz.

De esta figura se sacan dos conclusiones importantes de cara a la deformabilidad de los puentes colgados. Para carga uniforme extendida a lo largo de toda su luz, el puente es más rígido conforme mayor sea la relación  $f_0/l$ . Por el contrario, para carga extendida en la mitad lateral del puente la rigidez se obtiene disminuyendo la relación  $f_0/l$ .

Bajo la carga lateral el cable se acopla a la nueva directriz funicular con la aparición de grandes corrimientos longitudinales y los corrimientos verticales crecen mucho. Resultan los mayores de todos.

Para hacer frente a esta gran deformabilidad, la morfología del puente colgado debe adoptar una serie de condiciones:

- a) Se deben establecer relaciones flecha/luz muy pequeñas, del orden de 1/10. Este hecho trae como consecuencia un encarecimiento importante del cable colgado, ya que la carga del cable es inversamente proporcional a la flecha.

$$H = \frac{w l^2}{8 f_0}$$

En la figura 3 representamos la variación del área del cable portante en función de la luz para un peso del dintel de 11,3 Tn/ml. y una carga de 3,6 Tn/ml.

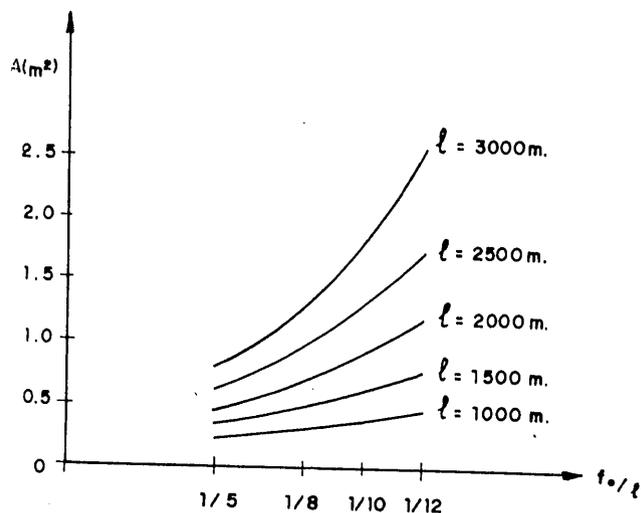


Figura 3.

- b) El cable portante debe unirse rígidamente al dintel en el centro de la luz (siempre que uno de los extremos del dintel esté anclado rígidamente al estribo o pila) para reducir los corrimientos horizontales bajo la actuación de las cargas laterales y así reducir los corrimientos verticales.
- c) Adoptar atirantamientos positivos o negativos complementarios, como veremos en 1.3.

En estas condiciones y a efectos de las cargas verticales, un vano colgado de las luces que estamos considerando es perfectamente factible utilizando materiales normales del mercado. El precio del puente sube exponencialmente con la luz y esto debido principalmente al peso del cable portante que llega a pesar lo mismo que el dintel para las luces del orden de 2.500 m. a 3.000 m.

### 1.2. El tramo atirantado

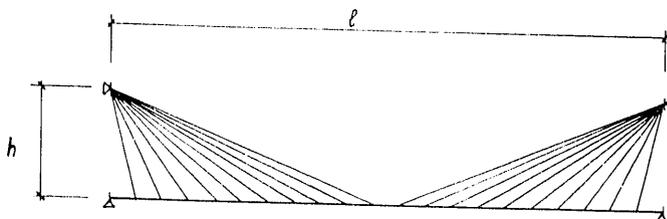


Figura 4.

Desde un punto de vista teórico, para la misma relación  $h/l$  la cantidad de cables necesarios para soportar una misma carga uniforme en la solución de vano colgado o en la solución de vano atirantado, tanto en su versión en abanico o arpa, es la misma, siempre que contemos en las soluciones atirantadas con los cables horizontales que unirían entre sí los extremos inferiores de los tirantes, para no solicitar el dintel.

Sin embargo, estos cables horizontales no es necesario colocarlos pues su función la recoge el dintel y por esta razón siempre es menor la cantidad del peso de los tirantes que la del cable curvo.

Ahora bien, si consideramos que el puente atirantado es mucho más rígido que el puente

colgado, tanto para las cargas laterales como centrales, la exigencia de establecer relaciones  $h/l$  del orden de 0,1, que son necesarias para el puente colgado, pasan aquí a relaciones del orden de 0,2, con lo que el peso necesario para los tirantes resulta aún mucho menor.

Según este planteamiento inicial la solución de puente atirantado es mucho más conveniente que la solución colgada, habida cuenta que aunque la mayor altura de torre del puente atirantado supone un encarecimiento notable respecto a la del puente colgado, menos alta, esta reducción de precio no compensa el sobre-coste de los cables del colgado, que es mucho mayor.

El puente atirantado presenta, sin embargo, dos problemas complementarios que es necesario resolver y que incrementan su precio. El primero es la caída brusca del módulo de elasticidad de  $Ersnt$  en los tirantes largos, lo que introduce una gran flexibilidad en el centro del puente. Este hecho se puede atenuar introduciendo un atirantamiento negativo del sistema de cables atirantados principales (fig. 5). El atirantamiento negativo controla la flexibilidad del tirante por pérdida de forma.

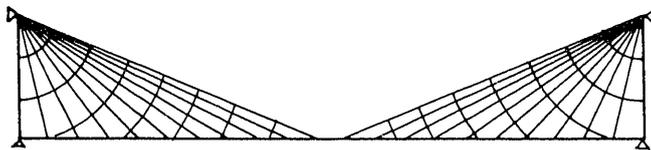


Figura 5.

Un problema adicional que se presenta en los tirante largos es —según el profesor F. del Pozo y otros— la necesidad de reducir la tensión admisible en los tirantes largos para controlar el efecto de la fatiga.

El segundo problema que presenta la solución del puente atirantado aplicado a estas luces es el encarecimiento que se produce en el dintel como consecuencia del fuerte áxil a que esta solicitado por la componente horizontal de la tensión de los tirantes.

Este problema puede atacarse de varias maneras. La primera, según el estudio realizado por F. del Pozo y otros, consiste en aumentar

linealmente el área del dintel del centro del puente hasta las pilas, llegándose a duplicar el área por este hecho para luces de 3.000 m.

El segundo procedimiento es controlar el tipo y la cuantía de esfuerzo áxil que se produce en el dintel actuando sobre las vinculaciones del dintel con el contorno.

En la figura 6 (Gimsing) representamos los esfuerzos áxiles del dintel para el caso de vano único principal.

En esta figura se observa que para la vinculación tradicional —sistema B— el área de esfuerzos áxiles es máxima. Esta propiedad que es favorable para el caso de tableros de hormigón de luces moderadas, para el caso de puentes de la luz que estamos considerando supone un encarecimiento notable del dintel.

El sistema A somete al dintel a un esfuerzo áxil de tracción con área claramente menor que

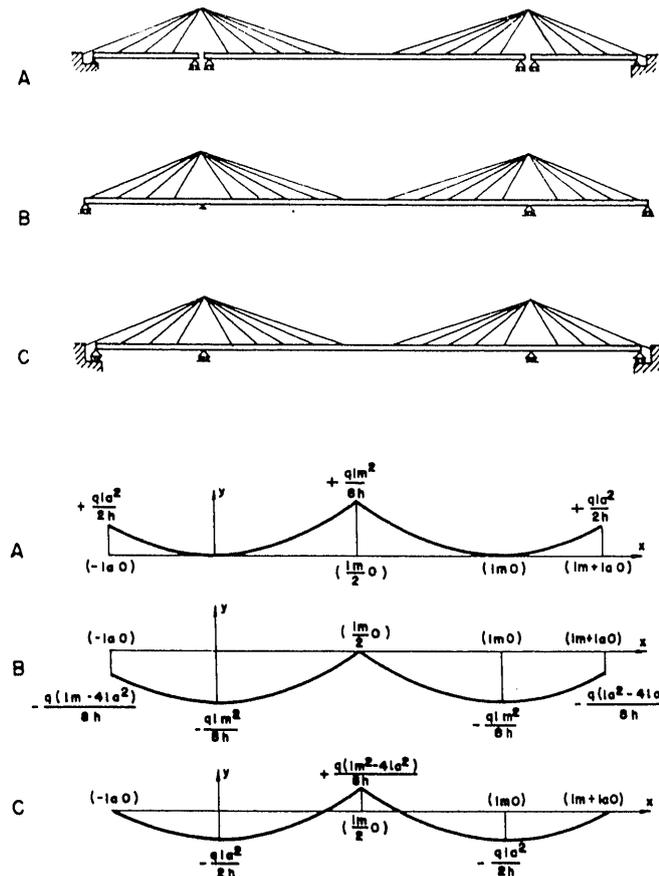


Figura 6.

## FACTIBILIDAD DE LA SOLUCION PUENTE

el sistema B. Con este procedimiento se ha construido en Italia un puente atirantado de luces moderadas.

Por último, el sistema C, es el más favorable a estos efectos, ya que una parte de los tirantes se contrarrestan entre sí produciendo compresiones en el dintel, y otra parte —que produce tracciones en el dintel— se contrarresta con los tirantes de compensación anclados directamente al suelo.

Este último comportamiento, claro en el caso del puente de vano único principal, sería necesario realizarlo en un puente continuo por la interposición de dos articulaciones deslizantes en cada vano.

En cualquiera de las dos soluciones, ya sea incrementando el área del dintel para hacer frente a los áxiles, ya sea por la interposición de vinculaciones especiales en el dintel, la posibilidad de abordar con un tablero atirantado luces del orden de 3.000 m. está asegurada con la utilización de materiales normales del mercado actual.

Se han planteado variantes al tablero metálico por tableros en que utilizan acero estructural para el centro del vano, tablero mixto para los tercios centrales y tablero de hormigón sobre la pila, con el fin de optimizar las ventajas producidas por el enorme áxil del dintel, pero los procesos de optimización del dintel aún no están lo suficientemente desarrollados para estas luces.

### 1.3. Tablero combinado (atirantado-colgado)

En el análisis realizado en los dos apartados anteriores hemos visto en primer lugar que con la tecnología actual y los materiales actuales es posible resolver las luces que sería necesario utilizar para el puente del Estrecho de Gibraltar. Sin embargo, lo que no está claro es cuál de las dos soluciones es la más conveniente, pues ambas tienen ventajas e inconvenientes y no se han realizado estudios de optimización suficientemente precisos para saber cual es más conveniente.

Sin embargo, existe un tercer tipo de solución que sin estar desarrollada suficientemente parece que recoge las ventajas de los dos procedi-



Figura 7.

mientos eliminando sus inconvenientes. Esta solución la llamamos combinada, pues el sistema de cables es la suma del atirantado más el colgado (fig. 7).

