



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**PROCESO CONSTRUCTIVO DE PUENTES
INTEGRALES CORTOS**

T E S I S

QUE PARA OBTENER POR EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

SINUE DE LA VEGA GARCÍA



TUTOR:

DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ

MÉXICO, D.F., NOVIEMBRE DE 2012



FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/034/08

Señor
SINUE DE LA VEGA GARCÍA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"PROCESO CONSTRUCTIVO PARA PUENTES INTEGRALES CORTOS"

- INTRODUCCIÓN
- I. PUENTES INTEGRALES
 - II. DIFERENCIA ENTRE PUENTES INTEGRALES Y PUENTES CONVENCIONALES
 - III. DISEÑO DE LOS APOYOS
 - IV. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA
 - V. DISEÑO DE LAS PILAS
 - VI. EJEMPLO DE DISEÑO
 - VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 16 de Mayo del 2008.
EL DIRECTOR

MTRO. JOSÉ GONZALO GUERRERO ZEPEDA
GGZ/RSU/gar.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. HECTOR JAVIER GUZMAN OLGUIN

Secretario: DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ

Vocal: ING. NORMA LEGORRETA LINARES

1^{er}. Suplente: M.I. NIKTE NORMA OCAMPO GUERRERO

2^{do}. Suplente: M.I. JUAN LUIS UMAÑA ROMERO

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ

DEDICATORIAS:

A DIOS:

Por permitir tomar este rumbo de mi vida.

A MI PADRE:

Por darme todo el apoyo y los conocimientos necesarios para aprender a caminar por la vida.

A MI MADRE:

Por todo su cariño, comprensión y amor que me ha dado en cada uno de los días de mi vida.

A MIS HERMANAS:

Por darme un ejemplo de enseñanza en cada una de sus pasos de estudio.

A MI FAMILIA:

Por creer en mí y en mis metas propuestas.

A YOLANDA:

Por ayudarme en todo y creer en mí, por compartir sus ideas, sus pensamientos, sus consejos y su conocimiento, con todo mi amor gracias infinitamente. ACLO

A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS:

A todas aquellas personas que de alguna u otra forma me ayudaron en la realización de este trabajo, a mis compañeros de trabajo del Instituto de Ingeniería y amigos de la Facultad de Ingeniería.

ÍNDICE

| | |
|---|----|
| INTRODUCCIÓN | 11 |
| CAPÍTULO 1. Puentes Integrales | 13 |
| 1.1 Características básicas | 13 |
| 1.2 Construcción | 16 |
| 1.3 Limitantes para la construcción de puentes integrales..... | 17 |
| 1.3.1 Longitud de la superestructura | 17 |
| 1.3.2 Diseño de losas continuas | 18 |
| 1.3.3 Requisitos de geometría | 18 |
| 1.3.4 Cimentación..... | 19 |
| 1.3.5 Losas de acceso..... | 19 |
| 1.3.6 Comportamiento de las columnas..... | 19 |
| 1.3.7 Juntas en los extremos del puente..... | 20 |
| 1.3.8 Terraplenes | 20 |
| 1.3.9 Contracción y expansión de las juntas | 20 |
| CAPÍTULO 2. Diferencias entre puentes integrales y puentes convencionales..... | 23 |
| 2.1 Ventajas | 23 |
| 2.1.1 Puentes Integrales | 23 |
| 2.1.1.1 Costos mínimos de mantenimiento | 24 |
| 2.1.1.2 Eliminación de las juntas | 24 |
| 2.1.1.3 Daños mínimos de la estructura..... | 24 |
| 2.1.1.4 Recubrimiento del terraplén | 24 |
| 2.1.1.5 Comportamiento adecuado ante cualquier evento dinámico | 24 |
| 2.1.1.6 Ausencia de fractura en la superestructura y en los estribos | 25 |

| | | |
|---|--|----|
| 2.1.2 | Puentes Convencionales..... | 25 |
| 2.1.2.1 | Bajos costos iniciales de construcción..... | 25 |
| 2.1.2.2 | Sustitución de piezas | 25 |
| 2.1.2.3 | Reemplazo por puentes integrales..... | 26 |
| 2.1.2.4 | Recubrimiento del terraplén | 26 |
| 2.2 | Desventajas..... | 26 |
| 2.2.1 | Puentes Integrales | 26 |
| 2.2.1.1 | Altos costos iniciales de construcción | 26 |
| 2.2.1.2 | No hay sustitución de piezas | 26 |
| 2.2.1.3 | No pueden ser reemplazados por puentes convencionales | 26 |
| 2.2.1.4 | Erosión del terraplén | 27 |
| 2.2.2 | Puentes convencionales | 27 |
| 2.2.2.1 | Altos costos de mantenimiento..... | 27 |
| 2.2.2.2 | Desgaste de la estructura en general..... | 27 |
| 2.2.2.3 | Erosión del terraplén | 27 |
| 2.2.2.4 | Comportamiento no adecuado ante eventos dinámicos | 28 |
| 2.2.2.5 | Fractura en la superestructura y en los aleros del estribo | 28 |
| CAPÍTULO 3. ASPECTOS CONCEPTUALES PARA EL DISEÑO DE LOS ESTRIBOS..... | | 31 |
| 3.1 | Clasificación de los estribos..... | 31 |
| 3.2 | Adaptación de la superestructura debido a los movimientos en los estribos. . | 34 |
| 3.3 | Detalles de las losas de acceso. | 37 |
| 3.4 | Reducción de la presión pasiva | 40 |
| 3.5 | Detalles de los estribos..... | 41 |
| CAPÍTULO 4. ASPECTOS CONCEPTUALES PARA EL DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA..... | | 47 |

| | | |
|---|---|----|
| 4.1 | Estribos integrales en la superestructura | 47 |
| 4.2 | Unión de las vigas con la losa de rodamiento | 48 |
| 4.3 | Movimientos y restricciones de las fuerzas..... | 51 |
| CAPÍTULO 5. ASPECTOS CONCEPTUALES PARA EL DISEÑO DE LAS PILAS | | 54 |
| 5.1 | Acomodo de la superestructura debido a movimientos en la pila | 54 |
| 5.1.1 | Cabezales flexibles | 54 |
| 5.1.2 | Columnas rígidas aisladas | 56 |
| 5.1.3 | Columnas semi-rígidas..... | 57 |
| 5.1.4 | Columnas con base articulada..... | 59 |
| 5.2 | Análisis y diseño de columnas semi-rígidas..... | 59 |
| 5.2.1 | Distribución de cargas longitudinales y transversales..... | 60 |
| 5.2.2 | Fuerzas equivalentes debidas a los movimientos en la superestructura..... | 61 |
| 5.2.3 | Estimación de los parámetros de rigidez en la columna | 61 |
| 5.2.4 | Combinación de cargas..... | 62 |
| 5.2.5 | Efectos de esbeltez | 63 |
| CAPÍTULO 6. EJEMPLO DE DISEÑO | | 64 |
| 6.1 | Método del cantiliver equivalente | 66 |
| 6.2 | Fuerzas en la subestructura..... | 69 |
| 6.3 | Conclusión del ejemplo | 71 |
| CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | | 72 |
| BIBLIOGRAFÍA | | 74 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | | |
|----------|--|----|
| Fig. 1. | Características típicas de un puente integral | 13 |
| Fig. 2. | Expansión en una losa y comportamiento rotacional de torsión en el puente..... | 21 |
| Fig. 3. | Agrietamiento que se presenta en el cuerpo de los aleros del estribo. | 28 |
| Fig. 4. | Estribo integral, tipo remate, soportado por pilotes | 31 |
| Fig. 5. | Estribo semi-integral, tipo encapsulado de tetron, con viga de acero | 31 |
| Fig. 6. | Estribo semi-integral, tipo antisísmico, con viga cajón de concreto y zapata de cimentación..... | 32 |
| Fig. 7. | Estribo integral, tipo marco rígido, monolítico | 32 |
| Fig. 8. | Estribo integral, tipo de neopreno móvil y fijo , sobre columna y zapata de cimentación..... | 33 |
| Fig. 9. | Estribo integral típico..... | 34 |
| Fig. 10. | Estribo semi-integral típico..... | 35 |
| Fig. 11. | Junta de expansión, utilizando sello de compresión..... | 36 |
| Fig. 12. | Junta de expansión, utilizando sello de neopreno premoldeado | 36 |
| Fig. 13. | Sección transversal de un pilote con un perfil de acero embebido | 37 |
| Fig. 14. | Detalle de la sección de la junta | 39 |
| Fig. 15. | Losa de acceso de 7.5 m y continuación de pavimento | 39 |
| Fig. 16. | Losa de acceso de 6 m y continuación con un anclaje de concreto de 5 m | 39 |
| Fig. 17. | Losa de acceso y continuación con un anclaje de concreto de 4.5 m..... | 40 |
| Fig. 18. | Losa de acceso típica | 40 |
| Fig. 19. | Detalle de dentellón (plantilla para la transición)..... | 41 |
| Fig. 20. | Elementos de un puente en un sistema de acceso | 41 |
| Fig. 21. | Estribo de un puente integral, detalle 1 | 42 |

| | | |
|----------|---|----|
| Fig. 22. | Estribo de un puente integral, detalle 2 | 43 |
| Fig. 23. | Estribo de un puente integral, detalle 3 | 44 |
| Fig. 24. | Corte A-A, de la Fig. 20 de la plantilla de losa (opcional) | 44 |
| Fig. 25. | Sello de neopreno | 45 |
| Fig. 26. | Uso de pilotes inclinados y deslizamiento del talud | 45 |
| Fig. 27. | Principales problemas ante la ocurrencia de un sismo | 46 |
| Fig. 28. | Conexión de la superestructura con el estribo integral | 47 |
| Fig. 29. | Acero de continuidad en losa de rodamiento | 48 |
| Fig. 30. | Articulación de la columna | 49 |
| Fig. 31. | Adaptación de las losas por continuidad | 49 |
| Fig. 32. | Construcción de juntas (A, B y C) y continuidad de la conexión en el estribo con la superestructura, (D) para dos diferentes estribos de puentes integrales. | 53 |
| Fig. 33. | Unión losa viga-pilote | 55 |
| Fig. 34. | Cimentación para columna rígida aislada | 56 |
| Fig. 35. | Conexión de superestructura con columna semi-rígida | 58 |
| Fig. 36. | Pila típica de base articulada | 59 |
| Fig. 37. | Modelo de deformación en una pila | 67 |
| Fig. 38. | Fuerza de presión pasiva F_p desarrollada por detrás del estribo | 70 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | | |
|----------|---|----|
| Tabla 1. | Factores que afectan el comportamiento de los puentes integrales..... | 15 |
| Tabla 2. | Longitudes máximas en diferentes tipos de puentes, establecidas por DTW..... | 18 |
| Tabla 3. | Causas y problemas en los acceso del puente debido a la expansión y contracción | 22 |
| Tabla 4. | Rigideces del suelo para suelos blandos y suelos compactos..... | 67 |
| Tabla 5. | Desplazamientos y momentos para cada tipo de suelo..... | 68 |
| Tabla 6. | Longitud efectiva de las pilas..... | 68 |

INTRODUCCIÓN

Puentes integrales

Los puentes integrales son estructuras que carecen de interacción entre sus partes tales como la superestructura y el cabezal de apoyo, por lo que se analizan como marcos rígidos; no tienen juntas de dilatación en la unión entre la superestructura con los apoyos extremos y con las losas de acceso, y no llevan juntas en la unión de la superestructura de un claro con la de otro claro adyacente; están soportados por columnas intermedias, si es que estas se requieren.

Por ser estructuras monolíticas, trabajan como un solo conjunto ante la eventualidad de un sismo, hecho que les proporciona un mejor comportamiento dinámico. Son de rápida construcción y menor costo, comparados con los puentes convencionales, ya que requieren menos mantenimiento. Existen dos categorías: los puentes integrales y los puentes semi-integrales; estos últimos no están del todo libres de juntas, ya que se colocan después de las losas de acceso.

El concepto de puente integral no es nuevo, por el contrario, hasta el siglo XIX todos los puentes eran integrales. Con el desarrollo de los puentes metálicos y de concreto prefabricado surgió la necesidad de absorber los movimientos de la superestructura, de origen térmico y reológico, y con ello se generalizó el uso de juntas de dilatación y apoyos de neopreno. El auge de los puentes isostáticos de vigas prefabricadas provocó el uso de los apoyos de neopreno y las juntas de dilatación.

En las últimas décadas, en otros países se han desarrollado puentes integrales, tratando de eliminar las juntas de neopreno, ya que resultan de espesor y longitud considerable. Estas juntas se utilizan para dar continuidad a la losa. Sin embargo, en la actualidad existen soluciones prefabricadas con continuidad posterior mediante el pretensado [1].

La información recabada en esta tesis tiene como objetivo mostrar la calidad, la durabilidad y el comportamiento a largo plazo de los puentes integrales, comparados con los puentes convencionales, que si bien estos últimos tienen un bajo costo inicial comparado con el de un puente integral, a mediano y largo plazo los costos de mantenimiento de los puentes integrales son menores en comparación con los puentes convencionales, ya que no tienen juntas de dilatación y dispositivos de apoyo, que son los elementos que exigen más y con mayor frecuencia trabajos de mantenimiento y conservación. Además, el control de tránsito, durante los trabajos de rehabilitación, representa uno de los mayores costos en la reparación de un puente, especialmente si se ubica en una carretera principal.

En los siguientes capítulos, se mostrarán algunos casos de análisis y diseño de este tipo de puentes y algunos aspectos particulares, especialmente en lo relativo al diseño de los

estribos, que corresponden a estudios norteamericanos y canadienses, en los que se muestra la práctica actual y lo importante que es su discusión.

El propósito de este trabajo es establecer, evaluar y difundir entre los ingenieros el estado actual de la práctica de puentes integrales para construcciones futuras de puentes con longitudes de claro, de cortos a medianos.

CAPÍTULO 1. PUENTES INTEGRALES

1.1 Características básicas

Los puentes integrales tienen las mismas partes que los puentes convencionales (ver Fig. 1): ambos tienen superestructura, subestructura y cimentación. También el proceso de construcción es muy similar, la diferencia radica en el enfoque particular de diseño que se hace con respecto a la unión entre puente y carpeta de rodamiento.

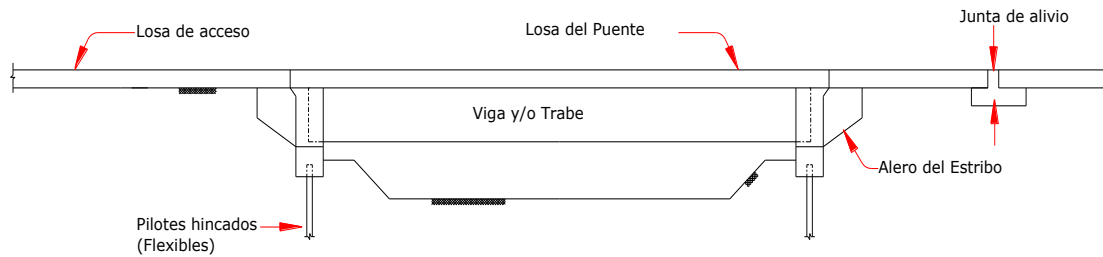


Fig. 1. Características típicas de un puente integral

La principal característica de estos puentes es su alta capacidad para amortiguar los cambios volumétricos debidos a los cambios de temperatura en la superestructura, ocurridos durante el día y la noche, y en las diferentes estaciones del año, ya que en la época de invierno el concreto es más propenso a contraerse, y en época de verano, a expandirse, debido a su flujo plástico.

Otro aspecto relevante que tienen estos tipos de puentes es el comportamiento ante la presencia de acciones accidentales. Cuando ocurre un sismo, las juntas de los puentes convencionales constituyen un mecanismo potencial de colapso de la estructura; por otra parte, los puentes integrales son más seguros debido a su elevado nivel de hiperestaticidad, ya que la unión con los estribos elimina la causa de daño más frecuente durante la ocurrencia de un sismo. En tiempos recientes se han construido puentes integrales en áreas sísmicamente sensibles, sin embargo la investigación de estos temas todavía requiere un estudio más amplio y detallado que está fuera del alcance de esta tesis.

El comportamiento estructural de los puentes integrales es como el de un elemento monolítico, con un movimiento en conjunto de todos los componentes (superestructura-subestructura), cabezal de apoyo y losa de acceso en los extremos del puente, ya que son los puntos clave de conexión a la carretera. Las conexiones pueden ser rígidas o semi-rígidas, dependiendo del tipo de puente a construirse, ya que como se mencionó anteriormente los puentes pueden construirse como integrales o como puentes semi-integrales. Las conexiones rígidas son comunes en puentes integrales y las semi-rígidas en puentes semi-integrales, y es en estos últimos donde se permite a la superestructura expandirse o contraerse, debido a las juntas que se tienen entre la losa de acceso y el pavimento del camino.

