

LIBRO:	PRY. PROYECTO
TEMA:	CAR. Carreteras
PARTE:	6. PROYECTO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS
TÍTULO:	01. Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares
CAPÍTULO:	008. Consideraciones para Puentes Especiales

A. CONTENIDO

Este Manual contiene el procedimiento para el análisis y diseño de puentes especiales que realiza la Secretaría con recursos propios o mediante un Contratista de Servicios.

B. DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN

Los puentes especiales son puentes y estructuras afines cuya estructuración es diferente a la común y que consiste en superestructuras de tramos libremente apoyados o continuos, colados en sitio o prefabricados, de concreto reforzado o presforzado y/o de vigas metálicas. Estos puentes se clasifican en:

B.1. PUENTES CONSTRUIDOS EN VOLADIZO

Puentes cuya superestructura está constituida por segmentos o dovelas prefabricados o colados en sitio mediante cimbra móvil, que se colocan sucesivamente a partir de un elemento de subestructura, formando un voladizo de longitud creciente, hasta encontrarse con el extremo de otro voladizo que parte de un elemento de subestructura adyacente, o hasta apoyarse en un estribo o en un apoyo provisional.

Estos puentes pueden ser en doble voladizo cuando se construyen a partir de una pila y el avance se realiza en forma simétrica respecto a ese elemento; o en voladizo sencillo cuando se construyen a partir de un estribo y se dispone de un elemento de anclaje o de un contrapeso para el equilibrio de momentos en torno a ese estribo.

Los puentes construidos por este procedimiento utilizan cables de presfuerzo longitudinal generalmente, en tanto que el uso de presfuerzo transversal puede ocurrir o no. El concreto que forma las dovelas puede ser de masa normal o aligerado.

B.2. PUENTES EMPUJADOS

Son aquellos cuya superestructura está formada por dovelas o segmentos, que se fabrican en el sitio o en un taller. Cada dovola se ensambla a la dovola anterior, en una plataforma localizada por detrás del estribo de una margen o una ladera. Una vez que la nueva dovola queda unida a la anterior, el conjunto se empuja hacia delante para liberar el sitio que ocupará otra dovola más. El empujado se realiza por etapas sucesivas hasta alcanzar el estribo en la margen o ladera opuesta.

El empuje puede realizarse también desde ambas márgenes, en tal caso los conjuntos de dovelas se encuentran en un punto intermedio de la longitud del puente.

B.2.1. Estructuras complementarias

B.2.1.1. Nariz de lanzamiento

La nariz de lanzamiento es una estructura metálica provisional que se sujeta a la punta del conjunto de dovelas que será empujada y que tiene por objeto reducir la longitud de dicho conjunto que trabajará en voladizo durante el lanzamiento y anticipar la condición de trabajo como tramo libremente apoyado. Se recomienda que la longitud de la nariz esté comprendida entre el 50 y 100% del claro máximo.

B.2.1.2. Patio de prefabricación

Es aquel en que se construyen, deslizan, ensamblan y se empujan las dovelas o segmentos de la superestructura del puente y que generalmente se ubica por detrás del estribo en que se iniciará el lanzamiento de la superestructura.

B.2.1.3. Apoyos provisionales

Elementos provisionales de subestructuras que se construyen con el objeto de reducir el claro en que trabaja la pila y que se ubican generalmente al centro del claro entre dos pilas definitivas. Estos elementos se desligan, se retiran o se demuelen cuando termina el empujado.

B.2.1.4. Atirantamiento provisional

En algunos casos, en la parte frontal de la superestructura empujada, se coloca un sistema provisional de soporte consistente en una torre articulada en su base, en la unión con el tablero de la que se anclan tirantes en abanico que soportan a las dovelas frontales. Este sistema se desmantela y se retira al término del empujado.

B.2.1.5. Apoyos deslizantes provisionales

Dispositivos que se colocan sobre los cabezales de la superestructura, tanto provisional como definitiva, sobre los cuales se desliza la nariz de lanzamiento y la superestructura. Para formar estos apoyos deslizantes se recomienda utilizar placas de neopreno reforzadas recubiertas de teflón que deslizan sobre superficies de acero inoxidable o de aleaciones de níquel y cromo.

Estos apoyos, entre los estribos y pilas definitivas, se retiran al término del empujado y se sustituyen por los apoyos definitivos.

B.2.1.6. Bases de apoyo provisionales

Son elementos prismáticos, prefabricados, de concreto reforzado sobre los que se colocan los apoyos deslizantes provisionales.

B.2.1.7. Guías laterales

Dispositivos que se colocan en el área de montaje y en las coronas de la subestructura del puente con el objeto de evitar el desalineamiento de la superestructura durante el empujado. En la subestructura se podrán conservar después para que restrinjan desplazamientos laterales de la superestructura por acciones de sismo o viento.

B.3. PUENTES ATIRANTADOS

Son aquellos en que el tablero de la superestructura es soportado por tirantes o cables inclinados que se anclan a uno o varios mástiles o torres y que inducen una fuerza axial de compresión en la sección transversal del tablero.

B.3.1. Componentes estructurales

B.3.1.1. Mástil

También conocido como torre o pilón, es el elemento del puente en que se anclan los tirantes que soportan al tablero.

B.3.1.2. Tirantes

Elementos flexibles e inclinados que soportan al tablero y se conectan en diferentes puntos a lo largo del mismo así como en los extremos opuestos a diferentes puntos en la altura de los mástiles. Los tirantes normalmente están constituidos por cables formados por torones de acero de alta resistencia, empleados para presfuerzo. La sección transversal del tirante tiene diferentes configuraciones y consiste en un ducto en que se alojan los cables y que contiene un sistema de protección anticorrosivo.

B.3.1.3. Subestructura

La subestructura de los puentes atirantados está constituida generalmente por estribos y pilas. Las pilas principales se prolongan por encima del tablero uniéndose con los mástiles. En algunos casos se construyen elementos provisionales de subestructura para facilitar el montaje, los cuales se retiran cuando termina la construcción del puente.

B.3.1.4. Tablero

Es la porción de superestructura formada por el sistema de piso que soporta la superficie de rodadura de las cargas móviles y que está integrado por losas, largueros, diafragmas o piezas de puente y elementos portantes que son soportados por los tirantes.

La sección transversal del tablero puede ser cerrada, formada por un cajón de una o varias celdas; o abierta, formada por una losa sobre vigas de alma llena múltiples.

En la fabricación del tablero se pueden emplear elementos de concreto reforzado y presfuerzo o elementos de acero estructural. También se pueden utilizar secciones mixtas formadas por acero y concreto, trabajando en colaboración.

B.4. PUENTES EN ARCO

Estructura cuya directriz tiene una configuración curva o poligonal. La carga muerta genera esfuerzos axiales con excentricidades nulas o pequeñas respecto a la directriz en tanto que la carga actuando en solo una parte del claro o las cargas accidentales generan esfuerzos axiales con excentricidades grandes respecto a la directriz y por lo tanto solicitaciones de flexión. Por su forma, los puentes de arco pueden ser circulares, circulares compuestos, parabólicos o poligonales.

B.4.1. Los arcos circulares se denominan de *medio punto* si comprenden una media circunferencia. Si abarcan un segmento de circunferencia de menor extensión se denominan *rebajados*.

B.4.2. Los arcos circulares están formados por varios segmentos de circunferencia de curvatura variable, en los que el radio se incrementa de la clave hacia los arranques.

B.4.3. Por la posición de la estructura curva con respecto a la rasante, los puentes de arco pueden ser de *paso inferior* si la rasante queda por debajo, de *paso superior* si la rasante está por encima del arco y de *paso intermedio* si la rasante queda por encima del arco en los apoyos y por debajo en el centro del claro.

B.4.4. Elementos componentes

Los elementos característicos de un puente en arco son los que se mencionan en los Párrafos de este Inciso, algunos de los cuales se muestran en la Figura 1 de este Manual.

B.4.4.1. Directriz

Línea que une los centros de figura de las secciones transversales del arco. Queda caracterizada por el claro (distancia entre ejes de apoyo) y la flecha (distancia vertical entre ejes de apoyo y parte superior de la directriz).

B.4.4.2. Arranques

Secciones extremas inferiores del arco donde se une a los apoyos.

B.4.4.3. Clave o corona

Punto más alto de la directriz.

B.4.4.4. Intradós

Superficie o cara inferior del arco (lado cóncavo).

B.4.4.5. Extradós

Superficie o cara exterior del arco (lado convexo).

B.4.4.6. Diafragmas

Elementos transversales sobre el extradós del arco en el que se apoya la superestructura o tablero.

B.4.4.7. Típanos

Muros extremos laterales que cubren el espacio entre tablero y extradós y que corren en sentido longitudinal del camino.

B.4.4.8. Péndolas

Elementos verticales que suspenden el tablero del arco en los puentes de paso inferior.

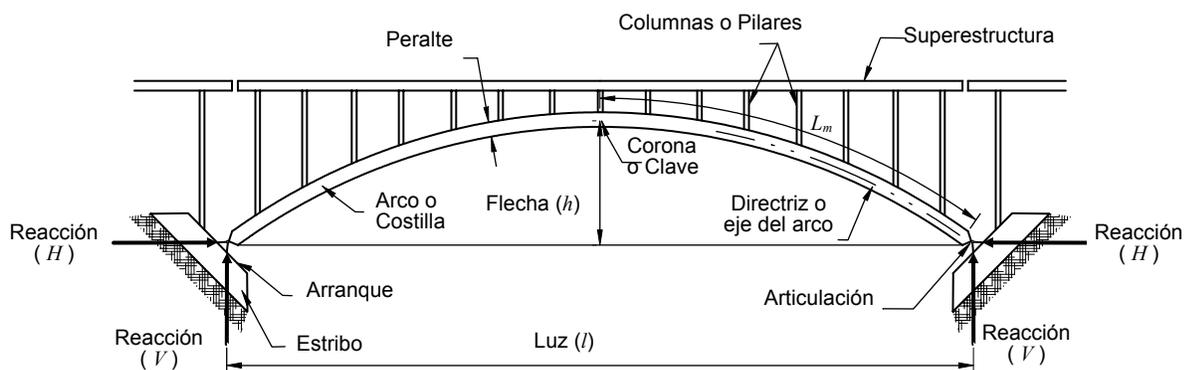


FIGURA 1.- Identificación de los diferentes elementos de un puente de arco

C. REFERENCIAS

Son referencias de este Manual, las Normas aplicables de los Títulos 03. *Diseño de Estructuras de Concreto*, 04. *Diseño de Estructuras de Acero* y 05. *Diseño de Protección contra la Corrosión*, de la Parte 6. *Proyecto de Puentes y Estructuras*, del Libro PRY. *Proyecto*, y las del Título 02. *Estructuras*, de la Parte 1. *Conceptos de Obra*, del Libro CTR. *Construcción*, del Tema CAR. *Carreteras*, así como las normas para ductos de polietileno ASTM D1248 *Standard Specification for Polyethylene Plastics Extrusion Materials For Wire and Cable*, ASTM D3350 *Standard Specification for Polyethylene Plastics Pipe and Fittings Materials*, ASTM F714 *Standard Specification for Polyethylene (PE) Plastic Pipe (SDR-PR) Based on Outside Diameter* y ASTM D2447 *Standard Specification for Polyethylene (PE) Plastic Pipe, Schedules 40 and 80, Based on Outside Diameter*.

Además, este Manual se complementa con las siguientes:

NORMAS	DESIGNACIÓN
Ejecución de Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares	N-PRY-CAR-6-01-001
Cargas y Acciones	N-PRY-CAR-6-01-003
Viento	N-PRY-CAR-6-01-004
Sismo	N-PRY-CAR-6-01-005
Combinaciones de Cargas	N-PRY-CAR-6-01-006
Distribución de Cargas	N-PRY-CAR-6-01-007
Concreto Presforzado	N-PRY-CAR-6-03-002

D. PUENTES CONSTRUIDOS EN VOLADIZO

D.1. CONSIDERACIONES PARA CLAROS Y REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS RELACIONADOS

- D.1.1. Los puentes contruidos por el sistema de dovelas en voladizo normalmente son adecuados para claros comprendidos entre 60 y 200 m.
- D.1.2. En puentes contruidos por este sistema cuya configuración final es una estructura de tres claros, es recomendable que los claros laterales tengan una longitud del 65% del claro central para reducir la porción de la estructura adyacente al estribo que se construye sobre obra falsa convencional.
- D.1.3. Si las restricciones impuestas por las condiciones topográficas impiden la aplicación de esta recomendación, se requiere colocar en el estribo dispositivos especiales de anclaje para tomar reacciones negativas o lastres que proporcionen contrapeso.

D.2. JUNTAS DE EXPANSIÓN, ARTICULACIONES Y CONTINUIDAD

La estructuración de los puentes contruidos en doble voladizo, provistos de una articulación al centro de los claros, que permite la transmisión de cortantes pero no la de momentos y los movimientos por los cambios volumétricos debidos al flujo plástico del concreto y a la variación de la temperatura, aunque es simple porque es estáticamente determinada para las cargas muertas y el presfuerzo, no es aconsejable porque la capacidad última de la estructura es menor que la de un puente continuo, porque las articulaciones son de difícil instalación y operación y porque las juntas causan problemas de mantenimiento.

A la estructura del nuevo puente se le proporciona continuidad en toda su longitud, introduciendo un presfuerzo de continuidad que cubre toda la longitud del puente. Las estructuras de este tipo se podrán construir sin juntas de expansión intermedias de hasta 600 m

de longitud, diseñando las pilas para que sean capaces de tomar los desplazamientos inducidos por el flujo plástico y los cambios de temperatura.

Cuando el análisis determina la necesidad de colocar juntas de expansión, éstas se ubicarán en uno de los puntos de inflexión para los momentos por carga móvil, de uno de los claros de la estructura. En consecuencia, durante el proceso de construcción la junta será bloqueada provisionalmente para liberarla una vez que se complete el claro y se obtenga la continuidad de la estructura.

D.3. FORMA Y DIMENSIONES

D.3.1. Forma

D.3.1.1. Sección transversal

La sección transversal más adecuada para la construcción en voladizo es la sección cajón ya que por el método constructivo la carga muerta produce esfuerzos de compresión en la parte inferior de la sección que serán tomados por la losa inferior del cajón. Además, el cajón tiene una alta eficiencia a flexión así como una gran rigidez torsional, lo que permite mayor flexibilidad para el diseño del presfuerzo longitudinal, mayor seguridad bajo las condiciones durante la etapa de construcción y mejor distribución transversal de la carga viva.

La sección cajón más eficiente es la de 2 almas y una sola celda. Sin embargo, se cumplirá que la relación de peralte a ancho de alma (h/b), sea mayor o igual que $1/6$. En puentes anchos, si esta relación no se cumple, se recomienda utilizar cajones de celdas múltiples proveyéndolos de almas interiores. Los voladizos laterales no excederán de 2,4 metros y el ancho libre entre almas variará entre 4,5 y 7,5 m. El puente ancho puede también resolverse con 2 o más cajones unidos por una losa superior común.

D.3.1.2. Sección longitudinal

Para claros del orden de 60 m, la solución más conveniente es la superestructura de peralte constante. En claros mayores, es más conveniente el peralte variable, máximo sobre las pilas y mínimo al centro de los claros. En un corte-elevación longitudinal el intradós de la superestructura puede ser una curva circular o una parábola de tercer grado. Se emplea también la viga acartelada con peralte máximo sobre las pilas y constante en un tramo central del claro, con variación recta en tramos adyacentes a los apoyos. En este caso, se requiere un diafragma en las secciones en que cambia la inclinación de la losa inferior.

Las relaciones recomendables de peralte a claro (h/L) son las siguientes:

- Para superestructuras de peralte constante:

$$\frac{1}{15} > \frac{h}{L} > \frac{1}{30} \quad \left(\text{óptimo } \frac{1}{18} \text{ a } \frac{1}{20} \right)$$

- Para superestructuras acarteladas (variación del peralte en línea recta:

$$\frac{1}{16} > \frac{h_i}{L} > \frac{1}{20} \quad \left(\text{óptimo } \frac{1}{18} \right)$$

$$\frac{1}{22} > \frac{h_o}{L} > \frac{1}{28} \quad \left(\text{óptimo } \frac{1}{24} \right)$$

- Para superestructuras con peralte de variación circular o parabólica:

$$\frac{1}{16} > \frac{hi}{L} > \frac{1}{20} \quad \left(\text{óptimo } \frac{1}{18} \right)$$

$$\frac{1}{30} > \frac{ho}{L} > \frac{1}{50}$$

Donde:

h = Peralte, (m)

L = Longitud del claro, (m)

hi = Peralte sobre la pila, (m)

ho = Peralte al centro del claro, (m)

D.3.2. Dimensiones de la sección transversal

D.3.2.1. Espesor del alma

- a) El espesor del alma se establece de acuerdo con las siguientes consideraciones:
- Resistencia adecuada a los esfuerzos cortantes producidos por la fuerza cortante y el momento torsionante máximos.
 - Colocación y vibración adecuada del concreto durante la construcción, particularmente en las zonas donde existen cables en ductos.
 - Distribución adecuada de los esfuerzos de compresión producidos por el presfuerzo que se aplica sobre los anclajes de los cables alojados en el alma.
- b) Los espesores mínimos del alma son los siguientes:
- 20 cm cuando no existan ductos para cables de presfuerzo en el interior del alma.
 - 25 cm cuando en el alma existan ductos para cables de presfuerzo de pequeño diámetro, ya sea verticales o longitudinales.
 - 30 cm cuando en el alma se alojen ductos para cables formados por 12 torones de 1,25 cm ($\frac{1}{2}$ ") de diámetro.
 - 35 cm cuando en el alma se alojen anclajes para cables formados por 12 torones de 1,25 cm ($\frac{1}{2}$ ") de diámetro.

