



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

*PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA*

FACULTAD DE INGENIERÍA

*DISCUSIÓN DE LA SOLUCIÓN PARA UN CLARO
CENTRAL DE 120 A 200m, ENTRE UN PUENTE DE
CONCRETO ACOSTILLADO Y UN PUENTE DE
CAJÓN DE ACERO.*

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE

*MAESTRO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL - ESTRUCTURAS*

PRESENTA

JOSUÉ HIRAM ARELLANO TOLEDO

ASESOR DR. ROBERTO GOMEZ MARTINEZ

2011



INDICE

1. INTRODUCCIÓN

- 1.1. Antecedentes.
- 1.2. Objetivos y alcance de la tesis.

2. CONCEPCIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES DE CONCRETO EN DOBLE VOLADIZO

- 2.1. Esquemas de construcción a partir de pilas.
- 2.2. Esquemas de construcción a partir de estribos.
- 2.3. Unión de voladizos entre sí mediante el sistema continuo.
- 2.4. Distribución de claros.
- 2.5. Forma y dimensionamiento de la sección transversal.
 - 2.5.1. Número y forma de las trabes cajón.
 - 2.5.2. Almas.
 - 2.5.3. Losa superior.
 - 2.5.4. Losa inferior.
- 2.6. Forma de la superestructura en elevación.
- 2.7. Esquema del cableado.
 - 2.7.1. Trazado de los cables de voladizo.
 - 2.7.1.1. Cableado inclinado.
 - 2.7.1.2. Cableado horizontal.
 - 2.7.2. Trazado de los cables de continuidad.
 - 2.7.2.1. Cables de continuidad inferiores.
 - 2.7.2.2. Cables de continuidad superiores.
 - 2.7.3. Influencia del trazado de los cables longitudinales sobre su tensión final.
 - 2.7.4. Cableado transversal.
- 2.8. Ajuste final de la estructura.
- 2.9. Deformaciones de los voladizos y contraflechas.
- 2.10. Problemas particulares de concepción y cálculo de la superestructura.
 - 2.10.1. Arriostramiento transversal de la superestructura.
 - 2.10.2. Efecto de los gradientes térmicos de la superestructura.
 - 2.10.3. Redistribución de esfuerzos por fluencia.
- 2.11. Estructura de las pilas y condiciones de apoyo de la superestructura.
- 2.12. Pilas con paredes flexibles.
- 2.13. Pilas con apoyos de neopreno.
- 2.14. Estabilidad de los tableros durante la construcción.
 - 2.14.1. Análisis de las condiciones de estabilidad de un voladizo
 - 2.14.2. Cargas aplicadas a los voladizos.

- 2.15. Construcción en voladizo por colado en sitio.
 - 2.15.1. Construcción por medio de un carro móvil de colado.

3. CONCEPCIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES DE CAJON DE ACERO EMPUJADOS

- 3.1. Esquemas de construcción a partir de estribos.
- 3.2. Distribución de claros.
- 3.3. Forma y dimensionamiento de la sección transversal.
 - 3.3.1. Proporciones generales de las traveses armadas.
 - 3.3.2. Forma de la superestructura en elevación.
- 3.4. Teoría del diseño de las traveses armadas.
 - 3.4.1. Los patines de las traveses.
 - 3.4.2. La placa del alma.
 - 3.4.3. Requerimientos para el cortante y atiesadores.
 - 3.4.4. Diseño de los atiesadores.
 - 3.4.4.1. Atiesadores longitudinales.
 - 3.4.4.2. Atiesadores de apoyo.
 - 3.4.4.3. Atiesadores intermedios.
 - 3.4.5. Flexión y cortante combinados.
 - 3.4.6. Soporte lateral y diafragmas.

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO

- 4.1. Descripción de los puentes a revisar.
 - 4.1.1. Descripción de los sistemas estructurales.
 - 4.1.2. Descripción de las superestructuras.
 - 4.1.3. Descripción de las subestructuras.
- 4.2. Análisis estructural del puente de concreto acostillado.
 - 4.2.1. Análisis de la estructura en etapa de construcción.
 - 4.2.2. Análisis para puente en etapa de servicio.
- 4.3. Diseño del puente de concreto acostillado.
 - 4.3.1. Diseño de la superestructura.
 - 4.3.2. Diseño por sismo.
 - 4.3.3. Diseño de la zapata.
- 4.4. Análisis estructural del puente de cajón de acero.
 - 4.4.1. Análisis de la estructura en etapa de construcción.
 - 4.4.2. Análisis para puente en etapa de servicio.
- 4.5. Diseño del puente de cajón de acero.
 - 4.5.1. Diseño de la superestructura.
 - 4.5.2. Diseño por sismo.
 - 4.5.3. Diseño de la zapata.

5. COMPARACIONES Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Discusión de resultados del puente de concreto acostillado.

5.1.1. Elementos mecánicos.

5.1.2. Periodo fundamental.

5.1.3. Deflexiones y flechas máximas.

5.2. Discusión de resultados del puente de cajón de acero.

5.2.1. Elementos mecánicos.

5.2.2. Periodo fundamental.

5.2.3. Deflexiones y flechas máximas.

5.3. Comparación entre las dos soluciones.

6. CONCLUSIONES

7. REFERENCIAS

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes.

En la actualidad existen diferentes “tipos” de puentes que pueden cumplir con su finalidad de la mejor manera posible y es que cada tipo tiene su oportunidad para ser aplicado en función del claro, de la carga viva, o de los materiales disponibles, o los equipos de construcción, de los gálibos necesarios o, en ocasiones, de manera muy significativa, de la inventiva del ingeniero y los requisitos estéticos que se desee cumplir.

Sería sumamente ambicioso tratar de señalar todos los modelos y tipos de superestructuras que pueden aplicarse para cada caso, además, dadas las disponibilidades de los materiales de construcción, los pesos de las cargas vivas, y los adelantos en las técnicas de construcción, es imposible elegir un modelo específico de superestructura para cada claro y para cada intensidad de carga viva. No obstante, dado el momento histórico para un proyecto y la construcción de un puente determinado, existen reglas generales que es conveniente cumplir, y aunque estas reglas solo señalan campos de aplicación de cada modelo, aplicar un modelo determinado muy lejos de su campo normal se traduce en una obra deficiente, costosa e inadecuada.

Así podemos decir que, en la actualidad, el puente colgante sigue siendo el tipo adecuado por excelencia cuando se trata de salvar grandes claros, digamos del orden de 600m o mayores. Para claros comprendidos entre 200 y 600m, en la actualidad es el sistema atirantado el que, en general, ofrece las mayores ventajas.

El tipo de puentes más adecuado para claros de 120 a 200m tiene una gama más amplia de posibilidades, ya que ocasionalmente puede resolverse mediante travesaños de concreto presforzado, vigas de acero de alma llena, o armaduras metálicas, especialmente las de paso superior; cualquiera de estas soluciones han resultado apropiadas para estos claros. No obstante, en la actualidad, para salvar claros de estas dimensiones se ha propuesto el uso de superestructuras con costilla central de concreto presforzado, coladas por el método de volados sucesivos, o del tipo segmental si los equipos de montaje disponibles son adecuados. Este tipo "de costilla" también puede competir ventajosamente en claros menores, cuando se usan varias travesaños casi iguales, pero las exteriores se refuerzan con costillas coladas y presforzadas en el lugar, las cuales forman los parapetos o barreras de las calzadas, siempre que se cuele en sitio un diafragma central (viga transversal) que se presfuerza para igualar las deformaciones de todas las vigas.

Para claros de 60 a 120m, el puente con superestructura "de cajón" de concreto presforzado es el modelo que normalmente ofrece las mayores ventajas, aunque también los arcos metálicos o de concreto pueden ser del todo adecuados. Para claros de 20 a 60m, las travesaños de concreto presforzado o de acero estructural presentan excelentes posibilidades, sobre todo, si se agrupan formando tramos continuos o articulados. Para claros de 12 a 20m, las losas nervuradas de concreto reforzado y las viguetas laminadas de acero pueden resultar las soluciones más adecuadas.

Finalmente para claros menores de 12m, las losas planas, u ocasionalmente los arcos de mampostería o concreto, son los que ofrecen en este momento las máximas ventajas en nuestro país.

Ahora bien, la elección del tipo de superestructura, como se ha comentado, depende de la longitud del claro que se desea salvar así como de otros factores de importancia para el buen funcionamiento de la estructura. Aunque la longitud es el factor más determinante, resulta pertinente comentar algo acerca de los factores que podrían afectar directamente en la elección de la longitud de los claros del puente.

Definitivamente un factor determinante para la elección de un claro adecuado es la altura de la superestructura, ya que este parámetro impacta directamente en el costo del puente si el tipo no es el adecuado. Así mismo tenemos otros factores que también deben ser tomados en cuenta, ya que en algunas ocasiones podrían resultar importantes para la solución de los claros de un puente, estos pueden ser el estudio hidrológico del lugar, las colindancias, o si el puente está en zona urbana, las instalaciones sanitarias, de agua potable o de luz que puedan ser afectadas con la cimentación de alguno de los apoyos del puente.

En la tabla 1.1 se presenta la relación entre las alturas de las pilas con los claros más adecuados para esto, así como el tipo de superestructura y una recomendación para la construcción de las pilas.

Tabla 1.1. Relación de altura de pilas y longitud de claros para diferentes tipos de puentes

ALTURA DE PILAS	CLARO MÁXIMO	TIPO DE PILA	TIPO DE PUENTE
De 5 m a 7 m	12 a 20 m	Pilas coladas en el lugar de 1.20 m de diámetro	Losas Nervuradas ó viguetas de acero laminadas
De 7 m a 12 m	20 a 60 m	Pilas coladas en el lugar de 1.20 m de diámetro	Trabes de concreto presforzado o acero estructural
De 50 a 60 m	60 a 120 m	Huecas de sección cajón de concreto reforzado.	Superestructura de sección cajón de concreto ó acero estructural, ó bien arcos metálicos
De 80 a 120 m	120 a 200 m	Huecas de sección cajón de concreto reforzado.	Superestructura en doble voladizo de concreto presforzado acostillada ó bien, trabes cajón de acero de alma llena
Depende si el cruce es una presa, el mar ó una barranca muy profunda, la altura de pilas podrá oscilar entre 60 y 300 m, más el pilón correspondiente.	200 a 600 m	Huecas de sección cajón de concreto reforzado	Puentes Atirantados
Según el cruce podrá ser desde 50 m hasta 100 m más el pilón correspondiente	600 m ó mayores	Huecas de sección cajón de concreto reforzado	Puentes Colgantes

1.2. Objetivos y alcance de la tesis.

En esta tesis se discute la manera en que la solución estructural influye en el proyecto de un puente con claro de 120 a 200m. Además, se analizan las diferencias que existen en dos casos de soluciones estructurales con el fin de hacer recomendaciones sobre la concepción y diseño de puentes que pudieran tener estas características.

Los dos casos que se discutirán son el de un puente de concreto acostillado y el de un puente con superestructura de cajón de acero. En primer término se presentaran las generalidades en cuanto a la concepción y dimensionamiento de cada tipo de estructuración, y en segundo término se describirán los efectos que sufren las estructuras con este tipo de características, así como las especificaciones que diferentes reglamentos dan para el diseño de estos puentes.

En otro capítulo se realizará el análisis estructural y el diseño sismorresistente, así como por cargas vivas y gravitacionales de los dos puentes que se presentan, esto es, un puente de concreto construido con el sistema de voladizos sucesivos y que consta de una costilla central de concreto presforzado; y un puente de cajón de acero que será construido mediante un sistema de empujado. Además de una breve descripción de cada una de estas estructuras, se calcularán sus respuestas sísmicas de diseño y su comportamiento para la etapa de construcción y la etapa de servicio.

Después, con base en lo anterior, se llevará a cabo una comparación de las dos soluciones estructurales en tres rubros fundamentales que son: el de los elementos mecánicos en los componentes de la estructura, el del periodo fundamental y los desplazamientos longitudinales producidos por el sismo, y el de las deflexiones y las flechas máximas.

Finalmente, se presentan las conclusiones y recomendaciones, tanto de diseño, como sobre las bondades de cada una de las soluciones aquí estudiadas. Así, se tendrá una visión más completa que considera los conceptos en los que se basan los métodos y una mayor claridad de los problemas que se pudieran suscitar en la concepción, construcción y servicio de los puentes con estas características.

2. CONCEPCIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES DE CONCRETO EN DOBLE VOLADIZO

2.1. Esquemas de construcción a partir de pilas.

La construcción por voladizos se efectúa generalmente a partir de los apoyos definitivos de la obra, ya sean pilas o estribos.

La construcción por voladizos a partir de las pilas se tiene que hacer de manera simétrica con el fin de no someter las pilas a momentos de volteo elevados. Esta condición lleva a construir la obra mediante una serie de voladizos que se comportan como ménsulas iguales. El colado de los tramos simétricos o la colocación de las dovelas correspondientes no necesariamente pueden ser simultáneos, por lo que las pilas están sometidas, a pesar de todo, a esfuerzos de flexión.

Si el tablero está empotrado sobre las pilas, estas normalmente son capaces de soportar los momentos flexionante asimétricos que aparecen en el curso de la construcción. Si por el contrario el tablero constituye una viga continua, durante su construcción es necesario realizar su empotramiento sobre las pilas (por ejemplo, por medio de cuñas y presfuerzo provisional), o bien utilizar apoyos provisionales colocados en las proximidades de las pilas.

En ciertos casos puede ser necesario efectuar la construcción asimétricamente con relación a las pilas. Este esquema puede ser obtenido de diferentes formas, por ejemplo, no utilizando más que un apoyo provisional o añadiendo uno o varios puntales provisionales suplementarios a medida que avanza la construcción, procedimiento que requiere generalmente, la colocación de un presfuerzo provisional.

Otro caso de construcción asimétrica de voladizos es la de un colado “in situ” sobre cimbra de manera en la que una de las partes del tablero sirve de contrapeso a las que se construyen en voladizo. Esta disposición se utiliza frecuentemente para puentes de tres claros en las que el claro central franquea un río o una vía de circulación que impide el empleo de cimbras. Los claros laterales se cuelan sobre cimbras y el claro central se construye por voladizos.

Cuando se lastra o se ancla el extremo de una de las ménsulas durante la construcción de la otra, encontramos otro caso más de construcción por voladizos asimétricos. Este caso se encuentra sobre todo en la construcción de puentes sobre ríos cuando los claros laterales son cortos. En este caso son posibles dos soluciones: la primera consiste en lastrar el extremo de la ménsula o colar un contrapeso; la segunda solución consiste en anclar el extremo de la ménsula, ya sea por medio de cables de presfuerzo o bien por medio de un dispositivo que ancle directamente el tablero al cuerpo del estribo.

Los cables de presfuerzo unen el tablero al estribo o al terreno de cimentación y deben estar articulados en sus dos extremos, además, su altura debe ser tal que las desviaciones angulares alrededor de las articulaciones bajo el efecto de variaciones lineales del tablero no den lugar a esfuerzos de fatiga por flexión demasiado importantes. Por esta razón, los elementos constitutivos de los cables (hilos o alambres trenzados) están generalmente colocados en una sola fila situada en el eje de las articulaciones.

Los dispositivos de anclaje al estribo se componen de ménsulas que prolongan las almas de las vigas del tablero y penetran en huecos dispuestos en el muro del estribo. Los apoyos que aseguran la libre dilatación del tablero están colocados encima de las ménsulas, cuando las reacciones del apoyo del tablero sobre el estribo son siempre hacia arriba, es decir, cuando tienden a alzarse permanentemente los extremos de los claros laterales. Estos apoyos también son llamados apoyos inversos.

Si las reacciones del tablero son tanto hacia arriba como hacia abajo, los apoyos deben estar desdoblados y colocados a la vez por debajo y por encima de las ménsulas. Los apoyos inferiores, colocados después de los apoyos superiores, se bloquean contra las ménsulas bien por recalzado o por medio de gatos planos inyectados.

La utilización de tales dispositivos necesita un estudio detallado de la resistencia del muro del estribo y de las ménsulas. Las reacciones del tablero sobre el apoyo deben ser calculadas mayorando la sobrecarga un 50%. En las obras de este tipo, con el fin de limitar las reacciones del levantamiento del tablero sobre los estribos, es interesante construir el claro central con concreto ligero, mientras que los claros extremos y los apoyos sobre pilas se construyen de concreto tradicional. En la figura 2.1 se puede ver un esquema de los dispositivos de anclaje del tablero al estribo.

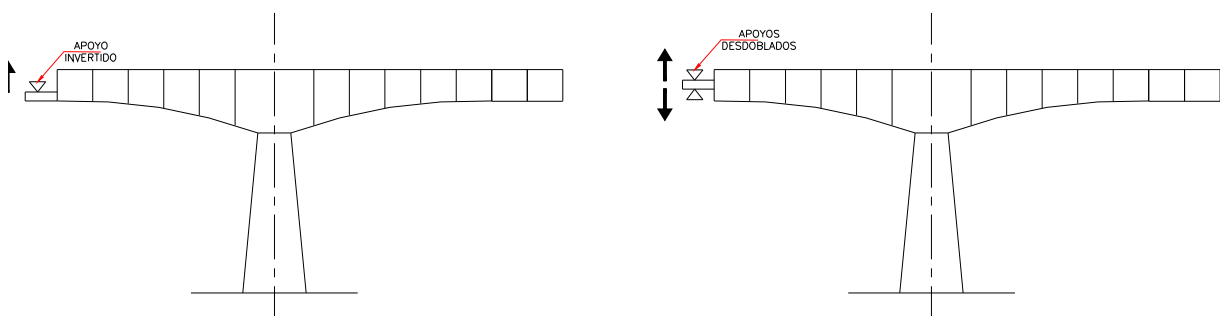


Figura 2.1. Dispositivos de anclaje del tablero al estribo.

2.2. Esquemas de construcción a partir de estribos.

La construcción por voladizos a partir de estribos produce en estos momentos de volteo muy importantes que se pueden equilibrar, ya sea por medio de apoyos provisionales dispuestos delante de los estribos, o por el peso propio del mismo estribo como contrapeso. En este último caso regularmente el voladizo del lado del estribo está empotrado en éste constituyendo un conjunto estable y en equilibrio.

2.3. Unión de voladizos entre sí mediante el sistema continuo.

Después de su construcción por voladizos, estos deben unirse entre sí con el fin de realizar la obra definitiva. El sistema continuo es el que consiste en unir los voladizos mediante un colado o mediante la colocación de una dovela, llamada de cierre, por medio de cables de presfuerzo que aseguren dicha unión de los voladizos y la continuidad de la estructura. Esta solución es, desde luego, la más satisfactoria y por esto desde 1961, los puentes franceses construidos por voladizos, son continuos.

Las deformaciones verticales en una obra continua son, en efecto, mucho más pequeñas que en una articulada y estas deformaciones son a su vez continuas, lo que permite suprimir los inconvenientes debidos al quiebre del perfil longitudinal. Por ejemplo, la deformación bajo el efecto de una carga uniforme será cuatro veces más pequeña para una obra uniforme continua de inercia constante construida por claros idénticos, que para la misma obra con articulaciones centrales.

La superioridad de las obras continuas contra la solución de sistemas articulados radica en que son menores las deformaciones diferidas que hay que tener en cuenta en la determinación de las contraflechas antes del cierre. Estas deformaciones pueden por otra parte, estar dirigidas de abajo hacia arriba, debido a la importancia del presfuerzo de continuidad del claro central. Esta superioridad también se debe a las consecuencias de una imprecisión en la evaluación del módulo de elasticidad del concreto o de la fuerza del presfuerzo. Por ejemplo, en algunos casos una variación de hasta el 10% en el valor del presfuerzo tiene una influencia tres veces menor en una obra continua, sobre la forma de los voladizos antes del cierre, que en el de la obra articulada. Además, el hecho de que las deformaciones posteriores al cierre aunque afecten la geometría general no tienen efecto sobre las pendientes relativas de los dos voladizos. La continuidad del perfil longitudinal no puede ser modificada posteriormente a causa de la fluencia.

En el plano constructivo existen varias formas de realizar la unión de los voladizos. Si las dos ménsulas se cuelan simultáneamente, la dovela de cierre se construirá uniendo los dos equipos móviles. En caso contrario, se podrá apoyar el equipo móvil sobre el extremo de la ménsula terminada, o bien remplazándose la dovela de cierre por una junta que será colada en el momento de establecer la continuidad. La longitud de esta junta puede variar desde algunas decenas de centímetros hasta alrededor de dos metros (dimensión correspondiente al alargamiento del gato de tensado de los cables de voladizo de la últimas dovelas).

Una disposición análoga se adoptará si las ménsulas están constituidas por elementos prefabricados: se dejará una junta de ocho a diez centímetros de espesor sobre las caras de las dos ménsulas y se colará en el momento de la unión. Esta disposición puede estar acompañada o no de la colocación de una dovela central que desempeñe el papel de elemento de cierre.

La continuidad de la obra queda asegurada por los cables de presfuerzo (cables de continuidad) puestos en tensión después del endurecimiento del concreto de la dovela de cierre o de la junta de cierre. Estos cables colocados en su mayor parte en la losa inferior de

las vigas, originan reacciones hiperestáticas que se deben tener en cuenta en el cálculo del tablero. Los momentos de flexión debidos a los fenómenos lineales (dilatación-contracción) pueden incrementarse si el cierre se efectúa con diferencia de temperatura importante entre las caras superior e inferior de la ménsulas. Las condiciones de temperatura no pueden, de todas formas, permanecer constantes durante todo el periodo de endurecimiento del concreto de cierre, por lo que los extremos de las ménsulas enfrentadas deben empotrarse provisionalmente uno en el otro por un dispositivo mecánico (perfiles y vigas metálicas) con el fin de evitar que la junta quede desalineada.

En resumen, los sistemas continuos son hiperestáticos bajo el efecto del peso propio y del presfuerzo y su grado de hiperestaticidad es más alto que el de los sistemas articulados.

Por otra parte, para cualquier construcción continua, es necesario permitir la dilatación del tablero, con una elección adecuada de sus condiciones de apoyo, sin provocar momentos flexionantes elevados en las pilas. Este problema puede ser resuelto por la propia flexibilidad de las pilas o por la utilización de apoyos de caucho zunchado o de apoyos deslizantes.

En las obras de gran longitud con tramos múltiples es necesario introducir juntas “cantiléver” o tramos apoyados con el fin de asegurar la libertad de movimientos horizontales. Estas juntas de dilatación están regularmente distanciadas de 300 a 600m. Es interesante colocar estas juntas, no en el centro de los claros sino en las cercanías de un punto de movimiento nulo (es decir, sensiblemente a un cuarto del claro) con el fin de reducir la importancia de las deformaciones.

Por ejemplo, para el caso de un puente continuo con gran número de claros iguales de inercia constante y con una articulación, tenemos que las deformaciones del tramo articulado bajo una carga uniforme aplicada son muy parecidas a las que se obtendrían para una obra continua, si la distancia de la articulación al apoyo más próximo es cercana al 20% del claro.

2.4. Distribución de claros.

Cuando los claros del puente deban ser iguales y el tablero se compone de una serie de voladizos idénticos, en el diseño de los claros laterales se deben tomar en cuenta algunas recomendaciones extras. Primero, si se tiene una obra de longitud dada apoyada sobre los estribos por medio de apoyos simples, la distancia óptima de los claros laterales no es igual a la mitad del claro central. Por ejemplo, en el caso de un puente de tres claros colado “in situ” desde el punto de vista de la distribución de los momentos flexionantes en la estructura, el valor económico de la relación entre los claros laterales y el claro central está comprendido entre el 75% y el 80% de este último.

Para la misma obra construida por voladizo y presfuerzo, hace falta tener en cuenta otros factores, tales como la forma de aplicación del peso propio, el trazado de los cables de presfuerzo con sus efectos hiperestáticos y el método de construcción a emplear en la parte

del tablero cercana a los estribos. La experiencia muestra que la relación indicada debe estar comprendida entre 65% y 70%. Conclusiones análogas son aplicables a los claros laterales de las obras con tramos múltiples.

Las soluciones anteriores suponen que los extremos del tablero no tendrán tendencia a levantarse bajo el efecto de las cargas y sobrecargas reglamentarias en carreteras. Además, las reacciones sobre los estribos permanecerán siempre, claramente positivas.

En contrapartida, cuando las longitudes de los claros laterales son netamente superiores a la mitad de los claros adyacentes, la construcción de la parte del tablero comprendida entre el extremo del voladizo lateral y el estribo necesita el empleo de cimbras y apoyos provisionales.

Si por el contrario la longitud del claro lateral es semejante a la mitad de claro adyacente, la construcción del tablero se facilita puesto que se efectúa exclusivamente por voladizo, pero se deben tomar disposiciones especiales para evitar el levantamiento del tablero sobre los estribos. Estas disposiciones pueden consistir en un lastrado de las dovelas del extremo o bien en el anclaje del tablero a los estribos.

En la práctica es preferible dar a los claros laterales la longitud más pequeña posible, que sea compatible con el mantenimiento de las reacciones positivas sobre los estribos, con el fin de evitar la colocación en obra de un dispositivo antilevantamiento. Esto generalmente conduce a prolongar el voladizo una o dos dovelas del lado del estribo, mismas que pueden ser construidas antes del cierre con el tramo adyacente, sin necesidad de cimbras provisionales. Así, la estabilidad del voladizo queda asegurada provisionalmente por contrapesos.

Cuando el esquema estático del tablero es una viga continua y el cierre del claro lateral se efectúa antes que el del claro adyacente, el peso de las dovelas suplementarias, construidas por voladizos, equilibra las reacciones ascendentes sobre los estribos debidas a las cargas permanentes y a las sobrecargas, las cuales se aumentan una y media veces, es decir, que se toman como si hubieran sido construidas sobre cimbra. Así después de liberar el empotramiento provisional sobre la pila lateral, la estructura es isostática.

Cuando el cierre del claro lateral se efectúa después que el del claro adyacente, se puede obtener el mismo resultado con la condición de proceder a un ajuste de reacciones sobre pilas y estribos mediante gatos, por desnivelación relativa de los aparatos de apoyo.

El otro caso que se debe analizar es aquel en el que no es posible dar a todos los claros longitudes iguales, para lo cual la construcción por voladizos ofrece una gran flexibilidad en la distribución de claros, por ejemplo, si la obra franquea un paso donde las condiciones locales como el gálibo de un río navegable, imponen en la parte central claros de longitud "L" y, en los laterales, claros de longitud más reducida "l", será preferible y más barato, efectuar una transición en un tramo intermedio cuya longitud λ será igual o parecida a la media aritmética de las longitudes "L" y "l"

$$\lambda = 1/2(L+l)$$

De forma más general, si la obra atraviesa un valle largo y encajonado, se puede desear, esencialmente por razones estéticas, hacer variar regularmente las longitudes de los claros de forma que se adapten a la altura aparente de las pilas, como se muestra en la figura 2.2. Las longitudes l_i de los claros de la obra deben respetar la condición siguiente:

$$\sum_{i=1}^{i=n} (-1)^{i+1} l_i - d_i + (-1)^n d_n = 0$$

donde d_i y d_n representan las longitudes de los claros laterales construidos sobre cimbra. Las longitudes de los diferentes voladizos son iguales a:

$$f_{2i} = 2(l_{2i} - l_{2i-1} + \dots + l_1 + d_1)$$

$$f_{2i+1} = 2(l_{2i+1} - l_{2i} + \dots + l_1 + d_1)$$

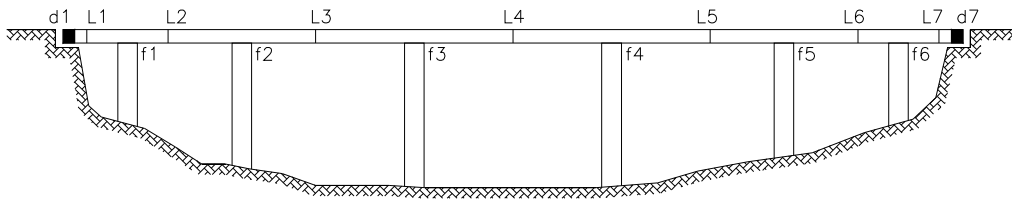


Figura 2.2. Puente con claros que varían regularmente.

Las obras con cualquier tipo de claros, desiguales y constantemente variables, pueden igualmente ejecutarse por voladizo tomando en cuenta ciertas recomendaciones de construcción. Estas tienen que ver con las variaciones de las longitudes de las dovelas convencionales o de la dovela sobre pila, mediante la implementación de paneles de cimbrado especiales. Otra recomendación puede ser el colado “in situ” de varias dovelas en el extremo de un voladizo corto después del cierre con el voladizo precedente.

Así por ejemplo, en las vialidades con tres carriles de circulación y promedios de velocidad altos, cuyos claros son variables debido a una difícil topografía del terreno, una tolerancia de más o menos 10cm en la longitud de las dovelas prefabricadas, combinado con la elección de dovelas tipo de longitudes entre 3.4m y 2.5m, ha permitido realizar todos los claros posibles entre 27m y 52m.

Finalmente se debe hacer notar que las dificultades anteriores se acrecientan en las obras que tienen esviajes o curvas en planta y se componen de dos o varias vigas paralelas. Para un puente esviado habrá que esforzarse para determinar la longitud de las dovelas de manera que las juntas de las diferentes vigas paralelas coincidan. Este resultado se obtiene escogiendo esa longitud igual a un múltiplo del desfase debido al esviaje, construyendo las dovelas sobre pilas asimétricas.

Si el esviaje es variable de un apoyo al otro, se dará prioridad a que el emplazamiento de los cables de presfuerzo transversal sea compatible con la posición de las juntas condicionando todo ello a un reparto lo más regular posible del presfuerzo. El espaciamiento de los cables de presfuerzo debe ser submúltiplo del desfase debido al esviaje.

En el caso de un puente curvo, se tienen los mismos problemas, agravados todavía más por la forma trapezoidal de las dovelas, debido a la necesidad de conservar las juntas ortogonales al eje longitudinal del tablero.

2.5. Forma y dimensionamiento de la sección transversal

La sección transversal que mejor se adapta a la construcción por voladizo es la sección cajón y tiene muchas más ventajas en comparación con las secciones de traveses "T". En el procedimiento de construcción por voladizos, los momentos flexionantes son negativos en la mayor parte de los claros y muy importantes en las cercanías de los apoyos, así, una sección con traveses "T" tendría que resistir esfuerzos de compresión elevados en los bulbos inferiores, para lo cual resulta preferible realizar un armado inferior continuo entre las almas de las traveses, lo que daría como resultado una viga cajón.

Por otra parte la sección tipo cajón posee un buen rendimiento mecánico (del orden del 60%) y una resistencia a la ruptura menos dependiente de la calidad del concreto que en las secciones en "T". En efecto si en el momento de la ruptura el esfuerzo en los cables es igual a F_r , la altura de la sección de concreto a compresión es:

$$y = F_r / b R_{br}$$

para un valor dado de la resistencia a la ruptura del concreto R_{br} . En el caso de una viga cajón, la altura "y" es en general muy pequeña, en razón de la gran longitud de la base "b", y el brazo de palanca "z" apenas se reduce si R_{br} no alcanza la resistencia deseada (ver figura 2.3).

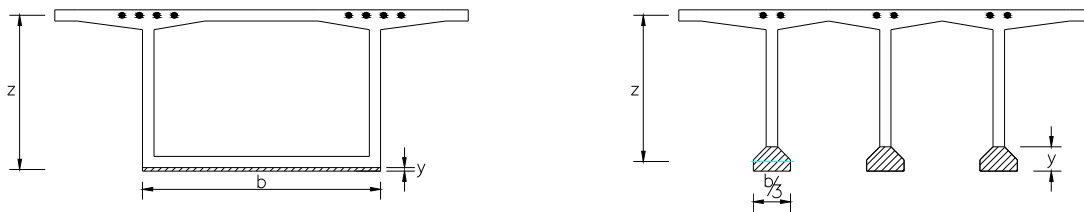


Figura 2.3. Comportamiento a la ruptura de la sección transversal.

Para las vigas "T", por el contrario, la altura "y" es próxima a la altura del bulbo inferior, y una disminución de R_{br} , provoca la penetración en el alma de la zona de compresiones y, como consecuencia una disminución sensible de brazo del palanca "z", del momento de ruptura.

Por último, la estabilidad estática y dinámica del tablero durante su construcción por voladizo queda asegurada de forma más satisfactoria con una sección cajón, la cual presenta una gran rigidez a la torsión que una sección de perfil abierto. En servicio la rigidez a torsión reduce la rotación de la sección transversal bajo el efecto de las cargas descentradas. Mejora además el reparto de las sobrecargas entre las diferentes vigas y permite suprimir el arriostramiento intermedio, quedando equilibrado el par debido a las cargas descentradas por la resistencia a la torsión de las vigas en lugar de la resistencia a la flexión del arriostramiento.

Puede surgir la duda en saber si se debe conservar la sección cajón en la cercanía del centro de los claros ya que en esta zona los momentos de flexión son moderados y de signo positivo y una sección en “T”, es decir, solo las dos almas sin la losa inferior, nos podría llevar a la máxima economía teórica de los materiales. En realidad existen pocas obras realizadas de esta forma y esto se debe a que este tipo de secciones puede tener mala transmisión de esfuerzos de tensiones a compresiones en la zona del cambio de sección; también presentan una mala estabilidad estática y dinámica para grandes claros y la necesidad de colocar arriostramiento intermedio si la sección en “T” se extiende en una longitud importante.

2.5.1. Número y forma de las trabes cajón.

Generalmente interesa reducir el número de vigas cajón que constituyen la sección transversal, ya que cada viga necesita un aparato de colado o colocación del concreto. Esta condición nos lleva a pensar en separaciones importantes de almas que van del orden de los 5 a los 7m.

Resulta más económico considerar almas anchas y poco numerosas, dado que cada alma representa un espesor “ ϕ ” de concreto (correspondiente al diámetro de las vainas del presfuerzo) que no participa en la resistencia al cortante y disminuye el rendimiento de la sección en flexión. Además, las almas anchas facilitan el alojamiento de los conos de anclaje de los cables y mejoran las condiciones del colado del concreto.

La separación de las almas está sin embargo limitada por la resistencia de la losa superior a la flexión transversal bajo el efecto de las cargas vivas. Igualmente la longitud de los voladizos de la losa superior debe ser pequeña, con el objeto de evitar la transmisión de momentos flexionantes locales demasiado importantes en las almas. Afortunadamente el momento inducido, que crece con la rigidez relativa de las almas, es máximo en el centro de los tramos, donde la altura de las vigas es menor y el esfuerzo cortante es despreciable.

El número y la forma de las trabes cajón depende sobre todo del ancho del tablero. Si este ancho no sobrepasa los 13m, se impone la trabe cajón única con dos almas de forma clásica. Las almas pueden ser verticales o inclinadas. Colocarlas inclinadas mejora el aspecto estético y reduce la sección de la corona de la columna, a cambio de complicar los equipos móviles de colado o las células de prefabricación, ya que si la altura de tablero es variable, el ancho del intradós también lo será (ver figura 2.4). Así pues, esta disposición de

almas inclinadas disminuye el peso de la losa inferior en la zona donde tiene el valor mínimo impuesto por razones constructivas. El ángulo entre el alma y la vertical recomendado para las traveses cajón de almas inclinadas, es de preferencia tal que su arco tangente sea de $1/5$ ó $1/4$.

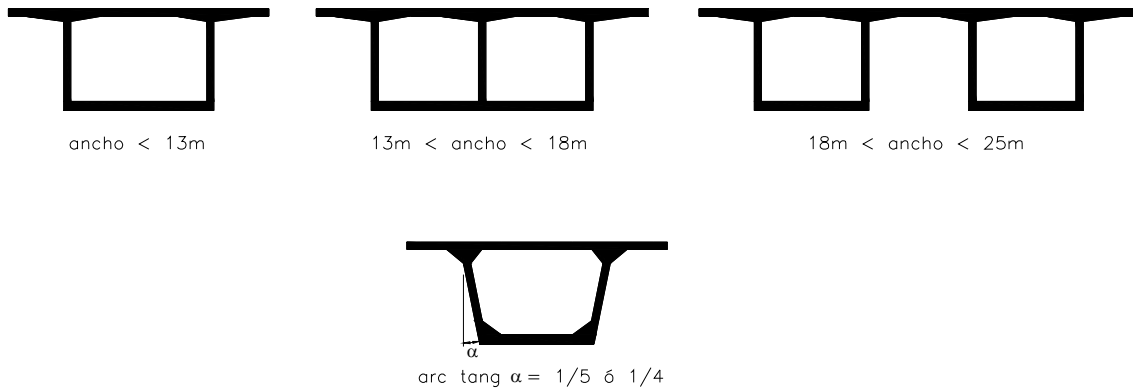


Figura 2.4. Diferentes formas de la sección transversal.

En la actualidad cada vez es mas frecuente utilizar una trabe cajón única con dos almas, para anchos de tablero netamente superiores a 13m. Una de las obras más espectaculares de este tipo se encuentra en Suiza y alcanza un ancho de 26.2m con una sola viga con dos almas de espesor constante. No obstante, cabe comentar que los reglamentos suizos son menos severos que los reglamentos franceses en lo que concierne al descentramiento de las cargas vivas sobre las calzadas.

Mas allá de los 18m de ancho total, el uso de dos traveses cajón simples, unidas por la losa superior, permite realizar tableros hasta de 25m de ancho cubriendo la mayoría de las necesidades actuales. Algunos puentes muy anchos pueden llevar tres traveses cajón, pero para tales obras, pertenecientes frecuentemente a autopistas, se prefiere proyectar generalmente dos tableros paralelos independientes, con dos traveses cajón cada uno, separados por un vacío central.

Los tableros cuyo ancho esta comprendido entre 13 y 18m presentan un problema particular. Si se prescindie de la trabe cajón de dos almas de gran espesor, la trabe cajón de tres almas parece teóricamente la que mejor se adapta, pero este tipo de sección presenta un aspecto económico sumamente desfavorable debido a la dificultad de concepción de los equipos móviles de colado o del material de prefabricación (células y dispositivos de cimbrado de las dovelas). No obstante existen numerosos ejemplos de puentes con secciones transversales de traveses cajón de tres almas y que tienen anchos importantes del orden de 18m, aunque se han llegado a construir para anchos hasta de 20m o más.

Otra solución para anchos grandes es la que consiste en utilizar una trabe cajón de dos almas con una losa superior de sección celular o nervada. El primer esquema, el de losa superior de sección celular, permite construir grandes voladizos laterales con sección cajón y puede ser interesante para obras expuestas a formaciones frecuentes de hielo, ya que las diferentes alas de la sección crean una corriente térmica y pueden ser utilizadas para el calentamiento de la losa bajo la calzada. La resistencia de las almas a las flexiones locales

debidas al esfuerzo concentrado de la losa inferior del voladizo, ha sido estudiada con cuidado y ha impuesto un aumento en el refuerzo de esa zona.

El segundo esquema, el de la losa superior con nervaduras, parece preferible y se ha propuesto para varios puentes, siendo el resultado de estudios comparativos efectuados para diferentes secciones, entre las que se ha considerado sucesivamente: dos traveses cajón con dos almas, una trabe cajón con tres almas y una trabe cajón con dos almas y losa superior nervada.

Teniendo en cuenta los anchos habituales, la solución con losa nervada se ha revelado como la más práctica en el plano constructivo y la más interesante en el aspecto económico. Ofrece las ventajas, con respecto a la estructura constituida por dos traveses cajón, de evitar el presfuerzo transversal de unión, de colocación en obra costosa para tales anchos y de suprimir el colado de la losa de unión. Por otra parte simplifica considerablemente los apoyos de los tableros y sus cimentaciones. Además, posee un rendimiento mecánico más elevado que la trabe cajón de tres almas y se requieren equipos móviles o células de prefabricación de concepción más simple.

Por último, se pueden construir los tableros por un cajón multicelular con dos almas centrales verticales y dos tímpanos laterales inclinados. Esta sección ofrece una gran rigidez a la torsión y la forma de sus voladizos le permite resistir de forma económica el efecto de las cargas concentradas. Desgraciadamente se presta más a una variación de peralte de los tableros, lo que se traduce en un gasto importante de acero de presfuerzo para el caso de obras con grandes claros.

Frecuentemente, en zonas urbanas se encuentran obras que presentan en sus extremos ensanchamientos permitiendo la inserción de un ramal de derivación, o bien permitiendo las circulaciones laterales. La variación del ancho de los tableros puede entonces llevarse a cabo por tres diferentes procedimientos. El primero es con una variación de las longitudes de los voladizos laterales de la sección transversal, el segundo es con una variación de la distancia entre las traveses cajón, cuando haya varias; y el tercero añadiendo una o varias almas suplementarias.

Las almas suplementarias se construyen generalmente después del establecimiento de la continuidad de la trabe cajón, bien con la ayuda de una cimbra especial móvil que se desplaza sobre la trabe, o bien sobre una plataforma suspendida entre dos traveses cajón, o también sobre una cimbra apoyada en el suelo. Las almas también pueden ser prefabricadas.

Es deseable que la cara superior de las traveses cajón siga el perfil transversal de la calzada, con el fin de evitar la colocación de un relleno pesado y costoso. Para esto son posibles varias disposiciones: una es cuando la losa inferior es paralela a la losa superior y aquí tenemos a su vez dos distinciones, cuando la sección transversal tiene la forma de un rectángulo y las almas son perpendiculares a las losas, esa es la solución más satisfactoria desde el punto de vista del armado de la trabe. La otra disposición es para cuando las losas son paralelas y la sección transversal tiene la forma de un paralelogramo. Cabe señalar que

para ambos casos se debe colocar un talón bajo la dovela sobre pila, con el fin de compensar la inclinación y disponer los aparatos de apoyo en un plano horizontal.

La otra forma de mantener la cara superior de las traveses cajón acorde con la sección transversal es cuando la losa inferior es horizontal y la superior es inclinada. Esta solución, en la que las almas son de diferente altura, hay que evitarla, pues se complica considerablemente el trazado de los cables de presfuerzo.

Cuando la sección transversal está constituida por dos traveses cajón construidas por separado, generalmente se unen con una losa superior colada después de la ejecución de la traveses cajón, su ancho debe ser por lo menos de 50cm con el fin de permitir compensar las desnivelaciones entre las dos traveses cajón y el tensado eventual de los cables de presfuerzo transversales.

2.5.2. Almas.

El alma debe asegurar la resistencia a los esfuerzos de corte y permitir la buena colocación del concreto así como, en numerosos casos, el anclaje de los cables de presfuerzo.

El alma de una trabe cajón debe tener un cierto espesor en la sección del apoyo y un espesor mínimo compatible con un buen colado. El primero está limitado por la condición de cortante:

$$\tau_b < \overline{\tau_b}$$

Donde $\overline{\tau_b}$ es el esfuerzo cortante admisible del concreto. Así, el alma está sometida a un esfuerzo cortante debido al cortante "V" (τ_1) y al momento de torsión M_t (τ_2)

$$\tau_b = \tau_1 + \tau_2$$

$$\tau_1 = VQ / I(a - \phi)$$

$$\tau_2 = M_t / 2\Omega(a - \phi)$$

donde:

Q : momento estático de la sección

I : momento de inercia de la sección

ϕ : diámetro de las vainas de los cables

Ω : área delimitada por el contorno medio de la sección

a : espesor del alma

En un tablero de inercia variable, las secciones críticas, a efectos de esfuerzo cortante, están situadas generalmente en las cercanías de 1/6 del claro.

El empleo de estribos de presfuerzo (barras o torones) en las almas provoca una compresión vertical que permite aumentar el valor del esfuerzo cortante admisible y disminuir el espesor del alma. Los estribos de presfuerzo están constituidos por alambres, monotorones trenzados o por barras colocadas en vainas e inyectadas. Algunos monotorones vienen de fábrica, directamente con vaina plástica, revestidos de una grasa de protección contra la corrosión. Los estribos de alambres o cordones adherentes, utilizados cuando las almas son prefabricadas, son más ventajosos debido a la ausencia de la vaina.

La variación de la altura de la trabe crea igualmente una reducción del esfuerzo cortante aplicado por efecto favorable de las componentes verticales de las compresiones en la losa inferior. En el caso de grandes variaciones de peralte, generalmente se puede conservar constante el espesor de alma a lo largo de la trabe, lo que simplifica enormemente los cimbrados. El trazo inclinado de los cables en las cercanías del apoyo disminuye todavía más el esfuerzo cortante aplicado por el valor de los componentes verticales de los esfuerzos de presfuerzo.

El espesor mínimo compatible para un buen colado es también muy importante, ya que los estribos generalmente del 4C ó 5C, deben tener un recubrimiento mínimo de 2 ó 3cm. Además se debe dejar un espacio tal que se puedan introducir, por ambos lados de los cables de presfuerzo, los vibradores para el concreto, cuyo diámetro mínimo es de 5cm. Por lo tanto:

$$a = \phi + 2(2 + \phi_e + \phi_l + 6)$$

donde:

ϕ : diámetro de las vainas de los cables

ϕ_e : diámetro de los estribos

ϕ_l : diámetro del refuerzo longitudinal

a : espesor del alma

Para almas de gran altura la condición anterior es a menudo insuficiente. En estos casos es necesario asegurar la caída del concreto a lo largo del alma y su buena colocación. Las ventanas de colado, dispuestas a media altura en los cimbrados interiores de las trabes cajón, facilitan la colocación del concreto. Cuando las almas están inclinadas se puede mejorar la vibración guiando los vibradores por el interior de conductos enrejados.

Guyon propone una fórmula empírica para el espesor de las almas de altura h inferior a 6m:

$$a > h/36 + 5 + \phi \text{ (en cm)}$$

Si las almas están muy inclinadas con respecto a la vertical, se aconseja aumentar los valores obtenidos por la fórmula anterior. Para alturas iguales o ligeramente superiores a 6m, parece más razonable no descender por debajo de 30cm, si las almas llevan cables de 12T13, ni por debajo de 24cm si ningún cable atraviesa las almas.

Para alturas por arriba de 7m, la fórmula de Guyon se puede remplazar por:

$$a > h/22 + 8 + \phi \text{ (en cm)}$$

Finalmente se debe garantizar un espesor suficiente que permita el anclaje de los cables de presfuerzo si estos se anclan en cada dovela en la altura del alma. Los manuales de las diferentes empresas de presfuerzo (Freysinet, Stronhold, VSL, etc), indican para cada procedimiento de pretensado, los valores mínimos a respetar, salvo disposiciones particulares (placas, zunchado, etc).

2.5.3. Losa superior

Por otra parte, en lo que respecta al claro y el espesor de la losa superior hay que tomar en cuenta que en un puente de voladizos, cuya sección transversal está generalmente constituida por travesaños, la losa superior está casi perfectamente empotrada en las almas, como consecuencia de la presencia de la losa inferior que, haciendo el papel de puntal impide que las almas se inclinen.

La losa superior, cuyo dimensionamiento está determinado por su resistencia a la flexión transversal bajo la acción de las cargas vivas, puede tener claros elevados (actualmente de 4 a 6m) sin que sea necesario darle más espesor o un refuerzo transversal excesivo.

En la actualidad la resistencia de las losas está muy desestimada por los reglamentos actuales, ya que no tienen en cuenta la redistribución de los momentos, ni la formación de arcos de concreto presfuerzo por los cables transversales, que se forman cuando la losa está cerca de su punto de ruptura, lo cual ha sido demostrado por numerosos ensayos.

Es importante que la losa transversal lleve chaflanes en la unión con las almas. El chaflán que ensancha la losa superior (chaflán de losa), mejora el empotramiento de ésta sobre las almas y hace ondular su línea media, lo que permite la utilización de cables transversales con trazado rectilíneo o ligeramente sinusoidal. El otro chaflán, el que ensancha el alma (chaflán de alma), facilita el colado y permite colocar los cables de presfuerzo longitudinales que aseguran la resistencia de las ménsulas, así como los anclajes eventuales de los cables de continuidad levantados y que salen por la zona superior. Este chaflán es recomendable que tenga un ángulo de inclinación de 60° con respecto a la horizontal.

El chaflán de losa debe ser trazado de forma que envuelva las líneas de circulación posibles producidas por las cargas vivas colocadas en la zona central de las losas (el tercio central de la longitud). La resistencia de las losas es entonces, prácticamente igual a la de una losa de espesor uniforme cuyo peralte sea el del chaflán. Las líneas de carga consideradas están muy próximas a las líneas que unen el punto de impacto de la carga con el punto de intersección del borde inferior del chaflán con el alma. Llamando "S" a la separación entre las almas, la longitud "c" del chaflán será aproximadamente:

$$c = 2S/3 [1-(e_0/e_1)]$$

donde:

e_0 : espesor de la losa en el centro

e_1 : espesor de la losa del lado del alma

El espesor de la losa en el centro e_0 , es función de la separación entre almas "S". Guyon indica la fórmula siguiente, válida para las condiciones de carga francesas y respetando un comportamiento elástico:

$$e_0 = [(S/36) + 10] \text{ cm}$$

Esta fórmula conduce a espesores muy grandes para separaciones superiores a 4.5m y aumenta inútilmente la carga muerta de la superestructura. Existe una tabla práctica propuesta por Mathivat donde se proponen valores que son superiores a los valores mínimos admisibles:

L m	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5
e_0 cm	16	18		20			22

Se pueden alcanzar separaciones entre almas superiores a los 7m construyendo la losa superior como una losa aligerada o como una losa con nervios transversales que funcionen a manera de piezas de puente apoyadas de alma a alma.

2.5.4. Losa inferior.

El espesor e' de la losa inferior en el centro queda generalmente fijado por la condición del recubrimiento de los cables de continuidad que se colocan allí, siendo el espesor cercano a 2.5ϕ , y ϕ el diámetro de las vainas de los cables de continuidad.

Si no hay colocado ningún cable en la losa inferior, su espesor puede ser de 12cm aproximadamente. Parece, sin embargo, deseable aumentar este espesor cuando la separación entre las almas superior a 6m, con el fin de evitar los riesgos de fisuración en el momento del desencofrado, debidos a la flexibilidad de la losa, a la desproporción entre su espesor y el de las almas y a los saltos térmicos eventuales a los cuales puede estar sometido.

Para limitar la carga muerta de la losa inferior, es más eficaz reducir su longitud inclinando las almas a un lado y otro del plano de simetría de la trabe cajón, disposición que no presenta complicaciones en su ejecución si la superestructura es de peralte constante.

En las proximidades de los apoyos intermedios, el espesor de la losa inferior queda determinado por la fuerza de compresión admisible bajo las cargas de servicio sobre la fibra inferior. Su espesor puede así variar desde algunas decenas de centímetros hasta más de dos metros. Sin embargo, hay que hacer notar que una disminución accidental de la resistencia del concreto de la losa inferior no tiene consecuencias graves en la seguridad global de un puente construido por voladizo, ya que esa no depende generalmente del valor del momento

de ruptura sobre el apoyo, sino sobretodo, de la capacidad de resistencia de la sección de clave. En efecto, en las cercanías de la ruptura, que se produce en el centro, las secciones próximas a los apoyos están sometidas a esfuerzos apenas superiores a los aplicados a la obra en servicio.

La losa inferior está generalmente empotrada en las almas por medio de chaflanes fuertemente inclinados sobre la horizontal de forma que se facilite la colocación en obra del concreto. Si la inclinación del chaflán es inferior a 45° , deben preverse ventanas en el cimbrado con el fin de permitir la vibración del concreto.

2.6. Forma de la superestructura en elevación.

En la obras de longitud superior a 60m, el peso propio de la superestructura representa una fracción importante de la carga global, la que dependiendo del método de construcción, es soportada en su totalidad por las secciones cercanas a las pilas. Las secciones del centro del claro están, en consecuencia, mucho menos solicitadas que las secciones sobre apoyos, lo que conduce lógicamente, a escoger una superestructura de peralte variable, decreciente desde las pilas hasta la clave.

