

eduardo torroja  
oficina tecnica

VIADUCTO DEL ESLA

CAPITULO I

JUSTIFICACION DEL NUEVO PROYECTO

*Fecha* ..... Febrero 1940

*Núm.* ..... 363.148.....

I N D I C E

Dificultades encontradas con la cimbra de  
madera.

Descripcion de la solución adoptada.

Indicación de los cálculos justificativos  
desarrollados.

VIADUCTO DEL ESLA

JUSTIFICACION DEL NUEVO PROYECTO.

DIFICULTADES ENCONTRADAS CON LA CIMBRA DE MADERA.-

Las dificultades encontradas en el arco principal del Viaducto al preparar las operaciones de hormigonado por efecto de los movimientos y deformaciones sufridos por la cimbra de madera, aconsejaron hacer un estudio mas detenido de las condiciones de estabilidad de todo el conjunto durante la construcción, y particularmente durante los distintos periodos de hormigonado. Como resultado de ello, se ha visto la conveniencia de modificar en esta parte accesoria o provisional las disposiciones de los elementos previstos.

Se acusa claramente la dificultad de poder resolver en toda su complejidad el problema de hormigonado del arco con una cimbra de madera del tipo adoptado sin producir deformaciones excesivamente grandes en las primeras roscas del hormigón.

Conviene aclarar ante todo que es la primera vez que se acomete el montaje de una cimbra recogida de madera de estas dimensiones y sin mas elemento de apoyo que los cables colgantes establecidos previamente. No tiene, por consiguiente, nada de particular que hayan aparecido dificultades grandes para ello, particularmente si se tienen en cuenta las condiciones anormales en que ha sido necesario realizar el trabajo a través de la guerra.

En primer lugar, es punto, menos que imposible lograr que las cerchas adopten de primera intención su forma y posición definitiva con la exactitud necesaria, cuando es preciso, ir ensamblando los diferentes elementos colgados de los cables, ya que estos durante el montaje tienen forzosamente que ir cambiando de forma bajo la acción de las diferentes cargas que se van colgando, a medida que se montan las cerchas.

Por otra parte, el montaje se ha proyectado de modo a montar primeramente cuatro cerchas colgadas de los cables y después las otras seis cerchas apoyadas en estas cuatro primeras, dando por consiguiente a los cables exclusivamente la resistencia necesaria para soportar las cuatro primeras.

Como consecuencia de ello, las cuatro primeras cerchas, han de sufrir, al montarse las otras seis nuevas, deformaciones sensibles y aun cuando el peso

de estas últimas cerchas no sea grande, es evidente, que, las cargas no pueden repartirse previamente sobre todas las cerchas, sino que quedan completamente sobrecargadas las cuatro primeras.

Como además, con las cerchas proyectadas no se dispone de elementos previos de rigidización o triangulación horizontal (en la superficie del tablero) resulta que, en cuanto se exige cierto trabajo como arco a las cuatro primeras cerchas éstas tienen una tendencia muy marcada al pandeo, que difícilmente compensan los tirantes o vientos que se dispongan al efecto, dada su gran longitud.

Por otra parte, siendo la cimbra de madera proyectada de espesor o altura uniforme y con su cabeza superior coincidente con el intradós del arco, resulta la directriz de la cimbra bastante distinta del funicular de los pesos que ha de soportar, produciéndose en consecuencia flexiones y esfuerzos cortantes de importancia que difícilmente podría resistir.

El tipo de enlace adoptado por simple claveteo a solape de las piezas sometidas a esfuerzo cortante, no permite el trabajo completo de la madera particularmente cuando se emplean escuadrias fuertes con espesor de tabla completo, como es nuestro caso, pues la menor resistencia de la madera al aplastamiento y la tendencia a flexión de las puntas, hace que no pueda contarse más que con una parte muy exígua de la re

resistencia teórica a esfuerzo cortante de éstas.

Por último, el gran peralte del arco hace que los empujes de viento produzcan torsiones de mucha importancia con esfuerzos cortantes y anormales en la cimbra de madera, que unidos a los esfuerzos antedichos y a los normales por efecto del peso del hormigón, pueden producir deformaciones en la cimbra de madera suficientemente importantes para dar lugar a dislocaciones parciales en el hormigón de las primeras roscas durante su vertido dada la menor elasticidad de este material.

El refuerzo de la cimbra de madera, presenta, por otra parte, dificultades y sobrecostos mayores que los de la solución que mas adelante se detalla, pues la importancia de los esfuerzos anormales es tal, que se requeriría por lo menos establecer los elementos siguientes:

1º.- Un sistema de triangulación sobre el trasdós de la cimbra a todo lo ancho, y otro análogo en el intradós para evitar el pandeo horizontal de las cerchas que se producía con la disposición proyectada.

2º.- Unos sistemas o marcos de triangulación que en union con los del intradós y el trasdós, permitieran resistir en mejores condiciones las torsiones producidas por el viento.

3º.- Unos sistemas también transversales de refe-

rencia entre unas cerchas y otras con objeto de compensar la desigual deformación que se produciría al verter el hormigón sobre las cerchas laterales por ejemplo, sobrecargando éstas más que las interiores, cosa que es casi imposible de evitar durante la construcción a no ser que se hormigone por roscas de un espesor sumamente pequeño, lo cual tampoco es conveniente para el trabajo del hormigón en el arco completo.

4º;- Se requeriría también un refuerzo de todos los ensambles muy difícil de hacer con la cimbra montada dados los grandes espesores de madera en las cabezas formadas por seis tablones o almas unidas. Además, se encuentra también dificultad para poder establecer los ensambles entre las piezas actuales y las de los nuevos marcos de rigidización de que acabamos de hablar.

5º.- Por último, sería necesario establecer también elementos de arriostamiento para evitar el pandeo de las diagonales entre nudos y lograr que éstas dieran una carga de trabajo mayor.

Ya se comprende, por todo lo expuesto, que el establecimiento de todos estos refuerzos requeriría completar la parte de madera con elementos metálicos, montantes, diagonales, etc., que representarían en total un peso de hierro grande, y que aun con todo ello nunca podría obtenerse una estructura tan rígida como puede ser una cercha enteramente metálica.

Por otra parte, esta cercha metálica de rigidización puede ya sin inconveniente disponerse dentro del arco a hormigonar, de tal forma que su directriz coincida bastante aproximadamente con el funicular de pesos, y por consiguiente tenga que sufrir esfuerzos cortantes y flecciones mucho menores que una cimbra de madera colocada por bajo del arco en la forma proyectada primitivamente.

Ha de tenerse también presente que en el proyecto primitivo para evitar en parte los inconvenientes a que nos hemos referido, se contaba con hacer el hormigonado contrapesando simultáneamente el hormigón vertido en un punto cualquiera con sacos terreros u otra sobrecarga análoga en todo el resto del arco, lo que representa una dificultad y un sobrecosto grande en el hormigonado, particularmente si se tiene en cuenta que se trata de un arco de hormigón armado con armaduras relativamente próximas, a través de las cuáles es difícil colocar y retirar la sobrecarga adicional, máxime si se tiene en cuenta que esta maniobra habria de repetirse tantas veces como roscas de hormigonado se hicieran y que el número de roscas tampoco puede disminuirse, pues entonces aumentan enormemente los pesos que tiene que soportar cada vez la cimbra de madera.

También constituiría una dificultad, o un peligro, suponer trabajando simultáneamente la primera rosca de hormigón con la cimbra de madera para sopor

tar entre ambos el peso de las roscas siguientes, porque el hormigón y la madera son dos materiales de condiciones elásticas muy distintas, y no pueden, a nuestro juicio, preverse con tranquilidad las formas de trabajo conjunto.

#### DESCRIPCION DE LA SOLUCION ADOPTADA.-

Dadas estas dificultades y después de diferentes estudios y tanteos hemos adoptado la solución de disponer una cercha metálica constituyendo en cierto modo una armadura rígida del hormigón; de tal forma, que a medida que vaya colocándose éste insistiendo sobre la cercha metálica se vayan formando cordones de refuerzo que trabajando conjuntamente con la cercha den en todo momento resistencia suficiente para soportar el nuevo hormigón fresco hasta la terminación total del arco. (fig 16) (17 & 18)

Esta cercha metálica (figura 1-1), cuya directriz se amolda sensiblemente a la directriz definitiva del arco, está formada por dos cuchillos arriostros entre sí, tanto superior como inferiormente, por medio de montantes y cruces de San Andrés; y cada cuchillo está constituido por las dos cabezas unidas por diagonales en la forma acostumbrada de una viga Warren.

Para dar mas rigidez a los cuchillos ha sido necesario formar cada cabeza y cada diagonal por dos

perfiles dobles T unidos entre sí por llaves con lo cual se logra un momento de inercia suficiente para que los peligros de pandeo no nos obliguen a sobrecargar de material la cercha inutilmente.

La cabeza superior está formada por dos dobles TT, perfil 26; la cabeza inferior por dos dobles T perfil 14; y las diagonales del mismo modo por dos dobles T perfil 14.

Los arriostramientos tanto el superior como el inferior entre cuchillo y cuchillo está constituido por montantes también de dobles perfiles número 10, y cruces de San Andrés formadas por simples cuadradillos.

Para asegurar completamente la estructura los esfuerzos de torsión ha sido necesario colocar otras cruces de San Andrés de igual tipo en los planos de cada dos diagonales gemelas; es decir, de las dos diagonales correspondientes en cada uno de los cuchillos.

En lugar de disponer los planos de los cuchillos en los ejes de los tabiques exteriores de la sección definitiva, como parecería lo lógico a primera vista, es preferible colocarlos en los huecos que quedan entre tabique y tabique aun a trueque de disminuir con ello la anchura total de la cercha y por consiguiente su resistencia transversal al viento (figura 1-2).