Por lo que respecta a la losa de acceso, está se conecta a los apoyos extremos del puente y se une a la losa de concreto hidráulico que proviene directamente de la superestructura o se une al cuerpo del pavimento flexible del camino, interactuando de forma aceptable con los esfuerzos que le transmite la superestructura.

A pesar de que en la construcción de puentes integrales con claros cortos se siguen los mismos procedimientos que para la construcción de cualquier obra de infraestructura, la construcción de puentes de este tipo con un solo claro es más fácil de realizar que la de varios claros. Cabe destacar que para la construcción de un puente integral en el que se tengan columnas intermedias, se debe poner mayor énfasis en el análisis y el diseño de la conexión de las mismas. Los puentes de un solo claro se estabilizan por la presión pasiva que reciben de los muros de los estribos y accesos, mientras que en los puentes con varios claros, la estabilidad la proveen las columnas intermedias. En capítulos posteriores se discuten los tipos de columnas utilizadas, tanto en los puentes integrales como en los puentes semi-integrales.

Por lo anterior, cuando se construyen puentes integrales en etapas, en cada una de las mismas se debe verificar que la estabilidad de la superestructura y los elementos de apoyo, sean los adecuados para que se sigan los procedimientos de construcción apropiados.

El principal aspecto que se debe considerar para la construcción de puentes semi-integrales es el diseño de las guías de apoyo para los giros de la superestructura, los cuales forman parte de las limitantes para la construcción de puentes (subtema 1.3.9), como giros rotacionales de la losa. Desafortunadamente, muchas de las indicaciones actuales de restricción de movimiento del suelo no son funcionales, ya que la fricción que se genera entre el suelo y el estribo no se considera; consecuentemente, se pone en riesgo la estabilidad a largo plazo de los apoyos, especialmente de aquéllos que no tienen cimentaciones rígidas. En la Tabla 1 se muestran algunos factores que afectan el comportamiento de un puente integral.

Este aspecto de las guías de apoyos de los puentes semi-integrales podría ser mejorado si los fabricantes de juntas y los ingenieros encargados del diseño, unieran sus esfuerzos para diseñar y crear sistemas estructurales con movimientos funcionales para estas aplicaciones.

Tabla 1. Factores que afectan el comportamiento de los puentes integrales.

| | |
|--------------------------------|--|
| Tipos de suelo | Roca Suelo compresible Suelo expansivo Granular |
| Tipos de cimentación | Soportado por pilas o pilotes Zapata de cimentación superficial Zapata de cimentación profunda Cajón de cimentación |
| Tipos de estructura | Prefabricado Presforzado de concreto Postensado de concreto Colado de concreto in situ Acero |
| Tipos de apoyo | Soportado por pilas o pilotes Muro de contención Integral con superestructura |
| Condiciones finales del puente | Fijo, firme o estable Expansión, dilatación o ensanchamiento |
| Métodos de construcción | Construcción de la cimentación Construcción de la subestructura Construcción de la superestructura Relleno y compactación en obra falsa de los aleros |
| Tipos de pavimento | Flexible Rígido |
| Junta del camino con el puente | De expansión De contracción |

1.2 Construcción

Debido a sus características relativamente simples, el conocimiento de los materiales y el rápido proceso de construcción, los puentes integrales son adecuados para reconstruir o sustituir puentes convencionales. Esto es aplicable para proyectos en los que se requiere un reemplazo rápido de estructuras existentes y minimizar el período de reparación, durante el cual se restringe el tránsito vehicular. A pesar de esto, las restricciones de rotación, con referencia al inciso 1.3.9, que se presentan en los apoyos de los puentes integrales y las losas de acceso de los puentes semi-integrales, son problemas únicos que no se tienen con puentes convencionales. Estos problemas se vuelven significativos en puentes convencionales con claros más grandes.

Para losas en claros grandes, donde las secciones transversales deben ser removidas y reemplazadas secuencialmente para permitir el paso del tránsito vehicular, los procedimientos de construcción o reconstrucción se diseñan para controlar y evitar que el montaje de las vigas en conjunto con la losa de concreto, para etapas subsecuentes, no de lugar a las mismas deflexiones y rotaciones de las vigas que se produjeron en las primeras etapas de montaje. Para lograr dichas deflexiones y rotaciones uniformes en la etapa de reconstrucción, la superestructura debe mantenerse separada hasta que las losas hayan sido colocadas en etapas adyacentes. La separación se realiza removiendo el material de las juntas (neopreno), en los espacios de las uniones que suelen ser muy angostos e incómodos para trabajar. Este procedimiento de construcción por etapas muestra que la deflexión por carga muerta de la superestructura es menor en la segunda etapa de reconstrucción que en la primera.

Cuando en un puente convencional se realice el reemplazo de la superestructura, por la superestructura de un puente integral con claro corto, el hecho de cerrar el puente durante las etapas de sustitución de piezas, no sólo eliminará la necesidad de días extra de colado de concreto, sino que también reducirá los periodos de reconstrucción y el número de juntas longitudinales; si el puente es semi-integral, se reduce además la posibilidad de que se presenten fracturas en el puente.

Durante la etapa de reconstrucción de puentes convencionales, la separación de la superestructura y la losa de acceso, por las juntas que tienen, tiene otros efectos benéficos. Por ejemplo, la separación permite el trabajo en los elementos principales de la superestructura, sin que estos se vean afectados de manera importante por la carga viva. También se minimizan los movimientos inducidos por la carga viva en la losa de acceso para la sustitución de las juntas nuevas. Esta separación se tiene para puentes con juntas y para aquellos puentes que son semi-integrales.

Es de esperar que la distribución de carga muerta y las deflexiones en las vigas longitudinales sean iguales a las previstas en el cálculo de diseño, sin embargo, si estas distribuciones y deflexión no difieren en el puente con respecto a las calculadas, la fatiga

por carga viva no se presentará de manera prematura en la superestructura. Montar las vigas y colar la superestructura en una sola etapa ayuda a minimizar los efectos de deflexión para cuando la carga viva actúe en todo el claro del puente.

1.3 Limitantes para la construcción de puentes integrales

Como cualquier otro tipo de estructura, se tienen algunas limitaciones, las cuales se presentan a continuación:

1.3.1 Longitud de la superestructura

Para esta tesis, la longitud es una de las limitantes más importantes, ya que se pretende que los puentes integrales sean mayormente difundidos y aceptados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y por el Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Para fomentar la construcción de puentes integrales en nuestro país, se pueden tomar como referencia los casos de estudio de puentes integrales existentes en otros países. Para hablar de puentes integrales cortos, se considera como máximo un claro de 30 m, el cual será tomado como referencia, aunado a que la longitud también está limitada por los esfuerzos de presión pasiva, que se generan por detrás de los estribos. El punto más delicado en el diseño de puentes integrales son los esfuerzos que se generan en la unión monolítica de la pila, superestructura y la losa de acceso. En puentes semi-integrales, se considera que la capacidad de movimiento de la junta entre la losa de acceso y la superestructura es menor debido a que recibe menos esfuerzos de presión pasiva en los estribos.

Las especificaciones de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) no incluyen el diseño ni las prácticas detalladas para puentes integrales. Sin embargo, en el Departamento de Transportes de Washington (DTW), en Washington DC, Estados Unidos, se cuenta con la mayor experiencia en el ámbito de los puentes integrales y puentes semi-integrales, para su diseño y análisis. Sus investigaciones están reflejadas y modeladas en manuales de diseño [1]. En la Tabla 2 se establecen las longitudes máximas que se utilizan para la construcción de este tipo de puentes.

Tabla 2. Longitudes máximas en diferentes tipos de puentes, establecidas por DTW.

| Tipo de puente | Máxima longitud ^A (m) | |
|---|----------------------------------|-----------------|
| | Antes de 1994 | Después de 1994 |
| Puentes de acero | 91 | 91 ^B |
| Puentes de concreto postensado | 106.5 | 106.5 |
| Puentes de concreto con pilas coladas in situ | 122 | 106.5 |
| Puentes con vigas de concreto presforzado | 137 | 106.5 |

Nota:

^A Son longitudes medidas de extremo a extremo del puente, antes de las juntas de expansión.

^B Únicamente claros. Usa apoyos con juntas de expansión para múltiples claros del puente.

(1) Art. Jointless Bridges and Bridge Deck Joints in Washington State. Transportation Research Record 1688, 1999 EUA.

1.3.2 Diseño de losas continuas

Aunque el diseño de puentes integrales cortos presenta muchas simplificaciones, no ocurre lo mismo en el diseño de puentes que cubren múltiples claros, ya que se requiere de un sistema estructural unificado en el diseño. Sin embargo, con la ayuda de programas de computadora se puede disminuir la complejidad del diseño.

1.3.3 Requisitos de geometría

En México, ni el reglamento de construcción de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), ni los manuales del Instituto Mexicano del Transporte (IMT), contienen recomendaciones de construcción para puentes integrales y mucho menos para su alineamiento, ya sea horizontal o vertical. El problema del esviajamiento está asociado a la fuerza necesaria para estabilizar la rotación del estribo. En algunos casos se utilizan esviajamientos menores a 30° y en otros hasta 70°, sin embargo, estos límites necesitan ser analizados detalladamente para ser usados eficazmente. Para un esviajamiento de 30° se necesita mover el 50% del empuje pasivo generado detrás del estribo; para mayores ángulos de esviajamiento el porcentaje aumenta hasta un 70% y estos valores exceden la

resistencia al esfuerzo cortante del material de relleno, por lo que para casos de gran esviaje sería más conveniente hacer puentes semi-integrales con apoyos de neopreno en los estribos.

1.3.4 Cimentación

Los puentes integrales requieren que la cimentación para las pilas sea flexible, para permitir que junto con la columna disipen una parte de las deformaciones que provocarán los desplazamientos por efectos de un sismo. Para evaluar geotécnicamente los puntos de apoyo de la cimentación de un puente es necesario realizar estudios de mecánica de suelos y mecánica de rocas o una combinación de ambos, los cuales permitan caracterizar al terreno seleccionando aquellos sitios con las características convenientes para la futura obra. De esta manera se identificarán los sitios que requieran tratamiento previo (dada la presencia de grietas, fallas, cavernas, materiales susceptibles a la socavación, entre otros), lo cual, permitirá cuantificar la magnitud de los recursos necesarios, así como replantear los procedimientos constructivos y los programas de trabajo requeridos.

Dado que los puentes integrales se caracterizan por su monolitismo, los que tendrán un mejor comportamiento serán aquellos que sean cimentados por arriba de la roca sólida, sobre suelos firmes o suelos bien compactados, considerando en el diseño los posibles asentamientos de toda la cimentación.

1.3.5 Losas de acceso

Para prevenir que el tránsito vehicular consolide el relleno adyacente a los apoyos extremos, los puentes integrales deben ser provistos con losas de acceso en la proximidad del camino. Eliminando los efectos de la carga viva y sobrecargando el relleno se minimizan los efectos adversos de consolidar el relleno en los terraplenes de acceso debidos al paso del tránsito vehicular.

Las losas de acceso deben tener taludes laterales confinados para la sustentación de la carretera, y lavaderos o bajadas de agua pluvial a los costados de la losa sobre el relleno, para conducir el desagüe cuando llueva y prevenir la corrosión o la saturación de agua sobre la superestructura, evitando la corrosión dentro de la misma. Debido a los continuos movimientos en los puentes integrales, las losas de acceso se deben unir al puente, de lo contrario, los movimientos en el puente, requerirán instalar juntas de infiltración en la losa, colocadas entre la unión de la losa de acceso con la superficie de rodamiento de la carretera, fuera de los apoyos y en los extremos más alejados a la superestructura.

1.3.6 Comportamiento de las columnas

Aún se desconoce con exactitud cómo trabajan internamente los esfuerzos en la unión viga-columna, bajo los efectos de carga en los cabezales de los apoyos de las columnas, generando una gran incertidumbre en su comportamiento a largo plazo. Para puentes con

múltiples claros de losas, los movimientos térmicos son relativamente pequeños y tienden a ser ignorados. Consecuentemente, en puentes de un solo claro estos esfuerzos generados, son los más importantes a disminuir.

1.3.7 Juntas en los extremos del puente

Las juntas en los extremos del puente deben ser colocadas entre la losa de acceso y el pavimento de la carretera; éstas juntas usualmente son utilizadas en puentes semi-integrales.

1.3.8 Terraplenes

Los terraplenes aportan en buena medida una cantidad considerable de rigidez a los puentes integrales y semi-integrales. Una buena compactación, en ambos terraplenes de acceso al puente, ayuda considerablemente a que la superestructura tenga un mejor comportamiento, permitiendo la flexibilidad en los estribos y consolidando el suelo cercano a las pilas y zapatas de los estribos.

1.3.9 Contracción y expansión de las juntas

La mayoría de las superestructuras están diseñadas y construidas con juntas para permitir la expansión y contracción de toda la superestructura, ya sea para un solo claro de losa o para múltiples claros. Estas expansiones y contracciones son debidas a los cambios de temperatura que hay en el sitio donde esté ubicado el puente. Existen dos casos en los que muy puntualmente se presenta este tipo de problema en la construcción de un puente integral. El primero, se presenta justo en el momento de colado y curado del concreto sobre la superestructura; en esta condición interviene la hora, el clima y la época del año, y puede verse como un efecto global de la estructura en ese momento, por efecto de la variación de la temperatura ambiente. Cuando la losa del puente se expande como se muestra en la Fig. 2, la losa rotará hacia el ángulo agudo debido a que las presiones de compresión resultantes del suelo, al final de los apoyos, son colineales. Por otro lado, cuando el puente intenta contraerse por la disminución de la temperatura, la resistencia a la fricción del suelo que actúa al final del apoyo puede evitar que el puente regrese a su posición inicial, esto resulta de la deformación de la estructura por las diferencias de temperatura en la altura del peralte (gradiente térmico).

El segundo caso se presenta cuando no hay guías externas que restrinjan la rotación de la superestructura y provoquen que el incremento de la expansión continúe conforme avance el tiempo hasta que ocurra agrietamiento en la misma, lo que afectará la durabilidad. En la Tabla 3 se presentan algunas causas de expansión y contracción después de un tiempo de operación del puente. Del mismo modo, la expansión acumulada sin contracción causará daños en: banquetas, guarniciones y parapetos, lo que ocasionará problemas de mantenimiento y riesgos para los peatones.

Una posible solución a estos problemas de expansión y contracción, es que los esfuerzos de compresión y tensión que se generan en esa zona de unión (superestructura, apoyo y losa de acceso) sean absorbidos por un conjunto de pilas flexibles, con un comportamiento de interacción suelo-estructura apropiado.

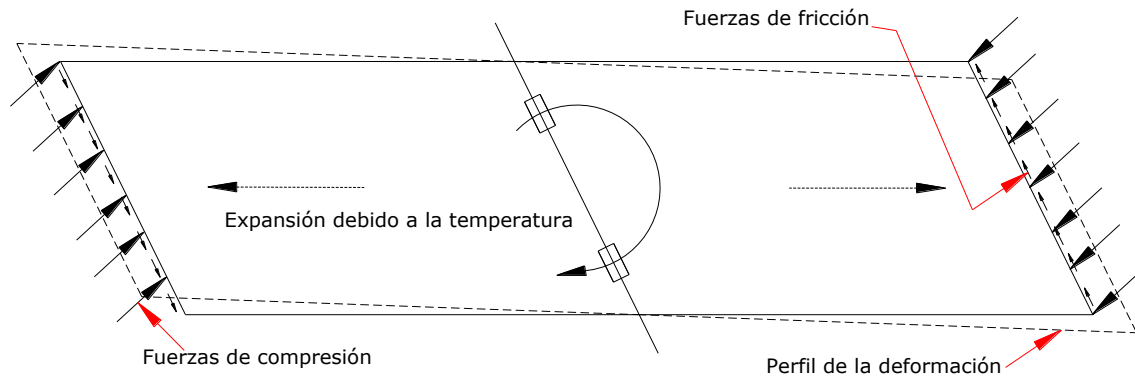


Fig. 2. Expansión en una losa y comportamiento rotacional de torsión en el puente.

Esta limitante depende también del tipo de pavimento utilizado para el puente. En México se utilizan dos tipos de pavimento, los flexibles y los rígidos, los primeros que son aquellos donde la capa de rodamiento es únicamente carpeta asfáltica y los segundos son aquellos donde la capa de rodamiento tiene un armado y se construye de concreto hidráulico.