El espesor mínimo de la losa superior es de 15 cm para prevenir la falla por penetración bajo la carga de rueda; sin embargo, se recomienda que no sea menor de 18 cm para tener facilidad en la colocación de las parrillas de acero de refuerzo y de los ductos para cables de presfuerzo, así como para tener un recubrimiento adecuado de concreto sobre los ductos y el acero de refuerzo.

Por otra parte, en función del claro libre entre almas, se recomiendan los espesores mínimos para la losa superior, como se indica en la Tabla 1 de este Manual.

Para claros mayores de 7,50 m, se recomienda una losa sobre rigidizadores o una losa aligerada de mayor peralte.

Para la losa inferior se recomienda un espesor mínimo de 18 cm en las secciones del centro del claro, a menos que en ella se alojen ductos para cables de presfuerzo, fuera del ancho de las almas, en cuyo caso se recomienda un espesor de 20 a 25 cm dependiendo del tamaño de los ductos.

TABLA 1.- Claro libre entre almas

Claro libre entre almas m	Espesor mínimo cm
< 3,0	18
3,0 < 4,50	20
4,50 < 7,50	25

La losa inferior aumenta de espesor paulatinamente en las secciones próximas al eje de los apoyos, en función de los requerimientos de las fuerzas de compresión generadas por la flexión longitudinal durante la construcción.

Las losas estarán provistas en cada tramo de por lo menos dos escotillas de 75x120 cm para permitir el acceso de personal, materiales y equipos al interior del cajón. Las escotillas de la losa superior sólo se mantienen abiertas durante la construcción y se cierran con colado de concreto al término de ésta; las de la losa inferior podrán ser permanentes y provistas de tapas metálicas.

Las celdas de la sección cajón se ventilan por medio de drenes o respiraderos a intervalos no mayores de 15 m para prevenir la concentración de gases eventualmente dañinos para el personal de inspección y mantenimiento.

La losa inferior contará con drenes en toda su longitud, para el desalojo del agua.

D.4. DISTRIBUCIÓN TRANSVERSAL DE CARGAS

La distribución de cargas de rueda sobre las almas de la sección cajón se realiza de acuerdo con lo indicado en la Cláusula H. de la Norma N-PRY-CAR-6-01-007, *Distribución de Cargas*.

Para la determinación de momentos transversales por carga viva en las losas superior e inferior y en las almas de la sección cajón, se considerará en el análisis la sección como un marco rígido, da resultados suficientemente aproximados con fines de diseño estructural. Igual consideración se aplicará para el análisis transversal de secciones formadas por 2 o más cajones con una losa superior común.

También se puede realizar el análisis de puentes en voladizo con un modelo tridimensional, tanto en sus etapas constructivas como en su configuración final. El método de análisis y el criterio de discretización en el modelo matemático son responsabilidad del proyectista y serán congruentes con la complejidad de la estructura y el grado de detalle requerido para el diseño de elementos particulares. En el modelo se incluirán dispositivos de apoyo, amortiguadores y cualquier aditamento que influya en el comportamiento estructural.

D.5. EFECTOS TÉRMICOS

Los efectos térmicos se calculan conforme a lo establecido en la Fracción F.4. de la Norma N-PRY-CAR-6-01-003, *Cargas y Acciones*, debiendo considerarse 2 efectos diferentes actuando simultáneamente:

- La deformación global de la estructura por efecto de la variación de la temperatura ambiental
- La deformación de la estructura por efecto de las diferencias de temperatura en la altura del peralte (gradiente térmico)

El primer efecto puede reducirse si se evita una conexión rígida entre la superestructura y las pilas. La disminución de rigidez puede lograrse evitando la continuidad entre superestructura y pila o reduciendo en la conexión la sección transversal de la pila. En estos casos, durante la

etapa de construcción se rigidaza la conexión mediante cables de presfuerzo vertical provisionales que se retiran una vez que la estructura se vuelve continua al colar al centro de los claros dovelas de cierre.

El segundo efecto es importante en estructuras de sección cajón en los grupos IV, V y VI de la Tabla 1 de la Norma N-PRY-CAR-6-01-006, *Combinaciones de Cargas*. En el grupo V, que no incluye carga viva, los efectos del gradiente térmico se calculan de acuerdo con lo indicado en la Fracción F.4. de la Norma N-PRY-CAR-6-01-003, *Cargas y Acciones*. En los grupos IV y VI que incluyen los efectos de carga viva e impacto, los efectos del gradiente térmico pueden reducirse al 50%. En todos los grupos, para el cálculo de los efectos del gradiente térmico se toma el módulo elástico instantáneo del concreto.

D.6. DISEÑO POR FLEXIÓN LONGITUDINAL

D.6.1. Anchos efectivos de patín

Para el cálculo de momentos flexionantes y fuerzas cortantes en el sentido longitudinal, se considera que a cada lado del alma de una superestructura de sección cajón contribuye un ancho de losa de longitud Be (ancho efectivo de patín) que se determina como sigue:

$$\frac{Be}{B} = 1 - \left(1 - \frac{Le}{15B}\right)^3 \quad \text{para} \quad \frac{Le}{B} \leq 15$$

$$\frac{Be}{B} = 1 \quad \text{para} \quad \frac{Le}{B} > 15$$

Donde:

Le = Claro efectivo en el caso de tramos libremente apoyados, (m)

En el caso de tramos continuos y en voladizo, Le es:

- 0,8 L para momentos positivos en tramos extremos de claro L
- 0,6 L para momentos positivos en tramos intermedios de claro L
- 0,2 ($L_1 + L_2$) para momentos negativos sobre un apoyo en que L_1 y L_2 son los claros adyacentes que llegan a dicho apoyo
- 1,5 L para tramos en voladizo (condición de construcción) donde L es la longitud libre del voladizo, desde el paño de la pila hasta el extremo de la última dovola

B = $\frac{1}{2}$ de la separación libre entre almas adyacentes o longitud del voladizo lateral, medida desde el paño exterior de un alma externa, hasta la orilla libre, (m)

Para la determinación de esfuerzos causados por las cargas concentradas del presfuerzo se supone que el ancho efectivo de distribución queda determinado por líneas a 30° con el eje longitudinal de los cables que parten de los bordes de las placas de anclaje. Cuando esas líneas se interceptan entre sí, se considera que todo el ancho de la sección transversal resiste el efecto de la fuerza concentrada normal a dicha sección.

D.6.2. Definición de la trayectoria de los cables

El presfuerzo longitudinal en una superestructura construida en voladizo consiste en 2 familias de tendones:

- Presfuerzo del voladizo ubicado en la parte superior de la sección cajón para resistir los momentos generados durante la construcción.

- Presfuerzo de continuidad ubicado principalmente en la parte central de los claros y en la losa inferior del cajón y diseñado para resistir los efectos de la carga muerta adicional (carpeta asfáltica, banquetas, guarniciones, parapetos, entre otras), carga viva, gradiente térmico y elementos mecánicos por redistribución de cargas y presfuerzo debido al flujo plástico del concreto.

La selección del diámetro de los cables de presfuerzo de voladizo se realiza tomando en cuenta el proceso constructivo y la necesidad de que, en cada etapa, la última dovela colocada quede adecuadamente unida a las dovelas precedentes y en el caso de los cables de continuidad se toma en cuenta la conveniencia de que las cargas de presfuerzo se distribuyan sobre toda la sección transversal.

Aun cuando los cables rectos facilitan el proceso de construcción, se preferirán los cables inclinados para que la componente vertical del presfuerzo contribuya a resistir las fuerzas cortantes producidas por las cargas externas. Los cables de voladizo se anclan normalmente en la cara libre de cada dovela, en el eje del alma. Si esto no es posible, pueden desviarse horizontalmente para anclarse en la cartela entre el patín superior y el alma o en un bloque colocado cerca de esta cartela, por el lado interior del alma.

Los cables de continuidad se anclarán en la losa superior del cajón o en un bloque al nivel del patín inferior, preferiblemente cerca de la cartela en la unión del alma a dicho patín. Estos cables, por su gran longitud, generalmente requieren de acopladores que unen tramos de cable. No se permitirá que más del 50% de los cables de continuidad se acoplen en la misma sección. La separación entre acopladores adyacentes no será menor de la longitud de la dovela o del doble de su peralte.

Las desviaciones de la trayectoria de los cables en los sentidos vertical u horizontal generan fuerzas radiales en el concreto circundante que serán valuadas por el proyectista para proporcionar el refuerzo adecuado, así como pérdidas por fricción de la tensión aplicada, que se tomarán en cuenta en el análisis.

Los cables de continuidad colocados en la parte central de cajones de peralte variable inducen fuerzas cortantes desfavorables que se suman a las ocasionadas por las cargas externas y que deben tomarse en cuenta en el diseño.

Es conveniente que los cables de continuidad se distribuyan en todo el ancho de la losa inferior del cajón pero se revisará el espesor de esta losa para que resista el esfuerzo de compresión en el anclaje de estos cables; se podrán diseñar engrosamientos locales de la losa inferior para tomar en cuenta este efecto.

En el caso de dovelas en que se aloje una junta de expansión, en el diseño del presfuerzo longitudinal se tendrá en cuenta la capacidad de las ménsulas superior e inferior para transferir la reacción en el apoyo a media altura de la junta, incluyendo posibles fuerzas de levantamiento por reacción negativa. Además, durante la construcción se preverá un sello provisional de la junta, incluyendo una placa vertical de apoyo en la cara vertical de la ménsula inferior para la transferencia de compresiones. En el proyecto se detallará la forma de retirar el material de sello, la placa de apoyo vertical así como el procedimiento para cortar el presfuerzo horizontal superior que cruce la junta.

D.6.3. Momentos positivos de flexión

El flujo plástico del concreto es la deformación diferida de elementos sujetos a carga de larga duración por la variación del módulo de elasticidad del material desde E_i , módulo elástico instantáneo, hasta E_f , módulo elástico final, correspondiendo el primero a $t = 0$ y el segundo a $t = \infty$, en la práctica aproximadamente 10 años, donde t es el tiempo desde la aplicación de la carga.

Los valores de E_i y E_f varían con la edad del concreto a la cual se aplica la carga, midiéndose esta edad desde el colado del concreto. La relación E_i/E_f varía aproximadamente en torno al intervalo 2,5 - 3; sin embargo, el proyectista definirá estos valores para cada proyecto específico, indicando en planos su suposición y especificando la verificación de los mismos durante la construcción.

Las deformaciones de la estructura posteriores al cierre de los claros, como una estructura hiperestática, inducen la aparición de un momento positivo en el centro del claro y la disminución de los momentos negativos sobre los apoyos.

El momento positivo se debe a:

- La variación de módulo elástico
- El efecto hiperestático de los momentos secundarios inducidos por el presfuerzo de continuidad
- El efecto de la carga muerta adicional y de la carga viva actuando sobre el marco rígido cerrado
- Los efectos térmicos

Desde un punto de vista práctico y conservador, se recomienda diseñar el presfuerzo superior sin tomar en cuenta las reducciones por el momento positivo debido al flujo plástico y a los efectos térmicos y sobrediseñar las secciones del centro del claro sujetas a flexión positiva manteniendo en la fibra inferior un esfuerzo de compresión en operación del orden de $0,10f'_c$, para tomar en cuenta las incertidumbres en la magnitud del momento positivo debido a flujo plástico. El concreto empleado en las dovelas de puentes en voladizo tendrá una resistencia a compresión (f'_c) de por lo menos 29,4 MPa (300 kg/cm²).

D.6.4. Diseño por factores de carga

Normalmente el diseño de los puentes construidos en voladizo queda regido por las condiciones de servicio. La revisión por el método de factores de carga, en forma conservadora, se realiza con los elementos mecánicos de un análisis elástico, suponiendo que se conserva el sistema estructural. La capacidad última de la estructura queda definida por la formación de articulaciones plásticas al centro de los claros. En estructuras de claros múltiples, la condición de carga más desfavorable es la de cargar en forma alternada los claros con la carga viva factorizada, un claro sí y otro no y así sucesivamente. En estas condiciones aparece primero una articulación plástica al centro de los claros sin carga, por momento negativo y la falla ocurre cuando aparece una segunda familia de articulaciones plásticas al centro de los claros cargados, por momento positivo. En la condición de falla el momento negativo sobre los apoyos se incrementa muy poco y en consecuencia:

- D.6.4.1.** No es necesario que el área de la losa inferior equilibre la capacidad última de los cables de presfuerzo en las secciones sobre los apoyos. El espesor de esa losa queda regido por condiciones de servicio.
- D.6.4.2.** El factor de seguridad global de la estructura depende de la capacidad última de las secciones al centro del claro tanto para momento positivo como negativo. La capacidad a momento positivo la da el presfuerzo de continuidad en la losa inferior, el que como ya se indicó, conviene sobrediseñar. La capacidad por momento negativo la da el presfuerzo horizontal en la losa superior que se traslapa con el presfuerzo de los voladizos en el proceso de construcción. Este presfuerzo parece no ser necesario por condiciones de servicio, pero es importante en la capacidad última de la estructura.
- D.6.4.3.** Los elementos mecánicos secundarios inducidos por el presfuerzo con un factor de carga igual a 1 se suman a los producidos por las cargas muerta y viva factorizadas.

D.6.5. Previsiones para el incremento del presfuerzo

Tomando en cuenta la posibilidad de que en el futuro sea necesario incrementar el presfuerzo en la superestructura de sección cajón, en el proyecto se incluirán ductos adicionales tanto para momento positivo como negativo. Éstos se colocarán vacíos, en un número del 10 % con respecto de los que se coloquen por requerimientos de las cargas.

La necesidad de incluir presfuerzo adicional surge de la ocurrencia de eventualidades no previstas en el diseño como un mayor flujo plástico del concreto, un aumento en las cargas vivas de servicio o una ampliación de la calzada.

Los ductos adicionales se ubicarán de preferencia en las cartelas de las esquinas internas en que se unen las almas a la losa superior e inferior y terminan en bloques de tamaño adecuado para alojar los futuros anclajes. Estos bloques, siempre del lado interior de las celdas del cajón, estarán en posición fácilmente accesible para que los trabajos de incremento del presfuerzo puedan realizarse en el interior del cajón, en condiciones de seguridad para los trabajadores y sin interrumpir el tránsito.

D.7. DISEÑO POR CORTANTE

D.7.1. Esfuerzo cortante tomado por el concreto

Aun cuando las Normas aplicables del Título 03. *Diseño de Estructuras de Concreto*, de la Parte 6. *Proyecto de Puentes y Estructuras*, del Libro PRY. *Proyecto*, consideran un esfuerzo cortante tomado por el concreto y recomiendan diseñar el refuerzo transversal para tomar los cortantes remanentes, en el diseño de superestructuras de sección cajón debe tomarse en cuenta que la capacidad del concreto para tomar cortantes se reduce por los siguientes efectos:

- La relación de aspecto de las almas del cajón (peralte/ancho) es mayor que la usual en las vigas probadas experimentalmente para definir la capacidad del concreto que figura en las Normas arriba mencionadas.
- Los cortantes producidos por la carga viva son de carácter dinámico, en tanto que las Normas arriba citadas, se basan en pruebas estáticas.

En consecuencia, se recomienda diseñar considerando que la capacidad del concreto para tomar esfuerzos de tensión diagonal es cero, pero tomando en cuenta los efectos favorables para la determinación de esa tensión diagonal que se indican más adelante.

D.7.2. Diseño de elementos longitudinales por cortante

La revisión por cortante se hará en las almas a la altura del centro de área y en las conexiones entre las almas y la losa superior (incluyendo los voladizos exteriores) y entre las almas y la losa inferior.

D.7.2.1. El diseño consiste en:

- Determinar el espesor de las almas
- Determinar la cuantía del refuerzo transversal

D.7.2.2. Los objetivos del diseño son:

- En condiciones de servicio, impedir el agrietamiento para prevenir problemas de corrosión y de fatiga
- En condiciones de falla, proveer un factor de seguridad adecuado, superior al de flexión

D.7.2.3. Determinación de la fuerza cortante de servicio

La determinación de la fuerza cortante de servicio se efectúa considerando los siguientes aspectos:

- Valuando la fuerza cortante por las cargas aplicadas sin factorizar
- Reduciendo la componente vertical de los cables inclinados que cruzan la sección en consideración
- Incrementando la componente vertical de los cables de continuidad en la losa inferior de cajones de peralte variable
- Reduciendo la componente vertical de la fuerza de compresión que la flexión induce en la losa inferior, en cajones de peralte variable

Para la determinación del esfuerzo cortante por momento de torsión, éste se determina por el análisis elástico bajo condiciones de carga excéntrica (carga viva parcial sobre calzada y/o excentricidades de la carga muerta debidas a la curvatura en planta de la superestructura).