Esto es debido a que, de no hacerlo así nos hubiéramos encontrado con los perfiles de las diagonales dentro de unos tabiques estrechos y además cruzándolos en dirección francamente inclinada con relación a la máxima compresión en el sentido del arco. Dada la importancia de la obra y los esfuerzos a que ha de estar sometida, no parece prudente exponerla en toda la altura de los tabiques a posibles fenómenos de deslizamiento que podrían originarse como consecuencia de estos planos inclinados, pues la adherencia en ellos es siempre menor que en el seno del hormigón.

Por otra parte, con objeto de tener en todo momento la resistencia y rigidez necesarias para continuar el hormigonado en buenas condiciones sin un exceso de hierro en la cercha metálica, es necesario reforzar primeramente las cabezas de la cercha, hormigonando las cuatro cabezas o cuatro aristas; y si las superiores cayeran precisamente en el plano de los tabiques sería necesario hormigonar éste de abajo a arriba contra el hormigón hecho con anterioridad de la cabeza superior, lo cual daría lugar a una junta peligrosa por sus dificultades de ejecución.

Por el contrario colocando los planos de cuchillos de la cercha metálica fuera de tabiques, este último inconveniente desaparece totalmente ya que las cabezas a hormigonar primeramente se pueden cons

truir de toda la altura definitiva y por consiguiente las juntas a establecer entre estas cabezas y el resto del hormigón que forma la sección del arco son juntas verticales con las cuales el hormigón se puede verter cómodamente desapareciendo por completo los inconvenientes del hormigonado bajo techo. Los perfiles de las cabezas quedan en la dirección de los máximos esfuerzos trabajando en buenas condiciones sin grandes tensiones de adherencia entre el hierro y el hormigón y las diagonales que van inclinadas con relación al esfuerzo principal, quedan en casi la totalidad de su longitud, fuera del hormigón; solamente en una longitud muy pequeña junto a su unión con las cabezas quedan colocadas oblicuamente en el hormigón. Cada diagonal formada por dos perfiles cuyas almas quedan en el plano vertical del arco, presenta el mínimo frente de discontinuidad dentro del hormigón ante los esfuerzos de compresión, reduciéndose por consiguiente al mínimo posible los inconvenientes de las estructuras rígidas dentro del hormigón y aprovechándose por otra parte todas sus ventajas.

Las diagonales correspondientes a las cruces de San Andrés tanto en la cabeza superior como en la inferior cruzan oblicuamente estas cabezas, pero como se ha adoptado el sistema de cruces de San Andrés y no es necesario que estas diagonales trabajen a compresión ha podido dárselas forma compacta de cuadra-

dillo con pequeño lado no representando prácticamente discontinuidad dentro del gran espesor de la cabeza; los esfuerzos son suficientemente pequeños para haber podido soportarlos con simples cuadradillos de tres centímetros de lado.

Se ha considerado preferible la forma de cuadradillo a la de barras redondas corrientes por la mayor seguridad y facilidad que representa el enlace con las cabezas, particularmente si este enlace se hace por soldadura.

Las cruces de San Andrés correspondientes a los planos inclinados de las diagonales de los cuchillos, quedan también al aire en su mayor longitud cruzando solamente los tabiques interiores en dos puntos, y por consiguiente sin peligro ninguno para el trabajo de los mismos.

Los enlaces de todas las piezas de esta cercha metálica se proyectan soldados en lugar de roblonados también con la misma finalidad de introducir el mínimo de estorbos y el mínimo de planos de deslizamiento posibles dentro del hormigón. Con la soldadura se pueden suprimir por completo las cartelas, y los nudos quedan con su máxima compacidad.

Desde luego se ha considerado preferible la soldadura eléctrica al arco con electrodo revestido por las mayores garantías que ofrece contra el quemado del acero ya que el calentamiento se produce en cada

momento en una zona muy reducida y la fusión del metal se hace bajo el fundente que produce el revestimiento del electrodo, es decir, separado de la atmosfera, sirviendo además este fundente químicamente durante la fusión para mejorar las condiciones del metal de aportación.

Se proyecta construir esta cercha metálica primeramente por elementos separados, es decir, soldando entre sí el conjunto formado por dos triángulos homólogos de cada cuchillo con sus arriostramientos respectivos para trasladar después, con el blondín de que se dispone en la obra, estos elementos hasta su posición definitiva; y hacer después la soldadura de unos triángulos con otros, pero formando solamente grupos de cuatro elementos triangulares (figuras <sup>19</sup> 1-3 a 1-6), con longitudes alrededor de los 25 metros dejándolos colgados mediante pendolones provisionales de los cables de suspensión para no hacer la soldadura definitiva de estos trozos entre sí hasta tener todos ellos dispuestos en su posición definitiva y después de corregir perfectamente la directriz general de la cercha como vamos a ver.

Para facilitar la soldadura en obra de los cuatro elementos triangulares que forma cada grupo, se disponen pasadores provisionales que aseguran la sujeción de cada dos triángulos consecutivos mientras se hace una primera soldadura por puntos, para enla-

zarlos ya rígidamente y poder efectuar después la sol  
dadura total con toda tranquilidad y seguridad.

En la unión de un grupo con otro se proyectan pe  
queñas rótulas provisionales de tal forma que en este  
momento intermedio la cercha metálica forma una espe-  
cie de arco con seis articulaciones.

Cada grupo o elemento rívido entre articulación  
y articulación queda colgado de los cables de suspen-  
sión por un corto número de pendolones que permite la  
corrección perfecta de la posición en el espacio de  
cada rótula; una vez logrado esto y comprobado por me-  
dios especiales de medida que detallamos en el capítu-  
lo correspondiente, puede hacerse una primera soldadu-  
ra de sujeción por puntos y después la soldadura final  
que ha de dejar enclavadas ya las articulaciones inter  
medias para que la cercha metálica constituya de por  
sí un arco de tres articulaciones, dos en arranques y  
una en clave (figura 1-1).

A partir de este momento puede prescindirse ya  
de los pendolones de los cables de suspensión como ele  
mentos de sustentación o rigidez de la cercha metálica  
pues ésta, por sí sola, queda, como luego veremos, en  
buenas condiciones para soportar los esfuerzos de hormi-  
gonado hasta constituir el arco definitivo.

Sin embargo no tiene rigidez suficiente para so-  
portar los fuertes empujes de viento a que puede estar  
sometida durante la construcción. Aun teniendo resis-

tencia teórica suficiente las deformaciones y corrimientos bajo la acción del viento sería tan grande que sobrepasaría los límites de lo admisible en buenas condiciones de trabajo, y por eso se ha adoptado, después de diferentes ensayos y proyectos, el sistema de completar la rigidez transversal de la cimbra mediante unos cables de arriostramiento que mantengan sensiblemente fijos en el espacio dos puntos de la cercha metálica situados a 38,90 metros de los arranques, y por consiguiente a una separación entre sí de 94,20 metros. (planos de obra 4 a 7) *fig 2o*

Cada uno de estos dos puntos o botones de amarre quedan fijados por cuatro cables o grupos de cables: uno horizontal en el plano del arco uniendo un botón con otro, dos que arrancando del botón van a parar a la ladera mas próxima a uno y otro lado de la planta del arco, y otro que en el plano vertical del arco sube desde el botón de amarre a la coronación de la pila-estribo. Como decimos, cada botón se fija en el espacio por cuatro tensores y todo el conjunto de cables puede disponerse con los mismos que actualmente forman el grupo central de cables de suspensión para la cimbra de madera. Los amarres en las laderas están formados por un solo cable; el elemento entre un botón y otro por tres cables paralelos, y los de sujeción de los botones a las pilas por dos cables paralelos.

Estos dos últimos cables que corresponden al plano vertical del eje del arco quedarán por consiguiente, debajo del cable del blondin y constituirían una dificultad para el hormigonado, ya que quedan en toda su longitud por encima de la zona de arco a hormigonar. Para evitar estas dificultades se han abierto los cables al salir del botón de amarre mediante una traviesa horizontal de separación volviendo a reunirse otra vez sobre la pila de tal forma que la cuba de hormigonado que baja del blondin pueda pasar por entre los dos cables sin dificultad.

Los cables de unión entre un botón y otro, aun cuando también van por el eje del arco, no requieren ya esta precaución puesto que pasan por debajo del arco y no estorban el hormigonado.

La cercha, durante el montaje, queda primeramente colgada de los cables laterales de suspensión de la cimbra de madera existente actualmente, pero no cuelga del sistema de cables centrales, de los cuales podría disponerse desde el primer momento para formar este sistema de arriostramiento de la cercha metálica. Sin embargo, como actualmente cuelga de todos ellos la cimbra de madera, puede retrasarse el desmontado de ésta y de los cables centrales hasta que esté ya montada la cercha metálica totalmente, pues mientras está colgada de los cables laterales no es tan peligroso el que se quede sin a-

arriostramiento transversal contra el viento, y la cimbra de madera puede de este modo servir de andamiaje para el trabajo durante el montaje de la cercha metálica aun cuando no sea necesario.

Con objeto de asegurar la indeformabilidad de este sistema de triangulación que forman los cables sobre el botón de amarre, es necesario evitar que bajo la acción del viento se aflojen los cables del lado opuesto al viento hasta el punto de quedar teóricamente trabajando en compresión, lo cual naturalmente no sería posible. Para esto se ha adoptado el sistema de establecer una tensión previa sobre los cables, tal que la compresión teórica por efecto de viento no alcance en ningún momento esta tensión previa y los cables estén por consiguiente siempre sometidos con seguridad a tracción en todo momento.

La unión entre la cercha metálica y el botón de amarre se hace mediante un grueso arbol que pasa a través de unas abrazaderas metálicas rígidamente unidas a la cercha y cuyo agujero o abertura es ovalado en sentido vertical. De este modo se evitan los movimientos horizontales en dirección perpendicular al plano del arco entre la cercha y el botón de amarre, ejerciendo así su acción de arriostramiento y rigidización contra la acción del viento, pero por el contrario la cercha metálica queda con posibilidad de movimiento con relación al botón de amarre en el plano

vertical del eje del arco para que los corrimientos de la cercha en este plano, por efecto de las dilataciones térmicas y por efecto del hormigonado mismo, no vengan cohartados por el botón de amarre.