Tabla 3. Causas y problemas en los acceso del puente debido a la expansión y contracción

HUNDIMIENTO DIFERENCIAL

| CAUSAS | PROBLEMAS |
|--|--|
| Asentamientos del terreno natural | Consolidación primaria, consolidación secundaria y deslizamiento o movimiento longitudinal del terraplén del suelo. |
| Compactación del terraplén de acceso | Cambios de volumen, movimientos de distorsión o longitudinales del terraplén de acceso. |
| Hundimiento local en la interface puente-pavimento | Inadecuada compactación de la interfaz puente-losa de acceso, problemas de drenaje y erosión, deformación por carga de neumáticos y deformación por frenado, carga viva y movimientos térmicos del puente. |

MOVIMIENTO EN LOS APOYOS

| CAUSAS | PROBLEMAS |
|-----------------------|--|
| Movimiento vertical | Hundimiento diferencial del estribo, socavación por debajo y alrededor del apoyo. |
| Movimiento horizontal | Presión lateral excesiva, movimientos térmicos, suelos expansivos y deformación lateral del terraplén del terreno natural. |

CONSTRUCCIÓN Y DISEÑO

| CAUSAS | PROBLEMAS |
|--|--|
| Relacionado con la ingeniería | Un diseño inadecuado, material incorrecto, mala colocación de la carpeta asfáltica, requisitos de compactación y pruebas de calidad. |
| Relacionado con el contratista | Equipo incorrecto, un seguimiento incongruente en los procedimientos constructivos. |
| Relacionado con el ingeniero residente de obra (bajo control de calidad) | Falta de supervisión o una incorrecta supervisión del personal por falta de experiencia. |
| Relacionado con el diseño | No se previene la expansión y contracción del puente por resultados de diseño en el vaciado del material de relleno desde atrás de los apoyos. |

CAPÍTULO 2. DIFERENCIAS ENTRE PUENTES INTEGRALES Y PUENTES CONVENCIONALES

Aunque los puentes de tipo integral son simples en concepto, hay suficientes diferencias entre ellos y los puentes convencionales, provocando que surjan algunos problemas, especialmente durante la construcción, que no son previstos por los ingenieros que realizan la construcción de un puente integral por primera vez. Los puentes integrales se construyen con los mismos materiales y con procedimientos constructivos similares a los de los puentes convencionales. Los puentes integrales son estructuras con mayor vida útil, sin embargo, los dos tipos de puentes presentan las mismas condiciones de imprevistos durante su construcción. La supervisión en la obra y un adecuado proceso en la ruta crítica de la misma, son partes substanciales para la construcción del puente. El clima, la calidad de los materiales, y algunos otros factores de los que se hablarán en capítulos subsecuentes, son puntos muy importantes a considerar, sin embargo, esta tesis solo pretende discernir un poco más las dudas sobre la construcción de puentes integrales cortos.

Una característica importante de los puentes convencionales, es que la mayoría de las veces son armados con piezas independientes. Por ejemplo, se construye por separado la superestructura y la subestructura; la superestructura se forma con piezas prefabricadas que ya están listas para ser colocadas en su posición correspondiente; la subestructura se empieza por varios frentes al mismo tiempo: el cuerpo de los estribos, los aleros, los cabezales, las columnas intermedias y las zapatas. Elementos que presentan diferencia con respecto a la edad de los materiales utilizados entre la superestructura y la subestructura. Estos aspectos y detalles son muy importantes en la construcción y duración, no sólo cuando se habla de un puente, sino en cualquier obra de infraestructura que utilice materiales externos a la obra. Por otra parte, los puentes integrales son estructuras que presentan condiciones contrarias a los puentes antes mencionados; son estructuras unificadas, se consideran de una sola pieza, todos los componentes presentan las mismas condiciones de calidad en los materiales; colados in situ en una sola exhibición, planeados por un solo diseño estructural. El control de calidad, antes, durante y después de la construcción en un puente convencional, no es tan eficiente, como realmente debería ser. Por el contrario, la supervisión en la calidad de los materiales y los detalles de construcción, son los aspectos más importantes para los puentes integrales.

2.1 Ventajas

2.1.1 Puentes Integrales

Las ventajas para los puentes integrales son las siguientes:

Presentan una mejor estabilidad estructural, su diseño es confiable, se tiene eficacia en el diseño, una mayor vida útil, no presentan daños causados por intrusión de agua en las juntas, y se prestan a mejoras considerables en cuanto a la estética.

2.1.1.1 Costos mínimos de mantenimiento

Los costos de mantenimientos son mínimos, ya que carecen de juntas, las que son uno de los factores más importantes en el mantenimiento durante su vida útil. Sin embargo, no están exentos de tareas de mantenimiento, tales como la pintura en parapetos, pintura en columnas intermedias (si es que las hay), limpieza en los drenes y subdrenes. La buena colocación de un pavimento rígido, ayuda aún más a bajar el costo de mantenimiento.

2.1.1.2 Eliminación de las juntas

Las juntas están permanentemente sometidas al paso continuo del tránsito, a los esfuerzos de frenado y al fuerte impacto de las cargas vivas, así como a los movimientos de expansión y contracción causados por los cambios de temperatura, expansión de suelos, hundimientos diferenciales (deformaciones, movimientos longitudinales, etc). Por ello, al tener continuidad entre la superestructura y la losa de acceso, se configuran como un solo elemento de transición, evitando que se pueda producir un escalón, y además se favorece la seguridad y la comodidad del tránsito.

2.1.1.3 Daños mínimos de la estructura

En la transición entre el terraplén de acceso y la estructura, se tiene una mejora considerable, debido a que no se tienen asentamientos entre el terraplén y los estribos, soportados estos últimos por los muros de retención o muro pantalla. Por otro lado, se minimiza la incomodidad a los conductores por el desnivel que se siente al pasar la transición, además de los accidentes que pueden producirse a grandes velocidades; sin olvidar los efectos dinámicos importantes. Colocando poliestireno de expansión entre los apoyos y el muro de retención, se minimiza también el deterioro de la estructura.

2.1.1.4 Recubrimiento del terraplén

El recubrimiento del terraplén es muy importante, ya que evita que se erosionen ambos extremos finales del puente y se pierda el material de relleno en los terraplenes. La erosión tiende a disminuir cuando se usa material granular el que permite un buen desagüe, y si además, éste es apropiado, se eliminan las presiones hidrostática y pasiva que se generan bajo la losa de acceso, a causa de la contracción de la superestructura. También se mejora su aspecto estético y ayuda a conservar la vida útil de la estructura.

2.1.1.5 Comportamiento adecuado ante cualquier evento dinámico

El comportamiento de estas estructuras ante cualquier eventualidad de la naturaleza tiene un resultado satisfactorio. Los fenómenos naturales que pueden afectar la estructura de un puente son: ráfagas de viento, sismo, tormentas de lluvia, tormentas de nieve, marejadas, entre otros.

Los fenómenos que más nos interesan son el sismo y el viento, ya que estos influyen muy significativamente en el diseño. Ante el evento de un sismo, toda la estructura se moverá

como una sola pieza, si la estructura coincide con la dirección del sismo. Si este actúa perpendicular al puente, los momentos torsionantes y giros se deberán calcular y considerar para ser absorbidos físicamente por el puente. Sin embargo, el puente también estará diseñado para aceptar movimientos sísmicos con carácter oscilatorio y trepidatorio, o una combinación de ambos. En estos fenómenos puede pensarse que el momento torsionante que se ejerza sobre la estructura pudiera ser rebasado y produzca a una fractura en el puente. Sin embargo, todo ello se planea y se considera en el diseño estructural del mismo.

Algo similar ocurre con el viento. Para la construcción de puentes integrales en zonas donde las ráfagas de viento son considerables, los efectos de momento torsionante y de giro se calcularán y considerarán para ser absorbidos físicamente por el puente.

2.1.1.6 Ausencia de fractura en la superestructura y en los estribos

Las fracturas, de cualquier tipo y en cualquier dirección, se eliminan con un buen diseño de la superestructura. Por ello, es muy importante que el acero de refuerzo sea colocado en las direcciones indicadas como lo muestran las memorias de cálculo y los planos. Las fracturas tanto en los estribos como en los apoyos, debidas a la rotación y a la contracción, se eliminan limitando el giro y la orientación de las pilas hacia ejes susceptibles a la flexión, y diseñando las cimentaciones para cada caso en particular.

2.1.2 Puentes Convencionales

Las ventajas para los puentes convencionales son las siguientes:

2.1.2.1 Bajos costos iniciales de construcción

Los aspectos que hacen que los costos en este tipo de puentes sean menores, comparados con los costos de los puentes integrales son: menos personal de mano de obra, menos material de cimbra para estribos, aleros y superestructura; aunado a lo anterior, el tipo de pavimento, de carpeta asfáltica flexible.

2.1.2.2 Sustitución de piezas

Para este tipo de puentes, sustituir sus partes por las de un puente integral podría resultar conveniente, al unificar la superestructura con el estribo o columna, bajo el concepto de apoyo integral. Aprovechar un puente como estos, en una evaluación de la cimentación completa con un 80% de rescate de la estructura, resulta ser un buen indicador de la seguridad estructural del puente antiguo, ya que los estribos integrales pueden ser construidos alrededor de las cimentaciones existentes, sin requerir su demolición completa. Algunos tipos de juntas pueden trabajar mejor que otras. Este concepto depende de su calidad, ya que todas las juntas requieren una supervisión periódica y un continuo mantenimiento si no son correctamente colocadas durante la construcción.

2.1.2.3 Reemplazo por puentes integrales

La sustitución de puentes convencionales por puentes integrales es cada vez más común. Esto puede ocurrir cuando los puentes convencionales existentes van a ser ampliados; por reconstrucción debido a las malas condiciones de servicio que presentan, al no cumplir con las normas de diseño; por una planeación errónea del sistema carretero, o incluso pueden ser reemplazados por el gran problema que presentan por estar en zonas altamente sísmicas. Estas razones son suficientes para considerar los problemas que se pueden presentar en la estructura y ser reemplazadas.

2.1.2.4 Recubrimiento del terraplén

El recubrimiento del terraplén es muy importante, ya que evita que se erosionen ambos extremos finales del puente y evita la pérdida de relleno en los terraplenes. Además, permite mejorar su aspecto estético y ayuda a conservar la vida útil de la estructura.

2.2 Desventajas

2.2.1 Puentes Integrales

Las desventajas para los puentes integrales son las siguientes:

2.2.1.1 Altos costos iniciales de construcción

Se requiere un gran capital inicial para arrancar la construcción de este tipo de infraestructura. Las consideraciones que hacen de este un proyecto costoso son: los costos variables y los costos fijos. Los costos variables comprenden la demanda de mano de obra, las materias primas y los servicios auxiliares. Los costos fijos comprenden las depreciaciones y amortizaciones de la maquinaria y equipo a utilizar, por cargos fijos de inversión, por cargos fijos de operación y gastos generales.

2.2.1.2 No hay sustitución de piezas

Una desventaja muy considerable es que las piezas o elementos estructurales no pueden ser sustituidos en la estructura, como pudieran ser la superestructura por algún daño que se tenga en la parte inferior o en la parte superior, debido a catástrofes naturales e incluso catástrofes inducidas por el propio humano. Como los puentes integrales son en esencia una sola pieza, la fractura de una parte de ellos es fundamental para catalogar el puente como una estructura poco segura, y por ende su funcionamiento podría ser limitado o nulo, además de crear un malestar en la sociedad. Un problema para los puentes semi-integrales es la abertura de las juntas entre la losa de acceso y el pavimento del camino.

2.2.1.3 No pueden ser reemplazados por puentes convencionales

El objetivo de los puentes integrales es tratar de hacer más económico su mantenimiento y darle mayor vida útil al puente, por lo que tratar de hacer una sustitución de un puente integral por un puente convencional, resultaría poco práctico, anti económico e incluso

anti ético. Para los ingenieros, tratar de hacer infraestructura más costosa a corto y a largo plazo, está en contra de todo lo benéfico que pudieran ser los puentes integrales.

2.2.1.4 Erosión del terraplén

La erosión en los terraplenes resulta ser un problema muy grave para los puentes integrales, ya que se reduce poco a poco la rigidez que aporta el terraplén a las pilas. La unión superestructura-estribo, fundamental para permitir el movimiento de toda la estructura, deben cubrirse con una capa de concreto, ya que debido a la compactación, por el tránsito o a la consolidación del material de relleno podría presentarse un asentamiento en la misma. Además se formaría un hueco entre el estribo y la losa de acceso, por lo que el problema se agrava más (ver Fig. 27). Aunado a lo anterior, la socavación en los estribos por un mal desagüe en los extremos del puente, es un problema muy importante.

2.2.2 Puentes convencionales

Las desventajas para los puentes convencionales son las siguientes:

2.2.2.1 Altos costos de mantenimiento

A largo plazo, los costos de mantenimiento son más elevados, no solo para el puente sino que también influyen en los costos de operación de la mercancía que circula por esa carretera. El mantenimiento de este tipo de puentes requiere una muy importante atención con respecto al tipo, edad, longitud, tipo de pavimento y longitud transversal para las juntas que se utilizan a lo largo del claro del puente o de los múltiples claros del mismo.

2.2.2.2 Desgaste de la estructura en general

El desgaste existe en todas las obras de infraestructura, sin embargo, para los puentes, el máximo desgaste se presenta principalmente en las juntas, en los parapetos y en la superficie de rodamiento. El deterioro es causado por las condiciones del clima y los usuarios, pero sobre todo, el deterioro se debe a que no son respetadas las normas tanto en los materiales, como en las cargas que deben circular por las carreteras y puentes de nuestro país. Estas normas son emitidas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y el Instituto Mexicano del Transporte (IMT).

2.2.2.3 Erosión del terraplén

En este tipo de estructuras, el deterioro del terraplén se debe a que no es cubierto por una capa de concreto y la erosión es ocasionada principalmente por la lluvia, granizo e incluso material que llegara a caer por algún accidente de un vehículo grande. Este accidente puede ser ocasionado por el desnivel que pudiera existir entre la junta y el pavimento en la propia superestructura. Además de considerar que pudiera haber un

reacomodo del material del suelo por intrusión del agua, o de algún otro agente externo, causando daños al terraplén.

2.2.2.4 Comportamiento no adecuado ante eventos dinámicos

El comportamiento de este tipo de estructuras, ante cualquier evento natural o provocado por el humano, es muy inestable, considerando que en los sismos se presentan un gran número de variables; se puede afectar el suelo donde se desplanta la cimentación del puente, y se pueden provocar asentamientos y agrietamientos debido a sollicitaciones que no fueron contempladas en el análisis y en el diseño. El efecto de estos fenómenos provoca contracción y expansión en toda la estructura.

2.2.2.5 Fractura en la superestructura y en los aleros del estribo

Este tipo de fracturas son producidas por momentos torsionantes en la superestructura, y pueden ser producto de una mala cimentación o un mal diseño, aunque también se pueden asociar a un mal dimensionamiento de juntas o a la mala colocación de los apoyos de neopreno. Algunos reportes mencionan que las fracturas diagonales en los aleros del estribo se localizan en las esquinas, (Fig. 3). Los ingenieros expertos en puentes, evalúan y debaten sobre la integridad estructural de casos muy especiales debido a dichas fracturas. Las fracturas se presentan de dos maneras, en forma diagonal o curvas. Estas pueden ser vistas en el alero del estribo después de un año de puesto en funcionamiento el puente y son observadas y reportadas ocasionalmente. Cabe destacar que estas fracturas pueden provocar un desnivel en el asfalto del pavimento, entre el apoyo y la losa de acceso, debido a los movimientos en el puente.

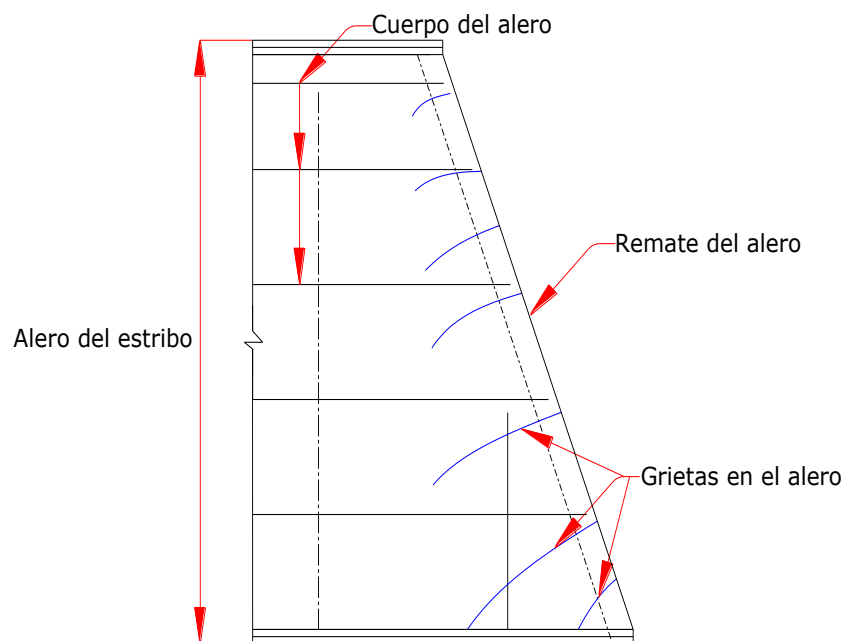


Fig. 3. Agrietamiento que se presenta en el cuerpo de los aleros del estribo.

Sin embargo, si las inspecciones son periódicas y bien realizadas por los ingenieros, las grietas se pueden identificar a temprana edad y tomar medidas de precaución, para prevenir, o al menos minimizar la generación de más fracturas o que se propaguen más.