La mayor parte de los puentes construidos hoy en día pertenecen a esta categoría y llevan un perfil intradós curvo, con variación parabólica o hiperbólica, correspondiendo sensiblemente a la forma de igual resistencia de la trabe-ménsula sometida a su peso propio. En ciertas obras la curva del intradós es una cúbica, sin embargo esta forma implica a menudo un peralte insuficiente a los cuartos del claro. Cabe mencionar también a las superestructuras con intradós rectilíneo que necesitan un diafragma interior en el cierre y que no se justifican más que por la búsqueda de un efecto estético, todo esto, en el marco de los claros medianos (ver figura 2.5).

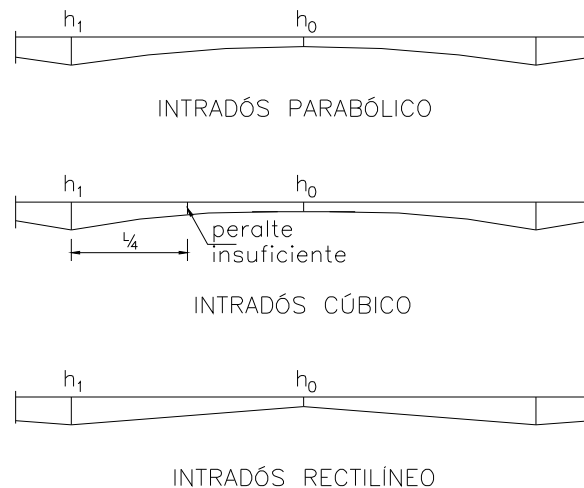


Figura 2.5. Forma del intradós de la superestructura en elevación.

La relación del peralte sobre apoyo y la longitud del claro (h_1/L), varía generalmente de 1/16 a 1/20; el óptimo, económicamente, está próximo a 1/17. El peralte de la superestructura en el centro del claro " h_0 " puede teóricamente llegar a ser nulo, si se trata de obras con ménsulas articuladas. Pero, aún en este caso, es necesario prever un peralte de al menos 1m (1m a 1.4m) para colocar la articulación. Se impone un peralte mínimo de 1.6m con el fin de permitir la circulación por el interior de la trabe cajón para la retirada del cimbrado, el tensado de los cables de presfuerzo, la vigilancia de la obra y eventualmente el paso de canalizaciones. En la práctica, el peralte en el centro deberá estar comprendido entre 1/30 y 1/60 de la longitud del claro.

Las superestructuras de peralte variable ofrecen ciertas ventajas, como por ejemplo, la economía de los materiales (el concreto y el acero de presfuerzo), debido a un mejor reparto del material. Además, otras ventajas son la reducción del esfuerzo cortante debido al efecto favorable de las componentes verticales de las compresiones en la losa inferior y el aspecto estético.

A pesar de esto existe una cierta tendencia arquitectónica reciente que lleva a los constructores hacia el empleo de superestructuras de peralte constante, particularmente en los puentes urbanos y en las obras con tramos múltiples y de pequeño gálibo vertical sobre el suelo o agua. El peralte constante es más cómodo para el paso de canalizaciones de servicios públicos: agua, gas, etc. Este tipo de obra es poco económico y no debe ser adoptado más que para claros pequeños (del orden de 60 a 70m) y en condiciones particulares, por ejemplo, respetar el gálibo de un río, o por el tipo de prefabricación de las dovelas, o por consideraciones estéticas.

Una solución intermedia consiste en dar a la superestructura un peralte constante en la mayor parte del tramo, con chaflanes rectilíneos de intradós en las cercanías de los apoyos que aumentan su inercia en la zona de momentos máximos. Los chaflanes pueden estar limitados y corresponder a un engrosamiento de la losa inferior. Puede también resultar una variación importante del peralte de la trabe y necesitar entonces la presencia de un diafragma interior que equilibra el empuje al vacío de la losa inferior.

Las caras laterales de los chaflanes pueden tener una superficie en paraboloides hiperbólicos que asegure una transición suave de la sección normal a la sección sobre pilas. Hay que decir que en este caso la obra presenta en perfil una arista de intradós continua paralela a la imposta por debajo de la cual las cartelas son poco visibles. Para un observador alejado, la superestructura parece tener un peralte constante.

2.7. Esquema del cableado.

El presfuerzo longitudinal de un puente construido por voladizo se compone de dos familias de cables: los cables de voladizo (F) y los cables de continuidad (S). Los primeros dispuestos en las proximidades de la losa superior de las traveses y colocados a medida que avanza la construcción se utilizan para resistir los momentos negativos, que rápidamente crecen debidos al peso propio. Estos cables se tensan de forma simétrica a cada lado de la pila. Las obras de ménsulas articuladas no tienen más que esta sola familia de cables. Los

cables de continuidad son enfilados cerca del centro del claro de cada uno de los claros y se colocan ahí para conseguir la continuidad de la superestructura y resistir los momentos flexionantes correspondientes (ver figura 2.6).

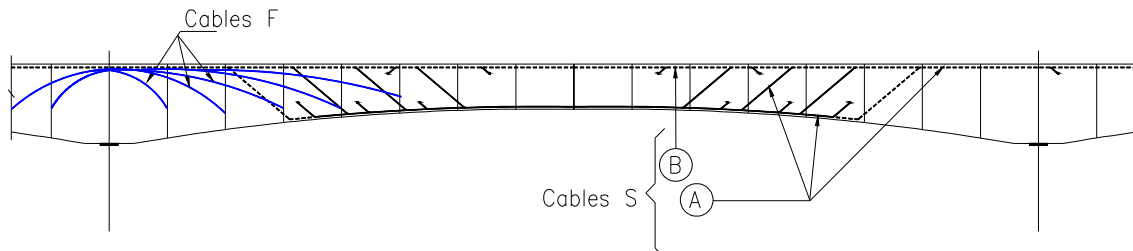


Figura 2.6. Esquema de cableado.

Las dovelas al centro del claro de las obras continuas que soportan momentos permanentes relativamente pequeños, están sometidas a variaciones de momentos importantes debidos al efecto de las sobrecargas, al gradiente térmico y a los esfuerzos de redistribución por fluencia, así que resulta pertinente darles un peralte suficiente, aproximadamente de 2.5m para los claros generalmente comprendidos entre los 80 y 100m. A pesar de esto, el presfuerzo de continuidad no se debe descentrar al máximo, pues las secciones del centro del claro son generalmente subcríticas, lo que conduce prácticamente a dividir los cables (S) en dos grupos: Los cables colocados al nivel de la losa inferior (A), y los cables colocados al nivel de la losa superior (B) en prolongación de los cables de voladizos más largos.

El número de cables de cada grupo queda determinado de manera que su resultante tenga la excentricidad requerida con el fin de asegurar la resistencia de la superestructura en el dominio elástico, siendo generalmente los cables (A) los más numerosos.

El número de cables (B) está, sobre todo, ligado al nivel de seguridad a la ruptura deseable para la obra, cuando se sobrecargan los tramos adyacentes al tramo considerado. Las cantidades de acero para presfuerzo longitudinal varían para los claros generalmente de 20 a 30kg por metro cuadrado de superficie útil de la superestructura.

Si se conoce, en anteproyecto, el número de cables necesarios en la sección sobre apoyo y la sección del centro del claro, se obtendrá un valor aproximado de las cantidades de acero para presfuerzo, dando a cada familia de cables una longitud media, igual respectivamente, a $0.52L$ para los cables de voladizo y $0.50L$ para los cables de continuidad, siendo L la longitud del tramo considerado.

2.7.1. Trazado de los cables de voladizo.

Los cables de voladizo se utilizan para resistir los momentos flexionantes negativos provocados por la construcción de los voladizos y a hacer monolítica cada dovela con la parte de la superestructura ya ejecutada. La disminución del número de cables necesarios a

partir del apoyo permite anclar cables en cada dovela. Los anclados en las dovelas situadas por delante de la que esta en curso de ejecución deberán ser tensados posteriormente.

Para la construcción de puentes en voladizo es conveniente utilizar cables de presfuerzo longitudinal que permitan una fuerza grande para que su número no sea demasiado elevado. Las barras empleadas en ciertos países extranjeros, presentan el doble inconveniente de no permitir una fuerza grade, y también de carecer de flexibilidad para lograr el trazado deseado.

No obstante, la fuerza de los cables no debe ser demasiado grande, pues el número de cables de voladizo debe ser al menos igual en cada alma al número de dovelas a presforzar (salvo las dovelas con más de dos almas). Los cables que desarrollan fuerzas muy grandes necesitan, por otra parte, precauciones especiales para asegurar la resistencia del concreto bajo los anclajes y la difusión de los esfuerzos de presfuerzo. Varios incidentes ocurridos en la construcción de puentes de concreto presforzado han sido debido a una concentración anormal de anclajes en una misma sección.

La gama de cables generalmente utilizados para el presfuerzo longitudinal de puentes construidos por voladizo varía actualmente de 100 a 160t como fuerza útil de cada cable.

Dos esquemas son posibles para el trazado de los cables de voladizo, según que estos últimos siga una trayectoria oblicua en las almas (cableado inclinado) o que se mantengan en el plano de la losa superior (cableado horizontal).

2.7.1.1. Cableado inclinado.

El esquema clásico consiste en descender los cables de voladizo por las almas con el fin de aprovechar la reducción del esfuerzo cortante V_R debida a los componentes verticales de los esfuerzos del presfuerzo.

Los cables se colocan en los chaflanes superiores lo mas cerca posible del eje de las almas de manera que se facilite su descenso, y se anclan muy a menudo en el extremo de cada dovela sobre la altura de las almas. Estas deben tener suficiente espesor para resistir los esfuerzos concentrados ejercidos por los anclajes. Si son demasiado delgadas o si la resistencia del concreto es insuficiente, existe el riesgo de que se produzcan fisuras a lo largo del trazado de los cables. Estas fisuras pueden evitarse empleando un estribado activo, es decir, creando un presfuerzo vertical detrás de los anclajes por medio de estribos tensados. Se pueden interponer igualmente placas de reparto entre el cono y la superficie de apoyo del concreto.

La parte inferior de las dovelas no equilibradas por las componentes oblicuas de las compresiones debe ser reforzada por medio de estribos pasivos. Los inconvenientes anteriores desaparecen si los cables de voladizo se anclan en los chaflanes de unión de la losa inferior y las almas.

Se puede dar a las almas el espesor mínimo necesario para que resista el esfuerzo cortante y que sea compatible con un buen colado. En este caso, generalmente, se ancla un solo cable por alma y dovela, anclándose el presfuerzo suplementario al nivel de la losa superior. El cableado puede completarse en las cercanías de los apoyos con cables inclinados y anclados en el alma, constituidos por cables más pequeños, que permiten obtener la reducción necesaria del esfuerzo cortante para asegurar la resistencia de las almas.

En el caso de una prefabricación de dovelas, es importante llegar a una estandarización del trazado de los cables. En particular, los cables deben atravesar las juntas y anclarse en posiciones tan repetitivas como sea posible con el fin de simplificar los cimbrados extremos de las dovelas.

Si la superestructura es de peralte variable hay que procurar conservar constante la salida de los anclajes y los puntos de paso de los cables. Si se fijan estos parámetros, la inclinación de los cables varía y presenta un máximo en las cercanías de los apoyos, que corresponden a un incremento lógico de la reducción del esfuerzo cortante en las zonas donde el cortante es máximo.

Si la superestructura es de peralte constante, el trazado de los cables de voladizo se deduce de una dovela a otra por una simple traslación longitudinal. Lo mismo aplica para los cables de continuidad si estos suben por las almas. Pero en varias obras recientes, los anclajes de los cables de presfuerzo, en lugar de estar situados en el plano de juntas entre dovelas, están colocados en mogotes o nervaduras dispuestos en el interior de la trabe cajón.

La solución anterior ofrece una doble ventaja, primeramente, las operaciones de tensado, anclaje e inyección de los cables se efectúan por el interior de las dovelas en condiciones ideales de comodidad y seguridad, sin riesgo de caída de materiales fuera de las trabes y por medio de los dispositivos mecanizados. Por otra parte, permite limitar el número de cables de voladizo tensado en cada operación de colocación de una dovela al mínimo necesario para asegurar la resistencia de las ménsulas frente a su peso propio. Los cables complementarios, que se aplican y tensan después de la unión de los voladizos, pueden ser continuos en una longitud superior a la longitud de un tramo.

En el plano económico, se tiene una reducción sensible en el número de anclajes de presfuerzo, y en el plano constructivo una aceleración de la cadencia de colocación, saliendo la colocación de los cables complementarios de la ruta crítica. Este cableado permite la construcción por voladizo de viaductos de longitudes pequeñas (inferiores a 50m) en condiciones comparables, desde el punto de vista de cantidades de presfuerzo colocado, a la construcción por claros sucesivos entre puntos de momento nulo sobre una cimbra de colado o de colocación.

Los mogotes donde se ancla el presfuerzo, se sitúan generalmente en los chaflanes de unión de las almas y la losa superior, de manera que el empuje al vacío debido al trazado de los cables se descompone siguiendo las direcciones de los planos de las almas y de la losa. Algunos mogotes están concebidos de forma que permiten el anclaje de dos cables que se cruzan (mogotes dobles). Otros están empotrados en las losas (mogotes en entalla).

2.7.1.2. Cableado horizontal.

Los cables se disponen en la losa superior siguiendo un trazado sensiblemente rectilíneo en perfil y en planta. Los anclajes de los cables se pueden situar sobre la cara exterior de las dovelas, en el centro de los chaflanes de enlace entre la losa superior y las almas, o bien en mogotes dispuestos en el interior de la trabe cajón.

Un cableado horizontal reduce sensiblemente los rozamientos y facilita en consecuencia el tensado de los cables. Otra ventaja de este tipo de cableado reside en las condiciones de colado de las almas delgadas de gran altura, que se encuentran muy favorecidas en virtud de la ausencia de vainas. En contra partida, el cableado horizontal presenta el inconveniente, con respecto a un cableado tradicional, de no reducir el esfuerzo cortante. Se debe por lo tanto, recurrir a un presfuerzo vertical de las almas para asegurar su estabilidad. El presfuerzo vertical se hace todavía más necesario si la superestructura es de peralte constante con ausencia total de reducción del esfuerzo cortante debido a la curvatura de la losa inferior.

Otra característica de este cableado es la simplicidad de estudio y de puesta en obra, para los cuales únicamente la resistencia a flexión condiciona el trazado de los cables, ya que la resistencia al esfuerzo cortante queda asegurada por completo por el presfuerzo vertical.

2.7.2. Trazado de los cables de continuidad.

Los cables de continuidad están destinados a asegurar la unión entre los diferentes voladizos y a resistir los momentos positivos provocados por las cargas y las sobrecargas. Los cables de continuidad pueden ser de dos tipos, los cables de continuidad inferiores y los cables de continuidad superiores.

2.7.2.1. Cables de continuidad inferiores (cables A).

Los cables (A) pueden ser levantados en las almas y anclados en nichos previstos en la losa superior (a_1). Aseguran entonces el traslape con los cables de voladizo si estos están igualmente inclinados (ver figura 2.7). Debido a ese traslape, las almas están entonces atravesadas por un gran número de cables de presfuerzo oblicuos, y entonces para alcanzar la resistencia de la superestructura al esfuerzo cortante en la sección normal no necesita más que un refuerzo pasivo de pequeño diámetro.

Los nichos de la losa superior presentan, por el contrario, riegos importantes de infiltración de agua en las vainas de los cables, que imponen un cuidado particular de su inyección y su sellado (sellado con resina).

Los cables (A) también pueden alojarse a lo largo de la losa inferior y ser anclados en mogotes salientes por encima de ésta o colocados en su unión con el alma (a_2).

Estos cables tienen un trazado similar al de los cables horizontales de voladizo y pueden ser sinusoidales, que son los que hacen el papel de cables de voladizo sobre los apoyos y de cables de continuidad en los tramos (a_3). Todos los cables de continuidad siguen, en cierta parte de su trazado, la fibra media de la losa inferior (ver figura 2.7). Esta última es curva, cuando la superestructura es de peralte variable, y los cables desarrollan entonces un empuje al vacío, que puede ser el origen de graves desórdenes si no ha sido previsto el acero de refuerzo necesario.

El efecto de este empuje al vacío es máximo cuando la compresión N' de la losa inferior es casi cero por el efecto de las sobrecargas. Con cables de 180t de fuerza útil, dispuestos con una separación de 0.20m y teniendo un radio de curvatura próximo a 300m, la losa inferior de la trabe cajón está sometida a un esfuerzo vertical complementario de 30ton/m^2 .

Si los cables están situados en los chaflanes inferiores de las almas, el esfuerzo de tensión que aparece por encima, debe ser equilibrado por los estribos. Empujes al vacío locales pueden aparecer igualmente en la losa inferior, como consecuencia de la mala colocación de las vainas de los cables de presfuerzo o por quedar insuficientemente sujetas, y de esta manera ocasionar desconchamientos del concreto. Se puede evitar ese defecto reemplazando las vainas por tubos rígidos.

Cuando los cables de continuidad están colocados en mogotes (cables a_2), hay que evitar anclar en una misma sección varios cables que tengan fuerzas muy grandes, ya que si esto no se toma en cuenta, aparecerán en la losa inferior fisuras de tensión debidas a la difusión del presfuerzo detrás de los anclajes.

Este fenómeno se produce si el esfuerzo de tensión ejercido por los cables anclados es superior al efecto acumulado de las compresiones longitudinales creadas por las cargas en la losa inferior y la resistencia del acero de refuerzo pasivo que está colocado. La intensidad del esfuerzo de tensión debido a los cables puede ser tomado, aproximadamente, igual a la mitad del que estos desarrollan en los anclajes. Si las dovelas son prefabricadas, las fisuras se localizan generalmente en las juntas, en ausencia de refuerzo que las atraviese.

2.7.2.2. Cables de continuidad superiores (cables B).

Los cables (B) se disponen en la losa superior y pueden estar anclados en mogotes situados en los chaflanes de enlace de las almas con la losa superior (b_1) o también prolongados hasta los diafragmas sobre apoyo, donde se anclan (b_2). A veces se anclan estos cables en mogotes salientes por debajo de la losa superior que se cuele con un cimbrado especial después de la ejecución de la dovela (ver figura 2.7).

Existen ciertos momentos hiperestáticos debidos a los cables de continuidad que son relativamente pequeños en la mayor parte de las obras y se producen a la hora del tensado. Su valor aproximado es del 6 al 8% del momento flexionante máximo en la sección sobre apoyo. En la figura 2.7 se muestra un cableado de continuidad típico.

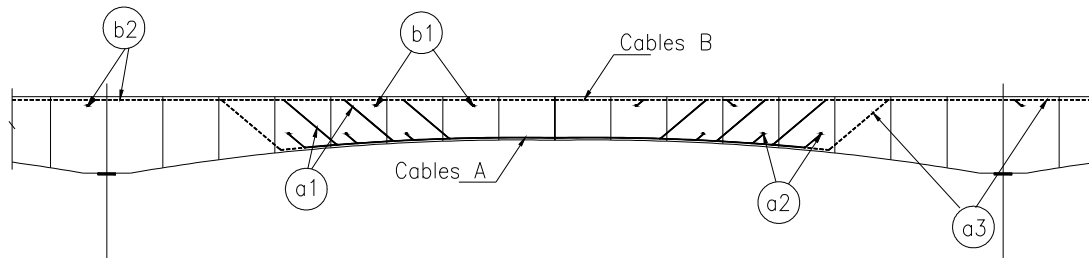


Figura 2.7. Cableado de continuidad.

2.7.3. Influencia del trazado de los cables longitudinales sobre su tensión final.

Debido a la multiplicidad de las juntas en la construcción por voladizos, la fricción a lo largo de los cables en el tensado es a menudo superior a la que se puede deducir de las fórmulas clásicas. Al atravesar las juntas, las vainas presentan en efecto discontinuidades accidentales de pendiente o de curvatura, que hay que tomar en cuenta en el cálculo de las fricciones. Estas discontinuidades son más importantes en el caso de dovelas prefabricadas, en donde las vainas no pueden tener manguitos en las juntas.

Se puede reducir la fricción mediante ciertas precauciones como la utilización de vainas de un diámetro suficientemente grande o mediante una rigidización de las vainas en el colado por medio de tubos (hinchables o no, de caucho o de acero) colocados en el interior y asegurando su alineación. También se puede reducir la fricción limitando la desviación de los cables tanto en planta como en elevación o llevando acabo un incremento del radio de la curvatura de los cables.

Sin embargo, la mejor solución consiste en adoptar un cableado de tipo horizontal que produce fricciones muy pequeñas. Si el cableado es inclinado, se pueden remplazar las vainas por tubos rígidos, con la condición de que en cada dovela, el trazado de los cables este situado en un plano con el fin de permitir el curvado de los tubos.

Si se utilizan vainas, hay que reducir al mínimo el número de dovelas en las cuales los cables tengan un trazado curvo. Es conveniente alinear dos vainas rectas formando un elemento rígido. Además, la calidad de la ejecución de las dovelas prefabricadas se puede controlar fácilmente en el almacenamiento.

2.7.4. Cableado transversal.

La resistencia transversal de las losas bajo calzada queda asegurada generalmente de forma económica por los procedimientos de concreto reforzado para las superestructuras que no tienen más que una trabe cajón de ancho limitado (longitud menor o igual a 16m). En este

caso, el presfuerzo esta penalizado por el número de anclajes, relativamente elevado con respecto a la longitud de los cables.

Por el contrario, se prefiere el presfuerzo cuando la sección transversal esta construida por una única trabe de gran ancho o varias trabes cajón quedando asegurada al mismo tiempo la unión entre ellas. Ensayos recientes han mostrado sin embargo, que la unión entre vigas puede ser realizada en condiciones de seguridad satisfactorias por medio de refuerzo pasivo.

Las cantidades de presfuerzo transversal varían, según las obras, de 5 a 7kg por metro cuadrado útil de tablero. Las cantidades de refuerzo pasivo por metro cúbico de concreto están generalmente comprendidas entre 60 y 80kg/m³, si la losa superior esta presforzada transversalmente y entre 80 y 100kg/m³, si la losa superior es de concreto reforzado.

2.8. Ajuste final de la estructura.

Como consecuencia de la continua transformación de los esquemas estáticos de las obras durante la construcción en voladizo, la distribución de esfuerzos en la estructura final difiere a menudo notablemente de la distribución óptima. Por esta razón, es necesario a veces proceder a un ajuste de la estructura para aumentar la eficacia del presfuerzo y mejorar el estado de las tensiones en la obra. Este ajuste puede realizarse por una desnivelación relativa de los apoyos que tiene por objeto producir momentos complementarios correctivos. Esta operación se efectúa normalmente por inserción de gatos planos entre las pilas y la superestructura.

Otra forma de ajustar la estructura puede ser colocando articulaciones temporales, generalmente en el centro del claro de los tramos, para disminuir la rigidez de la superestructura hasta la colocación del presfuerzo de continuidad. Estas articulaciones, situadas al nivel de la losa inferior, se bloquean definitivamente antes de la terminación de la obra.

Pero el método más eficaz consiste en crear un empuje activo en la sección de la articulación temporal. La presencia de una articulación en una sección dada de la superestructura, fija el punto de paso de la curva de compresiones, bajo el efecto combinado del peso propio y del presfuerzo, a un nivel bien determinado. Este nivel puede ser diferente del de la articulación si una fuerza exterior, producida por ejemplo por gatos planos Freyssinet, se aplica en la sección considerada.

Se pueden por consiguiente realizar dos operaciones, la primera una compensación, que tiende a reducir en la obra terminada el efecto de los acortamientos futuros debido a la retracción y al presfuerzo. Esta compensación se obtiene separando las caras extremas de los voladizos por medio de gatos planos colocados en la junta de unión, generalmente en el emplazamiento de los chaflanes de unión de las almas y de las losas.

La segunda operación que se puede realizar es un reglaje, con tendencia a enderezar los voladizos introduciendo un momento de intensidad constante a lo largo del tramo. La

articulación temporal se cuele previamente (pueden utilizarse elementos prefabricados) y un cierto número de cables de presfuerzo que realizan la unión se ponen en tensión a lo ancho de la articulación. A los gatos planos se les da su presión final, determinada en función del grado de ajuste deseado. La junta de cierre queda finalmente bloqueada y los cables de continuidad complementarios se tensan y anclan. Este reglaje puede servir eventualmente para corregir el perfil longitudinal de la obra.

2.9. Deformaciones de los voladizos y contraflechas.

Las ménsulas de cada voladizo se componen de dovelas, coladas y presforzadas a edades diferentes. Es necesario conocer con suficiente exactitud las deformaciones de las ménsulas en las diferentes etapas de la construcción del puente, con el fin de tenerlas en cuenta en la determinación de las contraflechas que hay que dar a los equipos móviles de colado o a las células de prefabricación de las dovelas.

Durante la fase isostática de la construcción de voladizos, las deformaciones de las ménsulas se deben al peso propio de las dovelas, al peso del equipo móvil de colado, o al del aparato de colocación si se trata de dovelas prefabricadas, y al presfuerzo que asegura la unión de la dovelas.

Después de la unión de los voladizos, la superestructura pasa a ser hiperestática, pero continúa sufriendo deformaciones ligadas al tensado de los cables de presfuerzo de continuidad, al retiro de los equipos móviles o de los aparatos de colocación, a la supresión de los apoyos provisionales o del empotramiento sobre la pila y a la colocación de las cargas de servicio. Estas deformaciones, a las cuales se añaden las deformaciones diferidas debidas a la fluencia del concreto, no provocan diferencias de nivel entre los extremos de las ménsulas de un mismo tramo, pero engendran variaciones continuas del perfil longitudinal del puente (generalmente descenso de la sección del centro del claro de los tramos). Por esta razón, deben ser compensadas con deformaciones isostáticas, por contraflechas de ejecución dadas a las ménsulas.

La principal dificultad que se encuentra en la previsión de las deformaciones de las ménsulas reside en el conocimiento del comportamiento del concreto, a largo plazo, bajo carga. El modulo de deformación longitudinal del concreto varia en efecto con el tiempo, en función, por una parte, de la edad del concreto en el momento de la aplicación de la carga y por otra parte, de la duración de la carga. El presfuerzo disminuye igualmente con el tiempo, como consecuencia de las pérdidas diferidas sufridas por los cables.

Cuando la superestructura se construye por dovelas coladas en sitio en el interior de equipos móviles, es impreciso nivelar los equipos refiriéndose a la altitud teórica que deberían tener antes del colado de las dovelas. Esta altitud es, en efecto, susceptible de variaciones importantes en función de la temperatura ambiente, de la humedad y sobre todo del gradiente térmico. Es preferible efectuar la nivelación dando al equipo una contraflecha angular θ' con respecto a la dovela precedente, sin embargo, para el control de las deformaciones de los voladizos en curso de construcción, es necesario contar con la

condición de proceder a la nivelación del tablero en las primeras horas de la mañana, cuando el gradiente térmico es todavía pequeño.

Un método análogo se utiliza si la superestructura se construye por unión de dovelas prefabricadas, colocando la dovela contramolde de manera que forme un ángulo θ' con la célula de prefabricación. Las deformaciones son, no obstante, mucho más pequeñas en este caso (del orden de la mitad o de un tercio), ya que las dovelas prefabricadas están habitualmente almacenadas algunas semanas antes de su colocación en la obra.

Si a pesar de los controles efectuados en el curso de la construcción, los extremos de los voladizos enfrentados no se encuentran alineados en el momento de la unión, se deberá recurrir a variaciones en altitud, que son oscilaciones de los voladizos por medio de gatos o deformaciones verticales de las ménsulas con ayuda de contrapesos. Otro remedio que se puede llevar a cabo cuando se tiene ese problema es realizar una variación en planta, es decir, una deformación horizontal de las ménsulas por barras de presfuerzo cruzadas colocadas sobre la parte superior de las dovelas.

Si las secciones extremas de las ménsulas presentan variaciones alabeadas, solo un desplazamiento de conjunto de uno de los voladizos podrá remediarlo; la deformación por torsión de las superestructuras, generalmente es imposible.

2.10. Problemas particulares de concepción y cálculo de la superestructura.

Durante el estudio de un puente construido por voladizos, el proyectista se enfrenta regularmente a tres problemas importantes que influyen sobre la concepción y el dimensionamiento de las obras. Estos problemas son: el arriostramiento transversal de la superestructura, el efecto de los gradientes térmicos y la redistribución de los esfuerzos por fluencia o flujo plástico.

2.10.1. Arriostramiento transversal de la superestructura.

Debido a la gran rigidez a torsión de las travesaños cajón y a la rigidez a flexión de las losas superior e inferior, generalmente no se requiere ninguna riostra interior en las superestructuras construidas por voladizo, con excepción de las situadas en los apoyos y en las juntas de dilatación.

En las obras que tienen en elevación cartelas rectilíneas se debe igualmente prever, en la sección donde el intradós presenta una discontinuidad de pendiente, una riostra equilibrando el empuje al vacío de la losa inferior.

En lo que concierne a los diafragmas de unión entre dos o varias travesaños cajón pertenecientes a una misma superestructura, su presencia está ligada a la estabilidad y resistencia de los apoyos más que del tablero. Se ha establecido, en la mayoría de los casos, que el efecto

conjugado de la flexión de las losas bajo la calzada y de la torsión de los cajones asegura un reparto transversal muy satisfactorio de las cargas entre las diferentes trabes, en ausencia total de arriostramiento.

Las dovelas en las que se disponen riostras o diafragmas son elementos especiales, por lo que para su construcción se debe utilizar un cimbrado interior particular, cuya ejecución es larga y costosa. Se debe buscar la simplificación de sus formas analizando cuidadosamente su funcionamiento mecánico.

Los diafragmas colocados en pilas y estribos juegan dos papeles: aseguran la transmisión de las cargas verticales a los apoyos e impiden la deformación de la sección transversal bajo el efecto de los momentos de torsión. La transmisión de las cargas verticales a los apoyos se hace por medio de esfuerzos cortantes localizados principalmente en las almas de la trabe cajón (esfuerzo cortante normal); y por componentes verticales de los esfuerzos de compresión que existen al nivel de la losa inferior.

Bajo el efecto del flujo de cortante debido al momento de torsión, la sección transversal de la trabe cajón tiende a distorsionarse. Para oponerse a esa deformación, es deseable dar a los diafragmas, que deben tener huecos para asegurar la circulación del personal de mantenimiento y el paso de canalizaciones de servicio, un esquema triangulado ya sea superior a inferior.

Cuando la superestructura es de peralte variable, el esquema de triangulado superior permite absorber cómodamente el esfuerzo cortante. El esquema de triangulado inferior, facilita, en la superestructura de peralte constante, el paso de canalizaciones de gran diámetro apoyadas sobre la losa inferior de la trabe cajón.

Si los dispositivos de apoyo no están situados en el plano de las almas, se debe prever un presfuerzo asociado a un refuerzo pasivo, para reducir los esfuerzos cortantes y conducirlos a los apoyos.

Las dovelas especiales más sencillas son las dovelas sobre estribos que llevan normalmente un simple diafragma vertical. Las dovelas de articulación son dovelas complicadas que se componen de dos partes: un elemento portante y un elemento apoyado, rigidizado cada uno por un diafragma dispuesto según un plano inclinado con el fin de formar una diagonal fraccionada que equilibre la reacción de apoyo de la superestructura. Las dovelas de articulación como las dovelas sobre estribo, son afortunadamente, poco numerosas.

Las dovelas sobre pila, cuyo número puede por el contrario ser muy elevado, tienen una concepción diferente según el tablero se apoye simplemente sobre las pilas o se encuentre empotrado en ellas. En el primer caso, las dovelas sobre pilas son parecidas a las dovelas sobre estribos, solamente que con dos detalles más. Por una parte, los esfuerzos a transmitir son más importantes que los de la dovela de estribo y, además, si el tablero es de peralte variable, la componente vertical debido a la inclinación de la losa inferior en los apoyos debe ser absorbida por un refuerzo colocado en el plano del diafragma.

En el segundo caso, las dovelas sobre pilas llevan generalmente dos diafragmas que pueden ser verticales o inclinados. Desde el punto de vista teórico, los diafragmas inclinados son más satisfactorios.

En conclusión los diferentes tipos de arriostramiento son satisfactorios siempre y cuando se asegure la resistencia a la torsión y se verifique la transmisión de esfuerzos cortantes en los apoyos.

Otro punto que merece ser señalado concierne a las dovelas sobre pila prefabricadas. El dimensionamiento de los dispositivos de arriostramiento puede a veces conducir, para estas dovelas, a pesos unitarios que superan las capacidades de los medios de izaje y colocación que se utilizan en una obra. En estos casos resulta pertinente dividir las dovelas sobre pila en varios elementos, bien sea longitudinales u horizontales, siendo conjugadas las juntas entre los elementos.

2.10.2. Efecto de los gradientes térmicos de la superestructura.

Un segundo problema cuya importancia se ha visto recientemente, concierne a los gradientes térmicos en la superestructura. La medida de las variaciones diarias de las reacciones en los apoyos de ciertas obras, así como las fisuras apreciadas en otras, han puesto de relieve la importancia de las sollicitaciones de flexión debidas a las diferencias de temperatura entre las fibras extremas de una superestructura de concreto. Esas diferencias se producen esencialmente por sol el cual en función del fuerte poder absorbente del revestimiento de la calzada, provoca una elevación de temperatura de la losa superior, creando así un gradiente térmico en las secciones de la superestructura.

Las lecturas de temperatura efectuadas en obras de concreto han permitido establecer que la variación diaria de la temperatura de una superestructura no excede de 6°C ; las temperaturas medias mínima y máxima se presentan hacia las 8 hrs y a las 18 hrs, respectivamente; el gradiente máximo se produce alrededor de las 15 hrs; y el reparto de temperaturas en el interior de cada sección sigue una ley compleja. Se puede no obstante, para facilitar los cálculos asimilar esta ley a una variación lineal que produzca los mismos efectos globales.

Además, en ausencia de resultados experimentales más numerosos, normalmente los gradientes térmicos se consideran lineales a lo largo del peralte de la sección. Se considera uno de corta duración, que es compatible con las cargas permanentes, y corresponde a una diferencia de temperatura de 10°C entre las fibras extremas del tablero. También se considera otro de larga duración que se acumula con las cargas permanentes y las cargas de servicio y se traduce en una diferencia de 5°C entre dichas fibras. En los dos casos, el módulo de deformación a tener en cuenta es el módulo instantáneo en razón del carácter diario de las variaciones de temperatura.

Admitiendo que el gradiente térmico es constante a lo largo de la superestructura, la determinación de los esfuerzos de flexión que genera no presenta ninguna dificultad particular. Haciendo un análisis de esto, podemos decir que un puente de peralte variable es

aproximadamente una vez y media mas sensible a los gradientes térmicos que uno de peralte constante, y además, entre dos puentes de peralte variable las sollicitaciones de flexión son mas importantes en el que la variación de peralte sea mayor.

Concluyendo, es preciso tener en cuenta los efectos térmicos en los proyectos de puentes en voladizo, ya que producen tensiones importantes en las cercanías de la sección del centro del claro de los tramos, del orden de 20kg/cm^2 para los tableros de peralte variable. Bajo la acción de estos esfuerzos suplementarios, la sección del centro del claro tiende a menudo a llegar a ser subcrítica, siendo aconsejable aumentar su peralte, lo que tiene por consecuencia directa aumentar el efecto de los gradientes térmicos por disminución de la relación “ h/h_0 ”, donde “ h ” es la altura de la sección en el empotramiento y “ h_0 ” es el peralte de la sección en el centro del claro.

2.10.3. Redistribución de esfuerzos por fluencia.

El proyectista de un puente en voladizo se enfrenta con un último problema, que es el estudio de la redistribución de esfuerzos de flexión debidos a las deformaciones diferidas del concreto por fluencia. Este fenómeno se produce debido al cambio de esquema estático a hiperestático durante el curso de la construcción.

Se ha prestado atención al efecto de las deformaciones diferidas del concreto debido a las sensibles variaciones geométricas de la forma de ciertos puentes. En particular, la construcción en sitio de grandes tramos en voladizo ha puesto en evidencia este fenómeno, particularmente en puentes donde se mantienen articulaciones permanentes en el centro del claro de los tramos, ya que estas sufren con el tiempo descensos progresivos importantes.

Se han reducido tales deformaciones introduciendo la continuidad en las obras. Por esto, la mayor parte de las superestructuras de concreto presforzado, construidos hoy en día por voladizo, se hacen continuos con la unión de los extremos de las ménsulas enfrentadas en el centro del claro de los diferentes tramos. Por otra parte, la utilización de dovelas prefabricadas, cuya colocación se efectúa después de un periodo de envejecimiento suficiente, tiene un efecto favorable sobre el perfil longitudinal definitivo de la superestructura.

La continuidad de las obras y la prefabricación de las dovelas corrigen el problema de la discontinuidad y la importancia de las deformaciones, pero no evitan la aparición de esfuerzos de redistribución cuya determinación plantea un problema particularmente delicado. Una estimación de estos esfuerzos puede obtenerse experimentalmente con las medidas de las reacciones en los apoyos de las obras en función del tiempo, haciendo la corrección de las variaciones diarias debidas a los efectos térmicos.

Para precisar ideas, se consideraran dos ménsulas C y C' construidas por voladizos y cerradas en el instante t_c . Si las dos ménsulas enfrentadas no se unen una con otra, tenderán a deformarse por fluencia bajo el efecto de su peso propio y su presfuerzo, y sus extremos, a partir del instante t_c , sufrirán giros ω y ω' y deformaciones verticales f y f' crecientes con el tiempo.

La unión de las ménsulas limita sus deformaciones diferidas, generándose efectos hiperestáticos en la sección de la unión, los que modifican las condiciones anteriores de equilibrio, constituyendo un estado de autotensión.

A esta redistribución de esfuerzos debidos a la no compatibilidad del sistema con las deformaciones que faltan por producirse, se le ha denominado, incorrectamente, adaptación por fluencia. De forma general, esos esfuerzos se reducen a un momento de flexión $M(t)$ y a un esfuerzo cortante $T(t)$ que anulan la discontinuidad angular ($\omega - \omega'$) de los extremos de las ménsulas e igualan sus deformaciones verticales f y f' . Si las ménsulas son idénticas y han sido construidas al mismo tiempo, sus deformaciones verticales son iguales y $T(t)$ es nulo.

Los esfuerzos $M(t)$ y $T(t)$, que aparecen en el instante del cierre, crecen gradualmente con el tiempo y tienden asintóticamente hacia unos límites finitos M_0 y T_0 . Estos límites se pueden considerar prácticamente alcanzados en un plazo de 3 a 5 años después del cierre. En la figura 2.8 se muestra el principio de la redistribución de esfuerzos por fluencia.

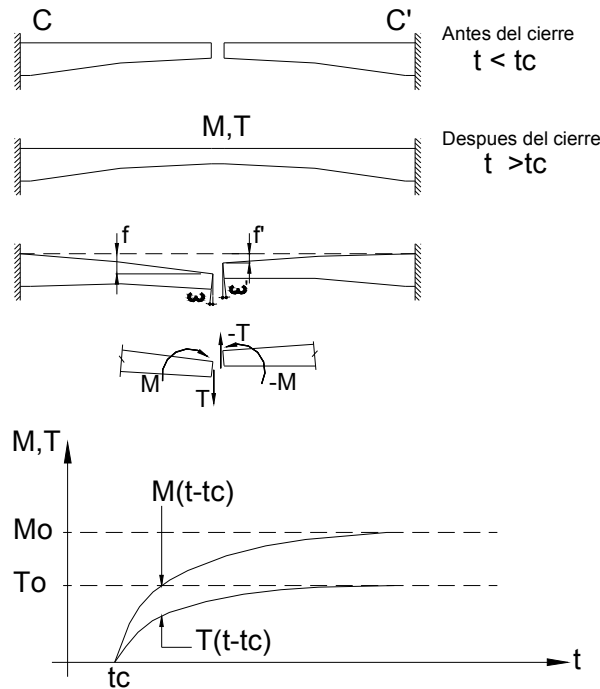


Figura 2.8. Redistribución de esfuerzos por fluencia.

Se han desarrollado varios métodos para estimar los esfuerzos de fluencia M_0 y T_0 en un puente de concreto presforzado construido por voladizos, o bien para prevenirse contra sus efectos. Un primer método, de naturaleza empírica, consiste en conservar sobre las fibras interiores de la superestructura, en las zonas próximas al centro del claro de los tramos, compresiones residuales suficientes para compensar las tensiones posteriores provocadas por los esfuerzos de fluencia. Muy a menudo el valor de estas compresiones residuales se

fija en 2Mpa, lo que parece justificado por la experiencia de cálculos más precisos o por medidas efectuadas en ciertos puentes.

Otro método supone que todos los elementos constitutivos de la obra están contruidos y unidos en un tiempo infinitamente corto. El modulo de deformación del concreto puede considerarse constante e igual a su valor instantáneo E_i .

En cada punto de la superestructura, las tensiones n_1 producidas por las cargas aplicadas (peso propio y presfuerzo) durante la construcción de la obra, originan deformaciones ε_1 tales que:

$$\varepsilon_i = n_i / E_i$$

Después de acabada la estructura, la superestructura continua sufriendo deformaciones diferidas ε_d . Las deformaciones finales serán iguales a:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_i + \varepsilon_d$$

Si llamamos n_2 a las tensiones que aparecerán en la estructura como si las cargas hubieran sido aplicadas directamente en el esquema estático final, entonces debido a la fluencia, el modulo de deformación del concreto se reduce a un valor de E_f , llamado módulo final, más pequeño que E_i . Así, se puede definir un modulo de deformación diferido del concreto por:

$$1/ E_d = 1/ E_f - 1/ E_i$$

Como las deformaciones diferidas se producen en la estructura acabada, se puede escribir:

$$\varepsilon_d = n_2 / E_d$$

Al final, las deformaciones totales son iguales a:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_i + \varepsilon_d = (n_1 / E_i) + (n_2 / E_d)$$

y las tensiones correspondientes:

$$n_f = E_f \varepsilon_f = n_1(E_f/E_i) + n_2(E_f/E_d)$$

de donde:

$$n_f = n_1 + (n_2 - n_1)[1 - (E_f/E_i)]$$

Esta relación se aplica evidentemente, no sólo a las tensiones n , sino igualmente, a las sollicitaciones S que las provocan. La relación entre los módulos E_f y E_i se toma habitualmente igual a 1/3. Pero en realidad, la construcción de un tramo en voladizo dura varias semanas, y a menudo varios meses, con lo que una parte importante de la fluencia se produce antes del cierre. Por esta razón es más exacto estimar la relación E_f/E_i a partir del

probable programa de trabajo y de la evolución en el tiempo del módulo de deformación del concreto.

Las deformaciones instantáneas varían poco con la edad del concreto en el instante de su carga (salvo en los primeros días). Por el contrario, las deformaciones de fluencia están afectadas de forma significativa por la edad del concreto. Por ejemplo, un concreto de 7 días de edad sufrirá una deformación aproximadamente del doble de la de un concreto de 3 meses de edad.

La construcción de obras con dovelas prefabricadas es rápida por lo que las deformaciones antes del cierre pueden calcularse suponiendo un módulo constante en toda la longitud de los voladizos. Suponiendo que la edad media de las dovelas antes de la unión es de 28 días, la relación E_f/E_i es igual a 0.40. Si los voladizos tienen una edad media de 100 días antes del cierre, esta relación es sensiblemente igual a 0.50.

Otros métodos elaborados de cálculo de esfuerzos de fluencia, que recurren a programas electrónicos complejos, necesitan tener en cuenta, de la forma más precisa posible, las leyes empíricas de comportamiento de los materiales: fluencia del concreto y relajación del acero.

Estos programas se utilizan primeramente para el cálculo de las deformaciones isostáticas de los voladizos de los puentes antes del cierre, las cuales sirven para fijar las contraflechas de nivelación de los equipos móviles de colado o de las células de prefabricación de dovelas. Permiten igualmente, a partir de las deformaciones diferidas que aparecen en las estructuras después del cierre, determinar los esfuerzos de redistribución debidos a la fluencia. Esta segunda etapa, que necesita resolver ecuaciones integrales, es desgraciadamente larga y generalmente costosa.

De forma general, ¿que créditos se puede atribuir a los cálculos de esfuerzos de fluencia? La complejidad del fenómeno, agravada por la dificultad de traducir, por medio de una ley matemática, la evolución en el tiempo de las características de los materiales, tenderá a sembrar la duda sobre los resultados obtenidos. Nos parece sin embargo tranquilizador, que los programas de cálculo utilizados tengan generalmente una buena precisión en las deformaciones isostáticas de los voladizos antes del cierre, lo que significa que el comportamiento global de los voladizos, bajo el peso propio y el presfuerzo, queda representado de forma satisfactoria por el esquema de cálculo adoptado. Ahora bien, ¿de donde provienen los momentos de fluencia, si no es de las deformaciones potenciales que quedan por producirse después del cierre?

Pensamos sin embargo, que los esfuerzos de fluencia reales tienen el riesgo de ser más elevados que los obtenidos por los cálculos. La razón es que las deformaciones diferidas después del cierre están probablemente por debajo de su valor.

En efecto, las deformaciones globales de una ménsula son iguales a la diferencia entre las deformaciones debidas a su peso propio y las debidas al presfuerzo de construcción. Ahora bien, generalmente los cables de presfuerzo se inyectan poco antes del cierre de las ménsulas. La inyección, que une el presfuerzo al concreto, modifica las características

mecánicas de las secciones y disminuye el brazo de palanca del presfuerzo, resultando que las deformaciones diferidas de las ménsulas pueden aumentar en fuertes proporciones.

La homogenización de las secciones, a consecuencia de la adherencia del presfuerzo, entraña igualmente una variación del equilibrio de los esfuerzos internos en cada sección, lo que produce de alguna forma, una adaptación local por fluencia. Por último, las fricciones a lo largo de los cables no se conocen bien y a menudo se subestiman en la construcción por voladizos, esto tiene por consecuencia una nueva disminución de la eficacia del presfuerzo, lo cual tiende a incrementar las deformaciones diferidas.

Con base en el análisis anterior, se recomienda que si se toma en cuenta la acumulación de los efectos térmicos y de los momentos de redistribución debidos a la fluencia, se necesita aumentar el peralte de la superestructura en el centro del claro de los tramos y conservar sobre la fibra inferior de las secciones, en las cercanías del centro del claro, compresiones residuales bajo cargas de servicio del orden de $35 \text{ a } 40 \text{ kg/cm}^2$ (3.5 a 4Mpa), lo que provoca un aumento de las cantidades del presfuerzo longitudinal de aproximadamente un 10%.

2.11. Estructura de las pilas y condiciones de apoyo de la superestructura.

En el método de construcción por voladizo, las pilas deben asegurar la estabilidad de la superestructura durante su ejecución, bajo el efecto de volteo debido al colado o a la colocación no simultánea de dovelas. Por esta razón, cuando las características geométricas de las obras lo permiten (superestructura de longitud moderada, pilas altas y flexibles), el empotramiento permanente de la superestructura sobre las pilas constituye la solución más satisfactoria. La sección de las pilas puede ser en este caso maciza, pero una sección cajón puede ser más eficaz y económica, tanto para la construcción como para la obra finalizada. En ciertos casos la sección cajón puede remplazarse por una sección en doble T; sin embargo, la débil resistencia a la torsión de este perfil impone ciertas precauciones para limitar las deformaciones de los voladizos durante la construcción, en particular bajo el efecto del viento.

Para las obras de tramos múltiples o en el caso de pilas cortas, las variaciones lineales del concreto (contracción, fluencia, variaciones de temperatura), combinadas con los efectos hiperestáticos del presfuerzo longitudinal, originan a causa de la rigidez de las pilas, esfuerzos de flexión, cuya transmisión a las cimentaciones impide la utilización de una unión rígida entre la superestructura y los apoyos. La obra se debe concebir en este caso como una viga continua descansando sobre apoyos (placas de caucho zunchado, teflón, etc.) que permitan los movimientos longitudinales de la superestructura.

Por otra parte, es necesario asegurar la estabilidad de la superestructura durante su construcción, que puede ser por un empotramiento provisional del tablero sobre las pilas, si éstas presentan una resistencia suficiente a la flexión, o también, utilizando apoyos provisionales colocados en las cercanías de las pilas. Dos tipos de pilas se adaptan mejor a la construcción por voladizo de la superestructura, se trata de pilas con paredes flexibles y de pilas con apoyos de neopreno.

2.12. Pilas con paredes flexibles.

Las pilas con paredes flexibles están construidas por dos paredes delgadas, verticales o inclinadas, que sirven de unión entre la superestructura y el cuerpo de la pila y pueden ser articuladas o empotradas en cada uno de sus extremos. Este tipo de pilas ofrece tres ventajas: realiza un empotramiento eficaz de la superestructura bajo la acción de las cargas verticales, debido al giro de los apoyos; ofrece gran flexibilidad en el plano horizontal (respecto de los desplazamientos paralelos al eje longitudinal del puente) permitiendo resolver los problemas de dilatación en puentes continuos. Finalmente, se asegura económicamente la estabilidad de los voladizos durante la construcción de la superestructura mediante un arriostramiento provisional.

Las paredes independientes, son bastante flexibles para sufrir sin excesiva sollicitación las variaciones de longitud de la superestructura y suficientemente rígidas para soportar los efectos de frenado y asegurar la estabilidad del conjunto del puente; la convergencia de las paredes juega un papel preponderante en esta estabilidad.

Cuando la geometría de la estructura lo permite, en particular en el caso de un puente de tres tramos, es más económico inclinar las paredes con el fin de reducir los momentos de flexión que se transmiten a la cimentación. Si las paredes están articuladas en sus dos extremos y sus ejes concurren al nivel de la cimentación, el momento de flexión en ese punto es nulo y el reparto de esfuerzos sobre el terreno es uniforme, cualquiera que sea la carga aplicada a la estructura.

Tal estructura con pilas de paredes inclinadas, es comparable a un pórtico o a un arco, articulado en el punto de convergencias de los ejes de las paredes. El empuje que aparece al nivel de la articulación, principalmente bajo el efecto de cargas horizontales paralelas al eje del puente, se traduce en un esfuerzo de tensión en una de las paredes que trabaja como tirante y en un esfuerzo de compresión en la otra que funciona como un puntal. Por esta razón, a menudo es necesario presforzar las paredes con el fin de evitar la aparición en éstas de esfuerzos de tensión.

Cuando las paredes son verticales, no se aprovecha el efecto del arco y la estabilidad de la unión reside esencialmente en la resistencia a la flexión de las paredes. En el caso de paredes doblemente articuladas, que no ofrece ninguna resistencia a este respecto, es necesario rigidizar una de las pilas con el fin de crear un punto fijo para el tablero.

Por último, hay que indicar que a causa de la esbeltez de las pilas, la estabilidad elástica de la estructura debe ser objeto de un análisis particular. Las paredes que sustentan a la superestructura son muy delgadas y su resistencia al pandeo debe ser examinada con cuidado. En la figura 2.9 se muestra un croquis de una pila de paredes flexibles.

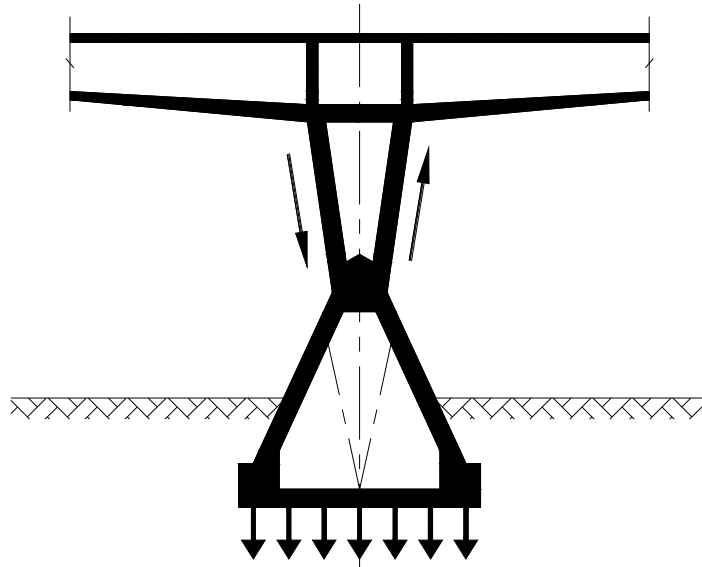


Figura 2.9. Pila con paredes flexibles.