De este modo se evitan hiperestaticidades inútiles en el conjunto.

Una vez construída la cercha metálica como acabamos de indicar, y arriostrada transversalmente por este sistema de cables, queda, como hemos dicho, holgadamente resistente contra los esfuerzos del viento durante todo el hormigonado, pero éste ha de realizarse progresiva y cuidadosamente para evitar esfuerzos de flexión demasiados grandes sobre la cercha a medida que se va extendiendo el hormigón de unos puntos a otros. Este estudio del plan de hormigonado ha constituido la labor mas pesada e importante de este proyecto, no habiéndose llegado a la solución definitiva mas que a través de multitud de tanteos que han permitido ir mejorando la distribución del hormigonado hasta encajar los esfuerzos de las piezas metálicas de la cercha dentro de unos máximos muy aceptables, ya que el peso total de esta cimbra no alcanza los 500 kilogramos por metro de arco.

Esto se logra en la siguiente forma:

La cercha metálica libre ya de los pendolones queda constituyendo un arco de tres articulaciones situadas en la cabeza superior de la estructura, dos

en arranques y una en clave. Se hormigonan primera-  
mente (figura 1-9) los núcleos o espacios que quedan *fig 21*  
comprendidos entre los perfiles de la cabeza superior  
de los cuchillos con objeto no solamente de aumentar  
la resistencia de ésta a compresión sino de asegurar  
los perfectamente a pandeo; el peso de estos relle-  
nos de hormigón es pequeño y puede efectuarse sin  
grandes precauciones.

Después de esto se hormigonan en toda la altura  
de la cabeza superior los elementos o secciones que  
rodean cada una de las dos cabezas superiores (cor-  
dón 1). Este hormigonado ha de hacerse por trozos  
cortos de unos 3,50 metros de longitud para que los  
efectos de retracción sean pequeños y puedan quedar  
prácticamente anulados dejando unas pequeñas juntas  
de unos diez centímetros entre unos trozos y otros,  
las cuales se hormigonan las últimas cuando la re-  
tracción de todo el conjunto de trozos de arco ha po-  
dido producirse ya en su mayor parte. No es indife-  
rente, en estas dovelas, la marcha de hormigonado,  
sino que es necesario ir siguiendo un determinado or-  
den para que el funicular de cargas no se separe de-  
masiado de la directriz de la cercha y por consiguien-  
te no se produzcan tensiones excesivas en las cabezas  
por flexión ni en las diagonales por efecto de los es-  
fuerzos cortantes correspondientes.

Una vez hormigonados estos dos cordones superio

res la resistencia de la cabeza superior de la cimbra ha quedado muy aumentada y es ya posible hacer en análoga forma el hormigonado de las dos cabezas inferiores (cordón 2). Al terminar este hormigonado, como esta cabeza inferior queda sin trabajo en el primer momento, el trabajo de la cabeza superior es demasiado fuerte para poder continuar vertiendo hormigón y sobrecargándola todavía más.

Para evitarlo será necesario introducir unos gatos hidráulicos, tanto en arranques como en clave, en la cabeza inferior con objeto de provocar en ésta una compresión de unas 150 toneladas por cuchillo, que al mismo tiempo que pone en carga la cabeza inferior, alivia en una cantidad semejante la carga a compresión de la cabeza superior, repartiendo, por consiguiente, los esfuerzos entre ambos elementos; una vez hecha esta maniobra y enclavadas con hormigón las juntas en las que se han aplicado los gatos, el conjunto queda formando un arco continuo empotrado en sus extremos y constituido por cuatro cabezas o cordones de hormigón unidos entre sí mediante las diagonales y arriostramientos metálicos de la cercha. Este conjunto está en buenas condiciones de resistencia para soportar las cargas correspondientes al hormigonado de la cabeza inferior entre cuchillo y cuchillo; después de ello el conjunto soporta también el hormigonado de las partes laterales de la cabeza inferior quedando

ya ésta totalmente hormigonada.

En la misma forma pueden hormigonarse después los cuatro tabiques y por último los elementos de la cabeza superior hasta completar el arco.

Las juntas entre estos diferentes cordones o roscas se han colocado de forma a dar una superficie de contacto suficientemente grande y dejando a los tabiques una zona de ensanchamiento en la parte superior que asegure sus condiciones de estabilidad contra pandeo lateral. Este pandeo además está impedido por la sujeción de estas cabezas superiores de los tabiques y elementos metálicos de la cercha preparados al efecto.

El hormigonado de todos estos cordones se ha de hacer en la misma forma que hemos explicado para el hormigonado de las cabezas superiores iniciales, es decir, por trozos cortos con arreglo al plano establecido en el proyecto y dejando entre uno y otro pequeñas juntas de contracción para rellenar o enclavar una vez terminado el hormigonado de cada cordón, habiendo dado con ello tiempo a que se verifique la parte mas importante de la retracción.

Una vez terminado el hormigonado del arco en la forma prevista podría darse ya por terminado éste, pero parece preferible introducir una nueva compresión en clave con los gatos hidráulicos, mayor en la cabeza superior que en la inferior para igualar nuevamen-

te las compresiones, pues habiéndose hormigonado en último lugar la cabeza superior quedan estos últimos cordones sin carga de trabajo por efecto del peso propio del arco, y aun cuando las nuevas cargas producidas por el tablero tiendan a disminuir esta <sup>des</sup>proporción, se obtiene, sin embargo, un reparto mas igual de esfuerzos en toda la sección mediante esta manobra de apertura angular de la clave, cuya introducción en arcos de importancia está ya totalmente sancionada por la práctica.

Terminado el hormigonado del arco en esta forma pueden retirarse los cables de sujeción; las diagonales interiores que quedan alojadas en los cajones interiores del arco y que quedan ya sin utilidad ninguna, siendo éste el único material que puede considerarse inutil en la obra definitiva ya que el resto de los elementos metálicos queda embutido en el hormigón formando parte integrante de éste particularmente en las cabezas cuya resistencia a compresión se suma al de compresión del hormigón.

Se ha dado especial importancia, no solamente a los esfuerzos que tienen que sufrir todos y cada uno de los elementos durante el periodo de construcción, sino también a las deformaciones y corrimientos que se han de producir en consecuencia.

Para ello, como veremos mas adelante, se han tenido en cuenta los conocimientos actuales sobre el

comportamiento elástico y plástico del hormigón; se han considerado no solamente las deformaciones elásticas con los coeficientes de elasticidad correspondientes a las diferentes edades del hormigón, sino también las deformaciones lentas que tiene que sufrir cada cordón por efecto de la tensión a que se le somete en los diferentes periodos de la construcción, pudiendo estas deformaciones lentas, como se sabe, alcanzar valores relativamente importantes particularmente durante el periodo de construcción en que los hormigones son jóvenes y tienen una deformabilidad mayor bajo la acción de las cargas.

Del estudio detallado que se ha hecho en este conjunto de movimientos se han deducido los cuadros de los corrimientos probables aproximados que debe sufrir el arco en diferentes secciones y mas particularmente la sección de clave, las secciones de riñones y cuatro secciones intermedias, una en cada semiarco entre arranques y riñones y otra entre arranques y clave. Estos datos se consideran esenciales para poder establecer un "control" de los movimientos y de los regímenes de trabajo del arco durante la construcción pues no puede evitarse el que durante ella se produzcan diferencias de peso con relación a lo previsto de unos puntos a otros del arco, y siendo el equilibrio de éste muy sensible a estas variaciones, ha de haber un gran interés en conocer en

cualquier momento el estado de tensión y deformación del arco para poder corregir inmediatamente las diferencias de peso o de tensión que aparezcan.

Con este fin se incluye también en el proyecto un capítulo referente a la forma de hacer estas medidas y a las instalaciones necesarias para ello.

La marcha de hormigonado con arreglo a todo lo que acabamos de exponer se supone desarrollada en un plazo de cuatro meses y medio, a razón de unos veinte días por rosca, con objeto de dar siempre tiempo a que cada una pueda entrar en trabajo al sobrecargarla con el peso de la rosca siguiente cuando ya ella tiene resistencia aceptable para estos trabajos provisionales.

Esta marcha de hormigonado se ha estudiado también de acuerdo con las posibilidades actuales de la obra, es decir, con la capacidad de trabajo del blon-  
din, de tal forma que puedan hormigonarse simultáneamente cuatro elementos colocados simétricamente con relación a los ejes de simetría del arco.

Las cargas unitarias o tensiones de trabajo que resultan de la total maniobra quedan en general por bajo de 75 kilogramos por centímetro cuadrado, carga que se eleva hasta 125 kg/cm<sup>2</sup> en algunas partes que van zunchadas al efecto, y bien defendidas contra rotura por los elementos que las rodean.

En los puntos de aplicación de los gatos hidráulicos

licos se han dispuesto los ensanchamientos de hormi-  
gón y los zunchos de enrejillado necesarios para re-  
sistir este empuje local y transmitirlo en buenas con-  
diciones al conjunto de la sección del arco.

Hecha esta primera descripción general de la so-  
lución adoptada, vamos a describir someramente los  
cálculos de comprobación y justificación que se ha  
considerado necesarios hacer para asegurar esta resis-  
tencia de todos los elementos.

#### INDICACION DE LOS CALCULOS JUSTIFICATIVOS DESARROLLA- DOS.-

Dada la importancia de la obra y la sensibilidad  
de su estado de equilibrio y resistencia durante la  
construcción bajo la acción de las diferentes cargas  
accidentales a que ha de estar sometida se ha consi-  
derado necesario desarrollar un gran número de cálcu-  
los y comprobaciones de los cuales incluimos solamen-  
te en este proyecto los correspondientes a la solu-  
ción definitiva aceptada creyendo innecesario alargar  
todavía más esta memoria con los cálculos efectuados  
sobre otras soluciones posibles lo que no tendría mas  
utilidad que la de justificar la solución adoptada.  
Y en realidad lo justifica mas que suficiente las  
pruebas de las buenas condiciones de resistencia en  
que queda y de su posibilidad de ejecución dentro de  
la economía que representa el empleo como único medio  
auxiliar una cimbra metálica de 471,00 kg/m.l. y una

cimbra recogida de 172 metros de luz y 40 de altura.