Curiosamente esta solución, que como veremos es la más perfecta cuando se trata de salvar luces del orden de 3.000 m., ya estuvo presente desde el principio de los puentes soportados por cables y ha seguido estando presente a lo largo de la historia de los puentes colgados en la mente de los ingenieros.

El puente de Brooklyn de 486 m. de luz construido por J. A. Roebling sobre el East River en 1883 está soportado por cables colgados y se atiranta en abanico en los tercios laterales del vano central. En la mente de Roebling ya estaba presente el hecho de que los tirantes rigidizaban el tramo colgado. Tenía ya experiencia en la construcción de puentes colgados, había construido el puente del Niágara de 250 m. de luz y el puente de Covington de 322 m. de luz sobre el río Ohio, pero estaba muy impresionado por la caída del puente Wheeling, también sobre el río Ohio. En palabras suyas «pero mi sistema de construcción difiere radicalmente de la práctica habitual y he planeado el East Rives Bridge con especial atención para resistir las fuerzas destructivas de las galernas. Es la razón por la que, en mis cálculos de resistencia, tan gran proporción ha sido asignada a los tirantes en lugar de a los cables».

Esta disposición estructural plantea un problema resistente extraordinariamente hiperestático de difícil solución con los medios de cálculo del momento, lo que condujo en desarrollo sucesivo de la tipología del puente colgado a eliminar la familia de tirantes con la vista puesta en una clarificación del cálculo.

Esta construcción estructural fue olvidada desde la construcción del puente de Brooklyn, hasta que en 1938 Dischinger la planteó para un puente sobre el río Elba de 750 m. de luz, pero nunca pudo materializarla. Hoy día está perfec-

## FACTIBILIDAD DE LA SOLUCION PUENTE

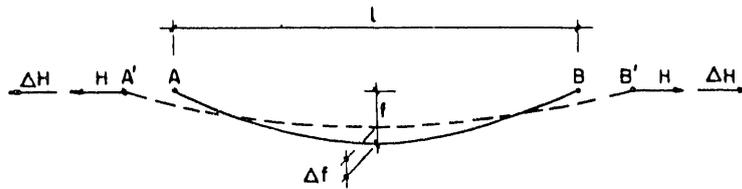
tamente asumida y situada en su contexto económico y en el puente del Tajo de Lisboa esta previsto añadir la familia de tirantes cuando se habilite el puente para las dos líneas de ferrocarril para las que está previsto.

Las ventajas adicionales que se obtienen con este atirantamiento positivo son varias. Transporta directamente una parte importante de la carga lateral del vano. Rigidiza el tablero colgado ante los movimientos longitudinales ocasionados por la carga lateral, lo que permite aumentar apreciablemente la relación  $f/l$  a los valores próximos a  $1/6$ , con lo que la enorme cuatía de cable portante se disminuye mucho.

La parte central del puente, que es la que en puentes atirantados produce los máximos problemas, por la flexibilidad de los tirantes largos y la enorme componente horizontal que producen, es soportada principalmente por el cable curvo.

En la figura 7, junto al cable colgado portante principal y los tirantes positivos, aparece una segunda familia de tirantes negativos, cuyo papel es el que ya vimos al hablar de los puentes atirantados, reducir la variación de flechas de los tirantes bajo la acción de las tracciones variables, aumentando su módulo de elasticidad.

Esta misma familia de tirantes negativos tiene



INCREMENTO DE TENSION EN EL CABLE PARA UN DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DE LA PILA.

FLECHAS EN EL DINTEL PARA UN MOVIMIENTO EN CABEZA DE PILA.

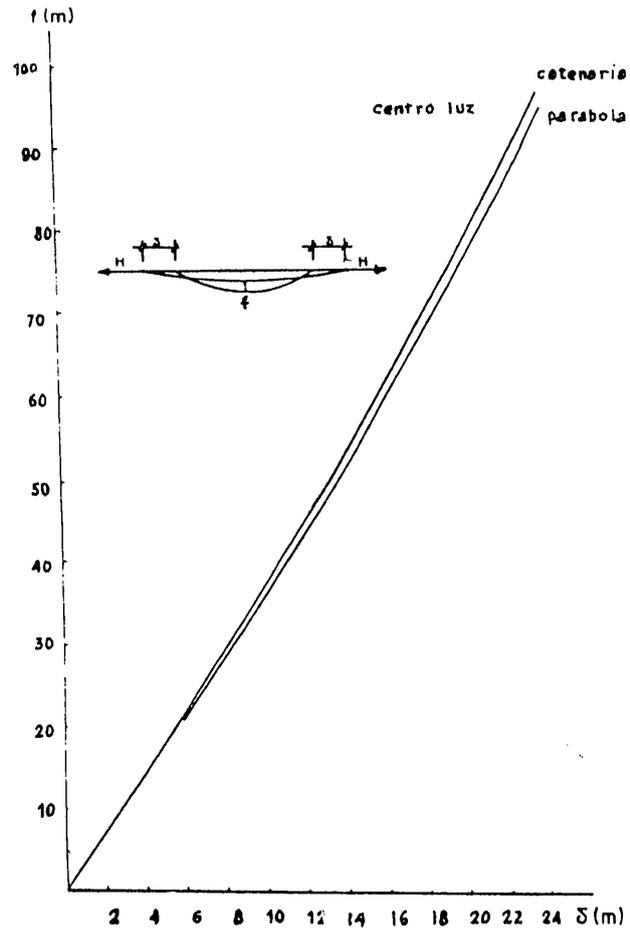
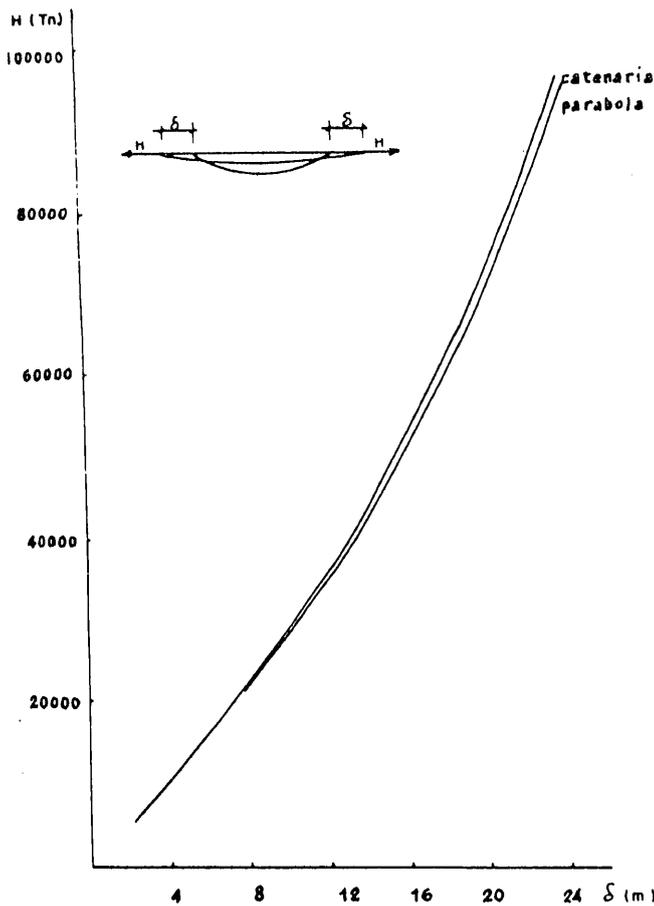


Figura 8.

## FACTIBILIDAD DE LA SOLUCION PUENTE

como misión complementaria rigidizar el cable portante curvo ante los movimientos horizontales producidos por las cargas laterales. De hecho, es una disposición habitual en puentes colgantes normales, cuando los vanos de compensación del vano principal son tan grandes que la rigidización que le proporcionan los cables de compensación al cable del vano principal no es suficiente. También es una práctica habitual en pasarelas y puentes colgados pequeños.

De esta manera el sistema de cuelgue del vano principal se convierte en una auténtica red de cables, cuya complejidad sólo parece justificada cuando se trata de puentes con una luz enorme. Según N. J. Gimsing, si a esta disposición se le añade la unión del cable portante principal en el centro del dintel y se distribuyen adecuadamente los tirantes positivos para tener unos esfuerzos áxiles controlados en el dintel, se obtiene la disposición estructural más adecuada y económica para puentes de luces del orden de 3.000 m.

### 2. Continuidad

La solución resistente del vano de 3.000 m. ha sido examinada en el punto anterior y comprobado su factibilidad, aunque no se hayan realizado los estudios de optimización que concreten la solución más idónea. Pero este es sólo una parte del problema que plantea el puente sobre el Estrecho de Gibraltar. Los más de 12 km. en que se tienen profundidades del orden de 300 m. obligan a tratar un tema poco resuelto en los grandes puentes colgados: la continuidad estructural entre vanos de grandes luces.

En el planteamiento estructural del punto 1 suponíamos siempre que el anclaje de los cables en cabeza de pila es fijo. El problema de la continuidad nos refiere a la determinación de la rigidez horizontal en un cable colgado solicitado por cargas horizontales en sus extremos (fig. 8).

Lo primero que se observa en esta figura es la dequeñísima rigidez horizontal de un cable curvo, pues para una carga de 400.000 Tn., que es aproximadamente la mitad de la acción horizontal de un vano cargado de 3.000 m. de luz y  $f_0/l = 1/10$ , el corrimiento horizontal es de 24 m., lo que supondría un incremento de flecha

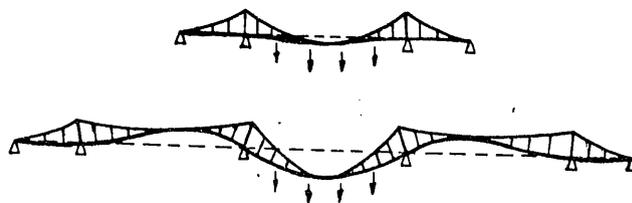


Figura 9.

de flecha en el centro del cable de 94 m.

Este hecho determina que establecer la continuidad normal de vanos cargados sin más contrarresto que la propia rigidez de cada vano vuelve a esta estructura imposible (fig. 9).

Este problema también es clásico en la ingeniería de los puentes colgados. En los estudios preparativos para el diseño del puente de Oakland, en San Francisco, se establecieron varios modelos de puentes de los que se eligieron los dos representados en la figura 10. Para mejorar las características del modelo C y hacerlo factible se tomaron las siguientes precauciones:

- a) La relación  $f_0/l$  de 1/9 en el modelo B se pasó a 1/12 en el C.
- b) La rigidez a flexión de la viga de rigidez del modelo C se multiplicó por 2,1 de la utilizada en el modelo B.
- c) La viga de rigidez se hizo continua sobre los pilares.
- d) La relación entre el vano lateral y el central se redujo de 0,5 a 0,38.
- e) La rigidez a flexión de la pila se incrementó 2,75 veces.