2.13. Pilas con apoyos de neopreno.

Las pilas con apoyos de neopreno tienen un comportamiento análogo al de las pilas de paredes flexibles, asegurando el empotramiento elástico de la superestructura y permitiendo su dilatación bajo el efecto de las variaciones lineales.

Este empotramiento presenta varias ventajas, primeramente permite disminuir los esfuerzos de flexión de la superestructura en el centro del claro, reduciendo las variaciones de momentos debidas a las sobrecargas, sin por ello aumentar el momento sobre los apoyos, debido a la reducción de la longitud del claro.

Durante la construcción del tablero por voladizo, provisionalmente se puede asegurar su estabilidad sustituyendo por calzas de concreto los apoyos de neopreno y colocando un presfuerzo vertical, sin necesidad de apoyos provisionales, a menudo difíciles y costosos de realizar. Además, es posible mediante una buena elección de los espesores de neopreno, reducir en cierta medida los esfuerzos de flexión que se transmiten a los cimientos de las pilas. En particular, se puede anular el momento de flexión en un punto cualquiera de una pila para una carga dada.

2.14. Estabilidad de los tableros durante la construcción.

En la construcción de puentes por voladizos, que se efectúa a partir de las pilas o de estribos, es necesario asegurar la estabilidad del tablero antes de finalizar la estructura. Cuando el tablero se compone de una a varias ménsulas construidas a partir de los estribos la mayor parte del momento de volteo proviene del peso propio de la superestructura y

ocurre lo mismo cuando la construcción se efectúa por voladizos asimétricos a partir de pilas.

Los esfuerzos de volteo a los que está sometido el voladizo, se generan por la forma no simultánea de los colados de concreto o de la colocación de dovelas. A estos esfuerzos hay que sumarles los que provienen de las imprecisiones de la construcción (diferencia de peso de una ménsula con respecto a otra), cargas de obra y de viento y, eventualmente, incidentes que pueden surgir en el curso de la construcción: caída del equipo móvil de colado o del aparato de colocación de dovelas.

2.14.1. Análisis de las condiciones de estabilidad de un voladizo.

La estabilidad de los voladizos depende muy estrechamente del esquema estático de la obra y de la estructura de los apoyos. Hay que considerar tres casos principales: uno, que el tablero está empotrado de forma permanente y rígida sobre las pilas, con las que constituye un marco; dos, que esté apoyado en fase definitiva simplemente sobre las pilas que ofrecen una resistencia suficiente a la flexión; y el tercero es que el tablero en fase definitiva también esté apoyado simplemente sobre las pilas y que éstas ofrezcan una resistencia insuficiente a la flexión.

En el primer caso la estabilidad se consigue por la resistencia propia de las pilas, que generalmente es suficiente para soportar los momentos de volteo durante la construcción, que son inferiores a los aplicados a la obra en servicio. A veces es necesario, sin embargo, un refuerzo de las pilas. Este puede efectuarse colocando un presfuerzo vertical con el fin de reducir la excentricidad de la resultante general.

En el segundo caso, en donde en fase definitiva el tablero está apoyado simplemente sobre las pilas y que éstas ofrecen una resistencia suficiente a la flexión, la estabilidad se consigue por el empotramiento provisional del tablero sobre las pilas. Este empotramiento se realiza bloqueando la junta entre la pila y el tablero, por medio de calzas (metálicas o de concreto zunchado) y barras o cables que originan un presfuerzo centrado. Se obtiene así, durante la construcción, una unión rígida entre el tablero y la pila.

En el último de los casos cuando el tablero en fase definitiva está apoyado simplemente sobre las pilas y que éstas ofrecen una resistencia insuficiente a la flexión, la estabilidad se consigue mediante apoyos provisionales. En numerosos puentes, donde el tablero es independiente de las pilas, estas últimas a menudo están constituidas por un cuerpo de pequeño espesor, sin resistencia apreciable a la flexión, ya que esencialmente está concebida para soportar reacciones verticales. Las pilas no pueden por sí solas soportar los esfuerzos de asimetría que se producen por la construcción de los voladizos, y la solución de un empotramiento provisional del tablero, que las dimensiones reducidas del cuerpo de las pilas hacen a menudo geoméricamente imposible, debe ser abandonada. Es entonces cuando la estabilidad de los voladizos durante la construcción se asegura por apoyos provisionales colocados en las cercanías de las pilas. Se puede utilizar un apoyo provisional único o bien dos apoyos provisionales colocados simétricamente respecto a las pilas.

2.14.2. Cargas aplicadas a los voladizos.

Dentro de las cargas aplicadas a los voladizos tenemos dos tipos, las cargas normales y las accidentales. Dentro de las cargas normales tenemos el peso propio de la superestructura, que interviene de dos formas, una por el peso teórico de las dovelas (peso de la dovela construida o colocada antes que su simétrica), y la otra, por las diferencias aleatorias en los valores teóricos de los pesos previstos en los planos de construcción y los valores reales en la obra (diferencia de peso de dos ménsulas).

Otro tipo de cargas normales serán las cargas del puente que comprenden las cargas conocidas y definidas en posición y en magnitud, y que representan el material especial que sirve para la construcción del tablero: grúas, equipos móviles de colado, vigas de lanzamiento, aparatos de colocación de dovelas, etc. Estas cargas también pueden variar y desplazarse en el curso de la construcción y pueden estar repartidas de la manera mas desfavorable y que corresponde al equipo pequeño (compresores, bombas, etc.), a los materiales (cables de presfuerzo, armaduras, etc.) y al personal de la obra. Además en este tipo de cargas normales tenemos al viento, que puede actuar en el plano vertical del voladizo y de forma desigual sobre las dos ménsulas, creando un momento de volteo.

Las cargas accidentales son la consecuencia de un incidente de construcción o de una falsa maniobra. Puede tratarse de la caída de un equipo móvil de colado, o de la caída de un aparato de colocación de dovelas prefabricadas, o de la caída de una dovela misma. El peso de estos elementos debe aumentarse por un coeficiente dinámico igual a 2.

No se tiene en cuenta, en el estudio de la estabilidad de los voladizos, la caída de un equipo móvil en el curso del colado, ni el de una dovela prefabricada después de colocada y unida por presfuerzo provisional. La suspensión de los equipos móviles durante el colado, en la medida en que aquella está asegurada por dispositivos mecánicos, debe justificarse independientemente, de acuerdo con la resistencia de las diferentes piezas que aseguran su estabilidad. Ocurre lo mismo para las dovelas prefabricadas después de la colocación y antes del tensado de los cables de presfuerzo definitivos, frente a la resistencia de los dispositivos de unión provisionales.

Entre las cargas normales se observa que existen cargas conocidas y cargas aleatorias. Estas últimas son difíciles de medir, pues están estrechamente relacionadas con la calidad y organización general de la obra. Se prescribe generalmente, para las obras normales, multiplicar el peso propio de una ménsula por 1.03 y el peso propio de la otra por 0.98 y considerar como carga de obra una carga uniforme de 50kg/m^2 y una carga puntual de 5ton.

2.15. Construcción en voladizo por colado en sitio.

Existen diferentes procedimientos de construcción por colado en sitio de dovelas, según que la dovela en curso de colado esté soportada por una viga metálica provisional que descansa sobre los apoyos del puente durante la construcción, o por un andamiaje que se

desplaza sobre el suelo o sobre una palizada construida en el río, o por un carro móvil soportado por el tablero, este último procedimiento es el más frecuentemente utilizado.

2.15.1. Construcción por medio de un carro móvil de colado.

Un carro móvil de colado debe cumplir una doble misión, la de asegurar el posicionamiento geométrico de las dovelas en el espacio y el de aguantar el peso de la dovela antes del fraguado del concreto y de la unión mediante el presfuerzo al elemento precedente.

El carro está construido por cimbras colgadas de una estructura metálica apoyada en la parte construida del tablero. De forma convencional, se designa habitualmente por equipo móvil al conjunto de dos cimbras necesarias para la ejecución de un par de dovelas.

En los carros móviles tradicionales, el peso de la dovela que se está colando se transmite al tablero por medio de vigas longitudinales fijadas sólidamente al voladizo en el extremo de la ménsula. Existen dos tipos de carros móviles tradicionales, los que tienen vigas principales superiores y los que las tienen laterales.

Los carros móviles con vigas principales superiores tienen las vigas longitudinales colocadas por encima de la dovela al colar, en la vertical de las almas. En estos carros, los cimbrados exteriores, la cimbra del fondo, la plataforma de trabajo y las pasarelas de inspección están suspendidas de las vigas principales por medio de travesaños. Los cimbrados interiores se apoyan sobre un carretón móvil que se desplaza por dentro del tablero.

La estabilidad de los carros en posición de colado queda asegurada lastrando las vigas principales o por anclaje de estas a la penúltima dovela. El peso de los carros se equilibra, durante su desplazamiento, por un contrapeso trasero (lastre o cuba de agua).

Las vigas principales sufren a menudo, durante el colado, deformaciones importantes que presentan el riesgo de que aparezcan fisuras transversales en las juntas entre dovelas. Estas fisuras se producen sobre la cara superior de la losa inferior bajo el efecto de las deformaciones del carro debidas al paso del concreto de las almas y de la losa superior. Se puede evitar este inconveniente utilizando carros móviles que sean suficientemente rígidos. Pero estos carros son a menudo pesados, y su peso muerto origina entonces un aumento del presfuerzo de los voladizos así como del dispositivo que asegura su estabilidad.

Los carros móviles con vigas principales laterales, llevan las vigas longitudinales situadas a lo largo de las almas exteriores de las dovelas. Esta solución despeja las superficies de trabajo y permite un fácil acceso a todas las partes a cimbrar, armar y colar, ya que cuando las vigas principales están situadas por encima del tablero, tienen el inconveniente de obstruir la parte superior de la dovela en la construcción y esto constituye una molestia para su ejecución. Se pueden aplicar de esa forma, en las dovelas construidas en sitio, ciertos procedimientos propios de la prefabricación, tales como la colocación en elementos montados del refuerzo y vainas para los cables de presfuerzo, obteniendo así una mayor rapidez de ejecución.

3. CONCEPCIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES DE CAJON DE ACERO EMPUJADOS

3.1. Esquemas de construcción a partir de los estribos.

En puentes de acero cuando se va a utilizar un procedimiento de empujado, éste se lleva a cabo a partir de los estribos, en los que se habilita un patio de empujado, cuya longitud está en función del primer claro del puente que se va a librar ya que el tren de dovelas se suele equilibrar tomando en cuenta que la reacción en el patio de empujado debe ser del orden de una y media veces la reacción del volado que se está empujando.

Si por cuestiones de trazo geométrico u otra índole no se pudiera habilitar un patio de las características que se necesita, la reacción de la ménsula o voladizo empujado que se desea llevar al equilibrio se obtiene mediante contrapesos que se deben colocar sobre las dovelas que apoyan en el patio de empujado.

3.2. Distribución de claros.

En los puentes carreteros, cuando el claro excede de 50 a 60 pies (15 a 18m), se usan las traves armadas, ya que son generalmente más económicas que las armaduras para claros hasta 300 pies (100m), o más. En general, las vigas de perfiles laminados son más económicas para claros en puentes de menos de 50 a 60 pies, y se usan en una configuración con losa sobre piezas de puente (viga transversal) y largueros de piso. Aunque por lo general las traves son más económicas que las armaduras, estas últimas se utilizan todavía en muchas situaciones, debido a consideraciones estéticas, en particular cuando se requieren vías adicionales de tránsito y los miembros en servicio están formados por armaduras.

Los puentes con superestructuras de traves armadas, tanto carreteros como para ferrocarril, se pueden clasificar como puentes de traves de tablero superior, puentes de tablero superior con largueros, puentes de paso a través con traves o puentes de tablero con balasto.

Los puentes de traves de tablero superior son aquellos donde el piso del puente o la carga esta colocada directamente sobre el patín superior. En el ámbito de los ferrocarriles, un puente de traves de paso superior es aquel donde los durmientes descansan directamente sobre los patines. En la construcción de carreteras, este tipo de puente soporta el sistema de piso de largueros y vigas transversales o piezas de puente, entre las traves principales que soportan las cargas.

Los puentes de tablero superior con largueros son aquéllos donde tres o más traves funcionan como largueros de piso, similares a vigas de perfiles laminados, pero sobre claros más largos. Estas traves deben tener un sistema de contraventeos o diafragmas adecuado. Este es el tipo más común de puentes carreteros que usan traves armadas.

Los puentes de paso a través con traveses son aquellos donde la carga se aplica entre las traveses principales y se transfiere a estas por medio de un sistema de vigas transversales o piezas de puente, situadas tan cerca como sea práctico al patín inferior. Esta distribución tiene amplio uso en puentes de ferrocarril y se puede usar ya sea para un tablero abierto, esto es, sin cubierta, como para un tablero con balasto. El uso de un puente a través resulta a menudo económico al reducir la altura de las pilas y/o el relleno en los accesos, comparado con los puentes de tablero superior que requieren de espacio libre para los pasos inferiores.

Los puentes de tablero con balasto son aquellos donde el sistema de vigas de piso está cubierto con un tablero fabricado, por lo general de placa de acero, y revestido con una capa de 6 a 15 pulgadas (150 a 500mm) de balasto sobre el que se colocan los durmientes y rieles.

Finalmente la distribución de claros en puentes continuos se hace de manera similar, ya sea que se trate de puentes de concreto o de acero. Cuando sea posible los claros del puente deben ser iguales y el tablero se compone de una serie de voladizos idénticos, pero los claros laterales deben tomar en cuenta algunas recomendaciones extras. Si se tiene un puente de longitud dada apoyado sobre los estribos por medio de apoyos simples, la distancia óptima de los claros laterales no debe ser igual a la mitad del claro central. Por ejemplo, en el caso de un puente de tres claros, desde el punto de vista de la distribución de los momentos flexionantes en la estructura, el valor económico de la relación entre los claros laterales y el claro central está comprendido entre el 75% y el 80% de este último.

3.3. Forma y dimensionamiento de la sección transversal.

Las traveses de acero de alma llena, que son las que se utilizan con más frecuencia en puentes con claros de más de 100m, son traveses armadas que se forman soldando placas de patín a una placa de alma (aunque hay veces que se pueden usar soldaduras o tornillos), para construir una sección que sea intermedia entre los perfiles laminados S y W.

Los materiales de uso más común para la fabricación de las traveses armadas son los aceros estructurales A-36 ó el de grado 50, y los electrodos más comunes utilizados en la fabricación son el E60 ó E70. En los tiempos en los que la mano de obra era más barata, y cuando el estado del arte de soldar no había progresado mucho, se fabricaron las traveses usando ángulos remachados a una placa de alma, y usando una o más placas remachadas también a los ángulos del patín.

Hay otro tipo de traveses armadas que tienen mucho mayor uso en puentes y son las traveses cajón, que consisten de dos placas paralelas de alma, separadas a una cierta distancia, y que tienen una placa de fondo que une directamente las almas, o en ocasiones, puede unir patines inferiores de las mismas vigas. En otras palabras, la trabe cajón consta de la unión de dos vigas armadas de alma llena por medio de una placa de fondo.

Las traveses cajón utilizadas en puentes se construyen habitualmente de placas con anchos estándar, esto es, con anchos que son múltiplos de 12 pulgadas o un pie. Es importante hacer un buen arreglo de placas en la sección transversal, ya que de esa manera se pueden reducir considerablemente los desperdicios de material, además de que resulta más fácil su fabricación.

El diseño de las traveses armadas en puentes carreteros implica una decisión sobre el número de traveses que se han de usar por vía. Con el uso de las especificaciones de la American Association of Highway and Transportation Officials, AASHTO por sus siglas en inglés, se puede estimar de la cantidad de carga de camión o vía que le corresponde a cada una de las traveses, o también se puede realizar un análisis con líneas de influencia, usando ya sean cargas normales por vía o cargas normales por rueda de camión, para encontrar el momento flexionante y cortante máximos para el diseño.

Por regla general, para claros simples las especificaciones de la AASTHO permiten el uso de solamente un camión por vía, aunque puede haber más de un camión en el puente, en la situación crítica en un momento dado. Cuando haya más de un camión en una vía, no es probable que el máximo momento resultante sea mayor que el producido por un solo camión debido a la longitud del camión y el posicionamiento de las ruedas. Cuando el claro sea suficientemente largo, la carga por vía con una sola carga concentrada representa suficientemente bien una línea de camiones, y es más conveniente usarla, que tratar de encontrar el número de camiones y su posicionamiento para los efectos de esfuerzos máximos.

Un programa de computadora que simule el paso del camión de diseño sobre el puente, hacia delante y hacia atrás, con resultados de salida de cortante y momentos flexionantes en varios puntos, resulta muy útil para el análisis de traveses continuas. Así que no es necesario un análisis de líneas de influencia en los claros continuos cuando se usa un programa de computadora.

Se suelen colocar las cargas que representan las ruedas de los camiones con una separación entre ejes de 6 pies (1.83m), y la distancia de la rueda al extremo del camión de 2 pies (0.61m). Es así que la separación mínima entre camiones queda definida por una distancia de 4 pies (1.22m). Los camiones se deben colocar ya sea centrados en la sección transversal o adosados a un extremo de la misma, caso en el cual la primera rueda del camión más extremo debe quedar a una separación de 2 pies (0.61m) de la banqueta o la guarnición, según sea el caso.

Es más difícil diseñar traveses de ferrocarril, ya que hay 18 ruedas en la carga normal de la serie Cooper E. Es así que se dispone de ayudas de diseño, que suministran los momentos máximos aproximados, o exactos, debido al tren en movimiento, ya sea en el centro del claro o muy cerca del mismo. Estas ayudas de diseño se basan en la combinación del uso de la variación del momento con respecto a la distancia medida sobre el claro en cuestión (dM/dx), para claros cortos, donde solo tres o cuatro ruedas están simultáneamente sobre el claro, y una línea de influencia en el centro del claro para un gran número de ruedas sobre él.

3.3.1. Proporciones generales de las traveses armadas.

Todas las traveses armadas se proporcionan por ensayos sucesivos, y se revisan hasta que los esfuerzos de flexión actuantes " f'_b ", son menores que los esfuerzos de flexión permisibles " F_b ", tal que $f'_b \leq F_b$. Se añadirán atiesadores según se requieran, hasta que el esfuerzo cortante actuante " f'_v " sea menor que el esfuerzo cortante permisible " F_v ", tal que $f'_v \leq F_v$. No existe una solución única (a menos que dos personas utilicen el mismo programa de computadora con los mismos datos de entrada). Se pueden hacer estimaciones iniciales de las dimensiones del patín, usando las contribuciones a flexión del alma y el patín, así podemos decir que el momento que soporta el patín " M_f " es:

$$M_f = A_f f'_b (D - t_f)$$

donde, A_f : área del patín de la trabe

f'_b : esfuerzo de flexión actuante en el patín de la trabe

D : altura de la trabe

t_f : espesor del patín de la trabe

El momento que toma el alma " M_w " es:

$$M_w = S_{xw} f''_b = f''_b (t_w h^2/6)$$

donde, S_{xw} : modulo de sección del alma de la trabe

f''_b : esfuerzo de flexión actuante en el alma de la trabe

h : altura del alma de la trabe

t_w : espesor del alma de la trabe

El momento total " M " es:

$$M = M_f + M_w$$

Si se hace $f''_b = f'_b = 0.6F_y$ y se toma $D - t_f = h$, y $M_f = M - M_w$

Sustituyendo valores se obtiene la expresión deseada para el área del patín como:

$$A_f = (M/F'_b h) - (A_w/6)$$

donde: $A_w = t_w h$, área del alma de la trabe

F'_b = esfuerzo de flexión admisible en el patín que no ha de exceder de $0.6F_y$

Nótese nuevamente que el peralte total no está fijado por lo general de una manera exacta, ya que el espesor del alma puede variar dentro de límites razonablemente amplios, y además el área del patín es una combinación de anchos por espesores, de manera que se puede obtener un número igualmente válido de soluciones. La única característica que puede establecer la preferencia de un diseño viable sobre otro sería el costo final.

3.3.2. Forma de la superestructura en elevación.

La relación D/L para puentes va desde cerca de 1/10 a un mínimo de 1/25, como lo sugiere la especificación de la AASHTO. El peralte de un puente carretero se debe balancear con los parámetros del sitio. Por ejemplo, para una estructura de paso superior que utilice relleno en los accesos, 12 pulgadas extra en el peralte de la trabe (300mm) puede hacer que se requiera una cantidad sustancial de relleno extra y derechos de paso. En este caso se podría optar por una solución con menor peralte y que requiere un mayor espesor en los patines y posiblemente en el alma lo cual significa un mayor peso de la trabe.

Las trabes armadas se recomiendan para puentes de ferrocarril con longitudes de claros de 50 a 150 pies (16 a 45m), usando vigas de perfiles laminados para claros más cortos. Las armaduras se usan con claros más largos. El rango común de D/L en los puentes de ferrocarril es de 1/12 a 1/20. Sin embargo, las especificaciones actualmente en uso no aplican la relación D/L como criterio, se limita más bien, la deflexión calculada de la trabe bajo la carga muerta total mas la carga viva, incluyendo el impacto, a $\Delta/\text{claro} \leq 1/640$.

Las trabes armadas se fabrican en segmentos limitados por la capacidad de izaje del equipo de montaje/transporte y la capacidad de laminado del molino, para producir los tamaños de placa. Las trabes armadas soldadas se usan en la práctica del diseño en todo el mundo, debido a la reducción de los costos de fabricación y al hecho de que es posible soldar las placas de patín a las de alma de un modo casi totalmente automático.

El acero A-36 es el que se usa con más frecuencia para las trabes armadas y casi universalmente para almas y atiesadores. Las trabes continuas requieren reducción en las secciones de momento positivo y secciones con mayor peralte en las regiones de mayor momento negativo, o sobre los apoyos. Un aumento en el peralte de la trabe puede ser, en muchos casos, estéticamente agradable, sin embargo, se aumentan los costos de fabricación, ya que es necesario cortar el alma con un peralte variable, además se requerirán atiesadores adicionales debido a la mayor relación h/t_w que se produce. Como alternativa para el aumento del peralte de la trabe, se pueden usar aceros de más altas resistencias en las zonas de mayores momentos. El uso de acero de más alta resistencia para el patín, ya sea en todo el claro o en zonas locales de más altos esfuerzos da origen a una trabe armada híbrida.

Una inspección y la observación de trabes en servicio indican que no existe un diseño único para cada trabe que se presente en un puente determinado. Con las restricciones de la relación D/L y las cargas, existe un número infinito de posibilidades para el área de la sección transversal.

Si se define la optimización del diseño de una trabe armada como la que produce el menor costo global, aún con el uso de un programa de computación, no es practico “optimizar la trabe”, puesto que el menor peso no significa necesariamente, y quizá nunca será así, el menor costo global, debido a las consideraciones de fabricación. Lo que se debe tratar de obtener es un balance entre el peso y el costo de fabricación a fin de producir una solución tan económica como sea posible, dentro de un esfuerzo razonable de cálculo, que constituye también un factor de costo.

3.4. Teoría del diseño de las traveses armados.

Las traveses armados son esencialmente armaduras, donde los patines son las cuerdas superior e inferior y el alma constituye lo que sería la celosía de la armadura. Como los miembros están formados a base de placas relativamente delgadas, la teoría de la estabilidad constituye un elemento esencial del diseño.

Se usan dos teorías generales en el diseño de las armaduras que son aplicables al diseño de traveses armados. Un método, el de la resistencia al pandeo, se usa por la AASHTO. El otro método, el de capacidad de carga, se usa por las especificaciones del American Institute of Steel Construction, AISC por sus siglas en inglés. Este último método reconoce que después que el alma se pandea inicialmente, hay una considerable capacidad de reserva para soportar la carga hasta que se pandee el resto. Esta capacidad de reserva se ha verificado mediante varias pruebas en gran escala, sobre almas de traveses.

El diseño de las traveses armados usando las especificaciones del AASHTO, es muy semejante, pero más conservador que el del AISC, debido al ambiente más hostil al que estará sometida la trabe. Sin embargo, se aplican las mismas consideraciones generales:

- 1.- La trabe se proporciona por el método del momento de inercia.
- 2.- No es posible una solución única.
- 3.- Los requerimientos para cortante y atiesadores son más rígidos. Siempre se requerirán atiesadores de apoyo; la AASHTO permite el uso de atiesadores longitudinales.

3.4.1. Los patines de las traveses.

En general el esfuerzo permisible básico a flexión es:

$$F_b \leq 0.55F_y$$

Sin embargo, si el patín a compresión no tiene apoyo lateral en una longitud L , se deben reducir los esfuerzos. Se limita también la relación $b/2t_f$ para los patines de traveses de puentes carreteros a:

$$b/2t_f \leq 430/\sqrt{F_b} \text{ en kg/cm}^2$$

donde, b : es el ancho del patín de la trabe
 t_f : espesor del patín de la trabe

Para puentes de ferrocarril, cuando los durmientes descansan directamente sobre el patín de la trabe tenemos que:

$$b/2t_f \leq 510/\sqrt{F_y} \text{ en kg/cm}^2$$

Y cuando los durmientes no descansan directamente sobre el patín de la trabe:

$$b/2t_f \leq 605/\sqrt{F_y} \text{ en kg/cm}^2$$

3.4.2. La placa del alma.

Para el diseño de la placa del alma se usa la siguiente ecuación:

$$F_{cr} = (k_c \pi^2 E) / 12(1 - \mu^2)(h/t_w)^2$$

donde, F_{cr} : es la fuerza de pandeo del alma de la trabe

k_c : coeficiente de pandeo para almas rectangulares

E: modulo de elasticidad del acero

μ : coeficiente de esfuerzo crítico del alma conforme la teoría lineal de pandeo

h: altura del alma de la trabe

t_w : espesor del alma de la trabe

Y resolviendo para h/t_w , sustituyendo $k_c = 23.9$, $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$, y $F_{cr} = 1.19F_b$ se obtiene:

$$h/t_w = 6100/\sqrt{F_b} \text{ en kg/cm}^2$$

La AASHTO limita el espesor del alma en las trabes armadas a $t_w \geq 8 \text{ mm}$ y permite que aumente el límite de h/t_w con un atiesador longitudinal a 1/5 del peralte libre del alma, a partir del patín a compresión, de la siguiente manera:

$$h/t_w = 12200/\sqrt{F_b} \text{ en kg/cm}^2$$

3.4.3. Requerimientos para el cortante y atiesadores.

Los requerimientos de AASHTO para los atiesadores están en función también de la relación entre la altura del alma y su espesor y es:

$$h/t_w \leq 2270/\sqrt{F_v} \text{ en kg/cm}^2, \text{ donde } F_v = 0.33F_y$$

No se requerirán atiesadores intermedios si la relación h/t_w es menor que la expresión anterior. Para cuando es mayor, se obtiene el espaciamiento de los atiesadores "a", con una fórmula de las primeras especificaciones de AASHTO, de la siguiente manera:

$$a = 3357 t / \sqrt{f_v} \text{ en (cm)}$$

donde f_v : esfuerzo cortante actuante en kg/cm^2

t: espesor del atiesador en cm

3.4.4. Diseño de los atiesadores.

Los atiesadores verticales se requieren generalmente cuando la placa de alma es muy delgada, la relación h/t_w es grande, y/o el esfuerzo cortante en el alma es relativamente alto. Los atiesadores reducen de manera efectiva la relación a/b , donde “a” es el peralte de la placa y “b” es la longitud no atiesada de la placa de alma. De esta manera se aumenta la capacidad a cortante con respecto al pandeo por cortante del alma.

Las especificaciones requieren casi siempre que se coloquen atiesadores debajo de las cargas concentradas, y en las reacciones de las traveses armadas (zona de apoyo), sin importar la intensidad del cortante. Los requerimientos de atiesadores a lo largo del claro (atiesadores transversales intermedios) dependen del esfuerzo cortante y de las proporciones del alma.

El espaciamiento de los atiesadores depende de la relación h/t_w , donde “h” es la distancia libre del alma entre los patines. La distancia se medirá entre placa de patín a placa de patín, para una trabe soldada que consista de tres placas. La distancia libre para las traveses que usan perfiles de ángulo de patín se mide de donde termina el ala del ángulo que está pegada al alma. Como esa distancia “h” es menor en las traveses con ángulos se sigue necesariamente, que es posible efectuar un análisis económico, utilizando ángulos de patín soldados, con la reducción, o eliminación de atiesadores, versus placas rectangulares de patín y una mayor distancia libre “h” en el alma.

3.4.4.1. Atiesadores longitudinales.

El valor de la AASHTO para los atiesadores longitudinales en términos del momento de inercia “ I_s ” es:

$$I_s = h t_w^3 [2.4(a/h)^2 - 0.13]$$

donde, h : altura del alma de la trabe

t_w : espesor del alma de la trabe

a : separación entre atiesadores transversales

y el espesor de la placa limitado a:

$$b/t \leq 597 / \sqrt{f_b} \text{ en kg/cm}^2$$

donde f_b es el esfuerzo de flexión calculado en el patín a compresión. Los atiesadores se pueden colocar en un lado del alma, a una distancia de 1/5 de la altura del alma medida a partir del patín a compresión. También se pueden colocar estos atiesadores longitudinales en las traveses continuas en las regiones de momento negativo y las especificaciones son exactamente las mismas.

3.4.4.2. Atiesadores de apoyo.

La AASHTO requiere siempre atiesadores de apoyo en las traveses. Se diseñan como columnas, con un área en planta que comprende a los atiesadores de apoyo más una longitud de alma de 18 veces su espesor. El esfuerzo permisible de la columna dependerá de la relación h/r , donde “h” es la altura del alma y “r” es el radio de giro de la sección que conforma la columna de estudio.

Los atiesadores de apoyo se deben verificar para el aplastamiento así como para su trabajo como columnas. El área de aplastamiento es el área de la columna en planta que anteriormente ya se describió y su esfuerzo permisible de aplastamiento es:

$$F_{brg} = 0.8F_y$$

Además las especificaciones de la AASHTO limitan la relación ancho/espesor de los atiesadores de apoyo a:

$$b/t \leq 578 / \sqrt{F_y} \text{ en kg/cm}^2$$

3.4.4.3. Atiesadores intermedios.

La AASHTO no requiere atiesadores transversales intermedios si:

$$h/t_w \leq 150 \text{ y } f_v \leq F_v$$

donde:

$$F_v = 5154712 / (h/t_w)^2 \text{ en kg/cm}^2, \text{ pero } F_v \leq F_y/3.$$

Cuando se requieran atiesadores intermedios, o cuando $f_v > F_v$, el espaciamiento máximo se limita a:

$$a \leq 3h$$

y el esfuerzo cortante permisible se limita a:

$$F_v = F_y/3 \{ C + 0.87(1 - C) / [1 + (a/h)^2]^{1/2} \} \text{ en kg/cm}^2$$

donde, h : altura del alma de la trabe

a: separación entre atiesadores transversales

Para:

$$h/t_w < (1591\sqrt{k})/\sqrt{F_y} \text{ , se tiene que } C=1.0 \text{ en kg/cm}^2$$

Para:

$(1591\sqrt{k})/\sqrt{F_y} \leq h/t_w \leq (1989\sqrt{k})/\sqrt{F_y}$, tenemos que $C=(1591\sqrt{k})/[(h/t_w)\sqrt{F_y}]$ en kg/cm^2

y para:

$h/t_w > (1989\sqrt{k})/\sqrt{F_y}$, tenemos que $C=(3164557 k)/[(h/t_w)^2 F_y]$ en kg/cm^2

donde:

$k = 5 + 5/(a/h)^2$, y “a” es el espaciamiento real entre atiesadores.

Cuando se requieran atiesadores transversales, se colocará el primer atiesador, a partir de un apoyo, de tal manera que $a \leq 1.5h$, y el esfuerzo cortante real en ese apoyo $f_v \leq F'_v$, donde F'_v se obtiene de la siguiente ecuación:

$$F'_v = C F_y/3 < F_y/3$$

Las especificaciones de la AASHTO requieren un momento mínimo de inercia vertical para los atiesadores intermedios (incluyendo otros distintos a los atiesadores de apoyo en las reacciones) de:

$$I_s = a t_w^3 J$$

donde:

a = separación real de los atiesadores

t_w = espesor de la placa de alma en la trabe

$J = 2.5(h/a)^2 - 2$, pero $J \geq 0.5$

Las dimensiones del atiesador deben ser por lo menos las siguientes:

ancho ≥ 2 pulgadas + $D/30$, además ancho $\geq b_f/4$

espesor \geq ancho/16

3.4.5. Flexión y cortante combinados.

Cuando una trabe está sometida simultáneamente a valores grandes de cortante y flexión, puede que sea necesario reducir los esfuerzos cortantes permisibles. La AASHTO incluye una reducción en el esfuerzo de flexión si el esfuerzo cortante es $f_v \leq 0.6F_v$ de acuerdo con:

$$F'_b = \{0.754 - (0.34f_v/F_v)\}F_y \leq 0.55F_y$$

En general no se requiere revisar la interacción si:

$$f_v \leq 0.6F_v \text{ y } f_b \leq 0.6F_y$$

$$f_v = F_v, \text{ pero } f_b \leq 0.75 F'_b$$

Cuando no se cumpla cualesquiera de estas condiciones, será necesario verificar la interacción, y posiblemente reducir el esfuerzo permisible de flexión en el patín con el uso de la ecuación para F'_b .

3.4.6. Soporte lateral y diafragmas.

Las especificaciones de AASHTO requieren el uso de marcos transversales o diafragmas en los extremos y a intervalos a lo largo del claro que no exceda los 25 pies (7.62m). Los diafragmas, que pueden ser vigas "T" transversales, deben tener un peralte de cuando menos un tercio y preferiblemente la mitad o mas del peralte de la trabe principal.

Cuando los claros excedan de 125 pies (38.1m), se usará un sistema adicional de soporte lateral, paralelo y tan cerca como sea posible del patín inferior y cuando menos en un tercio de las crujías. El perfil de ángulo más pequeño permitido por la AASHTO para esta situación es de 3"x2½" (76x64mm) sujeto con dos tornillos por lo menos, o la soldadura equivalente, en cada conexión terminal de los ángulos.

Para traveses con un peralte mayor de 42" (1066mm) y espaciadas a más de 48" (1220mm) centro a centro, se usará un sistema de soporte lateral de marcos transversales en los que el ángulo de las diagonales con la vertical no sea mayor de 60°.

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO

4.1. Descripción de los puentes a revisar.

Las estructuras que se utilizarán para llevar a cabo este estudio son puentes que ya se han construido en este país. El primero de ellos es un puente de concreto acostillado, para el cual se tomará como referencia el Puente Texcapa. Está bien aclarar que solo existen en México dos puentes importantes de concreto acostillados y que se considerará el Puente Texcapa, ya que su claro central está comprendido dentro de la categoría en la que se quiere hacer éste estudio, esto es, dentro de los claros de 120m a 200m.

El Puente Texcapa se encuentra en la carretera México – Tuxpan a la altura del kilómetro 624+064, en el tramo comprendido entre Sta. María Asunción y Nuevo Necaxa en los límites de los estados de Hidalgo y Puebla.

Puesto que es imposible encontrar un puente de cajón de acero con exactamente las mismas características que el Puente Texcapa se tomará como base para hacer la comparación la superestructura de un puente que libre un claro similar al de estudio y se harán las adecuaciones para mantener todas las características de sitio del puente de concreto acostillado, también se mantendrán los mismos claros y el mismo trazo de rasante. Esto con la finalidad de analizar el comportamiento de ambos puentes haciendo la variación solamente del tipo de superestructura.

El cajón de acero que servirá como base para este estudio es el del Puente Chiapas el cual se encuentra en la carretera Las Choapas – Ocozocoautla a la altura del kilometro 961+731, en el tramo de la Presa Nezahualcoyotl en el estado de Chiapas.

4.1.1. Descripción de los sistemas estructurales.

El sistema estructural del puente de concreto acostillado es a base de una viga cajón de concreto, la cual tiene una costilla de concreto presforzado de peralte variable. Esta costilla alcanza su máxima altura sobre las pilas, ya que su función es tomar el momento negativo que se da en el tablero producto de la continuidad del puente. Los claros de este puente son tres, siendo el claro central de 171m y los laterales de 97m. La superestructura descansa sobre pilas huecas de concreto reforzado de sección variable. Este puente se construyó mediante el sistema de doble voladizo con un esquema de construcción a partir de pilas con dovelas coladas en sitio. El trazo en planta es en tangente y la elevación también es en tangente con pendiente longitudinal de 6% (ver figura 4.1).

Para el puente de cajón de acero tenemos, como ya se había mencionado, los claros iguales a los del puente de concreto acostillado, esto es tres claros, uno central de 171m y dos laterales de 97m. El sistema estructural para este puente consta de una superestructura de cajón de acero con piso ortotrópico, la cual descansa sobre pilas huecas de concreto reforzado de sección variable. Este puente se diseñará mediante un sistema de empujado desde

ambos lados de la barranca. El trazo en planta y elevación será el mismo que el del Puente Texcapa.

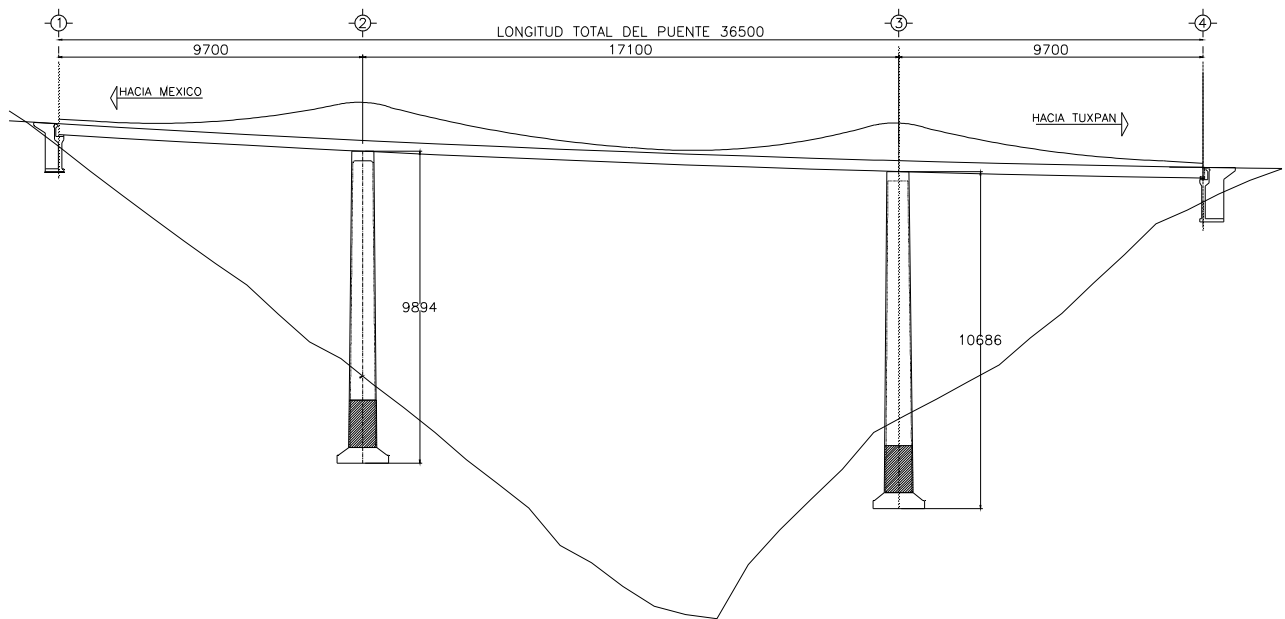


Figura 4.1. Vista en elevación del puente Texcapa

4.1.2. Descripción de las superestructuras.

La superestructura del puente Texcapa, es un cajón de concreto de peralte constante el cual tiene cuatro almas inclinadas, dos exteriores de 20cm de espesor y dos interiores de 25cm de espesor. Tiene una losa inferior de 18cm y una losa superior de espesor variable; todas las uniones de almas con las losas están debidamente achaflanadas.

La viga cajón tiene una costilla central de concreto de peralte variable y de 80cm de espesor, la cual alcanza una altura máxima de 11.8m sobre las pilas y al centro del claro intermedio tiene una altura de 1.2m. El ancho total de la calzada es de 19m con dos calzadas de 7m, dando así lugar a cuatro carriles de circulación con sus respectivos acotamientos (ver figura 4.2).

Este puente se construyó con sistema de doble voladizo, con dovelas sobre pila de 8m de longitud cada una y 23 dovelas de 3.5m de longitud a cada uno de los lados de cada pila, más la dovela de cierre que tiene una longitud de 1.885m. Además, se tienen otras tres dovelas de 3.5m en cada uno de los extremos del puente, construidas para extender los claros laterales; en la unión de éstas dovelas con las provenientes del voladizo de la pila, también se tienen sus respectivas dovelas de cierre. El arreglo de dovelas del Puente Texcapa se puede ver en la figura 4.3.

Dentro de las dovelas se llevan los ductos y los anclajes para el presfuerzo longitudinal, ya sea tanto el que se coloca para resistir los momentos negativos, como el que se coloca para conseguir la continuidad del tablero. Cabe señalar que los cables de voladizo para momento negativo también se encuentran alojados dentro de la costilla central de cada dovela.

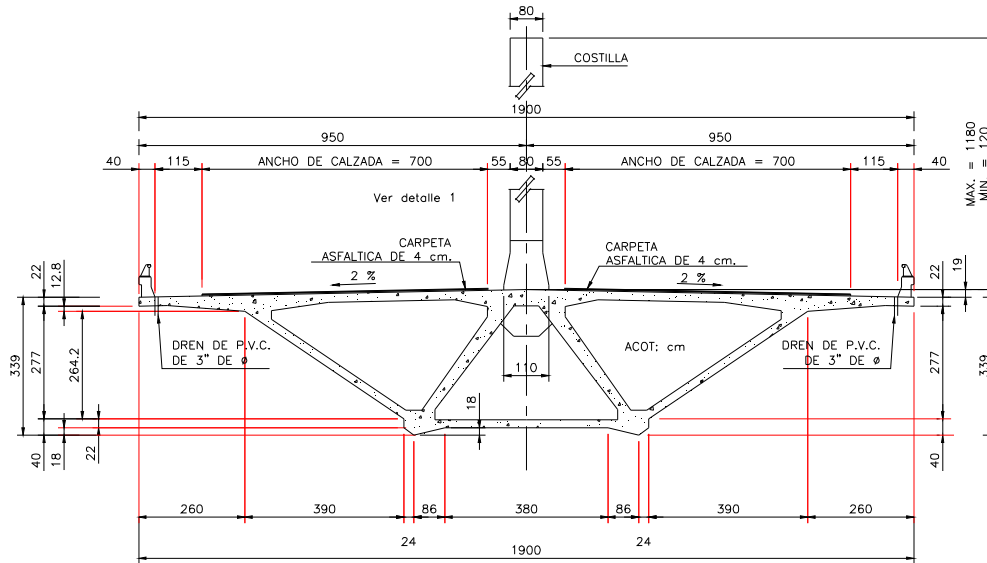


Figura 4.2. Sección transversal del puente Texcapa

Por otra parte, la superestructura del puente de acero que se considera en este estudio, se tomó igual a la del Puente Chiapas, y consiste en un cajón de 5.5m de peralte y un ancho de 5.4m, el cual está fabricado con acero estructural A-709, G-50. La sección transversal tiene un ancho total de 16m, que permite alojar cuatro bandas de circulación, esto es, dos calzadas de 7m con acotamientos de 50cm y guarniciones también de 50cm. Para lograr el ancho para cuatro carriles, el cajón de acero cuenta con ménsulas laterales apuntaladas en la parte inferior del mismo, las que se encuentran dispuestas sobre los diafragmas transversales del cajón a cada 4m (ver figura 4.4).

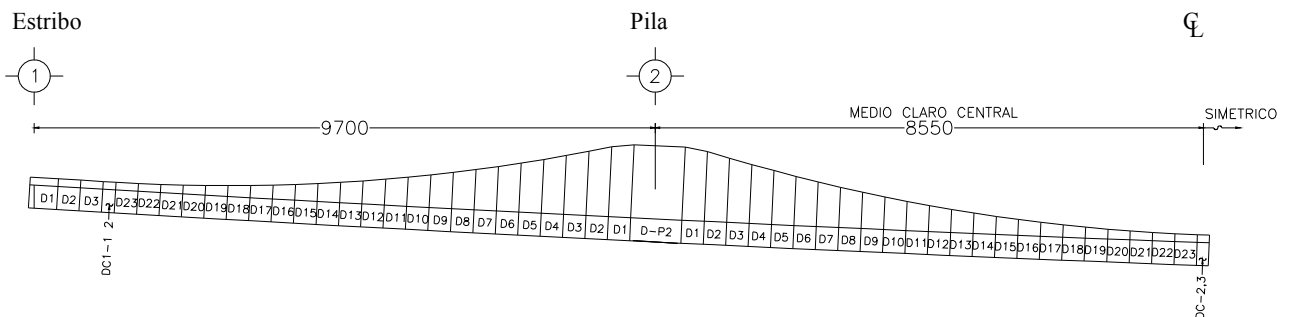


Figura 4.3. Arreglo de dovelas del puente Texcapa

La superficie de rodamiento que tiene esta superestructura es también de acero, del tipo ortotrópico y consta de una placa de acero rigidizada longitudinalmente con bulbos por la parte inferior.

La superestructura del tramo considerado está compuesta por 33 dovelas, 16 dovelas de cada uno de los lados del puente más la dovela de cierre. Las dovelas D-2 a la D-15 tienen 12m de longitud incluyendo la dovela sobre pila, la cual tiene 6m a cada lado del eje de la misma. La dovela que apoya sobre el estribo tiene una longitud de 7.5m, mientras que la dovela que se une a la dovela de cierre por cada uno de los lados mide 6.5m. Finalmente la dovela de cierre tiene una longitud de 2m; para ver el arreglo de dovelas del puente de acero ver figura 4.5.

Los espesores de las piezas principales de las dovelas varían, esto incluye las placas que comprenden el cajón principal: almas, placas de fondo y superior; y los bulbos rigidizadores, estos últimos, tanto los de la placa de fondo como los de la placa superior. La variación de estos espesores obedece a la trayectoria de los momentos en la etapa de construcción o en la etapa de servicio, a los que estará sujeta la sección.

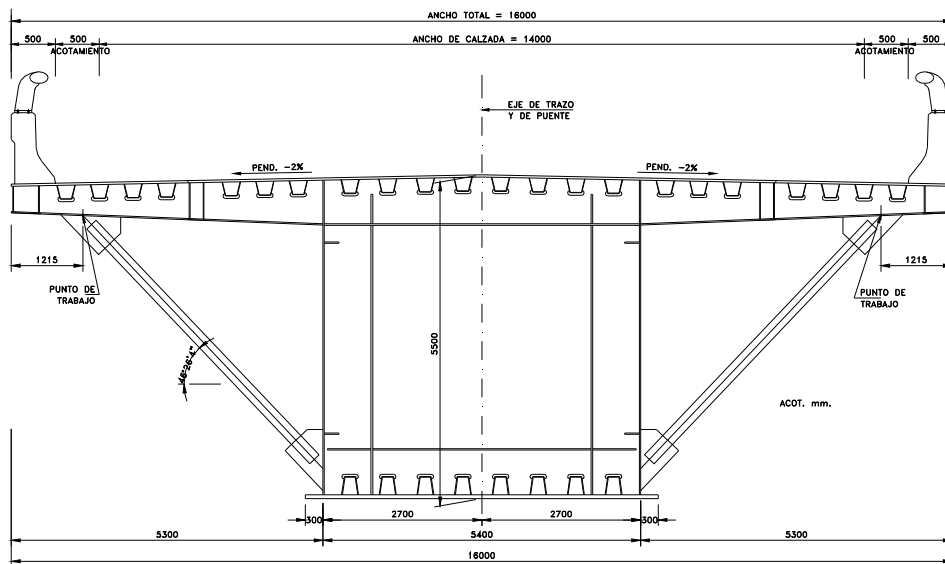


Figura 4.4. Sección transversal del puente de acero

La forma en la que se proporcionó rigidez al cajón principal fue mediante diafragmas de acero debidamente atiesados, los cuales se encuentran a cada 4m. Los hay de dos tipos dependiendo el espesor de la placa del diafragma, los tipo A de $1 \frac{1}{8}$ " , y los tipo B de $1 \frac{1}{4}$ ". Cada una de las dovelas de 12m de longitud cuenta con 3 diafragmas sobre los cuales está adosada una viga transversal que funciona como pieza de puente distribuyendo las cargas a los elementos principales del cajón. Esta viga cuenta con agujeros para el paso de los rigidizadores de la placa superior y tiene ménsulas a cada lado del cajón.

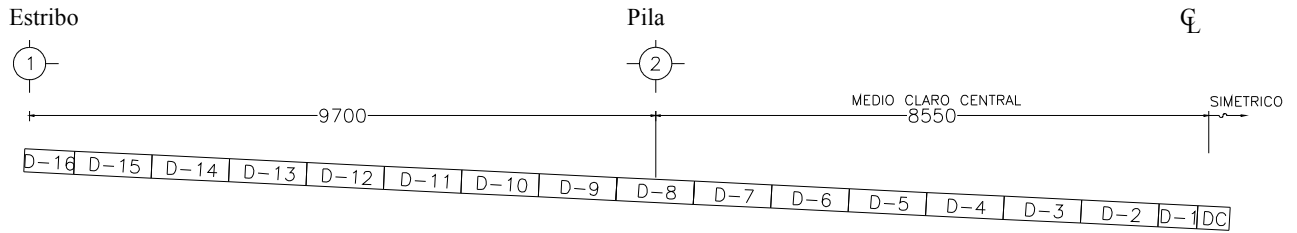


Figura 4.5. Arreglo de dovelas del puente de la alternativa de acero

4.1.3. Descripción de las subestructuras.

Ambos puentes cuentan con cuatro apoyos de los cuales dos son estribos, en cada uno de los extremos de la estructura, y los dos apoyos centrales son pilas. Toda la subestructura así como la cimentación están construidas con concreto reforzado. Cabe señalar que debido a que este es un estudio comparativo, y puesto que el puente Texcapa es el que tomaremos como base en cuanto a claros y ubicación de las estructuras, será también su topografía la que usaremos como base así como las recomendaciones de mecánica de suelos con respecto a la capacidad del terreno.

Los estribos de ambos puentes son similares, solamente varían en cuanto a su ancho, ya que éste se define en función del ancho total de calzada de cada uno de los puentes, esto es, en el caso de el puente Texcapa este ancho es de 18m, mientras que para el puente de la superestructura de acero es de 16m.

Los estribos son de concreto reforzado y están formados por una zapata de cimentación de 9m de largo por el ancho total de la calzada. La zapata tiene un peralte de 1.5m y sobre ella descansa un muro igualmente de 1.5m de espesor. Este muro remata en un cabezal de 3.6m de ancho y de 2m de peralte. El estribo cuenta con dos apoyos tipo Tetron, en los cuales descansa la superestructura, además tiene un diafragma de 40cm de espesor que sirve como muro de respaldo para detener el terraplén.

La altura total del estribo uno es de 15m aproximadamente, mientras que para el estribo cuatro es de 17m. La capacidad del terreno recomendada para estos apoyos es de 60t/m²; los estribos se encuentran enterrados entre 7 y 8m para alcanzar esa capacidad. Una vista de la sección de un estribo se muestra en la figura 4.6.

Las pilas de los puentes son de concreto reforzado de sección rectangular hueca y están desplantadas sobre una zapata de cimentación superficial. La geometría de la zapata en planta es de 16m en el sentido longitudinal y 20.25m en el sentido transversal, además tiene un peralte constante de 2.5m y un desvanecimiento de otros 2.5m hasta alcanzar la geometría en planta de la columna. La capacidad de carga considerada para esta zapata es de 100t/m².