Dada la gran complejidad de todos estos cálculos y la necesidad de efectuarla en muy pocos meses de trabajo nos ha obligado a repartir el trabajo simultáneamente. Entre los diferentes Ingenieros hemos de destacar especialmente la colaboración de los compañeros Don Francisco García-Monje Monares y Don Luis Ponte Manera.

En consecuencia, presentamos también los cálculos separados en capítulos diferentes tal como se han efectuado sin corregir las pequeñas diferencias que pueden encontrarse entre unos y otros en aquellos puntos comunes ya que carecen totalmente de importancia y el corregirlos obligaría a repetir la mayor parte de los cálculos sin nueva utilidad apreciables, particularmente si tenemos en cuenta que los datos tanto de los agentes exteriores, viento, etc., como de los módulos propios del material, elasticidad, plasticidad, etc., no tienen otro valor que el de cifras probables aproximadas.

El cálculo se divide en los capítulos siguientes:

Cálculo de los elementos de montaje y arriostreamiento de la cercha metálica.

Cálculo de los esfuerzos producidos por las cargas verticales debidos al hormigonado y la sobrecarga.

Estudio de las deformaciones longitudinales elásticas y lentas sufridas por las diferentes roscas y reparto de cargas en las mismas.

Cálculo de los esfuerzos accidentales y secundarios producidos por el viento en dirección transversal y longitudinal, y por efecto térmico.

Estudio de los corrimientos del arco y correcciones a introducir en su directriz inicial.

Sistema de medidas de deformación y corrimientos y control a establecer durante la marcha de la obra.

#### CALCULO DE LOS ELEMENTOS DE MONTAJE Y ARRIOSTRAMIENTO DE LA CERCHA METALICA.-

Como el montaje se hace por seis trozos de 27,00 metros aproximadamente y dejando provisionalmente cada trozo colgado por sus extremos con suspensores y los cables de maniobra, se ha comprobado no solamente que los elementos de la cercha tienen resistencia para esta forma de sustentación trabajando como viga entre pendolones, sino que una vez montado uno de estos grupos se tiene resistencia suficiente para continuar el montaje en voladizo hasta el pendolón siguiente.

#### CALCULO DE LOS ESFUERZOS PRODUCIDOS EN LA CERCHA DURANTE EL MONTAJE.-

Teniendo en cuenta este posible sistema de monta

je se han determinado los esfuerzos anormales que pueden producirse en las diferentes piezas de la cercha cuando cada tramo queda colgado por sus extremos de los pendolones correspondientes y cuando se le añade el tramo siguiente en voladizo hasta alcanzar el nuevo pendolón.

CALCULO DE LOS PENDOLONES Y DE LOS CABLES DE SUSPENSION Y ELEMENTOS AUXILIARES DE MONTAJE.-

Se ha comprobado que los cables de suspensión tienen resistencia sobrada para soportar el peso de la cercha y que los pendolones de 40 m/m que se disponen en los extremos de cada tramo de cercha tienen también resistencia suficiente no solamente para soportar el peso de los dos tramos adyacentes cuando el montaje está terminado sino que resiste también en el momento de montar en voladizo uno de los tramos hasta tanto que alcanza el pendolón siguiente.

Se ha comprobado esta parte de cálculo con los elementos auxiliares tales como viguetas transversales y elementos de unión entre la cercha metálica y los pendolones.

También se ha comprobado la resistencia de las articulaciones provisionales que se disponen en la cabeza superior entre cada dos tramos contiguos con objeto de dar libertad de movimiento, para una vez terminado el montaje total de la cercha hacer la corrección completa de la posición en el espacio de to

dos estos puntos de articulación y corregir los errores de montaje inevitables dada la exactitud que se pretende obtener en la directriz de la cercha que ha de coincidir después con la directriz del arco hormigonado.

En las secciones correspondientes a estas rótulas de la cabeza superior se disponen husillos de unión en las cabezas inferiores, de tal modo que al mismo tiempo que se corrige la posición en vertical de las articulaciones por medio de los tensores de los pendolones, se acompaña y termina la maniobra con estos husillos de corrección de la cabeza inferior de forma que, al terminar la corrección, el conjunto de la cercha queda perfectamente rigidizado. Estos husillos se han calculado para soportar debidamente los esfuerzos correspondientes al trabajo normal de la cercha por peso propio. Una vez terminado por completo las operaciones de montaje se hará la soldadura de enclavamiento tanto de la cabeza superior como de la inferior para tener la armadura completamente rigidizada durante el hormigonado manteniendo únicamente las tres articulaciones de arranques y clave, que no se enclavan hasta que el hormigonado va bastante avanzado como se detalla en el capítulo III.

#### CALCULO DEL SISTEMA DE CABLES DE ARRIOSTRAMIENTO.-

En el capítulo de "Esfuerzos accidentales" del

arco" durante el hormigonado se determinan los esfuerzos que han de producirse por efecto del viento transversal en los cables que constituyen el sistema de arriostamiento de la cercha y con arreglo a esos datos se ha fijado la tensión previa a dar en los cables en las toneladas que se indican en el croquis adjunto (figura 1-10).

Aprovechándose los cables centrales de suspensión actuales, se disponen todos estos elementos con cables de 49,50 milímetros de diámetro capaces de resistir una tensión en rotura de 162 toneladas.

El cálculo ha de referirse por consiguiente solamente a los elementos auxiliares tales como, macizos de anclaje, separadores, etc. El anclaje de los cables en las laderas se hace mediante macizos de hormigón encajados en el terreno rocoso de este valle. La comprobación de su estabilidad y vuelco se ha hecho sin tener en cuenta el rozamiento con el terreno con las paredes laterales para mayor seguridad y la estabilidad al deslizamiento considerando un ángulo máximo de resistencia al deslizamiento de  $31^{\circ}$ .

Se han calculado así mismo las camas o piezas de apoyo de los cables de los separadores necesarios como se ha dicho antes, para abrir los cables en la zona comprendida entre el botón de amarre y la pila estribo, con objeto de dar paso a la cuba de hormigón que baja del blondin; formando estos separadores

por sencillas piezas metálicas debidamente arriostradas y capaces para soportar las componentes correspondientes de la tensión de los cables al cambiar de dirección.

Por último, se han calculado así mismo los elementos del botón de amarre piezas de relativa complicación como puede verse en los planos correspondientes y que sirven de sujeción de los cables que vienen en las diferentes direcciones para fijar el botón en el espacio y al mismo tiempo de elemento transmisor de las reacciones a la cercha metálica. De todos modos, el cálculo de las diferentes partes de este elemento es sencillo y se reduce a la comprobación en las secciones críticas de las tracciones, flexiones y esfuerzos cortantes producidos por los diferentes cables en los distintos puntos de aplicación de su esfuerzo al conjunto que constituye el botón de amarre.

#### CALCULO DE LOS ESFUERZOS NORMALES PRODUCIDOS DURANTE EL HORMIGONADO DEL ARCO.-

Como la cimbra queda primeramente formando un arco de tres articulaciones se han calculado los esfuerzos en las cabezas y diagonales principales de la cercha trazando el funicular de los pesos propios de la cercha en la forma corriente, teniendo en cuenta no solamente el peso de los elementos metálicos, sino también el peso de los dos pequeños núcleos de hormigón que se alojan en el interior de las cabezas (cor-

dones 0).

Para calcular los esfuerzos producidos sobre los elementos de la cercha metálica durante el hormigonado de los cordones 1, se han trazado las líneas de influencia de los esfuerzos en las cabezas y en las diagonales en cinco secciones del semiarco (arranques, clave, riñones y dos intermedias) considerando siempre dos fuerzas simétricas en el arco, puesto que como hemos dicho antes, suponemos que el hormigonado se lleva siempre simétricamente a un lado y otro de la clave, y por igual en ambos cuchillos.

En la misma forma se ha hecho el cálculo de los esfuerzos producidos por las cargas de hormigonado correspondientes al cordón 2 de la cabeza inferior pero teniendo ya en cuenta para el cálculo de las tensiones, que, en la cabeza superior, trabaja no solamente la parte metálica de la cercha, sino también el cordón 1 hormigonado anteriormente.

El cálculo que se presenta es ya el que corresponde al ancho de dovelas adoptado definitivamente, así por ejemplo por la cabeza superior desde arranques hasta el nudo 4 se ha fijado un ancho de 0,70 metros; desde este nudo hasta el 12, 0,50 metros de ancho; y desde aquí hasta la clave 0,60 metros (planos de obra 21 y 22) pues se ha visto después de diferentes tanteos que hormigonando este cordón con estos anchos y con toda la altura definitiva que ha de tener la cabeza en cada pun

to se obtiene un reparto final de tensiones mas favorable.

Del mismo modo en la cabeza inferior con objeto de que la línea de presiones se mantenga próxima a la cabeza superior y no nos dé compresiones excesivas en la cabeza inferior metálica cuando todavía el hormigón que la ha de rodear no está en condiciones de trabajo ha sido necesario hacer este cordón de 1,25 metros de anchura en arranques, 1,00 metro en rifones y 0,70 en clave. Al hormigonar cada trozo de esta cabeza inferior, queda colgado de la cabeza superior en arco por medio de las diagonales, y con arreglo a esto se han calculado los nuevos esfuerzos que se producen en las diagonales por efecto del hormigonado de dicho cordón 2.

ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LA MANIOBRA DE ENCLAVAMIENTO DE LAS ARTICULACIONES.-

En este momento como hemos dicho antes se hace necesario introducir una compresión en la cabeza inferior recién hormigonada, con objeto de que ésta quede en trabajo al enclavarse el arco antes de continuar el hormigonado.

Después de algunos tanteos se ha adoptado la compresión de 150 toneladas por cuchillo ejercidos en la clave y otro igual en arranques y se han calculado nuevamente los esfuerzos que se producen en cabeza y diagonales en las cinco secciones básicas del semi-

arco y las nuevas reacciones que resulten en el arco empotrado que se forma por efecto de esta maniobra de enclavamiento.