Aún así, la flecha vertical para cargas de tráfico que en el modelo B es de 2,1 m., en el modelo C era de 6,1 m. Como consecuencia de este estudio comparativo se eligió el modelo B, que es el construido.

La razón de la eficacia del modelo B se encuentra en la fijación vertical de los movi-

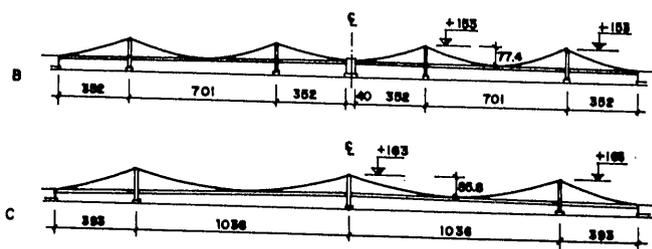
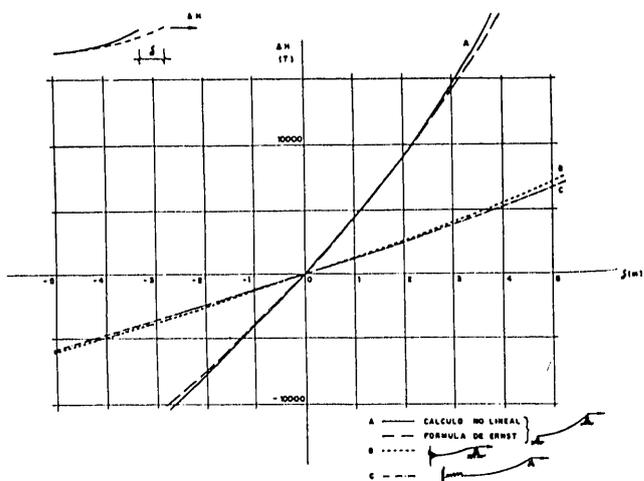


Figura 10.



mientos de los cables curvos en el centro del puente. En la figura 11 aparece el enorme incremento de rigidez de un cable anclado vertical y horizontalmente —curva A—, a la de un cable con capacidad de movimiento vertical, estando coaccionado únicamente el horizontal —curvas B y C—.

Una solución moderna de este mismo problema dada por T. Fukuda la representamos en la figura 12. La solución no consiste sino en introducir rigidez horizontal al apoyo del cable por la presencia de una pila triangular en el centro del puente.

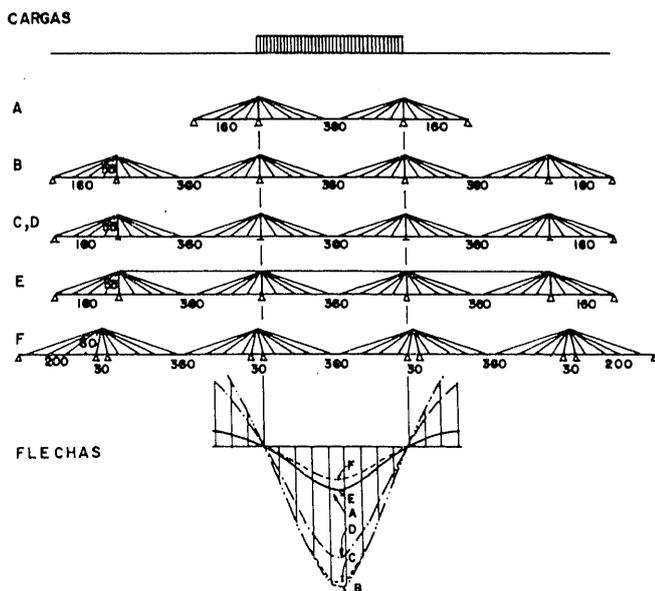
En la figura 13 representamos el estudio realizado por N. J. Gimsing sobre la respuesta de un conjunto de disposiciones de un puente continuo atirantado.

El esquema B no es sino una repetición continuada de los tramos A. Como se ve, la deformación de este esquema es la mayor por la falta de rigidez de un tramo colgado.

La disposición C sigue siendo la misma que la B, pero cambia en que la pila se empotra en el cimienta. En este caso la rigidez de la pila como mensula coacciona algo al desplazamiento horizontal de la cabeza de la pila, lo que repercute en una pequeña disminución de la deformada. Este mismo efecto se potencia en la solución D, al



Figura 12.



conferir a la pila una rigidez diez veces mayor que en la B.

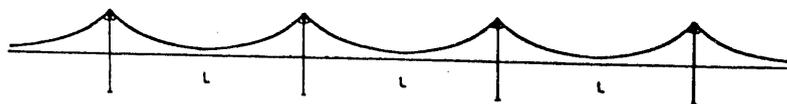
Donde se lleva al máximo la rigidez de la pila es en la solución F y su cuantía es tal que la deformabilidad de la cabeza de la misma es menor que la que proporcionan a los cables de compensación en la solución A, lo que repercute en una flecha menor. Esta es la solución que Morandi utilizó para el puente de Maracaibo, la Polcevera, etcétera.

Un cambio de concepto en la rigidización de la cabeza de la pila la encontramos en la solución E. Como hemos visto en la figura 9, cuando cargamos un vano los anclajes de los tirantes en la pila se acercan, a la vez que se separan en el vano siguiente. Este efecto que es el más perjudicial para la capacidad resistente de un vano cualquiera, se potencia cuando cargamos vanos alternos. En la solución E lo que se intenta es eliminar los movimientos de las cabezas de las pilas por la adición de un tirante horizontal que los une entre sí y, como se ve en la figura 15, su eficacia es grande, produciendo corrimientos similares a los de la solución A.

En el estudio realizado por N. J. Gimsing las luces de los vanos son moderadas, pequeñas si las comparamos con las que tenemos en el Estrecho de Gibraltar, y la eficacia de la solución E disminuye mucho cuando tratamos con luces de más de 1.000 m. El cable horizontal, cuya misión es rigidizar las cabezas de las pilas

## FACTIBILIDAD DE LA SOLUCION PUENTE

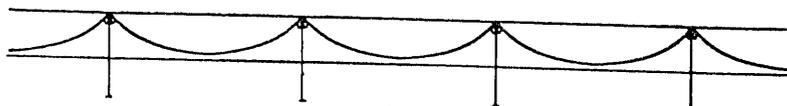
I- CABLE CONTINUO  
CON SILLAS LIBRES



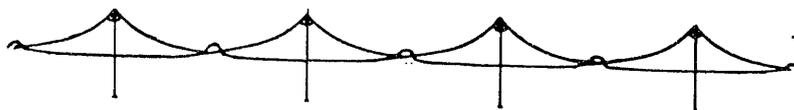
II- CABLE CONTINUO  
CON SILLAS FIJAS.



III- CABLE CONTINUO  
CON SILLAS LIBRES Y  
CABLE RECTO EN CABEZA  
DE TORRES.



IV- CABLE DE DOS VANOS  
ANCLADOS EN LA BASE  
Y SILLAS LIBRES.



V- CABLE CONTINUO UNIDO EN  
CENTRO DE VANO A CABLE  
INFERIOR. SILLAS LIBRES.



Figura 14.

impidiendo su movimiento, pierde mucha eficacia cuando la luz es grande, pues su peso debe incrementarse y la catenaria que se le produce también. Esto, como ya hemos visto, le hace perder rigidez y, por consiguiente, coacción a los movimientos de la pila.

Existen otras soluciones al problema de las que hablaremos más adelante. F. del Pozo ha estudiado el esquema F para caso de puentes atirantados de 3.000 m. de luz y encontrado con que es suficiente disponer una pila cuya rigidez en cabeza sea de 20.000 T/m. para controlar las deformaciones del vano principal a valores admisibles. Esta rigidez es posible de obtener con pilas tipo solución F.

Nosotros hemos estudiado el problema de la continuidad de vanos continuos colgados de 3.000 m. de luz trabajando sobre los cinco esquemas que aparecen en la figura 14.

El esquema I no es sino sumar tramos colgados normales. En el esquema II introducimos pilas intermedias rígidas. En el esquema III se atirantan las pilas en el plano superior. En el esquema IV cada cable colgado sale de la cabeza

de pila y con su catenaria normal llega al centro del vano y de allí continúa apoyándose encima del tablero hasta la pila siguiente. En el esquema V, el cable colgado es normal para el centro del vano se ancla rígidamente a un cable horizontal muy tensado apoyado sobre el tablero y anclado en la base de las pilas.

En la figura 15 representamos la rigidez de un número variable de vanos ante la acción de una carga horizontal en cabeza. Para  $N = Q$  —ningún vano completo está adosado al vano cargado— todos los sistemas responden bien. Pero cuando junto al vano cargado existe un solo vano completo,  $N = 1$ , la rigidez del puente colgante tradicional —SOL I— o de la atirantada en cabeza —SOL III— desciende enormemente. Esta es la razón por la que el puente de Oakland, en su modelo C, no era adecuada.

En las demás soluciones 2, 4, 5 la rigidez resulta adecuada y, además, prácticamente no varía, cualquiera que sea el número de vanos. Esto no quiere decir sino que la influencia de la deformabilidad de un vano en otro es pequeña.