Los esfuerzos cortantes por fuerza cortante y por momento torsionante se calculan con los métodos convencionales estáticos y se suman si corresponden a la misma condición de carga.

Conocidos el esfuerzo cortante y el esfuerzo normal debidos a la flexión longitudinal y al efecto del presfuerzo longitudinal, se determinan los esfuerzos principales en los puntos críticos, para compararlos con los admisibles de acuerdo con lo indicado en las Normas aplicables del Título 03. *Diseño de Estructuras de Concreto*, de la Parte 6. *Proyecto de Puentes y Estructuras*, del Libro PRY. *Proyecto*, del Tema CAR. *Carreteras*. La totalidad del esfuerzo principal de tensión se toma con estribos de acero de refuerzo, o de ser necesario con presfuerzo vertical, en cuyo caso, los esfuerzos principales en los puntos críticos se harán tomando en cuenta la presencia de un esfuerzo de compresión vertical.

En el diseño de los cables verticales, se tomará en cuenta que, por su corta longitud, la tensión efectiva en el cable se reduce considerablemente aun con pequeños desplazamientos del anclaje en el momento de retirar los gatos.

En la revisión de las conexiones del alma a la losa superior entre vigas, al voladizo lateral y a la losa inferior, se tomará en cuenta que los cortantes verticales en el alma inducen cortantes de igual magnitud en el sentido longitudinal a lo largo de las losas que serán resistidos por el concreto de esos elementos y por su acero de refuerzo y que en ocasiones pueden requerir la introducción de un presfuerzo transversal.

La revisión por el método de los factores de carga se realiza con el procedimiento descrito en este Inciso pero calculando la fuerza cortante debida a las cargas aplicadas utilizando los factores de la Norma N·PRY·CAR·6·01·006, *Combinaciones de Cargas*. La reducción de fuerza cortante por la componente vertical del presfuerzo, en forma conservadora, se puede valorar tomando un factor de carga igual a 1.

D.7.3. Juntas entre dovelas

Las juntas entre dovelas prefabricadas se aseguran por los cables superiores del presfuerzo en voladizo que cruzan inclinados y unen una dovela a la porción precedente de la estructura. En forma provisional, antes del tensado de esos cables, se utilizan cables cortos que unen la dovela a la precedente con capacidad únicamente para la propia masa de la dovela y del equipo de montaje.

En la cara de contacto se coloca una resina epóxica con resistencia a esfuerzos cortantes y de compresión superiores al concreto de la dovela. La calidad de la junta depende del

adecuado seguimiento a las recomendaciones del proveedor en cuanto a la mezcla y aplicación de la resina epóxica. Para prevenir deficiencias del epóxico, se recomienda el uso de llaves de cortante múltiples en todo el peralte de las almas.

D.8. DISEÑO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

El análisis de la sección transversal considera tanto la flexión longitudinal de las almas como la flexión transversal de un marco rígido constituido por la losa superior (incluyendo voladizos laterales), la losa inferior y las almas. Este marco se supone apoyado sobre soportes rígidos en los ejes de las almas, bajo la losa inferior. En el análisis transversal se considera el efecto de la propia masa, de la carga muerta adicional, de las instalaciones permanentes que serán colocadas preferentemente en el interior del cajón y de las cargas vivas. Para las cargas vivas se consideran los anchos de distribución que se indican en la Norma N-PRY-CAR-6-01-007, *Distribución de Cargas*.

Las secciones críticas son las de conexión entre almas y losas, la conexión del voladizo lateral al cajón central y la sección al centro del claro de la losa superior e inferior. En esas secciones se determinarán:

- Los esfuerzos cortantes inducidos por la flexión longitudinal
- Los momentos por flexión transversal del marco rígido

La cuantía del acero de refuerzo será la que resulte más desfavorable de las siguientes combinaciones:

- La cuantía correspondiente a los esfuerzos cortantes inducidos por la flexión longitudinal, más 50% de la correspondiente a los momentos por flexión transversal del marco rígido
- La cuantía correspondiente a los momentos por flexión transversal del marco rígido, más 50% de la correspondiente a los esfuerzos cortantes inducidos por la flexión longitudinal
- 0,7 veces la cuantía correspondiente a la suma de los esfuerzos cortantes inducidos por la flexión longitudinal y los momentos por flexión transversal del marco rígido

D.9. DIAFRAGMAS

En puentes construidos por el procedimiento de dovelas en voladizo, ya sean prefabricadas o coladas en sitio, únicamente son necesarios los diafragmas sobre las pilas y sobre los estribos, ya que la sección cajón tiene una rigidez suficiente para permitir una distribución transversal satisfactoria de las cargas vivas.

Los diafragmas estarán provistos en su parte inferior de puertas que permitan el paso de hombres, equipos y materiales durante la construcción así como durante la ejecución de trabajos de inspección y mantenimiento. En el interior del cajón se colocan instalaciones de alumbrado eléctrico para facilitar estas tareas.

En el diseño de los diafragmas se analizará la transmisión de la carga de las almas a los dispositivos de apoyo. Si los ejes de los apoyos están desfasados de los ejes de las almas, se inducen fuerzas cortantes y momentos flexionantes transversales que serán tomados por el diafragma.

En superestructuras de peralte variable, en la dovela sobre pila se tienen secciones en que cambia la inclinación de la losa inferior del cajón, en el sentido longitudinal del puente. Estos cambios inducen fuerzas de compresión inclinadas hacia arriba que serán resistidas por el diafragma sobre pilas.

Para el diseño de diafragmas extremos se tomarán en cuenta los efectos transmitidos por la junta de dilatación que se apoya sobre el diafragma de la superestructura y sobre el diafragma del estribo.

En las articulaciones colocadas a la quinta parte del claro entre pilas o entre pila y estribo, se colocarán también diafragmas.

Los diafragmas extremos deben sobresalir por lo menos 15 cm de la orilla externa del apoyo exterior. En el diseño de estos diafragmas se tomarán las providencias necesarias para permitir el cambio de dispositivos de apoyo de manera rápida y segura.

D.10. DETALLES DE DUCTOS

D.10.1. Ductos metálicos

Los ductos metálicos serán semirrígidos, galvanizados y corrugados. Para cables de torones y alambres, el espesor del ducto será 0,455 mm (calibre 26) para diámetros menores a 6,5 cm; para ductos con 6,5 cm de diámetro o mayores, el espesor será de 0,60 mm (calibre 24) y para barras de presfuerzo el espesor no será menor de 0,267 mm (calibre 31). Los tubos desviadores de acero tendrán un espesor mínimo de pared de 3 mm. El tubo desviador se fabrica con una tolerancia en la curvatura de +2°.

D.10.2. Ductos de polietileno

Estos ductos serán de polietileno de alta densidad (HDPE), conforme a una de las siguientes especificaciones: ASTM D1248 *Standard Specification for Polyethylene Plastics Extrusion Materials For Wire and Cable*, tipo III, categoría S grado P33 o P34; ASTM D3350 *Standard Specification for Polyethylene Plastics Pipe and Fittings Materials*, clasificación de cédula PE 345433 C; ASTM F714 *Standard Specification for Polyethylene (PE) Plastic Pipe (SDR-PR) Based on Outside Diameter*, o ASTM D 2447 *Standard Specification for Polyethylene (PE) Plastic Pipe, Schedules 40 and 80, Based on Outside Diameter*. Los espesores del material y otros requerimientos para ductos de polietileno cumplirán con lo siguiente:

D.10.2.1. Los ductos internos de polietileno serán corrugados y con un espesor mínimo de material de 1,3 mm.

D.10.2.2. Los ductos externos de polietileno serán de color negro, tubos lisos de HDPE con un espesor de pared mínima de $\frac{1}{20}$ del diámetro exterior, y un mínimo de diseño hidrostático base (HDB) de 8,6 MPa (87,6 kg/cm²).

D.10.3. Área de ductos

D.10.3.1. Para tendones hechos de varios alambres, barras o torones, el área del ducto será al menos el doble del área neta del acero de presfuerzo. La colocación de cables por el método del insertado directo requiere un área de ducto de 2,5 veces el área del acero de presfuerzo.

D.10.3.2. Para tendones hechos de un solo alambre, barra o torón, el diámetro interior del ducto será cuando menos de 6,4 mm mayor que el diámetro nominal del alambre, barra o torón.

D.10.4. Radio mínimo de curvatura

Se recomienda que los ductos de los tendones se instalen con un radio mínimo de curvatura de 6,0 m. En ductos con fuerte curvatura, hasta un mínimo de 3,0 m, se proporcionará refuerzo de confinamiento para unir el ducto al concreto. Las curvaturas de ductos con radios menores a 3,0 m serán aprobadas por la Secretaría con base en el

análisis de datos de pruebas. El radio mínimo para ductos corrugados de polietileno será de 9,0 m a menos que la Secretaría apruebe curvaturas con radios menores basándose en el análisis de datos de pruebas. El refuerzo de confinamiento se proporciona para resistir una fuerza radial Fr calculada con la siguiente expresión:

$$Fr = \frac{P}{R}$$

Donde:

P = Fuerza en el cable, (kN)

R = Radio de curvatura, (m)

Fr = Fuerza radial, (kN/m)

El refuerzo por confinamiento se proporciona para un esfuerzo de trabajo de $0,6f_y$, donde el esfuerzo de fluencia, f_y , no excede de 412 MPa (4 200 kg/cm²). La separación del refuerzo de confinamiento no será mayor de 30 cm, pero en ductos con radios menores de 4,5 m se utilizará un espaciamiento menor.

D.10.5. Soportes de ductos

D.10.5.1. Ductos internos

Los ductos internos se soportan rígidamente con amarres al acero de refuerzo de la siguiente manera:

- a) En tendones transversales en losas, dentro de ductos metálicos, soportes a cada 60 cm. Torones precolocados en ductos metálicos a cada 120 cm.
- b) En tendones transversales en losas, dentro de ductos de polietileno, soportes a cada 60 cm. Torones precolocados en ductos de polietileno, a cada 120 cm.
- c) En tendones longitudinales en losa o en alma dentro de ductos metálicos, soportes a cada 120 cm.
- d) En tendones longitudinales en losa o en alma dentro de ductos de polietileno, soportes a cada 60 cm.

D.10.5.2. Ductos externos

Los ductos externos tendrán una longitud máxima entre soportes de 7,5 m, a menos que se realice un análisis de vibración.

D.10.6. Diámetro de ductos, espaciamientos libres y detalles

El diámetro máximo de ductos internos no excederá de 0,4 veces el espesor del alma.

Donde dos tendones curvos corran paralelos de manera que uno exterior se apoye en el interior, es recomendable mantener entre ellos una separación libre mínima igual al diámetro de un ducto. Si esto no es posible, se colocará refuerzo entre los ductos para restringir totalmente el tendón exterior por si éste es tensado antes de que el interior haya sido tensado e inyectado. En el caso de que tendones longitudinales se crucen entre sí, se dejará un espacio libre de por lo menos 0,5 veces el diámetro del ducto pero no menos de 5 cm. Esta restricción no se aplica a ductos transversales que se cruzan con ductos longitudinales en ángulo recto.

No se colocarán tendones curvos rodeando vértices entrantes o huecos; si esto es inevitable, los tendones estarán provistos de un buen anclaje de refuerzo que los restrinja

totalmente. En ningún caso la distancia entre el vértice o hueco y el paño del ducto será menor de 1,5 veces el diámetro de dicho ducto.

D.10.7. Ductos en patines

Los ductos en la losa superior se ubican entre las parrillas inferior y superior del refuerzo transversal y longitudinal de la losa. Los ductos en patines superiores de dovelas de peralte variable estarán provistos de un refuerzo nominal de confinamiento alrededor del ducto en cada extremo del segmento. Este refuerzo no será menor que dos hileras de varillas de 1,27 cm (No. 4) de diámetro en forma de "U" a ambos lados del ducto con dimensión vertical igual al espesor de la losa menos los recubrimientos inferior y superior.

Cuando en el patín superior o inferior se tienen numerosos ductos longitudinales o transversales espaciados a una corta separación, las parrillas de acero de refuerzo se amarrarán entre sí con varillas verticales en forma de "U" de 1,27 cm (No. 4) de diámetro a una separación no mayor de 45 cm o 1,5 veces el espesor de la losa, donde rige el menor, en ambas direcciones.

D.11. REVISIÓN DE CONDICIONES DE SERVICIO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

D.11.1. Cargas

En el proyecto ejecutivo de los puentes en voladizo se indicarán las cargas máximas permitidas en la construcción así como el procedimiento constructivo considerado en el análisis y diseño. Además de las propias masas consideradas, se incluirán las masas de los equipos y dispositivos de montaje así como los requerimientos de soporte temporal. Se indicará cuáles son las fuerzas permisibles que pueden aplicarse a la estructura con fines de corrección de alineamiento. En el análisis se tomarán en cuenta los cambios del sistema estructural durante la construcción por colocación, cambio o retiro de soportes temporales, así como los efectos de fuerzas residuales, deformaciones u otros inducidos por el proceso constructivo. En las etapas de construcción se considerarán las cargas indicadas en la Tabla 2 de este Manual.

D.11.2. Combinaciones de cargas para el método de cargas de trabajo

La distribución y aplicación de las cargas individuales de construcción para cada etapa de la misma, se efectuarán de tal forma que produzcan los efectos más desfavorables. En la Tabla 2 de este Manual se muestran las combinaciones probables más desfavorables, pero en caso de que se implante un sistema particular de construcción que implique condiciones de construcción más desfavorables, éstas serán tomadas en consideración. Los esfuerzos generados en el proceso constructivo, según las combinaciones de la Tabla 3 de este Manual, serán revisados para las cargas de servicio. El esfuerzo máximo admisible de compresión en la etapa de construcción será de $0,5f^c$. Los esfuerzos admisibles de tensión se incluyen en dicha Tabla.

D.11.3. Combinaciones de cargas para el método de factores de carga

No es necesario revisar por el método de factores de carga las combinaciones de la Tabla 3 de este Manual. Únicamente se revisarán las siguientes condiciones de resistencia:

- Para fuerzas y momentos máximos:

$$1,1(CM + DIF) + 1,3(CE + 2A)$$

- Para fuerzas mínimas y momentos correspondientes:

$$CM + CE + 2A$$

Donde *CM, CE, DIF* y *2A*, se describen en la Tabla 2 de este Manual.

D.11.4. Factores de reducción de resistencia

En el cálculo de las resistencias nominales, en condiciones de construcción de las estructuras construidas en voladizo, se utilizarán los factores de resistencia (ϕ) que se incluyen en la Tabla 4 de este Manual, en lugar de los indicados en las Normas aplicables del Título 03. *Diseño de Estructuras de Concreto*, de la Parte 6. *Proyecto de Puentes y Estructuras*, del Libro PRY. *Proyecto*, del Tema CAR. *Carreteras*.

TABLA 2.- Tipos de cargas y acciones de diseño

<i>CM</i>	Carga muerta de la superestructura, incluyendo la masa propia del cajón, diafragmas, bloques de anclaje, entre otras similares.
<i>DIF</i>	Carga diferencial, aplicable únicamente a superestructuras construidas en doble voladizo balanceada. Esta carga actúa solamente en uno de los voladizos y es igual al 2% de la carga muerta en ese voladizo.
<i>CMA</i>	Carga muerta adicional. Normalmente no existe durante la construcción. Corresponde a la masa de carpeta asfáltica, banquetas, guarniciones, parapetos, entre otros similares, que se colocan una vez cerrado el marco longitudinal pero que en caso contrario si se adelanta su construcción al cierre deben incluirse en el análisis en la etapa de construcción.
<i>CVC</i>	Carga viva de construcción debida a los equipos ligeros y al personal operario y a materiales de trabajo. Se toma como 4 905 Pa (500 kg/m ²) sobre el área de la losa superior del cajón. Cuando se construye por el sistema de doble voladizo se toma de 4 905 Pa (500 kg/m ²) en un voladizo y de 2452,5 Pa (250 kg/m ²) en el otro.
<i>CE</i>	Carga de los equipos de construcción que incluye cimbra deslizante, armaduras, estructuras y dispositivos auxiliares. En el caso de dovelas prefabricadas, esta carga incluye además la carga máxima aplicada a la estructura durante el izaje.
<i>IE</i>	Impacto de los equipos de construcción. Es un porcentaje de <i>CE</i> que depende del tipo de equipo.
<i>EL</i>	Carga normal a la sección transversal de la superestructura aplicada por el equipo de construcción.
<i>U</i>	Fuerza debida al desequilibrio de dovelas que se aplica en puentes construidos en doble voladizo y que corresponde a condiciones eventuales que produzcan un desequilibrio entre las dovelas a uno y otro lado de la pila por demoras en la secuencia de construcción o por cualquier otro imprevisto.
<i>VE</i>	Viento sobre la estructura de acuerdo con lo indicado en la Norma N-PRY-CAR-6-01-004, <i>Viento</i> .
<i>VCE</i>	Viento sobre los equipos de construcción, de la misma intensidad unitaria determinada para <i>VE</i> y actuando sobre la superficie expuesta de los equipos.
<i>VV</i>	Viento ascendente sobre el voladizo. Fuerza vertical igual a 49 Pa (5 kg/m ²) aplicada sobre el área del intradós del cajón en voladizo. En puentes construidos por el sistema del doble voladizo esta carga se aplica en uno solo de los voladizos. La intensidad puede ser mayor, a juicio de la Secretaría si lo justifica la configuración de la superestructura y las condiciones del sitio.
<i>A</i>	Masa estática de un segmento precolado que se maniobra y que puede desconectarse de la superestructura por razón accidental.
<i>IA</i>	Impacto debido a la desconexión accidental de un elemento de masa <i>A</i> . <i>IA</i> es igual al 100% de <i>A</i> .
<i>FP</i>	Efectos del flujo plástico del concreto.
<i>C</i>	Efectos de contracción de fraguado.
<i>T</i>	Efectos de temperatura debidos a la variación de la temperatura ambiental (ΔT) y al gradiente térmico (<i>GT</i>).