VALORES QUE INTERVIENEN EN EL CALCULO DEL ARCO EMPOTRADO.-

Hay que tener en cuenta que la directriz del nuevo arco empotrado va variando a medida que se le aumentan cordones de hormigonado según sea en la cabeza superior en la inferior o en los tabiques, pero además hemos creído necesario considerar también la variación probable en el coeficiente de leasticidad y de deformación por efecto del tiempo, o sea de la edad del hormigón en cada cordón.

Para los cálculos efectuados se ve que la directriz se mantiene sensiblemente paralela a sí misma mientras varía de reacción por efecto de la compresión de nuevos cordones, y que la variación del momento de inercia es también sensiblemente igual al añadirse los cordones 3, 4 y 5 acusándose solamente un aumento de muy poca importancia hacia el arranque por lo que se considera un momento de inercia medio

Determinando este valor y fijando para los coeficientes de elasticidad virtuales los valores que se obtienen en el estudio de las deformaciones que mas adelante detallaremos se han deducido los datos necesarios para el cálculo del arco empotrado, esto es

directriz, momento de inercia, coeficiente de elasticidad aplicable en cada sección y en cada momento de hormigonado.

LINEAS DE INFLUENCIA DE LAS REACCIONES EN ARRANQUES Y ESFUERZOS CORTANTES.-

Con estos datos se ha hecho el trazado de las líneas de influencia de las reacciones de arranque aplicando en el centro elástico del arco empleando el método gráfico de Janny y con ellas se han determinado los esfuerzos cortantes en las cinco secciones básicas debidos a la carga unidad aplicada simétricamente. Con ello se tienen ya los datos necesarios para calcular los esfuerzos en las diagonales y en las cabezas del arco empotrado por efecto del hormigonado de cada uno de los cordones y se disponen también los elementos necesarios para calcular las reacciones máximas tanto en las diagonales metálicas debidos a los esfuerzos cortantes como en los diferentes cordones del hormigón por efecto de la compresión longitudinal y de las flexiones que se producen mientras se hormigona cada uno de los cordones.

Cada uno de estos cordones ha sido necesario dividirlo en gran número de partes o dovelas, se han hecho multitud de tanteos para encontrar el plano de ejecución de los mismos mas conveniente para reducir los esfuerzos y mantener si empre la línea de presiones lo mas sentada posible.

A este fin se ha adoptado la marcha de hormigonado por cordones sucesivos en el orden 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8. Mas adelante veremos que con esta marcha de hormigonado se reduce en lo posible los esfuerzos secundarios producidos por los distintos avances de la retracción entre unas dovelas y otras.

MAXIMOS ESFUERZOS EN LAS DIAGONALES DURANTE EL DOVELADO POR LA ACCION DE LOS ESFUERZOS CORTANTES DEDUCIDOS ANTERIORMENTE.-

Para el cálculo de estos esfuerzos en las diagonales se ha tenido en cuenta que mientras se hormigona solamente los cordones correspondientes a las cabezas, la totalidad de los esfuerzos cortantes han de ser soportados por las diagonales metálicas, pero cuando se hormigonan y enclavan los tabiques verticales estos quedan en condiciones de soportar una buena parte de los esfuerzos cortantes que han de repartirse entre el tabique de hormigón y la diagonal metálica independiente, por lo cual se ha repartido el esfuerzo en proporción inversa a la rigidez que ofrece uno y otro elemento a la deformación por esfuerzo cortante.

DATOS Y LINEAS DE INFLUENCIA PARA EL CALCULO DE LOS MOMENTOS FLECTORES.-

Conocidas las líneas de influencia de las reacciones en arranques se hace el trazado de las líneas de influencia de los momentos flectores en las cinco

zonas básicas y con ayuda de ellos se determinan los momentos flectores en esta sección para cada momento de hormigonado o sea dentro del hormigonado de cada cordón para cada una de las partes o dovelas que han de colocarse sucesivamente.

CUADRO RESUMEN DE LOS MAXIMOS ESFUERZOS OBTENIDOS POR ESTA CAUSA EN LAS DISTINTAS PIEZAS.-

Con los resultados de los cálculos anteriores se presentan unos cuadros resúmenes de los esfuerzos totales obtenidos en las distintas piezas con las reacciones unitarias que resulten con los coeficientes de pandeo correspondientes en las diagonales y teniendo en cuenta en las cabezas las deformaciones, que como veremos mas adelante se han obtenido por efecto de las probables desigualdades de deformación entre unos cordones y otros y que se estudia detalladamente en el capítulo referente a las deformaciones del arco.

CALCULO DE LOS ESFUERZOS PRODUCIDOS EN EL ARCO POR EL HORMIGONADO DEL TABLERO.-

Para determinar los esfuerzos producidos sobre el arco por el hormigonado de la parte que insiste sobre él se han determinado los cálculos de variaciones de los momentos de inercia de la sección completa y se ha hecho el trazado de las curvas de influencia de las reacciones o momentos flectores en las secciones correspondientes a las palaizadas del tablero emplean

do para ello el método gráfico de Janny de cálculo de arco empotrado.

Con estos datos se ha determinado la forma usual de los momentos flectores y las reacciones producidas en las secciones del arco.

APERTURA DE CLAVE MEDIANTE GATOS, PARA CORRECCION DE ESFUERZOS.-

Después del estudio de los esfuerzos normales y accidentales, y de las cargas unitarias por ellos producidas en el arco, se ha calculado el valor de los esfuerzos a introducir en la sección de clave, para lograr un mejor reparto de esfuerzos unitarios entre cabezas superior e inferior del arco. Así por ejemplo la máxima carga unitaria en la cabeza superior (cordón 1) que tiene lugar en rifones se ha logrado igualar con la máxima carga unitaria de la cabeza inferior (cordón 2) en clave. La mínima carga unitaria de compresión en la cabeza inferior (cordón 3) se logra del mismo orden que análoga carga en la cabeza superior también en arranque (cordón 8).

Esto se consigue mediante la aplicación de un esfuerzo axial  $F = 45$  toneladas, y un momento flector de  $2,250$  m/ton (en el sentido de sobrecargar más la parte superior que la inferior) en la sección de clave. Estos valores, hallados naturalmente después del estudio completo de esfuerzos, por toda clase de causas, en el arco, modifican el reparto de esfuer-

zos zos desde el mismo momento en que se verifica la corrección, influyendo por lo tanto en las deformaciones lentas del hormigón. No obstante como se ha de hacer la corrección una vez acabado el arco, y en tonces ya la influencia de estas deformaciones es muy pequeña, no se modifica su estudio y se supone a gregados los esfuerzos elásticos debidos a la apertura de clave, a los estados totales que lleva el arco después de hormigonado el tablero y palizadas, aun cuando la corrección se haga antes de hormigonar dichas palizadas y tablero.

#### CALCULO DE LOS ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LAS SOBRECARGAS.-

Se ha considerado como sobrecarga equivalente correspondiente a dos trenes, una uniformemente repartida a razón de 8,000 kg/m.l. cada uno de ellos, y se ha obtenido la posición mas desfavorable para cada una de las cinco secciones básicas consideradas, utilizando las líneas de influencia de las reacciones de arranque determinadas anteriormente; se ha hecho el trazado de las líneas de influencia de los momentos flectores para cada una de las secciones, y de ellas se ha deducido la posición mas desfavorable de la carga y el momento flector, tanto positivo como negativo correspondiente a cada sección.

Con la misma posición de la sobrecarga que da los máximos momentos flectores, se han determinado

las máximas reacciones axiales en la sección correspondiente lo cual da aproximaciones suficientes dada la pequeñez relativa de la sobrecarga con relación al peso muerto en este caso y la importancia de las flexiones producidas con relación a la componente axial debidas al mismo.

## ESTUDIO DE LAS DEFORMACIONES LONGITUDINALES

En general no se estudia en las obras las deformaciones con el detalle y la escrupulosidad con que se ha hecho en ésta y creemos por consiguiente conveniente justificar con algunas palabras el estudio desarrollado.

Es evidente que las deformaciones del arco tienen que producir un desplazamiento de la directriz con relación a la directriz teórica o inicial del arco y que estos corrimientos o cambios de directriz han de influir en mayor o menor grado en el reparto de los esfuerzos, es decir, en las excentricidades de la directriz con relación al funicular de cargas. En la mayor parte de los casos se prescinde de este fenómeno por su especial importancia, sin embargo, las deformaciones del hormigón son relativamente grandes; hay casos como por ejemplo en el Puente de Allier en que se ha comprobado prácticamente la influencia desastrosa que estas deformaciones pueden tener en la estabilidad del conjunto por alcanzarse ya tensiones

de trabajo muy diferentes de las teorías al variar su forma original.

Claro está que estas observaciones prácticas de tan grave carácter se acusan solamente en arcos muy rebajados como era el Puente de Allier pero teniendo en cuenta la enorme diferencia de luz que tenemos con relación a él, nos ha parecido prudente estudiar estos fenómenos aun cuando se trata de un arco muy poco rebajado.

Por otra parte, la importancia de la obra, sus dificultades de ejecución que se han experimentado ya, puesto que da lugar la necesidad de hormigonar sobre cimbras recogidas muy elásticas y mas que nada la estrechez del arco, su gran esbeltez en planta, hacen que, aun con esfuerzos de cálculo relativamente moderados el periodo de construcción sea sumamente delicado y expuesto por lo cual consideramos necesario el establecer continuamente durante la construcción una comprobación de las deformaciones y corrimientos como único sistema de comprobar las condiciones tanto de estabilidad como de resistencia del conjunto y poder corregir sobre la marcha cualquier defecto o alteración que se presentara, y es claro que para lograr este control es necesario de antemano calcular las deformaciones previstas y admisibles con el máximo grado de aproximación que nos permitan los conocimientos actuales del comportamiento físico-mecá

nico del hormigón. Por estas razones hemos dedicado especial importancia y trabajo a la deducción no solamente de las deformaciones que se estudian en este capítulo, sino los corrimientos posibles en el espacio que analizaremos en el capítulo VI.