Estos mismos resultados referidos ahora a la

# FACTIBILIDAD DE LA SOLUCION PUENTE

RIGIDEZ DE UN CONJUNTO DE "N" VANOS CON UN VANO DE COMPENSACION

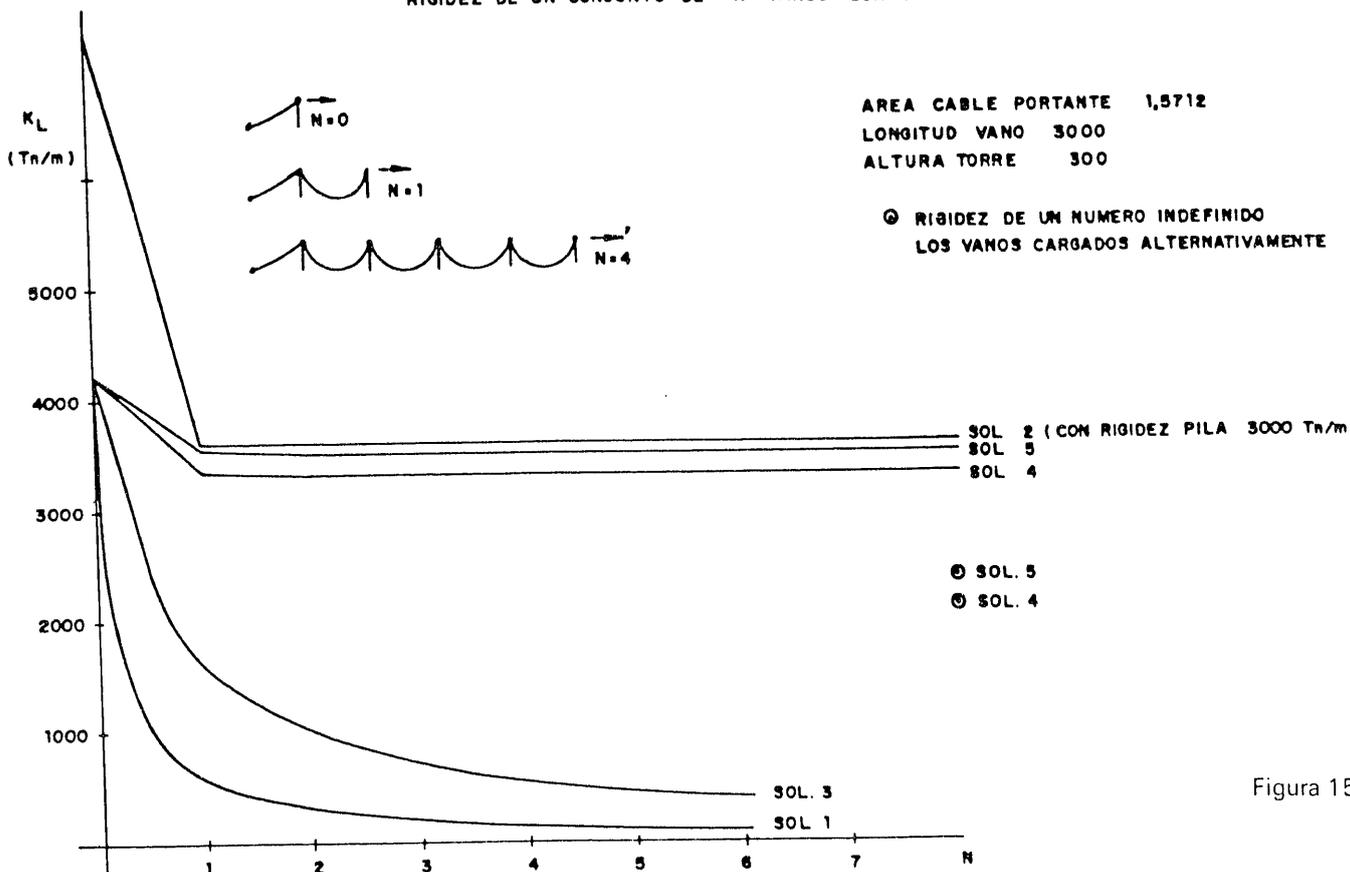


Figura 15.

flecha que se produce en el centro del vano cargado, cualquiera que sea el número de vanos continuos, aparece en la figura 16.

La figura 17 completa la explicación del comportamiento de las soluciones IV y V. En este caso se trata únicamente de la respuesta ante la carga de un solo vano con los extremos fijos. Se observa que para carga simétrica las deformaciones mínimas las proporcionan las soluciones II y V, mientras que la IV desciende más, ya que el centro del cable experimenta una deformación longitudinal equivalente a la flexibilidad de su medio cable apoyado en el dintel.

En cambio, para carga descentrada la solución que experimenta más deformación es la II, ya que en las otras dos los movimientos longitudinales del cable en el centro están coaccionados. Otro hecho que ayuda a la rigidez de las soluciones IV y V es la deformación de la parte de cable horizontal. Al deformarse la estructura, también se deforma la parte de cable horizontal y recoge parte de la carga que, de otra manera, iría al cable curvo.

De este estudio se deduce que las soluciones más adecuadas para enfrentarse con un puente colgado continuo son las soluciones II y V.

En la solución II basta con tener un pila cuya rigidez en cabeza es de 5.704 Tn/ml., y en la

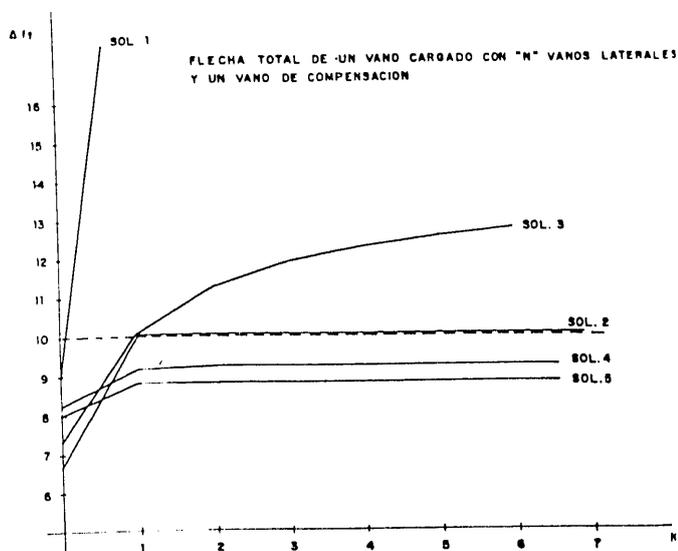


Figura 16.

## FACTIBILIDAD DE LA SOLUCION PUENTE

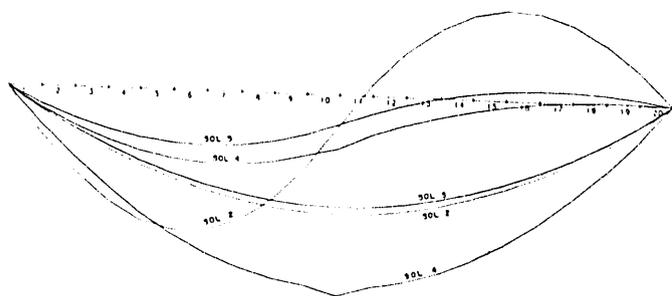


Figura 17.

solución V, cuyos resultados expuestos corresponde a que el dimensionamiento del cable horizontal es igual al del curvo, basta con que el cable horizontal sea del orden de la mitad del curvo.

De todo este planteamiento de la continuidad puede sacarse la siguiente conclusión: un puente colgante o atirantado continuo de 3.000 m. de luz puede resolverse perfectamente bien si disponemos pilas con suficiente rigidez a los movimientos horizontales, 20.000 Tn/m. para la solución atirantada y 5.704 Tn/m. para la solución colgada. En la solución colgada puede utilizarse una pila flexible sin más que atirantar sus partes inferiores con cables horizontales dispuestos sobre el tablero, sin otra condición que estos cables y los curvos se unan fijamente en su centro.

Con respecto a la economía de las soluciones, pueden establecerse los siguientes criterios:

1. El puente atirantado necesita menos cantidad de cables que soporten el dintel y más cantidad de torre y dintel que el colgado.
2. De entre las soluciones continuas colgadas, la más favorable parece ser la que utiliza pila flexible y atirantamiento horizontal del cable portante —solución V—.

Es necesario hacer salvedad que en la solución V se ha supuesto que el pie de la torre es rígido, lo cual no es cierto, pues la flexibilidad de la parte de torre sumergida a de influir grandemente en el problema.

### 3. Viento

En las consideraciones que acabamos de

hacer referente a la tipología de los puentes de gran luz nos hemos referido únicamente a la carga vertical. Una de las primeras conclusiones que se alcanzaban es que la rigidez de la sección transversal del dintel no influye en la respuesta del puente. En los puentes colgados, la sección transversal no depende de la luz principal y en su dimensionamiento sólo interviene la anchura del tablero. En los puentes atirantados el dimensionamiento de la sección transversal depende de la luz del puente únicamente por los esfuerzos áxiles que determinan el área.

Ahora bien, en estas conclusiones no se ha tenido en cuenta el viento, cuya acción tiene importancia decisiva en la morfología de la sección transversal.

El viento produce dos tipos de efectos en un puente soportado por cables. El primero es una carga estática que, actuando sobre el dintel, torre y cables, produce unos esfuerzos muy significativos en la estructura. El segundo es un efecto dinámico. En estos puentes los períodos propios de vibración, tanto a flexión como a torsión son muy altos debido a su gran flexibilidad, lo que determina que las fuerzas de viento son muy significativas si las comparamos con las de inercia y las elásticas. Estos efectos pueden producir la inestabilidad aerodinámica de la estructura.

Ante una determinada velocidad del viento, las fuerzas estáticas que se producen en el dintel van a depender de su forma. Los esfuerzos dinámicos involucran la forma, rigidez, masa y amortiguamiento del puente y plantean los dos problemas dinámicos típicos.

- a) Movimientos producidos por el desprendimiento de remolinos. Bajo ciertas condiciones, al pasar el viento a través del puente se produce un desprendimiento de remolinos que crean una fuerza periódica perpendicular a la dirección de la corriente que hace vibrar el dintel, tanto vertical como torsionalmente. La frecuencia del desprendimiento de remolinos puede ser controlada por las oscilaciones propias de la estructura, ampliando el rango de velocidades determinadas por el número de Strouhal.

Generalmente, la excitación por remolinos del conjunto del puente se produce a bajas velocidades, suele ocasionar molestias en el usuario del puente y producir problemas de fatiga en los materiales, pero no ofrece peligro alguno para la estabilidad del puente que se autoamortigua.

- b) El flameo es una oscilación inestable que crece de amplitud cuando se alcanza una determinada velocidad del viento. El flameo más habitual en puentes es el de torsión, consecuencia de la autoexcitación que causan los movimientos del puente en conjunción con las presiones del viento. El flameo clásico, en que se acoplan los movimientos de flexión y torsión, se produce a velocidades más altas.

La velocidad del viento a que se produce la inestabilidad por flameo es mucho más alta que la que produce el desprendimiento de remolinos, y para alejarla de las que pueden actuar en el puente conviene aumentar la rigidez a torsión de la estructura y separar lo más posible las frecuencias naturales de los modos de flexión y torsión, con el fin de impedir su acoplamiento y evitar que se produzca el flameo clásico.

Si analizamos ahora la evolución del tratamiento de la sección transversal a lo largo de la historia de los puentes colgados, veremos que ha experimentado cambios sustanciales en lo que se refiere a dotarla de mayor o menor rigidez para evitar los problemas de inestabilidad aerodinámica.

Los puentes realizados a lo largo del siglo XIX se caracterizan todos ellos por estar constituidos por secciones transversales de escasa rigidez a flexión y torsión. La historia nos recuerda la caída del puente de Brighton, los problemas que tuvo Telford con el puente sobre el estrecho del Menai y los innumerables puentes franceses caídos a lo largo del siglo. Roebling se dio cuenta de que era necesario rigidizar mucho más el dintel y, como ya hemos visto en el puente de Brooklyn, diseñó un tablero de enorme rigidez ayudada por un atirantamiento complementario. La misma tó-

nica se siguió en el diseño del segundo puente colgado sobre el East River en Nueva York, el puente de Williamsburg de sólo dos metros más de luz que el puente de Brooklyn. La viga de rigidez tiene una esbeltez de  $1/40$ , y el atirantamiento ha sido suprimido.