La prevención de aparición de las grietas a corto tiempo (principalmente grietas transversales espaciadas uniformemente) son los primeros aspectos de construcción y de diseño a evitar. Las grietas que se identifican a corto plazo, son identificadas gracias a que actualmente en algunos países los puentes son monitoreados y evaluados regularmente en los estribos. Algunos de los aspectos a considerar, para identificar y monitorear las grietas lo más rápido posible, son los siguientes:

- Tipo, calidad, proporciones y temperatura que se tenía en el concreto en el momento del colado.
- Mezclado, colado y curado del concreto.
- Gradientes térmicos diferenciales en secciones frescas debidas a la hidratación y a las condiciones ambientales (principalmente temperaturas extremas y variaciones), que ocurran durante el colado del concreto, el acabado y el curado (se refieren a las losas y las vigas longitudinales que son los componentes funcionales y no sólo son unidas mecánicamente por conectores de esfuerzo cortante).
- Esfuerzo flexionante de las secciones compuestas frescas, durante la colocación del concreto y acabados en la estructura.
- Contracción inicial de las secciones compuestas después del curado.

Sin embargo, las prevenciones y precauciones que se toman para controlar estos aspectos que contribuyen a identificar las grietas a temprana edad, no son requisitos de diseño para proyectos en puentes. Los primeros tres aspectos y el último que se mencionan son controlados normalmente por los estándares de construcción y las especificaciones de los materiales. El penúltimo aspecto, que depende de la respuesta del puente en la colocación de la losa, puede ser minimizado si se proveen procedimientos específicos de construcción del puente.

La identificación de las grietas, y la presencia de éstas se debe a que las especificaciones de diseño normalmente requieren de supervisiones frecuentes iniciando por la capacidad de resistencia, esfuerzos secundarios (contracción, deslizamientos o movimientos longitudinales, gradientes térmicos, presión pasiva, asentamiento diferencial y desviaciones diferenciales, etc.), combinados con esfuerzos primarios (carga muerta, carga viva, e impacto) para determinar los máximos esfuerzos y la capacidad última de servicio. También debe enfatizarse que los esfuerzos secundarios hacen que no se altere la capacidad última de carga en la estructura.

Las fracturas que se muestran en la Fig. 3, son simétricas en los cuatro aleros de los dos estribos del puente. Algunos expertos consideran que los diferentes tipos de concreto de uso más reciente en el mercado, son mejores y son cada vez más utilizados para minimizar el agrietamiento, sobre todo para su uso en el colado de superestructuras y estribos.

CAPÍTULO 3. ASPECTOS CONCEPTUALES PARA EL DISEÑO DE LOS ESTRIBOS

3.1 Clasificación de los estribos

Los extremos finales donde descansa la superestructura de cualquier tipo de puente, se llaman estribos. Existen diferentes tipos de estribos y la profundidad a la que estos se desplantan depende del tipo de suelo donde se pretenda construir el puente. En las Fig. 4 a 8, se muestran diferentes esquemas de estribos integrales y semi-integrales:

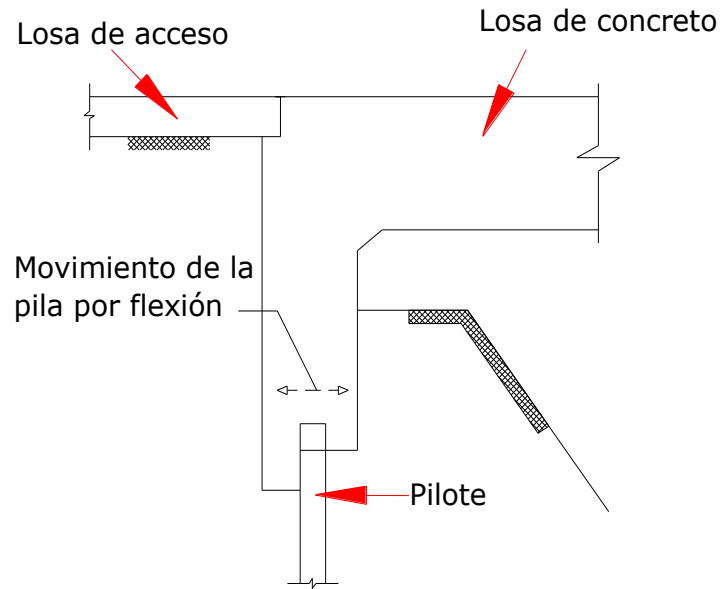


Fig. 4. Estribo integral, tipo remate, soportado por pilotes

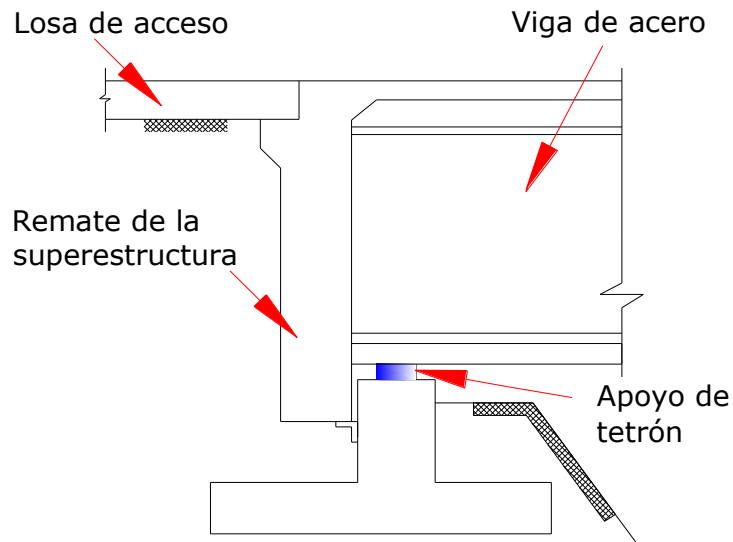


Fig. 5. Estribo semi-integral, tipo encapsulado de tetrón, con viga de acero

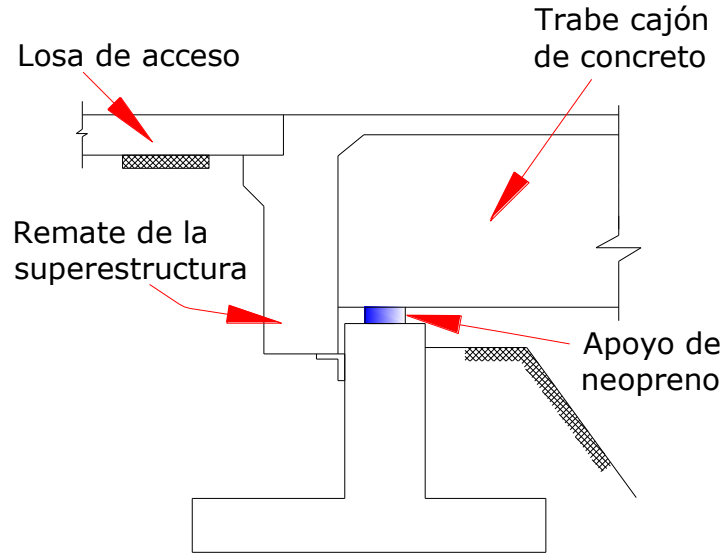


Fig. 6. Estribo semi-integral, tipo antisísmico, con viga cajón de concreto y zapata de cimentación

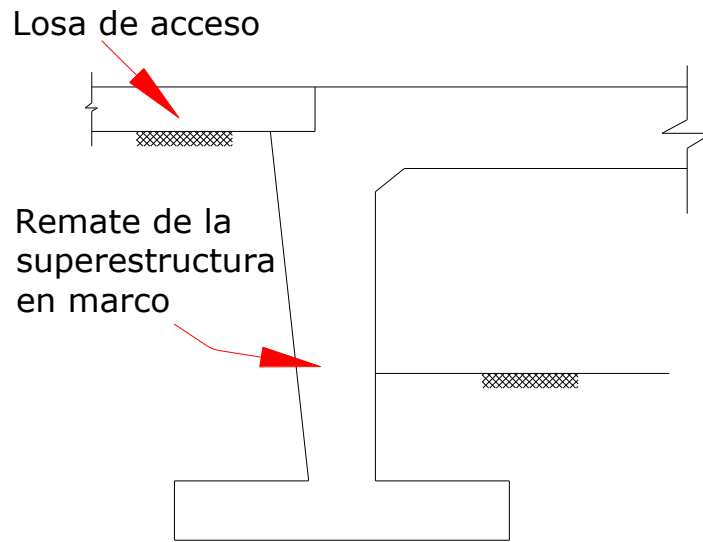


Fig. 7. Estribo integral, tipo marco rígido, monolítico

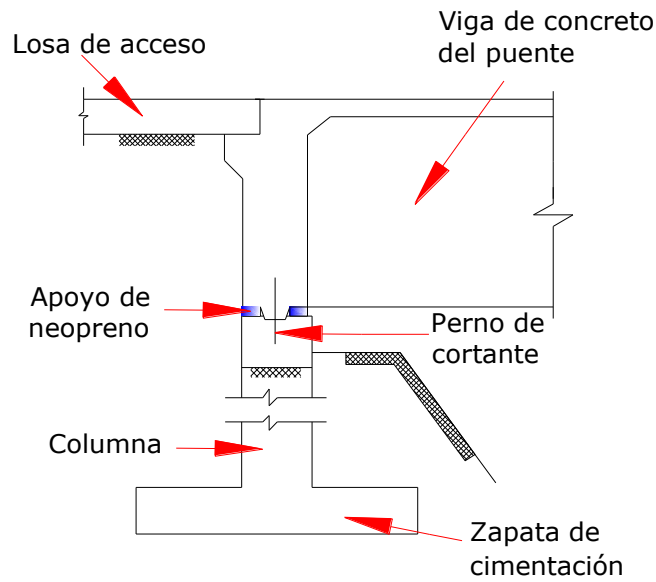


Fig. 8. Estribo integral, tipo de neopreno móvil y fijo , sobre columna y zapata de cimentación

Los tipos de estribos antes mencionados son diferentes en comparación con los puentes convencionales, en su forma y modo de interactuar con toda la estructura. Los estribos en el puente integral, le permiten tomar todas las fuerzas que son inducidas por efectos de temperatura, fuerzas por deslizamientos o movimientos longitudinales.

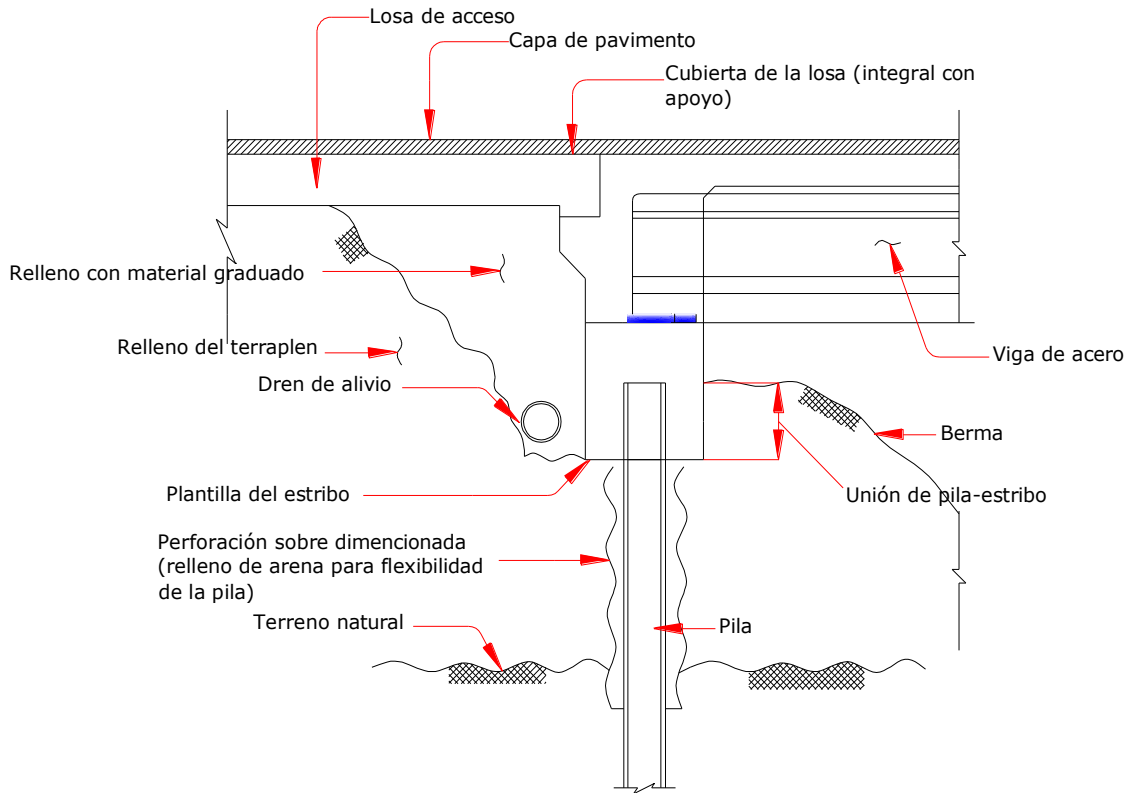


Fig. 9. Estribo integral típico

3.2 Adaptación de la superestructura debido a los movimientos en los estribos.

Generalmente los estribos son soportados por una sola línea de pilas. El concepto de estribos integrales en puentes está basado en el hecho de que debido a la flexibilidad de estas pilas, los esfuerzos por temperatura se transmiten a la subestructura mediante una conexión rígida. En la Fig. 9 se puede ver este aspecto con más detalle. Los estribos tienen suficiente masa de concreto para ser considerados como una masa rígida. La conexión entre la superestructura y el estribo transfiere el movimiento a las pilas debido a los cambios de expansión y contracción de toda la estructura y a los desplazamientos inducidos por las cargas vivas.

Además, para eliminar las juntas de expansión o contracción, en los estribos se pueden construir estribos semi-integrales o semi-rígidos. El estribo semi-integral minimiza la interacción del desplazamiento o movimiento longitudinal en toda la estructura, y el giro sobre el eje o el momento torsor que se presenta. Para ello, en la parte superior de las pilas, en la unión superestructura-estribo, se permite un giro mínimo sobre el centro del claro de la superestructura y del estribo en conjunto. Para los puentes semi-integrales la flexión del muro en el estribo reduce la carga en las pilas. La Fig. 10 muestra con más detalle un estribo semi-integral típico.

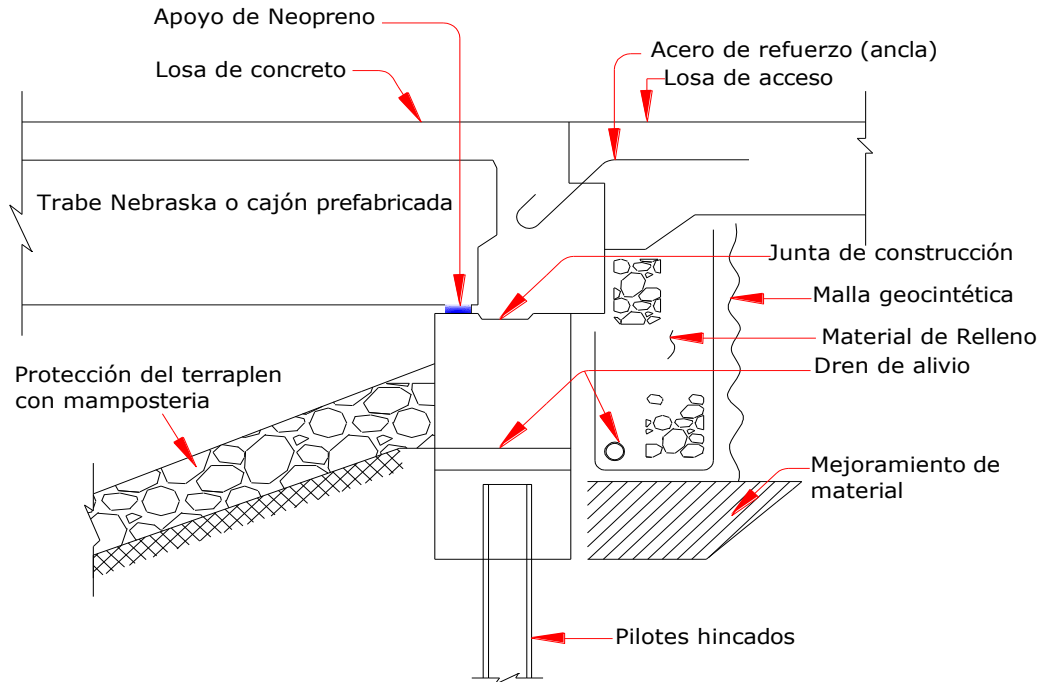


Fig. 10. Estribo semi-integral típico

Nota:

La junta de construcción puede ser introducida tal y como se muestra o puede ser una superficie áspera (rugosa), generalmente son placas de neopreno.