TABLA 3.- Factores de carga y esfuerzos admisibles de tensión para combinaciones de cargas en etapas de construcción

Combinación de carga	Factores de carga																Esfuerzos de tensión admisibles MPa		Nota
	Carga muerta			Carga viva				Carga de viento			Otras cargas						Excluyendo otras cargas	Incluyendo otras cargas	
	CM	DIF	U	CVC	CE	IE	EL	VE	VV	VCE	FP	C	ΔT	GT	EH EV ES	WA			
A	1,0	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	YGT	1,0	1,0	$0,5 \sqrt{f'c}$	$0,6 \sqrt{f'c}$	
B	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	YGT	1,0	1,0	$0,5 \sqrt{f'c}$	$0,6 \sqrt{f'c}$	
C	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7	0,7	0,0	1,0	1,0	1,0	YGT	1,0	1,0	$0,5 \sqrt{f'c}$	$0,6 \sqrt{f'c}$	
D	1,0	1,0	0,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,7	1,0	0,7	1,0	1,0	1,0	YGT	1,0	1,0	$0,5 \sqrt{f'c}$	$0,6 \sqrt{f'c}$	[1]
E	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,3	0,0	0,3	1,0	1,0	1,0	YGT	1,0	1,0	$0,5 \sqrt{f'c}$	$0,6 \sqrt{f'c}$	[2]
F	1,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,3	0,0	0,3	1,0	1,0	1,0	YGT	1,0	1,0	$0,5 \sqrt{f'c}$	$0,6 \sqrt{f'c}$	[3]

Notas:

- [1] Equipo no utilizado
- [2] Izaje normal
- [3] Movimiento de equipo

Donde:

CM, DIF, U, CVC, CE, IE, EL, VE, VV, VCE, FP, C, ΔT, GT se describen en la Tabla 2 de este Manual

EV = Factor de componente vertical del empuje de tierras

EH = Factor de componente horizontal del empuje de tierras

ES = Factor de empuje de tierra debido a la sobrecarga

YGT = Factor de carga para gradiente térmico

WA = Factor de carga para agua

f'c = Resistencia a compresión de por lo menos 29,4 MPa (300 kg/cm²)

TABLA 4.- Factores de reducción de resistencia para construcción en dovelas

Factores de reducción de resistencia:	Por flexión ϕ_f	Por cortante ϕ_v	Por efecto de junta ϕ_j
Concreto de masa normal			
Tendones adheridos completamente Junta tipo A ^[1]	0,95	0,90	---
Tendones no adheridos o parcialmente adheridos Junta tipo A ^[1] Junta tipo B ^[2]	0,90 0,85	0,85 0,85	--- 0,75
Concreto ligero			
Tendones adheridos completamente Junta tipo A ^[1]	0,90	0,70	---
Tendones no adheridos o parcialmente adheridos Junta tipo A ^[1] Junta tipo B ^[2]	0,85 0,80	0,65 0,65	--- 0,60

[1] Las juntas tipo A son las que existen entre dovelas coladas in situ o entre dovelas prefabricadas con resina epóxica en la superficie de contacto.

[2] Las juntas tipo B son las que se tienen entre dovelas prefabricadas con superficie de contacto seca, en que la conexión provisional se realiza por barras provisionales de presfuerzo horizontal o por llaves de cortante.

D.12. CONTROL GEOMÉTRICO

En el diseño de puentes construidos por dovelas en voladizo, se debe incluir el cálculo de las flechas para las diversas etapas de construcción y de los perfiles correspondientes a la estructura deformada en la etapa final, antes del cierre, con el objeto de proporcionar las contraflechas adecuadas en la planta de prefabricación si se emplean dovelas prefabricadas o los ajustes necesarios en las cimbras móviles si se emplean dovelas coladas en sitio.

Cuando la estructura es un voladizo estáticamente determinado, las flechas se deben a:

- La masa propia del cajón
- La masa de los equipos de construcción y de las cimbras móviles
- El presfuerzo de los cables para el voladizo

Después del cierre, una vez que se establece la continuidad, la estructura se vuelve estáticamente indeterminada y tiene deformaciones adicionales debidas a:

- Presfuerzo de continuidad
- Retiro de equipos de construcción y cimbras móviles
- Retiro de apoyos provisionales y transferencia de carga a las pilas
- Colocación de carga muerta adicional

Posteriormente, en el largo plazo, la superestructura se deforma como consecuencia del flujo plástico y de las pérdidas en el presfuerzo.

La contraflecha compensará estos tres tipos de deformación:

- La del voladizo en la etapa de construcción
- La de la superestructura continua en el corto plazo
- La de la superestructura continua en el largo plazo

Las deformaciones de la superestructura que continúan en el corto y en el largo plazo son relativamente fáciles de calcular si se conoce el módulo elástico, E_c , en el momento del cierre y el módulo elástico final E_f , obtenido al consultar bibliografía apropiada en la que se incluyan gráficas o expresiones representativas de la edad del concreto y de la variación correspondiente del módulo de elasticidad. La determinación de deformaciones antes del cierre es más compleja porque se requiere establecer, previamente, el calendario de las etapas de construcción, el módulo elástico instantáneo E_i y la variación del módulo elástico con el tiempo $E(t)$.

Existen programas de cómputo que permiten el análisis paso a paso y la determinación de la deformada de la estructura en cada etapa, con el fin de prever los ajustes necesarios durante la construcción y proporcionar datos para el control geométrico en la obra. El proyectista incluirá en los planos las hipótesis adoptadas en torno a la secuencia de construcción, características del concreto (masa y módulos elásticos) así como tipo y masa de cimbras móviles y de otros equipos de construcción, a fin de que sean verificados en la obra.

D.13. EFECTOS DE FATIGA

Los efectos de fatiga producidos por cargas dinámicas y cíclicas son despreciables en el concreto pero no en el acero de refuerzo ni en el de presfuerzo. En estos materiales la fatiga, que es la reducción del esfuerzo de ruptura como consecuencia de la aplicación de una variación sobre el esfuerzo medio en un gran número de ciclos, sólo puede presentarse si el concreto se agrieta. La presencia de grietas, aparte de propiciar la ocurrencia de la fatiga estructural, permite la infiltración de agua y de agentes agresivos que corroen al acero y particularmente en el caso del acero de presfuerzo pueden producir su ruptura en forma frágil.

En consecuencia, la fatiga podrá prevenirse en puentes de sección cajón tomando las siguientes precauciones:

- D.13.1.** No deben admitirse tensiones en la fibra superior ni inferior del cajón bajo las condiciones normales de cargas permanentes y variables de los grupos I, II y IV (con 50% del gradiente térmico) indicados en la Norma N-PRY-CAR-6-01-006, *Combinaciones de Cargas*.
- D.13.2.** No se admitirán esfuerzos diagonales de tensión en el alma, proporcionándole un espesor adecuado e incluyendo, de ser necesario, presfuerzo vertical.
- D.13.3.** Debe hacerse un diseño adecuado de dispositivos de apoyo y de juntas de dilatación para evitar que las restricciones al movimiento de la superestructura por cambios térmicos produzcan el agrietamiento de algunos elementos.

E. PUENTES EMPUJADOS

E.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES

E.1.1. Alineamiento

El alineamiento horizontal y vertical del puente empujado será recto o curvo, siempre y cuando el radio de curvatura se mantenga constante en toda la longitud del puente.

E.1.2. Materiales

La superestructura de puentes empujados será de concreto presforzado o de acero estructural. La resistencia mínima f'_c del concreto presforzado será de 34,3 MPa (350 kg/cm²). El acero de presfuerzo cumplirá con las especificaciones de las Normas aplicables del Título 03. *Diseño de Estructuras de Concreto*, de la Parte 6. *Proyecto de Puentes y Estructuras*, del Libro PRY. *Proyecto*.

E.1.3. Sección transversal

Para superestructuras de concreto presforzado que deban ser empujadas, la sección más adecuada es el cajón cerrado. Las superestructuras de acero empujadas estarán constituidas por vigas de sección abierta, de alma llena, formadas por placas soldadas y una losa de concreto reforzado en la calzada. La porción empujada será únicamente la metálica, la losa de concreto se construirá después del empujado. También podrán utilizarse estructuras empujadas formadas por un cajón de acero. En ese caso, la porción empujada será un cajón cerrado o una sección "U" provista de patines superiores.

E.1.4. Sección longitudinal

Las superestructuras empujadas tendrán un peralte constante. Se recomienda que la relación L/h esté comprendida entre 12 y 16, donde L y h tienen el mismo significado que se indica en el Inciso D.3.1. de este Manual.

E.2. DEFINICIÓN DE CARGAS Y ACCIONES

Las cargas y acciones a que estará sujeta la superestructura de un puente construido por el sistema de dovelas empujadas, en su posición final, se valorará conforme a lo indicado en la Norma N-PRY-CAR-6-01-003, *Cargas y Acciones*.

En la etapa de construcción se considerarán las cargas y acciones que se indican en la Fracción D.11. de este Manual. Además, se tomarán en cuenta las aclaraciones y adiciones contenidas en los siguientes Incisos:

E.2.1. Deficiencias en la colocación de apoyos deslizantes provisionales

Solo se permitirán diferencias menores o iguales a 2 mm en las elevaciones de los apoyos provisionales de deslizamiento. Si por accidente estas diferencias son mayores, se recalcularán los esfuerzos inducidos por ellas sobre la superestructura, tanto en dirección longitudinal como transversal.

En la dirección longitudinal se revisarán los esfuerzos producidos por diferentes configuraciones posibles de los niveles de los apoyos deslizantes. Se tomarán en cuenta diferencias de por lo menos 1 cm en las diferentes secciones en que la superestructura se apoya sobre un dispositivo deslizante. En la dirección transversal, en las zonas de apoyo provisional, se calcularán las fuerzas cortantes, momentos torsionantes y momentos flexionantes producidos por errores de construcción en las elevaciones de esos apoyos.

E.2.2. Efectos locales

Cuando la superestructura se deslice sobre apoyos provisionales, el patín inferior de la superestructura se revisará por:

- E.2.2.1.** Esfuerzos longitudinales, tangentes y ortogonales que se producen durante el empuje.
- E.2.2.2.** Esfuerzos ortogonales y tangenciales, tanto longitudinales como transversales que se producen por diferencias en elevaciones de los apoyos de deslizamiento.
- E.2.2.3.** Esfuerzos producidos por el gradiente térmico.
- E.2.2.4.** Esfuerzos locales de compresión debidos a la reacción en el apoyo.
- E.2.2.5.** Esfuerzos locales producidos por la fricción y la pendiente longitudinal de la superficie de empuje.
- E.2.2.6.** Esfuerzos producidos por la superestructura sobre los apoyos deslizantes, como consecuencia de la curvatura de la superestructura.

E.2.3. Efectos dinámicos producidos por el equipo de construcción

En el diseño de secciones del puente en voladizo, se considerará durante la construcción, por efecto dinámico, un incremento de 10% del peso del equipo de construcción colocado sobre la porción en voladizo.

E.2.4. Geometría y asentamiento

En el análisis se tomarán en cuenta los efectos de posibles variaciones de las dimensiones geométricas de la superestructura, así como los efectos de posibles asentamientos diferenciales entre las pilas provisionales y las definitivas.

En puentes con alineamiento horizontal circular, se tomarán en cuenta las fuerzas horizontales transversales que resistirán las pilas. Igualmente se considerarán los efectos de posibles errores en el trazo del puente en planta.

E.2.5. Fuerzas de gateo

En el diseño, particularmente de los diafragmas, se tomará en cuenta la acción de fuerzas verticales de gateo que permitan levantar la superestructura durante el empuje, para facilitar esta operación. Estas fuerzas generalmente son resistidas por diafragmas transversales.

Además se considerará que al término del empujado, en todas las pilas definitivas se levantará la superestructura mediante gatos hidráulicos para sustituir los apoyos deslizantes provisionales por apoyos definitivos.

E.2.6. Fuerzas de fricción durante el empuje

Las pilas provisionales y definitivas se diseñarán para resistir las fuerzas de fricción que durante el empuje genera la superestructura sobre los apoyos deslizantes provisionales.

Estas fuerzas dependen de los siguientes factores:

- Alineamiento longitudinal de la superestructura
- Dirección del empuje
- Coeficiente de fricción de los apoyos deslizantes

Las variables listadas a continuación se emplearán en el desarrollo de las expresiones que aparecen en los Párrafos de este Inciso:

- θ = Ángulo del eje longitudinal de la superestructura respecto a la horizontal, (grados)
 ϕ = Angulo de fricción entre la superestructura y los apoyos deslizantes (determinado experimentalmente), (grados)
 R = Acción total de la superestructura sobre la pila, (kN)
 V = Componente vertical de R , (kN)
 H = Componente horizontal de R , (kN)
 N = Componente normal de R , (kN)
 F = Fuerza de fricción, (kN)

Adicionalmente se tiene $r = \tan \theta$ y $\rho = \tan \phi$

Haciendo referencia a la Figura 2 de este Manual, se consideran cuatro casos:

E.2.6.1. $\theta > \phi$, deslizamiento hacia arriba

El deslizamiento sobre los apoyos empieza cuando la inclinación de la fuerza R con respecto a la vertical es:

$$\alpha = \theta + \phi$$

Por lo tanto:

$$H = V \tan(\theta + \phi)$$

Para valores pequeños de θ y ϕ , de forma aproximada:

$$H = (r + \rho)V$$

E.2.6.2. $\theta > \phi$, deslizamiento hacia abajo

El deslizamiento empieza cuando $\alpha = \theta - \phi$. La fuerza horizontal H actúa en una dirección opuesta a la del movimiento con un valor que se indica a continuación.

$$H = V \tan(\theta - \phi)$$

Para valores pequeños de θ y ϕ ,

$$H = (r - \rho)V$$

Como ρ varía con las condiciones ambientales, especialmente con la limpieza de las placas, se recomienda que el equipo de lanzamiento y la pila se diseñen para $H = rV$.

El movimiento hacia abajo de la superestructura queda controlado por una fuerza de restricción en el gato, que se calcula con la siguiente expresión:

$$F = N(\tan\theta - \tan\phi)$$

Para θ y ϕ pequeños:

$$F = N(r - \rho)$$

Por las mismas razones señaladas el valor seguro de F es Nr .

E.2.6.3. $\theta < \phi$, deslizamiento hacia arriba

Al igual que en el caso descrito en el Párrafo E.2.6.1., la fuerza horizontal aplicada a la pila es:

$$H = (r + \rho)V$$

E.2.6.4. $\theta < \phi$, deslizamiento hacia abajo

En este caso, la fuerza horizontal sobre la pila actúa en la dirección del movimiento con el siguiente valor:

$$H = (\rho - r)V$$

Debido a las posibles variaciones del ángulo de fricción, es más seguro disponer de un sistema de frenado para controlar el movimiento del puente.

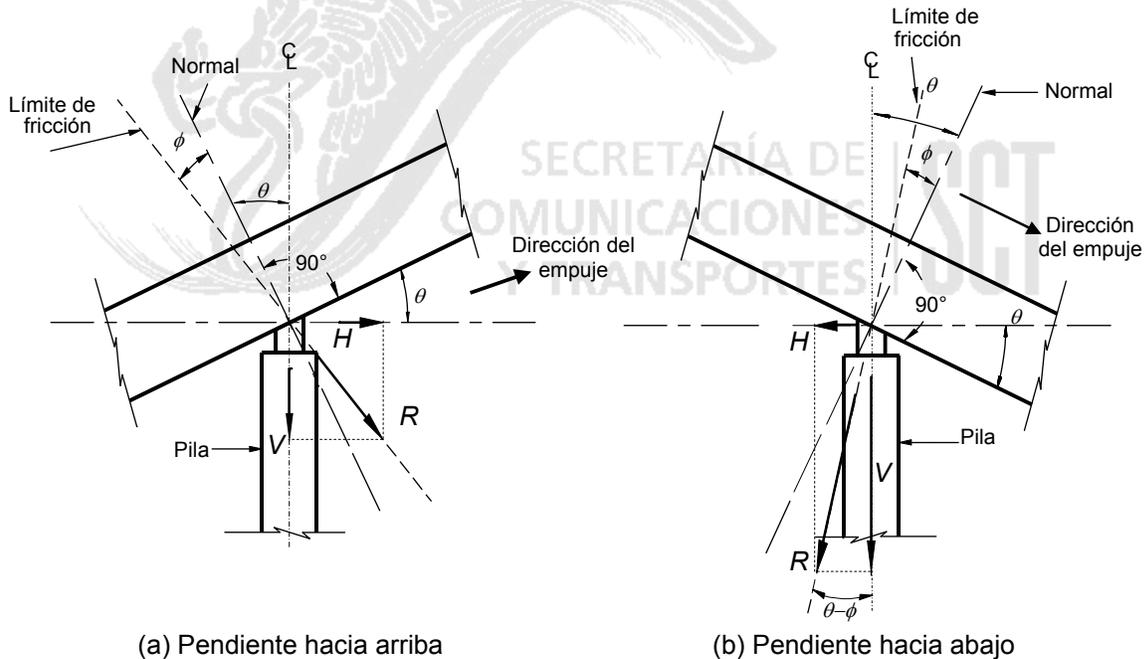


FIGURA 2.- Reacciones en las pilas durante el empuje

E.2.7. Otras acciones sobre las pilas y detalles constructivos

Los cabezales de las pilas tendrán un ancho suficiente para alojar los siguientes dispositivos:

- Apoyos deslizantes provisionales

- Gatos para levantar el puente después del empuje e instalar los apoyos permanentes
- Guías laterales para prevenir el desplazamiento transversal durante el empuje
- Gatos de ajuste para la corrección de los desplazamientos relativos entre pilas y superestructura

Los apoyos provisionales de deslizamiento se colocan excéntricos respecto al eje de la pila para balancear los movimientos producidos por la fuerza horizontal del empuje. En el caso de pilas muy altas, los efectos de la fuerza horizontal pueden disminuirse si los gatos para el empuje de la superestructura se colocan directamente sobre la pila. Adicionalmente, los efectos de la fuerza horizontal pueden tomarse mediante cables que sujeten a la pila lateralmente y se anclen en el terreno. En tal caso, se revisan los efectos que sobre la pila tienen las tensiones generadas en dichos cables.