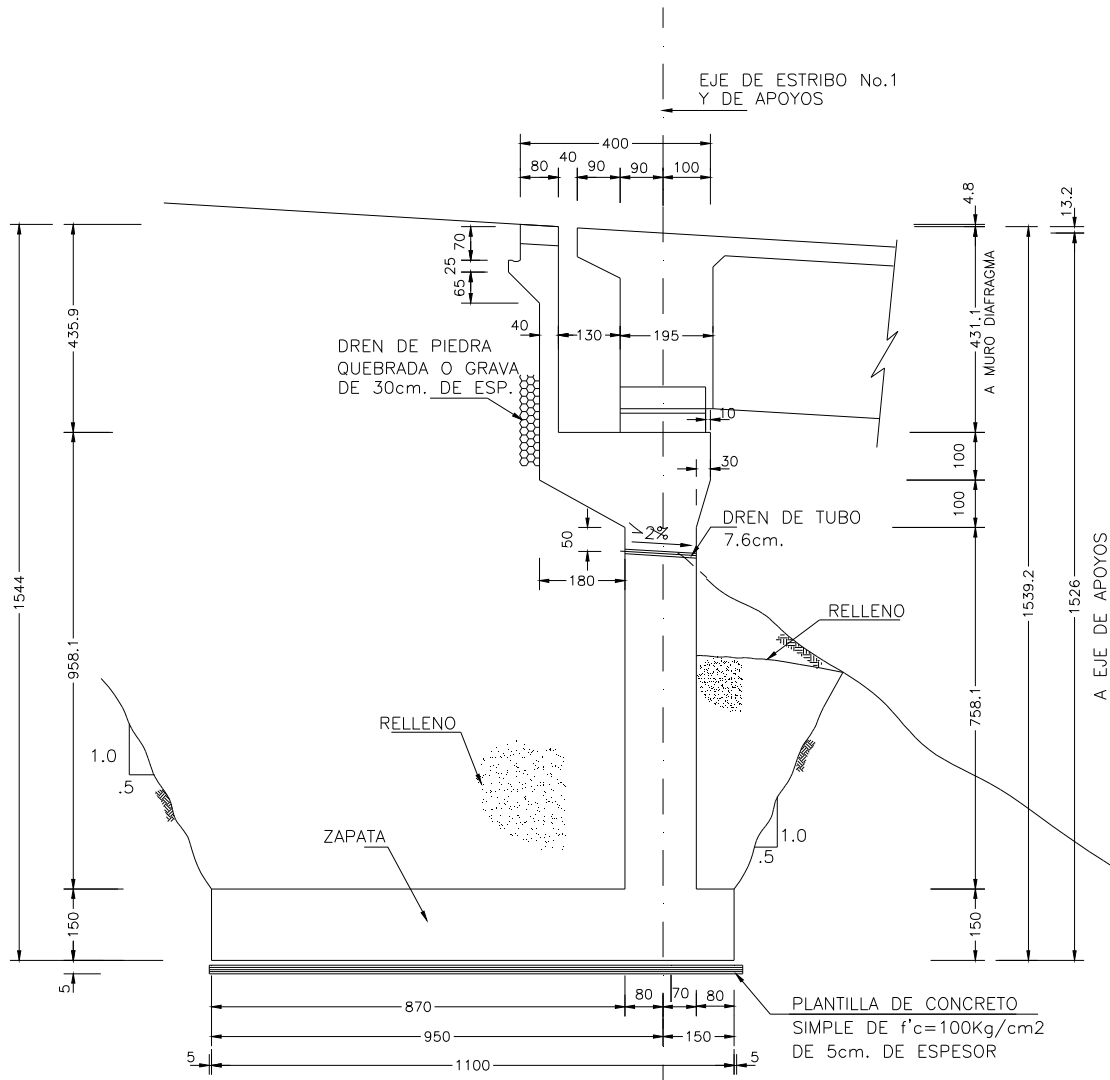


Figura 4.6. Sección del un estribo tipo para ambos puentes

El cuerpo de las pilas está formado por una columna de sección variable hueca, la cual tiene en la parte superior, 7m en el sentido longitudinal, 6m en el sentido transversal y un espesor de pared de 35cm. El talud de la columna en el sentido longitudinal es de 1:96 y en el transversal es de 1:25, por lo tanto, debido a que las pilas tienen diferentes alturas la sección en la base de la columna no es la misma. Así pues, la longitud de la columna de la pila 2 es de 93.94m y su sección en la base es de 8.94m en el sentido longitudinal por 13.25m en el sentido transversal y un espesor de pared de 40cm.

Para la pila 3 la longitud de la columna es de 101.86m y su sección en la base es de 9.16 m en el sentido longitudinal por 14.22m en el sentido transversal y un espesor de pared de 40cm. Además, las columnas cuentan con un diafragma intermedio de 30cm de espesor que alcanza una altura de 59m en la pila 2 y 70m en la pila 3. Puesto que ambas pilas son similares, incluso en dimensiones, bastará con ejemplificar el diseño de solo una. Las secciones transversales de la pila 2 en el arranque y el remate se muestran en la figura 4.7.

Finalmente el último elemento de la pila es la corona, que en el caso del Puente Texcapa consiste en el remate de la columna que recibe a la dovela sobre pila que se cuela monolítica con ella. Este remate consiste en una losa tapa de 2.4m de peralte y que tiene las mismas dimensiones en planta de la sección superior de la columna, esto es, 7m en el sentido longitudinal por 6m en el sentido transversal. Esta tapa tiene una preparación especial con un refuerzo que se encuentra anclado en ella y que también va a quedar embebido dentro de la dovela sobre pila para garantizar la correcta liga entre ambos elementos.

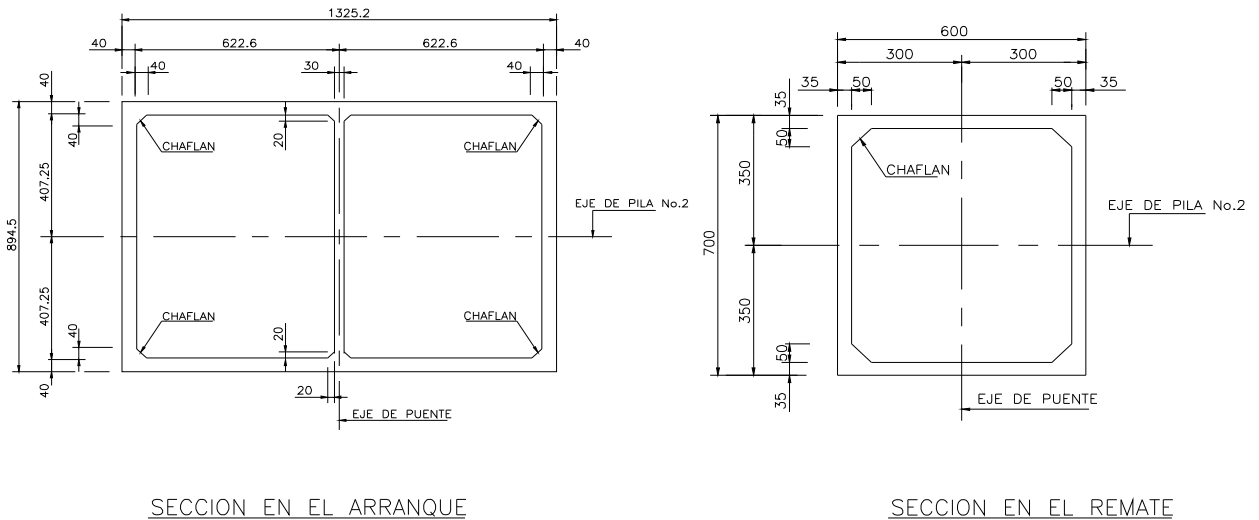


Figura 4.7. Secciones transversales de la pila 2.

La corona de la pila para el puente de la alternativa de acero consiste en un cabezal el cual tiene los bancos de apoyo donde descansará el cajón, puesto que solo es un cajón, solamente tendrá dos bancos con sus respectivos apoyos, uno debajo de cada alma del cajón. Además como los apoyos utilizados para este tipo de puentes son tipo Tetron, estos ya cuentan con la capacidad necesaria para impedir el desplazamiento transversal, por lo que no es necesario que el cabezal de la pila tenga topes sísmicos. Puesto que ambas pilas son similares, incluso en dimensiones, bastará con ejemplificar el diseño de solo una. Para ver una vista transversal y longitudinal de la pila 2, ver la figura 4.8.

4.2. Análisis estructural del puente de concreto acostillado.

Después de conocer las características estructurales del Puente Texcapa se procedió a la elaboración del modelo matemático para llevar a cabo el análisis estructural, con el programa SAP2000 por sus siglas en inglés (Structural Analysis Program) versión 9.0.3.

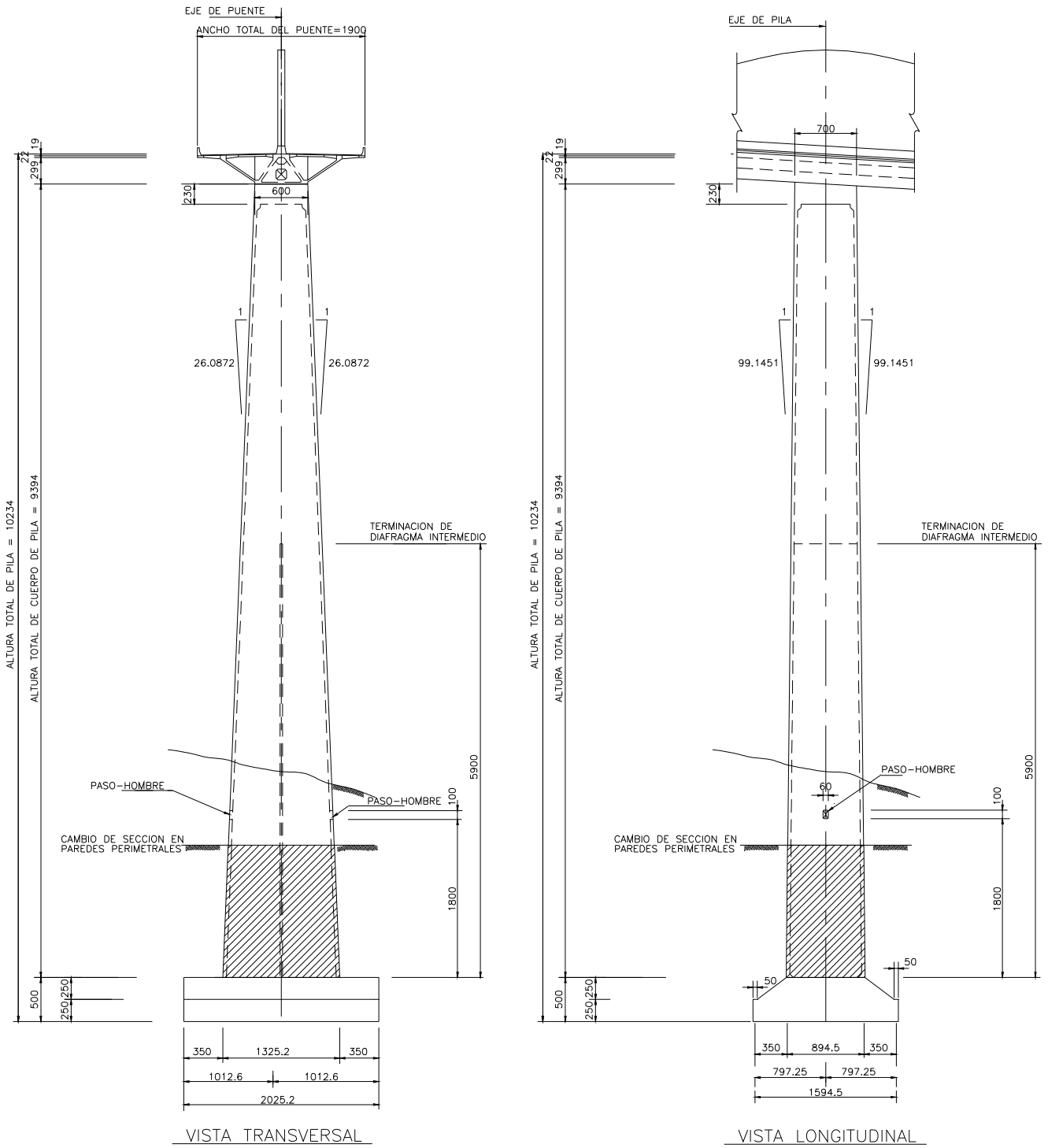


Figura 4.8. Vistas transversal y longitudinal de la pila 2.

Para elaborar el modelo matemático se tienen que tomar en cuenta varios puntos que son de suma importancia para un buen modelado. Primeramente se tiene que hacer el dibujo de la geometría de la estructura que se va a modelar, en este caso el Puente Texcapa; esta geometría debe contener cada uno de los elementos del puente con sus longitudes correspondientes, todo esto en forma tridimensional.

Una vez que se tiene la geometría de la estructura se procede a asignar las propiedades que tendrá cada una de las barras del modelo, esto es, qué sección transversal tendrá cada una de las barras que simulan los elementos. Dichas secciones son las que anteriormente se han sugerido en el anteproyecto o son las secciones finales de la estructura, si es que estas ya son conocidas. Para este puente se tiene que la sección es la misma a lo largo de todo el puente, lo único que va variando es la altura de la costilla central.

Para cada una de las pilas se tiene una dovela sobre pila que es la que tiene la altura de costilla central mas grande; después se tienen veintitrés dovelas a cada lado de las pilas sobre las cuales la costilla central va variando su altura, por lo tanto cada una de estas dovelas tiene una altura inicial y una altura final de la costilla que, para fines prácticos, se tomará el promedio de ambas, ya que la variación es del orden de 80cm, lo cual no impacta en el cálculo. En la tabla 4.1 se pueden ver las propiedades geométricas de cada una de las secciones, así como sus alturas de costilla central y en qué dovelas se tienen estas.

Para las secciones de las columnas del puente se utilizaron secciones variables, ya que la columna es de sección variable en los dos sentidos, tanto en el longitudinal como en el transversal. Así entonces, se define el número de secciones en las que se va a dividir el elemento que representa a cada una de las columnas; para este caso se tomaron secciones a cada 10m aproximadamente, y de esta manera se modelaron la sección inicial y la sección final de cada una de las barras de la columna.

Una vez asignadas las secciones de las barras procedemos a asignar las cargas que van a actuar sobre el puente, que nos son otras más que la de la carpeta asfáltica considerada, de 12cm de espesor para el diseño y que representa una carga uniformemente distribuida de 4.59t/m; la carga de las guarniciones las cuales pesan 0.56t/m cada una y la carga muerta del peso propio de las secciones, las que se tiene en cuenta cuando se le dice al programa que considere un factor de uno para el peso propio de la estructura.

Adicionalmente se asignan las cargas vivas, que para este tipo de carretera se usa el camión más pesado que circula que es el T3-S2-R4 de 72.5t y se colocará en cuatro bandas de circulación tomando el factor por reducción de carriles recomendado por AASHTO de 0.75 y un factor de impacto que para un claro de 171m es de 7.3%. Se realizan dos casos de carga viva, uno para el máximo momento positivo, que consiste en colocar los camiones en las cuatro bandas de circulación al centro del claro, y el otro caso que tomará en cuenta el máximo momento negativo y que consiste en colocar camiones separados longitudinalmente unos detrás de los otros en las cuatro bandas de circulación, para que así queden cargados dos claros contiguos y se produzca el máximo momento negativo.

Otro aspecto importante en el modelado de estas estructuras es la correcta definición de las condiciones de apoyo, ya que si alguna de estas no fuera la correcta, se pueden obtener

comportamientos diferentes del real y que pueden llevar a resultados con deficiencias que se reflejarían en un diseño equivocado. Para este puente tenemos apoyos de la subestructura y apoyos de la superestructura. Los primeros son para las columnas del puente los cuales, por ser la columna cimentada por superficie mediante una zapata, se suponen con un empotramiento de la columna a nivel de la zapata.

Tabla 4.1. Propiedades geométricas de las secciones del puente acostillado

SECCION	DOVELA	ALTURA DE	AREA	Ix	Y _{INF}	Y _{SUP}
		COSTILLA				
SECCION 01	D-SP	11.73	20.581	381.43	5.60	9.71
SECCION 02	D-SP	11.25	20.419	366.28	5.42	9.41
SECCION 03	D-1	10.42	20.369	361.70	5.11	8.89
SECCION 04	D-2	9.57	19.828	314.31	4.81	8.34
SECCION 05	D-3	8.76	19.132	259.51	4.53	7.81
SECCION 06	D-4	8.00	18.470	213.59	4.27	7.31
SECCION 07	D-5	7.28	17.841	175.36	4.04	6.82
SECCION 08	D-6	6.60	17.247	143.71	3.82	6.36
SECCION 09	D-7	5.96	16.686	117.70	3.63	5.91
SECCION 10	D-8	5.36	16.158	96.46	3.46	5.48
SECCION 11	D-9	4.80	15.663	79.24	3.30	5.08
SECCION 12	D-10	4.29	15.201	65.40	3.17	4.70
SECCION 13	D-11	3.81	14.772	54.36	3.05	4.34
SECCION 14	D-12	3.37	14.375	45.63	2.94	4.01
SECCION 15	D-13	2.98	14.010	38.78	2.86	3.70
SECCION 16	D-14	2.62	13.678	33.46	2.78	3.42
SECCION 17	D-15	2.31	13.377	29.36	2.72	3.17
SECCION 18	D-16	2.03	13.109	26.26	2.67	2.94
SECCION 19	D-17	1.80	12.872	23.86	2.62	2.76
SECCION 20	D-18	1.60	12.668	22.09	2.59	2.59
SECCION 21	D-19	1.44	12.494	20.78	2.56	2.46
SECCION 22	D-20	1.32	12.353	19.84	2.55	2.35
SECCION 23	D-21	1.24	12.243	19.18	2.53	2.29
SECCION 24	D-22	1.21	12.164	18.74	2.53	2.26
SECCION 25	D-23	1.21	12.117	18.50	2.53	2.26
SECCION 26	D-C Y D-EXT	1.20	12.101	18.42	2.53	2.25

El área de las secciones se da en m², el momento de inercia en m⁴ y las distancias centroidales en m

Los apoyos de la superestructura son dos, los apoyos extremos que son los apoyos del tablero sobre los estribos y los apoyos intermedios, que son cuando el tablero apoya sobre las pilas. Por lo que respecta a los apoyos sobre los estribos y puesto que el estribo es un elemento que no afectará el comportamiento estructural del puente, este se calcula aparte y no se modela con el puente completo; es por esto que solo se modela el apoyo del tablero sobre el estribo. Este tipo de apoyo no tiene restricciones en el sentido longitudinal, debido a que se tendrán juntas de dilatación en los estribos, con restricciones verticales y transversales, estas últimas debido a la colocación de topes sísmicos.

Las restricciones de los giros en los apoyos sobre los estribos también son de suma importancia, ya que si no se liberan ciertos giros podría impedirse algún movimiento de la estructura lo que modificaría su comportamiento alejándolo del real o esperado. Para este caso, los giros que permiten la flexión de los elementos, giros sobre el eje transversal, deben ser permitidos. Los giros sobre el eje longitudinal deben ser impedidos, ya que el cajón no debe permitir la libre torsión; los giros sobre el eje vertical también deben ser permitidos, ya que esto permitirá a su vez que las columnas tengan un desplazamiento real en el sentido transversal.

Por lo que respecta a los apoyos del tablero sobre la pila, es más fácil su correcta definición, puesto que básicamente este será un nodo libre en todos los sentidos, ya que el puente es continuo en la superestructura y además se está modelando también el remate y el cuerpo de la columna. La única consideración que se debe tomar aquí es no desligar a la columna de tomar flexiones debidas a la superestructura; se debe recordar que el apoyo real del tablero sobre la pila será la dovela sobre pila la cual está colada monolíticamente con la columna. De esta manera, este sistema será capaz de contener a la superestructura para impedir su desplazamiento tanto en el sentido vertical como transversal y longitudinal, además no permitirá que la estructura gire en el sentido transversal para que se transmitan las flexiones sobre la superestructura solamente, sino que pasaran flexiones a la pila por cargas permanentes.

Para el análisis sísmico de la estructura se utilizó un espectro especial, que obedece a un estudio de sitio que se hizo para la construcción del Puente Texcapa. El espectro de diseño sísmico tiene en la meseta un coeficiente de $c=0.36$ y el intervalo de periodos para esa meseta es de $T_a=0.1s$ y $T_b=0.3s$; la ordenada al origen es de $a_0=0.135$. La figura 4.9 muestra una grafica de este espectro de diseño sísmico.

4.2.1. Análisis de la estructura en etapa de construcción.

Para llevar a cabo este análisis se tiene que tomar en cuenta el procedimiento constructivo del puente. Este debe tomar en cuenta que las dovelas y la costilla central serán coladas en sitio. La construcción de la superestructura inicia una vez que se tengan terminadas las pilas hasta el nivel de la corona, etapa en que se deberá colar la dovela sobre la pila No.2, D-SP2; únicamente el cajón, sin la costilla.

Después de que se ha colado la dovela D-SP2 se colocarán los carros de colado sobre esta y se procederá a colar una dovela a cada lado, es decir las dovelas D-1 izquierda y D-1

derecha; una vez que estas dovelas hayan alcanzado su resistencia de proyecto se avanzan los carros para el colado de las dovelas D-2 izquierda y D-2 derecha. Se hace el colado de estas dovelas y después se avanzan los carros para el colado de las dovelas D-3 izquierda y D-3 derecha.

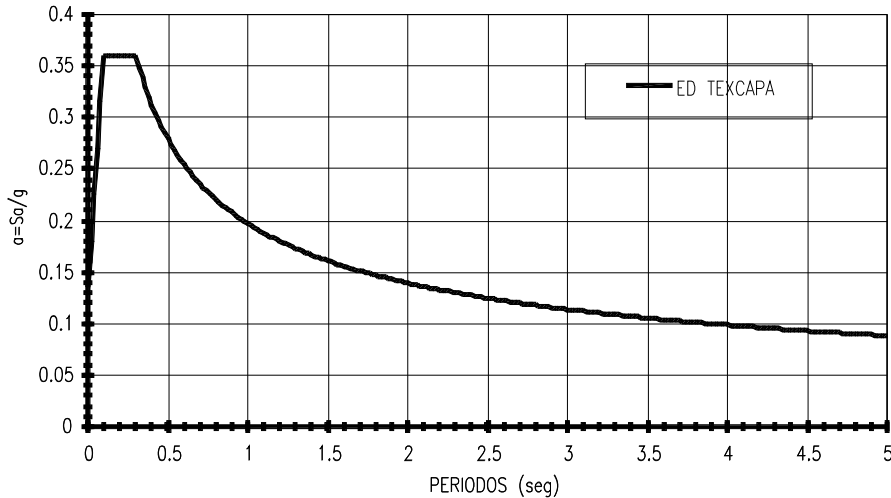


Figura 4.9. Espectro de diseño sísmico del puente Texcapa.

Teniendo los carros de colado en esa posición se procede a colar la costilla central de la dovela sobre pila; después, se hace el colado de la costilla sobre las dovelas D-1 izquierda y D-1 derecha. Una vez que la costilla central tiene su resistencia de diseño se procede a tensar los cables de voladizo que tienen sus cajas de anclaje en las dovelas D-1 izquierda y D-1 derecha.

Cuando ya se han tensado los cables de voladizo se procede al colado de las dovelas D-3 izquierda y D-3 derecha; después se avanzan los carros para el colado de las dovelas D-4 izquierda y D-4 derecha y se procede al colado de la costilla central sobre las dovelas D-2 izquierda y D-2 derecha. Una vez hecho este colado y cuando el concreto de la costilla central ha alcanzado su resistencia de diseño, se procede a tensar los cables de voladizo que tienen sus cajas de anclaje en las dovelas D-2 izquierda y D-2 derecha.

Se aplica este mismo procedimiento: colar las dovelas, avanzar los carros, colar la costilla y tensar los cables de las dovelas a las cuales se les ha colado su costilla hasta que se llega con los carros para el colado de las dovelas D-23 izquierda y D-23 derecha. Para cuando se llega a esta fase ya se deben haber construido las dovelas del estribo No.1 con andamiaje convencional. Después se cuele la dovela D-23 izquierda y se hace la conexión del carro de colado a la dovela de orilla del estribo No.1, se cuele la dovela de cierre D-C y se cuele la costilla central sobre estas dovelas. Una vez hecho lo anterior se tensan los cables de cierre o continuidad del claro extremo 1-2.

Concluida la fase de cierre con el estribo No.1, ya se debe haber realizado el mismo procedimiento constructivo para la pila No.3, solamente que se hace primero el cierre en el centro del claro central, para lo cual ya se debe haber colado la dovela D-23 derecha del volado de la pila No.2 y se debe haber retirado el carro de colado de este lado. Así entonces

se hace la conexión del carro de colado del lado izquierdo de la pila No.3 y se procede a colar la dovela de cierre D-C del claro central. Una vez hecho esto se cuele la costilla central sobre estas dovelas y cuando el concreto alcanza su resistencia de diseño se procede al tensado de los cables de cierre o continuidad del claro central 2-3.

Finalmente se hace el colado de la dovela D-23 derecha del volado de la pila No.3 y se hace la conexión del carro de colado a la dovela de orilla del estribo No.4; se cuele la dovela de cierre D-C y se cuele la costilla central sobre estas dovelas. Una vez hecho lo anterior se tensan los cables de cierre o continuidad del claro extremo 3-4.

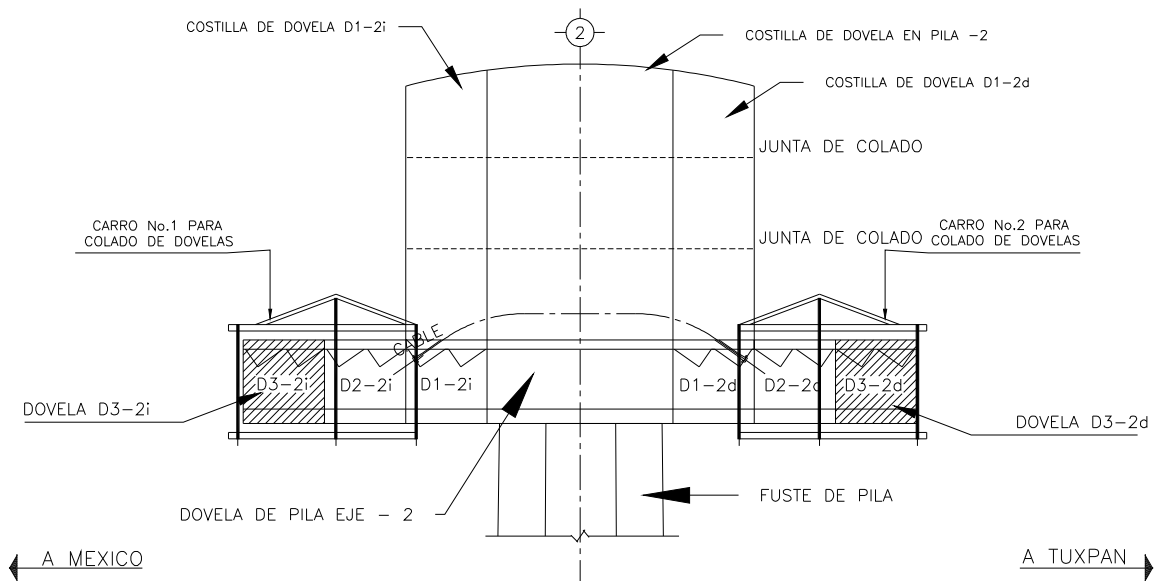
Ahora bien, en el sentido estricto, cada una de las etapas de construcción de cada uno de los voladizos deben ser debidamente analizadas y calculadas. Para fines prácticos, aquí solo se revisarán las etapas para las cuales se tensan los cables de voladizo de cada una de las dovelas, es decir, tendremos 22 etapas para analizar el doble voladizo de una pila, ya que se tensan cables para la dovela D-1 izquierda y derecha, para la dovela D-2 izquierda y derecha, etc., hasta llegar al tensado de la dovela D-22 izquierda y derecha.

Hay que tomar en cuenta que cuando se hace el tensado de los cables de cualquier dovela ya se encuentra colada la dovela siguiente y el carro de colado esta en posición para colar la dovela que sigue de esta última. Podemos decir que el procedimiento es el mismo para cualquier dovela y los pasos son cuatro. Para cuando se han tensado los cables de cualquier dovela, se cuele la dovela que se encuentra dos lugares después de la tensada, que es donde se encuentra el carro de colado, este es el paso 1.

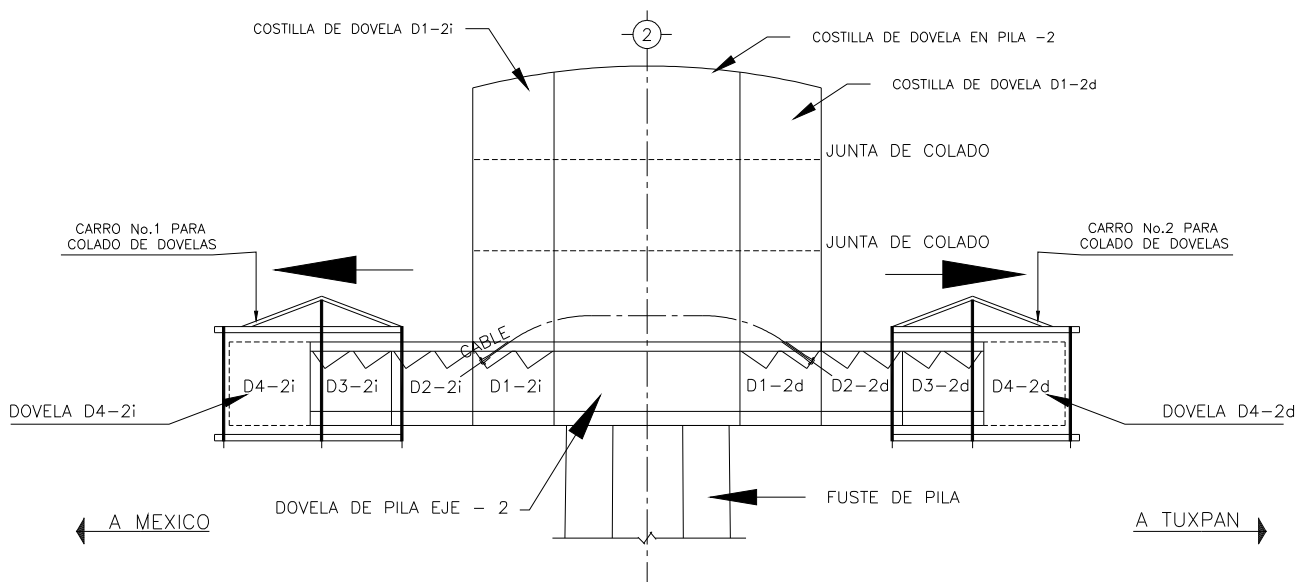
Lo que se hace después consiste en avanzar el carro a la ubicación del colado de la dovela siguiente de la colada, paso 2. Después se hace el colado de la costilla central de la dovela anterior a la colada, paso 3. Finalmente, una vez que la costilla central de esa dovela alcanza su resistencia de proyecto se tensan los cables de voladizo que tienen sus anclajes en esa dovela. Las figuras 4.10a y 4.10b muestran la sucesión de los cuatro pasos descritos y que son los que se llevan a cabo para cada dovela; estas figuras muestran el procedimiento para el tensado de la dovela D-2 izquierda y derecha.

Un aspecto importante a tomar en cuenta a la hora de hacer el análisis de los diferentes volados de la superestructura es el mantener la seguridad con respecto al volteo. Para tal motivo se debe tomar en cuenta la posible caída del carro de colado y la consiguiente desestabilización de los volados a causa de eso. El momento que produciría una caída del carro debe ser tomado por la pila, pero dado que ese momento es constante en todo el cuerpo de la pila, la sección superior será la más desfavorable y será la que se tiene que revisar para esta posible situación.

Se elaboró un modelo matemático de cada una de las etapas del doble voladizo tomando en cuenta el procedimiento constructivo para así poder conocer los diferentes elementos mecánicos en las secciones y conocer las deflexiones máximas en cada etapa. Para estos modelos solo se considero la carga del peso propio del tablero con su costilla central, ya que la colocación de las cargas de servicio, es decir, la carpeta asfáltica y las guarniciones, se lleva a cabo cuando el puente ya se encuentra cerrado.

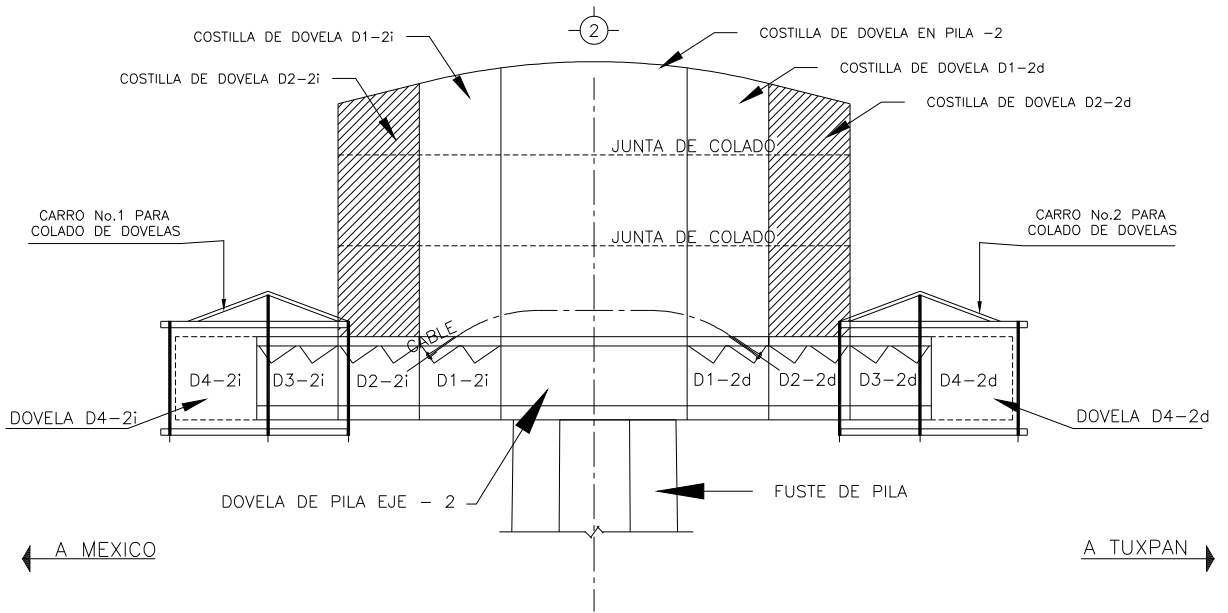


PASO 1.- COLADO DEL CAJON DE LA DOVELA D3-2i Y D3-2d

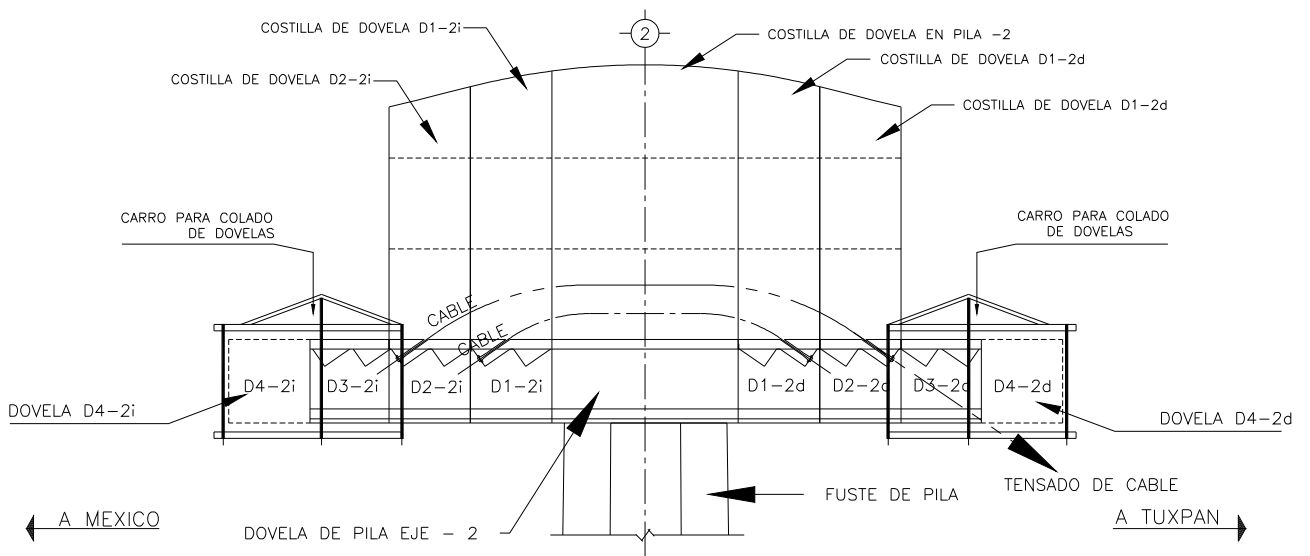


PASO 2.- SE AVANZARA EL CARRO EN UBICACION PARA EL COLADO DE LAS DOVELAS D4-2i y D4-2d

Figura 4.10a. Procedimiento constructivo de una dovela tipo (pasos 1 y 2).



PASO 3.- COLADO DE LA COSTILLA DE LA DOVELA D2-2i Y D2-2d



PASO 4.- TENSADO DE LOS CABLES DE PRESFUERZO

Figura 4.10b. Procedimiento constructivo de una dovela tipo (pasos 3 y 4).

En la última etapa de cierre se alcanza el volado máximo para el claro central y el extremo, y una vez construidos los voladizos de los dos lados del puente, se realiza una revisión más del volado para cuando se construye la dovela de cierre. Para esa etapa de cierre se elabora

un modelo en el cual se coloca una fuerza aplicada en el extremo del volado. Esta fuerza incluye el peso de la dovela de cierre más el peso del carro de colado y de los equipos necesarios, así como del personal que trabajará en la construcción de dicha dovela.

4.2.2. Análisis para puente en etapa de servicio.

El análisis estructural del puente en la etapa de servicio considera en forma diferente el comportamiento, ya que esta etapa se da justo después de que se cierran los voladizos, tanto extremos como el central, por medio de las dovelas de cierre. En esta etapa la estructura es totalmente continua y se apoyará de manera fija en las dos pilas, con apoyos móviles en los estribos.

Cuando el puente está cerrado completamente se colocan las cargas de servicio, esto es, las guarniciones y los parapetos así como la carpeta asfáltica que servirá de superficie de rodamiento. El espesor de diseño para esta carpeta es de 12cm, ya que se debe tomar en cuenta posibles rencarpetamientos. Este espesor representa una carga uniformemente distribuida de $4.59^t/m$. La guarnición que se colocó en este puente es la utilizada en los proyectos tipo, la cual tiene un ancho de 50cm y pesa $0.56^t/m$. por lo que por las dos guarniciones la carga es de $1.12^t/m$. De esta manera la carga muerta de servicio, CMS, que se asignó en el modelo en esta etapa es de $5.71^t/m$.

Una vez asignadas las cargas muertas de servicio, también se adicionan las cargas vivas, considerando cuatro carriles de circulación con camiones T3-S2-R4 y el correspondiente factor de reducción de carriles de 0.75 y el factor de impacto de 7.3%. Con el modelo se tiene que llevar a cabo el análisis sísmico por lo que se requiere el espectro de diseño sísmico del lugar. En la figura 4.11 se puede ver un croquis del puente cerrado en la etapa de servicio.

4.3. Diseño del puente de concreto acostillado

4.3.1. Diseño de la superestructura.

Para el diseño de la superestructura del puente acostillado, se revisarán las secciones de cada dovela para las diferentes etapas de construcción del doble volado, así como para la etapa de servicio cuando el puente se encuentra totalmente cerrado y está listo para que circulen las cargas vivas de diseño. Se revisó cual es el momento flexionante mayor para la etapa de construcción del doble voladizo, así como para la etapa de servicio y se definieron los máximos momentos positivos y negativos para cada sección.

Para llevar a cabo el análisis de la superestructura es necesario conocer la trayectoria de los cables de presfuerzo que se encuentran dentro de la costilla, esto es, los cables de voladizo, y los cables que se encuentran dentro de las dovelas, o sea, los cables de continuidad. Como el puente es simétrico bastará con mostrar solo una mitad, ya que la otra es completamente

igual. El diagrama de este cableado en planta y elevación, para las dovelas que se encuentran en una de las mitades del puente, se muestra en la figura 4.12.

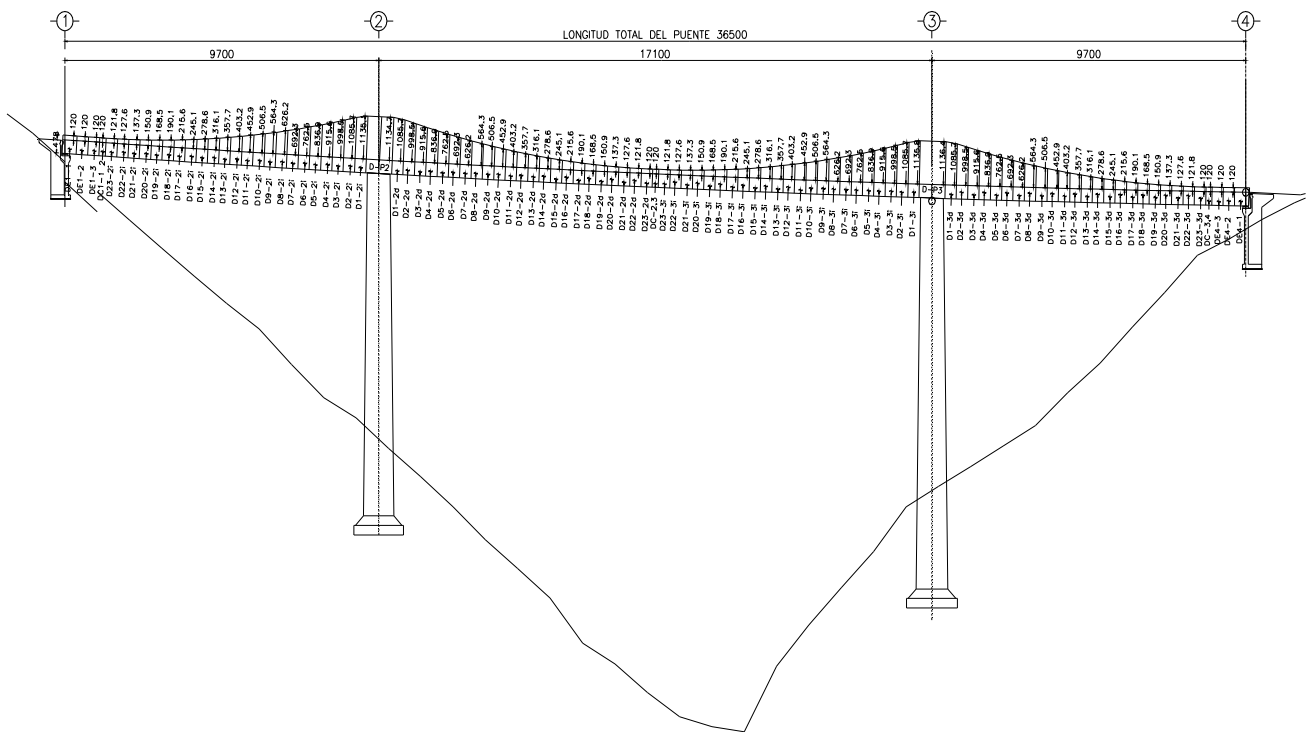


Figura 4.11. Puente Texcapa en etapa de servicio.

Dado que la dovela sobre pila es la dovela que estará sujeta a mayores solicitaciones, ya sea en la etapa de construcción del doble volado, o en la etapa de servicio, comenzaremos por hacer la revisión de esta. La dovela sobre pila solo estará sujeta a solicitaciones de momento flexionante negativo, por lo que es la que cuenta con la altura máxima de la costilla y el mayor número de cables en una sección.

Ahora bien, la dovela sobre pila se tiene que revisar para las diferentes etapas de construcción del volado, pero la más desfavorable es la etapa en la que se tienen los máximos volados de cada lado de la pila, es decir, para cuando ya se coló la dovela D-23 en ambos lados de la pila y están por colarse las dovelas de cierre, esto es, la dovela de cierre del lado estribo No. 1 y la dovela de cierre del centro del claro 2-3. La otra etapa donde la dovela sobre pila tiene importantes momentos es la etapa de servicio, esto es, la etapa cuando el puente se encuentra cerrado y circulan sobre el mismo las cargas vivas de diseño.

Así pues, para la última etapa de construcción del doble volado se tiene para la dovela sobre pila un momento flexionante negativo de $M(-)=147698t\cdot m$. Después, revisando la etapa de servicio se tiene que para la dovela sobre pila solamente hay momentos flexionantes negativos, el producido por la carga muerta más la carga muerta de servicio que incluye el peso propio de la estructura, más el peso de la carpeta asfáltica, más el peso de las guarniciones es de $M(-)_{CM+CMS}=146255t\cdot m$.

El momento flexionante negativo producto del paso de la carga viva que en este caso son dos camiones T3-S2-R4, uno adelante de otro en fila, para producir el máximo negativo y además en cuatro carriles de circulación con su respectivo factor de reducción de carriles de 0.75 y su factor de impacto de 7.3%, es $M(-)_{CV+I}=13631t\cdot m$. En la figura 4.13 se pueden ver las dos etapas y sus respectivos momentos flexionantes máximos.

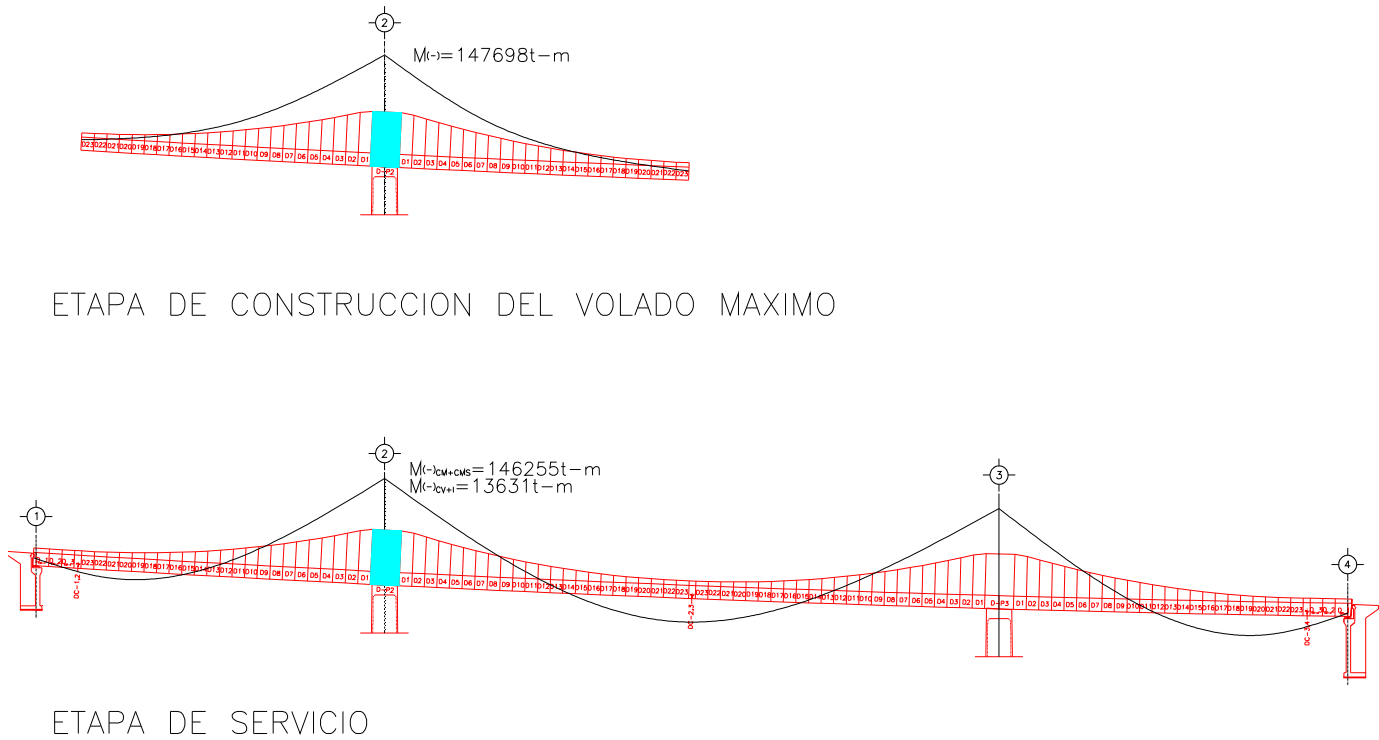


Figura 4.13. Momentos flexionante máximos por etapa para la dovela sobre pila

La dovela sobre pila tiene una altura de costilla de 11.8m y tiene 72 cables $19\phi 15$ distribuidos en toda su altura y cuyos anclajes se encuentran en las diferentes dovelas que van conformando los volados de los dos lados de la pila. La geometría de esta dovela se muestra en la figura 4.14.

A continuación se presenta la revisión de la sección de la dovela sobre pila para los máximos momentos negativos que se tienen de las diferentes etapas. Así, podemos decir que el momento de diseño para la sección de la dovela sobre pila es: $M(-)=159886t\cdot m$ que es la suma del momento de carga muerta, más carga muerta de servicio, más carga viva con impacto para la etapa de servicio del puente, que resultó ser el mas desfavorable.

Por otro lado las propiedades geométricas de la sección sobre pila son las siguientes.