En un lapso de tiempo de cien años se ha pasado de dinteles sin rigidez a flexión y torsión a dinteles con unas vigas de rigidez enormes. Esta evolución se debe a planteamientos empíricos de resouestas ante la acción del viento, más que a un conocimiento teórico de sus efectos que a principios de nuestro siglo eran absolutamente desconocidos.

Desde esta situación empieza un nuevo decrecimiento en la rigidización del dintel. La década de 1930 trae tres puentes importantes. En 1931 se termina el puente George Washington de O. H. Amman, con 1.066 m. de luz. Este puente proyectado con dos tableros superpuestos se construyó sólo con el superior, debido a las dificultades económicas producidas durante la depresión. La viga de rigidez se dejó sin construir a la espera de fabricar el tablero inferior. A pesar de carecer de viga de rigidez durante los treinta años que se tardó en disponer el segundo tablero, este puente no ha sido inestable, debido a su gran anchura (ocho carriles), al hecho de disponer de una gran masa en la losa de hormigón colocada sobre el tablero y ayudado por la rigidez que al vano central le confieren unos vanos de compensación muy cortos, de  $1/6$  de luz del vano central.

También en esta misma década se construyeron el puente de Oakland de L. S. Moisseiff y el Golden Gate de J. B. Strauss en la bahía de San Francisco.

El Golden Gate tiene una viga de rigidez cuya esbeltez es de  $1/168$ , está formada por dos celosías metálicas situadas bajo cada cable y un tablero metálico también en celosía metálica. Esta configuración determina una escasa rigidez a torsión.

Pocos años después, la gran esbeltez del Golden Gate era sobrepasada varias veces por el puente de Tacoma de L. S. Moisseiff, que con un vano de 853 m. de luz tiene una relación canto-luz de  $1/350$  y, además, con una relación ancho/

## FACTIBILIDAD DE LA SOLUCION PUENTE

luz de 1/72 mucho más pequeña que la del Golden Gate 1/44 y la del George Washington de 1/33. Junto con esto la viga de rigidez deja de ser permeable como corresponde a las celosías metálicas para hacerse de alma llena, con lo que tenía una tendencia mayor al desarrollo de los remolinos de V. Karman.

Los grandes progresos en el cálculo estático producidos por Moisseiff le conducen a extrapolar las dimensiones a límites nunca alcanzados hasta entonces. El cálculo estático ante las acciones verticales y horizontales de viento están perfectamente controladas, pero se desconoce el efecto dinámico del viento. En poco más de cuarenta años la esbeltez se ha aumentado diez veces. Justo después de su inauguración, el puente mostraba una gran tendencia a oscilar verticalmente, amortiguándose después de alcanzar amplitudes de 1,5 m.

Después de que se rompió algún cable estabilizador que evitaba los movimientos longitudinales diferentes de viga de rigidez y cable principal en el centro del vano principal, el puente empezó a oscilar torsionalmente con amplitudes a los cuartos de la luz de hasta  $\pm 45^\circ$  y después de una hora de autoexcitación causada por el amortiguamiento negativo producido por las fuerzas aerodinámicas se empezaron a romper las péndolas y el puente se cayó. La velocidad del viento no alcanzó velocidades más allá de 56-57 km/hora, que estaba por muy debajo de las utilizadas para el cálculo estático del viento.

Después del desastre del Tacoma se produjeron dos hechos nuevos. Se empezaron a realizar los estudios teóricos y experimentales del viento y se empezaron a reforzar los puentes colgantes que oscilaban bastante. Por ejemplo, el puente del Bronx-Whitestone de Nueva York de O. H. Amman, abierto al tráfico en 1939, tenía una sección transversal similar al puente de Tacoma, pero menos esbelta 1/209. Fue rigidizado en 1946, añadiéndole una triangulación metálica que doblaba su canto.

El Gonden Gate tenía una enorme tendencia a oscilar bajo el viento. En diciembre de 1951, durante una galerna que duró cuatro horas, llegó a alcanzar amplitudes verticales de 3,3 m., que obligó a cerrar el puente durante

tres horas. Los estudios realizados hasta el momento demostraron que la falta de rigidez a torsión conducía a inestabilidades tipo flaméo, con lo que se rigidizaron las dos celosías laterales por la adición de una celosía horizontal inferior que cerraba la sección, convirtiéndola en una viga de gran rigidez a la torsión.

El nuevo puente de Tacoma se reconstruyó disponiendo una viga de rigidez de celosía de 10 m. de canto contra los 2,4 m. en viga de alma llena del antiguo puente. El puente de Mackinac de D. B. Steinman de 1.158 m. de luz central se rigidiza con una viga en celosía de 11,6 m. de canto, 1/100 de esbeltez y tiene una anchura de 20,7 m., 6 m. más que la anchura de la calzada.

A lo largo de este breve repaso de la historia de los puentes colgados enfrentados con el viento, hemos visto como por dos veces la rigidización conferida a la sección transversal a pasado de casi inexistentes a rigideces muy importantes con un aumento de peso muy considerable.

Desde los años 50 hasta ahora estamos asistiendo a una nueva disminución del canto de los puentes, pero esta vez conducidos por dos conocimientos adquiridos en la aeroelasticidad a través de planteamientos teóricos y experimentales en túnel de viento.

El dimensionamiento y la forma dados a la sección transversal han sido conducidos como comparación de los resultados obtenidos sobre una placa plana ante el viento.

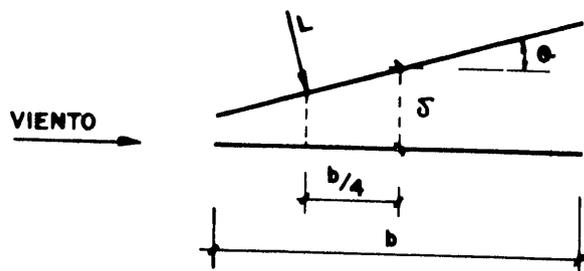


Figura 18.

Para un pequeño desplazamiento respecto a su posición inicial o una incidencia del viento ligeramente inclinado, la presión del viento se produce a  $1/4 b$  del borde (fig. 18). La velocidad del viento que produce el flameo según Sel-

berg, viene dado por la expresión:

$$v_t = 0,52 \cdot v_d \sqrt{\left[1 - \left(\frac{w_v}{w_t}\right)^2\right]} b \sqrt{\frac{m}{I_m}}$$

donde  $w_v$  y  $w_t$  son las frecuencias propias a flexión y a torsión y  $v_d$  es la velocidad de divergencia que no es otra que aquella que anula la rigidez a torsión de la lámina plana.

En esta expresión se ve que para aumentar la velocidad del viento que produce el flameo conviene que las frecuencias propias a flexión y torsión del puente sean lo más diferentes posibles. Ahora bien, estas dos frecuencias son exactamente iguales en un puente colgado por una pareja de cables si la masa del dintel se concentra bajo los cables y el dintel no tiene rigidez a torsión. Para obtener la diferencia se necesita, por tanto, extender la masa colgada entre los cables y conferir rigidez a torsión al dintel.

La escuela americana ha planteado el problema de la estabilidad ante el viento, diseñando para el dintel secciones transversales en celosía cerrada por las cuatro caras, con lo que confiere rigidez a torsión al dintel y se mantiene la permeabilidad del tablero al paso del viento. Estas secciones, según Scanlan, tienen una forma desfavorable en relación a la estabilidad aerodinámica y resisten por su rigidez a torsión para las velocidades de viento a que van a estar sometidas (fig. 19).

La escuela inglesa ha planteado el problema de distinta manera. Siguen, desde luego, la condición de proporcionar rigidez a torsión a la

SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE DE VERRAZANO

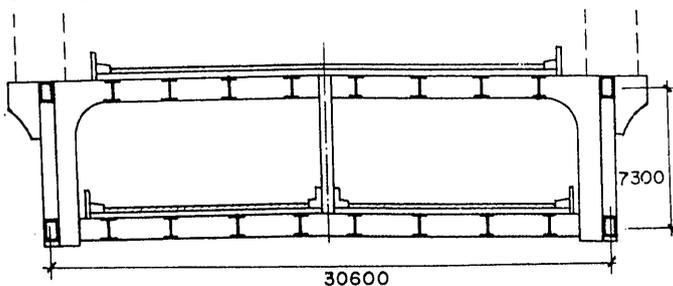
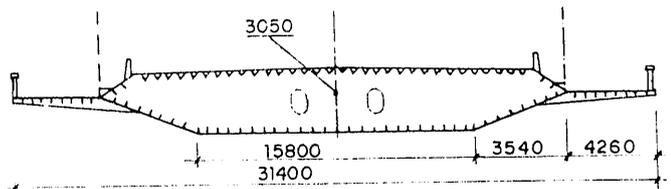
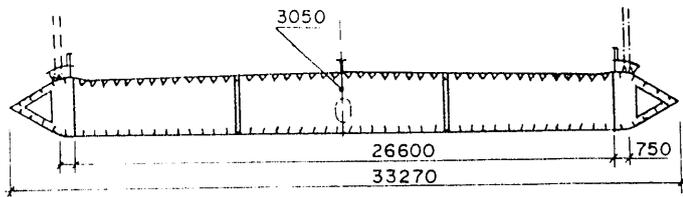


Figura 19.

SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE DEL SEVERN



SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE SOBRE EL PEQUEÑO BELT



SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE ATIRANTADO EN VANCOUVER

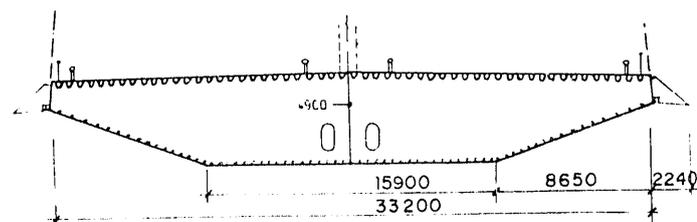


Figura 20.

sección transversal, pero proporcionan a la sección una forma aerodinámica que reduce muy considerablemente las presiones estáticas del viento —de coeficientes de la fuerza de arrastre del orden de 1,5 en una sección rectangular a valores próximos a 0,5 para una sección bien perfilada— y reducen muy considerablemente la tendencia al desprendimiento de remolinos. Con esto se consiguen secciones más perfiladas, de menos peso y con grandes esbelteces. El puente de Severn tiene una esbeltez de 1/324 mayor aún que el puente del Tacoma (fig. 20).