E.3. COMBINACIONES DE CARGAS

Para las condiciones definitivas de la estructura, se aplicarán las combinaciones de cargas que se indican en la Norma N-PRY-CAR-6-01-006, *Combinaciones de Cargas*. Para las condiciones de construcción se utilizarán las combinaciones de cargas de la Fracción D.11. y para los efectos térmicos en estas combinaciones se calcularán como se indica en la Fracción D.5. de este Manual.

E.4. ANÁLISIS

En el análisis de puentes empujados, serán aplicables las indicaciones generales sobre análisis que se incluyen en la Norma N-PRY-CAR-6-01-001, *Ejecución de Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares*, así como las recomendaciones de la Fracción D.4. de este Manual, referentes a la posibilidad del empleo de modelos tridimensionales en el análisis.

E.4.1. Efectos de segundo orden

Los efectos de segundo orden debidos a los desplazamientos laterales y verticales que se producen durante el empuje, se considerarán en el análisis mediante un modelo aprobado por la Secretaría.

E.4.2. Propiedades geométricas

Serán aplicables las recomendaciones para los anchos efectivos de las losas superior e inferior de secciones cajón de concreto presforzado, que se indican en la Fracción D.6. de este Manual.

E.4.3. Análisis transversal y longitudinal

En secciones cajón de concreto presforzado, la distribución transversal de cargas se efectuará conforme a lo establecido en las Fracciones D.4. y D.8. de este Manual.

Se analizarán todas las secciones de la superestructura y la nariz de lanzamiento para determinar los elementos mecánicos que se producen en las etapas sucesivas de construcción, incluyendo las cargas durante la construcción y las combinaciones que se indican en la Fracción D.11. de este Manual. El análisis longitudinal incluirá los efectos secundarios producidos por el presfuerzo de continuidad, los efectos de variación de la temperatura ambiental y del gradiente térmico, los efectos de las pérdidas de presfuerzo y los de redistribución de momentos producidos por el flujo plástico.

E.5. DISEÑO

El diseño se puede efectuar conforme a lo establecido en las Normas aplicables de los Títulos 03. *Diseño de Estructuras de Concreto* y 04. *Diseño de Estructuras de Acero*, de la Parte 6. *Proyecto de Puentes y Estructuras*, del Libro PRY. *Proyecto*, del Tema CAR. *Carreteras*.

E.5.1. Definición de la trayectoria de los cables

El presfuerzo longitudinal, en puentes empujados de sección cajón de concreto presfzado, consiste en dos familias de cables:

- E.5.1.1.** Cables de construcción, ubicados en la losa superior e inferior del cajón, de manera que el presfuerzo total resulte axial y el esfuerzo causado por los cables sea uniforme en toda el área de la sección transversal. Estos cables son rectos y se unen mediante acopladores en las juntas entre dovelas.

Los cables rectos también podrán anclarse en bloques adyacentes a las paredes interiores del cajón.

Así mismo, se podrán emplear cables curvos externos parcialmente que balancean a los cables curvos que se requieren para las condiciones finales de trabajo, de manera de tener presfuerzo axial durante la construcción. Los cables parcialmente externos se retiran al término del empuje.

- E.5.1.2.** Cables de continuidad, que se colocan al finalizar la operación de empuje sobre la estructura en su posición final para soportar conjuntamente, con los cables de construcción, los esfuerzos en la condición final de operación. La trayectoria de estos cables es curva, pasando por el lecho inferior en los centros de los claros y en el lecho superior en los ejes de las pilas.

Los cables de presfuerzo se distribuirán a todo el ancho de la losa superior e inferior para garantizar una distribución uniforme del presfuerzo. Para los anclajes de los cables alojados en las losas, se diseñarán engrosamientos locales para resistir los esfuerzos de compresión concentrados en las placas de anclaje.

Debe preverse la necesidad de un incremento futuro del presfuerzo para lo cual se incluirán, tanto en la losa superior como en la inferior, ductos vacíos en número del orden del 10% de los cables requeridos por el diseño.

E.5.2. Disposiciones generales de diseño

En los puentes empujados con superestructura de concreto presforzado, son aplicables las disposiciones generales de diseño por flexión longitudinal, cortante y flexión transversal que se indican en las Fracciones D.6., D.7. y D.8. de este Manual así como los detalles constructivos sobre los ductos que aparecen en la Fracción D.10. de este Manual.

E.6. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

E.6.1. Nariz de lanzamiento

La nariz de lanzamiento puede construirse con armaduras metálicas o traveses de acero. Generalmente está constituida por dovelas fabricadas en taller que se ensamblan en el sitio de construcción del puente.

Estarán provistas de trineos de realineamiento o de sistemas hidráulicos que les permitan recuperar su deformación elástica.

Los patines inferiores de la nariz se alinearán con la parte inferior de la superestructura. La tolerancia de nivelación será inferior a 1 mm.

La nariz se integrará a la superestructura con una conexión que permita el trabajo integral de ambos elementos. La conexión se diseña de modo que su desmontaje sea fácil una vez terminado el empuje.

La nariz tendrá contravientos horizontales y diagonales así como placas atiesadoras verticales que aseguren su estabilidad durante el empuje.

E.6.2. Atirantamiento provisional

Se requiere verificar que los elementos de la superestructura en que se anclen los tirantes, tengan la resistencia suficiente para resistir las fuerzas de anclaje. Igualmente, se verificará la resistencia de las zonas de anclaje en los mástiles.

La magnitud de la tensión a aplicarse en los tirantes se define tomando en cuenta la deflexión elástica de la punta de la nariz de lanzamiento, la deformación de las pilas, la posición de los apoyos y los cambios de dimensiones por temperatura en los cables y la superestructura.

La torre en que se anclan los tirantes se articula a la superestructura para transmitir exclusivamente fuerzas axiales. En su base irá provista de dispositivos hidráulicos que permitan ajustar su posición y los esfuerzos que transmiten a la superestructura durante el empuje.

E.6.3. Técnicas de empujado

Se recomienda utilizar las siguientes técnicas para el empuje de la superestructura:

E.6.3.1. Arrastre con cables

Con cables de presfuerzo se jala la superestructura desde la pila o estribo más cercano, utilizando cualquier dispositivo hidráulico o mecánico.

E.6.3.2. Arrastre con gatos

Se utilizan gatos hidráulicos y barras de acero o cables de presfuerzo anclados a la losa inferior de la superestructura. Los gatos se apoyan contra la cara del estribo más cercano al patio de prefabricación y desde ahí se jalan las barras o cables. También es posible sujetar el gato a la parte posterior de la superestructura y empujar ésta jalando las barras previamente sujetas a ella y al estribo.

E.6.3.3. Empuje posterior

Un extremo de los pistones del gato hidráulico se sujeta a la superestructura en su parte posterior y el otro extremo al mismo gato. Éste se monta sobre cremalleras o rieles fijos a la plataforma de lanzamiento. En esta posición se empuja la superestructura en una distancia igual al juego del pistón y después de un ciclo de empuje el gato se mueve sobre la cremallera o el riel y se repite la operación de sujeción y empuje.

E.6.3.4. Levantamiento y empuje

Se utiliza un gato vertical acoplado a otros gatos horizontales. En una primera etapa el gato vertical levanta la superestructura y después los horizontales la empujan. En la segunda etapa una vez que se ha producido el arrastre del juego de pistones horizontales, el gato vertical desciende y los horizontales vuelven a su posición original.

La aplicación de las técnicas anteriores requiere estructuras adicionales tales como vigas de soporte y de cimentación, cremalleras, armaduras o brazos de empuje, chasises y mordazas. Se requiere además un dispositivo de seguridad que mantenga fija la estructura mientras no se realizan tareas de empuje, además de dispositivos que permitan despegar a la superestructura cuando ésta se recargue excesivamente sobre las guías laterales.

E.7. CONTROL GEOMÉTRICO

El diseño de puentes empujados incluye el cálculo de las flechas en las diferentes etapas de construcción con el objeto de proporcionar a las dovelas las contraflechas adecuadas en la planta de prefabricación o de colado. Para superestructuras empujadas de concreto presforzado son aplicables las indicaciones de la Fracción D.12. de este Manual.

En la construcción, el control geométrico o monitoreo incluye las operaciones que se describen en los siguientes Incisos.

E.7.1. Desplazamientos verticales

Con equipo topográfico de alta precisión se verifican los desplazamientos verticales en la punta de la nariz de lanzamiento y en la unión de esta nariz con la superestructura.

E.7.2. Desplazamientos transversales

Se llevará un registro de los desplazamientos de las pilas en sentido perpendicular al eje del puente para corregir las rotaciones que puedan producirse respecto a su eje.

E.7.3. Fuerzas en los gatos

Los gatos para el empuje y levantamiento de la superestructura serán calibrados previamente. El registro de la fuerza con la que se inicia el desplazamiento permite verificar la fricción en los apoyos deslizantes provisionales y ajustar de ser necesario los cálculos estructurales que se basan en ese parámetro. El registro de la fuerza del gato vertical con el que se recupera la flecha de la punta de la nariz permite comparar los valores teóricos contra los reales y determinar la necesidad de ajustar o no el proyecto estructural.

E.7.4. Instrumentación de zonas críticas

Es recomendable colocar deformímetros en el sentido longitudinal y transversal del puente, en la zona inferior de la sección transversal de la superestructura para monitorear su comportamiento durante el empuje.

E.7.5. Desplazamientos de pilas

Se verificará que los desplazamientos longitudinales de los cabezales de las pilas, durante el empujado, no excedan los valores calculados en el proyecto ejecutivo. Para la medición de estos desplazamientos se marcarán puntos de referencia tanto en el cabezal como en la base del cuerpo de las pilas.

F. PUENTES ATIRANTADOS

F.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE DISEÑO

F.1.1. Alineamiento

El alineamiento horizontal y vertical puede ser recto o curvo. Si es curvo, la curvatura se mantendrá constante en toda la longitud del puente.

F.1.2. Claros

Se recomienda aplicar este sistema estructural a puentes cuyo claro esté comprendido entre 150 y 1 000 m.

La disposición de los claros es de 3 tipos básicos:

- Dos claros, simétricos o asimétricos
- Tres claros
- Claros múltiples

F.1.3. Arreglo de tirantes

F.1.3.1. Los tirantes podrán colocarse en la siguiente forma:

- En un solo plano
- En dos planos verticales
- En dos planos inclinados

F.1.3.2. En elevación, los tirantes tomarán las siguientes configuraciones:

a) **Radial**

En la configuración radial los cables se anclan en su parte superior en un solo punto del mástil y en la inferior en varias secciones a lo largo del tablero.

b) **Arpa**

En la configuración en arpa los cables son paralelos y se anclan en varios puntos a espaciamiento constante en el mástil y en el tablero.

c) **Abanico**

En la configuración de abanico los cables se anclan en varios puntos del tablero y del mástil y no son paralelos.

d) **Estrella**

En la configuración de estrella los cables se anclan en diversos puntos del mástil y convergen en un solo punto del tablero.

e) **Mixta**

En las configuraciones mixtas se combinan dos o más de las configuraciones básicas anteriores.

Las separaciones recomendables a lo largo del tablero son entre 5 y 25 m y entre 5 y 15 m para estructuras metálicas y de concreto, respectivamente.

La elección de la forma de arreglo de los tirantes depende de la longitud del claro, el ancho del camino, la altura de los mástiles, aspectos económicos que incluyen el costo de los tirantes y anclajes, así como consideraciones estéticas.

F.1.4. Sección transversal

La sección transversal podrá ser cerrada, tipo cajón o abierta, formada por vigas de acero de placas soldadas.

Las secciones cajón serán de acero o de concreto y estarán formadas por una o varias celdas.

Las secciones abiertas contendrán piezas de puente o elementos transversales para el soporte de cargas de la superestructura en los claros de las vigas longitudinales. En estas secciones las vigas de placas soldadas pueden ser sustituidas por armadura rigidizada.

La sección transversal tendrá un peralte constante en toda la longitud del puente aún cuando el material y la forma pueden ser variables.

El material con que se construya la superestructura será variable, de concreto en tramos laterales de anclaje en porciones de un claro central adyacente a los pilones y de acero en la parte central de los claros principales.

La elección del tipo de superestructura depende de la configuración adoptada para los tirantes, del procedimiento constructivo, de las dimensiones de los claros y de la localización del puente.

F.1.5. Mástiles

Los mástiles generalmente se construyen de concreto reforzado, aunque en algunos casos son de acero estructural.

En elevación, la forma del mástil podrá ser una columna en voladizo de sección hueca constante o variable con la altura. Si se utilizan dos columnas, la forma del mástil podrá ser la de "A", la de "Y" invertida, la de diamante y la deltoidal o diamante modificado. Las dos columnas también podrán quedar aisladas, sin unión por encima de la superestructura, trabajando en voladizo.

Con fines de prediseño, se supondrá para los mástiles una altura igual a $\frac{1}{5}$ del claro máximo del puente.

F.1.6. Tirantes

Podrán usarse tirantes formados por torones paralelos o trenzados helicoidalmente, barras o alambres paralelos y cables formados por alambres.

Los tirantes pueden ser prefabricados o fabricados en el sitio del puente. En todo caso, los tirantes se proveerán de un sistema de protección anticorrosiva y de un sistema de inspección. Ambos sistemas serán aprobados por la Secretaría.

F.1.7. Anclajes de los tirantes

F.1.7.1. En los mástiles

Dependiendo del arreglo de los tirantes y de las dimensiones de la sección transversal del mástil, los tirantes se fijarán mediante anclajes externos traslapados o mediante anclajes internos sin traslape. Los anclajes serán individuales o de conjunto.

Cuando la magnitud de las componentes horizontales de las fuerzas inducidas en los tirantes sea muy grande, se emplearán barras de presfuerzo o una estructura metálica interior que permita la transmisión de esas componentes al mástil.

También es posible utilizar tirantes que pasen a través del mástil sobre una silleta ahogada en el seno del mismo.

F.1.7.2. En la superestructura

Los anclajes de los mástiles al tablero se verificarán tanto para conocer su resistencia última a carga monotónica como su comportamiento a fatiga, para un mínimo de 2 000 000 de ciclos de carga.

Los anclajes a la superestructura contarán con sistemas para su fácil inspección y para el desmontaje del cable en caso necesario; así mismo, tendrán protecciones anticorrosivas que puedan sustituirse con facilidad.

F.1.7.3. Materiales

El concreto en superestructuras de puentes atirantados tendrá una resistencia mínima a compresión a los 28 días de edad de 34,34 MPa (350 kg/cm²).

El acero de refuerzo será redondo, corrugado, laminado en caliente, con esfuerzo de fluencia igual o mayor a 412 MPa (4 200 kg/cm²).

El acero de presfuerzo preferentemente será de baja relajación, con esfuerzo de ruptura de 1 864 MPa (19 000 kg/cm²).

F.2. DEFINICIONES DE CARGAS

Para el análisis de puentes atirantados, se definirán las cargas de acuerdo con lo indicado en la Norma N-PRY-CAR-6-01-003, *Cargas y Acciones*, tomando en cuenta las aclaraciones y recomendaciones complementarias que se incluyen en los siguientes Incisos:

F.2.1. Carga muerta

Tanto para la posición final de la estructura como para las diferentes etapas de construcción, la carga muerta consiste en la masa de todos los elementos estructurales y de los elementos secundarios tales como banquetas, guarniciones, parapetos y carpeta asfáltica. Se tomará en cuenta el peso propio de los tirantes en el que se incluya el de los tendones de acero, los ductos de recubrimiento y la lechada cuando exista. En las etapas de construcción, se considerará el peso de los equipos, materiales y personal que graviten sobre la calzada así como los efectos del retiro de apoyos provisionales para montaje.