Área	$A= 20.581 \text{ m}^2$
Cota de centroide	$y= 5.60 \text{ m}$
Momento de inercia	$I= 381.43 \text{ m}^4$
Módulo de sección inf.	$Si= 68.126 \text{ m}^3$

Módulo de sección sup. $S_s = 39.278 \text{ m}^3$
 Concreto de dovela $f^c = 400 \text{ kg/cm}^2$

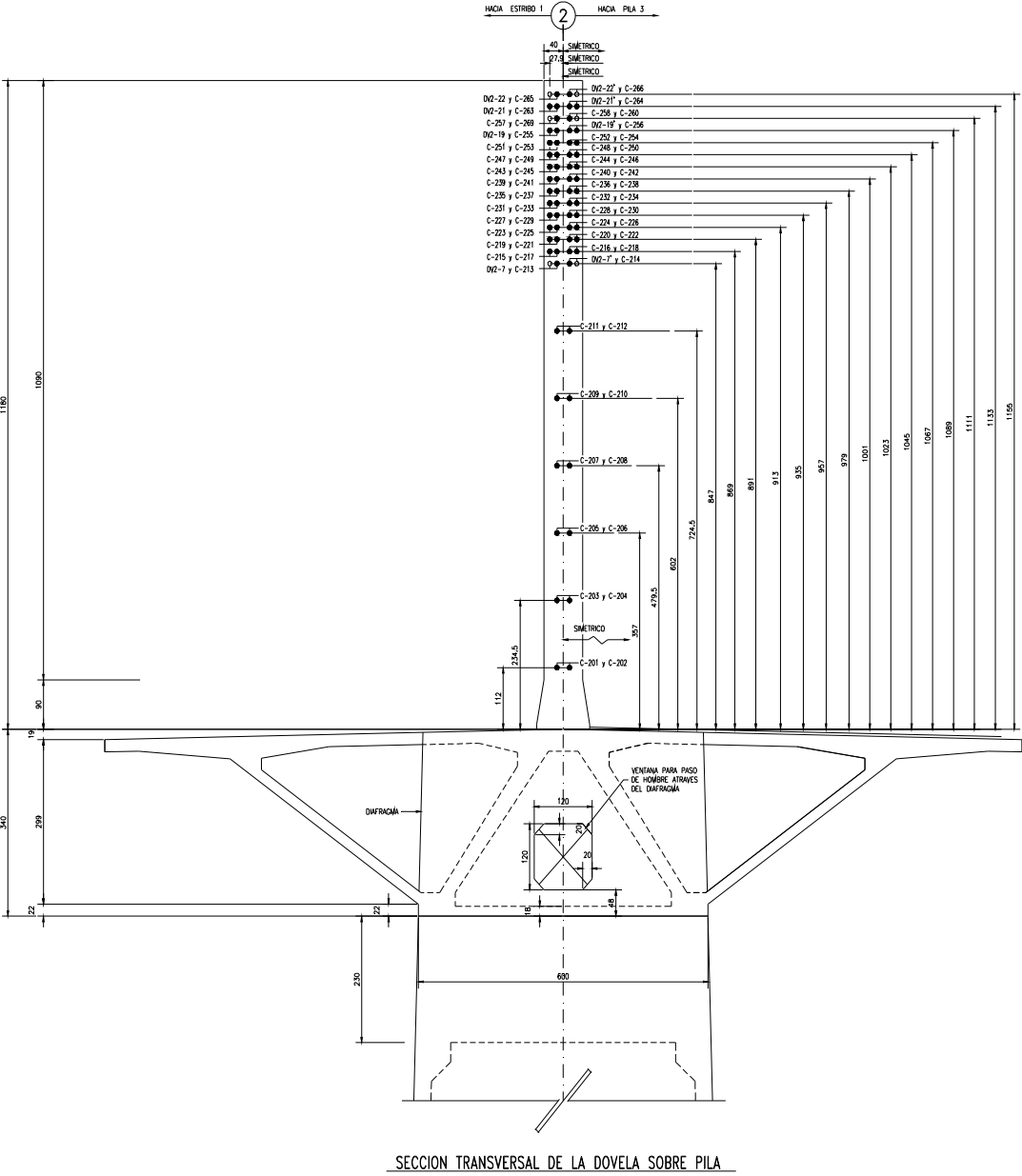


Figura 4.14. Sección transversal de la dovela sobre pila

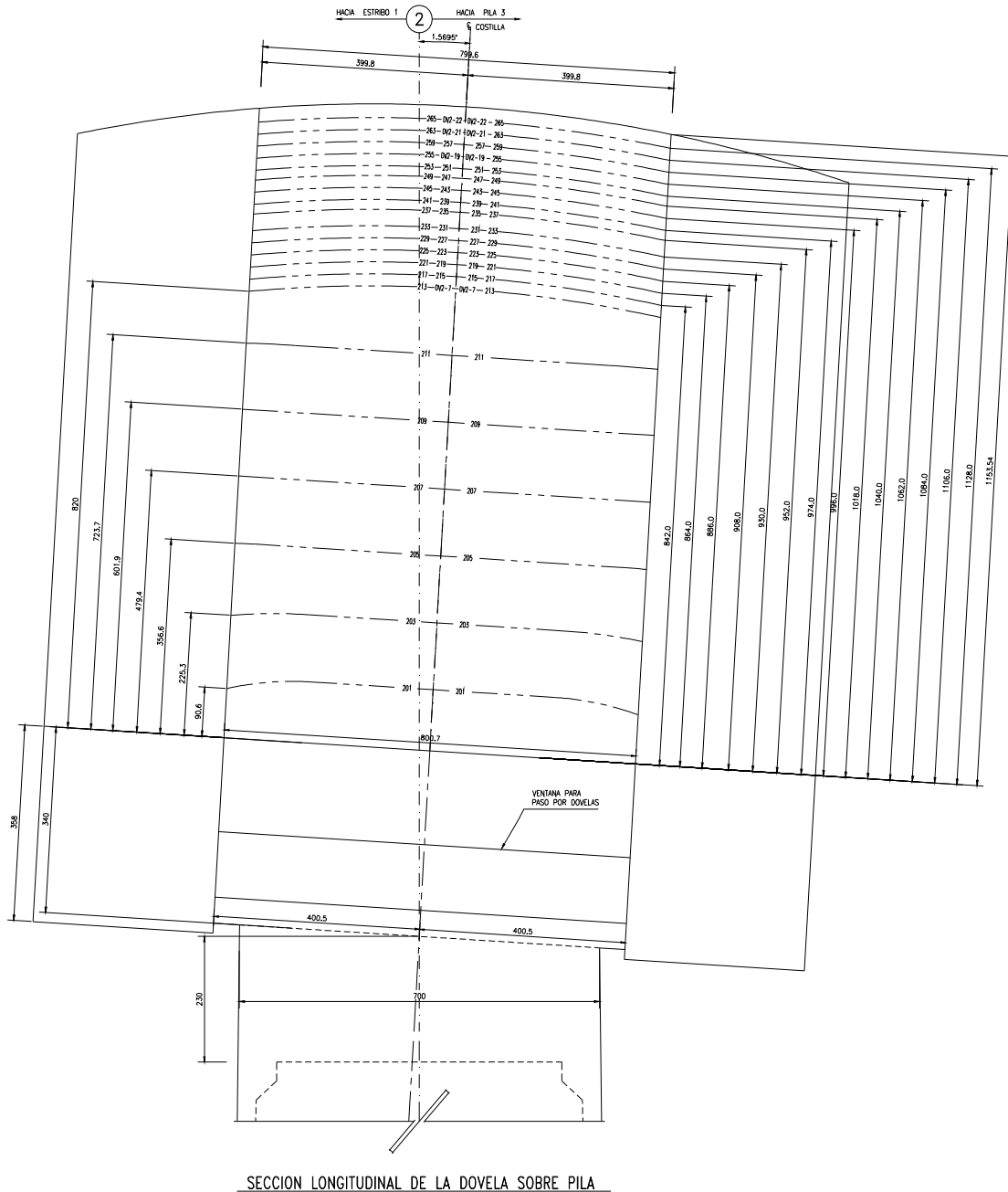


Figura 4.14. Sección longitudinal de la dovela sobre pila

A continuación se presenta el cálculo de la excentricidad del presfuerzo, para lo cual debemos primero calcular el centroide del mismo. Este último se obtiene de la siguiente manera:

$$C_p = \{ \sum [(\text{No. de cables por cama})(\text{distancia a la fibra inferior})] \} / \text{No. total de cables}$$

El arreglo del presfuerzo en la dovela sobre pila está organizado como sigue:

1a cama =	2	cables 19φ15 ubicados a	4.52 m de la fibra inferior
2a cama =	2	cables 19φ15 ubicados a	5.75 m de la fibra inferior
3a cama =	2	cables 19φ15 ubicados a	6.97 m de la fibra inferior
4a cama =	2	cables 19φ15 ubicados a	8.20 m de la fibra inferior
5a cama =	2	cables 19φ15 ubicados a	9.42 m de la fibra inferior
6a cama =	2	cables 19φ15 ubicados a	10.65 m de la fibra inferior
7a cama =	4	cables 19φ15 ubicados a	11.87 m de la fibra inferior
8a cama =	4	cables 19φ15 ubicados a	12.09 m de la fibra inferior
9a cama =	4	cables 19φ15 ubicados a	12.31 m de la fibra inferior
10a cama =	4	cables 19φ15 ubicados a	12.53 m de la fibra inferior
11a cama =	4	cables 19φ15 ubicados a	12.75 m de la fibra inferior
12a cama =	4	cables 19φ15 ubicados a	12.97 m de la fibra inferior
13a cama =	4	cables 19φ15 ubicados a	13.19 m de la fibra inferior
14a cama =	4	cables 19φ15 ubicados a	13.41 m de la fibra inferior
15a cama =	4	cables 19φ15 ubicados a	13.63 m de la fibra inferior
16a cama =	4	cables 19φ15 ubicados a	13.85 m de la fibra inferior
17a cama =	4	cables 19φ15 ubicados a	14.07 m de la fibra inferior
18a cama =	4	cables 19φ15 ubicados a	14.29 m de la fibra inferior
19a cama =	4	cables 19φ15 ubicados a	14.51 m de la fibra inferior
20a cama =	4	cables 19φ15 ubicados a	14.73 m de la fibra inferior
21a cama =	4	cables 19φ15 ubicados a	14.95 m de la fibra inferior

Calculando el centroide del presfuerzo tenemos:

$$C_p = \{ \Sigma[(\text{No. de cables por cama})(\text{distancia a la fibra inferior})] \} / \text{No. total de cables}$$

$$C_p = 895.6 \text{ m} \cdot \text{cable} / 72 \text{ cables} = 12.44 \text{ m}$$

Y la excentricidad del presfuerzo será:

$$e = C_p - y = 12.44 \text{ m} - 5.6 \text{ m} = 6.84 \text{ m}$$

Como se tienen cables 19φ15 con esfuerzo de ruptura mínimo de $f_u = 19000 \text{ kg/cm}^2$ y área de $A = 26.486 \text{ cm}^2$, su fuerza efectiva, después de pérdidas, será:

$$N = 0.6 (19000 \text{ kg/cm}^2)(26.486 \text{ cm}^2) = 301940 \text{ kg} = 302 \text{ t}$$

Finalmente los esfuerzos en la sección se calculan de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{+ M_{CM+CMS+CV}}{S} - \frac{N}{A} - \frac{N \times e}{S}$$

donde:

$M_{CM+CMS+CV}$: momento de diseño por carga muerta, más carga muerta de servicio, más carga viva

S: módulo de sección

N: fuerza efectiva del presfuerzo de los 72 cables, $N = (72\text{cables})(302\text{t}) = 21744\text{t}$

A: área de la sección

e: excentricidad del presfuerzo

Así pues, el esfuerzo en la fibra inferior de la sección es:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{inf}} &= - \frac{M_{CM+CMS+CV}}{S_{\text{inf}}} - \frac{N}{A} + \frac{N \times e}{S_{\text{inf}}} \\ \sigma_{\text{inf}} &= - \frac{159886\text{t}\cdot\text{m}}{68.126 \text{ m}^3} - \frac{21744\text{t}}{20.581\text{m}^2} + \frac{(21744\text{t})(6.84\text{m})}{68.126 \text{ m}^3} \\ \sigma_{\text{inf}} &= - 2346.9\text{t}/\text{m}^2 - 1056.5\text{t}/\text{m}^2 + 2183.1\text{t}/\text{m}^2 \\ \sigma_{\text{inf}} &= -1220.3\text{t}/\text{m}^2 = -122\text{kg}/\text{cm}^2\end{aligned}$$

y el esfuerzo en la fibra superior de la sección es:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{sup}} &= + \frac{M_{CM+CMS+CV}}{S_{\text{sup}}} - \frac{N}{A} - \frac{N \times e}{S_{\text{sup}}} \\ \sigma_{\text{sup}} &= + \frac{159886\text{t}\cdot\text{m}}{39.278 \text{ m}^3} - \frac{21744\text{t}}{20.581\text{m}^2} - \frac{(21744\text{t})(6.84\text{m})}{39.278 \text{ m}^3} \\ \sigma_{\text{sup}} &= + 4070.6\text{t}/\text{m}^2 - 1056.5\text{t}/\text{m}^2 - 3786.6\text{t}/\text{m}^2 \\ \sigma_{\text{sup}} &= -772.5\text{t}/\text{m}^2 = -77.2\text{kg}/\text{cm}^2\end{aligned}$$

Los esfuerzos permisibles en tensión y compresión para la sección son:

Tensión $0.8\sqrt{f'c} = 0.8\sqrt{(400\text{kg}/\text{cm}^2)} = 16 \text{ kg}/\text{cm}^2$

Compresión $0.4f'c = 0.4(400\text{kg}/\text{cm}^2) = 160 \text{ kg}/\text{cm}^2$

Se observa que en el lecho inferior se tienen esfuerzos de compresión menores que los permisibles, ya que:

$$\sigma_{\text{inf}} = -122\text{kg}/\text{cm}^2 < 0.4f'c = -160 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

por lo que la sección sí resiste.

Ahora, para el lecho superior de la sección se tiene que:

$$\sigma_{\text{sup}} = -77.2 \text{ kg/cm}^2 < 0.8 \sqrt{f^c} c = 16 \text{ kg/cm}^2$$

Pero también:

$$\sigma_{\text{sup}} = -77.2 \text{ kg/cm}^2 < 0.4 f^c c = -160 \text{ kg/cm}^2$$

por lo que la sección sí resiste.

La sección al centro del claro 2-3, es la que tiene el máximo momento positivo en la etapa de servicio y corresponde a la sección de la dovela de cierre del tramo 2-3.

Revisando para la etapa de servicio tenemos que para la dovela de cierre 2-3 solamente hay momentos flexionantes positivos: el de carga muerta más la carga muerta de servicio que incluye el peso propio de la estructura, más el peso de la carpeta asfáltica, más el peso de las guarniciones es de $M(+)\text{CM+CMS}=13532\text{t}\cdot\text{m}$. El momento flexionante positivo producto del paso de la carga viva que en este caso son dos camiones T3-S2-R4, uno adelante de otro en fila, para producir el máximo positivo y además en cuatro carriles de circulación con su respectivo factor de reducción de carriles de 0.75 y su factor de impacto de 7.3%, es $M(+)\text{CV+I}=2805\text{t}\cdot\text{m}$.

La dovela de cierre 2-3 tiene una altura de costilla de 1.2m y tiene 20 cables $19\phi 15$ distribuidos en toda su altura y cuyos anclajes se encuentran en las diferentes dovelas que van conformando los volados del claro 2-3 de las dos pilas. La geometría de esta dovela se muestra en la figura 4.15.

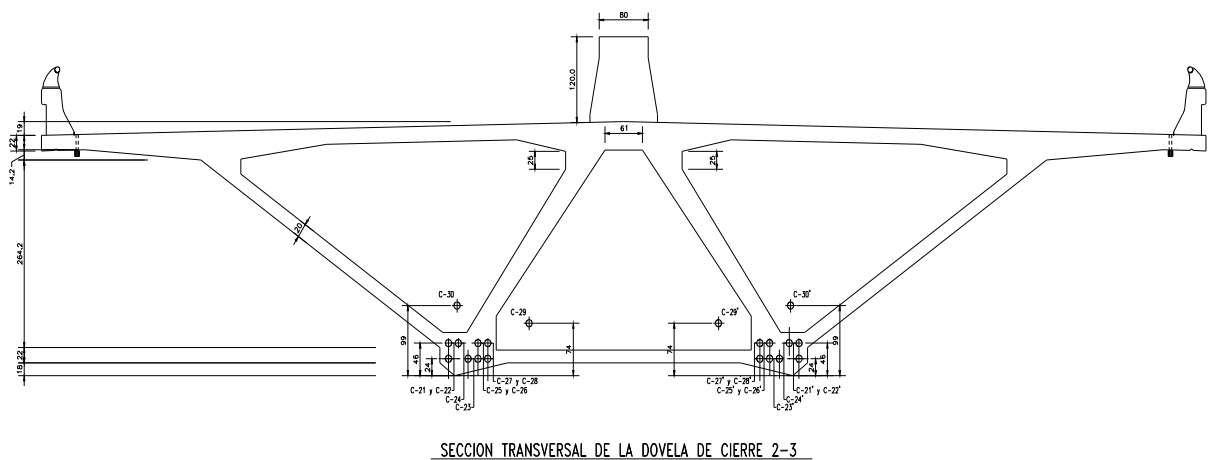


Figura 4.15. Sección transversal de la dovela de cierre 2-3

Así, se revisará la sección de la dovela de cierre 2-3 cuyo momento de diseño es la suma del momento de la carga muerta, más la carga muerta de servicio, más la carga viva con impacto para la etapa de servicio del puente. Este momento es:

$$M(+)=M(+)\text{CM+CMS}+M(+)\text{CV+I}=13532\text{t}\cdot\text{m}+2805\text{t}\cdot\text{m}=16337\text{t}\cdot\text{m}$$

Por otro lado, las propiedades geométricas de la dovela de cierre del tramo 2-3 son las siguientes:

Área	A= 12.101 m ²
Cota de centroide	y= 2.53 m
Momento de inercia	I= 18.42 m ⁴
Módulo de sección inf.	Si= 7.280 m ³
Módulo de sección sup.	Ss= 8.186 m ³
Concreto de dovela	f ^c = 400 kg/cm ²

El centroide del presfuerzo se obtiene de la siguiente manera:

$$C_p = \{ \Sigma[(\text{No. de cables por cama})(\text{distancia a la fibra inferior})] \} / \text{No. total de cables}$$

El arreglo del presfuerzo en la dovela de cierre 2-3 está organizado como sigue:

1a cama =	8	cables 19φ15 ubicados a	0.24 m de la fibra inferior
2a cama =	8	cables 19φ15 ubicados a	0.46 m de la fibra inferior
3a cama =	2	cables 19φ15 ubicados a	0.74 m de la fibra inferior
4a cama =	2	cables 19φ15 ubicados a	0.99 m de la fibra inferior

Calculando el centroide del presfuerzo tenemos:

$$C_p = \{ \Sigma[(\text{No. de cables por cama})(\text{distancia a la fibra inferior})] \} / \text{No. total de cables}$$

$$C_p = 9.06 \text{ m}\cdot\text{cable} / 20\text{cables} = 0.453\text{m}$$

Y la excentricidad del presfuerzo será:

$$e = y - C_p = 2.53\text{m} - 0.453\text{m} = 2.08\text{m}$$

Como tenemos cables 19φ15 con esfuerzo de ruptura mínimo de $f_u = 19000\text{kg}/\text{cm}^2$ y área de 26.486cm^2 , su fuerza efectiva después de pérdidas será:

$$N = 0.6 (19000\text{kg}/\text{cm}^2)(26.486\text{cm}^2) = 301940 \text{ kg} = 302\text{t}$$

Finalmente los esfuerzos en la sección se calculan de la siguiente manera:

$$\sigma = + \frac{M_{\text{CM+CMS+CV}}}{S} - \frac{N}{A} - \frac{N \times e}{S}$$

donde:

$M_{CM+CMS+CV}$: momento de diseño por carga muerta, más carga muerta de servicio, más carga viva

S: módulo de sección

N: fuerza efectiva del presfuerzo de los 20 cables, $N = (20\text{cables})(302\text{t}) = 6040\text{t}$

A: área de la sección

e: excentricidad del presfuerzo

Así pues, el esfuerzo en la fibra inferior de la sección es:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{inf}} &= + \frac{M_{CM+CMS+CV}}{S_{\text{inf}}} - \frac{N}{A} - \frac{N \times e}{S_{\text{inf}}} \\ \sigma_{\text{inf}} &= + \frac{16337\text{t}\cdot\text{m}}{7.280 \text{ m}^3} - \frac{6040\text{t}}{12.101\text{m}^2} - \frac{(6040\text{t})(2.08\text{m})}{7.280 \text{ m}^3} \\ \sigma_{\text{inf}} &= + 2244.1\text{t}/\text{m}^2 - 499.1\text{t}/\text{m}^2 - 1725.7\text{t}/\text{m}^2 \\ \sigma_{\text{inf}} &= 19.3\text{t}/\text{m}^2 = 1.93\text{kg}/\text{cm}^2\end{aligned}$$

Y el esfuerzo en la fibra superior de la sección es:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{sup}} &= + \frac{M_{CM+CMS+CV}}{S_{\text{sup}}} - \frac{N}{A} - \frac{N \times e}{S_{\text{sup}}} \\ \sigma_{\text{sup}} &= - \frac{16337\text{t}\cdot\text{m}}{8.186 \text{ m}^3} - \frac{6040\text{t}}{12.101\text{m}^2} + \frac{(6040\text{t})(2.08\text{m})}{8.186 \text{ m}^3} \\ \sigma_{\text{sup}} &= - 1995.7\text{t}/\text{m}^2 - 499.1\text{t}/\text{m}^2 + 1534.7\text{t}/\text{m}^2 \\ \sigma_{\text{sup}} &= -960.1\text{t}/\text{m}^2 = -96.0\text{kg}/\text{cm}^2\end{aligned}$$

Los esfuerzos permisibles en tensión y compresión para la sección son:

$$\text{Tensión } 0.8\sqrt{f'c} = 0.8\sqrt{(400\text{kg}/\text{cm}^2)} = 16 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\text{Compresión } 0.4f'c = 0.4(400\text{kg}/\text{cm}^2) = 160 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

Se observa que en el lecho inferior se tienen los esfuerzos de tensión menores que los permisibles, ya que:

$$\sigma_{\text{inf}} = 1.93\text{kg}/\text{cm}^2 < 0.8\sqrt{f'c} = 16 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

Ahora para el lecho superior de la sección se tienen esfuerzos de compresión menores que los permisibles, ya que:

$$\sigma_{\text{sup}} = -96.0 \text{ kg/cm}^2 < 0.4f_c = -160 \text{ kg/cm}^2$$

por lo que la sección sí resiste.

Se ha revisado la dovela con el máximo momento negativo y la dovela con el máximo momento positivo, esto es, la dovela sobre pila y la dovela de cierre 2-3, respectivamente. Siguiendo el mismo procedimiento de cálculo se llevó a cabo la revisión de las demás dovelas que conforman el puente, esto es, de la dovela D-1 a la dovela D-23 de ambos lados de cada pila. Cabe señalar que para cada dovela se tomaron los máximos momentos y estos resultaron ser los momentos del lado del claro 2-3 para ambas pilas, y los más desfavorables fueron los de la etapa de servicio. Los resultados de los cálculos para cada dovela se muestran en la tabla 4.2.

Tabla 4.2. Revisión de esfuerzos de las dovelas del puente acostillado

DOVELA	AREA	I _X	Y _{INF}	Y _{SUP}	S _{INF}	S _{SUP}	C _p	e	# Cables	N	M _{CM+CMS}	M _{CV}	M _{TOTAL}	Signo	σ _{INF}	f _{PERMISIBLE}	σ _{SUP}	f _{PERMISIBLE}
D-1	20.369	361.70	5.11	8.89	70.727	40.705	12.20	7.09	72	21744	133136	12438	145574	(-)	-947	< 0.4f'c=-1600	-1276	< 0.4f'c=-1600
D-2	19.828	314.31	4.81	8.34	65.345	37.687	11.75	6.94	70	21140	120584	11419	132003	(-)	-841	< 0.4f'c=-1600	-1456	< 0.4f'c=-1600
D-3	19.132	259.51	4.53	7.81	57.317	33.218	11.07	6.54	68	20536	108693	10428	119121	(-)	-808	< 0.4f'c=-1600	-1532	< 0.4f'c=-1600
D-4	18.470	213.59	4.27	7.31	50.004	29.225	10.37	6.10	66	19932	97442	9464	106906	(-)	-786	< 0.4f'c=-1600	-1580	< 0.4f'c=-1600
D-5	17.841	175.36	4.04	6.82	43.440	25.701	9.69	5.65	64	19328	86812	8531	95343	(-)	-763	< 0.4f'c=-1600	-1625	< 0.4f'c=-1600
D-6	17.247	143.71	3.82	6.36	37.588	22.608	9.00	5.18	62	18724	76785	7630	84415	(-)	-753	< 0.4f'c=-1600	-1639	< 0.4f'c=-1600
D-7	16.686	117.70	3.63	5.91	32.422	19.916	8.28	4.65	60	18120	67343	6765	74108	(-)	-773	< 0.4f'c=-1600	-1595	< 0.4f'c=-1600
D-8	16.158	96.46	3.46	5.48	27.905	17.592	7.77	4.31	56	16912	58467	5937	64404	(-)	-741	< 0.4f'c=-1600	-1532	< 0.4f'c=-1600
D-9	15.663	79.24	3.30	5.08	23.998	15.606	7.29	3.99	52	15704	50143	5150	55293	(-)	-697	< 0.4f'c=-1600	-1472	< 0.4f'c=-1600
D-10	15.201	65.40	3.17	4.70	20.645	13.910	6.85	3.68	48	14496	42355	4406	46761	(-)	-633	< 0.4f'c=-1600	-1429	< 0.4f'c=-1600
D-11	14.772	54.36	3.05	4.34	17.836	12.521	6.44	3.39	44	13288	35089	3709	38798	(-)	-548	< 0.4f'c=-1600	-1401	< 0.4f'c=-1600
D-12	14.375	45.63	2.94	4.01	15.500	11.391	5.79	2.85	42	12684	28332	3063	31395	(-)	-579	< 0.4f'c=-1600	-1295	< 0.4f'c=-1600
D-13	14.010	38.78	2.86	3.70	13.576	10.472	5.20	2.34	40	12080	22072	2471	24543	(-)	-585	< 0.4f'c=-1600	-1222	< 0.4f'c=-1600
D-14	13.678	33.46	2.78	3.42	12.033	9.785	4.63	1.85	38	11476	16298	1935	18233	(-)	-590	< 0.4f'c=-1600	-1145	< 0.4f'c=-1600
D-15	13.377	29.36	2.72	3.17	10.798	9.257	4.11	1.39	36	10872	10999	1735	12734	(-)	-591	< 0.4f'c=-1600	-1071	< 0.4f'c=-1600
D-16	13.109	26.26	2.67	2.94	9.849	8.918	3.60	0.93	34	10268	6166	1603	7769	(-)	-598	< 0.4f'c=-1600	-988	< 0.4f'c=-1600
D-17	12.872	23.86	2.62	2.76	9.090	8.660	2.77	0.15	32	9664	1135	2503	3638	(+)	-196	< 0.4f'c=-1600	-1333	< 0.4f'c=-1600
D-18	12.668	22.09	2.59	2.59	8.526	8.531	2.39	0.20	32	9664	4617	2588	7205	(+)	-145	< 0.4f'c=-1600	-1380	< 0.4f'c=-1600
D-19	12.494	20.78	2.56	2.46	8.103	8.465	1.90	0.66	32	9664	7660	2664	10324	(+)	-292	< 0.4f'c=-1600	-1234	< 0.4f'c=-1600
D-20	12.353	19.84	2.55	2.35	7.792	8.429	1.52	1.03	28	8456	10270	2726	12996	(+)	-130	< 0.4f'c=-1600	-1197	< 0.4f'c=-1600
D-21	12.243	19.18	2.53	2.29	7.568	8.389	1.03	1.50	24	7248	12450	2772	15222	(+)	-21	< 0.4f'c=-1600	-1107	< 0.4f'c=-1600
D-22	12.164	18.74	2.53	2.26	7.408	8.294	0.45	2.08	20	6040	13204	2800	16004	(+)	-32	< 0.4f'c=-1600	-911	< 0.4f'c=-1600
D-23	12.117	18.50	2.53	2.26	7.311	8.185	0.45	2.08	20	6040	13532	2809	16341	(+)	18	< 0.8√f'c=160	-960	< 0.4f'c=-1600

Área "A" en m²

Momento de inercia "I_x" en m⁴

Módulos de sección "S_{sup}" y "S_{inf}" en m³

Fuerza del presfuerzo "N" en ton.

Momentos Máximos en t-m

Esfuerzos Actuales y Permisibles en t/m²

Centroides sup, inf. y del presfuerzo en m

Excentricidad del presfuerzo en m

4.3.2. Diseño por sismo.

En lo que se refiere al diseño por sismo de la subestructura y la cimentación del puente, se realizó el diseño del cuerpo de la pila y su zapata para cada uno de los ejes.

Para el análisis sísmico de la estructura se utilizó un espectro de diseño sísmico que tiene en la meseta un coeficiente de $c=0.36$ y el intervalo de periodos para esa meseta es de $T_a=0.1s$ y $T_b=0.3s$, además, la ordenada al origen es de $a_0=0.135$. Así, con este espectro se llevó a cabo un análisis dinámico modal espectral del puente en etapa de servicio y de ahí se obtuvieron los elementos mecánicos en las columnas. Este análisis se realizó por computadora en un modelo tridimensional con el programa de análisis estructural SAP2000, por sus siglas en inglés (Structural Analysis Program) versión 9.0.3.

Las combinaciones de carga que se utilizaron, para cuando actúa el sismo en sus diferentes direcciones son las siguientes:

$$\text{Sismo Longitudinal} = 100\% \text{ SL} + 30\% \text{ ST}$$

$$\text{Sismo Transversal} = 30\% \text{ SL} + 100\% \text{ ST}$$

donde:

SL: sismo en dirección longitudinal al puente

ST: sismo en dirección transversal al puente

Para el diseño de la columna de la pila se considera la combinación de momentos más desfavorable para las diferentes combinaciones de carga. Así pues, la pila No. 2 es la que tiene los máximos elementos mecánicos y es la que se revisará. La geometría de la columna de la pila No. 2 tiene en el arranque las dimensiones que se muestran en la figura 4.16.

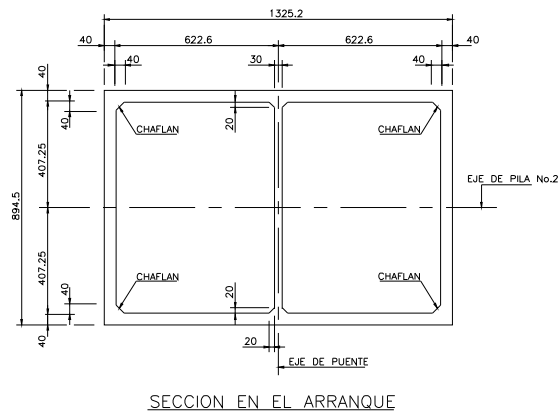


Figura 4.16. Geometría del arranque de la columna de la pila No. 2

y los elementos mecánicos para la revisión son los siguientes:

$$\text{Momento Longitudinal } M_{\text{long.}} = 66210 \text{ t-m}$$

$$\text{Fuerza Axial } P_{\text{long.}} = 265 \text{ t}$$

$$\text{Momento transversal } M_{\text{transv.}} = 60721 \text{ t-m} \quad \text{Fuerza Axial } P_{\text{transv.}} = 198 \text{ t}$$

Los momentos de diseño se obtendrán de las combinaciones de carga y serán afectados por el factor de ductilidad correspondiente, que para este caso, por tratarse de un puente con subestructura formada por pilas de una sola columna, es de $Q = 3$, y será el mismo para la dirección transversal y la longitudinal. De esta manera se tiene que los momentos de diseño para las dos direcciones son:

$$M_{d_{\text{long.}}} = M_{\text{long.}} / Q = 66210 \text{ t-m} / 3 = 22070 \text{ t-m}$$

$$M_{d_{\text{transv.}}} = M_{\text{transv.}} / Q = 60721 \text{ t-m} / 3 = 20240 \text{ t-m}$$

Por otro lado, la fuerza axial producida por todas las cargas permanentes que tiene el puente, es igual a la reacción por carga muerta, más la carga muerta de servicio, que incluye el peso propio de la estructura, más el peso de la carpeta asfáltica, más el peso de las guarniciones, más el peso propio de la columna hasta el arranque. Esta fuerza para la pila No. 2 es $P_T = 9532\text{t}$

Finalmente llevaremos los elementos mecánicos de diseño a las combinaciones de carga y tomaremos en cuenta la fuerza axial por sismo solo sumada, ya que su valor es muy pequeño en comparación con la fuerza axial debida a cargas permanentes y no es determinante para llevar a cabo las dos combinaciones, esto es, la combinación con la fuerza axial por sismo sumada y la combinación con la fuerza axial por sismo restada. De esta manera tenemos las siguientes combinaciones:

Combinación 1 100% SL + 30% ST

$$\begin{array}{ll} M_{\text{long.}} = M_y = 100\% M_{d_{\text{long.}}} = 22070 \text{ t-m} & M_y = 216507 \text{ kN-m} \\ M_{\text{transv.}} = M_x = 30\% M_{d_{\text{transv.}}} = 6072 \text{ t-m} & M_x = 59566 \text{ kN-m} \\ P_d = P_T + P_{\text{long.}} = 9532\text{t} + 265\text{t} = 9797\text{t} & P_d = 96109 \text{ kN} \end{array}$$

Combinación 2 30% SL + 100% ST

$$\begin{array}{ll} M_{\text{long.}} = M_y = 30\% M_{d_{\text{long.}}} = 6621 \text{ t-m} & M_y = 64952 \text{ kN-m} \\ M_{\text{transv.}} = M_x = 100\% M_{d_{\text{transv.}}} = 20240 \text{ t-m} & M_x = 198554 \text{ kN-m} \\ P_d = P_T + P_{\text{transv.}} = 9532\text{t} + 198\text{t} = 9730\text{t} & P_d = 95451 \text{ kN} \end{array}$$

La sección de la columna en el arranque tiene las siguientes características:

$$\text{Área total de concreto } A_t = 199610 \text{ cm}^2; \text{ concreto } f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2 = 29.43 \text{ MPa}$$

Se propone un armado con 2 varillas del 8C, cada una adosada a los paños de las paredes de la columna con un recubrimiento de 12.5cm, repartidas a cada 15cm en las esquinas de la columna y a cada 30cm en la parte central de las paredes de la misma; además, para el diafragma central se proponen 2 varillas del 8C, cada una adosada a los paños de las paredes del diafragma con un recubrimiento de 10cm, y distribuidas a cada 20cm en toda su longitud. Se tiene un total de 506 varillas del 8C que suman un área de acero de

$A_s = 2565.4\text{cm}^2$, la que representa un porcentaje de acero de $p = 1.28\%$. Esta distribución se muestra en la figura 4.17, donde también se puede apreciar la colocación del estriado general y el parcial que, en el arranque de la pila, tiene un paso de 10cm.

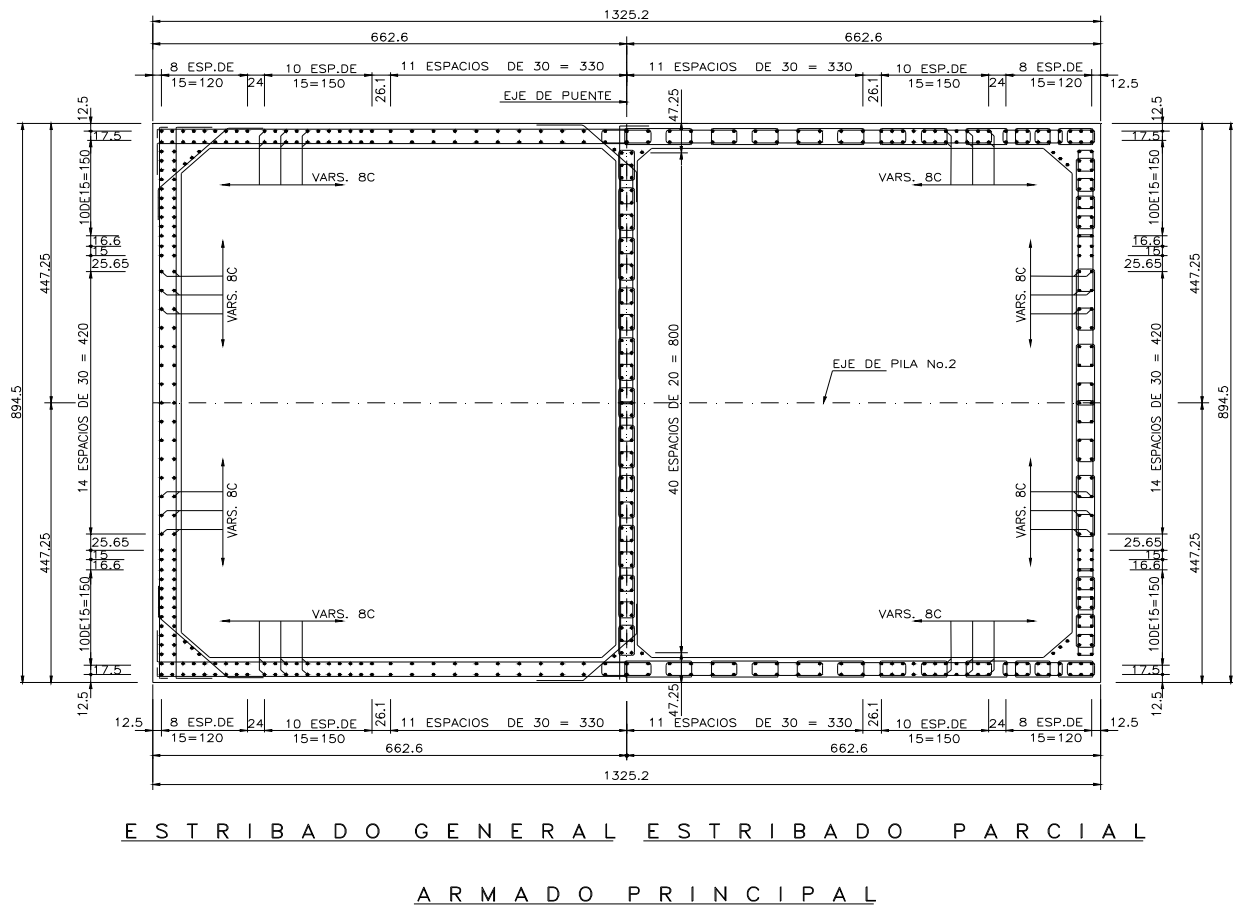


Figura 4.17. Armado en la sección del arranque de la pila No. 2.

El diagrama de interacción de la columna para cada una de las combinaciones descritas, en flexocompresión biaxial con el sismo 100% en una dirección y 30% en otra, en las direcciones de análisis longitudinal “Y” y transversal “X” se muestra en las figuras 4.18 y 4.19, respectivamente. Se puede apreciar en cual zona del diagrama de interacción de la columna idealizada se encuentran las solicitaciones. Se observa que los resultados de ambas combinaciones están dentro del diagrama y por lo tanto se puede afirmar que el refuerzo propuesto es adecuado para resistir el sismo de diseño.

4.3.3. Diseño de la zapata.

Para el diseño de la zapata se usarán los elementos mecánicos en el arranque de la columna de la pila No. 2. Estos deben ser afectados por su respectivo factor de ductilidad, que para las cimentaciones es de $Q = 1$. Así, los momentos de diseño para las dos direcciones son:

$$Md_{long.} = M_{long.} / Q = 66210 \text{ t-m} / 1 = 66210 \text{ t-m}$$

$$Md_{transv.} = M_{transv.} / Q = 60721 \text{ t-m} / 1 = 60721 \text{ t-m}$$

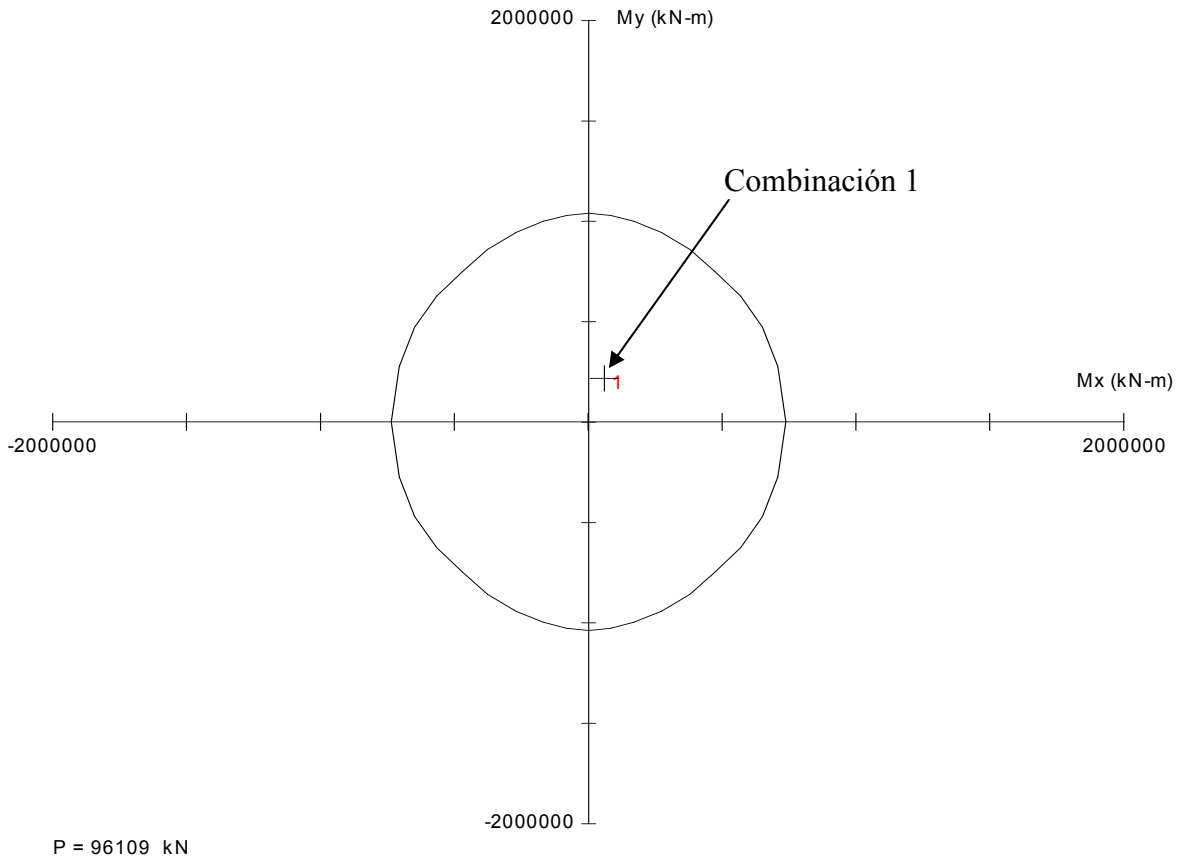


Figura 4.18. Diagrama de interacción de la columna para la combinación 1

Ahora bien la fuerza axial producida por todas las cargas permanentes que tiene el puente hasta el arranque de la columna es de $P_T = 9532t$. A esta solo falta sumarle el peso del relleno dentro de la columna sobre la zapata y el peso de la zapata, la cual tiene las dimensiones en planta y elevación que se pueden ver en la figura 4.20.

El peso de la zapata es de:

$$P_{ZAP} = A_L \times L \times \gamma_c = (69.869m^2)(20.252m)(2.4t/m^3) = 3396t$$

Y el peso del relleno que se encuentra dentro de la columna, que tiene una altura de 15m, es:

$$P_{RELL} = A_{COL} \times H \times \gamma_{rell} = (93.6m^2)(15m)(1.6t/m^3) = 2246t$$

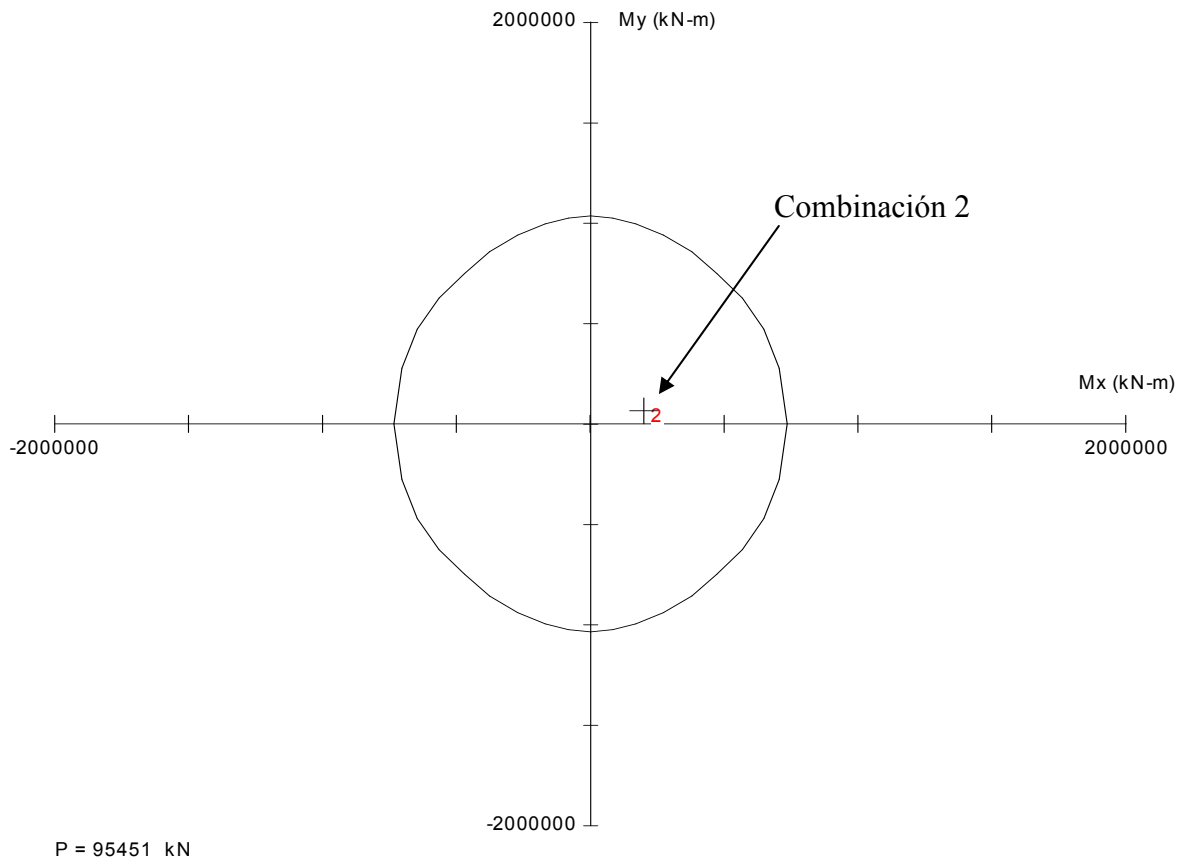


Figura 4.19. Diagrama de interacción de la columna para la combinación 2

La revisión del diseño de la zapata en el sentido longitudinal se realizará con los siguientes elementos mecánicos:

$$M_{d_{long.}} = 66210 \text{ t-m}$$

$$P_{long.} = 9532t + 265t + 3396t + 2246t = 15439t$$

El momento de inercia de la zapata en esa dirección será:

$$I = bh^3/12 = (20.252\text{m})(15.945\text{m})^3 / 12 = 6841.6\text{m}^4$$

y el módulo de sección en esa dirección será:

$$S = I / y = 6841.6\text{m}^4 / (15.945\text{m}/2) = 858.2\text{m}^3$$

El área en planta de la zapata es:

$$A = bh = (20.252\text{m})(15.945\text{m}) = 322.9\text{m}^2$$

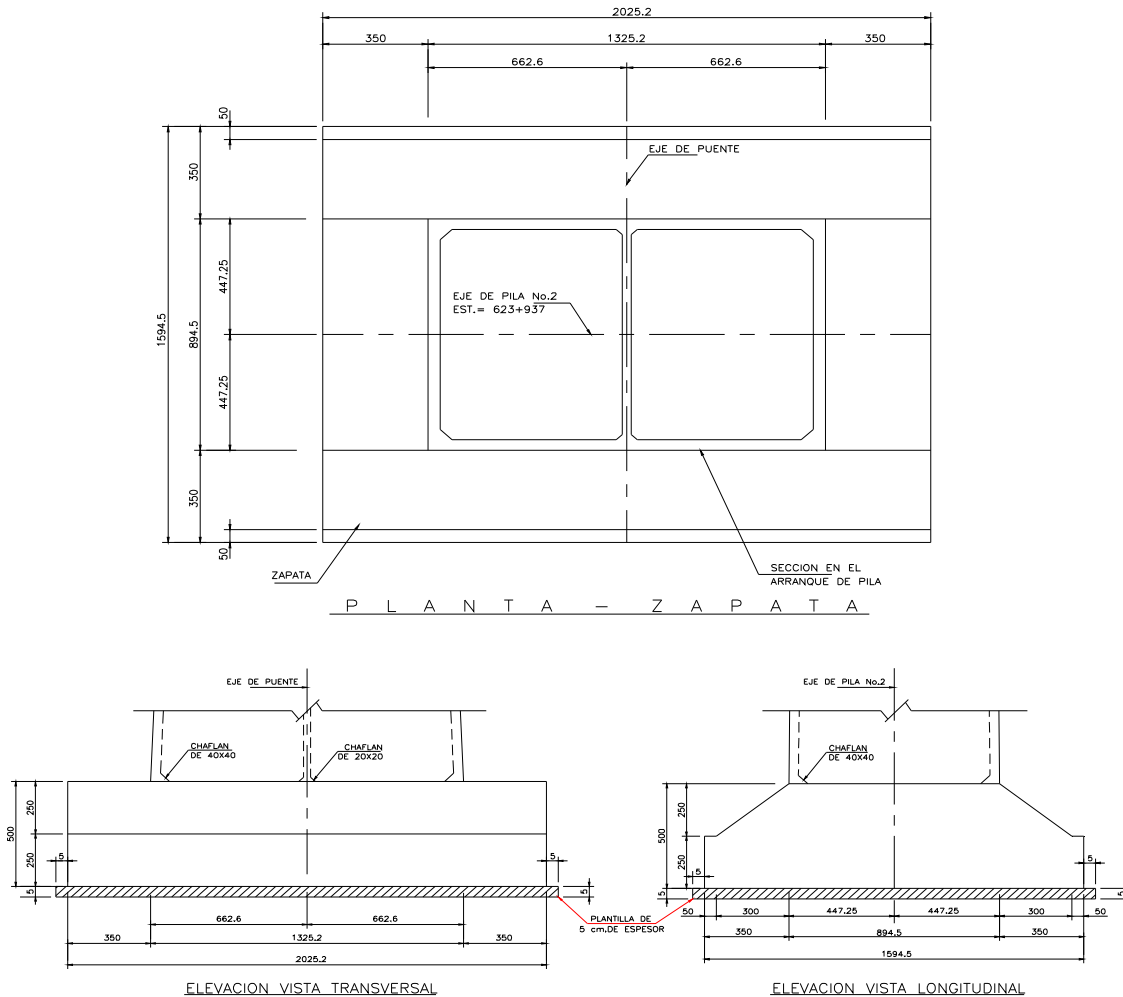


Figura 4.20. Geometría en planta y en elevación de la zapata de la Pila No. 2

Así entonces, el esfuerzo en el terreno por el sismo en dirección longitudinal es:

$$\sigma = -(P/A) \pm (M/S)$$

$$\sigma_1 = -(P/A) - (M/S) = -(15439t / 322.9m^2) - (66210t\cdot m / 858.2m^3) = -125.0 t/m^2$$

$$\sigma_2 = -(P/A) + (M/S) = -(15439t / 322.9m^2) + (66210t\cdot m / 858.2m^3) = 29.3 t/m^2$$

Revisando la fracción de la base de la zapata que apoya tenemos:

$$a = 3 [(B/2) - e] = 3 [(15.945m / 2) - (66210t\cdot m / 15439t)] = 11.1m > 50\% B$$

Como apoya más del 50% de la base de la zapata en esa dirección, decimos que los esfuerzos son aceptables. Para proponer el refuerzo longitudinal de la zapata, esta se idealizará como una viga de 1m de ancho en la parte central de la zapata, y se considerará una carga triangular con los esfuerzos calculados. Esta viga tendrá una longitud igual al

ancho de la zapata en el sentido longitudinal y estará apoyada en las paredes de la columna como se muestra en la figura 4.21.