Las pilas que se utilizan para soportar el estribo en un puente integral o semi-integral deben estar bien alineadas, vertical y horizontalmente. No se permite la inclinación, hundimiento diferencial o algún otro efecto adverso de ninguna pila, ya que un error como estos puede traer muchas consecuencias futuras para el puente. Este alineamiento de las pilas permitirá el movimiento en dirección longitudinal de los estribos bajo los efectos de contracción y expansión por temperatura, o bajo los movimientos debido a sismo o deslizamientos por otras causas.

En la actualidad, dependiendo de las condiciones del terreno, se siguen estudiando las dimensiones requeridas para la construcción de los pilotes, considerando los estándares de pilotes prefabricados. La interrogante para los expertos en puentes es cómo interactúa la rigidez de los pilotes ante los movimientos por temperatura en los estribos, y los esfuerzos cortantes ocasionados en la parte superior del pilote, justo debajo del estribo. Recíprocamente, cuando los pilotes son largos (aproximadamente de 12 m de longitud, por 25 cm de diámetro) se busca que haya flexibilidad suficiente para permitir cualquier tipo de movimiento en el pilote y evitar el máximo esfuerzo cortante. Sin embargo, como ya se mencionó anteriormente, el tipo de suelo que rodea al pilote influirá sustancialmente en su movimiento lateral. Para mejorar la flexibilidad de los pilotes, a

menudo se hacen estudios previos, necesarios en el sitio de trabajo, para obtener toda la información necesaria del suelo y poder interpretar mejor las condiciones en las que se trabajará en el puente.

Investigaciones recientes han demostrado que la restricción de rotación y traslación de la parte empotrada del pilote dentro del estribo, produce en los extremos superiores del pilote, una relajación significativa de esfuerzos internos. Dicha relajación puede ser alcanzada proporcionando, en un área del pilote, un recubrimiento de poliestireno expandido o un material similar compresible en la parte superior del pilote, para restringir un poco la rotación y traslación de la misma.

Algunos reportes de puentes muestran que el problema de los pilotes prefabricados es la longitud, ya que ésta no puede exceder 12 m. Si esta longitud se rebasa, se tendría mayor rigidez lo que podría provocar una falla frágil en el pilote. Respetar las longitudes de los pilotes, ya sean de concreto o de acero, menores a 12 m, le permitiría a toda la estructura tener movimientos por efectos de expansión y contracción debidos a la temperatura, y efectos de sismo, logrando un mejor desempeño en todo el puente. Para permitir estos movimientos en algunos puentes, se utilizan las juntas de expansión como se muestra en las Figs. 11 y 12.

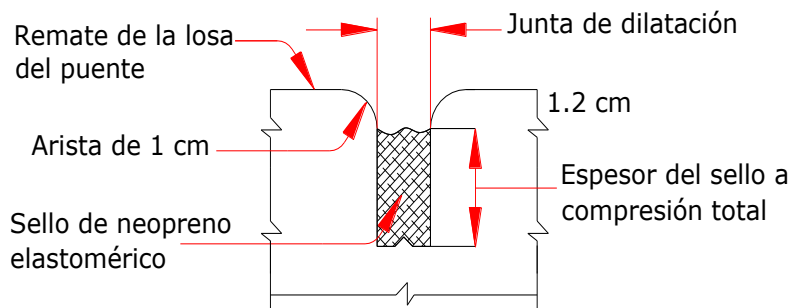


Fig. 11. Junta de expansión, utilizando sello de compresión

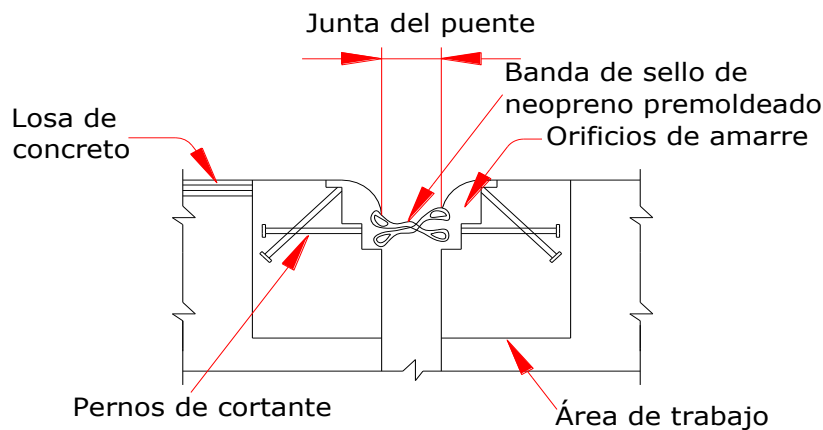


Fig. 12. Junta de expansión, utilizando sello de neopreno premoldeado

Los movimientos en un puente, pueden deberse a dos casos, el primero, por los movimientos por deslizamiento o movimientos longitudinales de la superestructura; en el segundo caso los movimientos son debidos a sismo, por lo que en ambos casos los movimientos difieren. Sin embargo, utilizar pilotes de geometría circular, equivaldría a recibir las fuerzas de movimiento en cualquier dirección del pilote; al utilizar pilotes con un perfil de acero tipo "H", deben tenerse en cuenta ciertas consideraciones de desempeño, ya que colocar los pilotes con el eje fuerte paralelo al estribo provocaría que trabajaran de una forma diferente que al colocar el eje fuerte paralelo al eje del camino. Lo contrario sucedería si se colocara el eje débil paralelo al estribo, los pilotes trabajarían de una forma diferente, que si se colocara el eje débil paralelo al eje del camino. Debido a los grandes momentos de inercia, los esfuerzos en los pilotes con un perfil de acero tipo "H", orientados para la flexión en el eje fuerte, son menores que para la flexión sobre el eje débil. Los esfuerzos por efectos de fuerza-deformación, "P- Δ ", son inversamente proporcionales al momento de inercia, "I", y serán por consiguiente más grandes para la flexión sobre el eje débil.

Ya sea para pilotes prefabricados o pilotes presforzados, los esfuerzos principales se reducen igualmente en cualquier de estos dos tipos. Estudios recientes realizados en los laboratorios de tecnología del concreto, han demostrado que los pilotes de concreto, con perfiles de acero embebidos dentro del mismo pilote, tienen un mejor comportamiento que los pilotes solo de concreto, e incluso mejor que otro tipo de hincado de pilotes ver Fig. 13.

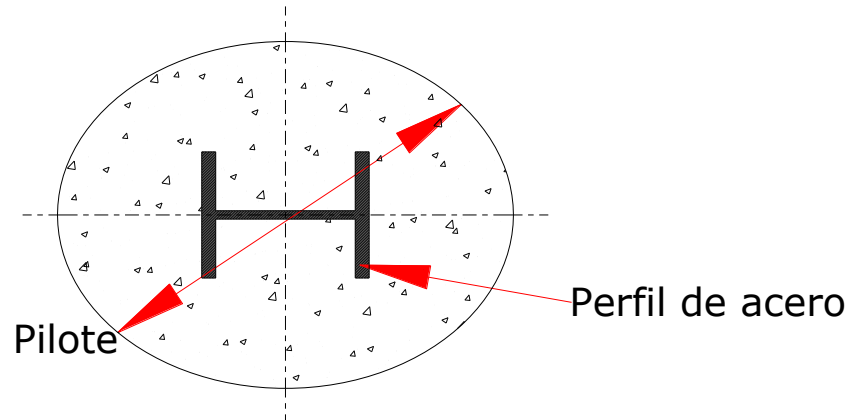


Fig. 13. Sección transversal de un pilote con un perfil de acero embebido

3.3 Detalles de las losas de acceso.

Aunque usualmente no se consideran como parte de la superestructura, se ha encontrado que las losas de acceso son los componentes más críticos de un puente integral y semi-integral. Las losas de acceso tienen dos propósitos primarios:

1. Reducir la compactación en el material de relleno del muro de retención, debido al tránsito que puede tener el puente en un momento dado, y reducir la resistencia del suelo pasivo a la expansión por temperaturas excesivas.
2. Transmitir en todo el puente los movimientos debidos a la temperatura de todo el sistema, desde el extremo final del puente hasta el punto donde las juntas de la losa de acceso se unen con en el pavimento de la carretera; las juntas se colocan en estos puntos del pavimento. Los detalles de las juntas para pavimento flexible varían de acuerdo con los diferentes procesos de manufactura que tienen cada una de los fabricantes; lo mismo sucede con los diferentes procesos para pavimentos rígidos. Sólo algunas empresas productoras de juntas de neopreno usan juntas de calzada (hojas de plástico), cartón asfaltado (hojas de celotex) o tabloncillos de expansión de poliestireno debajo de la losa de acceso, proporcionando así una separación efectiva desde la subrasante o rasante, para minimizar el movimiento en el puente.

Un detalle importante es que la losa de acceso debe unirse al muro de respaldo con acero de refuerzo. Estas observaciones provienen de algunos refuerzos en puentes integrales, debido a una separación gradual entre el muro de retención y la losa de acceso. La causa de estos problemas es la inestabilidad o falta de capacidad de la losa de acceso para moverse con los apoyos durante los movimientos de contracción debido a los cambios por temperatura. La acumulación de escombros causados por basura dentro del canal de conducción de las juntas no permite la expansión libre de la superestructura por efecto de la temperatura. Algunos ingenieros de puentes prefieren tener un diseño propio, utilizando acero de refuerzo para restringir la rotación o giro en los estribos con la losa de acceso, en lugar de utilizar juntas de dilatación, para lograr evitar problemas con la acumulación de basura en las juntas.

En la mayoría de los casos, generalmente las losas de acceso van de 6.0 a 7.5 m de longitud (ver Fig. 14 a 17). Las juntas que se utilizan para el pavimento flexible deben trabajar de igual forma que las juntas para pavimentos rígidos, sin embargo, en ambos casos las propiedades de manufactura cambian, ya que son diferentes los materiales por los que están rodeados y los módulos de rigidez de las juntas son diferentes. Teóricamente, en los estribos se necesita un refuerzo para la conexión debido al peso excesivo de la losa multiplicado por el coeficiente de fricción entre el concreto y el material de sub-base. Algunos ingenieros en puentes sugieren usar varillas del No. 6 a cada 30 cm.

Otro método que se usa en el diseño de losas de acceso, se basa en proveer acero de refuerzo en un claro equivalente al 50 % de la longitud total de la losa; usualmente de 6.0 a 9.0 m. Asumiendo que la losa de acceso es soportada por el relleno del terraplén o tierra armada bajo la misma losa, sólo se requiere un área de acero de refuerzo nominal para una mejor liga entre la losa y el estribo en el muro de retención. El peso de la junta debe ser el menor posible y debe dejarse bien marcada en ambas márgenes del camino, para

posteriormente ser remplazadas. Además deben ser cubiertas por una capa pobre de pavimento.

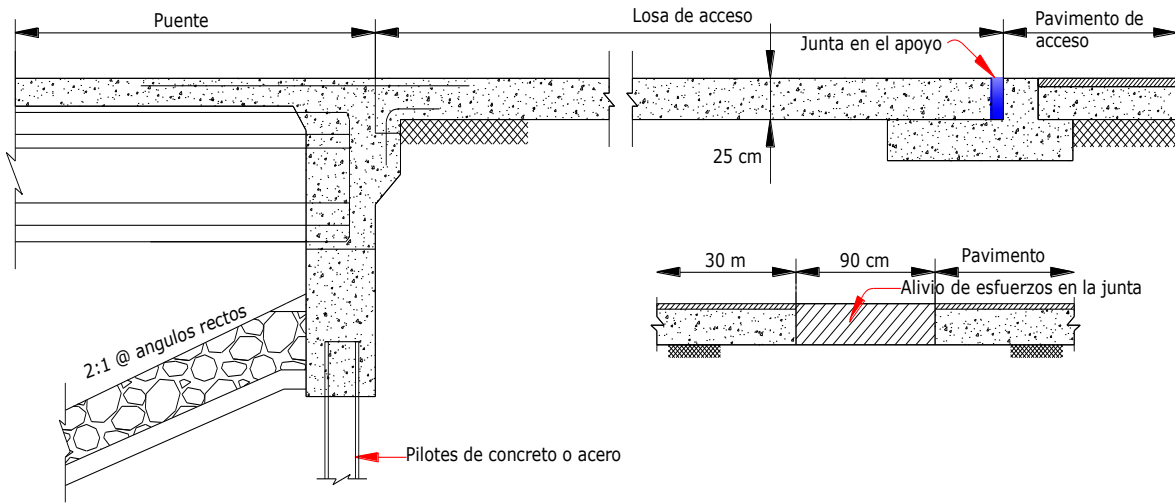


Fig. 14. Detalle de la sección de la junta

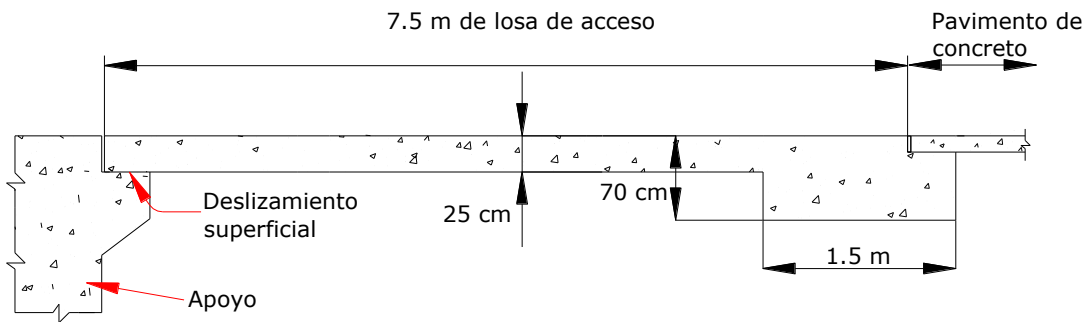


Fig. 15. Losa de acceso de 7.5 m y continuación de pavimento

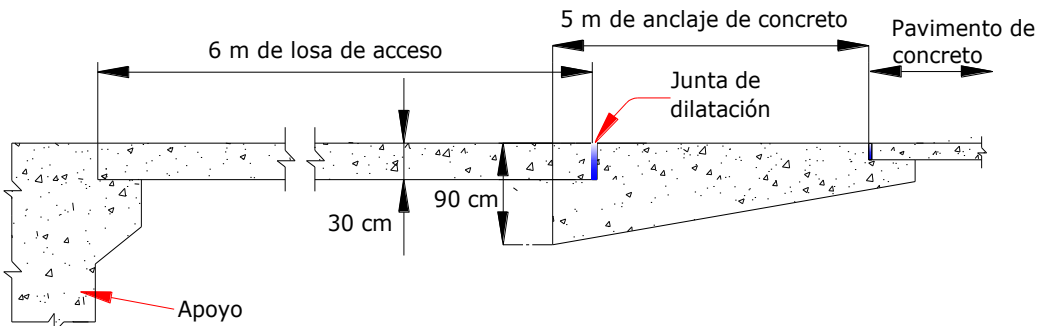


Fig. 16. Losa de acceso de 6 m y continuación con un anclaje de concreto de 5 m

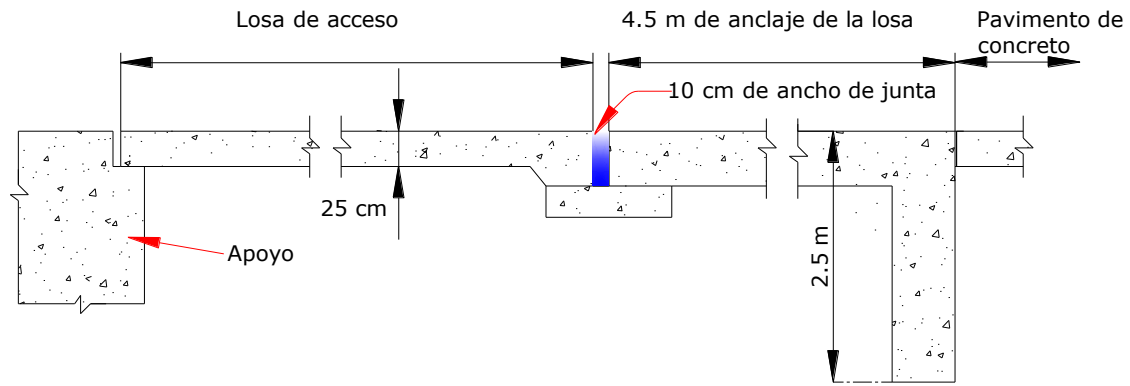


Fig. 17. Losa de acceso y continuación con un anclaje de concreto de 4.5 m

3.4 Reducción de la presión pasiva

La presión pasiva se define como la fuerza que actúa sobre un muro vertical hacia el suelo (es decir, cuando el muro se mueve hacia la masa del suelo) en muros con fricción que contienen un material granular de relleno, suponiendo que la superficie potencial de falla en el suelo es plana, lo que implica que el suelo detrás del muro fallará siendo empujado hacia arriba.