F.2.2. Carga viva

Se incluyen como cargas vivas en la calzada y en las banquetas las indicadas en la Norma N-PRY-CAR-6-01-003, *Cargas y Acciones*.

Las cargas vivas se colocarán en las posiciones que causen los máximos efectos para el elemento bajo diseño. Se revisará el comportamiento de la estructura para una carga viva colocada en forma alternada a uno y otro lado del eje longitudinal del puente, a manera de un tablero de ajedrez, ya que esta condición produce efectos máximos de torsión.

Las cargas vivas se incrementarán por efecto de impacto de acuerdo con lo indicado en la Norma N-PRY-CAR-6-01-003, *Cargas y Acciones*, para elementos del tablero y para los tirantes. El impacto no se incluirá en el análisis de mástiles y pilas.

F.2.3. Efectos térmicos

Los efectos térmicos se valúan de acuerdo con lo indicado en la Norma N-PRY-CAR-6-01-003, *Cargas y Acciones*. En el caso de puentes atirantados construidos por dovela, son aplicables las indicaciones de la Fracción D.5. de este Manual. Para el análisis de la etapa de construcción, son aplicables las indicaciones de la Fracción D.11. de este Manual.

Adicionalmente, se incluirá el efecto de un diferencial de temperatura entre el tirante y el mástil por un lado y entre el tirante y el tablero por el otro. En el caso de tirantes en ductos de color blanco, este diferencial térmico es de 10 °C y en el caso de ductos negros es de 20 °C.

Los gradientes térmicos para estructuras de sección cajón se considerarán de 10 °C a todo lo largo de la calzada y para estructuras de sección abierta, losas sobre vigas, el diferencial será de 5 °C independientemente de la variación en el peralte.

F.2.4. Fuerzas en los mástiles

En el diseño de mástiles, aparte de las cargas y acciones generales mencionadas en los Incisos anteriores y en la Norma N-PRY-CAR-6-01-003, *Cargas y Acciones*, se considerarán los siguientes efectos:

- Las fuerzas transmitidas por los tirantes
- El desequilibrio de fuerzas producido por la variación de tensiones en los tirantes
- Las fuerzas de compresión transmitidas por la superestructura
- La excentricidad de las silletas
- Los posibles desplomes del mástil
- Los esfuerzos secundarios producidos por la excentricidad de las cargas verticales
- Las curvaturas no previstas en la directriz del mástil
- La estabilidad en el sentido longitudinal y transversal al eje del puente
- La posible rotura de un tirante cuando el puente ya se encuentre en servicio

F.2.5. Fuerzas en los anclajes

En el diseño de los anclajes, además de considerar las fuerzas transmitidas por los tirantes durante la construcción y operación, se tomarán en cuenta las fuerzas inducidas por las operaciones de reemplazo de los tirantes; los efectos de fatiga ante cargas cíclicas de los diferentes componentes del anclaje (placas, cuñas, tapas, entre otros), así como las fuerzas transmitidas por dispositivos amortiguadores de las vibraciones.

F.2.6. Cargas de construcción

F.2.6.1. Generalidades

Son aplicables las indicaciones contenidas en la Fracción D.11. de este Manual para puentes construidos en voladizo o en la Fracción E.2. de este Manual para puentes empujados, dependiendo del procedimiento de construcción para la colocación de las dovelas de la superestructura atirantada; además se tomarán en cuenta las cargas que se indican en los siguientes Párrafos:

F.2.6.2. Fuerzas inducidas por apoyos provisionales

Si se emplean apoyos provisionales para reducir el claro en la técnica de construcción por empuje de dovelas del puente atirantado, en el análisis de la superestructura se tomarán en cuenta las fuerzas inducidas durante la construcción por posibles asentamientos y desalineamientos de dichos apoyos; además, en el análisis de la superestructura terminada se considerará que la remoción de los apoyos provisionales induce fuerzas concentradas sobre el sistema estructural.

F.2.6.3. Efectos de desalineamiento de los tirantes

En forma aproximada, el incremento de tensión en un tirante no articulado a la superestructura, producido por su desviación angular, según se muestra en la Figura 3 de este Manual, se calculará por la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma = 2\Delta\gamma\sqrt{\frac{10ET}{A}}$$

Donde:

$\Delta\sigma$ = Incremento de esfuerzo de tensión en el tirante, (MPa)

$\Delta\gamma$ = Desviación angular, (rad)

A = Área de la sección transversal del tirante, (cm²)

E = Módulo de elasticidad del tirante, (MPa)

T = Tensión original del tirante (sin desviación), (kN)

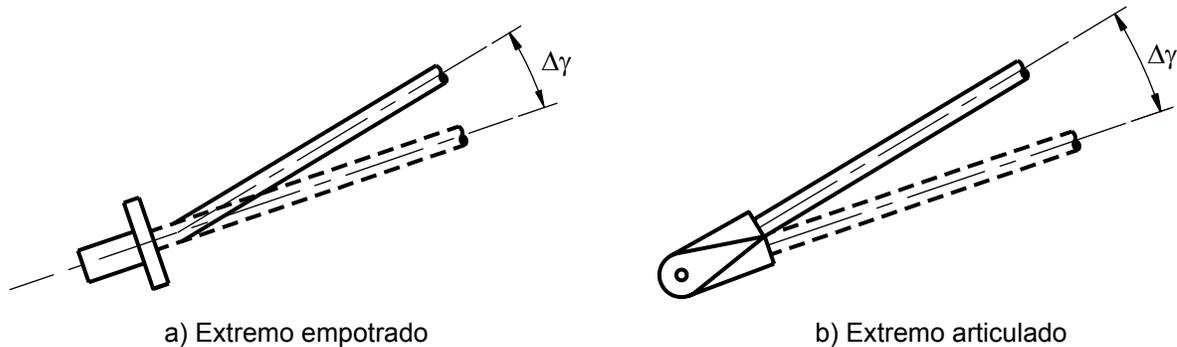


FIGURA 3.- Cambio angular en el extremo

F.2.6.4. Efecto de la inyección de ductos

La inyección de un material protector dentro del ducto de un tirante ocasiona un aumento de peso y en consecuencia un aumento de la tensión en él aplicada. Para definir este aumento de tensión se recomienda seguir el procedimiento esquematizado en la Figura 4 de este Manual y presentado en los siguientes Puntos:

- a) Se calcula la deflexión vertical (δ_1) antes de la inyección del material protector mediante:

$$\delta_1 = \frac{w_1 l^2}{8T_1 \cos^2 \alpha}$$

Donde:

δ_1 = Deflexión vertical antes de la inyección, (cm)

α = Ángulo entre la horizontal y la cuerda que une los puntos extremos del tirante, (grados)

w_1 = Peso del tirante por unidad de longitud antes de la inyección, (kN/cm)

l = Proyección horizontal de la longitud del tirante, (cm)

T_1 = Tensión inicial supuesta, (kN)

- b) Se calcula la deflexión vertical (δ_2) después de la inyección:

$$\delta_2 = \frac{w_2 l^2}{8T_1 \cos^2 \alpha}$$

Donde:

δ_2 = Deflexión vertical después de la inyección, (cm)

w_2 = Peso del tirante por unidad de longitud después de la inyección, (kN/cm)

α = Ángulo entre la horizontal y la cuerda que une los puntos extremos del tirante, (grados)

T_1 = Tensión inicial supuesta, (kN)

l = Proyección horizontal de la longitud del tirante, (cm)

Se supone que T_1 no varía.

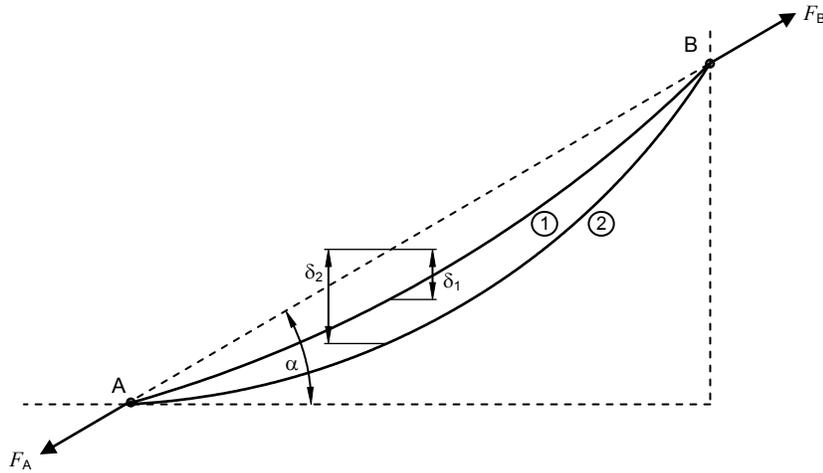


FIGURA 4.- Esquema para evaluar los efectos de inyección de ductos

c) Se calcula el incremento de tensión ΔT mediante:

$$\Delta T = \frac{8}{3} E_{eq} A \cos^3 \alpha \left[\frac{\delta_2^2 - \delta_1^2}{l} \right] \frac{l}{L}$$

Donde:

ΔT = Incremento de tensión, (kN)

L = Longitud del tirante, (cm)

A = Área de la sección transversal del tirante, (cm²)

α = Ángulo entre la horizontal y la cuerda que une los puntos extremos del tirante, (grados)

δ_1 = Deflexión vertical antes de la inyección, (cm)

δ_2 = Deflexión vertical después de la inyección, (cm)

E_{eq} = Módulo de elasticidad equivalente, (MPa), calculado como:

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{w_l^2 l^2 EA}{12T^3}}$$

E = Módulo de elasticidad del tirante, (MPa)

T = Tensión original del tirante (sin desviación), (kN)

w_l = Peso del tirante por unidad de longitud antes de la inyección, (kN/cm)

l = Proyección horizontal de la longitud del tirante, (cm)

d) Se obtiene la tensión total en el tirante, T_2 , mediante:

$$T_2 = T_1 + \Delta T$$

Donde:

T_2 = Tensión total en el tirante, (kN)

T_1 = Tensión inicial supuesta, (kN)

ΔT = Incremento de tensión, (kN)

- e) Con el valor de T_2 se obtiene un nuevo valor de δ_2 :

$$\delta_2 = \frac{8w_2 l^2}{T_2 \cos^2 \alpha}$$

Donde:

- δ_2 = Deflexión vertical después de la inyección, (cm)
- w_2 = Peso del tirante por unidad de longitud después de la inyección, (kN/cm)
- l = Proyección horizontal de la longitud del tirante, (cm)
- α = Ángulo entre la horizontal y la cuerda que une los puntos extremos del tirante, (grados)

- f) Se calcula un nuevo valor de ΔT aplicando la expresión indicada en el Punto c) de este Párrafo.
- g) El proceso se repite hasta lograr la convergencia.

El proceso converge rápidamente para valores de ΔT inferiores al 4% de T_1 .

F.2.7. Viento

La determinación de los efectos del viento en el puente atirantado completo o en cada uno de sus diferentes componentes, tanto en la etapa de construcción como durante la operación, será objeto de los estudios especiales a que se refiere la Cláusula H. de la Norma N-PRY-CAR-6-01-004, *Viento*, ya que tanto el puente completo como sus componentes caen en el tipo 4 de dicha Norma.

F.3. COMBINACIONES DE CARGAS

Para el análisis de puentes atirantados, se aplicarán las combinaciones de cargas que se indican en la Norma N-PRY-CAR-6-01-006, *Combinaciones de Cargas*, para la etapa final de operación y para las etapas de construcción las que se indican en la Fracción D.11. de este Manual.

F.4. ANÁLISIS

F.4.1. Métodos de análisis

Los elementos mecánicos para diseño se definen con base en el análisis elástico de un modelo estructural del puente. El modelo será bidimensional o tridimensional, siempre y cuando los elementos constitutivos reproduzcan adecuadamente las rigideces de los elementos estructurales reales. Se analizarán modelos completos de la estructura total o modelos parciales que tomen en cuenta los efectos (desplazamientos y fuerzas) del resto de la estructura.

El modelo simulará, en forma adecuada, las diferentes etapas de construcción, así como el comportamiento de la estructura en su posición final.

Los resultados del análisis pueden calibrarse en forma aproximada verificando que bajo cargas permanentes el diagrama de momentos flexionantes sea similar al de una viga continua con apoyos rígidos en los puntos de unión de los tirantes con la superestructura.

Bajo esta hipótesis, el área de acero del tirante i (A_{s_i}), se puede determinar, en forma aproximada, por la siguiente expresión:

$$As_i = \left(\frac{10Rg_i}{\text{sen } \alpha_i} \right) \frac{1}{\sigma g_i}$$

Donde:

As_i = Área de acero del tirante i , (cm²)

Rg_i = Reacción vertical en el punto de unión del tirante i con la superestructura, suponiendo que ésta es una viga continua sobre apoyos rígidos en cada uno de los puntos de conexión de los tirantes, (kN)

α_i = Ángulo que forma el tirante i con la horizontal, (grados)

σg_i = Esfuerzo admisible en el tirante i , (MPa)

Al análisis de este tipo de puentes se aplicarán las indicaciones generales señaladas en la Fracción E.4. de la Norma N·PRY·CAR·6·01·001, *Ejecución de Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares*.

F.4.2. Efectos de segundo orden

Los efectos de segundo orden debidos a los grandes desplazamientos laterales y verticales que bajo cargas variables y eventuales tiene la superestructura de este tipo de puentes, serán evaluados con un procedimiento de análisis y con un modelo estructural de tipos especiales y previamente aprobados por la Secretaría.

El comportamiento no lineal de los tirantes, podrá evaluarse suponiendo que su trayectoria es recta entre sus puntos de anclaje, como se ilustra en la Figura 5 de este Manual, y que su módulo de elasticidad se modifica de un valor E que tiene el acero constituyente del tirante, a un módulo de elasticidad equivalente, E_{eq} , que se determina como se indica en el Punto c) del Párrafo F.2.6.4. de este Manual, considerando que el peso del tirante por unidad de longitud antes de la inyección, w_1 , se sustituye por w_2 , peso del tirante por unidad de longitud después de la inyección y que T es la fuerza de tensión en el tirante y no la tensión original del tirante sin desviación.

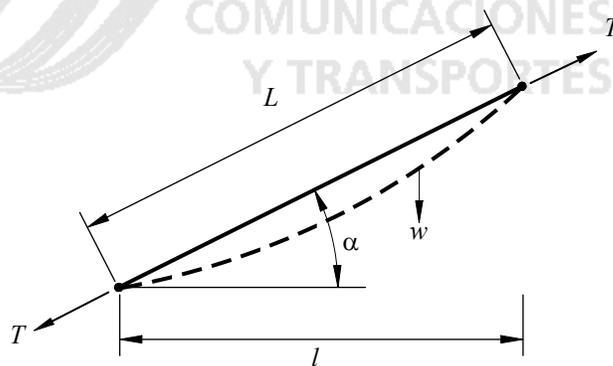


FIGURA 5.- Esquema de tirante o cable

Si se emplea para el análisis un programa que suponga un comportamiento lineal de los elementos del modelo, es necesario definir para cada tirante un material diferente, con diferente E_{eq} , llevar a cabo un procedimiento recurrente y modificar la matriz de rigideces cada vez que se ajusta el módulo E_{eq} . Estos efectos se pueden simular aplicando en los tirantes fuerzas de tensión imaginarias \hat{T} , como se ilustra en la Figura 6 de este Manual.

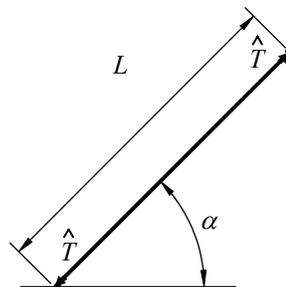


FIGURA 6.- Tensiones imaginarias equivalentes \hat{T}

Dado que las tensiones imaginarias dependen del módulo de elasticidad y a su vez la magnitud del módulo depende de las tensiones, es necesario establecer una ecuación de equilibrio, que para el instante j queda como sigue:

$$\hat{T}_j = (S_{j-1}) - \frac{E_j}{E_o} S_{j-1}$$

Donde:

E_j = Módulo de elasticidad en el instante j , calculado como se indica en este Inciso, (MPa)

S_j = Fuerza elástica de tensión en el cable en la j -ésima interacción, (kN)

\hat{T} = Vector de fuerzas imaginarias, (kN)

E_o = Módulo de elasticidad original en el primer paso del análisis, (MPa)

$\frac{E_j}{E_o} S_{j-1}$ = Vector de fuerzas de autoequilibrio, (kN)

En el primer paso del análisis $\hat{T}_{j(j=1)} = \hat{T}_1$ es nulo ya que $E_j = E_o$.

El procedimiento es el siguiente:

- F.4.2.1. Se analiza la estructura bajo la condición de carga deseada, se obtienen las tensiones S_o y los esfuerzos correspondientes σ_o .
- F.4.2.2. Con los valores σ_o se calculan los módulos de elasticidad de los cables E_1 .
- F.4.2.3. Con los valores E_1 se calculan en cada cable las fuerzas imaginarias \hat{T}_1 .
- F.4.2.4. Se analiza elásticamente la estructura, suponiendo que sobre ella actúan las fuerzas \hat{T}_1 .
- F.4.2.5. Con los resultados del análisis anterior, se ajustan nuevamente los módulos de elasticidad obteniendo E_2 .
- F.4.2.6. Con los valores E_2 se determina otro conjunto de fuerzas imaginarias \hat{T}_2 .
- F.4.2.7. Se comparan los vectores \hat{T}_2 y \hat{T}_1 ; si las diferencias son pequeñas se termina el análisis, de lo contrario se procede a realizar otro análisis y así sucesivamente hasta lograr la convergencia.