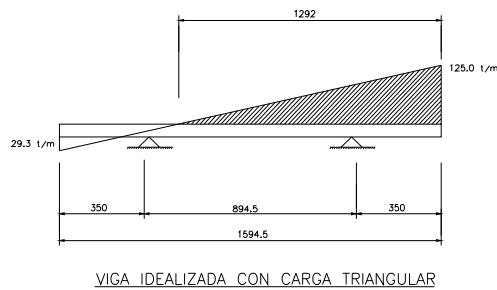
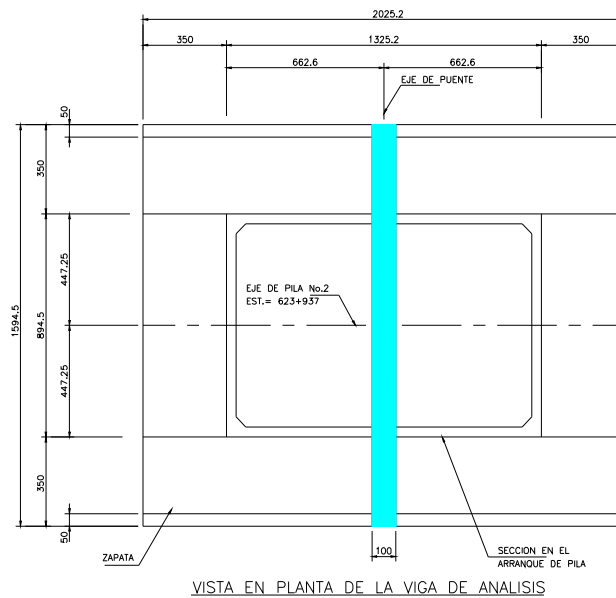


Figura 4.21. Viga idealizada para el análisis longitudinal de la zapata

Elaborando un modelo de esta viga con esa carga se obtienen los momentos flexionantes en la zapata en el sentido longitudinal. Los resultados de este análisis son los siguientes:

$$M(-) = 694 \text{ t-m}$$

$$M(+) = 126 \text{ t-m}$$

$$V = 376 \text{ t}$$

Con estos elementos mecánicos se calculará el refuerzo para cada una de las parrillas de la zapata, con la siguiente expresión:

$$A_s = M_u / F_y \phi d$$

donde:

A_s : área de acero en cm^2

Mu: momento último de diseño en kg-m

Fy: esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

ϕ : factor de reducción de resistencia, $\phi = 0.9$

d: peralte efectivo, $d = 487 \text{ cm}$

Dado que el factor de carga es de $FC = 1$ para la combinación de CM+SIS, los momentos obtenidos del modelo son los momentos últimos de diseño. De esta manera, se tiene que para la parrilla inferior de la zapata, el momento negativo y el área de acero para esta parrilla serán:

$$A_{S_{nec}} = Mu / F_y \phi d = (694 \times 10^5 \text{ kg-cm}) / [(4200 \text{ kg/cm}^2)(0.9)(487 \text{ cm})] = 38.4 \text{ cm}^2$$

Calculando el área de acero mínima a tensión tenemos:

$$A_{S_{min}} = (14/F_y) b d = (14/4200 \text{ kg/cm}^2)(100 \text{ cm})(487 \text{ cm}) = 162 \text{ cm}^2$$

Como

$$A_{S_{nec}} = 38.4 \text{ cm}^2 < A_{S_{min}} = 162 \text{ cm}^2$$

se colocará el acero mínimo a flexión. Proponiendo varillas de 10C con un $a_s = 7.92 \text{ cm}^2$, se necesitan 20 varillas, es decir, paquetes de 2 varillas del 10C a cada 10cm en toda la parrilla inferior en el sentido longitudinal de la zapata.

Ahora bien, para la parrilla superior tenemos que el momento es casi despreciable por lo que se colocará solamente el acero por temperatura en esta parrilla, este acero es:

$$A_{S_{temp}} = 0.0025 b d = (0.0025)(100 \text{ cm})(487 \text{ cm}) = 122 \text{ cm}^2$$

Si se proponen varillas de 10C con un $a_s = 7.92 \text{ cm}^2$, se necesitan 16 varillas, es decir, paquetes de 2 varillas del 10C a cada 13cm en toda la parrilla superior en el sentido longitudinal de la zapata.

Para la revisión por cortante se tiene que la zapata es de concreto con un $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, y el cortante resistente por el concreto es:

$$V_{CR} = 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.53 \sqrt{250 \text{ kg/cm}^2} (100)(487) = 408108 \text{ kg} = 408 \text{ t}$$

Como tenemos que $V_u = 376 \text{ t} < V_{CR} = 408 \text{ t}$, no es necesario refuerzo por cortante.

Para terminar el diseño de la zapata solo resta hacer el análisis de la misma en el sentido transversal para lo cual tenemos los siguientes elementos mecánicos:

$$M_{d_{transv.}} = 60721 \text{ t-m}$$

$$P_{transv.} = 9532 \text{ t} + 198 \text{ t} + 3396 \text{ t} + 2246 \text{ t} = 15372 \text{ t}$$

El momento de inercia de la zapata en esta dirección será:

$$I = bh^3/12 = (15.945m)(20.252m)^3 / 12 = 11036.9m^4$$

y el módulo de sección en esa dirección será:

$$S = I / y = 11036.9m^4 / (20.252m/2) = 1090m^3$$

El área en planta de la zapata es:

$$A = bh = (20.252m)(15.945m) = 322.9m^2$$

Así entonces, el esfuerzo en el terreno por el sismo en dirección transversal es:

$$\sigma = -(P/A) \pm (M/S)$$

$$\sigma_1 = -(P/A) - (M/S) = -(15372t / 322.9m^2) - (60721t\cdot m / 1090m^3) = -103.3 t/m^2$$

$$\sigma_2 = -(P/A) + (M/S) = -(15372t / 322.9m^2) + (60721t\cdot m / 1090m^3) = 8.1 t/m^2$$

Revisando la fracción de la base de la zapata que apoya tenemos:

$$a = 3 [(B/2) - e] = 3 [(20.252m / 2) - (60721t\cdot m / 15372t)] = 18.5m > 50\% B$$

Como apoya más del 50% de la base de la zapata en esa dirección, decimos que los esfuerzos son aceptables. Para proponer el refuerzo transversal de la zapata, esta se idealizará como una viga de 1m de ancho en la parte central de la zapata, y se considerará una carga triangular con los esfuerzos calculados. Esta viga tendrá una longitud igual al ancho de la zapata en el sentido transversal y estará apoyada en las paredes de la columna como se muestra en la figura 4.22.

Elaborando un modelo de esta viga con esa carga se obtienen los momentos flexionantes en la zapata en el sentido transversal. Los resultados de este análisis son los siguientes:

$$M(-) = 596 t\cdot m$$

$$M(+) = 817 t\cdot m$$

$$V = 406t$$

Con estos elementos mecánicos se calculará el refuerzo para cada una de las parrillas de la zapata, con la siguiente expresión:

$$A_s = M_u / F_y \phi d$$

donde:

A_s : área de acero en cm^2

M_u : momento último de diseño en $kg\cdot m$

F_y : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, $F_y = 4200\text{kg/cm}^2$
 ϕ : factor de reducción de resistencia, $\phi = 0.9$
 d : peralte efectivo, $d = 487\text{cm}$

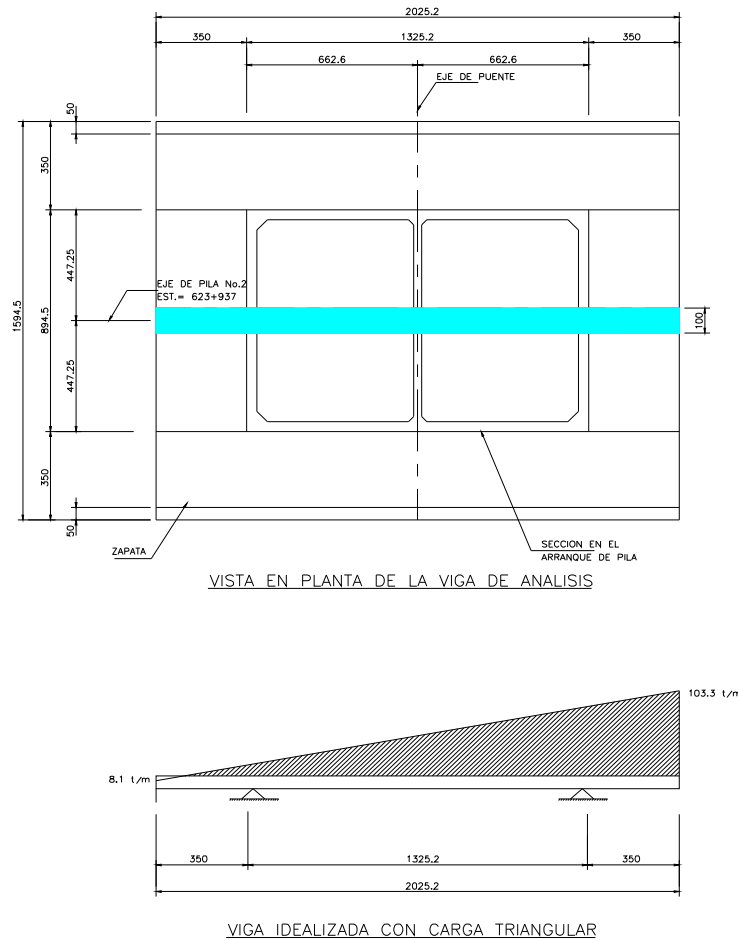


Figura 4.22. Viga idealizada para el análisis transversal de la zapata

Dado que el factor de carga es de $FC = 1$ para la combinación de CM+SIS, los momentos obtenidos del modelo son los momentos últimos de diseño. De esta manera se tiene que para la parrilla inferior de la zapata el momento negativo y el área de acero para esta parrilla serán:

$$A_{s_{nec}} = M_u / F_y \phi d = (596 \times 10^5 \text{kg-cm}) / [(4200 \text{kg/cm}^2)(0.9)(487 \text{cm})] = 32.3 \text{cm}^2$$

Calculando el área de acero mínima a tensión tenemos:

$$A_{s_{min}} = (14/F_y) b d = (14/4200 \text{kg/cm}^2)(100 \text{cm})(487 \text{cm}) = 162 \text{cm}^2$$

Como

$$A_{S_{nec}} = 32.3\text{cm}^2 < A_{S_{min}} = 162\text{cm}^2$$

se colocará el acero mínimo a flexión, y proponiendo varillas de 10C con un $a_s = 7.92\text{cm}^2$, se necesitan 20 varillas, es decir, paquetes de 2 varillas del 10C a cada 10cm en toda la parrilla inferior en el sentido transversal de la zapata.

Ahora bien, para la parrilla superior tenemos:

$$A_{S_{nec}} = M_u / F_y \phi d = (817 \times 10^5 \text{kg-cm}) / [(4200 \text{kg/cm}^2)(0.9)(487 \text{cm})] = 44.4\text{cm}^2$$

Calculando el área de acero mínima a tensión tenemos:

$$A_{S_{min}} = (14/F_y) b d = (14/4200 \text{kg/cm}^2)(100 \text{cm})(487 \text{cm}) = 162\text{cm}^2$$

Como

$$A_{S_{nec}} = 44.4\text{cm}^2 < A_{S_{min}} = 162\text{cm}^2$$

se colocará el acero mínimo a flexión. Proponiendo varillas de 10C con un $a_s = 7.92\text{cm}^2$, se tiene que se necesitan 20 varillas, es decir, paquetes de 2 varillas del 10C a cada 10cm en toda la parrilla superior en el sentido transversal de la zapata.

Para la revisión del cortante tenemos que la zapata es de concreto con un $f'_c = 250 \text{kg/cm}^2$, y el cortante resistente por el concreto es:

$$V_{CR} = 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.53 \sqrt{250 \text{kg/cm}^2} (100)(487) = 408108 \text{kg} = 408 \text{t}$$

Como tenemos que $V_u = 406 \text{t} < V_{CR} = 408 \text{t}$, no es necesario refuerzo por cortante.

De esta manera se llevó a cabo el diseño de la columna y la zapata para uno de los ejes del puente. Debido a que los elementos mecánicos en las pilas, y las secciones de las columnas y las zapatas son muy similares, bastará con decir que para el diseño del otro eje se hace exactamente lo mismo, y los resultados son casi idénticos entre ambas pilas. Es así que con haber detallado el diseño del cuerpo de la columna y la zapata de la pila No. 2 damos por terminado el análisis y diseño de la subestructura y cimentación del puente acostillado.

Por último cabe señalar que el diseño de los estribos no se llevará a cabo, ya que estos no son determinantes para el comportamiento ni de la superestructura ni de la subestructura de los puentes, y su función solo se limita a dar apoyo a los tableros en ambos puentes. Es por esta razón que su diseño no es de importancia para este trabajo y se omitirá.

4.4. Análisis estructural del puente de cajón de acero.

Después de conocer las características estructurales del puente con la alternativa de acero se procedió a la elaboración del modelo matemático para llevar a cabo el análisis estructural

del puente. Dicho análisis se realizó con el programa de análisis estructural SAP2000 por sus siglas en inglés (Structural Analysis Program) versión 9.0.3.

Para elaborar el modelo matemático se tienen que tomar en cuenta varios puntos que son de suma importancia para un buen modelado. Primeramente se tiene que hacer el dibujo de la geometría de la estructura que se va a modelar, en este caso el puente de acero; esta geometría debe contener cada uno de los elementos del puente con sus longitudes correspondientes, todo esto en forma tridimensional.

Una vez que se tiene la geometría de la estructura se procede a asignar las propiedades que tendrá cada una de las barras del modelo, esto es, la sección transversal que tendrá cada una de las barras que simulan los elementos. Dichas secciones obedecen con las que se han sugerido en el anteproyecto o con las secciones finales de la estructura si es que estas ya son conocidas. Para este puente se tiene que las secciones finales son once y van variando los espesores de sus placas inferior y superior, así como el espesor de la placa de alma. En la tabla 4.3 se presentan las propiedades geométricas de cada una de las secciones, así como sus espesores de las placas principales y en qué dovelas se tiene cada una de ellas.

Para las secciones de las columnas del puente se utilizaron secciones variables, ya que la columna es de sección variable en los dos sentidos, el longitudinal y el transversal. Así entonces se define el número de secciones en las que se va a dividir el elemento que representa a cada una de las columnas. Para este caso se tomaron secciones a cada 10m aproximadamente, y de esta manera se tiene la sección inicial y a sección final de cada uno de los elementos/barras de la columna.

Una vez asignadas las secciones de las barras procedemos a asignar las cargas que van a actuar sobre el puente, que nos son otras más que la de la carpeta asfáltica considerada de 12cm para el diseño y que representa una carga uniformemente distribuida de 3.96t/m; la de las guarniciones las cuales pesan 0.56t/m cada una y una carga muerta que se considera debido a los atiesadores y placas de elementos secundarios de las dovelas que no están incluidas dentro de las secciones tomadas en cuenta con el peso propio. La carga de atiesadores se toma, para fines prácticos, como el 8% del peso promedio de la dovela. La carga muerta del peso propio de las secciones se tiene en cuenta cuando se indica al programa de análisis que considere un factor de uno para el peso propio de la estructura.

Adicionalmente se asignan las cargas vivas, que para este tipo de carretera es el camión más pesado que circula, esto es, el T3-S2-R4 de 72.5t y se considera en cuatro bandas de circulación tomando el factor por reducción de carriles recomendado por AASHTO de 0.75 y un factor de impacto que para un claro de 171m es de 7.3%. Se estudiarán dos casos de carga viva, uno para el máximo momento positivo, que consiste en colocar los camiones en las cuatro bandas de circulación al centro del claro y el otro caso que tomará en cuenta el máximo momento negativo, y que consiste en colocar camiones separados longitudinalmente unos detrás de los otros en las cuatro bandas de circulación, para que así queden cargados dos claros contiguos y se produzca el máximo momento negativo.

Tabla 4.3. Propiedades geométricas y espesores de placas principales de las dovelas

SECCION	DOVELA	PLACAS PRINCIPALES			AREA	Ix	Y _{INF}	Y _{SUP}
		SUPERIOR	ALMA	INFERIOR				
SECCION I	D-8	1/2"	1"	2 1/2"	1.562	8.9781	3.2908	2.2092
SECCION II	4m D-7,D-9	1"	1"	2"	1.292	7.3261	3.1539	2.3461
SECCION III	8m D-7,D-9	1"	1"	1 1/2"	1.219	6.5758	3.3400	2.1600
SECCION IV	4m D-10	3/4"	7/8"	1"	1.010	5.2523	3.4015	2.0985
SECCION V	8m D-10	3/4"	7/8"	3/4"	0.972	4.8147	3.5295	1.9705
SECCION VI	D-3,D-4	1/2"	7/8"	3/4"	0.873	4.4292	3.3183	2.1817
SECCION VII	D-13,14,15,16	1/2"	3/4"	5/8"	0.818	4.1184	3.4187	2.0813
SECCION VIII	D-1,2,11,12	1/2"	3/4"	3/4"	0.835	4.3198	3.3459	2.1541
SECCION IX	4m D-6	3/4"	1"	1"	1.048	5.3613	3.3772	2.1228
SECCION X	8m D-6	3/4"	1"	3/4"	1.011	4.9360	3.4982	2.0018
SECCION XI	D-5	1/2"	1"	3/4"	0.913	4.5399	3.2928	2.2072

El área de las secciones se da en m², el momento de inercia en m⁴ y las distancias centroidales en m

Otro aspecto importante en el modelado de estas estructuras es la correcta definición de las condiciones de apoyo, ya que si alguna de estas no llegara a estar de manera correcta, se pueden obtener comportamientos diferentes del real y que pueden llevarnos a un análisis con deficiencias que se reflejen en un diseño equivocado. Para este puente tenemos apoyos de la subestructura y apoyos de la superestructura. Los primeros son los apoyos de las columnas del puente los cuales, por ser la columna cimentada por superficie mediante una zapata, se presumen con un empotramiento de la columna a nivel de la zapata.

Los apoyos de la superestructura son dos: los extremos que son los apoyos del cajón de acero sobre los estribos y los apoyos intermedios, necesarios para que el cajón apoye sobre los cabezales de las pilas. Por lo que respecta a los apoyos sobre los estribos y puesto que el estribo es un elemento que no afectará el comportamiento estructural del puente, este se calcula aparte y no se modela con el puente completo; es por esto que solo se modela el apoyo del cajón sobre el estribo. Este tipo de apoyo no tiene restricciones en el sentido longitudinal, debido a que se tendrán juntas de dilatación en los estribos, pero sí tiene restricciones verticales y transversales, esas últimas debido a la colocación de topes sísmicos o, si el apoyo es tipo Tetrón como es el caso, este debe tener esa capacidad al desplazamiento transversal.

Las restricciones de los giros de los apoyos sobre los estribos también son de suma importancia, ya que si no se liberan ciertos giros podría impedirse algún tipo de movimiento en la estructura que modificará su comportamiento alejándolo del real o esperado. Para este caso, los giros que permiten la flexión de los elementos sobre el eje transversal, deben ser permitidos. Los giros sobre el eje longitudinal deben ser impedidos, ya que el cajón no debe permitir la libre torsión; y los giros sobre el eje vertical deben ser

también permitidos, lo que permitirá a su vez que las columnas tengan su desplazamiento real en el sentido transversal.

Por lo que respecta a los apoyos del cajón sobre el cabezal de la pila es más fácil su correcta definición, puesto que básicamente este será un nodo libre en todos los sentidos, ya que el puente es continuo en la superestructura y además se está modelando también el remate y el cuerpo de la columna. La única consideración que se debe tomar aquí es desligar a la columna de tomar flexiones debidas a la superestructura; se debe recordar que el apoyo real del cajón sobre la pila será un apoyo tipo Tetrón que será capaz de contener a la superestructura para impedir su desplazamiento tanto vertical como transversal y longitudinal, sin embargo éste no permitirá que la estructura gire en el sentido transversal para que ocurran las flexiones sobre la superestructura solamente y así no se pasen flexiones a la pila por cargas permanentes.

Para el análisis sísmico de la estructura se utilizó un espectro especial, que obedece a un estudio de sitio que se hizo para la construcción del puente Texcapa. Hay que recordar que este puente se calculará para las mismas condiciones del Texcapa, ya que solo de esta manera se podrá llevar a cabo una comparación más correcta de ambas estructuras. El espectro de diseño sísmico tiene en la meseta un coeficiente de $c=0.36$ y el intervalo de periodos para esa meseta es de $T_a=0.1s$ y $T_b=0.3s$; la ordenada al origen es de $a_0=0.135$. La figura 4.23 muestra una grafica del espectro sísmico de diseño del puente Texcapa y que fue utilizado para ambos puentes.

4.4.1. Análisis de la estructura en etapa de construcción.

Para llevar a cabo este análisis se identificaron cada una de las etapas de empujado, ya sea cuando el tren de dovelas está librando el claro extremo o pasando por encima del estribo, y cuando el tren de dovelas está librando el claro central, esto es cuando pasa por encima de alguna de las pilas.

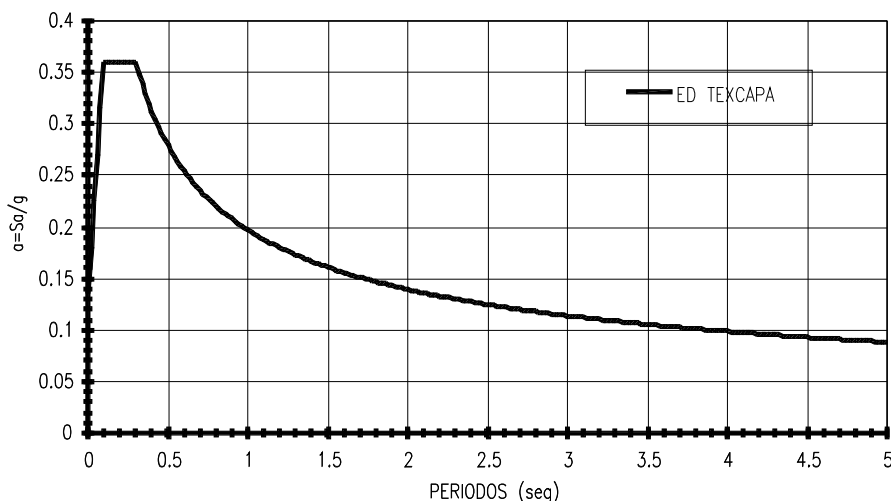


Figura 4.23. Espectro sísmico de diseño para ambos puentes.

Las etapas para la fase de empujado sobre el estribo son siete, cada una de ellas obedece a tener el máximo volado para cada una de las secciones del tren de dovelas. La primera etapa es cuando pasa por el eje del estribo la dovela D-2 y se tiene el momento máximo para la sección VIII. La segunda etapa es cuando pasa por el eje del estribo la dovela D-4 y se tiene el momento máximo para la sección VI. La tercera etapa es cuando pasa por el eje del estribo la dovela D-5 y se tiene el momento máximo para la sección XI. La cuarta etapa es cuando pasa por el eje del estribo la dovela D-6 y se tiene el momento máximo para las secciones IX y X.

La quinta etapa es cuando pasa por el eje del estribo la dovela D-7 y se tiene el momento máximo para las secciones II y III. La sexta etapa es cuando pasa por el eje del estribo la dovela D-8 y se tiene el momento máximo para la sección I. Finalmente, la séptima etapa es cuando pasa por el eje del estribo la dovela D-9 y se tiene el momento máximo para la sección II. En esta etapa se tiene que la punta de la dovela D-1 está tocando la corona de la pila y se tiene el máximo volado del tren de dovelas. La figura 4.24 muestra el avance del tren de dovelas en cada una de las etapas de la fase de empujado sobre el estribo.

Un aspecto importante a tomar en cuenta durante el análisis de los diferentes volados de la superestructura es el mantener en la retaguardia, en el patio de empujado, un número tal de dovelas que mantenga un factor de seguridad mínimo de 1.5 con respecto al volado que se tiene, es decir que si en el volado se tiene, por ejemplo, dos dovelas, en la retaguardia deben tenerse al menos tres dovelas para mantener dicho factor. Si en la retaguardia no se tuvieran las dovelas necesarias para mantener ese factor, entonces se procede a colocar un contrapeso sobre las dovelas finales y así garantizar la estabilidad del voladizo.

Se realizó un modelo matemático de cada una de las etapas de empujado para así poder conocer los diferentes elementos mecánicos en las secciones y conocer las deflexiones máximas en cada etapa. En estos modelos solo se considero la carga del peso propio del cajón de acero con sus atiesadores, diafragmas y marcos, ya que la colocación de las cargas de servicio, es decir, la carpeta asfáltica y las guarniciones, se lleva a cabo cuando el puente ya se encuentra cerrado.

En los modelos de estas etapas es conveniente colocar solamente apoyos en las dovelas extremas o las finales que están en el patio de empujado, ya que las que se encuentran inmediatas al estribo del lado del patio tendrán una tendencia a levantarse por la influencia del volado y si se colocaran apoyos verticales ahí se tendrían reacciones inversas y se podría interferir con el comportamiento real del volado; recordemos que solamente el peso de las dovelas es el que aporta estabilidad al volado.

Para la fase de empujado en la cual el tren de dovelas está librando el claro central también se lleva a cabo el análisis de secciones y volados máximos para cuando se está pasando por encima de la pila. Adicionalmente se tienen que revisar también, los momentos positivos que aparecen en las secciones de las dovelas del claro extremo. Así pues, las etapas para esta fase de empujado son seis, esto es desde que se alcanza la corona de la pila con la dovela D-1, hasta que se alcanza el centro del claro central con esa misma.

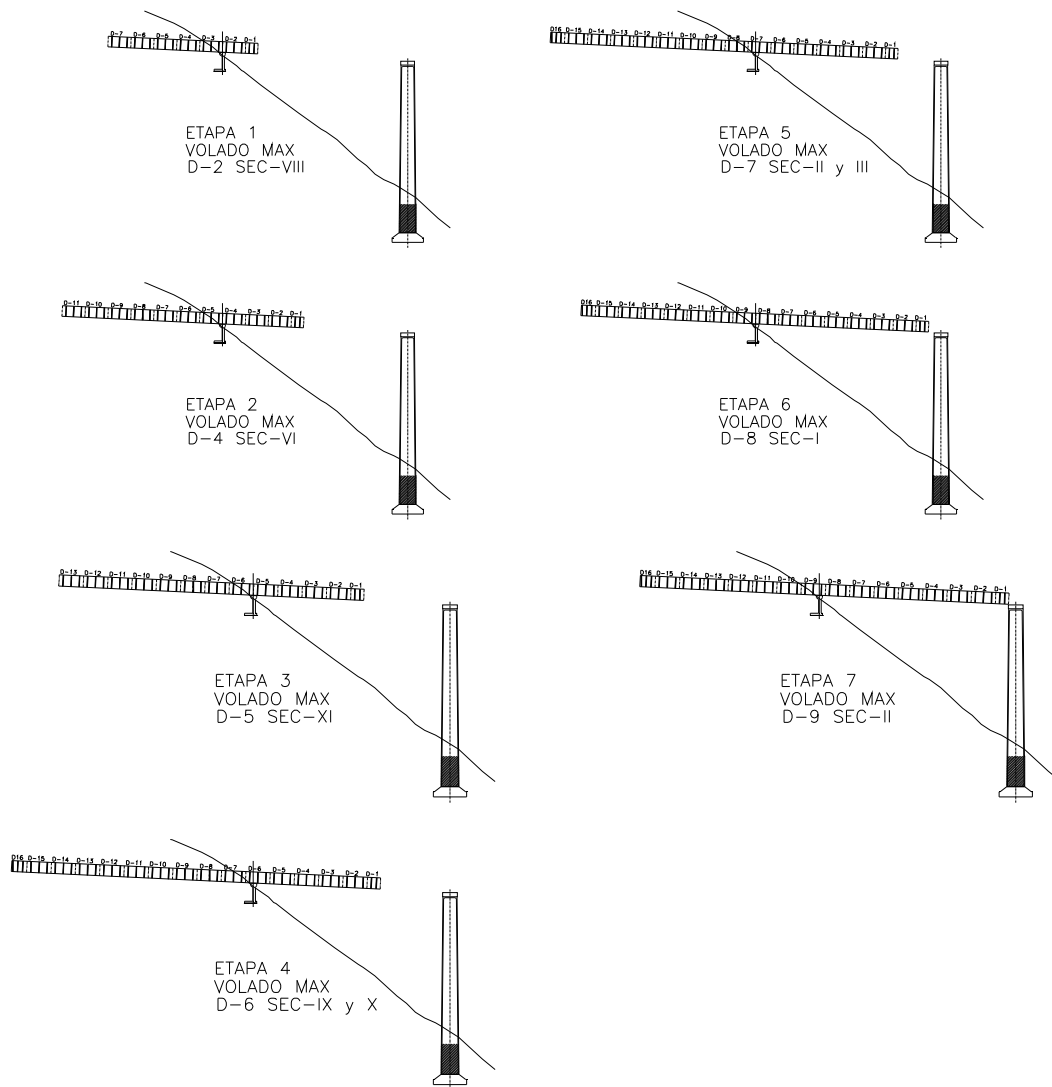


Figura 4.24. Etapas de la fase de empujado sobre el estribo.

La primera etapa es cuando pasa por el eje de la pila la dovela D-2 y se tiene el momento máximo para la sección VIII. La segunda etapa es cuando pasa por el eje de la pila la dovela D-4 y se tiene el momento máximo para la sección VI. La tercera etapa es cuando pasa por el eje de la pila la dovela D-5 y se tiene el momento máximo para la sección XI. La cuarta etapa es cuando pasa por el eje de la pila la dovela D-6 y se tiene el momento máximo para las secciones IX y X. La quinta etapa es cuando pasa por el eje de la pila la dovela D-7 y se tiene el momento máximo para las secciones II y III. Y finalmente la sexta etapa es cuando pasa por el eje de la pila la dovela D-8 y se tiene el momento máximo para la sección I.

En la última etapa se alcanza el volado máximo para el claro central. Cuando se empujan los trenes de dovelas de los dos lados del puente se tiene una revisión más del volado para cuando se construye la dovela de cierre. Para esa etapa de cierre se elabora un modelo en el cual se coloca una fuerza aplicada en el extremo del volado, la que incluye el peso de la

dovela de cierre más el peso de los equipos necesarios así como del personal que trabajará en la construcción de dicha dovela.

Las cargas utilizadas en la elaboración de los modelos de las seis etapas del empujado de esta fase son las mismas que se utilizaron en los anteriores modelos, es decir, el peso propio del cajón de acero así como el peso de los atiesadores, diafragmas y marcos. La figura 4.25 muestra el avance del tren de dovelas en cada una de las etapas de la fase de empujado sobre la pila.

4.4.2. Análisis para puente en etapa de servicio.

El análisis estructural del puente en la etapa de servicio es diferente en comportamiento, ya que esta etapa se da justo después de que se cierran los trenes de dovelas de ambos lados por medio de la dovela de cierre, y entonces la estructura es totalmente continua y se apoyará de manera fija en las dos pilas y con apoyos móviles en los estribos.

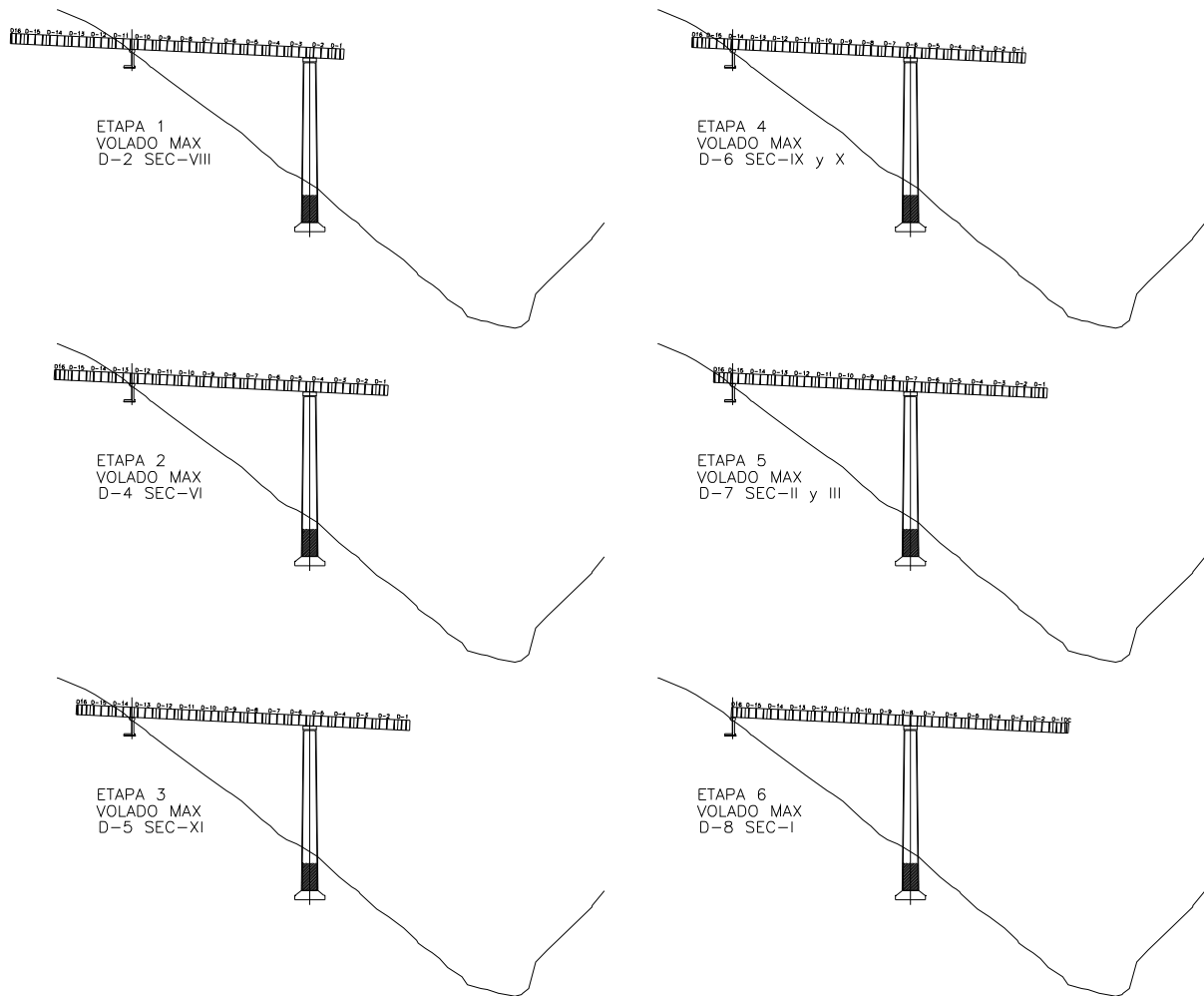


Figura 4.25. Etapas de la fase de empujado sobre la pila.

Cuando el puente está cerrado completamente se procede a colocar las cargas de servicio, esto es, las guarniciones y los parapetos, así como la carpeta asfáltica que servirá de superficie de rodamiento. El espesor de diseño para esta carpeta es de 12cm, ya que se debe tomar en cuenta posibles rencarpetamientos. Este espesor representa un carga uniformemente distribuida de $3.96^t/m$. La guarnición que se colocó en este puente es la utilizada en los proyectos tipo de ancho de 50cm, cada guarnición pesa $0.56^t/m$, y tenemos que por las dos guarniciones la carga es de $1.12^t/m$. De esta manera las carga muerta de servicio (CMS) que se asignó en el modelo en esta etapa es de $5.08^t/m$.

Una vez asignadas las cargas muertas de servicio, también se adicionan las cargas vivas. Esto es, los cuatro carriles de circulación con camiones T3-S2-R4 con el correspondiente factor de reducción de carriles de 0.75 y el factor de impacto de 7.3%. Con este modelo se lleva a cabo el análisis sísmico por lo que se introduce el espectro de diseño sísmico del lugar. En la figura 4.26 se puede ver un croquis del puente cerrado en la etapa de servicio.

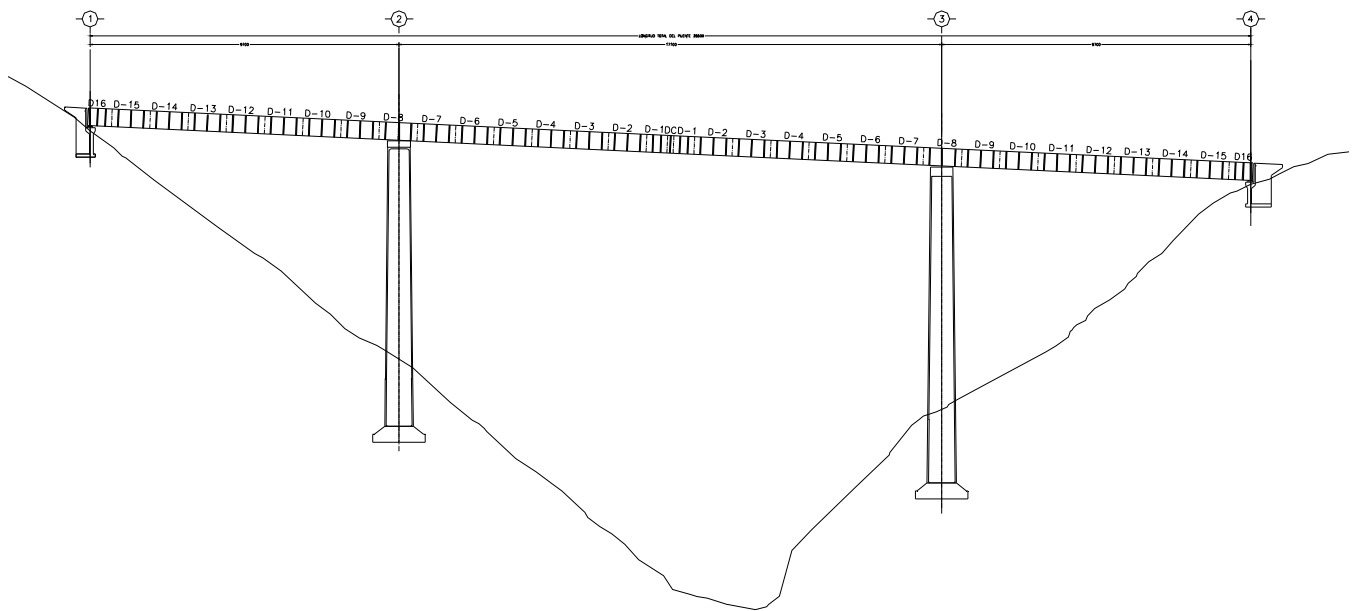


Figura 4.26. Puente de la alternativa de acero en etapa de servicio.

4.5. Diseño del puente de cajón de acero.

4.5.1. Diseño de la superestructura.

Se llevó a cabo el diseño de cada una de las secciones que comprenden este puente, esto es, se revisó qué momento flexionante máximo tiene cada una de las dovelas. Se revisó cuál momento flexionante es el mayor para las dos etapas de empujado, así como para la etapa de servicio y se extrajeron los momentos máximos positivos y negativos para cada sección.

El proceso anterior se ejemplificará con la dovela D-8, la cual tiene el tipo de sección 1. Se revisará primero la etapa No.6 de la fase del empujado sobre estribo, ya que ahí es donde se

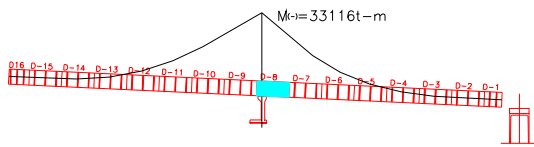
tiene un momento negativo importante en esa sección. Después, se revisará la última etapa de la fase del empujado sobre pila, ya que ahí también se tiene un momento negativo importante en esa sección; además también se tiene que revisar la etapa de empujado en la cual esta sección está sometida a un momento positivo, esto es, cuando se encuentra a la mitad del claro entre el estribo y la pila, lo que sucede en la etapa 2 de la fase de empujado sobre pila. Finalmente, se tiene que revisar también cuál será el momento negativo en la etapa de servicio, esto es, ya cuando el puente se encuentra cerrado y circulan sobre el mismo las cargas vivas de diseño.

Así pues, para la etapa No.6 de la fase del empujado sobre estribo, se tiene para la dovela D-8 un momento flexionante negativo de $M(-)=33116t\cdot m$, después, para la última etapa de la fase del empujado sobre la pila, se tiene para la misma dovela D-8 un momento flexionante negativo de $M(-)=28524t\cdot m$, y para la etapa 2 de la fase de empujado sobre pila se tiene un momento flexionante positivo de $M(+)=5719t\cdot m$. Finalmente, revisando la etapa de servicio, se tiene que para la dovela D-8, que es la dovela sobre pila, solamente hay momentos flexionantes negativos: el de carga muerta más la carga muerta de servicio que incluye el peso propio de la estructura, más el peso de los atiesadores y marcos, más el peso de la carpeta asfáltica, más el peso de las guarniciones lo que da un total de $M(-)_{CM+CMS}=29564t\cdot m$. El momento flexionante negativo producto del paso de la carga viva, que en este caso son dos camiones T3-S2-R4, uno adelante de otro en fila, y además en cuatro carriles de circulación con su respectivo factor de reducción de carriles de 0.75 y su factor de impacto de 7.3%, es de $M(-)_{CV+I}=8558t\cdot m$. En la figura 4.27 se pueden ver las diferentes etapas y sus respectivos momentos flexionantes máximos.

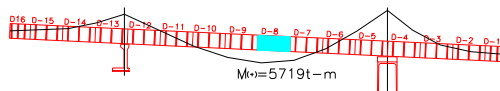
Ahora bien, se revisará la sección de la dovela D-8 para los máximos momentos positivo y negativo que se tienen de las diferentes etapas. Así podemos decir que los momentos de diseño para la sección 1 de la dovela D-8 son: $M(-)=38122t\cdot m$ que es la suma del momento de la carga muerta, más la carga muerta de servicio, más la carga viva con impacto para la etapa de servicio del puente que resultó ser el más desfavorable, y $M(+)=5719t\cdot m$ que es el momento positivo de la etapa 2 de empujado sobre pila. La sección de estudio se puede ver en la figura 4.28, en la que se detallan los espesores de todas las placas y las longitudes de las mismas.

Debido a que la superficie de rodamiento de este puente es un piso ortotrópico, para este análisis no se tienen que calcular las propiedades para la sección compuesta, es decir, una sección que toma en cuenta la contribución de una losa de concreto sobre ella. Solamente las propiedades de la sección básica son las necesarias para la revisión de esfuerzos. Así pues, las propiedades de esta sección 1, dovela D-8, son las siguientes:

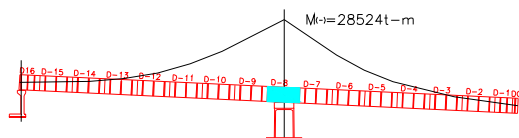
Área	$A= 1.562 \text{ m}^2$
Cota de centroide	$y= 3.2908 \text{ m}$
Momento de inercia	$I= 8.9781 \text{ m}^4$
Modulo de sección inf.	$S_i= 2.7282 \text{ m}^3$
Modulo de sección sup.	$S_s= 4.0640 \text{ m}^3$
Claro de diseño	$L= 171\text{m}$
Separación entre trabes	$s= 5.40\text{m}$
Esfuerzo de fluencia	$f_y= 3521 \text{ kg/cm}^2$



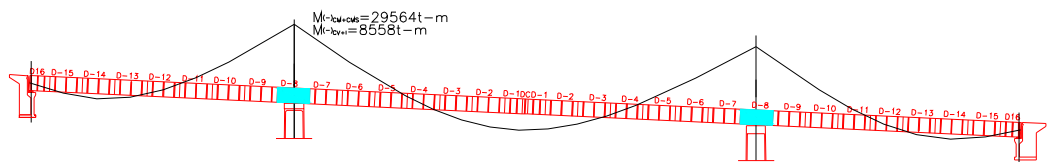
ETAPA 6 – EMPUJADO SOBRE ESTRIBO



ETAPA 2 – EMPUJADO SOBRE PILA



ETAPA 6 – EMPUJADO SOBRE PILA



ETAPA DE SERVICIO

Figura 4.27. Momentos flexionantes máximos por etapa para la dovela D-8.

La revisión de esfuerzos no se realiza por acumulación, debido a que tampoco se tendrán condiciones diferentes de la sección una vez que se haya cerrado el puente, ya que no se tendrá el colado de la losa sobre la sección. Entonces, directamente se tiene que los esfuerzos en la fibra superior (σ_s), debidos al momento negativo de diseño, son de tensión y se calculan de la siguiente manera:

$$\sigma_s = \frac{Md(-)}{S_{bs}}$$

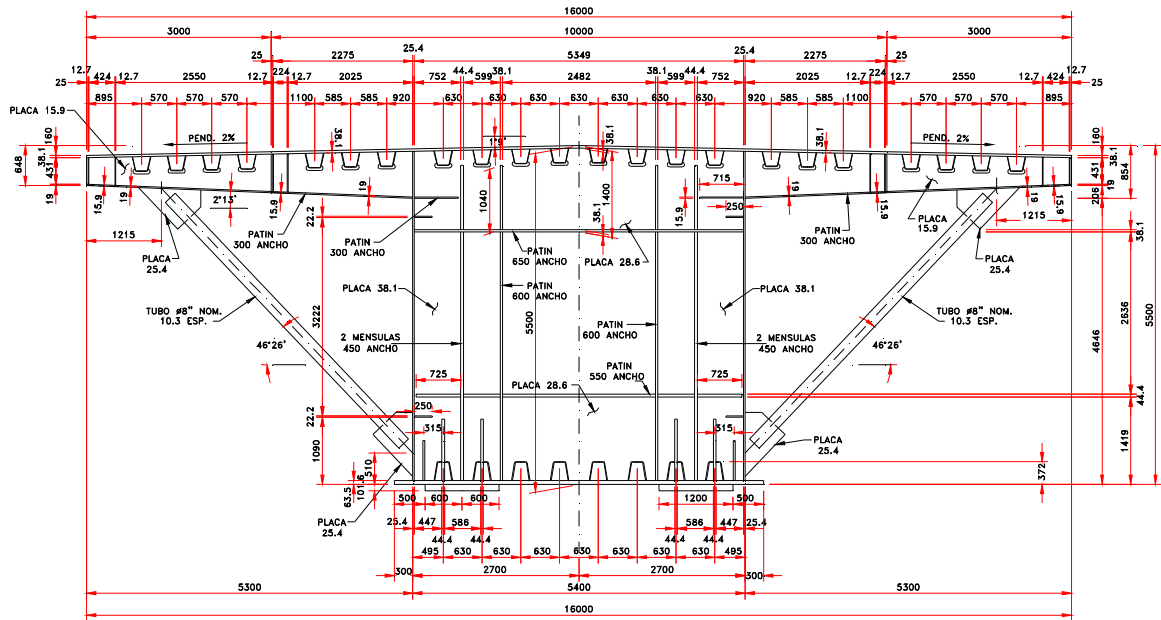


Figura 4.28. Geometría y espesores de placas de la sección 1 para la dovela D-8.

donde:

Sbs: módulo de sección superior de la sección básica

Md(-): momento negativo de diseño

Así:

$$\sigma_s = \frac{Md(-)}{Sbs} = \frac{38122 \text{ t-m}}{4.0640 \text{ m}^3} = 9380.4 \text{ t/m}^2 = 938 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos permisibles a tensión para una sección armada de placas son:

$$Fb = 0.55fy = 0.55(3521 \text{ kg/cm}^2) = 1937 \text{ kg/cm}^2$$

y como $\sigma_s = 938 \text{ kg/cm}^2 < Fb = 1937 \text{ kg/cm}^2$, la sección sí resiste.

De igual manera, la revisión de esfuerzos en la fibra inferior (σ), debidos al momento negativo de diseño, son de compresión y se calculan de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{Md(-)}{Sbi}$$

donde:

S_{bi}: módulo de sección inferior de la sección básica

M_{d(-)}: momento negativo de diseño

Así:

$$\sigma_s = \frac{M_d(-)}{S_{bi}} = \frac{38122 \text{ t-m}}{2.7282 \text{ m}^3} = 13973.3 \text{ t/m}^2 = 1397 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos permisibles a compresión para una sección armada de placas son:

$$F_b = 0.55f_y = 0.55(3521 \text{ kg/cm}^2) = 1937 \text{ kg/cm}^2$$

y como $\sigma_s = 1397 \text{ kg/cm}^2 < F_b = 1937 \text{ kg/cm}^2$, la sección sí resiste.

Ahora bien, para cuando la sección es puesta en sollicitación de momento positivo, los esfuerzos en las fibras superiores e inferiores son contrarios a los esperados bajo sollicitaciones de momento negativo, es decir, que para la fibra superior se tendrán compresiones y para la fibra inferior, tensiones. El calculo de los esfuerzos en la fibra superior (σ_s), debidos al momento positivo de diseño, son de compresión, y se calculan de la siguiente manera:

$$\sigma_s = \frac{M_d(+)}{S_{bs}}$$

donde:

S_{bs}: módulo de sección superior de la sección básica

M_{d(+)}: momento positivo de diseño

Así:

$$\sigma_s = \frac{M_d(+)}{S_{bs}} = \frac{5719 \text{ t-m}}{4.0640 \text{ m}^3} = 1407.2 \text{ t/m}^2 = 141 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos permisibles a compresión para una sección armada de placas son:

$$F_b = 0.55f_y = 0.55(3521 \text{ kg/cm}^2) = 1937 \text{ kg/cm}^2$$

y como $\sigma_s = 141 \text{ kg/cm}^2 < F_b = 1937 \text{ kg/cm}^2$, la sección sí resiste.

De igual manera, la revisión de esfuerzos en la fibra inferior (σ_i), debidos al momento positivo de diseño, son de tensión y se calculan de la siguiente manera:

$$\sigma_i = \frac{M_d(+)}{S_{bi}}$$

donde:

S_{bi} : módulo de sección inferior de la sección básica

$M_d(+)$: momento positivo de diseño

Así:

$$\sigma_s = \frac{M_d(+)}{S_{bi}} = \frac{5719 \text{ t-m}}{2.7282 \text{ m}^3} = 2096.2 \text{ t/m}^2 = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos permisibles a tensión para una sección armada de placas son:

$$F_b = 0.55f_y = 0.55(3521 \text{ kg/cm}^2) = 1937 \text{ kg/cm}^2$$

y como $\sigma_s = 210 \text{ kg/cm}^2 < F_b = 1937 \text{ kg/cm}^2$, la sección sí resiste.

Además de revisar que los esfuerzos actuantes en la sección estén por debajo de los esfuerzos permisibles, es necesario también revisar los espesores y anchos de placas principales, es decir, las placas superiores e inferiores, las de los patines y almas, así como realizar el cálculo de atiesadores longitudinales para compresión, atiesadores transversales intermedios y de apoyo. Llevaremos a cabo este cálculo tomando en cuenta las recomendaciones que para esto se dieron en el capítulo 3 de este trabajo.

Se comenzará por revisar las relaciones ancho-espesor de los patines, que en este caso no son otra cosa que las placas de fondo y superior, con la salvedad que para esta revisión no se puede tomar el ancho de la placa como el ancho del patín. Se revisará la parte del ancho de la placa que tiene una orilla arriostrada en el alma y la otra libre, ya que así se estaría revisando el ancho-espesor como si esa parte fuera un patín. La relación $b/2t_f$ debe entenderse para esta caso como $\frac{1}{2}b/t$, y para la placa inferior $\frac{1}{2}b = 30\text{cm}$, que es igual al ancho que sale de la placa de alma, y $t_f = 6.35\text{cm}$. Así la relación ancho-espesor para la placa de fondo es:

$$\frac{1}{2}b / t_f = 30\text{cm} / 6.35\text{cm} = 4.72$$

La relación anterior no debe exceder el valor de:

$$\frac{1}{2}b / t_f \leq 430 / \sqrt{F_b} = 430 / \sqrt{1937 \text{ kg/cm}^2} = 10$$

por lo tanto la relación ancho-espesor de la placa de fondo sí cumple. Por otro lado, dado que la placa superior es arriostrada en toda la sección, la revisión del ancho-espesor de esta no se lleva a cabo.

La siguiente revisión que aplica es la de la placa del alma, la cual debe cumplir con una relación entre su altura (h) y su espesor (t_w) tal que:

$$h / t_w = 6100 / \sqrt{F_b}$$

por lo tanto tenemos que $h/ t_w = 535\text{cm}/2.54\text{cm} = 210.6$

y la relación $6100/\sqrt{F_b} = 6100/\sqrt{1937 \text{ kg/cm}^2} = 138.6$

La anterior relación no se cumple pero la normativa AASHTO permite que se aumente el límite de h/ t_w solo se tiene que colocar un atiesador longitudinal a 1/5 del peralte libre del alma, a partir del patín a compresión. Así:

$$h/ t_w = 12200/\sqrt{F_b} = 12200/\sqrt{1937 \text{ kg/cm}^2} = 277.2$$

Esta relación sí se cumple y puesto que nuestra sección sí tiene el atiesador longitudinal para compresión, el cual revisaremos mas adelante y que es requisito para poder utilizar esta ultima expresión, entonces el alma de la sección propuesta sí cumple con la relación altura-espesor del alma.