El fenómeno mencionado es causado por los movimientos debidos a la temperatura. Se utilizan varios métodos para reducir la presión pasiva en los estribos. Generalmente, los métodos consisten en colocar material granular no compactado, en el relleno de los estribos (ver Fig. 18). Cuando así se hace, también es necesario proporcionar una losa de acceso soportada en el extremo final de los estribos del puente y prevenir consolidaciones (compactaciones) futuras originadas por espacios vacios en el material granular de relleno. Las Fig. 18, Fig. 19 y Fig. 20 muestran detalles típicos de una losa de acceso en la transición con la losa de la carretera.

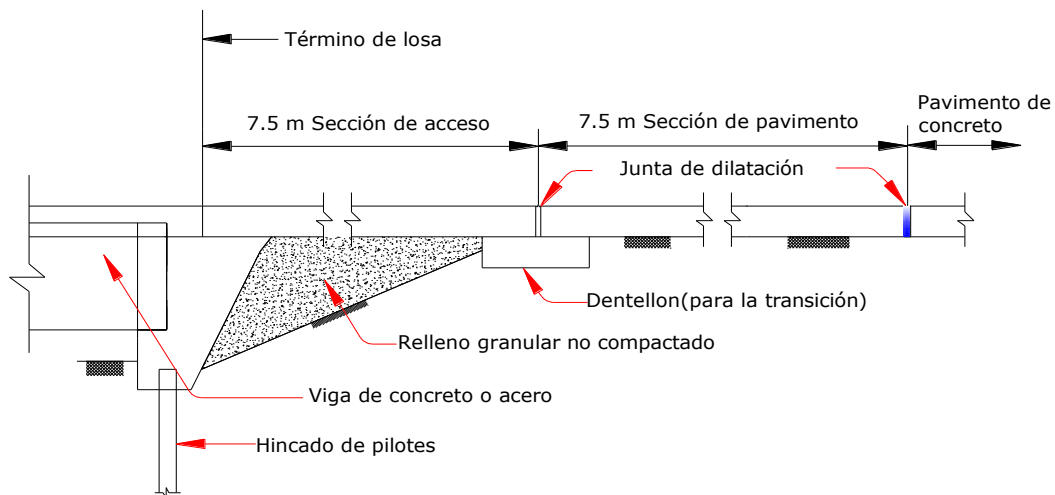


Fig. 18. Losa de acceso típica

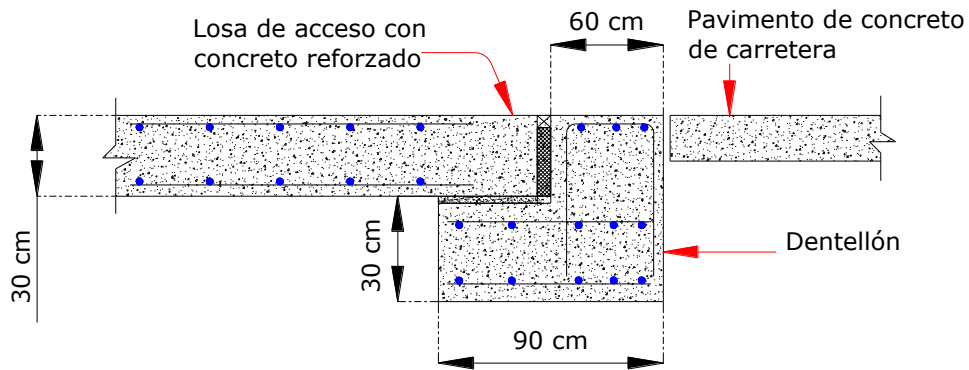


Fig. 19. Detalle de dentellón (plantilla para la transición)

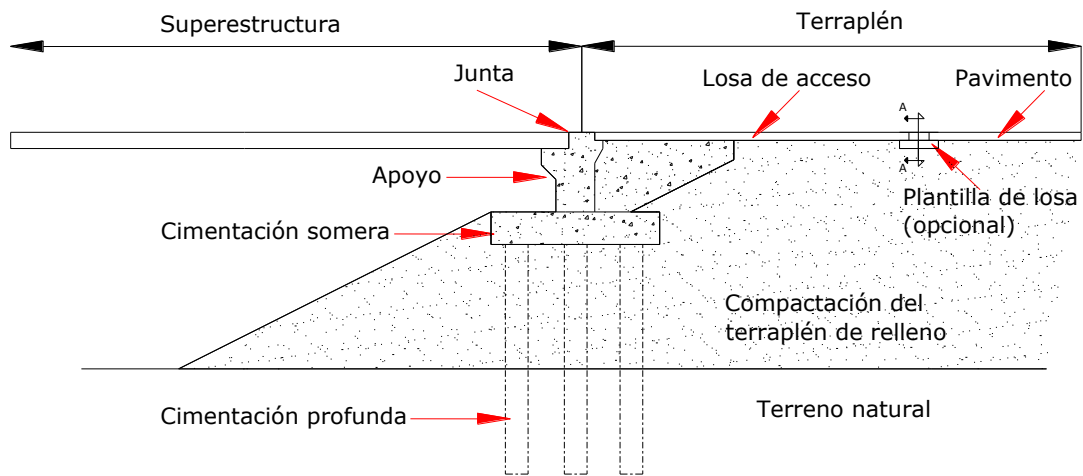


Fig. 20. Elementos de un puente en un sistema de acceso

3.5 Detalles de los estribos

En las Fig. 21 detalle 1, Fig. 22 detalle 2, Fig. 23 detalle 3, Fig. 24 y Fig. 25, se muestran algunos aspectos para el armado de estribos de puentes integrales, con particular énfasis en el diseño y detalles para los apoyos y las losas de acceso, y la unión de estas dos partes.

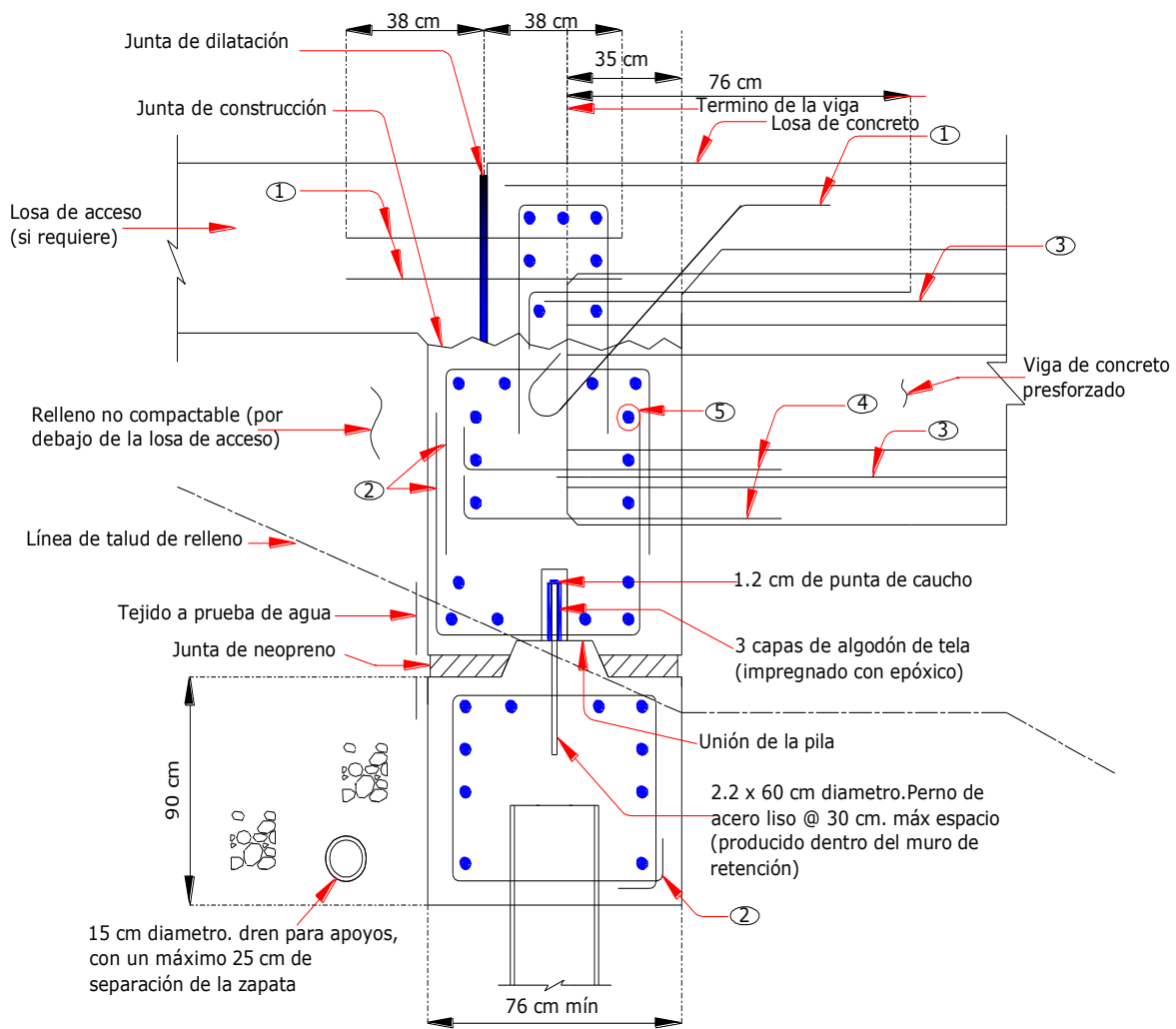


Fig. 21. Estribo de un puente integral, detalle 1

Nota:

El muro pantalla de concreto se cuela, y posteriormente se cura con la cubierta de concreto. Las vigas están embebidas dentro del mismo muro donde descansan temporalmente en el cabezal con un esfuerzo mínimo de 210 kg/cm^2 en el muro, para rigidez del mismo.

Indicación de los números en la Fig. 21.

1. Varillas # 5 @ 30 cm
2. Varillas # 4 @ 30 cm
3. 2 Varillas # 8
4. 2 Varillas # 6 en cada sitio, más allá de la viga y dentro del estribo
5. Varillas # 6 de ser necesario entre las almas de las vigas

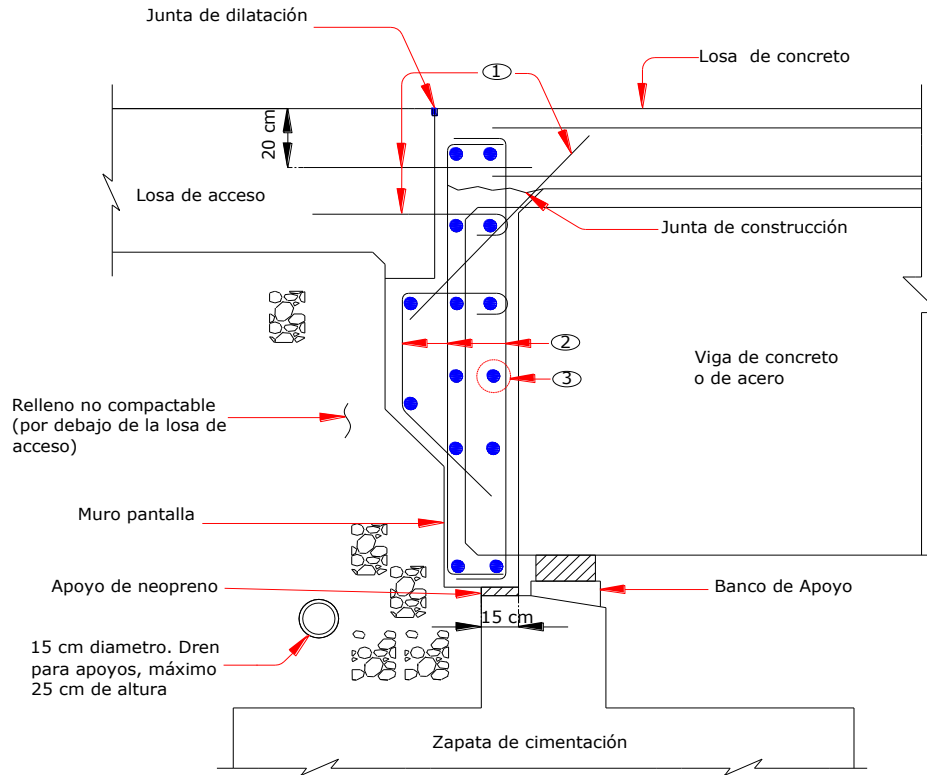


Fig. 22. Estribo de un puente integral, detalle 2

Notas:

El muro pantalla de concreto se cura después de ser colado.

El relleno se coloca en la parte trasera de los estribos.

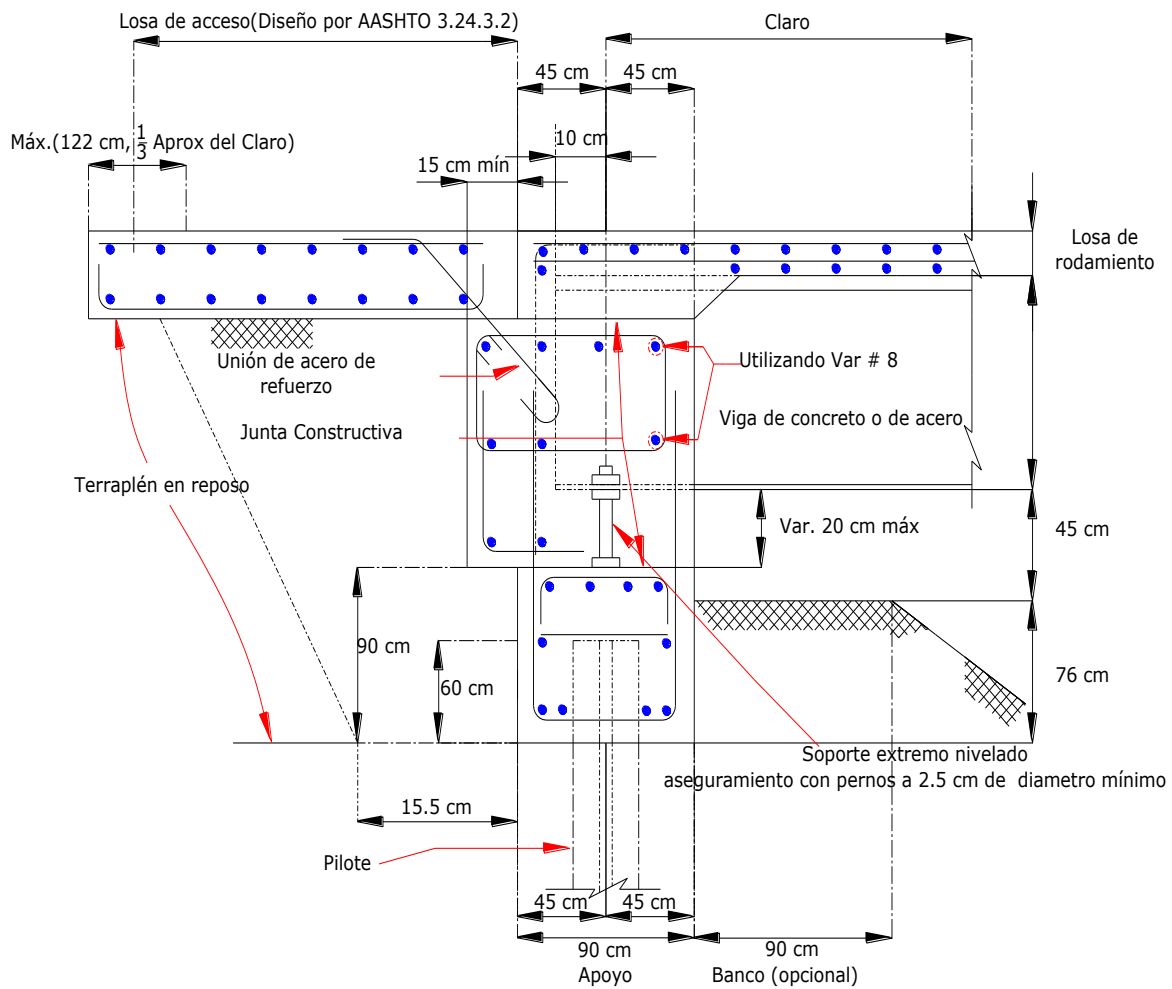


Fig. 23. Estribo de un puente integral, detalle 3

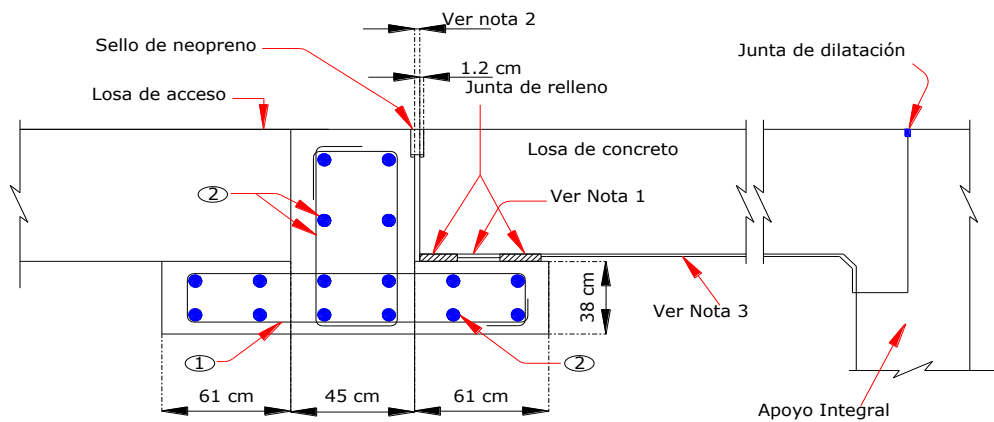


Fig. 24. Corte A-A, de la Fig. 20 de la plantilla de losa (opcional)

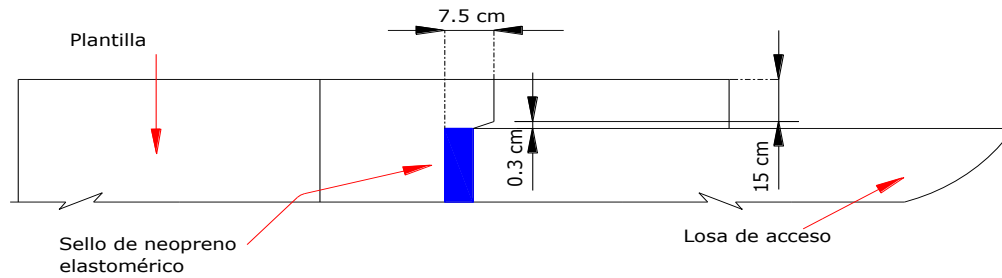


Fig. 25. Sello de neopreno

Notas:

Indicaciones de los números en la Fig. 24.