F.4.3. Análisis transversal

Para superestructuras de sección cajón de concreto presforzado, el análisis transversal se realiza, en lo que se refiere a anchos afectivos de colaboración de las losas y procedimientos para la distribución de cargas vivas, como se indica en la Fracción D.4. de este Manual.

Cuando sea el caso, en este análisis se incluyen los efectos de aplicación de las tensiones de los tirantes y de las fuerzas debidas al presfuerzo.

F.4.4. Efectos de fatiga

Para estimar la vida útil de los tirantes, se realizarán pruebas en el laboratorio a muestras del acero que se pretenda emplear, consistentes en la aplicación cargas cíclicas para un mínimo de 2 000 000 ciclos de carga.

Con base en los resultados de las pruebas, se construye un diagrama de Wöhler en el cual en las ordenadas se tiene el rango de variación de esfuerzo y en las abscisas el número de ciclos al cual se alcanza la falla.

En estas pruebas, el esfuerzo máximo al que se someten los tirantes es de 45% del esfuerzo de ruptura en prueba monotónica.

F.4.5. Análisis de mástiles

En el análisis de mástiles, se tomarán en cuenta los tipos de conexión de estos elementos con los tirantes y con la superestructura.

Por su esbeltez y por la gran magnitud de la fuerza de compresión a que están sujetos, los mástiles serán objeto de análisis de estabilidad elástica.

F.4.6. Análisis de etapas de construcción

Es necesario definir los esfuerzos y deformaciones de la superestructura al término de cada una de las etapas de construcción.

Para este análisis, en forma virtual se partirá del modelo del puente en su estructuración final y se revisará en forma inversa el procedimiento constructivo, procediendo como sigue:

- Se eliminará el pretensado y los efectos de contracción y de flujo plástico de la dovela de cierre.
- Se eliminarán las cargas de construcción (cimbras móviles, peso de equipo, entre otras) y de servicio en la dovela de cierre.
- Se eliminará la dovela de cierre.

Se repetirá sistemáticamente el proceso anterior para las dovelas restantes hasta llegar a la etapa inicial de construcción de la superestructura. Cuando se simule el retiro de una dovela, se eliminará la fuerza de tensión del tirante conectado a ella.

Los resultados de este procedimiento de desmontaje virtual, son utilizables para el control geométrico de la superestructura durante la construcción.

F.4.7. Análisis dinámico

Tanto para la determinación de efectos de viento como de sismo, se realizará un análisis dinámico de la estructura obteniendo las frecuencias fundamentales y las amplitudes de las vibraciones esperadas, de acuerdo con lo establecido en las Normas N·PRY·CAR·6·01·004, *Viento* y N·PRY·CAR·6·01·005, *Sismo*, respectivamente. Se verificará que estos efectos no afecten la estabilidad dinámica del puente.

También se revisarán los efectos de las vibraciones en los peatones y los conductores de vehículos.

Los análisis dinámicos, con base en modelos matemáticos, se complementarán en el caso de puentes atirantados importantes con los resultados de pruebas de modelos físicos en túnel de viento y en mesa vibratoria capaz de reproducir los movimientos de sismos reales.

F.5. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS QUE INFLUYEN EN EL DISEÑO

En los siguientes Incisos se presentan algunas recomendaciones sobre aspectos constructivos de puentes atirantados que inciden en su diseño, que complementan lo indicado en las Normas aplicables del Título 02. *Estructuras*, de la Parte 1. *Conceptos de Obra*, del Libro CTR. *Construcción*, del Tema CAR. *Carreteras*.

F.5.1. Tensado de los tirantes

En forma aproximada, para la condición de peso propio, las fuerzas de tensión que deben aplicarse en cada tirante son las siguientes, como se ilustra en las Figuras 7 y 8 de este Manual:

- Para el anclaje en la superestructura

$$F_{as} = \frac{R}{\text{sen}\alpha} + \frac{p}{2} \frac{\cos^2 \alpha}{\text{sen}\alpha}$$

- Para el anclaje en el mástil

$$F_{am} = \frac{R}{\text{sen}\alpha} + \frac{p}{2} \frac{(1 + \text{sen}^2 \alpha)}{\text{sen}\alpha}$$

Donde:

F_{as} = Tensión en los tirantes anclados a la superestructura, (kN)

F_{am} = Tensión en los tirantes anclados al mástil, (kN)

R = Reacción en el punto de unión del tirante con la superestructura, obtenida suponiendo que ésta es una viga continua sobre apoyos rígidos en los puntos de conexión con los tirantes, (kN)

p = Peso total del tirante, (kN)

α = Ángulo entre la horizontal y la cuerda que une los puntos extremos del tirante, (grados)

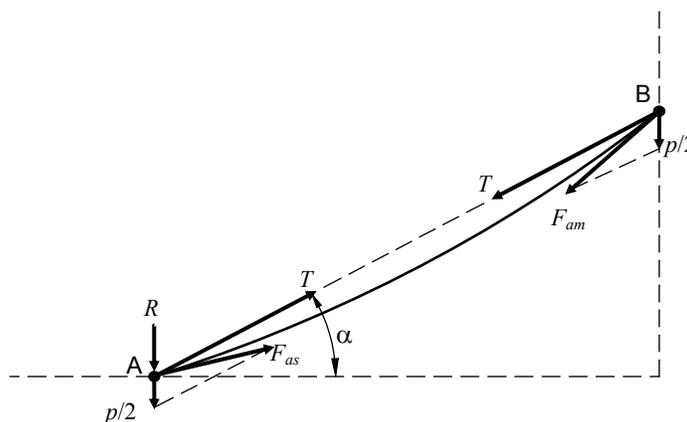


FIGURA 7.- Acciones de los tirantes sobre la superestructura y el mástil

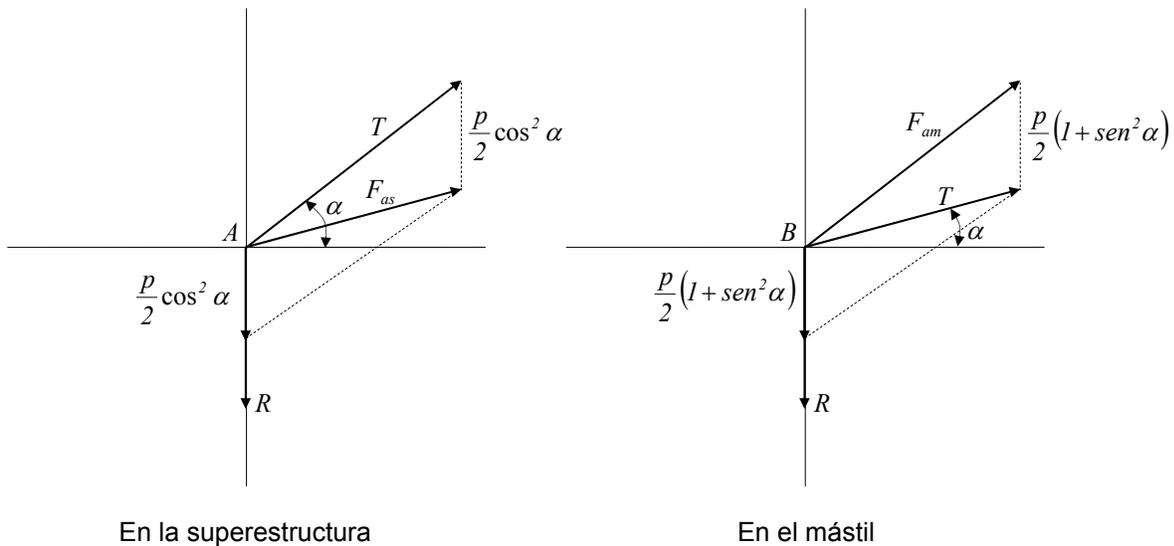


FIGURA 8.- Fuerzas de tensión a aplicar con los dispositivos de tensado

F.5.2. Procedimientos para la instalación de tirantes

Para la instalación de tirantes prefabricados se utilizarán las siguientes técnicas:

F.5.2.1. Con grúas

Para puentes de claro corto o mediano, es conveniente colocar una grúa sobre la superestructura con la cual se puedan izar los tirantes y anclajes a los mástiles.

F.5.2.2. Con grúas y tirantes auxiliares

Se utiliza un tirante auxiliar provisional que se instala entre el mástil y la superestructura con auxilio de una grúa. Este tirante auxiliar está provisto de cables colgantes móviles a los que se sujetan los tirantes definitivos. Con auxilio de un dispositivo se jalan los colgantes móviles hasta colocar en posición el tirante definitivo que cuelga de ellos.

F.5.2.3. Con rampas, tirante auxiliar y colgante

Además de los dispositivos descritos en el Párrafo anterior, se utilizan rampas sobre las que se deslizan los tirantes definitivos.

F.5.2.4. Fabricación en sitio

Si los tirantes se fabrican en el sitio, se coloca primeramente el ducto protector y después se fijan al anclaje del mástil y al anclaje de la superestructura, tensándolos provisionalmente, uno por uno de los elementos constitutivos del tirante (torón, alambre o barra). Cuando la totalidad de estos elementos esté colocada, el conjunto se tensorá hasta alcanzar la fuerza estipulada en el proyecto.

F.5.3. Longitud de los tirantes

Para calcular la longitud final de un tirante, según se ilustra en la Figura 9 de este Manual, se parte de la hipótesis de que su configuración original es aproximadamente la de una parábola de segundo orden, por lo que la longitud inicial (L_o) es:

$$L_o = \frac{l'}{\cos \alpha'} \left[1 + \frac{w^2 l'^2}{24T^2} \right]$$

$$l' = l - \delta_p$$

Donde:

- L_o = Longitud inicial del tirante, (cm)
- l = Proyección horizontal de la longitud original del tirante, (cm)
- δ_p = Desplazamiento horizontal del extremo del tirante unido al mástil, (cm)
- α' = Ángulo de la cuerda que une los extremos en la posición final del tirante, con la horizontal, (grados)
- w = Peso del tirante por unidad de longitud después de la inyección, (kN/cm)
- T = Fuerza de tensión en el tirante, (kN)

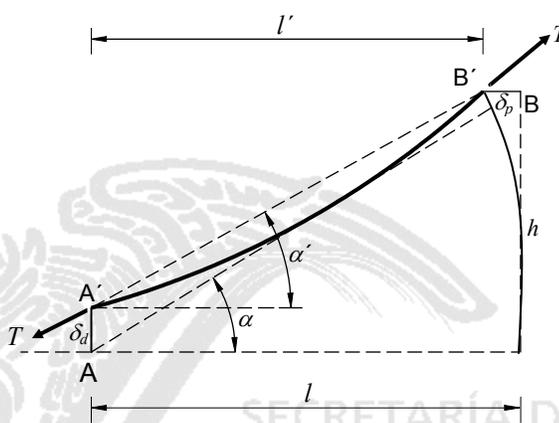


FIGURA 9.- Longitud de corte de un tirante

La longitud L_o se modifica para tomar en cuenta la deformación del puente y de los mástiles a través de las siguientes relaciones.

$$L_f = \frac{L_o}{F_f}$$

$$F_f = 1 + \frac{10T}{EA}$$

Donde:

- F_f = Factor de modificación de la longitud del tirante, (adimensional)
- E = Módulo de elasticidad del tirante, (MPa)
- A = Área de la sección transversal del tirante, (cm²)

F.5.4. Procedimientos de construcción de la superestructura

La construcción de puentes atirantados se puede realizar por los siguientes procedimientos:

F.5.4.1. Por voladizos

Con ayuda de cimbras móviles para elementos colados en sitio o de grúas para elementos prefabricados, a partir de los mástiles se colocan dovelas en voladizo, en forma simétrica o asimétrica. Después de colocada una dovela, se sostiene por su tirante respectivo.

F.5.4.2. Sobre andamios o apoyos provisionales

En primer término se construyen los tramos laterales de la superestructura sobre andamios o apoyos provisionales, hasta su unión con los mástiles. Después se constituye el tramo principal por voladizos desde los mástiles hacia el centro del claro.

F.5.4.3. Por empujado

La superestructura se ensambla en una plataforma por detrás de un estribo de la superestructura y se empuja a su posición definitiva con gatos hidráulicos.

F.5.4.4. Avance tramo a tramo

La estructura se construye en voladizo en forma continua desde uno de los extremos del puente.

F.5.4.5. Por rotación de voladizos atirantados

En ambas márgenes del cruce se construyen estructuras en voladizo sostenidas por tirantes de un mástil, orientados paralelamente al cauce. Cuando los voladizos alcanzan su longitud total, la estructura rota en torno al mástil para colocarse en su posición definitiva y encontrarse con la porción opuesta del otro lado del cruce que también rota a su posición definitiva.

F.5.5. Control de vibración

Para mitigar las vibraciones producidas en los tirantes por la lluvia o el viento, se utilizarán dispositivos separadores entre tirantes o amortiguadores hidráulicos o desviadores (aletas) del flujo a lo largo de los ductos protectores de tirantes.

De acuerdo con los resultados de estudios en túnel de viento, en algunos casos se colocarán desviadores del flujo en ambos lados de la superestructura para mitigar los efectos del viento.

F.5.6. Protección antivandálica

En una longitud vertical de 2 m, medida a partir de su unión con la superestructura, los tirantes se protegerán con un tubo de acero fijado a la superestructura y al ducto en que se aloja el tirante.

Las características de este tubo se fijarán para reducir el riesgo de falla de los tirantes por efectos tales como ataques vandálicos e impacto de vehículos, entre otros.

El diseño de esta protección considerará la facilidad de su reemplazo sin interrumpir el tránsito sobre el puente.

F.5.7. Pasarela de inspección

En la superestructura, por debajo de la superficie de rodadura, se colocarán pasarelas que permitan la inspección y el mantenimiento de todos los componentes del puente.

F.5.8. Protección anticorrosiva

Los tirantes, sus anclajes y elementos restantes de la superestructura, serán provistos de sistemas de protección anticorrosiva que alarguen la vida de la superestructura. Estos sistemas preferentemente serán redundantes y se seleccionarán conforme a la importancia del puente y su ubicación, de acuerdo con lo indicado en las Normas aplicables del Título 05. *Diseño de Protección contra la Corrosión*, de la Parte 6. *Proyecto de Puentes y Estructuras*, del Libro PRY. *Proyecto*, del Tema CAR. *Carreteras*.

F.6. CONTROL GEOMÉTRICO

F.6.1. Definición

Son todas las operaciones que se realizarán durante la construcción para lograr que el perfil del eje longitudinal del puente terminado coincida con la rasante de proyecto. En el análisis de la estructura se incluirá la determinación teórica de la configuración que tomará el eje longitudinal de la estructura en cada una de las etapas de construcción, tomando en cuenta el procedimiento constructivo y las características de los distintos materiales como el concreto, el acero estructural y el acero de tirantes, así como el programa de ejecución. En el caso de estructuras de concreto, se conocerán el módulo elástico inicial (E_c) y su variación respecto al tiempo ($E(t)$).

F.6.2. Control de masa

En la obra se verificará sistemáticamente la masa de:

- Los materiales de construcción
- El dispositivo móvil de colado
- El equipo de construcción
- Las cargas vivas adicionales (personal, equipos, materiales almacenados sobre la estructura)

Las masas obtenidas en la obra se compararán con los supuestos en el proyecto para realizar oportunamente los ajustes necesarios.

F.6.3. Control de propiedades mecánicas

Con base en pruebas de laboratorio aprobadas por la Secretaría, se verificarán sistemáticamente los valores de los módulos elásticos y de los esfuerzos característicos de los materiales integrantes de la estructura. Estos valores se compararán con los supuestos en el proyecto para realizar los ajustes correspondientes. En el caso del concreto, en obra se verificará la variación del módulo elástico con el tiempo.

F.6.4. Nivelación

En puntos de control previamente definidos y utilizando equipo topográfico de alta precisión, se verificarán las elevaciones de la estructura durante las etapas constructivas. Para superestructuras constituidas por dovelas, esta verificación se realizará al término de la colocación de cada dovela. Las lecturas se realizarán en las primeras horas de la mañana, antes de las 6:00 a.m., para tener la menor influencia de la temperatura.

Los niveles medidos en la construcción se compararán con los previstos en el proyecto. De encontrarse desviaciones importantes, se realizará un análisis del proceso constructivo para determinar las posibles causas de las desviaciones y realizar los ajustes correspondientes.

Para superestructuras construidas en voladizo, se medirán las deflexiones en los extremos de los voladizos al término de cada etapa del proceso. Para tableros muy flexibles será recomendable verificar la configuración geométrica entre los puntos de anclaje de tirantes contiguos.

F.6.5. Verificación de fuerzas en los tirantes

Previamente a la medición de las tensiones que actúan en un tirante, se determinarán el módulo elástico, las masas y longitudes reales. Se verificará que estos datos correspondan a la geometría de proyecto para el puente. De no coincidir, se realizará un análisis para el ajuste de las tensiones teóricas.