Después de revisar geoméricamente el alma, se procederá al cálculo del esfuerzo cortante en la sección, para lo que es necesario encontrar el cortante máximo actuante para cada una de las etapas criticas de carga, tal y como se hizo para encontrar los máximos momentos flexionantes. Puesto que estas etapas están plenamente identificadas para esta sección, tenemos que la etapa crítica para el cortante es la etapa de servicio, es decir, la etapa en la que el puente está cerrado.

Así pues, el cortante máximo para carga muerta, más carga muerta de servicio, que incluye el peso propio de la estructura, más el peso de los atiesadores y marcos, mas el peso de la carpeta asfáltica, más el peso de las guarniciones es de $V_{CM+CMS} = 976\text{t}$. El cortante máximo, producto del paso de la carga viva, que en este caso son dos camiones T3-S2-R4, uno adelante de otro en fila, para producir el máximo cortante y además en cuatro carriles de circulación con su respectivo factor de reducción de carriles de 0.75 y su factor de impacto de 7.3%, es $V_{CV+I} = 369\text{t}$.

Ahora bien para calcular el esfuerzo cortante se debe calcular primero el área de cortante, que en una trabe no es otra cosa que el área del alma. Para nuestro caso como tenemos un cajón, el área de cortante será la suma de las áreas de las dos almas:

$$\text{Área de cortante: } A_v = 2 h t_w = 2(535\text{cm})(2.54\text{cm}) = 2718\text{cm}^2$$

El cortante máximo será la suma de los cortantes de carga muerta y muerta de servicio, más el cortante de carga viva más impacto:

$$V_{\text{max}} = 976\text{t} + 369\text{t} = 1345\text{t} = 1345000\text{kg}$$

Finalmente el esfuerzo cortante será:

$$f_v = V_{\text{max}} / A_v = 1345000\text{kg} / 2718\text{cm}^2 = 495 \text{ kg/cm}^2$$

Este esfuerzo cortante debe ser menor o igual que el esfuerzo cortante permisible que es:

$$F_v = 0.33F_y = 0.33(3521 \text{ kg/cm}^2) = 1174 \text{ kg/cm}^2$$

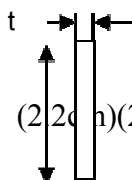
como $f_v \leq F_v$ esta sección si cumple.

Una vez revisadas las sollicitaciones geométricas de las piezas principales, esto es, los patines o placas de fondo y superior, y las almas del cajón, continuamos la revisión de la sección con los atiesadores. Primeramente se revisarán los atiesadores longitudinales, que son los encargados de atiesar el alma en la zona en la que se encuentra a compresión. Estos atiesadores se colocan a lo largo del alma a 1/5 de la altura de esta, medida desde la cara interna del patín que se encuentra a compresión.

El atiesador longitudinal por compresión se proporcionará de manera tal que se tenga el siguiente momento de inercia como mínimo:

$$I_s = h t_w^3 [2.4(a/h)^2 - 0.13] = (535\text{cm})(2.54\text{cm})^3 [2.4(400\text{cm}/535\text{cm})^2 - 0.13] = 10622\text{cm}^4$$

La sección que estamos revisando es la de la dovela D-8. Esta tiene su atiesador longitudinal a una distancia de 103cm, medida desde la cara interna del patín que se encuentra a compresión, por lo tanto cumple con el requerimiento de estar colocado a 1/5 de la altura del alma que es de 107cm. Ahora bien las dimensiones que tiene este atiesador son de 2.2cm de espesor y 25cm de ancho. Con estas dimensiones se calculará su momento de inercia como sigue:



$$I_s = t b^3 / 3 = (2.2\text{cm})(25\text{cm})^3 / 3 = 11458\text{cm}^4$$

Por lo tanto el atiesador longitudinal si cumple con el momento de inercia mínimo requerido; también tiene que cumplir con un espesor mínimo de placa tal que:

$$b/t \leq 597/\sqrt{f_b}$$

donde: f_b es el esfuerzo de flexión calculado en el patín a compresión, que en este caso es el esfuerzo en el patín inferior de la sección cuando está sometida al máximo momento negativo de diseño, y es de $f_b = 1397 \text{ kg/cm}^2$.

Así,

$$b/t = (25\text{cm})/(2.2\text{cm}) = 11.4 \quad \text{y} \quad 597/\sqrt{f_b} = 597/\sqrt{1397} = 16$$

Por lo tanto la sección del atiesador longitudinal también cumple con los requerimientos de ancho-espesor.

Por lo que respecta a los atiesadores de apoyo, estos se diseñan como columna y su área en planta estará comprendida por los atiesadores de apoyo más una longitud del alma de 18 veces su espesor. Para nuestro caso la sección de apoyo será la que se muestra en la siguiente figura:

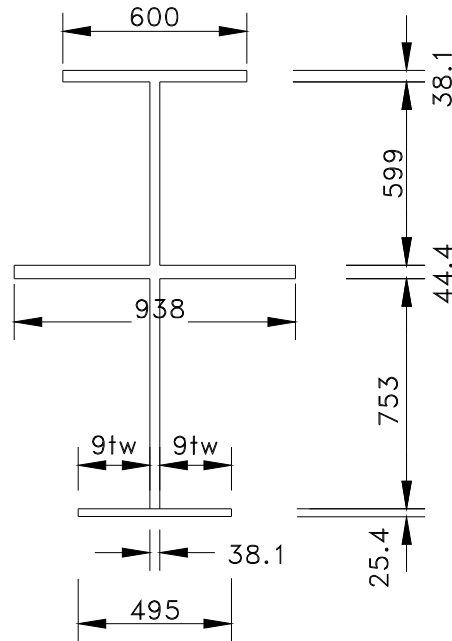


Figura 4.29. Vista en planta de los atiesadores y la porción de alma de la sección de apoyo

Las propiedades de esta sección son:

Área	A= 0.1287 m ²
Cota de centroide	y= 0.8068 m
Radio de giro en X	rx= 0.9246 m
Radio de giro en Y	ry= 0.1764 m
Factor de long. efectiva	K= 1.0
Longitud efectiva	L= 5.5m
Esfuerzo de fluencia	fy= 3521 kg/cm ²

Calculando la relación de esbeltez efectiva, KL/r , para las dos direcciones de estudio tenemos:

$$KL/r_x = (1.0)(5.5\text{m})/(0.9246\text{m}) = 5.9 \quad \text{y} \quad KL/r_y = (1.0)(5.5\text{m})/(0.1764\text{m}) = 31.2$$

El coeficiente de columna se calcula con la siguiente expresión:

$$C_c = \sqrt{[(2\pi^2 E)/F_y]}$$

el que para acero grado 50 resulta $C_c = 107$

Como ambos $KL/r \leq C_c$, el esfuerzo permisible a compresión se calcula como:

$$F_a = F_y / FS \left\{ 1 - \frac{[(KL/r)^2 F_y / 4\pi^2 E]}{F_y} \right\}$$

donde $FS = 2.12$

Y utilizando la mayor relación de esbeltez, que es la que da el menor esfuerzo se tiene:

$$F_a = (3521 \text{ kg/cm}^2) / 2.12 \left\{ 1 - \frac{[(31.2)^2 (3521 \text{ kg/cm}^2) / 4\pi^2 (2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)]}{3521} \right\} = 1629 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora, para calcular los esfuerzos actuantes en el apoyo son necesarias las reacciones de las diferentes cargas para la etapa más desfavorable. Puesto que esta etapa es donde el puente está cerrado, se utilizará la reacción máxima para carga muerta, más carga muerta de servicio, que incluye el peso propio de la estructura, más el peso de los atiesadores y marcos, más el peso de la carpeta asfáltica, más el peso de las guarniciones, y resulta $R_{CM+CMS} = 2819t$. La reacción máxima producto del paso de la carga viva que en este caso son dos camiones T3-S2-R4, uno adelante de otro en fila, para producir el máximo cortante y además en cuatro carriles de circulación con su respectivo factor de reducción de carriles de 0.75 y su factor de impacto de 7.3%, es $R_{CV+I} = 473t$.

Estas reacciones corresponden a todo el cajón, por lo que para cada alma se deben dividir entre dos. De esta manera calculando los esfuerzos actuantes por compresión en cada uno de los apoyos tenemos que:

$$f_a = R_T / A_{col} = 1676 t / 0.1287m^2 = 13023 t/m^2 = 1302 \text{ kg/cm}^2$$

Como $f_a = 1302 \text{ kg/cm}^2 < F_a = 1629 \text{ kg/cm}^2$ la sección sí resiste

Revisando el esfuerzo permisible de aplastamiento $F_{brg} = 0.8F_y = 2817 \text{ kg/cm}^2$, tenemos que la sección también cumple con esta condición.

Además de la revisión como columna de los atiesadores de apoyo, estos deben cumplir también con la relación ancho-espesor siguiente:

$$b/t \leq 578 / \sqrt{F_y} = 578 / \sqrt{(3521 \text{ kg/cm}^2)} = 10$$

Para la placa de 938x44.4mm, se tiene $b/t = 450/44.4 = 10$, por lo tanto sí cumple.

Para la placa de 600x38.1mm, se tiene $b/t = 281/38.1 = 7.4$, por lo tanto sí cumple.

Finalmente se tienen que revisar los atiesadores transversales intermedios que tiene la dovela. Primeramente se revisa si estos atiesadores son necesarios, para lo cual se debe cumplir que:

$$h / t_w \leq 150 \quad \text{y} \quad f_v \leq F_v$$

Como $h/t_w = 535\text{cm}/2.54\text{cm} = 210.6 > 150$, no se cumple la primera relación; además:

$$f_v = 495 \text{ kg/cm}^2$$

y el esfuerzo cortante permisible es de:

$$F_v = 5154712 / (h/t_w)^2 = 5154712 / (210.6)^2 = 116.2 \text{ kg/cm}^2, \text{ y } F_v \leq F_y/3 = 1174 \text{ kg/cm}^2$$

Puesto que no se cumple ninguna de las dos relaciones anteriores es necesaria la colocación de atiesadores transversales, los cuales no deben tener un espaciamiento mayor que $3h = 1605\text{cm}$. Para nuestro caso los atiesadores transversales están colocados a cada 400cm , por lo que se cumple perfectamente con esta condición; además, el esfuerzo cortante permisible se limita a:

$$F_v = F_y/3 \left\{ C + 0.87(1 - C) / [1 + (a/h)^2]^{1/2} \right\} \text{ en kg/cm}^2$$

y para:

$$h/t_w = 210.6 > (1989\sqrt{k})/\sqrt{F_y} = (1989\sqrt{13.94})/\sqrt{3521 \text{ kg/cm}^2} = 125.2$$

donde:

$$k = 5 + 5/(a/h)^2 = 5 + 5/(400\text{cm}/535\text{cm})^2 = 13.94$$

se tiene que:

$$C = (3164557 \text{ k}) / [(h/t_w)^2 F_y] = (3164557(13.94)) / [(210.6)^2(3521\text{kg/cm}^2)]$$

$$C = 0.2825 \text{ 1/(kg/cm}^2)$$

De esta manera el esfuerzo permisible a cortante será:

$$F_v = F_y/3 \left\{ C + 0.87(1 - C) / [1 + (a/h)^2]^{1/2} \right\}$$

$$F_v = (3521\text{kg/cm}^2)/3 \left\{ 0.2825 + 0.87(1 - 0.2825) / [1 + (0.7477)^2]^{1/2} \right\}$$

$$F_v = (1174 \text{ kg/cm}^2)(0.7824) = 918.3 \text{ kg/cm}^2$$

Como $f_v = 495 \text{ kg/cm}^2 < F_v = 918.3 \text{ kg/cm}^2$, los atiesadores transversales a cada 400cm si cumplen; además, se colocará el primer atiesador, a partir de un apoyo simple, de tal manera que $a \leq 1.5h = 1.5(535\text{cm}) = 802.5\text{cm}$, y como $a = 400\text{cm}$, esta condición también se cumple. Finalmente, se revisa que el esfuerzo cortante real en ese apoyo simple sea menor o igual que F'_v , donde F'_v se obtiene de la siguiente ecuación:

$$F'_v = C F_y/3 = 0.2825(1174 \text{ kg/cm}^2) = 332\text{kg/cm}^2 < F_y/3 = 1174 \text{ kg/cm}^2$$

Así pues, tenemos que el cortante máximo, que es la suma de los cortantes de carga muerta y muerta de servicio, más el cortante de carga viva más impacto, que se encuentra en el estribo 1 y 4, es de:

$$V_{\max} = 295t + 343t = 638t = 638000\text{kg}$$

El área de cortante para la sección de la dovela D-16, que es la dovela sobre los estribos, y que tiene un espesor de alma de $\frac{3}{4}$ " es:

$$A_v = 2 h t_w = 2(535\text{cm})(1.91\text{cm}) = 2044\text{cm}^2$$

Entonces el esfuerzo cortante en el apoyo simple será:

$$f_v = V_{\max} / A_v = 638000\text{kg} / 2044\text{cm}^2 = 312 \text{ kg/cm}^2$$

Como $f_v = 312 \text{ kg/cm}^2 < F'_v = 332\text{kg/cm}^2$, los primeros atiesadores transversales a partir de un apoyo simple, a una distancia de $a = 400\text{cm}$, sí cumplen.

Las especificaciones de la AASHTO requieren un momento mínimo de inercia vertical para los atiesadores intermedios de:

$$I_s = a t_w^3 J$$

donde:

$$J = 2.5(h/a)^2 - 2 = 2.5(535/400)^2 - 2 = 2.47, \text{ también } J = 2.47 \geq 0.5$$

Entonces el momento de inercia requerido será:

$$I_s = a t_w^3 J = (400\text{cm})(2.54\text{cm})^3(2.47) = 16190\text{cm}^4$$

La geometría de los atiesadores transversales es de 17cm de ancho, 458.2cm de altura y 2.86cm de espesor. De esta manera su momento de inercia vertical será:

$$I = bh^3/12 = (2.86\text{cm})(458.2\text{cm})^3 / 12 = 22927148\text{cm}^4$$

Como $I = 22927148\text{cm}^4 > I_s = 16190\text{cm}^4$, la geometría del atiesador transversal sí cumple con esa condición. Además, las dimensiones de este atiesador deben cumplir con un ancho ≥ 2 pulgadas + $D/30 = 5.08\text{cm} + (535\text{cm}/30) = 22.9\text{cm}$; el ancho del atiesador transversal es de 17cm, pero como tiene un patín de 55cm de ancho por 458.2cm de alto y con espesor de 2.86cm, no tiene problemas de estabilidad. Además, el ancho de $17\text{cm} \geq \frac{1}{2}b_f/4 = 30\text{cm} / 4 = 7.5\text{cm}$. Finalmente, este atiesador transversal debe cumplir con un espesor \geq ancho/16 = $17\text{cm}/16 = 1.06\text{cm}$, y como el espesor es de 2.86cm, esta condición sí se cumple

El estudio anterior fue un análisis paso por paso del procedimiento que se debe llevar a cabo para la revisión de una sección, es este caso la sección 1 de la dovela sobre pila D-8. En resumen se procedió de la siguiente manera:

Primeramente se lleva a cabo la revisión de los esfuerzos por momentos flexionantes máximos en la sección, tanto superiores como inferiores. Después, se hace la revisión de las relaciones ancho-espesor de las placas principales, es decir, patines y alma. Se continúa con la revisión del esfuerzo cortante, seguida de la de los atiesadores longitudinales y la revisión de los atiesadores transversales de apoyo. Finalmente, se realiza la revisión de los atiesadores transversales intermedios. Los resultados de este análisis, para cada una de las secciones del puente, se presentan a continuación:

SECCION	DOVELA	AREA	Ix	Sinf	Ssup	MOMENTOS MAXIMOS NEGATIVOS			ESFUERZOS ACTUANTES		ESFUERZO PERMISIBLE
						ETAPA	CM+CMS	CV+I	σ_{sup}	σ_{inf}	Fb=0.55Fy
SECCION II	4m D-7,D-9	1.292	7.3261	2.3229	3.1227	7 Fase 1	35045	0	1122	1509	< Fb= 1937
SECCION III	8m D-7,D-9	1.219	6.5758	1.9688	3.0444	7 Fase 1	35045	0	1151	1780	< Fb= 1937
SECCION IV	4m D-10	1.01	5.2523	1.5441	2.5029	Servicio	12113	6617	748	1213	< Fb= 1937
SECCION V	8m D-10	0.972	4.8147	1.3641	2.4434	Servicio	12113	6617	767	1373	< Fb= 1937
SECCION VI	D-3,D-4	0.873	4.4292	1.3348	2.0302	2 Fase 2	6579	0	324	493	< Fb= 1937
SECCION VII	D-13,14,15,16	0.818	4.1184	1.2047	1.9788	6 Fase 2	3974	0	201	330	< Fb= 1937
SECCION VIII	D-1,2,11,12	0.835	4.3198	1.2911	2.0054	1 Fase 2	1230	0	61	95	< Fb= 1937
SECCION IX	4m D-6	1.048	5.3613	1.5875	2.5256	Servicio	11530	3709	603	960	< Fb= 1937
SECCION X	8m D-6	1.011	4.936	1.4110	2.4658	4 Fase 2	14419	0	585	1022	< Fb= 1937
SECCION XI	D-5	0.913	4.5399	1.3787	2.0569	3 Fase 2	10894	0	530	790	< Fb= 1937

SECCION	DOVELA	AREA	Ix	Sinf	Ssup	MOMENTOS MAXIMOS POSITIVOS			ESFUERZOS ACTUANTES		ESFUERZO PERMISIBLE
						ETAPA	CM+CMS	CV+I	σ_{sup}	σ_{inf}	Fb=0.55Fy
SECCION II	4m D-7,D-9	1.292	7.3261	2.3229	3.1227	3 Fase 2	2886	0	92	124	< Fb= 1937
SECCION III	8m D-7,D-9	1.219	6.5758	1.9688	3.0444	3 Fase 2	2886	0	95	147	< Fb= 1937
SECCION IV	4m D-10	1.01	5.2523	1.5441	2.5029	4 Fase 2	1509	0	60	98	< Fb= 1937
SECCION V	8m D-10	0.972	4.8147	1.3641	2.4434	4 Fase 2	1509	0	62	111	< Fb= 1937
SECCION VI	D-3,D-4	0.873	4.4292	1.3348	2.0302	Servicio	14593	8467	1136	1728	< Fb= 1937
SECCION VII	D-13,14,15,16	0.818	4.1184	1.2047	1.9788	Servicio	3413	6833	518	851	< Fb= 1937
SECCION VIII	D-1,2,11,12	0.835	4.3198	1.2911	2.0054	Servicio	16930	7916	1239	1924	< Fb= 1937
SECCION IX	4m D-6	1.048	5.3613	1.5875	2.5256	1 Fase 2	6900	0	273	435	< Fb= 1937
SECCION X	8m D-6	1.011	4.936	1.4110	2.4658	1 Fase 2	6900	0	280	489	< Fb= 1937
SECCION XI	D-5	0.913	4.5399	1.3787	2.0569	Servicio	5225	5425	518	772	< Fb= 1937

Área "A" en m²

Momento de inercia "Ix" en m⁴

Módulos de sección "Ssup" y "Sinf" en m³

Momentos Máximos en t-m

Esfuerzos Actuantes y Permisibles en kg/cm²

Espesores de Placas Principales en cm

SECCION	DOVELA	AREA	Ix	Sinf	Ssup	FUERZA CORTANTE			CORTANTE		ESFUERZO PERMISIBLE
						ETAPA	CM+CMS	CV+I	AREA	ESF.	
SECCION II	4m D-7,D-9	1.292	7.3261	2.3229	3.1227	7 Fase 1	833	0	2717.8	306	< Fv= 1174
SECCION III	8m D-7,D-9	1.219	6.5758	1.9688	3.0444	7 Fase 1	833	0	2717.8	306	< Fv= 1174
SECCION IV	4m D-10	1.01	5.2523	1.5441	2.5029	Servicio	628	298	2717.8	341	< Fv= 1174
SECCION V	8m D-10	0.972	4.8147	1.3641	2.4434	Servicio	628	298	2375.4	390	< Fv= 1174
SECCION VI	D-3,D-4	0.873	4.4292	1.3348	2.0302	Servicio	541	228	2375.4	324	< Fv= 1174
SECCION VII	D-13,14,15,16	0.818	4.1184	1.2047	1.9788	Servicio	295	343	2375.4	269	< Fv= 1174
SECCION VIII	D-1,2,11,12	0.835	4.3198	1.2911	2.0054	Servicio	239	228	2043.7	229	< Fv= 1174
SECCION IX	4m D-6	1.048	5.3613	1.5875	2.5256	Servicio	861	382	2043.7	608	< Fv= 1174
SECCION X	8m D-6	1.011	4.936	1.4110	2.4658	Servicio	805	370	2717.8	432	< Fv= 1174
SECCION XI	D-5	0.913	4.5399	1.3787	2.0569	Servicio	696	347	2717.8	384	< Fv= 1174

SECCION	DOVELA	PLACAS PRINCIPALES			PATIN INF		ALMA		ATIESADORES		
		SUP.	ALMA	INF.	½b/ tf	430/ vfb	h/ tw	12200/vfb	LONG.	DE APOYO	INTERMEDIOS
SECCION II	4m D-7,D-9	2.54	2.54	5.08	5.9	11.1	210.6	314.1	OK	-	OK
SECCION III	8m D-7,D-9	2.54	2.54	3.81	7.9	10.2	210.6	289.2	OK	-	OK
SECCION IV	4m D-10	1.91	2.22	2.54	11.8	12.3	241.0	350.3	OK	-	OK
SECCION V	8m D-10	1.91	2.22	1.91	15.7	11.6	241.0	329.2	OK	-	OK
SECCION VI	D-3,D-4	1.27	2.22	1.91	15.7	19.4	241.0	549.5	OK	-	OK
SECCION VII	D-13,14,15,16	1.27	1.91	1.59	18.9	23.7	280.1	671.7	OK	OK	OK
SECCION VIII	D-1,2,11,12	1.27	1.91	1.91	15.7	44.1	280.1	1249.9	OK	-	OK
SECCION IX	4m D-6	1.91	2.54	2.54	11.8	13.9	210.6	393.8	OK	-	OK
SECCION X	8m D-6	1.91	2.54	1.91	15.7	17.8	210.6	381.6	OK	-	OK
SECCION XI	D-5	1.27	2.54	1.91	15.7	15.3	210.6	434.0	OK	-	OK

Áreas "A" en m² y "Av" en cm²

Momento de inercia "Ix" en m⁴

Módulos de sección "Ssup" y "Sinf" en m³

Fuerza cortante en ton.

Esfuerzos Actuantes y Permisibles en kg/cm²

Espesores de Placas Principales en cm

4.5.2. Diseño por sismo.

Para terminar lo que se refiere al diseño del puente de cajón de acero se llevará a cabo el diseño por sismo de la subestructura y la cimentación del puente, esto es, el diseño del cuerpo de la pila y su zapata para cada uno de los ejes.

Para el análisis sísmico de la estructura se utilizó un espectro de diseño sísmico que tiene en la meseta un coeficiente de $c=0.36$ y el intervalo de periodos para esa meseta es de $T_a=0.1s$

y $T_b=0.3s$, además, la ordenada al origen es de $a_0=0.135$. Así, con este espectro se llevó a cabo un análisis dinámico modal espectral del puente en etapa de servicio y de ahí se obtuvieron los elementos mecánicos en las columnas. Este análisis se realizó por computadora en un modelo tridimensional con el programa de análisis estructural SAP2000, por sus siglas en inglés (Structural Analysis Program) versión 9.0.3.

Las combinaciones de carga que se utilizaron, para cuando actúa el sismo en sus diferentes direcciones son las siguientes:

$$\text{Sismo Longitudinal} = 100\% \text{ SL} + 30\% \text{ ST}$$

$$\text{Sismo Transversal} = 30\% \text{ SL} + 100\% \text{ ST}$$

donde:

SL: sismo en dirección longitudinal al puente

ST: sismo en dirección transversal al puente

Para el análisis la columna de la pila se considera la combinación de momentos más desfavorable para las diferentes combinaciones de carga. Así pues, la pila No. 2 es la que tiene los máximos elementos mecánicos y es la que se revisará. La geometría de la columna de la pila No. 2 tiene en el arranque las dimensiones que se muestran en la figura 4.30.

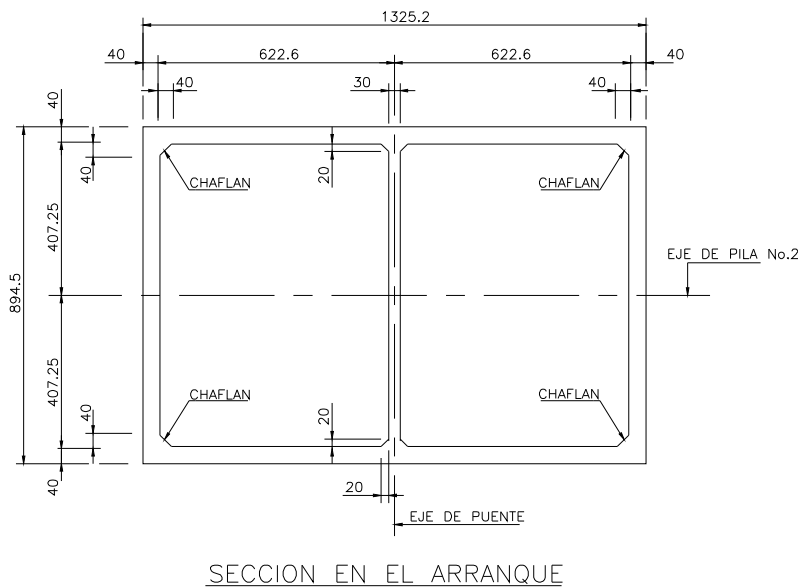


Figura 4.30. Geometría del arranque de la columna de la Pila No. 2

Los elementos mecánicos para la revisión son los siguientes:

Momento Longitudinal $M_{\text{long.}} = 41235 \text{ t-m}$ Fuerza Axial $P_{\text{long.}} = 123 \text{ t}$

Momento transversal $M_{\text{transv.}} = 32715 \text{ t-m}$ Fuerza Axial $P_{\text{transv.}} = 125 \text{ t}$

Los momentos de diseño se obtendrán de acuerdo con las combinaciones de carga y serán afectados por el factor de ductilidad correspondiente, que para este caso, por tratarse de un puente con subestructura formada por pilas de una sola columna, es de $Q = 3$, y será el mismo para la dirección transversal y la longitudinal. De esta manera se tiene que los momentos de diseño para las dos direcciones son:

$$M_{d_{long.}} = M_{long.} / Q = 41235 \text{ t-m} / 3 = 13745 \text{ t-m}$$

$$M_{d_{transv.}} = M_{transv.} / Q = 32715 \text{ t-m} / 3 = 10905 \text{ t-m}$$

Por otro lado, la fuerza axial producida por todas las cargas permanentes que tiene el puente, es igual a la reacción para carga muerta, más carga muerta de servicio, que incluye el peso propio de la superestructura, más el peso de los atiesadores y marcos, más el peso de la carpeta asfáltica, más el peso de las guarniciones, más el peso propio de la columna hasta el arranque. Esta fuerza para la pila No. 2 es $P_T = 3843t$

Finalmente, llevaremos los elementos mecánicos de diseño a las combinaciones de carga y tomaremos en cuenta la fuerza axial por sismo solo sumada, ya que su valor es muy pequeño en comparación con la fuerza axial debida a cargas permanentes y no es determinante para llevar a cabo las dos combinaciones, esto es, la combinación con la fuerza axial por sismo sumada y la combinación con la fuerza axial por sismo restada. De esta manera tenemos las siguientes combinaciones:

Combinación 1 100% SL + 30% ST

$$\begin{array}{ll} M_{long.} = M_y = 100\% M_{d_{long.}} = 13745 \text{ t-m} & M_y = 134838 \text{ kN-m} \\ M_{transv.} = M_x = 30\% M_{d_{transv.}} = 3272 \text{ t-m} & M_x = 32098 \text{ kN-m} \\ P_d = P_T + P_{long.} = 3843t + 123t = 3966t & P_d = 38907 \text{ kN} \end{array}$$

Combinación 2 30% SL + 100% ST

$$\begin{array}{ll} M_{long.} = M_y = 30\% M_{d_{long.}} = 4124 \text{ t-m} & M_y = 40456 \text{ kN-m} \\ M_{transv.} = M_x = 100\% M_{d_{transv.}} = 10905 \text{ t-m} & M_x = 106978 \text{ kN-m} \\ P_d = P_T + P_{transv.} = 3843t + 125t = 3968t & P_d = 38926 \text{ kN} \end{array}$$

La sección de la columna en el arranque tiene las siguientes características:

$$\begin{array}{l} \text{Área total de concreto } A_t = 199610 \text{ cm}^2 \\ \text{Concreto } f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2 = 29.43 \text{ MPa} \end{array}$$

Se propone un armado con 2 varillas del 8C, cada una adosada a los paños de las paredes de la columna con un recubrimiento de 12.5cm, repartidas a cada 15cm en las esquinas de la columna y a cada 30cm en la parte central de las paredes de la misma; además, en el diafragma central se proponen 2 varillas del 8C, cada una adosada a los paños de las paredes del diafragma con un recubrimiento de 10cm, y distribuidas a cada 20cm en toda su longitud. Se tiene un total de 506 varillas del 8C que suman un área de acero de

$A_s = 2565.4\text{cm}^2$, la que representa un porcentaje de acero de $p = 1.28\%$. Esta distribución se muestra en la figura 4.31, donde también se puede apreciar la colocación del estribado general y el parcial que en el arranque de la pila tiene un paso de 10cm.

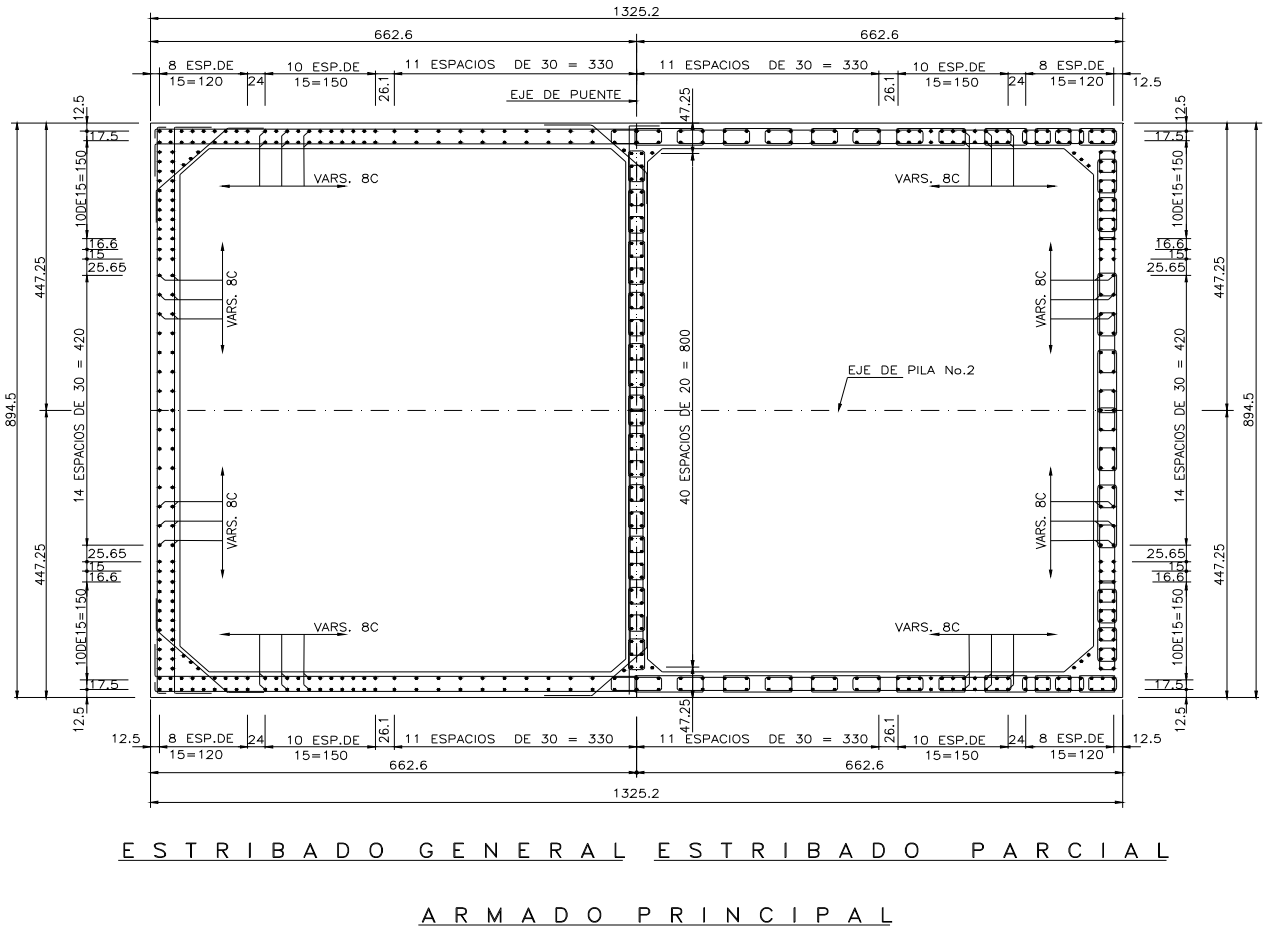


Figura 4.31. Armado en la sección del arranque de la pila No. 2.

El diagrama de interacción de la columna para cada una de las combinaciones descritas, en flexocompresión biaxial con el sismo 100% en una dirección y 30% en otra, en las direcciones de análisis longitudinal “Y” y transversal “X” se muestra en las figuras 4.32 y 4.33 respectivamente. Se puede apreciar en qué zona del diagrama de interacción de la columna idealizada se encuentran las solicitaciones. Como podemos observar ambas combinaciones están dentro del diagrama y por lo tanto se puede afirmar que el refuerzo propuesto es adecuado para resistir el sismo de diseño.

4.5.3. Diseño de la zapata.

Para el diseño de la zapata se usarán los elementos mecánicos en el arranque de la columna de la pila No. 2. Estos elementos deben ser afectados por su respectivo factor de ductilidad,

que para las cimentaciones es de $Q = 1$. Así, los momentos de diseño para las dos direcciones son:

$$M_{d_{long.}} = M_{long.} / Q = 41235 \text{ t-m} / 1 = 41235 \text{ t-m}$$

$$M_{d_{transv.}} = M_{transv.} / Q = 32715 \text{ t-m} / 1 = 32715 \text{ t-m}$$

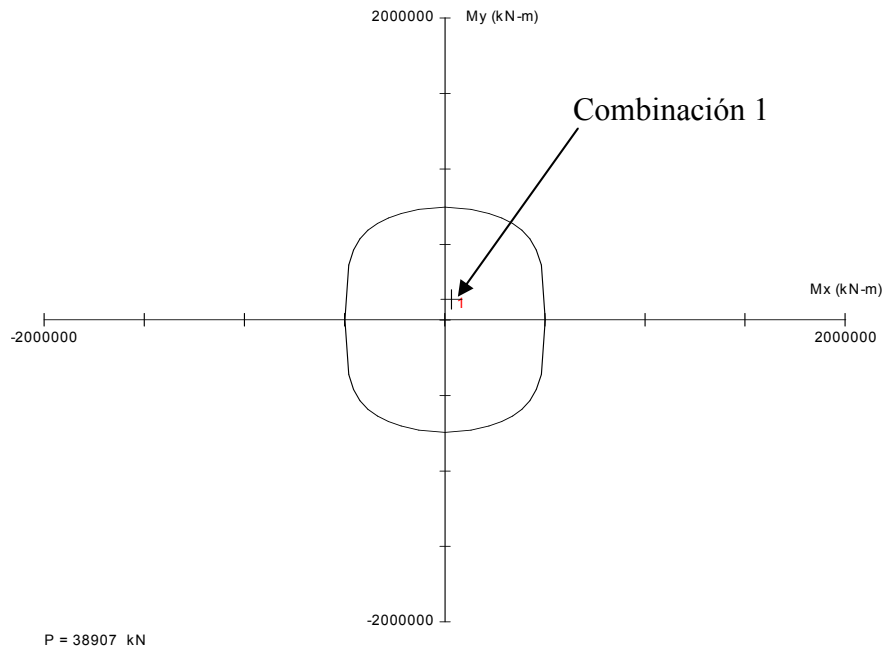


Figura 4.32. Diagrama de interacción de la columna para la combinación 1

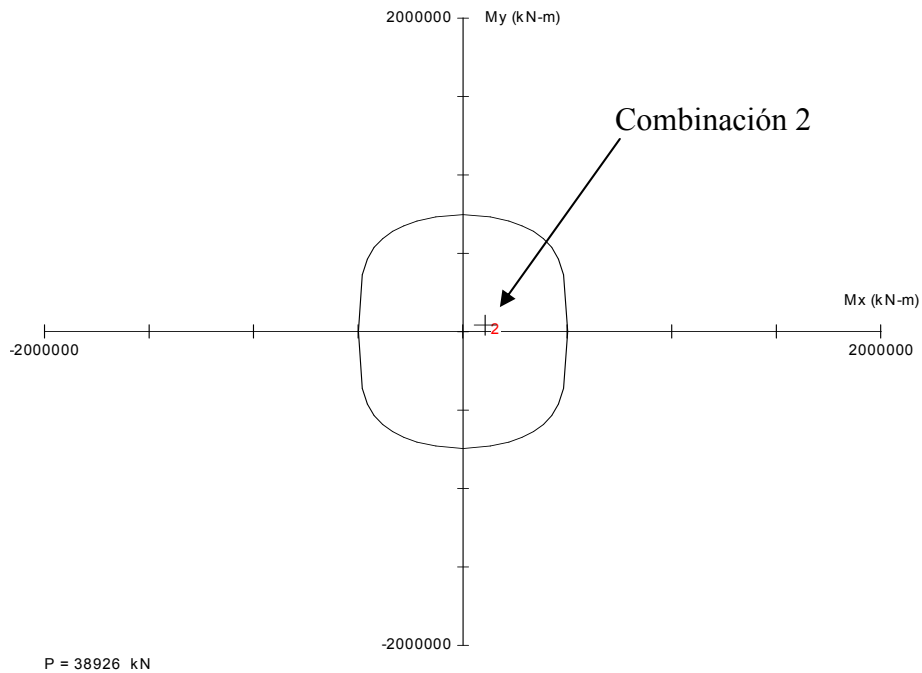


Figura 4.33. Diagrama de interacción de la columna para la combinación 2

Ahora bien la fuerza axial producida por todas las cargas permanentes que tiene el puente hasta el arranque de la columna es de $P_T = 3843t$. A esta fuerza solo falta sumarle el peso del relleno dentro de la columna sobre la zapata y el peso de la zapata la cual tiene las dimensiones en planta y elevación que se muestran en la figura 4.34.

El peso de la zapata es de:

$$P_{ZAP} = A_L \times L \times \gamma_c = (69.869m^2)(20.252m)(2.4t/m^3) = 3396t$$

Y el peso del relleno que se encuentra dentro de la columna, que tiene una altura de 15m, es:

$$P_{RELL} = A_{COL} \times H \times \gamma_{rell} = (93.6m^2)(15m)(1.6t/m^3) = 2246t$$

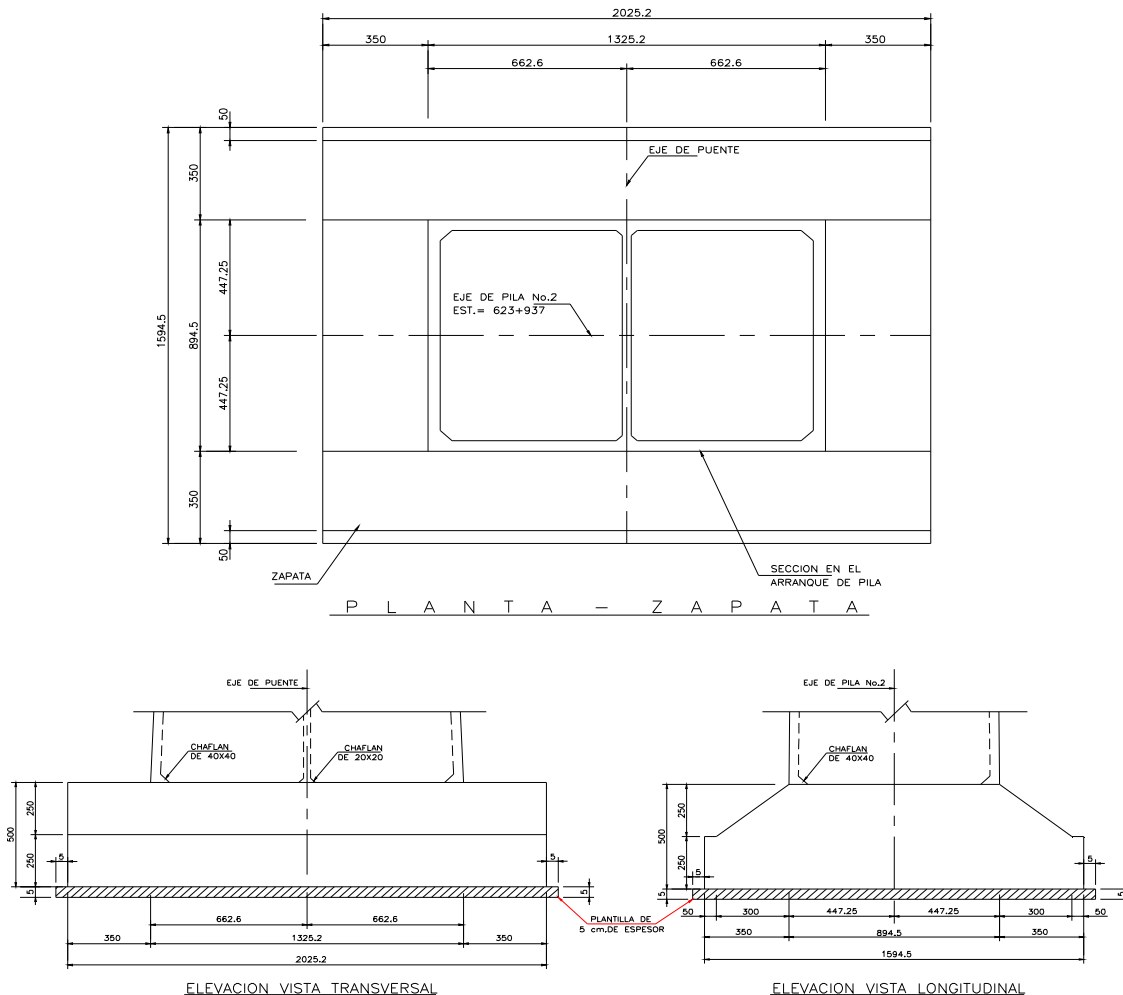


Figura 4.34. Geometría en planta y en elevación de la zapata de la Pila No. 2

La revisión del diseño de la zapata en el sentido longitudinal se realizará con los siguientes elementos mecánicos:

$$M_{d_{long.}} = 41235 \text{ t-m}$$

$$P_{long.} = 3843t + 123t + 3396t + 2246t = 9608t$$

El momento de inercia de la zapata en esa dirección será:

$$I = bh^3/12 = (20.252m)(15.945m)^3 / 12 = 6841.6m^4$$

y el módulo de sección en esa dirección será:

$$S = I / y = 6841.6m^4 / (15.945m/2) = 858.2m^3$$

El área en planta de la zapata es:

$$A = bh = (20.252m)(15.945m) = 322.9m^2$$

Así entonces, el esfuerzo en el terreno por el sismo en dirección longitudinal es:

$$\sigma = -(P/A) \pm (M/S)$$

$$\sigma_1 = -(P/A) - (M/S) = -(9608t / 322.9m^2) - (41235t-m / 858.2m^3) = -77.8 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = -(P/A) + (M/S) = -(9608t / 322.9m^2) + (41235t-m / 858.2m^3) = 18.3 \text{ t/m}^2$$

Revisando la fracción de la base de la zapata que apoya tenemos:

$$a = 3 [(B/2) - e] = 3 [(15.945m / 2) - (41235t-m / 9608t)] = 11.04m > 50\% B$$

Como apoya más del 50% de la base de la zapata en esa dirección, decimos que los esfuerzos son aceptables. Para proponer el refuerzo longitudinal de la zapata, esta se idealizará como una viga de 1m de ancho en la parte central de la zapata, y se considerará una carga triangular con los esfuerzos calculados. Esta viga tendrá una longitud igual al ancho de la zapata en el sentido longitudinal y estará apoyada en las paredes de la columna como se muestra en la figura 4.35.

Elaborando un modelo de esta viga con esa carga se obtienen los momentos flexionantes en la zapata en el sentido longitudinal. Los resultados de este análisis son los siguientes:

$$M(-) = 432 \text{ t-m}$$

$$M(+) = 78 \text{ t-m}$$

$$V = 215t$$

Con estos elementos mecánicos se calculará el refuerzo para cada una de las parillas de la zapata, con la siguiente expresión:

$$A_s = M_u / F_y \phi d$$

donde:

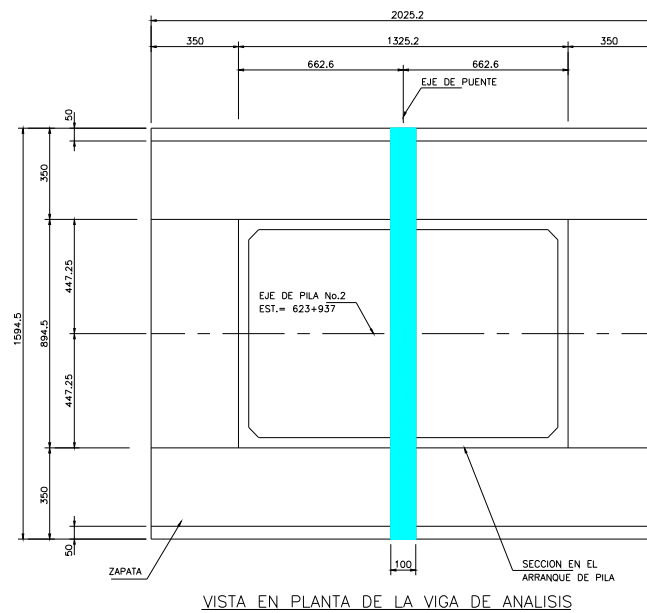
A_s : área de acero en cm^2

M_u : momento último de diseño en $\text{kg}\cdot\text{m}$

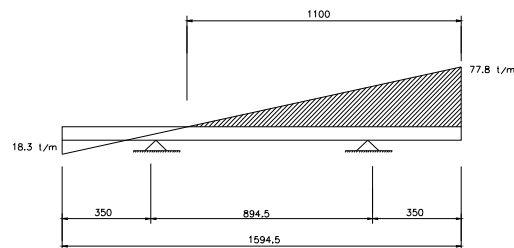
F_y : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, $F_y = 4200\text{kg}/\text{cm}^2$

ϕ : factor de reducción de resistencia, $\phi = 0.9$

d : peralte efectivo, $d = 487\text{cm}$



VISTA EN PLANTA DE LA VIGA DE ANALISIS



VIGA IDEALIZADA CON CARGA TRIANGULAR

Figura 4.35. Viga idealizada para el análisis longitudinal de la zapata

Dado que el factor de carga es de $FC = 1$ para la combinación de $CM+SIS$, los momentos obtenidos del modelo son los momentos últimos de diseño. De esta manera se tiene que

para la parrilla inferior de la zapata, el momento negativo y el área de acero para esta parrilla será:

$$A_{S_{nec}} = M_u / F_y \phi d = (432 \times 10^5 \text{kg-cm}) / [(4200 \text{kg/cm}^2)(0.9)(487 \text{cm})] = 23.5 \text{cm}^2$$

Calculando el área de acero mínima a tensión tenemos:

$$A_{S_{min}} = (14/F_y) b d = (14/4200 \text{kg/cm}^2)(100 \text{cm})(487 \text{cm}) = 162 \text{cm}^2$$

Como

$$A_{S_{nec}} = 23.5 \text{cm}^2 < A_{S_{min}} = 162 \text{cm}^2$$

se colocará el acero mínimo a flexión. Proponiendo varillas de 10C con un $a_s = 7.92 \text{cm}^2$, se tiene que se necesitan 20 varillas, es decir, paquetes de 2 varillas del 10C a cada 10cm en toda la parrilla inferior en el sentido longitudinal de la zapata.

Ahora bien, para la parrilla superior tenemos que el momento es casi despreciable por lo que se colocara solamente el acero por temperatura en esta parrilla, este acero es:

$$A_{S_{temp}} = 0.0025 b d = (0.0025)(100 \text{cm})(487 \text{cm}) = 122 \text{cm}^2$$

Si se proponen varillas de 10C con un $a_s = 7.92 \text{cm}^2$, tenemos que se necesitan 16 varillas, es decir, paquetes de 2 varillas del 10C a cada 13cm en toda la parrilla superior en el sentido longitudinal de la zapata.

Para la revisión por cortante se tiene que la zapata es de concreto con un $f'_c = 250 \text{kg/cm}^2$, y el cortante resistente del concreto es:

$$V_{CR} = 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.53 \sqrt{250 \text{kg/cm}^2} (100)(487) = 408108 \text{kg} = 408 \text{t}$$

Como tenemos que $V_u = 215 \text{t} < V_{CR} = 408 \text{t}$, no es necesario refuerzo por cortante.

Para terminar el diseño de la zapata solo resta hacer el análisis de la misma en el sentido transversal para lo cual tenemos los siguientes elementos mecánicos:

$$M_{d_{transv.}} = 32715 \text{ t-m}$$

$$P_{transv.} = 3843 \text{t} + 125 \text{t} + 3396 \text{t} + 2246 \text{t} = 9610 \text{t}$$

El momento de inercia de la zapata en esta dirección será:

$$I = bh^3/12 = (15.945 \text{m})(20.252 \text{m})^3 / 12 = 11036.9 \text{m}^4$$

y el modulo de sección en esa dirección será:

$$S = I / y = 11036.9 \text{m}^4 / (20.252 \text{m}/2) = 1090 \text{m}^3$$

El área en planta de la zapata es:

$$A = bh = (20.252\text{m})(15.945\text{m}) = 322.9\text{m}^2$$

Así entonces el esfuerzo en el terreno por el sismo en dirección transversal es:

$$\sigma = -(P/A) \pm (M/S)$$

$$\sigma_1 = -(P/A) - (M/S) = -(9610\text{t} / 322.9\text{m}^2) - (32715\text{t}\cdot\text{m} / 1090\text{m}^3) = -59.8 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = -(P/A) + (M/S) = -(9610\text{t} / 322.9\text{m}^2) + (32715\text{t}\cdot\text{m} / 1090\text{m}^3) = 0.3 \text{ t/m}^2$$

Revisando la fracción de la base de la zapata que apoya tenemos:

$$a = 3 [(B/2) - e] = 3 [(20.252\text{m} / 2) - (32715\text{t}\cdot\text{m} / 9610\text{t})] = 20.16\text{m} > 50\% B$$

Como apoya más del 50% de la base de la zapata en esa dirección, decimos que los esfuerzos son aceptables. Para proponer el refuerzo transversal de la zapata, esta se idealizará como una viga de 1m de ancho en la parte central de la zapata, y se considerará una carga triangular con los esfuerzos calculados. Esta viga tendrá una longitud igual al ancho de la zapata en el sentido transversal y estará apoyada en las paredes de la columna como se muestra en la figura 4.36.