1. Varillas # 5 a cada 30 cm
2. Varillas # 4 a cada 30 cm

Resistencia del sello de neopreno mínima, de 15° debido a los movimientos por temperatura en expansión y en contracción.

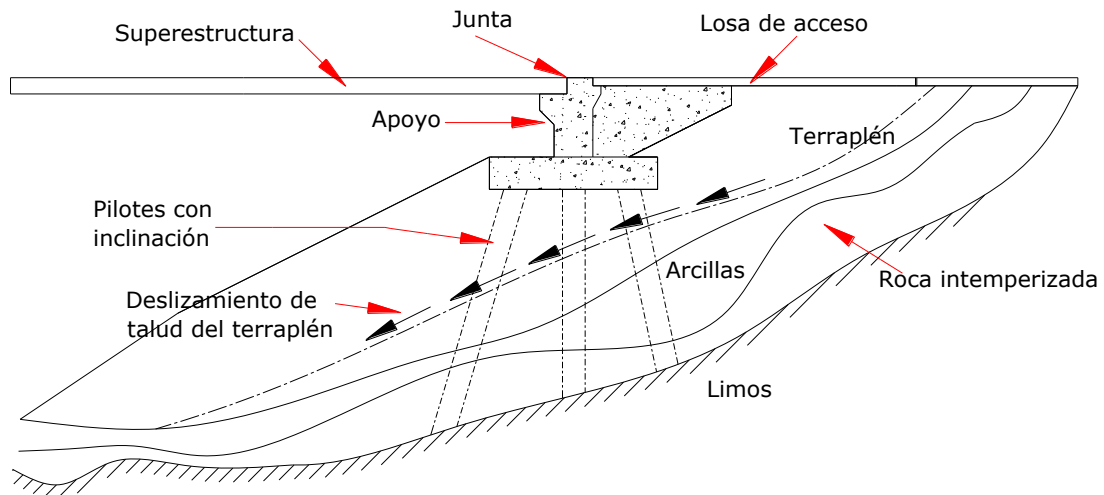


Fig. 26. Uso de pilotes inclinados y deslizamiento del talud

Las fuerzas de presión pasiva del suelo que están por detrás del muro de retención generalmente son excéntricas con respecto al eje de la superestructura (ver Fig. 26). La magnitud de los esfuerzos producidos por la fuerza axial excéntrica en la superestructura, es despreciable en algunos caso de puentes, sin embargo, los principales problemas ante la ocurrencia de un sismo, están presentes en cualquier puente (ver Fig. 27) y encontrar

una solución factible es muy complejo para cada uno de los detalles principales del mismo.

Para tener una mejor unión entre estribo y losa de acceso, para futuras construcciones en puentes, es necesario revisar esta parte del puente muy puntualmente, para entender mejor el comportamiento, ya que se tienen huecos entre estas dos partes de la unión. Se debe prevenir esta condición permanentemente, realizando supervisiones periódicas y aplicando medidas correctivas adecuadamente.

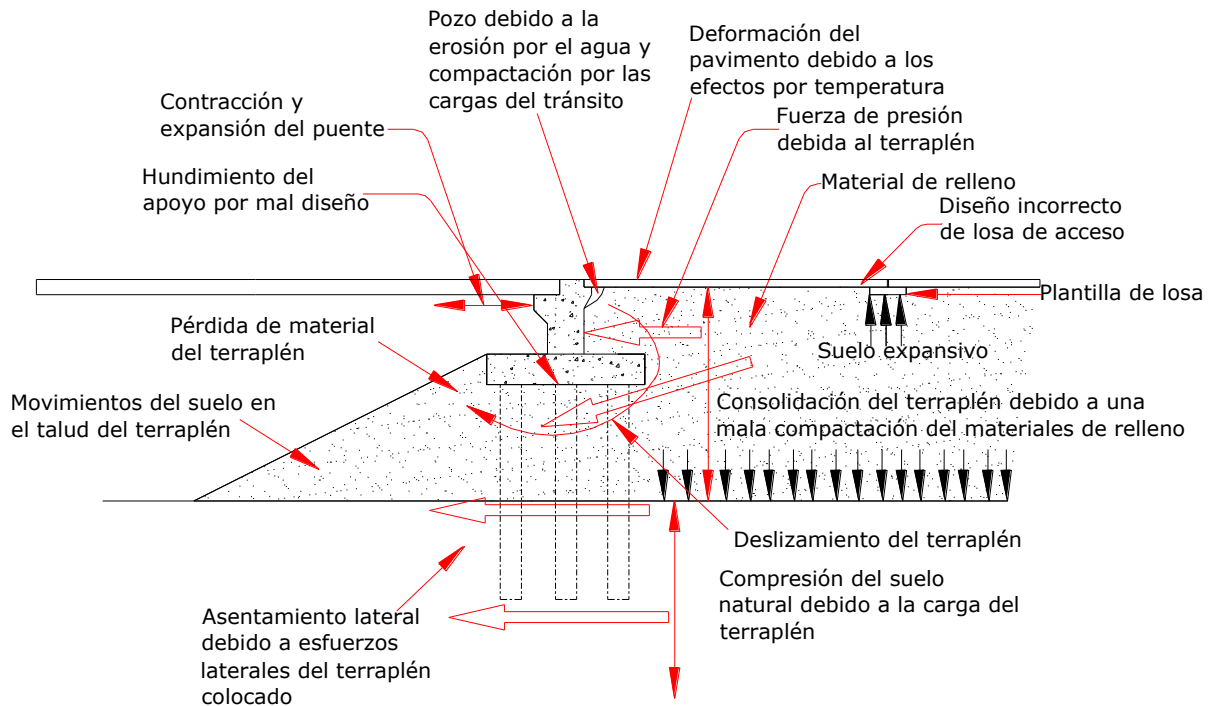


Fig. 27. Principales problemas ante la ocurrencia de un sismo

CAPÍTULO 4. ASPECTOS CONCEPTUALES PARA EL DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.

4.1 Estribos integrales en la superestructura

Tal como ya se ha mencionado, el detalle principal que diferencia un puente convencional de un puente integral es la conexión de la superestructura con los estribos (ver Fig. 28). Las vigas y/o traveses son colocadas sobre los estribos, y unidas por medio de diafragmas de concreto o de acero según el diseño. La losa de la superestructura es continua sobre los estribos, mientras que la losa de acceso se une a los estribos con acero de refuerzo en esa zona. Algunos especialistas en puentes prefieren poner una junta de dilatación en la losa de acceso al muro pantalla de retención. Se pueden utilizar diferentes tipos de materiales, de tal forma que se tenga el mejor movimiento rotacional en los estribos.

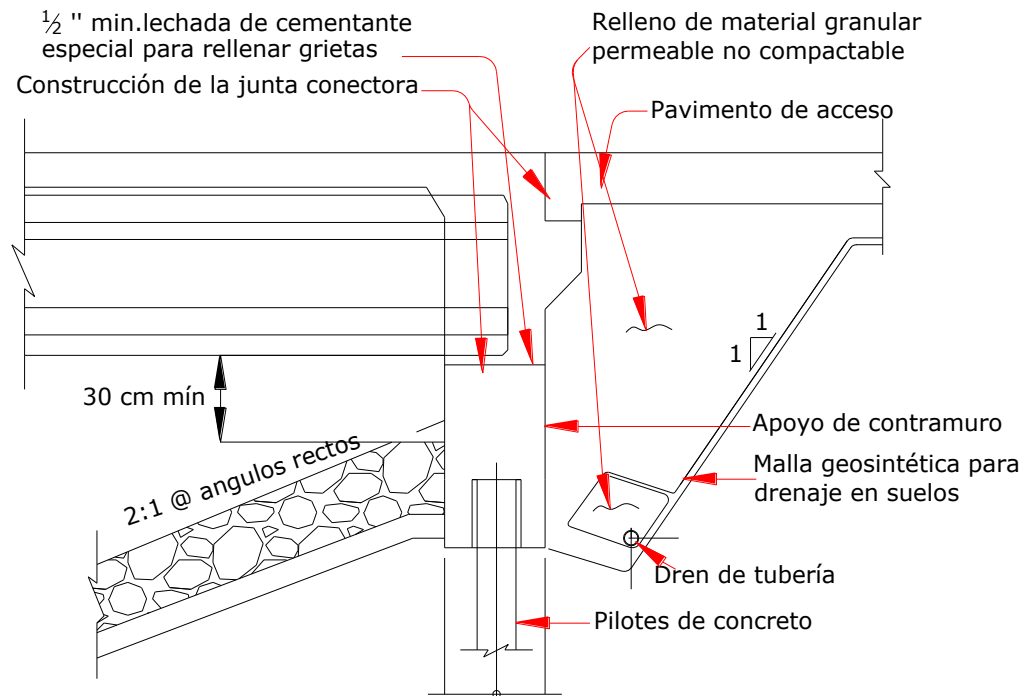


Fig. 28. Conexión de la superestructura con el estribo integral

Tal como se mencionó, la superestructura se une con acero de refuerzo, colocado adecuadamente, para evitar que se presenten momentos en los estribos integrales del puente, aunque teóricamente las vigas pueden girar e inducir momentos a los estribos. Generalmente estos momentos se ignoran en el diseño de la superestructura, debido a que ésta es más rígida que las pilas. El giro de las vigas y/o traveses puede ser minimizado colando el extremo final del claro de la superestructura al mismo tiempo que el muro de retención. Sin embargo, para puentes muy especiales, los momentos que provoque la losa

y los momentos que provoquen las vigas serán considerados en todo momento en el diseño del puente.

4.2 Unión de las vigas con la losa de rodamiento

Existe diferencia entre la continuidad de la losa y la continuidad de las vigas con los cabezales. Para que un puente sea clasificado como un puente integral, es necesario que la losa deba ser físicamente continua. Si, el puente tiene juntas, se deben analizar y verificar el tipo de junta y las características de la junta para ver los reportes de calidad y determinar si cumple con lo requerido para el proyecto a realizar. La falta de continuidad de la viga con el estribo disminuye el exceso de la carga muerta (CM) en la superestructura e incrementa su vulnerabilidad ante el incidente de un daño con el estribo e incluso con el cabezal de apoyo de una columna intermedia. La continuidad de la superestructura sobre pilas continuas, no sólo elimina la intrusión de agua por las juntas de expansión o contracción, sino que además es la base fundamental para los puentes integrales.

La superestructura deberá tener continuidad para cargas vivas (CV) y cargas muertas (CM). En una estructura típica, la continuidad entre vigas se logra mediante el acero que se tiene sobre la superestructura y por la colocación de concreto entre los extremos finales de la viga (ver Fig. 29 y Fig. 30). También se usan métodos de postensado para dar continuidad a la viga.

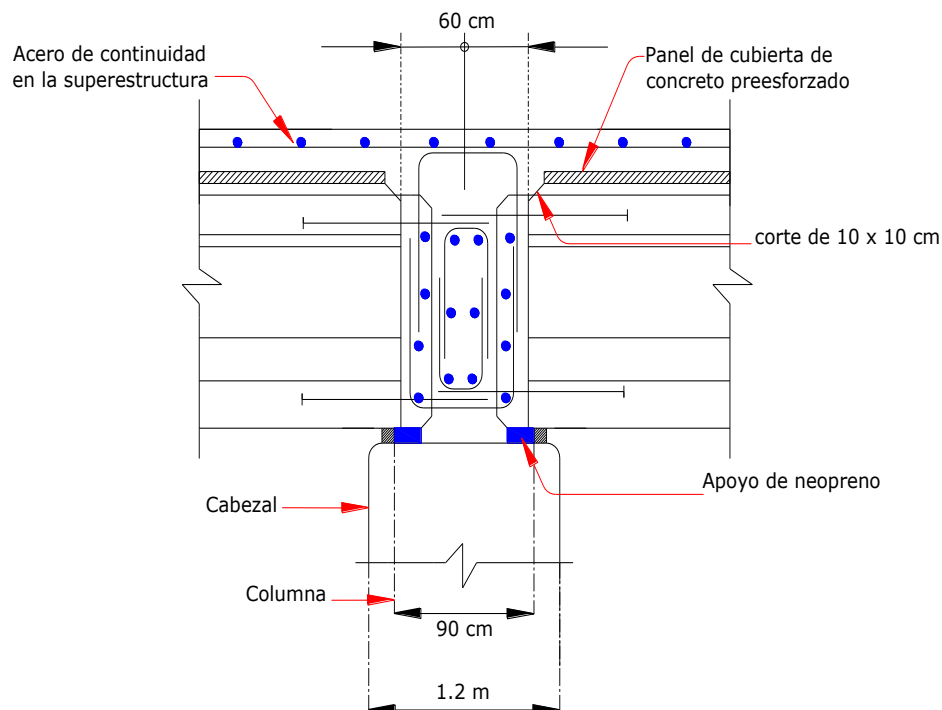


Fig. 29. Acero de continuidad en losa de rodamiento

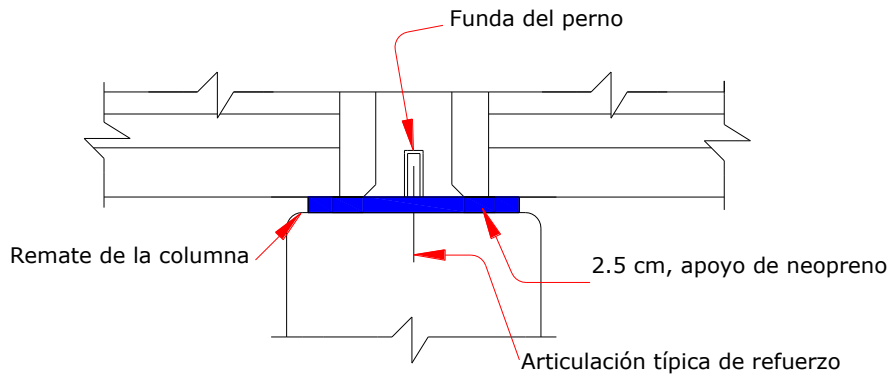


Fig. 30. Articulación de la columna

Las vigas de un puente se diseñan para soportar su peso propio, el de la superestructura y las cargas tanto muertas como cargas vivas. Para controlar el agrietamiento, usualmente se propone el procedimiento de control de la Fig. 31, en la que se muestra como se puede lograr la continuidad para eliminar las juntas en las losas. El detalle del armado que se presenta en dicha figura sólo es aplicable a puentes con claros cortos no mayores a 30 m y que no tengan más de dos claros continuos. Si la losa presentara agrietamientos a la mitad de su longitud, estos agrietamientos, debido a la flexión, también podrían presentarse en las pilas intermedias. Sin embargo, los problemas asociados a estos agrietamientos son menores que los problemas presentados en las juntas. Si las juntas se eliminan, se debe asegurar que ambos estribos en los extremos del puente que soportan las vigas, sean capaces de absorber y permitir los movimientos horizontales de la estructura.