Con gatos previamente calibrados, se medirá la fuerza de tensión en cada tirante al término de cada etapa de construcción y al término del puente. En caso necesario, las fuerzas en los tirantes se ajustarán a los valores teóricos calculados después de repetir el análisis para incorporar los datos de masas y dimensiones reales en la obra. Se verificará que, bajo cargas permanentes, las fuerzas de tensión de los tirantes no induzcan fuerzas de desequilibrio en los mástiles o en la superestructura.

La Secretaría conservará el registro de las tensiones en cada tirante al término de la obra, como una base comparativa que permita conocer el comportamiento del puente durante la operación mediante mediciones sistemáticas en los plazos que indique el manual específico de conservación del puente que forma parte del proyecto del mismo.

La verificación de tensiones en la operación se realizará en forma indirecta con el uso de sensores de registro de aceleración en cada cable, para excitaciones inducidas o para las producidas por el ruido ambiental.

F.6.6. Instrumentación de zonas especiales

El proyectista indicará zonas especiales de la estructura con concentración de altos esfuerzos, tales como los anclajes de los cables, en las que se recomiende la colocación de medidores de deformación *strain gages*. Así mismo, en zonas en que se esperen altas deformaciones (centros de los claros y parte superior de los mástiles), se recomendará la instalación de medidores de desplazamiento.

Esta instrumentación permitirá verificar el comportamiento de la estructura durante la operación.

F.6.7. Verificación de verticalidad

Durante la construcción de los mástiles, se colocarán puntos de control que permitan verificar con equipo topográfico de alta precisión, la verticalidad de esos elementos, tanto en la obra como en la operación.

G. PUENTE DE ARCO

G.1. MATERIALES

Los arcos pueden ser de mampostería, concreto reforzado o presforzado y acero.

Los arcos de mampostería están constituidos por mampostería de primera clase formada por sillares de piedra labrados y acomodados. Estos sillares en el arco reciben el nombre de dovelas y tienen sus juntas orientadas radialmente.

En los arcos de concreto reforzado y presforzado se utiliza concreto con resistencia mínima a la compresión de 29,4 MPa (300 kg/cm²).

El acero de refuerzo será redondo, corrugado, laminado en caliente, con esfuerzo de fluencia, f_y , mayor o igual que 412 MPa (4 200 kg/cm²) y con alargamiento mínimo antes de la ruptura de 8%.

El acero de presfuerzo será de alambres o torones y cumplirá con lo indicado en el Inciso D.2.1. de la Norma N-PRY-CAR-6-03-002, *Concreto Presforzado*.

El acero estructural contará con las características mecánicas indicadas en las Normas aplicables del Título 04. *Diseño de Estructuras de Acero*, de la Parte 6. *Proyecto de Puentes y Estructuras*, del Libro PRY. *Proyecto*, del Tema CAR. *Carreteras*.

G.2. ESTRUCTURACIÓN

Los arcos tomarán las siguientes estructuraciones:

- Tres articulaciones; una en la clave y una en cada arranque (sistema isostático)
- Una articulación ubicada en la clave
- Empotrados en los arranques y ninguna articulación (aplicable a estructuras de concreto)

En el sentido transversal se empleará un solo arco en el eje longitudinal del puente, dos arcos, uno en cada lado de la calzada y 3 o más arcos a un espaciamiento uniforme. Cuando se empleen 2 o más arcos se dispondrán sistemas de contraventeo que los unan y rigidicen.

El arreglo de la estructura se seleccionará tomando en cuenta el procedimiento constructivo y consideraciones estéticas.

G.3. DEFINICIÓN DE CARGAS

Para las condiciones de operación, se aplicarán a los puentes de arco las disposiciones indicadas en la Norma N-PRY-CAR-6-01-003, *Cargas y Acciones*, para el proyecto carretero.

La revisión de las etapas constructivas en los puentes de arco construidos por voladizo o empujado, se efectuará de acuerdo con lo indicado en la Fracción D.11. de este Manual.

En la definición de cargas se tomará en cuenta lo indicado en el siguiente Inciso.

G.3.1. Efectos térmicos

En arcos isostáticos con 3 articulaciones, no se producen esfuerzos por los cambios de temperatura.

En arcos hiperestáticos se analizarán los efectos de los cambios de temperatura conforme a lo establecido en la Norma N-PRY-CAR-6-01-003, *Cargas y Acciones*. En forma aproximada se aplicarán las siguientes expresiones para el cálculo de las reacciones horizontales en los arranques (H_t) y de los momentos flexionantes (M_x) a lo largo del arco.

- Arcos de acero con articulaciones en los arranques:

$$H_t = \frac{15E_a I_a \alpha_a \Delta t}{8h_a^2} \quad \text{y} \quad M_x = -H_t y$$

- Arcos de acero con arranques empotrados:

$$H_t = \frac{90E_a I_a \alpha_a \Delta t}{8h_a^2} \quad \text{y} \quad M_x = -H_t \left(y - \frac{3}{4} h_a \right)$$

- Arcos de concreto con articulaciones en los arranques:

$$H_t = \frac{15r_c^2 E_a A_a \alpha_a \Delta t}{8h_a^2} \quad y \quad M_x = -H_t y$$

- Arcos de concreto con arranques empotrados:

$$H_t = \frac{90[0,5(r_s + r_c)]^2 E_a A_c \alpha_a \Delta t}{8h_a^2} \quad y \quad M_x = -H_t \left[y - h_a \left(1 - 0,33 \sqrt{d_c/d_s} \right) \right]$$

Donde:

H_t = Reacción horizontal en el arranque debida a la variación de la temperatura, (MN)

M_x = Momento flexionante debido a la variación de la temperatura, (MNm)

E_a = Módulo de elasticidad del material del arco, (MPa)

I_a = Momento de inercia de la sección transversal del arco (I_a constante), (m⁴)

α_a = Coeficiente de dilatación térmica del material del arco, (1/°C)

Δt = Variación de la temperatura, (°C)

h_a = Flecha del arco, (m)

y = Ordenada de la directriz del arco a la sección considerada, (m)

A_a = Área de la sección transversal, (m²)

A_c = Área de la sección transversal en la clave, (m²)

r_s = Radio de giro de la sección de arranque, (m)

r_c = Radio de giro de la sección de la clave, (m)

d_c = Peralte de la sección de la clave, (m)

d_s = Peralte de la sección de arranque, (m)

G.4. COMBINACIONES DE CARGAS

Son aplicables las combinaciones de cargas que se indican, para condiciones de operación, en la Norma N-PRY-CAR-6-01-006, *Combinaciones de Cargas* y las que se indican para condiciones de construcción, en la Fracción D.11. de este Manual.

G.5. ANÁLISIS

G.5.1. Métodos de análisis

Los elementos mecánicos para diseño se definen con base en un análisis elástico de un modelo estructural que será de 2 o 3 dimensiones, siempre y cuando el modelo reproduzca adecuadamente las diferentes rigideces de la estructura. También se modelarán porciones de la estructura siempre y cuando en la frontera del modelo se tomen en cuenta los efectos (desplazamiento o fuerza) que transmite el resto de la estructura.

El modelo estructural empleado para el análisis tendrá posibilidades de simular el procedimiento de construcción.

G.5.2. Pandeo y ampliación de momentos flexionantes

En el sentido transversal al puente, el pandeo quedará restringido generalmente por los contravientos.

En el sentido longitudinal, en el plano del arco, la estructura puede pandearse tomando una configuración de curva inversa en que la mitad del arco se flexiona hacia arriba y la otra mitad hacia abajo.

Esta posibilidad de pandeo se analizará para determinar el esfuerzo de compresión admisible en la estructura. Con este propósito, para carga viva de servicio se calculará un factor de amplificación, FA_s , mediante la siguiente expresión.

$$FA_s = \frac{1}{1 - \frac{T_{ac}}{A_{ac}F_e}}$$

Donde:

T_{ac} = Fuerza axial en la sección al cuarto del claro del arco, (N)

A_{ac} = Área de la sección transversal en el cuarto del claro, (m²)

F_e = Esfuerzo elástico de pandeo, (Pa), calculado como:

$$F_e = \frac{\pi^2 E_a}{\left(\frac{KL_m}{r_{ac}}\right)^2}$$

Donde:

L_m = Mitad del claro del arco, (m)

r_{ac} = Radio de giro de la sección transversal del arco en el cuarto del claro, (m)

K = Factor que varía entre 0,7 y 1,20 según el grado de restricción de los apoyos

E_a = Módulo de elasticidad del material del arco, (MPa)

Este factor FA_s se emplea sólo para calcular la amplificación de la deflexión bajo cargas de servicio. Sin embargo, los esfuerzos de flexión no son proporcionales a la magnitud de la carga por lo que el factor de amplificación de momentos se incrementará considerablemente al presentarse una sobrecarga. Por lo anterior, para el cálculo de esfuerzos se aplicará el siguiente factor

$$FA_d = \frac{1}{1 - \frac{1,7 T_{ac}}{A_{ac} F_e}}$$

G.5.3. Otros efectos de segundo orden

Los efectos de segundo orden debidos al acortamiento del arco por carga axial y por contracción del concreto, se tomarán en cuenta mediante un procedimiento aprobado por la Secretaría.

En forma aproximada, se pueden emplear las siguientes expresiones para el cálculo de reacciones horizontales (H_{ac}) en los arranques y de momentos flexionantes (M_x) a lo largo del arco:

- Arcos de acero de alma llena con articulaciones en los arranques:

$$H_{ac} = -\frac{15}{8} \left(\frac{r}{h_a}\right)^2 H_{cm} \quad \text{y} \quad M_x = -H_{ac}y$$

Donde:

H_{ac} = Reacción horizontal en el arranque debida al acortamiento del arco, (N)

H_{cm} = Reacción horizontal en el arranque debida a carga muerta, (N)

- r = Radio de giro de la sección transversal del arco que se supone constante a lo largo del arco, (m)
- h_a = Flecha del arco, (m)
- y = Ordenada de la directriz del arco a la sección considerada, (m)

- Arcos de acero de alma llena con arranques empotrados

$$H_{ac} = -\frac{90}{8} \left(\frac{r}{h_a} \right)^2 H_{cm} \quad \text{y} \quad M_x = -H_{ac} (y - 0,67h_a)$$

- Arcos de concreto con articulaciones en los arranques:

$$H_{ac} = -\frac{15}{8} \left(\frac{r_c}{h_a} \right)^2 1,38 f_c A_c \quad \text{ó} \quad H_{co} = -\frac{15}{8} \left(\frac{r_c}{h_a} \right)^2 0,00012 E_a A_c$$

$$M_x = -H_{ac} y \quad \text{ó} \quad M_x = -H_{co} y$$

Donde:

- f_c = Esfuerzo en la sección de la clave, (Pa)
- H_{co} = Reacción horizontal en el arranque debida a la contracción de fraguado, (N)
- r_c = Radio de giro de la sección de la clave, (m)
- A_c = Área de la sección transversal en la clave, (m²)
- E_a = Módulo de elasticidad del material del arco, (MPa)

- Arcos de concreto con arranques empotrados:

$$H_{ac} = -\frac{90[0,5(r_s + r_c)]^2}{8h_a^2} 1,38 f_c A_c \quad \text{ó}$$

$$H_{co} = -\frac{90[0,5(r_s + r_c)]^2}{8h_a^2} 0,00012 E_a A_c$$

$$M_x = -H_{ac} \left[y - h_a \left(1 - 0,33 \sqrt{\frac{d_c}{d_s}} \right) \right] \quad \text{ó} \quad M_x = -H_{co} \left[y - h_a \left(1 - 0,33 \sqrt{\frac{d_c}{d_s}} \right) \right]$$

Donde:

- r_s = Radio de giro de la sección de arranque, (m)
- d_c = Peralte de la sección de la clave, (m)
- d_s = Peralte de la sección de arranque, (m)

También deben tomarse en cuenta los efectos de la fluencia del concreto para lo cual debe conocerse el módulo elástico inicial E_c , y la función de variación del módulo elástico con el tiempo $E(t)$, así como el procedimiento constructivo y el calendario de colados.

Los efectos de fluencia del concreto pueden reducirse si se aplica en la clave del arco un esfuerzo de compresión mediante gatos hidráulicos antes del cierre.

G.5.4. Interacción del arco y el tablero

En condiciones de operación, se revisará la interacción del arco con el tablero, empleando un programa aprobado por la Secretaría. La interacción con el tablero es menor a medida que aumenta el claro de la superestructura. Los efectos de interacción son mayores en arcos de concreto que en arcos de acero.

G.5.5. Análisis transversal

Se revisarán los efectos causados por la aplicación de cargas vivas en forma asimétrica o excéntrica. Esto es, en el sentido longitudinal se carga sólo una mitad del arco y en el sentido transversal se carga sólo la mitad de un lado del puente.

La distribución transversal de la carga viva en arcos de sección cajón se realizará como se indica en la Fracción D.4. de este Manual. Se supone que la losa transmite cargas a los arcos que la sustentan como si fuera una viga simplemente apoyada.

G.6. CONTROL GEOMÉTRICO

G.6.1. Recomendaciones de proyecto para construcción

Se denomina control geométrico al conjunto de operaciones que se realizan en la construcción para verificar que el perfil longitudinal del arco y el tablero tome en cada etapa la configuración prevista por el proyecto, a fin de que la geometría del arco y la forma de la rasante en la etapa final coincidan con la de proyecto. Si en la verificación de perfiles durante la construcción se encuentran divergencias respecto a lo previsto en el proyecto, se analizará el procedimiento constructivo para identificar las causas de esas divergencias y realizar las correcciones necesarias.

Son aplicables al control geométrico de puentes de arco las recomendaciones para el control geométrico de puentes atirantados que se indican en la Fracción F.6. de este Manual y que se refieren a:

- Control de las masas
- Control de propiedades mecánicas
- Nivelación de perfiles
- Medición de fuerzas en tirantes provisionales
- Verificación de la verticalidad de mástiles provisionales
- Control de temperatura

G.7. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

G.7.1. Construcción del arco

G.7.1.1. Con cimbra fija

En primer término se construye la cimentación y los arranques del arco. Después se coloca la cimbra, previamente ensamblada, y se asegura su estabilidad. Se cuela el arco sobre la cimbra y una vez que el concreto del arco alcanza la resistencia de proyecto, se retira la cimbra y se procede a construir el tablero.

G.7.1.2. Con cimbra fija y tirantes provisionales

Se tienen las siguientes opciones:

- a) La primera consiste en construir un mástil provisional al lado de cada arranque del arco. De los mástiles se sujetan tirantes que soportan segmentos de cimbra. Una

vez que se tiene la cimbra completa se cuele el arco. Cuando el concreto ha alcanzado la resistencia de proyecto se retiran las cimbras, los tirantes y los mástiles y se procede a construir la superestructura.

- b) La segunda opción consiste en prefabricar la cimbra por mitades y colocarlas en forma vertical a cada lado de los mástiles. Con ayuda de los tirantes, se sujetan las cimbras y se abaten para unir las en la clave del arco.
- c) Otra variante es segmentar la cimbra en 3 porciones, 2 que se colocan en voladizo a partir de los arranques y se abaten con la ayuda de los tirantes a su posición definitiva y una tercera parte central que se ensambla por separado y se iza sujetándola en sus extremos para apoyarla en los 2 segmentos anteriores y conformar la totalidad de la cimbra.

G.7.1.3. Con dovelas prefabricadas y tirantes provisionales

El segmento inicial del arco es una dovela prefabricada que se estabiliza con ayuda de tirantes y se usa como apoyo para la cimbra del siguiente segmento del arco. Este procedimiento se realiza desde ambos arranques y avanza por etapas sucesivas hasta lograr el cierre en la clave del arco.

G.7.1.4. Con voladizos sucesivos y tirantes provisionales

En este procedimiento se construyen primeramente los tramos de acceso, los arranques y las pilas principales. Enseguida se coloca el dispositivo móvil de colado y se construye a cada lado del arco una primera dovela sujeta en la punta por un tirante que se ancla en el cabezal de la pila principal.

Cuando la primera dovela alcanza la resistencia de proyecto se avanza el dispositivo móvil de colado y se repite la operación anterior.

Como los cables que sujetan las dovelas producen empujes horizontales, en las cabezas de las pilas es necesario colocar, en el lado opuesto, cables de retenida que en un extremo se anclan a la cabeza de la pila y en el otro en el macizo de cimentación.

G.7.1.5. Como vigas en celosía avanzando en voladizos sucesivos

En esta técnica se construye una viga en celosía de peralte variable por voladizos sucesivos. En cada dovela el patín inferior a compresión es el arco, el alma son los diafragmas definitivos de concreto y el patín superior es el tablero. Como diagonales se colocan tirantes provisionales inclinados que unen tablero y arco.

G.7.2. Construcción del tablero

Para construir el tablero, se pueden utilizar las siguientes técnicas:

G.7.2.1. Con cimbra autoportante y autolanzable

Esta técnica es similar a la del voladizo, pero la cimbra móvil tiene dispositivos que le permiten avanzar a la siguiente posición una vez que el concreto de la dovela ha alcanzado la resistencia de proyecto.

G.7.2.2. Por empujado

El tablero se fracciona en dovelas que se construyen o se ensamblan en una plataforma cercana a un estribo desde donde se empuja con gatos hidráulicos a su posición definitiva.