Las secciones reales no son iguales a las placas planas, aunque las secciones delgadas, bien perfiladas y cerradas se parecen mucho como se ven en la figura 21, donde se

## FACTIBILIDAD DE LA SOLUCION PUENTE

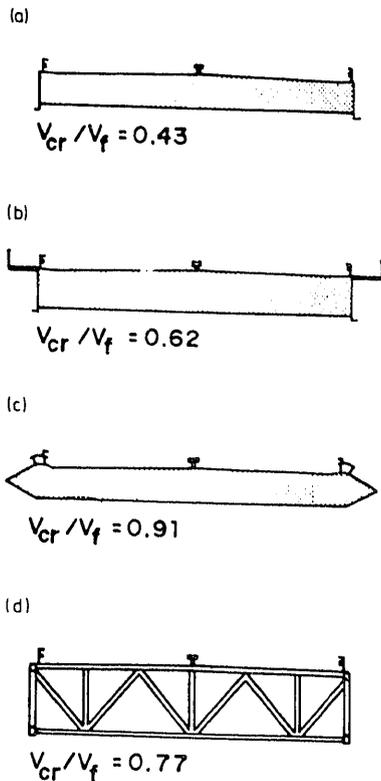


Figura 21.

establece para cuatro modelos estudiados para el puente Belt la relación que existe en la velocidad crítica de flameo para la sección real y la de la placa plana.

La decisión sobre la elección de uno u otro tipo de sección —celosía cerrada o viga cajón de alma llena bien perfilada— parece que se decanta del lado de esta última, aunque en el proyecto del puente de Akashi de 1.780 m. de luz se ha adoptado una sección transversal que sigue la escuela americana (fig. 22). Bien es

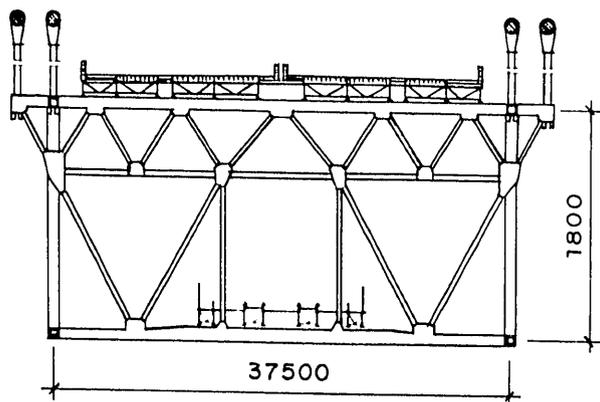


Fig. 22.—Sección transversal del puente de Akashi.

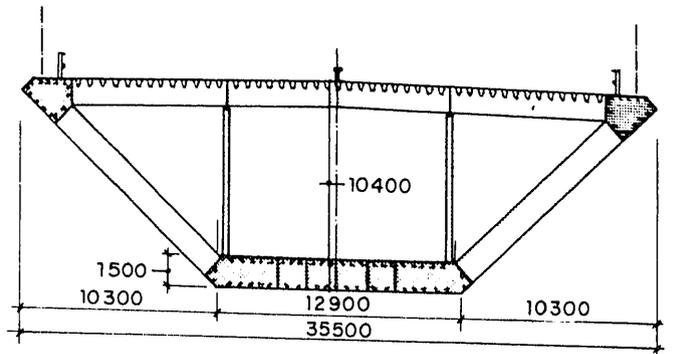


Fig. 23.—Sección transversal para la propuesta del puente del Gran Belt.

verdad que este puente dispone de dos tableros, el inferior para el ferrocarril y entonces la celosía vuelve a cobrar interés, pero podían haber adoptado la sección transversal propuesta para el puente del Gran Belt, en la que se aúna la celosía con tableros perfilados (fig. 23).

A favor de la sección aerodinámica está su menor peso, la mayor esbeltez y como dice el profesor Scanlan «si un puente es seguro contra el flameo por su forma aerodinámica, cabe esperar que se comporte bien bajo severas ráfagas de viento, cosa que no le ocurre al puente en celosía, que resiste el flameo por su fuerte rigidez torsional».

En su contra se plantea el hecho de que un tablero perfilado es difícilmente ampliable al disponer dos calzadas superpuestas y resulta molesto para el usuario por la acción del viento desviado por la forma de la sección transversal, lo que le obliga a disponer deflectores complementarios para protegerlo.

Sin embargo, la evolución de la forma de la sección transversal no se ha detenido, pues para muy grandes luces con los planteamientos actuales no está resuelto el problema, pues el peso de la sección sigue aumentando con la luz al tener que conferirle más y más rigidez a torsión. Por esta razón la escuela inglesa ha recogido la idea inicial de Steinman de perforar el tablero, haciéndolo poroso en dirección vertical. Con esta disposición, descrita como la relación de solidez, se reduce la fuerza  $L$  y, lo que es más importante, la distancia  $b/4$  a que está aplicada respecto al centro de torsión de la sección. De esta manera se reduce la sollicitación torsora de la sección transversal y,

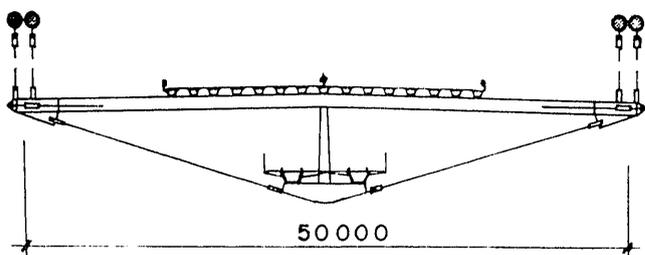


Figura 24.

por tanto, su necesidad de rigidizarlo, a la vez que por el cambio en las trayectorias en la corriente de aire se incrementa el amortiguamiento del tablero a los modos de torsión.

La velocidad a que se produce el flameo sube entonces por encima de la de la placa plana —que es lo máximo a que se aspiraba con las tipologías actuales— para cualquier relación entre las frecuencias de los modos de flexión y torsión. Así, nos encontramos con la fantástica sección transversal propuesta por Brown (conductor de la escuela inglesa) para el puente sobre el estrecho de Mesina de 3.300 m. de luz (fig. 24), en la que el tablero no tiene rigidez a torsión y, por tanto, en su dimensionamiento no influye la luz del puente.

Por otro lado, J. R. Richardson propone separar totalmente el tablero en dos franjas, correspondientes a las calzadas de ida y vuelta, pero unidas transversalmente por elementos que rigidizan la sección, obligando a que los movimientos de ambos tableros sean los mismos. La rigidez a torsión del tablero no es necesaria.

Finalmente, en la figura 25 representamos la propuesta de Brown para el puente sobre el estrecho de Gibraltar, recogiendo todas las últimas tendencias.

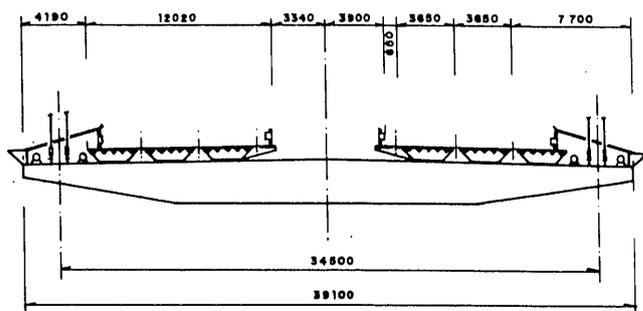


Figura 25.

### Conclusiones respecto al dintel

En los tres puntos anteriores hemos visto que la tecnología actual es capaz de resolver los problemas resistentes involucrados en un tablero cuya luz puede oscilar, para hacer el puente más económico, entre los 2.000 o 3.000 m.

El tablero puede ser atirantado, colgado o combinado con atirantamiento negativo de los cables principales. La continuidad puede resolverse bien estableciendo pilas con una rigidez en cabeza del orden de 20.000 Tn/m. para la solución atirantada y del orden de 6.000 para la solución colgada. *En la solución colgada puede plantearse solución de continuidad resueltos con un atirantamiento complementario situado a nivel del tablero y que une las pilas con el centro del cable colgado.*

La sección transversal del puente no va a depender de su luz, la necesidad de rigidez torsional desaparece si lo hacemos bastante permeable en dirección vertical con la adopción de perfiles separados que disminuyan su relación de solidez, o separando totalmente las calzadas de ida y vuelta a suficiente distancia.

### 4. El soporte

El diseño del soporte constituye la gran incógnita a desvelar en el proyecto del puente sobre el Estrecho. De los datos morfológicos y físicos que ya hemos citado conviene destacar como más importantes: la profundidad —nos encontramos con varias pilas en las que la profundidad del agua alcanza 300 m., las corrientes, de hasta seis nudos de velocidad y las olas que alcanzan 25 m., con períodos de quince segundos, vientos de 200 km/hora y, finalmente, una actividad sísmica nada despreciable, ya que se han medido magnitudes de intensidad superior a seis en la escala Mercali.

A estos datos hay que añadir los que ya conocemos del estudio de la superestructura, acciones horizontales importantes del sistema de cuelgue en la parte superior de la pila y bajo el tablero (solución V). Bajo todas estas acciones la pila debe responder no sólo en resistencia, sino con un control adecuado de sus movimientos para mantener los corrimientos del dintel dentro de valores aceptables.

## FACTIBILIDAD DE LA SOLUCION PUENTE

No existe antecedente alguno en la historia de la Ingeniería que presente un panorama tan importante. Sólo podemos tomar como referencia la construcción de las plataformas «off-shore» para la explotación de los campos petrolíferos, en los que se presentan una serie de puntos comunes que debemos aprovechar para enfrentar el problema.

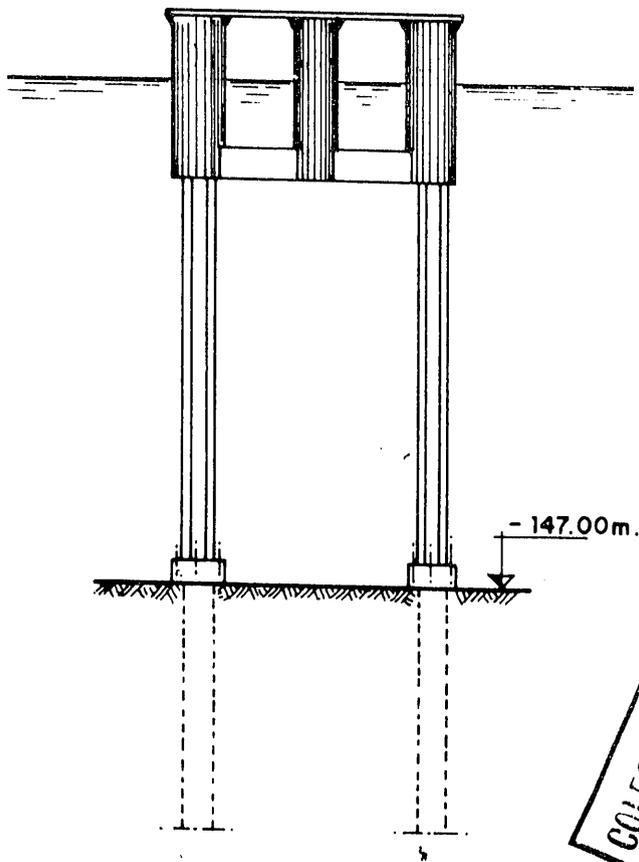
De entre ellas hacemos una clasificación en función de su rigidez. En primer lugar, tenemos las plataformas flotantes. La plataforma Hutton situada en el Mar del Norte y actualmente en construcción de 147 m. de altura (fig. 26), consiste en una serie de flotadores anclados verticalmente al fondo. El control de los movimientos verticales, por variación del empuje del agua, se realiza a través del incremento o disminución de la carga en los tirantes pretensados.