#### LEYES Y METODOS DE CALCULO ADOPTADOS.-

Podemos agrupar las deformaciones del hormigón en tres grupos.

a).- Deformaciones elásticas debidas a los esfuerzos calculados sobre el arco.

b).- Deformaciones permanentes o plásticas debidas a la deformación lenta del hormigón.

c).- Deformaciones accidentales producidas por el viento y la temperatura.

a) Las deformaciones elásticas que se han considerado, son las debidas a los momentos flectores y a las compresiones normales que se producen en el arco. Hemos prescindido de las deformaciones debidas a esfuerzo cortante, porque éstas, como en todo trabajo de arco, son muy pequeñas en relación con otras. Para su cálculo, es necesario tener en cuenta que el coeficiente de elasticidad varía con la edad del hormigón a medida que éste va endureciendo, y que, hormigonándose el arco por cordones sucesivos, los coeficientes de elasticidad simultáneos de los diferentes cordones son por consiguiente distintos.

Por otra parte el módulo de elasticidad varía también con la tensión de trabajo y por consiguiente es necesario en cualquier momento o periodo de hormigonado del arco considerar las deformaciones elásticas diferentes propias de cada cordón con arreglo a estas variaciones.

Como los fenómenos son continuos y no pueden introducirse en el cálculo la infinidad de hipótesis correspondientes a cada uno de los distintos momentos de la construcción, se han estudiado solamente las deformaciones correspondientes a determinados momentos en la siguiente forma: suponiendo que cada cordón se hormigona en un periodo de tiempo corto de unos diez días, hemos prescindido de los incrementos de flexión y de esfuerzo axial debidos a cada parte de cordón, considerando solamente los valores producidos después de la adición de cada uno de estos cordones.

Considerando las condiciones elásticas del material en cada cordón correspondientes a cada uno de los momentos o flechas en que se determina el hormigonado de los diferentes cordones, y suponiendo que esta misma deformación elástica se mantiene constante en el periodo comprendido entre el hormigonado de un cordón y el siguiente.

El método seguido para encontrar las deformaciones elásticas se desarrolla por consiguiente en la

siguiente forma.

Se determinan los momentos flectores y esfuerzos axiales que produce cada nuevo cordón o cada nueva causa; se determina el EI y el ES de las diferentes secciones estudiadas en el momento o fecha de agregar dicha causa, esto es, las correspondientes a la edad del hormigón en cada uno de los cordones y las tensiones medias que tienen que soportar en ese momento. Con estos datos se determinan las deformaciones.

Para los momentos flectores y esfuerzos axiales se parte de los valores hallados en el capítulo correspondiente, anteriormente indicado.

Para los valores del módulo de elasticidad en función de la tensión de trabajo y de la edad del hormigón se ha empleado la fórmula general que mas adelante se indica.

Con estos datos se determinan las deformaciones longitudinales de las cabezas, pues tenidas éstas se pueden determinar prácticamente las deformaciones angulares y corrimientos en el espacio, prescindiendo como hemos dicho de las deformaciones por esfuerzo cortante.

Para todos estos cálculos es necesario establecer unas leyes que determine estas deformaciones en función de la edad del hormigón y de su tensión de trabajo siendo muy importante el acierto en estos cálculos, pues de ellos depende naturalmente la ma-

por o menor correlación que existe entre los resultados del cálculo y los de la realidad.

En general se ha seguido la fórmula o ley propuesta por el Sr. Torroja que se expresa en la siguiente forma:

$$\frac{H}{R} = 1 - \left(1 - \frac{\delta}{\Delta_i}\right)^{2,3}$$

$\underline{H}$  = carga de trabajo "  $\underline{R}$  carga de rotura "  $\underline{i}$  deformación de rotura "  $\delta$  = deformación que corresponde a  $H$ .

Se ha prescindido de las deformaciones debidas a la retracción porque la marcha de hormigonado se hace precisamente en la forma necesaria para reducir al mínimo esta retracción, es decir, para que no influya en absoluto la retracción que se produzca antes del enclavamiento de las juntas entre dovelas situadas como término medio de 3,50 a 3,50 metros.

En cuanto a la retracción que puede producirse ya después del enclavamiento hemos considerado que puede desplazarse o englobarse en las deformaciones lentas indicadas anteriormente aun cuando en realidad no sea completamente exacto.

#### ESTUDIO DE LAS CAUSAS DE DEFORMACION O ESFUERZOS.-

Con arreglo a la marcha prevista de hormigonado se han estudiado para las cinco secciones básicas los esfuerzos y las deformaciones correspondientes a todos los momentos o fechas entre el hormigonado de los

cordones sucesivos considerando que por efecto del aumento de peso debido al hormigonado de un cordón cualquiera, se produce una deformación instantánea elástica y una deformación lenta que es la que corresponde bajo estas nuevas cargas a todo el periodo comprendido entre el hormigonado de un cordón y el siguiente periodo, abarcándose así todo el periodo de hormigonado que comprende ciento cuarenta dias mas otros tres meses para hormigonado del tablero y aún se estudia la deformación lenta probable en los seis meses siguientes.

Al final del capítulo se dibuja en forma de gráfico los resultados obtenidos, esto es, los acortamientos o deformaciones longitudinales de las diferentes roscas en cada una de las secciones básicas consideradas.

### CALCULO DE LOS ESFUERZOS ACCIDENTALES

En este capítulo se estudian los efectos de las sobrecargas accidentales, considerando como tales el viento y la temperatura durante la construcción ya que durante este periodo sus condiciones de trabajo son totalmente distintas de las condiciones del arco terminado, y los coeficientes de seguridad pueden ser distintos también tratándose de un periodo provisional relativamente breve. Se estudian por separado los tres efectos de viento transversal, esto es, soplando en dirección perpendicular al plano del arco, viento longitudinal soplando a través del valle sobre el trasdós del arco en una parte y sobre el intradós en la otra, y por último la acción de la temperatura.

#### VIENTO ACTUANDO SOBRE LAS ROSCAS 1 y 2 EN DIRECCION TRANSVERSAL TRABAJANDO LA ESTRUCTURA A TODA LUZ.-

Aun cuando la cimbra ha de ir arriostrada o sujeta transversalmente a los dos botones de amarre fijos en el espacio por el sistema triangulado de cables antes descrito, hemos considerado conveniente aun cuando no necesario estudiar las condiciones de

estabilidad de la cercha prescindiendo de la rigidez que le proporcionan los cables; para ello hemos calculado la superficie virtual de la cercha que se opone al viento con arreglo a las Normas de la Instrucción de Puentes Metálicos del Sr. Mendizábal.

Para el empuje de viento hemos partido de la velocidad de 27,50 metros por segundo, que es el valor máximo que nos ha proporcionado el Instituto Meteorológico como máximo registrado en estas zonas. Con arreglo a él resulta un empuje de 76 kg/m<sup>2</sup> deducido por la fórmula  $p = 0,1 V^2$  que es la que da mayores empujes entre los sancionados por la experimentación tratándose de las circunstancias especiales antedichas nos ha parecido suficiente considerar este punto sin perjuicio de tomar uno bastante mayor para el cálculo de los esfuerzos sobre el arco en sus condiciones definitivas y reales.

A pesar de esto, hemos aumentado a 100 kg/m<sup>2</sup> el empuje de viento considerado.

En el cálculo de las superficies expuestas al viento se ha contado no solamente la parte metálica de la cercha, sino también los cordones 1 y 2, pues éste es el momento en que con menor cantidad de material resistente se presenta mayor superficie de empuje al viento; pues cuando éste puede actuar ya sobre los tabiques recién hormigonados no solamente resiste la cercha metálica sino también toda la cabeza inferior de

hormigón del arco y sus condiciones de estabilidad constituyen un problema distinto que estudiaremos después.

El procedimiento de cálculo seguido consiste en suponer el arco cortado en clave y considerar en ella como reacción hiperestática un momento de torsión y un momento de flexión de eje vertical y determinar por aplicación del teorema de Castigliano estas dos reacciones hiperestáticas. Es necesario para ello conocer la rigidez tanto en sentido de la flexión de eje vertical  $EI$  o en el sentido de la torsión  $GI$ . Para la determinación de este último valor se han estudiado las deformaciones y trabajos elásticos producidos en las diferentes diagonales por efecto de la torsión de un marco o sección transversal de cercha con relación a la inmediata. La determinación del valor  $EI$  se ha hecho prescindiendo de la resistencia del hormigón de los cordones que puede estar en algún momento haciendo frente al viento sin resistencias suficientes para entrar en el cálculo.

Una vez conocidos los momentos hiperestáticos de flexión y torsión en clave se deducen los valores correspondientes en cada una de las ocho secciones consideradas entre clave y arranques. No se han considerado las mismas cinco secciones básicas iniciadas en otros capítulos por razones concretas de cálculo

y de operador que no interesan aquí no habiendo considerado necesario el homogeneizar esta sección entre unos capítulos y otros después de hecho el trabajo.

Los esfuerzos resultantes tanto en diagonales como en cabezas serían aceptables pero dada la oscilación que puede producir el viento a ráfagas y las fuertes deformaciones que resultarían (no se han calculado) se considera conveniente añadir el sistema de arriostramientos por cables, con lo cual la reacción y en particular los corrimientos, disminuyen grandemente mejorándose las condiciones de seguridad en la construcción.

VIENTO ACTUANDO EN DIRECCION TRANSVERSAL DURANTE EL HORMIGONADO DE LOS TABIQUES.-

Ya hemos dicho que en este momento el empuje de viento es mucho mayor pero también se disponen ya de mayores elementos resistentes, pues puede trabajar en perfectas condiciones la cabeza inferior totalmente hormigonada en unión con la cercha metálica. El sistema de comprobación a ejes en este caso es el mismo de antes sin mas complicación que la consiguiente a la determinación de la rigidez a torsión en el sistema complejo formado por la cercha metálica y la cabeza inferior hormigonada, porque en este caso el conjunto de rigidez está formado de tres partes:

a).- La resistencia o rigidez propia de la cercha metálica a torsión.

b).- La rigidez propia de la cabeza inferior de hormigón.

c).- La rigidez que produce la imposibilidad de deslizamiento entre la cercha metálica y la cabeza de hormigón.