Elaborando un modelo de esta viga con esa carga se obtienen los momentos flexionantes en la zapata en el sentido transversal. Los resultados de este análisis son los siguientes:

$$M(-) = 345 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M(+) = 473 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$V = 266\text{t}$$

Con estos elementos mecánicos se calculará el refuerzo para cada una de las parillas de la zapata, con la expresión:

$$A_s = M_u / F_y \phi d$$

donde:

A_s : área de acero en cm^2

M_u : momento ultimo de diseño en $\text{kg}\cdot\text{m}$

F_y : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, $F_y = 4200\text{kg}/\text{cm}^2$

ϕ : factor de reducción de resistencia, $\phi = 0.9$

d : peralte efectivo, $d = 487\text{cm}$

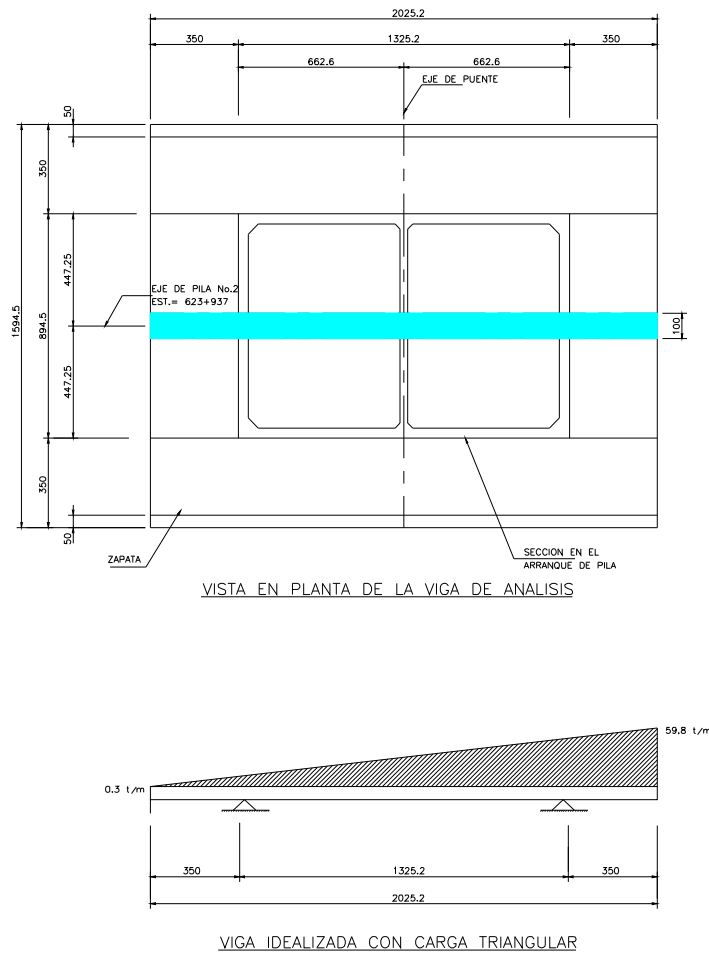


Figura 4.36. Viga idealizada para el análisis transversal de la zapata

Dado que el factor de carga es de $FC = 1$ para la combinación de CM+SIS, los momentos obtenidos del modelo son los momentos últimos de diseño. De esta manera se tiene que para la parrilla inferior de la zapata el momento negativo y el área de acero para esta parrilla será:

$$A_{S_{nec}} = M_u / F_y \phi d = (345 \times 10^5 \text{ kg-cm}) / [(4200 \text{ kg/cm}^2)(0.9)(487 \text{ cm})] = 18.7 \text{ cm}^2$$

Calculando el área de acero mínima a tensión tenemos:

$$A_{S_{min}} = (14/F_y) b d = (14/4200 \text{ kg/cm}^2)(100 \text{ cm})(487 \text{ cm}) = 162 \text{ cm}^2$$

Como

$$A_{S_{nec}} = 18.7 \text{ cm}^2 < A_{S_{min}} = 162 \text{ cm}^2$$

se colocará el acero mínimo a flexión. Proponiendo varillas de 10C con un $a_s = 7.92\text{cm}^2$, se tiene que se necesitan 20 varillas, es decir, paquetes de 2 varillas del 10C a cada 10cm en toda la parrilla inferior en el sentido transversal de la zapata.

Ahora bien, para la parrilla superior tenemos:

$$A_{S_{nec}} = M_u / F_y \phi d = (473 \times 10^5 \text{kg-cm}) / [(4200 \text{kg/cm}^2)(0.9)(487 \text{cm})] = 25.7 \text{cm}^2$$

Calculando el área de acero mínima a tensión tenemos:

$$A_{S_{min}} = (14/F_y) b d = (14/4200 \text{kg/cm}^2)(100 \text{cm})(487 \text{cm}) = 162 \text{cm}^2$$

Como

$$A_{S_{nec}} = 25.7 \text{cm}^2 < A_{S_{min}} = 162 \text{cm}^2$$

se colocara el acero mínimo a flexión. Proponiendo varillas de 10C con un $a_s = 7.92\text{cm}^2$, se tiene que se necesitan 20 varillas, es decir, paquetes de 2 varillas del 10C a cada 10cm en toda la parrilla superior en el sentido transversal de la zapata.

Para la revisión por cortante se tiene que la zapara es de concreto con un $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, y el cortante resistente del concreto es:

$$V_{CR} = 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.53 \sqrt{250 \text{kg/cm}^2} (100)(487) = 408108 \text{kg} = 408 \text{t}$$

Como tenemos que $V_u = 266 \text{t} < V_{CR} = 408 \text{t}$, no es necesario refuerzo por cortante.

De esta manera se llevó a cabo el diseño de la columna y la zapata para uno de los ejes del puente y debido a que los elementos mecánicos en las pilas, y las secciones de las columnas y las zapatas son muy similares, bastara con decir que para el diseño del otro eje se hace exactamente lo mismo, y los resultados son casi idénticos entre ambas pilas. Es así que con haber detallado el diseño del cuerpo de la columna y la zapata de la pila No. 2 damos por terminado el análisis y diseño de la subestructura y cimentación del puente de cajón de acero.

Por último, cabe señalar que el diseño de los estribos no se presentará, ya que estos no son determinantes para el comportamiento ni de la superestructura ni de la subestructura de los puentes, y su función solo se limita a dar apoyo a los tableros en ambos casos. Es por esta razón que su diseño no es de importancia para este trabajo y se omitirá.

5. COMPARACIONES Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Discusión de resultados del puente de concreto acostillado

La discusión de resultados se llevará a cabo para tres rubros, los que se consideran de mayor importancia. Estos son, el de los elementos mecánicos en los miembros de la estructura, el del periodo fundamental producto del análisis sísmico dinámico, y finalmente el de las deflexiones y las flechas máximas.

En lo que respecta a la discusión de los elementos mecánicos se analizarán los máximos momentos flexionantes en la superestructura para la etapa de construcción y para la etapa de servicio. Además, se discutirán los elementos mecánicos en la subestructura y en la cimentación para la etapa de servicio.

La discusión de los periodos fundamentales incluirá el análisis de los desplazamientos de la estructura en las dos direcciones de análisis, esto es, para el sismo en la dirección longitudinal así como el sismo en la dirección transversal.

Se analizarán también los resultados de las deformaciones que tienen los volados en las diferentes etapas de construcción producto del peso propio de las dovelas, así como del tensado de los cables de presfuerzo. Después se discutirán las flechas máximas que se alcanzan en el centro de cada claro en la etapa de servicio.

5.1.1. Elementos mecánicos

En el análisis de los momentos flexionantes de la superestructura de este puente podemos encontrar una distribución parabólica, ya que las cargas que actúan sobre él son del tipo uniformemente distribuidas, sin embargo en la etapa de construcción, se pueden llegar a tener momentos también en el sentido transversal debido al efecto del viento, pues las presiones unitarias son generalmente elevadas a causa de la gran altura de las pilas sobre el suelo. En los puentes de concreto construidos en doble voladizo el efecto de viento suele impactar más drásticamente a las pilas, o pilones si fuera el caso de un puente atirantado, que a las superestructuras, es por eso que este efecto se despreció para este estudio.

La distribución de momentos flexionantes por la carga viva toma en cuenta la envolvente que se tiene al paso del camión durante su recorrido por encima del puente. Esta envolvente es calculada con los máximos momentos que puede producir el camión en las posiciones más desfavorables.

Para la etapa de construcción se generan momentos flexionantes en cada una de las dovelas, desde el momento máximo en la dovela sobre pila hasta llegar a cero en el extremo del volado; esta distribución se presenta para cada una de las etapas del doble voladizo. El momento flexionante máximo negativo en construcción para la dovela sobre pila es de $M(-)=147698t\cdot m$. Para esta etapa no se tiene momento flexionante positivo.

En la etapa de servicio tenemos un máximo momento negativo y también uno positivo, los cuales se encuentran en la dovela sobre pila, y en la dovela de cierre del claro central, respectivamente. De esta manera tenemos que el máximo momento negativo de esta etapa es $M(-)=159886\text{t-m}$, y el máximo momento positivo es $M(+)=16337\text{t-m}$.

Así, los momentos que rigen para el diseño son los de la etapa de servicio, aunque los momentos de la etapa de construcción con el máximo volado también son del mismo orden, ya que solo aumenta en un 8% el valor de la etapa de servicio con respecto a la etapa de construcción. Además, cabe señalar que aunque la etapa de construcción tiene las condiciones más desfavorables, ya que se tiene el voladizo todo el tiempo, los valores de los momentos flexionantes máximos se equiparan para cuando el puente se encuentra cerrado, ya que es aquí cuando se anexan las otras cargas que participan en el análisis del puente. A pesar de que las condiciones de continuidad alivian el comportamiento de la estructura, al final de la construcción se alcanzan los máximos momentos flexionantes en la dovela sobre pila.

Por lo que respecta a los momentos flexionantes en el arranque de la columna de las pilas, se puede decir que estos son del mismo orden en las dos pilas dado que el puente es simétrico y la altura de las pilas es bastante parecida. De este modo tenemos que el momento longitudinal en el arranque de la pila es $M_{\text{long.}} = 66210 \text{ t-m}$ y el momento transversal también en el arranque es $M_{\text{transv.}} = 60721 \text{ t-m}$. Estos momentos son utilizados tanto para el diseño de las columnas como para el diseño de las zapatas de cimentación, lo único que cambia es que para las primeras se afecta por un factor de ductilidad de $Q=3$ y para las segundas con un factor de $Q=1$.

Se puede apreciar que los momentos en los dos sentidos de análisis son del mismo orden, ya que apenas el momento longitudinal es mayor que el transversal en un 9%. Esto se debe principalmente a que el claro central es casi el doble de longitud que los claros extremos y la influencia que puede tener en la estructura el marco formado por las dos columnas en el sentido longitudinal es muy poca y no la suficiente para que el momento en este sentido sea menor que en el sentido transversal. De igual manera, como la distancia de la pila al apoyo extremo es la mitad del claro central se tiene más la influencia de la restricción de desplazamiento transversal que tiene la superestructura en los apoyos extremos mediante los topes sísmicos con los que cuenta.

5.1.2. Periodo fundamental

Los periodos fundamentales de la estructura fueron sacados del análisis sísmico dinámico que se realizó. Estos periodos son los principales para las dos direcciones de análisis que se llevan a cabo, esto es, para el análisis sísmico dinámico en la dirección longitudinal y el análisis sísmico dinámico en la dirección transversal.

El periodo fundamental en la dirección longitudinal es de $T_{\text{long.}} = 4.05\text{s}$ y está asociado al primer modo de vibrar de la estructura, mientras que, el periodo fundamental en la dirección transversal es de $T_{\text{transv.}} = 3.91\text{s}$ y resultó ser el segundo modo de vibrar de la estructura.

Dado que el espectro utilizado para el análisis sísmico tiene una meseta para periodos muy pequeños, apenas entre $T_a = 0.1s$ y $T_b = 0.3s$, y como este puente es de concreto reforzado y es muy pesado, ya que cuenta con la costilla central también de concreto, sus periodos fundamentales son grandes con respecto a los periodos de la meseta del espectro. Esto es benéfico para el comportamiento por sismo de la estructura, ya que así los periodos fundamentales tendrán una ordenada espectral baja y los elementos mecánicos producto del análisis sísmico serán menos dañinos en caso de que se llegara a presentar un sismo como el de diseño.

Por otro lado, tenemos que el desplazamiento longitudinal de la estructura, que se debe tomar en cuenta para la debida elección de la junta de dilatación, se definió con el análisis sísmico dinámico en el sentido longitudinal y para el caso del puente de concreto acostillado es de $\pm 41.8cm$. Con este dato se debe elegir la junta de dilatación, ya sea de algún catálogo de juntas patentadas donde haya una que se acople a las necesidades de nuestro proyecto, o alguna junta apropiada que pueda desarrollar una carrera adecuada para este desplazamiento.

5.1.3. Deflexiones y flechas máximas

Las deformaciones de las diferentes etapas de construcción son una parte muy importante cuando se proyecta un puente en doble voladizo, ya que del cálculo correcto de estas deformaciones dependerán las contraflechas que se aplicarán mediante los equipos móviles de colado, el cimbrado, o mediante las dovelas prefabricadas.

Generalmente, para el cálculo de estas deformaciones no se hace un modelo lineal sino un modelo que tome en cuenta las diferentes edades a las que se cuelan y se presfuerzan las diferentes dovelas que conforman el volado. Del cálculo correcto de estas deformaciones y de su debida aplicación de contraflechas dependerá que el puente quede con una correcta geometría de la rasante de proyecto, aspecto vital para el buen comportamiento de la estructura y unas óptimas condiciones de servicio del puente.

Dado que el cálculo de las deformaciones de los voladizos a la hora de su construcción no es esencial para el estudio que aquí se está llevando a cabo, nos limitaremos solamente a indicar el dato de las máximas flechas tanto en la última etapa de construcción de las ménsulas, así como en la etapa de servicio al paso de la carga viva. De esta manera, la flecha máxima que se tendrá para cuando se tiene el máximo volado y está el equipo de colado en la posición para el colado de la dovela de cierre es $\Delta = 82cm$, tomando en cuenta solamente el peso propio del tablero y sin tomar en cuenta la contraflecha producto del presfuerzo.

Por otro lado, la flecha para cuando el puente se encuentra totalmente cerrado y circulan sobre él las cargas vivas de diseño, que en este caso la más desfavorable es la de dos camiones T3-S2-R4, uno adelante de otro en fila, y además en cuatro carriles de circulación

con su respectivo factor de reducción de carriles de 0.75, y su factor de impacto de 7.3%, es $\Delta=12.1\text{cm}$, para el claro central y de $\Delta=5.8\text{cm}$, para los claros laterales.

Las flechas máximas obtenidas por carga viva deben estar por debajo de la flecha máxima permisible que recomienda AASHTO la cual es de $\Delta_p=\text{claro}/800$, que para el caso del claro central de 171m es de $\Delta_p=21.3\text{cm}$, y para los claros laterales de 97m es de $\Delta_p=12.1\text{cm}$, por lo que se puede afirmar que ambas magnitudes se encuentran dentro de las flechas permisibles por servicio que recomiendan las normas.

5.2. Discusión de resultados del puente de cajón de acero

La discusión de resultados se llevará a cabo de igual manera que para el puente de concreto acostillado, esto es, considerando los tres aspectos importantes como lo son el de los elementos mecánicos en los miembros de la estructura, el del periodo fundamental producto del análisis sísmico dinámico, y finalmente el de las deflexiones y las flechas máximas.

Por lo que respecta a la discusión de los elementos mecánicos se analizarán los máximos momentos flexionantes en la superestructura para la etapa de construcción y para la etapa de servicio. Además, se discutirán los elementos mecánicos en la subestructura y en la cimentación para la etapa de servicio.

La discusión de los periodos fundamentales incluirá el análisis de los desplazamientos de la estructura en las dos direcciones de análisis, esto es, para el sismo en la dirección longitudinal así como el sismo en la dirección transversal.

Se analizarán también los resultados de las deformaciones que se tienen para las diferentes etapas de empujado en la construcción, producidas por el peso propio de las dovelas. Después se discutirán las flechas máximas que se alcanzan en el centro de cada claro en la etapa de servicio.

5.2.1. Elementos mecánicos

Esta claro que los momentos flexionantes de la superestructura de este puente presentan una distribución parabólica. En la etapa de construcción estos momentos se deben principalmente a efectos del peso propio del cajón que se empuja, pero en la etapa de servicio los momentos flexionantes son sumamente sensibles a solicitaciones de carga viva, debido a que la proporción entre una y otra cargas no es muy grande en comparación con la de una estructura de concreto.

Para las etapas de construcción se generan momentos flexionantes en cada una de las dovelas para las diferentes fases de empujado, ya sea que el tren de dovelas esté pasando por encima del estribo o por encima de la pila. Así pues, se tiene un momento máximo en la dovela sobre pila y este llega a cero en el extremo del volado. Esta distribución se presenta para el tren de dovelas que está en volado, mientras que para las dovelas que están en la

retaguardia se tendrá una distribución igual si se está trabajando el empujado sobre el estribo, pero cuando se está trabajando el volado sobre la pila, las dovelas de la retaguardia tendrán un momento positivo, ya que se encontrarán apoyadas entre la pila y el estribo.

El momento flexionante máximo negativo en construcción para la dovela sobre pila, que es la dovela D-8, es de $M(-)=33116t\cdot m$. Para esta etapa no se tiene momento flexionante positivo, ya que se está empujando el tren de dovelas para tener el volado máximo a partir del estribo. El momento flexionante máximo positivo en construcción es para la dovela D-6 y es de $M(+)=6900t\cdot m$.

En la etapa de servicio tenemos un máximo momento negativo y también uno positivo, los cuales se encuentran en la dovela sobre pila D-8, y en la dovela de cierre del claro central DC-2-3, respectivamente. De esta manera tenemos que el máximo momento negativo de esta etapa es $M(-)=38122t\cdot m$, y el máximo momento positivo es $M(+)=24846t\cdot m$.

Así, los momentos que rigen para el diseño son los de la etapa de servicio, aunque los momentos de la etapa de construcción con el máximo volado también son del mismo orden, ya que solo aumenta en un 15% el valor del momento flexionante negativo de la etapa de servicio con respecto a la etapa de construcción. Además, cabe señalar que aunque la etapa de construcción tiene las condiciones más desfavorables, ya que se tiene el voladizo todo el tiempo, los valores de los momentos flexionantes máximos se equiparan para cuando el puente se encuentra cerrado, ya que es aquí cuando se anexan las otras cargas que participan en el análisis del puente. A pesar de que las condiciones de continuidad alivian el comportamiento de la estructura, al final es en la condición de servicio donde se alcanzan los máximos momentos flexionantes en la dovela sobre pila.

Por lo que respecta a los momentos flexionantes en el arranque de la columna de las pilas, se puede decir que estos son del mismo orden en las dos pilas dado que el puente es simétrico y la altura de las pilas es bastante parecida. De este modo tenemos que el momento longitudinal en el arranque de la pila es $M_{long.} = 41235 t\cdot m$ y el momento transversal también en el arranque es $M_{transv.} = 32715 t\cdot m$. Estos momentos son utilizados tanto para el diseño de las columnas como para el diseño de las zapatas de cimentación, lo único que cambia es que para las primeras se afecta por un factor de ductilidad de $Q=3$ y para las segundas con un factor de $Q=1$.

Se puede apreciar que el momento en el sentido longitudinal de análisis es 26% mayor que el transversal, esto se debe principalmente a que el claro central es casi el doble de los claros extremos y la influencia que puede tener en la estructura el marco formado por las dos columnas en el sentido longitudinal es muy poca y no la suficiente para que el momento en este sentido sea menor que en el sentido transversal. De igual manera, como la distancia de la pila al apoyo extremo es la mitad del claro central se tiene más la influencia de la restricción de desplazamiento transversal que tiene la superestructura en los apoyos extremos mediante los topes sísmicos con los que cuenta.

5.2.2. Periodo fundamental

Los periodos fundamentales de la estructura fueron obtenidos del análisis sísmico dinámico que se realizó para esta. Estos periodos son los principales para las dos direcciones de análisis que se llevan a cabo, esto es, para el análisis sísmico dinámico en la dirección longitudinal y el análisis sísmico dinámico en la dirección transversal.

El periodo fundamental en la dirección longitudinal es de $T_{\text{long.}} = 2.88\text{s}$ y está asociado al primer modo de vibrar de la estructura, mientras que el periodo fundamental en la dirección transversal es de $T_{\text{transv.}} = 2.12\text{s}$ y resultó ser el segundo modo de vibrar de la estructura.

Dado que el espectro utilizado para el análisis sísmico tiene una meseta para periodos muy pequeños, apenas entre $T_a = 0.1\text{s}$ y $T_b = 0.3\text{s}$, y como este puente es de acero y no es muy pesado, sin embargo, debido a su altura, sus periodos fundamentales son grandes con respecto a los periodos de la meseta del espectro. Esto es benéfico para el comportamiento por sismo de la estructura, ya que así los periodos fundamentales tendrán una ordenada espectral baja y los elementos mecánicos producto del análisis sísmico serán menos dañinos en caso de que se llegara a presentar un sismo como el de diseño.

Por otro lado, tenemos que el desplazamiento longitudinal de la estructura, que se debe tomar en cuenta para la debida elección de la junta de dilatación, se definió con el análisis sísmico dinámico en el sentido longitudinal y para el caso del puente de cajón de acero es de $\pm 27.5\text{cm}$. Con este dato se debe elegir la junta de dilatación, ya sea de algún catalogo de juntas patentadas donde haya una que se acople a las necesidades de nuestro proyecto, o alguna junta apropiada que pueda desarrollar una carrera adecuada para este desplazamiento.

5.2.3. Deflexiones y flechas máximas

Las deformaciones de las etapas de construcción en las que la primera dovela D-1 del tren empujado está a punto de llegar a la pila y cuando está a punto de llegar a empalmarse con la otra ménsula son muy importantes, ya que de ellas depende que se tomen las debidas previsiones para tener equipos de gateo que, una vez que la dovela esté a punto de aproximarse a la pila, carguen el tren de dovelas y lo apoye sobre la pila. De igual manera, una vez que las dos ménsulas se encuentran en el centro del claro se debe contar con un equipo que ayude a alinearlas para después unir las mediante la dovela de cierre.

La flecha para cuando la primera dovela D-1 del tren empujado está a punto de llegar a la pila es de $\Delta = 130\text{cm}$ y por lo tanto el equipo que se encuentra sobre la pila debe tener la capacidad para levantar el tren de dovelas y recuperar esa flecha. Por otro lado, la flecha para cuando se tiene el máximo volado en el claro central y se van a unir las ménsulas de ambos lados es de $\Delta = 85\text{cm}$.

Generalmente, la deformación para el centro de los claros viene ligada a la aplicación de las diferentes contraflechas en cada una de las dovelas que faciliten no tener deformaciones

por cargas permanentes. Estas contraflechas por cargas permanentes se aplican en cada dovela mediante un recorte que se le hace al alma el cual permite tener una deformación tal que garantiza una correcta geometría de la rasante de proyecto, la que a su vez es vital para el buen comportamiento de la estructura y unas óptimas condiciones de servicio del puente.

Para llevar a cabo los recortes de las almas se necesitan conocer las flechas en cada una de las uniones de dovelas para cuando actúan sobre el puente todas las cargas permanentes. Dado que el dato de estas deformaciones no es esencial para el estudio que aquí se está presentando, nos limitaremos solamente a indicar las máximas flechas en cada claro en la etapa de servicio producto de la carga muerta y la carga muerta de servicio, además se dará también el dato de la flecha máxima en esos mismos puntos para el paso de la carga viva.

La flecha máxima de los claros extremos 1-2 y 3-4, producida por todas las cargas permanentes que tiene el puente, esto es, la carga muerta, más la carga muerta de servicio, que incluye el peso propio de la superestructura, más el peso de los atiesadores y marcos, más el peso de la carpeta asfáltica, más el peso de las guarniciones, es de $\Delta=0.4\text{cm}$ y se presenta en la unión de las dovelas D-14 y D-15. De igual manera, la flecha máxima del claro central 2-3 es de $\Delta=41.4\text{cm}$ y se presenta en el centro del claro en la unión de las dovelas D-1 con la dovela de cierre DC-2-3.

Por otro lado, la flecha para cuando el puente se encuentra totalmente cerrado y circulan sobre él las cargas vivas de diseño, que en este caso la más desfavorable es la de dos camiones T3-S2-R4, uno adelante de otro en fila, y además en cuatro carriles de circulación con su respectivo factor de reducción de carriles de 0.75 y su factor de impacto de 7.3%, es $\Delta=21\text{cm}$, para el claro central y de $\Delta=6.8\text{cm}$, para los claros laterales.

Las flechas máximas obtenidas por carga viva deben estar por debajo de la flecha máxima permisible que recomienda AASHTO la cual es de $\Delta_p=\text{claro}/800$, que para el caso del claro central de 171m es de $\Delta_p=21.3\text{cm}$, y para los claros laterales de 97m es de $\Delta_p=12.1\text{cm}$, por lo que se puede afirmar que ambas magnitudes se encuentran dentro de las flechas permisibles por servicio que recomiendan las normas.

5.3. Comparación entre las dos soluciones

Se presentaron los resultados de los dos puentes para los tres rubros en los que se hizo el análisis, esto es, el de los elementos mecánicos en los miembros de la estructura, el periodo fundamental producto del análisis sísmico dinámico, y el de las deflexiones.

En lo que respecta a la comparación de los elementos mecánicos en las superestructuras de los dos puentes, se puede apreciar un aumento considerable en los mismos para el caso del puente de concreto acostillado, lo cual, en primera instancia era de esperarse debido a la diferencia considerable del peso entre una y otra superestructuras.

También podemos decir que la comparación directa de los elementos mecánicos de las superestructuras no es del todo pertinente, ya que obviamente son dos tipos de materiales y

las diferencias iban a ser radicales pero, tampoco podríamos decir que es perjudicial el hecho de que los elementos mecánicos del puente de concreto acostillado sean mayores que los del puente de cajón de acero. Lo que si es punto importante es el pensar que para el diseño de una y otra superestructuras se debió considerar secciones que respondieran a esas sollicitaciones y qué características debieron tener ambas secciones para lograrlo.

Así pues, hablando de la etapa de construcción, el momento máximo de diseño de la dovela sobre pila del puente acostillado es $M(-)=147698\text{t}\cdot\text{m}$, mientras que para el volado máximo en la etapa de construcción para el puente de acero es de $M(-)=33116\text{t}\cdot\text{m}$. Se tiene un incremento de más del 400% entre uno y otro y para la etapa de servicio sucede lo mismo, ya que para la misma dovela sobre pila en esta etapa, para el puente de concreto es de $M(-)=159886\text{t}\cdot\text{m}$ y para el puente de acero tan solo se tiene un momento en esa dovela de $M(-)=38122\text{t}\cdot\text{m}$.

El incremento de los momentos del puente de concreto en comparación con los del puente de acero se debe principalmente a la diferencia de pesos que tienen ambas superestructuras, ya que las demás cargas a las que están expuestos ambos puentes son iguales. Si consideramos las diferencias que puede haber en la etapa de construcción también nos daremos cuenta que el máximo voladizo que alcanza el puente de concreto es casi de la longitud del primer claro, el cual es el claro que rige la etapa del máximo volado del tren de dovelas del puente de acero.

A este respecto, es importante también señalar que ese incremento de peso debido a la diferencia de materiales puede no ser el único factor que determina el aumento de los momentos en la superestructura de concreto. Se deben considerar también las características de la sección transversal de una y otra superestructuras, ya que es característica determinante en las fluctuaciones de peso de los tableros.

Por ejemplo, la sección transversal del puente de concreto tiene un ancho total de 19m, ya que debe dejar espacio para alojar su costilla central; el puente de acero cuenta con tan solo un ancho de 16m, esto es, solo el necesario para dar paso a los cuatro carriles de circulación con unos pequeños acotamientos. Por otro lado, el peralte de la sección transversal del puente de concreto es de 3.4m el cual es relativamente menor al peralte de 5.5m que necesita la sección transversal del puente de acero para cumplir con los requisitos de flechas máximas. De esta manera podemos percibir cómo cada una de las secciones tiene necesidades de dimensiones en uno y otro sentido, dependiendo de su configuración para lograr su desempeño en forma óptima.

Ahora bien, si se comparan los elementos mecánicos de la subestructura de cada uno de los puentes, estará bien claro que en esta comparación si se tienen las mismas condiciones, ya que las pilas de ambos puentes son del mismo material y de las mismas dimensiones. Es por eso que aquí el puente de concreto acostillado tendrá los momentos flexionantes por sismo en ambas direcciones muy por encima de los que resultaron del análisis sísmico del puente de acero.

Los momentos flexionantes por sismo longitudinal y transversal de las pilas del puente de concreto acostillado son de $M_{\text{long.}} = 66210 \text{ t}\cdot\text{m}$ y $M_{\text{transv.}} = 60721 \text{ t}\cdot\text{m}$, mientras que los

momentos en el arranque de las pilas del puente de acero son $M_{long.} = 41235$ t-m y $M_{transv.} = 32715$ t-m, así pues, el incremento de los momentos de las pilas del puente de concreto con respecto al de acero son del orden de 160% para el sismo actuando en dirección longitudinal y de 185% para el sismo actuando en dirección transversal. Este hecho representa claramente una desventaja de la superestructura del puente de concreto acostillado en contrapartida con la solución del puente con superestructura de cajón de acero.

Sin embargo, si hablamos de la holgura que tienen cada una de las dos soluciones en función de la resistencia máxima que tiene la sección, podemos decir que para ambos casos es considerable. Para el puente de concreto tenemos, en el diagrama de interacción de la columna para esa carga axial, un momento máximo resistente en el sentido longitudinal de $MR_{long.} = 76500$ t-m, por lo tanto, si el momento actuante en ese sentido, ya afectado por la ductilidad de $Q=3$, es de $M_{long.} = 22070$ t-m, tenemos una holgura del 71% de la resistencia máxima. De igual forma, para el sentido transversal, el momento máximo resistente es $MR_{transv.} = 102000$ t-m, entonces, si el momento actuante en ese sentido, ya afectado por la ductilidad de $Q=3$, es de $M_{transv.} = 20240$ t-m, tenemos una holgura del 80% de la resistencia máxima.

Haciendo el mismo análisis para el puente de acero tenemos, en el diagrama de interacción de la columna para esa carga axial, un momento máximo resistente en el sentido longitudinal de $MR_{long.} = 51000$ t-m, por lo tanto, si el momento actuante en ese sentido, ya afectado por la ductilidad de $Q=3$, es de $M_{long.} = 13745$ t-m, tenemos una holgura del 73% de la resistencia máxima. De igual forma, para el sentido transversal, el momento máximo resistente es $MR_{transv.} = 76500$ t-m, entonces, si el momento actuante en ese sentido, ya afectado por la ductilidad de $Q=3$, es de $M_{transv.} = 10905$ t-m, tenemos una holgura del 86% de la resistencia máxima.

Como se utilizó para la comparativa de las dos estructuras, tanto la misma sección de la columna, así como el mismo espectro sísmico, las holguras con respecto a la resistencia máxima en el sentido longitudinal y transversal son del orden del 70% y del 80%, respectivamente, en los dos casos. Las holguras tan grandes son debidas principalmente a que la columna debe cumplir también con la función de darle estabilidad al puente, esto es, además de tener la resistencia adecuada que cumpla con las solicitaciones, debe tener proporciones tales que no tenga problemas de esbeltez, o de volteo si se habla del conjunto con la zapata. Es por esto que las columnas de puentes altos suelen tener secciones grandes, las cuales son armadas generalmente con el refuerzo mínimo del 1%, y debido a su gran dimensión suelen tener niveles de holgura grandes, a pesar de que no estén fuertemente armadas.

Por otro lado la comparación de los periodos fundamentales resulta muy interesante, ya que para las dos estructuras resultó ser que el periodo del primer modo de vibrar fue en la dirección longitudinal y el segundo en la dirección transversal, lo cual habla en primera instancia de que la rigidez que tienen ambos sistemas es de la misma forma a pesar de la ductilidad que pudiera tener la superestructura de acero en contrapartida con la rigidez de la superestructura de concreto.

Este fenómeno también se puede explicar debido a la distribución de claros y a la altura de las columnas, ya que los claros extremos son de 97m y el central de 171m, esto es, los claros extremos son del orden del 57% del claro central, además, las pilas 2 y 3 son de 90m y 110m, respectivamente, lo cual representa el 52% y el 64% de la longitud del claro central.

Así pues, debido a la cercanía de los apoyos extremos a las uniones de las pilas con la superestructura en el claro central (nodos con mayor masa del modelo), y como los apoyos de las pilas al terreno también se encuentran a una distancia del mismo orden, la influencia de las condiciones de apoyo de los estribos es mucho mayor.

Además, estos apoyos cuentan con restricción en el sentido transversal (topes sísmicos), y libertad de movimiento en el sentido longitudinal (juntas de dilatación), y a pesar de que el giro en el eje vertical si esta permitido, no hay un impacto considerable del desplazamiento transversal de las uniones de las pilas con la superestructura, y entonces es el desplazamiento longitudinal de todo el tablero el que tiene mayor influencia, por lo tanto, el periodo del primer modo de vibrar se presenta en la dirección longitudinal y el segundo en la dirección transversal.

Los periodos de la estructura de concreto resultaron ser mayores que los de la estructura de acero; el periodo de la dirección longitudinal fue un 41% mayor que el de la estructura de acero, este fue de $T_{long.} = 4.05s$ contra $T_{long.} = 2.88s$ respectivamente. En la dirección transversal este incremento fue mayor, ya que el periodo de la estructura de concreto fue de $T_{transv.} = 3.91s$, mientras que el de la estructura de acero fue de $T_{transv.} = 2.12s$, lo cual representa un incremento del 84%.

El incremento en los periodos de la estructura de concreto con respecto a los de la estructura del cajón de acero se puede explicar una vez mas debido a la diferencia de peso que tienen una y otra, ya que como las pilas son de la misma sección y de la misma altura en la dos estructuras todo se remite al aumento de masa que tiene el tablero de concreto con relación al cajón de acero.

A pesar de que los periodos de la estructura de acero son menores en un 41% y 84% en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente, que los de la otra estructura, no se puede afirmar que estos son en realidad chicos y pudieran tener algún impacto negativo en el análisis sísmico, ya que el espectro de diseño utilizado para el análisis sísmico de ambas estructuras tiene aceleraciones bajas con respecto a la meseta para periodos mucho menores que estos, ya que desde periodos de 1.5s se aprecia una caída drástica. Lo anterior indica también que ninguna de las dos estructuras tendrá problemas de resonancia, ya que sus periodos se encuentran lejos de la meseta del espectro.

De igual manera tenemos que el desplazamiento longitudinal del puente de concreto acostillado sobrepasa en un 52% el desplazamiento del puente de cajón de acero, esto por la misma razón de la diferencia de masas. Además, la junta para el puente de concreto debería tener una carrera de $\pm 41.8cm$ la que es realmente considerable y pudiera representar un problema, tanto para encontrar una adecuada, como en los costos que esto pudiera acarrear o pudiera hacer pensar en buscar otra solución para ese desplazamiento como podría ser el

amarrar el puente a uno de los estribos. Estos problemas no son de consideración con la carrera de la junta del puente de cajón de acero que tiene tan solo ± 27.5 cm.

Se analizaron también los resultados de las deformaciones que tienen los volados en las diferentes etapas de construcción y para la etapa de servicio para las dos estructuras. Esta comparación es de gran importancia, debido a que ambos puentes deben cumplir con las condiciones, que marcan las normas AASHTO para el paso de la carga viva. Como el claro que se está librando es exactamente el mismo para ambos, se debe analizar la forma en la que cada una de las soluciones cumple con esta limitante.

Así pues, la flecha en el centro del claro, al paso de la carga viva, para el puente de acero es de 21cm mientras que para el puente de concreto es de 12.1cm, lo cual se puede interpretar de una manera positiva para el puente de concreto, ya que el poco peralte de su tablero puede contrarrestar bien la deformación gracias a la rigidez que le proporciona su gran costilla, no así con el puente de acero el cual tiene que aumentar el peralte de su tablero para poder cumplir con las condiciones en servicio al paso de cargas vivas.

Como se puede apreciar, varios de los aspectos discutidos en esta comparación tienen que ver con la diferencia de pesos entre una y otra estructura. El peso de una estructura de acero siempre será menor que el de una estructura de concreto para un mismo claro. La relación entre los pesos varía en función del tipo de superestructura utilizada y puede ser en ocasiones hasta del orden de 1/10. Para nuestros puentes en cuestión, esta relación aumenta debido a que la estructura de concreto no es tomada en cuenta como una trabe convencional.

Así pues, haciendo un análisis de los volúmenes de las dos estructuras, para el caso del puente de concreto acostillado, tenemos un volumen de concreto en la superestructura de $V_{\text{super}} = 6022\text{m}^3$, el cual representa un peso de 14453 toneladas, mientras que para el puente de acero, el peso total de la superestructura es apenas de 2770 toneladas. La relación de peso entre la estructura de acero y la de concreto es de 1/5, esto es, la superestructura del puente de concreto es cinco veces más pesada que la superestructura del puente de acero lo cual lógicamente se ve reflejado en todos los rubros de comparación.

Ahora bien, este análisis del volumen de los materiales de los dos puentes puede ser llevado al terreno de los costos y hacer una comparativa de los mismos. Se tomará en cuenta solamente el costo de la superestructura, ya que la subestructura utilizada en ambos casos es la misma.

Para el puente de concreto acostillado tomaremos en cuenta los costos del volumen de concreto, del acero de refuerzo y del acero de presfuerzo. El volumen de concreto de la superestructura es de 6022m^3 , lo cual representa un costo de 30.11 millones de pesos; el peso del acero de refuerzo de la superestructura es de 966978 kg, que representa un costo de 19.34 millones de pesos; y finalmente el peso del acero de presfuerzo de la superestructura es de 347971 kg y cuesta 24.36 millones de pesos. El costo total de la superestructura del puente de concreto acostillado es de 73.81 millones de pesos.

De igual forma, para el puente de cajón de acero, tenemos que el peso de la superestructura es de 2770401 kg, lo cual representa un costo de 180.08 millones de pesos. Como podemos observar el costo de la superestructura de acero es mucho mayor que el de la de concreto, del orden de 2.4 veces más costosa, lo cual puede ser un factor determinante a la hora de elegir entre las dos soluciones.

La tabla 1 resume la información de la comparación de las dos soluciones de puente para un claro central de 171m. Se muestran los resultados de los tres rubros de análisis de ambos puentes. Para el rubro de elementos mecánicos se compararon los momentos flexionantes en la superestructura y en la subestructura, para la etapa de construcción y la de servicio. Para el rubro de periodos fundamentales se comparan estos en las dos direcciones de análisis y los desplazamientos longitudinales, y finalmente para el rubro de flechas máximas se comparan las deformaciones en etapa de construcción y las que se tienen al paso de la carga viva.

Tabla 1. Comparación de resultados entre las soluciones de puentes de concreto y acero

		PUENTE ACOSTILLADO DE CONCRETO	PUENTE DE CAJON DE ACERO
ELEMENTOS MECANICOS	SUPERESTRUCTURA EN CONSTRUCCION	$M(-)_{SP} = 147698$ t-m	$M(-)_{SP} = 33116$ t-m
	SUPERESTRUCTURA SERVICIO	$M(-)_{SP} = 159886$ t-m $M(+)_CL = 16337$ t-m	$M(-)_{SP} = 38122$ t-m $M(+)_CL = 24846$ t-m
	SUBESTRUCTURA POR SISMO	$M_{LONG} = 66210$ t-m $M_{TRANSV} = 60721$ t-m	$M_{LONG} = 41235$ t-m $M_{TRANSV} = 32715$ t-m
PERIODO FUNDAMENTAL	PERIODOS	$T_{LONG} = 4.05$ s $T_{TRANSV} = 3.91$ s	$T_{LONG} = 2.88$ s $T_{TRANSV} = 2.12$ s
	DESPLAZAMIENTOS	$d_{LONG} = \pm 41.8$ cm	$d_{LONG} = \pm 27.5$ cm
FLECHAS MAXIMAS	CONSTRUCCION	Volado max 82 cm	Volado max 130 cm
	SERVICIO CV+I	Claro 1-2 5.8 cm Claro 2-3 12.1 cm	Claro 1-2 6.8 cm Claro 2-3 21 cm

6. CONCLUSIONES

El análisis del comportamiento de cualquier puente proporciona una referencia para observar los contrastes entre un sistema estructural y otro bajo las diferentes clases de solicitaciones. Este análisis se torna más importante aún cuando se tienen soluciones estructurales complejas o especiales, ya sea en planta, sección transversal, o en elevación. La cabal comprensión del posible comportamiento de un puente de este tipo, en las diferentes etapas de construcción, en la etapa de servicio, o cuando actúa el sismo, permitirá tomar las precauciones y medidas necesarias para llevar a cabo la concepción, análisis y el diseño de los diferentes miembros estructurales.

Dada la complejidad del comportamiento estructural de los puentes especiales, los códigos en general no proporcionan lineamientos claros que permitan advertir las bondades de la elección de un tipo de sistema estructural poco utilizado con respecto a uno ampliamente usado, ya que estos códigos se limitan solamente a hacer recomendaciones del tipo general o en ocasiones recomendando no se utilicen este tipo de puentes especiales. Pero en casos en los que la elección de la solución estructural de un puente está restringida con respecto al costo, ubicación, tiempo de construcción, mantenimiento, o mas allá, por un diseño arquitectónico caprichoso del puente, se tienen que atender de manera adecuada las diferencias que se presentan en el análisis y diseño estructural, entre puentes con configuraciones típicas y estos.

A la luz de este estudio se comentaron las principales ventajas de las dos soluciones estructurales de puentes para librar un claro central de 171m y dos laterales de 97m, que darán servicio en la carretera México – Tuxpan a la altura del kilometro 624+064, en el tramo comprendido entre Sta. María Asunción y Nuevo Necaxa en los límites de los estados de Hidalgo y Puebla.

El principio de trabajo de las superestructuras de los puentes con costilla es muy semejante al de los puentes atirantados, pero con la diferencia básica de que en los puentes con costilla toda la superestructura queda pre comprimida y solamente al paso de la carga viva sufre una descompresión parcial que no es determinante, por lo cual las tensiones de los cables de presfuerzo no varían y no se tienen efectos de fatiga. Así entonces, para fines de proyecto pueden aceptarse tensiones en los cables de presfuerzo del orden de 70% y hasta el 80% del esfuerzo de ruptura del acero, mientras que para los puentes atirantados el esfuerzo de trabajo de los tirantes se acostumbra limitarlo entre el 42% y 45% del esfuerzo de ruptura del cable, ya que en los puentes atirantados se tienen oscilaciones de esfuerzos muy grandes.

Por otro lado el funcionamiento de los puentes de cajón de acero es tradicional y se basa en usar la estabilidad estática y dinámica de la sección cajón, la que durante la construcción por empujado, queda asegurada de forma más satisfactoria que con una sección de perfil abierto debido a la gran rigidez que presenta a la torsión. En servicio, la rigidez de torsión reduce la rotación de la sección transversal bajo el efecto de las cargas descentradas. Mejora además el reparto de las sobrecargas entre las diferentes vigas mediante su arriostramiento intermedio, quedando equilibrado el par debido a las cargas descentradas

por la resistencia a la torsión de las vigas en lugar de la resistencia a la flexión del arriostramiento.

La facilidad para construir un tren de dovelas en la retaguardia del claro a librar ha hecho mucho más común usar este tipo de superestructura con respecto a otras como son las de armaduras de paso inferior, que en algún momento también fueron utilizadas para librar este tipo de claros, y que hoy representan un tiempo de construcción mucho mayor al de un puente de cajón de acero empujado.

Los puentes de concreto acostillados pueden proporcionar un gran peralte para resistir los momentos flexionantes con un volumen reducido de concreto, ya que esta resistencia se logra a partir de los cables de presfuerzo que van adosados en su costilla. Así, con un peralte de cajón de 3.4m y uno de costilla de 11.8m se tiene un peralte total de 15.2m, que en un puente de cajón tradicional representaría un volumen desorbitado de concreto. Además, como la costilla va por arriba, el peralte no tiene limitaciones de gálibo como es el caso de un puente de cajón tradicional de concreto o de acero que va por abajo y que obliga a subir la rasante de la autopista si se tienen necesidades por motivos hidráulicos.

A pesar de que el volumen de concreto en un puente acostillado es mucho menor que el que tendría un puente de cajón tradicional de concreto, el peso de este sigue siendo mucho mayor que el peso de un puente de cajón de acero, lo cual en una zona de baja sismicidad no representaría un aspecto a tomar en cuenta para el análisis y diseño de la subestructura, mas no así, si el lugar donde se va a construir el puente es una zona de alta sismicidad. El puente de cajón de acero representaría una opción que reduciría importantemente las secciones de la subestructura, así como también reduciría de manera drástica los desplazamientos longitudinales del tablero.

Dado que la diferencia de peso de la superestructura es tan notoria entre ambos puentes, también lo es la proporción entre la carga muerta y la carga viva. Como para el puente de concreto acostillado se tienen valores mucho más grandes de carga muerta, si se llegara a requerir un aumento de carga viva, por ejemplo para dar paso a un carril más de circulación, esto en muy poco afectaría a las solicitaciones totales. Mientras que para un puente de cajón de acero, un aumento considerable en la carga viva representaría inmediatamente un aumento en el peralte de la superestructura y repercutiría en un aumento también de los elementos mecánicos en todos los componentes del puente.

En cuanto a los procedimientos de construcción de ambos puentes, se puede decir que el puente de concreto acostillado se construye con un sistema de doble voladizo con carros de colado tradicionales, ya que la costilla central se construye por etapas atrás de las dovelas ya coladas y usando como piso de trabajo la calzada del puente, por lo tanto la costilla solo tendrá moldes laterales, igual que cualquier muro de concreto, y se colará en tramos tanto verticales como horizontales sin retrasar los colados de los voladizos. Aun así, poniendo este sistema en contrapartida con un procedimiento de empujado de un cajón de acero, este sigue siendo mucho más tardado, ya que si tomamos en cuenta que las dovelas de acero se pueden ir construyendo a la par e ir las formando en el patio de empujado, se tendrá un avance mucho mayor por día que el que se pudiera tener en un sistema de doble voladizo.

Con respecto a las deformaciones que se pueden alcanzar en la construcción del puente de concreto acostillado, se tiene que el sistema de construcción por doble voladizo permite ir recuperando las deformaciones de las ménsulas mediante los cables de presfuerzo y los colados de las dovelas y estas no representan un uso de equipos especiales para su control, mas no así para el puente de cajón de acero en el que la deformación máxima de la ménsula en volado no se podrá ir controlado a menos que se tenga un dispositivo de mástil o mediante el uso de un presfuerzo externo sobre el cajón.

Otro aspecto a considerar es el del mantenimiento de un puente de concreto acostillado el cual por tener sus cables de presfuerzo ahogados en el concreto de la costilla central previene que estos queden visibles y sujetos a condiciones de intemperismo, exposición a los rayos solares, choques, actos de vandalismo, etc., lo que podría causar problemas para su buen funcionamiento estructural; si pensamos en un puente atirantado sus cables de presfuerzo tienen el inconveniente de quedar expuestos a los factores que se mencionan. En cuanto al mantenimiento que se tiene que dar a una estructura de acero, este siempre será mucho más complicado y costoso que el que se pueda dar a una estructura de concreto.

El peso propio es determinante para limitar el campo de aplicación de los puentes de concreto acostillados, ya que para un claro mayor de 200m el peso de la costilla y el cajón producirían momentos flexionantes por carga muerta que serían excesivos, mientras que por ejemplo en un puente atirantado, el peso unitario o peso por metro de puente es casi independiente del claro, por lo tanto, para claros mayores el puente de concreto acostillado no podría competir contra uno atirantado. Por su parte un puente de cajón de acero tampoco podría competir contra un puente atirantado en un claro mayor que 200m, ya que el peralte de un cajón de acero sería enorme y aun así no se podrían controlar las deformaciones de las ménsulas de los volados, así como tampoco las deformaciones permisibles en servicio.

Para claros menores de 120m, pierde su ventaja el puente de concreto acostillado, toda vez que las almas de un cajón de concreto tradicional pueden ser una mejor opción, mas aun si esas almas se construyen de acero estructural estaríamos hablando de un puente de cajón de acero que resultaría también adecuado para estos claros, además de que reduciría la carga muerta en forma muy notoria.

Finalmente, si se hace un análisis somero de costos podríamos advertir las bondades de elegir un tipo de superestructura de concreto con costilla central para claros entre 120m y 200m, ya que por ejemplo, para nuestro caso de análisis, en un claro central de 171m y dos laterales de 97m el costo aproximado de la superestructura de un puente de concreto acostillado podría estar cerca de los 73.8 millones de pesos, mientras que la superestructura de un puente de cajón de acero oscila entre los 180.1 millones de pesos. Como se puede observar el incremento del costo es considerable y se debe tomar muy en cuenta para la elección de una y otra solución, aunque de ninguna forma es solamente este el aspecto más importante.

7. REFERENCIAS

- Mathivat, Jacques. Construction par encorbellement des Ponts en beton precontrain, Ed. Eyrolles, Francia, 1978, 401pp.
- McCormac, Jack. Diseño de estructuras de acero, 2a edición, Alfaomega, México, 2002, 704pp.
- Bowles, Joseph. Diseño de acero estructural, Limusa, México, 1994, 602pp.
- Lin, T. Y. Diseño de estructuras de concreto preesforzado, C.E.C.S.A, México, 1985, 701pp.
- Leonhardt, Fritz. Prestressed concrete Desing and construction, 2a edicion, Wilhelm Ernst & Sohn, Alemania, 1964, 677pp.
- Rojas Nieto, Luis. Proyecto Detallado de Puentes Empujados de Michoacán, curso Aplicación de nuevas tecnologías para el desarrollo de proyectos, Word Trade Center, México, 25 de septiembre de 2008
- Grattasat, G. Conception des Ponts, Ed. Eyrolles, Francia, 1966, 284pp.
- Lasso Herrera, Ricardo. Procedimientos de Construcción de Puentes, tesis inédita, UNAM, 1986, 113pp.
- Horta Ramírez, Leonardo. Consideraciones para la elección de tipo de Puente, tesis inédita, IPN, 1999, 122pp.
- Jiménez Acevedo, Raúl Guadalupe. Proceso constructivo de puentes empujados, tesis inédita, IPN, 2008, 93pp.
- Cázares Hernández, Laura. Técnicas actuales de investigación documental, Ed. Trillas, México, 1990, 194pp.
- AASHTO Standard, 16th edition, USA, 1996
- AASHTO Standard, 17th edition, USA, 2002
- Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-05) y comentario (ACI-318-SR-05), 1ª edición, México, 2005

Analytical Features

- Large Deformation Cable Element
- Tension Only/ Compression Only Frame Elements
- Nonlinear Dynamic Direct Integration Time History Analysis
- Static And Dynamic Large Displacement Analysis Across All Element Types
- Stiffness and Mass Proportional Damping
- Control Over Selective Execution of Analysis Cases
- Nonlinear Buckling Analysis
- Steady-State Analysis with Damping
- Power Spectral Density Analysis
- Incremental Construction Sequence Modeling and Loading (Staged Construction)
- Restart Capabilities From Any Previous Analysis
- Multiple Modal Eigen or Ritz Analysis Cases From Any Linear or Non-Linear State
- Multiple P-Delta Analysis From Any Linear or Non-Linear State
- Linear Analysis From any Non-Linear State
- Mass matrix may now be assembled from a load combination
- Frame hinges for both static and dynamic nonlinear analysis
- Nonlinear links can now be multi-linear elastic or multi-linear plastic
- Nonlinear links can now be for both static and dynamic nonlinear analysis
- Automated joint panel zone deformations - linear or nonlinear
- Frame member joint partial fixity
- Frame member cardinal points and joint offsets
- Frame and shell property modifiers for cracking
- Automated calculation of wind loads for various US and international codes
- Automated calculation of seismic loads for various US and international codes
- Automated transfer of tributary surface loads to supporting members
- Variety of built-in functions for response spectrum and time history analysis
- Automatic multiple run batch capability from inside the GUI
- Output for user specified generalized displacements
- Stress and force integration across section cuts - enhanced of group sum forces