Sin embargo, este sistema de atirantamiento

controla mucho peor los movimientos horizontales y de giro —llega a alcanzar un movimiento horizontal de 24 m.—, lo que si bien puede ser tolerable para una plataforma flotante, no lo es para la pila de un puente.

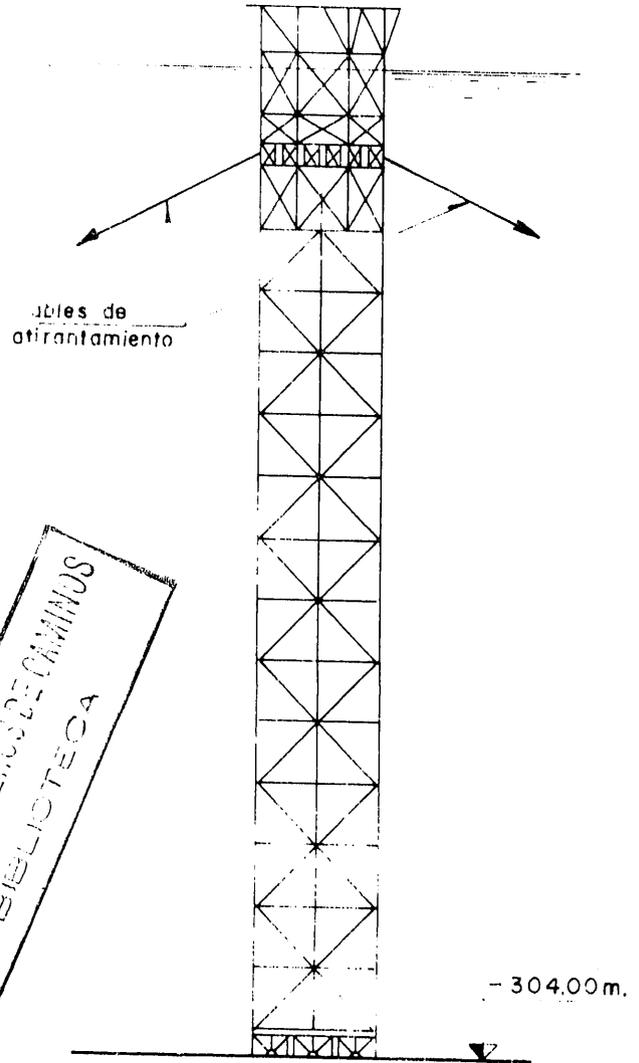
Los tirantes verticales deben convertirse en inclinados para acotar los tres giros y desplazamientos que constituyen los grados de movilidad de un cuerpo en el espacio y que no necesarios para dotar de la misma rigidez a las pilas del puente.

La extremada flexibilidad de este tipo de soporte no parece indicada para soportar las enormes pilas de un puente de 3.000 m. de luz. Sin embargo, podrían constituir el soporte de vanos más pequeños, isostáticos, de unos



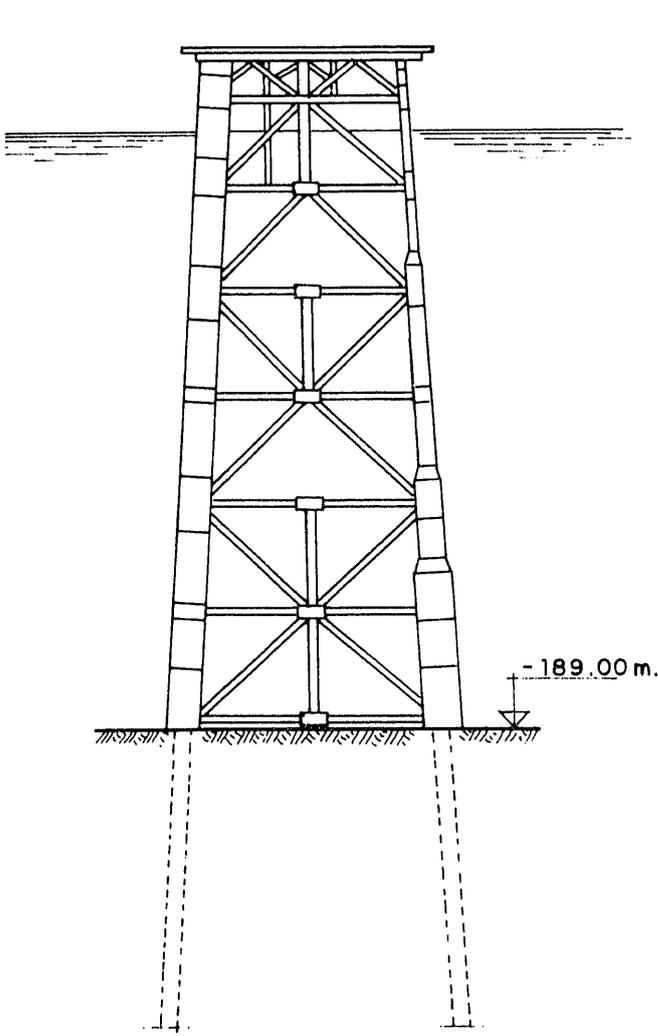
**- HUTTON**  
Plataforma flotante atirantada al fondo

Figura 26.



**- PLATAFORMA ATIRANTADA BLOCK-280**

Figura 27.

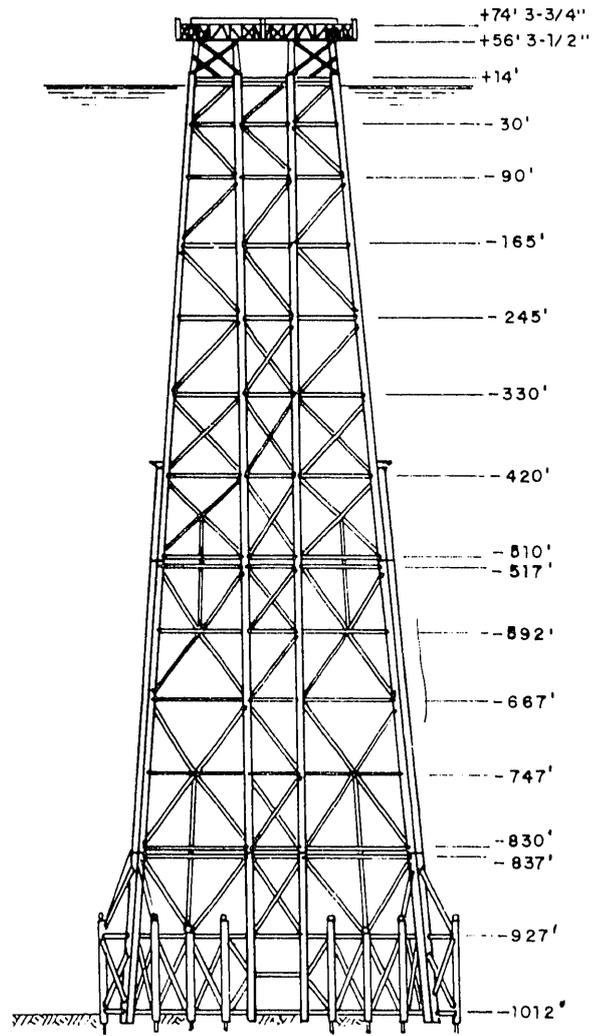


-PLATAFORMA MAGNUS

Figura 28.

100 m. de luz, los cuales constituirán el soporte del puente de Gibraltar en la zona de más profundidad, dejando las zonas próximas a las orillas, con profundidades mucho más pequeñas para instalar dos canales de navegación salvados con puentes colgantes tradicionales. Sin embargo, este es un tema que conviene investigar.

La plataforma BLOCK-280 de 304 m. de profundidad (fig. 27), al ser realizada en el golfo de México se acerca más a los problemas de inmovilidad deseados para una pila de puente, ya que la sustentación superior se realiza por 20 cables inclinados. Sin embargo, sus movimientos horizontales en cabeza se espera alcancen los 12 metros.



PLATAFORMA COGNAC

Figura 29.

Si siguiendo con esta rápida visión de las plataformas «off-shore», nos encontramos con los «Jackets», plataformas metálicas que están constituidas por tubos metálicos de cuatro, seis y ocho patas enlazadas entre sí por tubos metálicos formando una celosía espacial, de entre las que representamos la plataforma Magnus y la plataforma Cognac, que es actualmente la mayor de todas las construidas.

Sus ventajas provienen de la rapidez de ejecución, ligereza para el transporte y acoplamiento al fondo marino por apoyos puntuales a través de pilotes. Sus inconvenientes: son más flexibles que las plataformas de hormigón, presentan problemas de corrosión que obliga a una conservación costosa, son muy sensibles a

## FACTIBILIDAD DE LA SOLUCION PUENTE

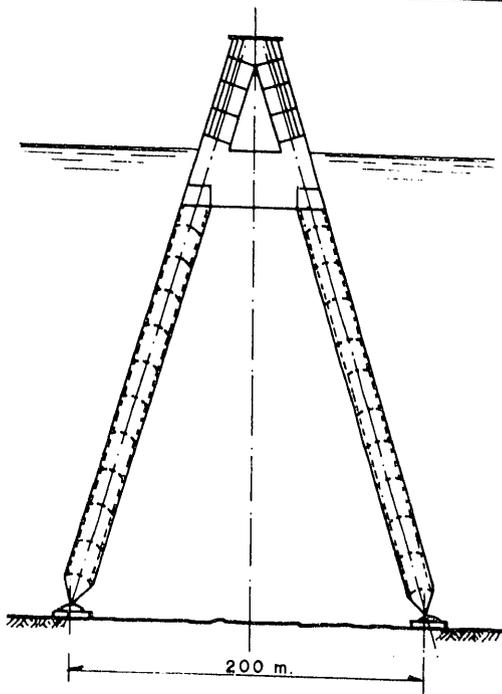


Figura 30.

la fatiga, sobre todo en los niveles próximos al nivel medio de las aguas y su colocación en el fondo es más delicada por la posibilidad de que se produzcan basculamientos irreversibles.