Los tres fenómenos se han estudiado por separado determinándose así los módulos a emplear en el cálculo que como decimos se ha desarrollado en la misma forma que hemos explicado para el caso anterior.

Los esfuerzos resultantes en este caso son ya menores que en la hipótesis anterior.

#### ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DEL CABLE SOBRE LA CERCHA AL ESTAR HORMIGONADAS LAS ROSCAS 1 Y 2.-

Para tener en cuenta la influencia del sistema de rigidización por cables es necesario determinar la reacción hiperestática que produce el botón de amarre contra la cercha bajo la acción del viento.

Para ello hemos empezado por estudiar la influencia de unas fuerzas unidad actuando en los puntos correspondientes (nudo 8).

Para ello se utilizan los mismos datos referentes a la sección determinada en el estudio anterior a toda luz y se sigue el mismo método de cálculo determinándose también la deformación correspondiente en ese punto bajo la acción de estas fuerzas unidad aplicadas en el botón de amarre. Para conocer el valor de estas fuerzas basta entonces conocer el corrimiento

del botón de amarre bajo la acción de estas mismas fuerzas unidad por efecto de la deformación elástica propia de los cables, lo cual puede determinarse por una sencilla descomposición vectorial de la fuerza unidad entre los diferentes cables. Y una vez conocidos estos datos se plantea ya inmediatamente la ecuación que nos da la magnitud de la reacción hiperestática que se produce en el botón de amarre sobre la cercha metálica por efecto del viento y se pueden deducir los esfuerzos en todas las piezas. Así, se ha comprobado que el cable mejora notablemente estos esfuerzos y aumenta también en gran proporción la rigidez del conjunto disminuyéndose las flechas y la posibilidad de acumulación de energía por efecto de ráfagas sucesivas de viento.

En el caso de estar ya hormigonada totalmente la cabeza inferior, la influencia de los cables es menor porque el arco tiene ya mucha resistencia y rigidez transversal, pudiendo en este momento cortarse ya los cables. (Esta comprobación no se ha hecho).

En este mismo capítulo se han estudiado las posibles deformaciones de los cables tanto por flecha como por acción térmica y se ha comprobado que la influencia de estos dos efectos es pequeña frente a la deformación elástica producida por la acción del viento, siendo por consiguiente admisible las hipótesis de cálculo empleado en el proceso anterior.

VIENTO LONGITUDINAL SOBRE EL ARCO.-

Para este cálculo se ha hecho la misma hipótesis de intensidad que para el cálculo anterior; esto es, 100 kg/m<sup>2</sup> suponiendo el viento actuando horizontalmente en la dirección longitudinal del arco y actuando simultáneamente en el intradós de medio arco y en el trasdós del otro medio con el empuje unitario correspondiente a la inclinación que cada elemento presente sobre la horizontal. Para esta comprobación se ha seguido el método de Euler, prescindiendo del trabajo a compresión que con esta hipótesis de empuje tiene poca importancia frente al trabajo de flexión. Los esfuerzos producidos por este viento longitudinal son naturalmente menores que los que corresponden al empuje de viento transversal.

VARIACION DE TEMPERATURA.-

La temperatura no tiene influencia sensible mientras la cercha metálica forme un arco de tres articulaciones. La primera comprobación que se ha hecho por consiguiente es la del arco recién empotrado con dove las 1 y 2 hormigonadas y en condición de trabajo.

Con arreglo a las normas especiales de hormigón armado se ha fijado la variación de temperatura para este arco en + 12° dados los espesores de que está formado comprendidos entre 40 centímetros y 1,00 metro.

La comprobación se ha desarrollado en la forma usual para arco empotrado partiendo de un coeficiente de dilatación térmica de 0,00001.

Se ha desarrollado así mismo el cálculo de los es fuerzos de temperatura producidos en el arco completo, al final del capítulo.

CALCULO DE ESFUERZOS ACCIDENTALES POR EFECTO  
DE LA DOVELACION

---

---

Dada la magnitud de la obra y la necesidad de hormigonar con cuba transportada por medio del blondin, es prácticamente imposible hacer un hormigonado simultáneo de cada cordón. Por otra parte es conveniente hacer el hormigonado simétricamente a uno y otro lado de la clave y a uno y otro lado del plano de simetría longitudinal por todo lo cual reduce el volúmen a hormigonar diariamente obligando a considerar como hormigonado independiente en los distintos instantes o unidades de hormigonado a considerar en el cálculo la de cuatro dovelas simétricas de longitud comprendida entre 3,00 y 3,50 metros.

El hormigonado de estas dovelas se hace alternadamente con arreglo a la marcha mas indicada para reducir los esfuerzos normales como se ha visto en el capítulo anterior dejando pequeñas juntas a hormigonar una vez terminado el cordón con objeto de reducir al mínimo posible los esfuerzos de retracción. La retracción posterior en este momento se ha considerado englobada en las deformaciones lentas del hormigón, que se estu-

dian mas adelante;

En estas condiciones desaparecen prácticamente los esfuerzos secundarios clásicos en viga de alma llena de gran altura y en sección cajón pero quedan las correspondientes al desequilibrio de sección provisional durante la ejecución y las posibles diferencias de dilatación o contracción entre varios elementos de una misma sección transversal.

La disposición de las juntas (croquis de la sección) permiten que éstas tengan superficies suficientes para no tener que preocuparse de los esfuerzos cortantes en las mismas por diferencias de contracción dada la forma de hormigonado que acabamos de indicar y las ventajas que en contra de las uniformidades de las distintas partes de una misma sección proporciona siempre el trabajo de compresión axial que es en estos grandes arcos el principal frente al de esfuerzos cortantes por flexión.

Por todas estas razones se ha considerado conveniente estudiar los efectos secundarios debidos a las siguientes causas:

Cuando esté ejecutado el hormigonado parcial del cordón 3, queda transversalmente constituyendo una viga sustentada en los cordones 2 adyacentes, por lo cual se ha estudiado la flexión correspondiente a esta luz con los pesos propios, comprobándose que tanto el trabajo del hormigón como el de las armaduras es admisible.

Lo mismo sucede con el cordón 4 que queda accidentalmente en voladizo por fuera del cordón 2, debiéndose hacer por consiguiente la comprobación en igual sentido, pero aquí además del peso propio hemos considerado el peso de los tabiques 5 que van sobre el cordón 4, aun cuando en realidad al hormigonarse este tabique el cordón 4 está ya en condiciones de trabajo como arco. Sin embargo, como la contracción longitudinal por compresión de arco tendería a ser mayor en el cordón 4 que en los adyacentes, se ha considerado preferible para mayor seguridad, hacer este estudio independientemente considerando la falsa hipótesis de que el cordón 4 quedase aun en este momento trabajando en voladizo. En parte del arco exige esta consideración un refuerzo de armadura local, que se indica en el capítulo en cuestión y planos correspondientes.

Del mismo modo en sentido longitudinal hasta tanto que se hace el cerrado de las juntas se ha estudiado también la flexión longitudinal entre nudos de la cercha metálica, considerando como elementos resistentes en primer lugar la armadura de la cercha metálica y después el hormigón armado que constituye las propias dovelas cuando esté ya en condiciones de soportar cargas de trabajo.

Como se hormigonan primeramente las dovelas correspondientes a los nudos de la cercha metálica al desencofrar éstas queda trabajando ya la sección de

hormigón armado, pero al hormigonar las dovelas intermedias entre los nudos, sin hacer el cierre de las juntas una vez desencofradas las dovelas trabajan a flexión como piezas de hormigón armado, pero todo su peso está sustentado en las uniones con las dovelas inmediatas por la parte metálica de la cercha trabajando a esfuerzo cortante fundamentalmente.

Con estos cálculos se han determinado las armaduras necesarias para resistir estos esfuerzos, comprobándose al mismo tiempo que las cargas de trabajo en el hormigón son suficientemente bajas, como ha de ser para estos hormigones recién desencofrados.

ESFUERZOS SECUNDARIOS PRODUCIDOS POR LA DIFERENCIA DE DILATACION ENTRE TABIQUES INTERIORES Y EXTERIORES DE LA SECCION TRANSVERSAL.-

Se propone hacer el hormigonado de los tabiques exteriores con anterioridad al de los tabiques interiores precisamente por dar lugar a que los primeros tomen la mayor parte de su retracción puesto que el acortamiento total de estos tabiques situados a la intemperie, ha de ser, probablemente, mayor que el de los tabiques interiores que quedan en condiciones atmosféricas menos duras.

A pesar de ello, es necesario considerar una posible desigualdad de retracción que naturalmente tiene que reflejarse en una deformación de la sección y en particular de las cabezas que pueden sufrir por este fe

nómeno tensiones no despreciables.

El estudio se ha hecho considerando el sistema formado por un tabique exterior y las dos partes adyacentes de cabeza como un pórtico empotrado sobre el resto de la sección que sufre la deformación total y considerando que el tabique exterior o cabeza de pórtico se dilata con relación al tabique interior o base del pórtico la cantidad total correspondiente a una diferencia térmica de  $14^{\circ}$ .

La diferencia de temperatura que se ha considerado del tabique exterior es la diferencia total, es decir, suponiendo que los tabiques interiores no sufren el cambio térmico en ninguna sección y que los interiores sufren una deformación media correspondiente a la que marca la Instrucción para el espesor de 40 centímetros que es la de  $13,7^{\circ} \approx 14^{\circ}$ .

En análoga forma se han calculado los esfuerzos producidos en el mismo pórtico por diferencia de dilatación térmica entre pared exterior e interior del mismo tabique considerando la misma diferencia.