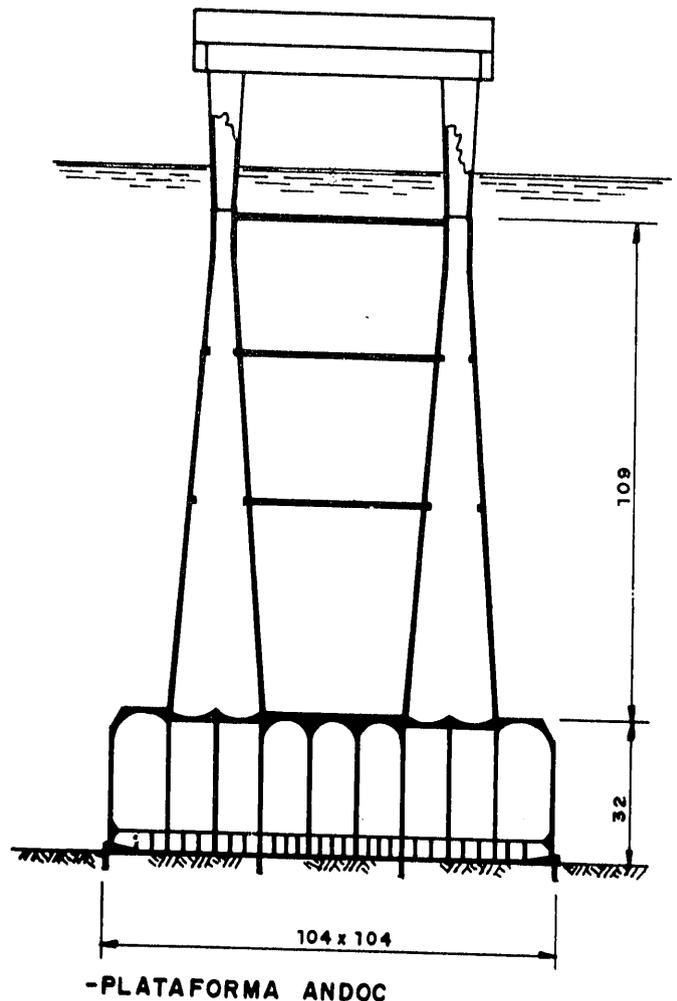
Dentro de esta tipología se encuentra la pila presentada por Brown para un posible soporte del puente sobre el Estrecho de Gibraltar (fig. 30), constituido por cuatro tubos metálicos articulados al fondo sobre placas ancladas al suelo y que aprovecha su flotabilidad para reducir la presión al fondo y su permeabilidad para reducir la intensidad de las presiones de las corrientes de agua y el oleaje.

Las plataformas de hormigón (figs. 31 y 32) no han alcanzado aún las alturas de los «Jackets», las más profundas alcanzan apenas

los 150 m. de profundidad y son, además, auténticos depósitos de petróleo submarino.

Sus ventajas las encontramos en presentar una mayor rigidez que las metálicas y buen comportamiento a la corrosión, siempre que se utilicen hormigones muy ricos en cemento, baja relación de agua-cemento y grandes recubrimientos de armadura. Su coste es similar al de la estructura metálica, tendiendo a reducirse, y su montaje está bastante controlado. Su inconveniente más importante es su acoplamiento al fondo marino.

Para una adecuada colocación de estas plataformas se debe contar con suelos sensiblemente horizontales y rocosos, cuyas áreas pueden ser de difícil o imposible localización. Aún y todo se corre el peligro de deslizamientos, para los cuales debe proveerse faldones o barras de enclavamiento. Se pueden producir apoyos puntuales con la aparición de fuertes



-PLATAFORMA ANDOC

Figura 31.

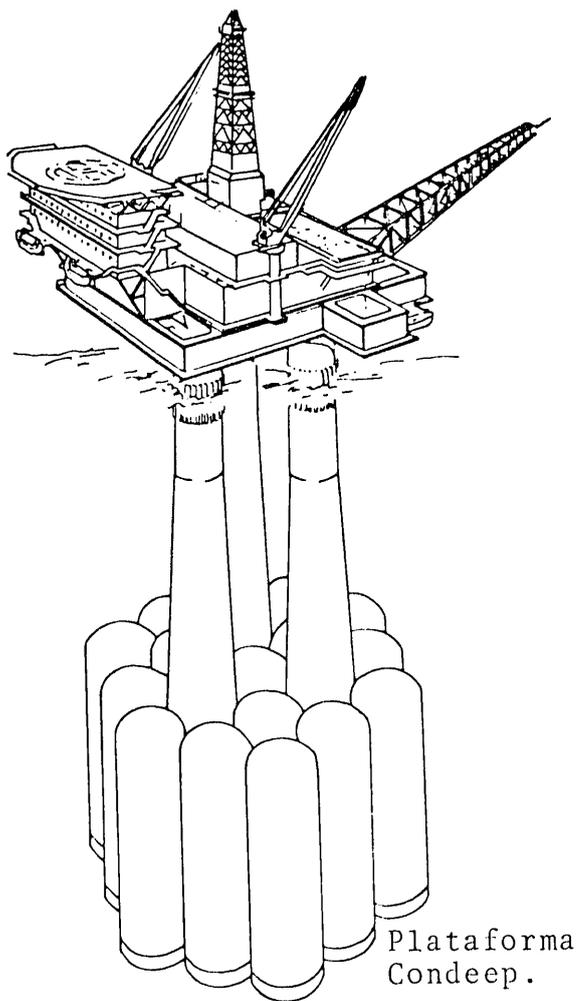


Figura 32.

reacciones locales capaces de producir roturas.

En el caso de terrenos más accidentados, se puede crear un lecho artificial de materiales sueltos protegidos con escollera.

Son muchos, no obstante, los inconvenientes que supone la colocación de unas plataformas de tan gran superficie en el fondo marino en condiciones de poder salir al paso de todos los problemas estructurales y geotécnicos que se presentan.

Recientemente ha sido desarrollada por una agrupación noruega la plataforma de hormigón Tripod 300, prevista para profundidades de hasta 500 m. (fig. 33). Esta plataforma contiene casi todas las ventajas que ya hemos citado de las plataformas de hormigón y no presenta sus inconvenientes de acoplamiento al suelo que se realiza, a la manera de los jackets, por

pilotaje de cada una de las tres patas que la constituyen. Una extensión del trípode a cuatro patas podría ser un buen punto de partida para plantear la pila del puente.

Queda aún por tratar un último problema de gran importancia y es el choque de barcos contra las pilas. Este problema se relaciona con otros dos. El primero es la determinación de la probabilidad de que un barco queda fuera de control en las inmediaciones del puente y la elección del riesgo que debe adoptarse. Este problema debe acompañarse por medidas regulatorias del tráfico marítimo y por sistemas de señalización que reduzcan los riesgos al mínimo. Su optimización puede conducir a preparar las pilas próximas a los canales de navegación para el choque de barcos de hasta 500.000 T., mientras que los próximos a la orilla para el de barcos mucho más pequeños, y así

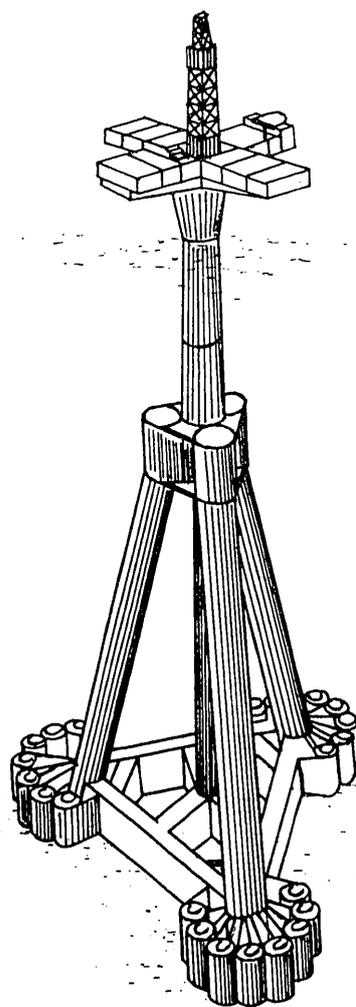


Figura 33.

## FACTIBILIDAD DE LA SOLUCION PUENTE

equilibrar el resto del puente en toda su longitud y abaratar en enorme costo que supone la adecuación de la pila al choque.

El segundo problema se refiere a la defensa real de la pila para que no se produzcan roturas de la misma. Son varios los sistemas que se han utilizado. El más eficaz parece la disposición de islas de escollera de gran tamaño alrededor de la pila o la disposición de grandes recintos rellenos de arena que protegen la pila de una manera rígida. Estos sistemas aparecen complicados, en el caso que nos ocupa, por las enormes profundidades del estrecho.

Javier Manterola Armisen



Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid (1976).

Ingeniero de Caminos en 1962 y Doctor Ingeniero de Caminos en 1964 por la Universidad Politécnica de Madrid. Jefe de grupo en la Oficina Técnica de «Huarte y Compañía, S. A.» (1962-1964); investigador en el «Instituto Eduardo Torroja» (1964-1965); ingeniero proyectista en la empresa «Carlos Fernández Casado, S. A.» (1966), y catedrático de Puentes en la Escuela

El segundo sistema lo constituyen las defensas flexibles de gran tamaño, realizadas a base de cables anclados o lastrados al suelo o adosando pantallas protectoras alrededor de cada pila, que absorben la energía cinética del barco por elevación del nivel de agua contenida en ellos como proponía el señor Brown en la reunión de Tánger.

Como se ve, el problema del soporte constituye la gran incógnita sobre la factibilidad de un posible puente sobre el Estrecho de Gibraltar.

Leonardo Fernández Troyano



en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. Prof. de doctorado de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la asignatura «Puentes atirantados», en los cursos 77 a 80. Entre las obras realizadas en colaboración con los ingenieros Carlos Fernández Casado y Javier Manterola Armisen pueden destacarse las siguientes: «Puente de Castejón sobre el río Ebro», «Pasarela atirantada en la Plaza de las Glorias Catalanas de Barcelona», «Puente atirantado de Sancho el Mayor sobre el río Ebro en la autopista de Navarra». Cuatro puentes ligeros colgados sobre el río Segre.

Nació en Madrid, en 1938. En 1963 obtiene el título de ingeniero de Caminos, Canales y Puertos y en el año 1965 el grado de doctor. En diciembre de 1963 empieza a trabajar en la empresa «Carlos Fernández Casado, S. A.», Oficina de Proyectos, siguiendo en el mismo trabajo hasta la actualidad. Profesor encargado en la asignatura «Puentes de fábrica» en los cursos 68 a 75