RESUMEN DE LAS CARGAS OBTENIDAS EN LOS DIFERENTES CORDONES Y SECCIONES.-

Con todos los datos obtenidos anteriormente se han formado unos cuadros resúmenes que permiten comprobar rápidamente que las máximas tensiones obtenidas no sobrepasan los  $78 \text{ kg/cm}^2$  en ningún punto por efecto de las cargas normales establecidas anteriormente excepto

en los cordones 1 y 2 que trabajan desde el primer momento en condiciones especiales y en los que se ha dis puesto zunchados para asegurarse contra los excesos de sobrecarga con el cual se alcanzan las cifras de 114 kg/cm<sup>2</sup>.

CALCULO DEL ARCO COMPLETO BAJO LA ACCION DEL  
VIENTO TRANSVERSAL

---

---

DETERMINACION DE LAS CARGAS.-

Para el cálculo del arco bajo la acción del viento en sus condiciones definitorias hemos considerado el empuje de viento que marca la Instrucción Oficial para redacción y construcción de estructuras metálicas, que fija para estos casos una presión de 150 kg/m<sup>2</sup> aun cuando en realidad es doble de la que corresponde a la máxima de velocidades de viento indicadas por el Servicio Meteorológico.

Se ha considerado que el tablero constituye una viga capaz de transmitir reacciones horizontales en el arranque sobre la pila estribo y en la unión con clave del arco en las proximidades de ésta. Por su parte, el viento que actúa sobre las palizadas o montantes se supone repartido en partes iguales entre el tablero y el arco y las reacciones que dan sobre el tablero lo soportan éstas en forma de viga horizontal como hemos dicho para transmitírselas a la pila estribo y a la clave del arco.

Para mayor seguridad se ha considerado el viento ligeramente inclinado con relación a la normal al pla-

no, de tal modo que pueda actuar simultáneamente sobre los cuatro montantes que forma cada una de las palizadas.

CALCULO DE LOS MOMENTOS FLECTORES Y DE TORSION ISOSTATICOS Y DE LAS FUNCIONES QUE INTERVIENEN EN LA DETERMINACION DEL HIPERESTATICO.-

Se ha tomado como reacción hiperestática, la flexión de eje vertical que se produce en la clave, ya que por simetría el momento de torsión en esta sección es nula y permite por consiguiente la cierta simplificación de cálculo. Contando con esta única reacción hiperestática se han determinado los momentos flectores y de torsión isostáticos en diez secciones por simple proyección.

La determinación de la reacción hiperestática o momento flector en clave se determina por el teorema de Castigliano teniendo en cuenta los trabajos de flexión y torsión.

Para estos cálculos es necesario considerar el momento de inercia con relación al plano de la directriz y efecto de la flexión y un determinado momento de inercia polar a los efectos a torsión. Sin embargo, como es sabido, este momento de inercia no es realmente el polar total de la sección ya que no se trata de una sección circular maciza y por consiguiente no puede admitirse una hipótesis de deformación lineal; el momento de inercia polar introducido por consiguiente en el

teorema de Castigliano viene disminuído con relación al momento polar geométrico por medio de un determinado coeficiente cuya determinación constituye un capítulo aparte dada la complicación que representa.

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CORTANTES DEBIDOS A LA TORSION EN LAS DISTINTAS SECCIONES APLICANDO EL METODO DE LA ANALOGIA DE PRANDLT.-

Como se demuestra en teoría de la elasticidad, la función que expresa el reparto de los esfuerzos cortantes en una sección cualquiera sometida a torsión es análoga a la representativa de las ordenadas de una membrana capaz de resistir solamente por tensiones tangenciales a su plano, es decir, por tensión superficial cuando se cumple una determinada condición en la superficie ó línea de contorno. El desarrollo matemático elástico se incluye en el capítulo correspondiente, y no es éste momento oportuno de su estudio dada su complicación, pero permite la resolución experimental del problema mediante la construcción de una membrana jabonosa de este tipo extendida sobre una determinada figura cuya proyección en planta es la sección a estudiar y cuyas ordenadas se determinan analíticamente.

Dada la complicación que en cualquier sección no circular representa el cálculo analítico de los esfuerzos y la imposibilidad de resolver el problema por este camino en sección complicada como la presente hace naturalmente insustituible el empleo de la membrana ex

perimental para determinación y repartición de esfuerzos bajo la acción de un momento de torsión. Por consiguiente no hemos dudado en emplear este procedimiento que nos ha permitido determinar con toda la exactitud deseable el reparto de esfuerzos y el coeficiente de reducción a introducir sobre el momento polar geométrico de la sección para el cálculo de la sección hiperestática.

El problema ha venido especialmente complicado por el hecho de tener la sección huecos interiores que obligan a calcular las constantes que hay que atribuir al contorno de la membrana en estos bordes interiores.

Cúmplenos por consiguiente hacer patente la labor del Ingeniero Don Francisco Prast Bonal en el planteamiento analítico de este problema y la colaboración de "Investigaciones de la Construcción S.A.", para la realización práctica de las membranas en diferentes condiciones del contorno con la exactitud experimental necesaria para su medición.

CALCULO DEL MOMENTO HIPERESTATICO EN CLAVE Y DE LOS MOMENTOS Y TENSIONES REALES EN CADA SECCION.-

Con los datos obtenidos anteriormente es ya fácil el planteamiento y resolución de la ecuación de Castigliano que nos da el momento hiperestática en clave. Conocido su valor se obtienen los diferentes momentos de torsión y compresión a estudiar, y pueden determinarse

las tensiones máximas de compresión y extensión por efecto de las flexiones y del esfuerzo cortante, así como las debidas al efecto de la torsión en las diferentes zonas del arco.

En el resumen final de esfuerzos máximos obtenidos puede comprobarse que los aumentos de compresión por efecto del viento transversal no pasan de 15 kg/cm<sup>2</sup>, ni los de tracción de otro tanto con lo cual no se alcanza en la práctica a verdaderas tracciones, ya que las que se obtienen de este cálculo particular son menores que las obtenidas por peso propio del arco.

En cuanto a los esfuerzos cortantes se comprueba también que quedan dentro de límites perfectos aceptables del orden de 6,00 kg/cm<sup>2</sup> y que son perfectamente soportados por el hormigón en toda la sección y por las armaduras de cruce en las juntas de hormigonado que corta la sección y en los cuales precisamente el peligro de fisuración por torsión es mas de temer.

DETERMINACION DE LOS CORRIMIENTOS DEL ARCO  
POR CARGAS MUERTAS

---

---

CORRIMIENTOS HORIZONTALES Y VERTICALES DE LOS PUNTOS  
DE LA CABEZA SUPERIOR DE LA CERCHA METALICA ESTANDO  
ESTA ARTICULADA.-

El cálculo de los corrimientos se deduce de las deformaciones longitudinales de las cabezas obtenidos en el capítulo IV y de las deformaciones de las diagonales metálicas que se deducen directamente de los esfuerzos correspondientes hallados en el capítulo de cargas normales de hormigonado.

Para calcular los movimientos mientras el arco está articulado se estudian por separado los corrimientos que corresponderían a la articulación de arranques supuestos estos fijos en el espacio y aparte los debidos al giro de estas articulaciones, sumándose ambos para obtener los totales. El giro de la articulación es fácil de determinar por la condición de que el corrimiento en clave sea vertical por simetría; estudiándose solamente los corrimientos debidos a los pesos de hormigonado que son los importantes y fáciles de controlar en obra.

Los corrimientos están naturalmente formados por los correspondientes al acortamiento de la directriz

mas los debidos al giro o desigualdad de acortamiento entre las dos cabezas, mas la traslación transversal correspondiente a la deformación por esfuerzo cortante de las diagonales.

Todos estos valores son conocidos en las cinco secciones básicas y se ha hecho gráficamente el trazado de los diagramas correspondientes para obtener por simple interpolación gráfica los valores en mayor número de puntos, esto es, en ocho secciones dentro del semiarco. Con estos datos el cálculo resulta como puede comprobarse sencillo de planteamiento aunque pesado y largo de desarrollo numérico, pues es necesario estudiar los movimientos en las diferentes fechas correspondientes en los interperiodos de hormigonado de un cordón a otro.

CORRIMIENTOS HORIZONTALES Y VERTICALES DE LOS PUNTOS DE LA DIRECTRIZ CUANDO SE HAN ENCLAVADO LAS ARTICULACIONES.-

Siendo el arco empotrado y las cargas simétricas no puede haber en clave mas que desplazamientos verticales sin giro ni traslación. Sin embargo, para lograr esto con las fórmulas generales de los desplazamientos es necesario establecer una correcciones en los giros y deformaciones, debidas a no tener en cuenta dichas fórmulas los esfuerzos cortantes que se reparten las diagonales metálicas ni las deformaciones plásticas del hormigón. Estas correcciones se tradu-

cen en una variación de la reacción horizontal y del momento en el origen, que se calculan en el capítulo que estamos considerando.

PASO DE LAS ELASTICAS HALLADAS PARA LOS PUNTOS DE LA CABEZA SUPERIORBY DE LA DIRECTRIZ A LAS ELASTICAS QUE CORRESPONDEN AL INTRADOS DEL ARCO.-

Hemos visto en los párrafos anteriores que el proceso de cálculo ha permitido determinar con relativa comodidad los corrimientos verticales y horizontales de la cabeza superior mientras el arco está articulado y de la directriz a partir del momento en que el arco queda empotrado. Nos conviene en uno y otro caso determinar los corrimientos horizontales y verticales del intradós, porque, como veremos en el capítulo correspondiente, parece mas facil la comprobación directa de los corrimientos en estos puntos del intradós por razones de caracter puramente práctico.

El hacer este paso es fácil, puesto que los movimientos de los puntos están formados por la traslación tangencial y radial correspondientes a la directriz o a la cabeza superior en los puntos de la misma sección mas los corrimientos debidos al giro de esa sección.

Con estos resultados obtenidos se han trazado los diagramas que dan las elásticas, y corrimientos de los puntos del intradós durante todo el periodo de hormigonado del arco y en un determinado periodo posterior.