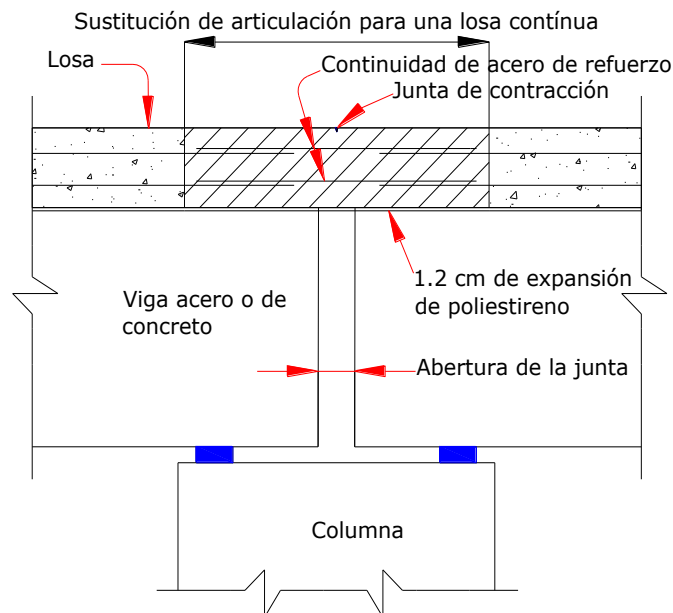


Fig. 31. Adaptación de las losas por continuidad

Los ingenieros proyectistas de puentes recomiendan dar continuidad a la losa de concreto con la losa de acceso, con acero de refuerzo extra en los estribos. Así, para el diseño de vigas y/o trabes presforzadas no se deben disminuir los momentos positivos, por carga muerta y carga viva, a la mitad del claro del puente. Aunque resulta un poco conservador llevar a cabo este tipo de diseños, la continuidad para los puentes integrales es primordial y se debe considerar en el diseño.

Las ventajas y desventajas en la continuidad de una viga son bien documentadas en los lugares donde se construyen puentes integrales, con metodologías de diseño muy bien estructuradas. Además, los beneficios relativos de la conexión en que se presenta el momento positivo entre el estribo y las vigas es la parte más importante en todo el procedimiento de diseño. También es importante supervisar que en el montaje de las vigas se respete su lugar de colocación sobre los estribos, para que no sufran algún efecto de volcadura, durante el armado y colado de la losa de rodamiento de la superestructura, ya que la inclinación o el giro de la viga inducirían momentos sobre el cabezal de apoyo, lo cual debe ser lo establecido en los planos de detalles. Sin embargo, estos momentos pueden ser considerados en el diseño de las columnas en situaciones muy especiales. Una superestructura de concreto prefabricada o presforzada será significativamente más rígida que los cabezales de apoyo y experimentará momentos despreciables.

En las zonas donde se tiene mayor refuerzo en la viga se deben evitar las regiones de momentos positivos, ya que provocan agrietamiento en los diagramas de interfaz de la viga. Se han observado en algunos puentes grietas muy delgadas, sin embargo, no son tomadas en cuenta. También los momentos positivos en el interior de la viga deben evaluarse con cuidado para evitar cualquier agrietamiento en la misma. Algunos códigos especifican muy puntualmente el tipo de acero a utilizar en este tipo de estructuras, ya que es indispensable en toda estructura buscar que el acero fluya antes que el concreto, por lo que además deben considerarse en los cálculos de diseño la posibilidad de una falla frágil. Sin embargo, si se utilizara acero de alta resistencia, la cuantía requerida aumentaría y elevaría el costo del proyecto.

Antes de seguir con el procedimiento constructivo, el ingeniero proyectista debe evaluar las condiciones del sistema losa-viga, bajo los efectos de combinación de carga muerta en la losa, movimientos debidos a la temperatura por presencia de contracción en la losa y en la viga.

Algunos reportes de bitácora de obra, en la construcción de puentes integrales indican que el colado del concreto sobre los diafragmas de las vigas debe hacerse simultáneamente con la losa en esa misma unión. La falla para seguir este procedimiento ocasiona la fisuración de los diafragmas con el peso de la cubierta de concreto, causando rotación en los extremos finales de la viga, y restricción en sus deslizamientos o movimientos longitudinales y los efectos de contracción induciendo tensión en los diafragmas. Sin embargo, se tienen reportes de bitácora con procedimientos constructivos

muy exitosos permitiendo la colocación de los diafragmas casi al comienzo del colado, con tal de que las vigas no tengan restricciones en ambos extremos principalmente en la cubierta de concreto.

También es importante notar que debido al peralte de las vigas tipo “I” y trabes cajón grandes, se requiere temporalmente de un apuntalamiento para evitar la volcadura de la viga y/o trabe, durante el colado de la losa.

El diseño de la superestructura con los estribos integrales, es tal, que las vigas empotradas en los estribos inducirán momentos en la parte superior de las pilas de cimentación, pero como ya se mencionó anteriormente, estos momentos pueden ser ignorados en algunos diseños para puentes con trazo horizontal o vertical; en algunos otros casos los momentos sí deben ser considerados. En estos puentes, los códigos canadienses requieren mayor cantidad de acero de refuerzo. Más allá de ser sobrestimados, son requisito para evitar grietas longitudinales, debido a los problemas que sufren en época de invierno por la carga de la nieve.

Antes de continuar con el proceso constructivo para puentes, se debe evaluar y revisar el comportamiento de los diafragmas de las vigas bajo los efectos de la combinación de carga muerta de la losa, deslizamientos y movimientos de pretensado durante el pretensado, y las diferencias de contracciones entre la viga y la cubierta del pavimento.

4.3 Movimientos y restricciones de las fuerzas

Las superestructuras prefabricadas y presforzadas tienen una importante ventaja sobre el colado de concreto in-situ y el uso de los aceros de alta resistencia y aceros dulces para puentes integrales. La ventaja es que las superestructuras prefabricadas y presforzadas experimentan menos movimientos debidos a la expansión y contracción, por efecto de la temperatura, que las superestructuras de acero construidas in-situ.

En la actualidad, es igual de factible utilizar aislantes para prevenir o evitar la expansión y contracción por temperatura de la superestructura, tanto del medio ambiente como por temperatura que adquiere el concreto al momento del mezclado y vaciado del mismo en la superestructura, y posteriormente en su etapa de curado del concreto para puentes integrales construidos in-situ, que igualmente para los puentes integrales con piezas prefabricadas o presforzadas. Este fenómeno se refleja en las especificaciones de las AASHTO, las cuales permiten reducir las variaciones de temperatura en el diseño para superestructuras de concreto, más no para las de acero. En un clima moderado, una superestructura de concreto tenderá a contraerse y a expandirse aproximadamente 1.2 cm, en un puente con un claro de 30 m; ello también depende del lugar donde este el puente y de la estación de año. No obstante, una superestructura típica de acero se expandirá y contraerá aproximadamente 2.5 cm, para un claro de 30 m de longitud del puente total. Como se puede observar, la expansión y contracción de puentes con

estructura de acero es del doble que la expansión y contracción con estructura de concreto, por lo que se recomienda ampliamente la utilización de concreto para este tipo de puentes.

Los movimientos por temperatura en una superestructura son prácticamente similares para una superestructura con losacero lista para ser colada in-situ, que para aquellas superestructuras de concreto prefabricadas y/o presforzadas. Sin embargo, los deslizamientos o movimientos longitudinales, la expansión o contracción, son considerablemente mayores para colados in-situ que para las piezas de la superestructura ya prefabricadas. Esto se debe al proceso empleado para las vigas prefabricadas que son armadas, y que posteriormente son coladas en patios de prefabricación y subsecuentemente abandonadas por algunos días en el patio de curado, para después ser colocadas en sus sitios correspondientes; es en ese lapso de tiempo de armado y colado, que el acero pudo haberse expandido o contraído lo necesario para toda la pieza sea colada sin ningún problema. Asimismo, la cantidad de deslizamientos o movimientos longitudinales disminuye con el tiempo e incrementa con la edad del concreto desde su colocación. Por estas razones, la contracción, expansión, movimientos longitudinales o deslizamientos son ignorados en el proceso constructivo de puentes integrales cortos.

Aunque el problema es ignorado, el movimiento inducido por la temperatura se toma en cuenta por las fuerzas que existen en la superestructura. Por ello se propone utilizar apoyos integrales o semi-integrales flexibles o pilotes flexibles para minimizar los efectos de las fuerzas en puentes integrales cortos.

Los pilotes y los estribos también inducen fuerzas de tensión y compresión a la superestructura debido a los movimientos por temperatura, sin embargo, con diseños adecuados de suelo-estructura, estas fuerzas son mínimas y despreciables en el diseño (ver Fig. 32).

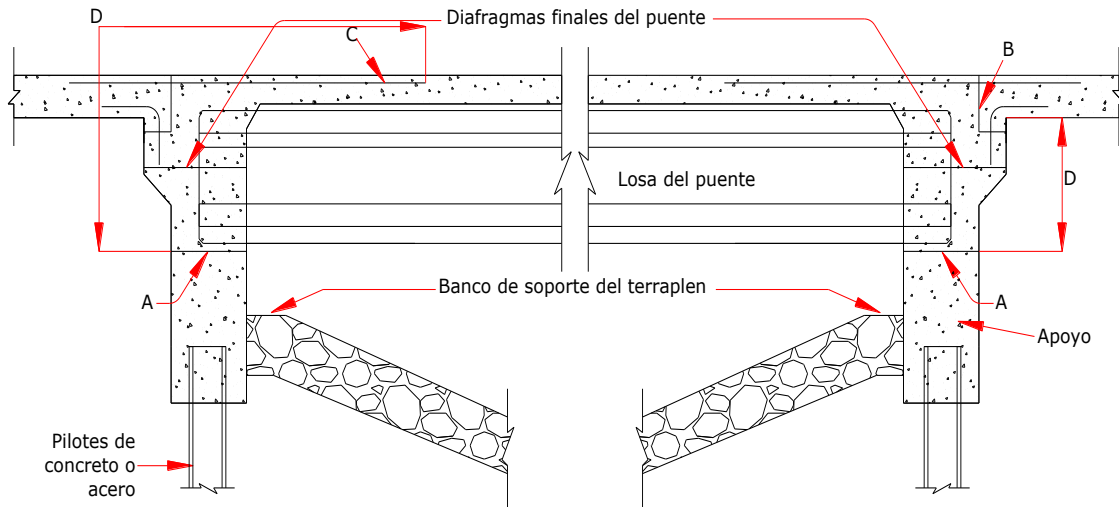


Fig. 32. Construcción de juntas (A, B y C) y continuidad de la conexión en el estribo con la superestructura, (D) para dos diferentes estribos de puentes integrales.

CAPÍTULO 5. ASPECTOS CONCEPTUALES PARA EL DISEÑO DE LAS PILAS

El diseño de las pilas para los puentes integrales es similar al diseño de pilas y estribos de puentes convencionales. La principal diferencia entre las pilas de puentes integrales y las de puentes convencionales, es que las primeras deben permitir movimientos laterales en la superestructura. Como los estribos integrales son especiales, el diseño de las pilas debe ser único para su uso en este tipo de obras. Como ya se mencionó anteriormente, el mayor problema en puentes de este tipo, son las direcciones en donde se producen estos movimientos térmicos.

Al igual que los estribos integrales, las pilas de un puente integral deben estar diseñadas para adaptar los movimientos de la superestructura. Dichos movimientos se producen cuando se tiene un aumento de tan sólo algunos grados en la temperatura del medio ambiente, donde el clima es muy cálido.

5.1 Acomodo de la superestructura debido a movimientos en la pila

Normalmente se asume que los movimientos de la superestructura son libres debido a la rigidez que tienen los estribos, aunque se han encontrado reducciones del orden de 17%, por efectos de movimientos térmicos en la misma, y que han sido atribuidos a la restricción de los movimientos en la subestructura; la mayoría de las pilas no se beneficia de dicha reducción.

Para diseñar con éxito las pilas y absorber mejor el movimiento de la superestructura a lo largo del puente, se tienen varias opciones para el diseño:

1. Cabezales flexibles conectados rígidamente a la superestructura.
2. Pilas rígidas aisladas, conectadas a la superestructura por medio de cabezales flexibles.
3. Pilas semi-rígidas, conectadas con la superestructura con pernos de cortante y apoyos de neopreno.
4. Articulación en la unión de la pila con la cimentación, conectada con la superestructura con pernos de cortante y apoyos de neopreno.

5.1.1 Cabezales flexibles

La flexibilidad en los pilotes no debe exceder los parámetros de diseño, porque de lo contrario se presentaría pandeo local; evitar este efecto es muy importante en el diseño de los pilotes y de las pilas. Si la pila es diseñada para una sola línea de pilotes en sentido transversal al eje del puente, se pueden interconectar a un cabezal de apoyo, de concreto, con mucha mayor rigidez para poder permitirle una mejor flexibilidad a toda la superestructura. En la Fig. 33, se muestra un ejemplo de unión losa viga-pilote en un cabezal flexible.

Para los puentes que a largo plazo presenten flexibilidad en los cabezales, aspecto que está considerado en su diseño, estos cabezales estarán soportados por las columnas y los estribos, permitiendo la estabilidad total en dirección longitudinal del puente y tomando todas las fuerzas longitudinales. Detrás del estribo, las presiones pasivas, de fricción y las presiones pasivas en las zapatas, serán activadas para resistir las fuerzas transversales y longitudinales, tanto en el muro, como en las zapatas de cimentación.

Las ventajas de estos cabezales son la ductilidad y la flexibilidad de los pilotes, ya que no se necesitan hacer consideraciones especiales sobre el acomodo de movimientos por temperatura; los cabezales que se necesitan para empotrar los pilotes, son económicos y de fácil construcción, obteniendo soluciones simples del sistema.

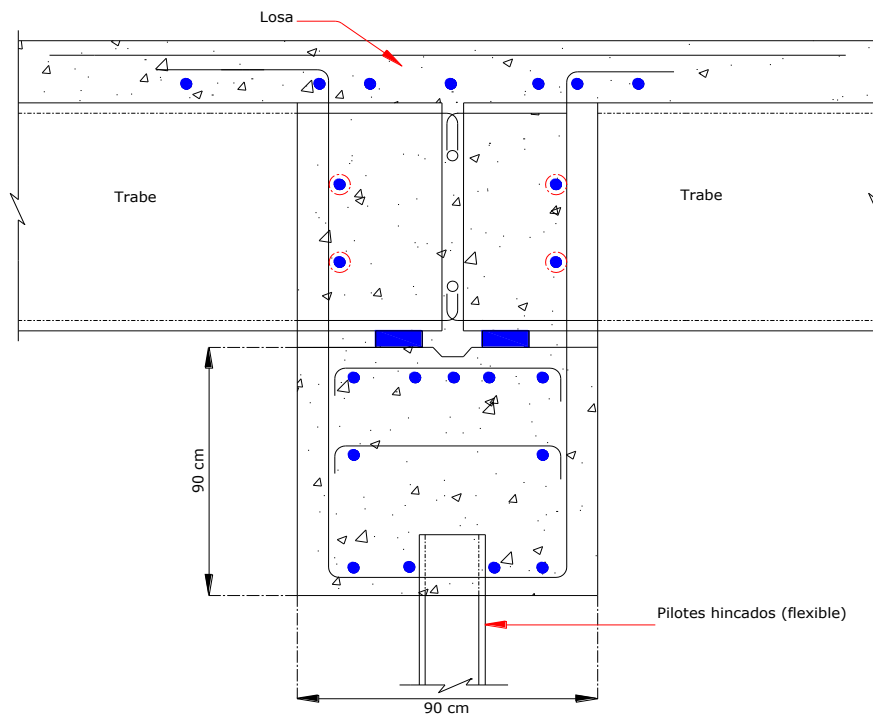


Fig. 33. Unión losa viga-pilote

En los puentes integrales existen dos desventajas importantes para evitar que a corto plazo se presente pandeo o inclinación flexible en la superestructura por motivos de fallas en el cabezal. La primera, consiste en proporcionar la estabilidad necesaria durante la construcción y durante el colocado de las vigas prefabricadas y su colado con la unión en los cabezales de los apoyos. La segunda, requiere una cantidad razonable de material de suelo para la compactación del relleno y movilizar la presión pasiva debida al ligero desplazamiento del muro.

5.1.2 Columnas rígidas aisladas

Las columnas rígidas son aquellas cuya base es considerada fija contra efectos de rotación y traslación, por sus grandes longitudes de apoyo en las zapatas de cimentación, en roca o en suelo. La conexión de estas columnas con la superestructura requieren mucho detalle, permitiendo los movimientos longitudinales a la superestructura, pero evitando los movimientos transversales. Este tipo de detalles debe dejar que la superestructura permita libremente los movimientos debido a los efectos por temperatura, aún permitiendo a la columna soportar las fuerzas transversales.

En la actualidad, la mayoría de los puentes que se construyen, utilizan piezas prefabricadas; la superestructura descansa en un apoyo de neopreno con placas de acero A-36 relativamente grandes. En la parte superior de la pila se cuela un bloque transversal para guiar el movimiento longitudinalmente, a la vez que se restringe los movimientos transversales con diafragmas (ver Fig. 33).

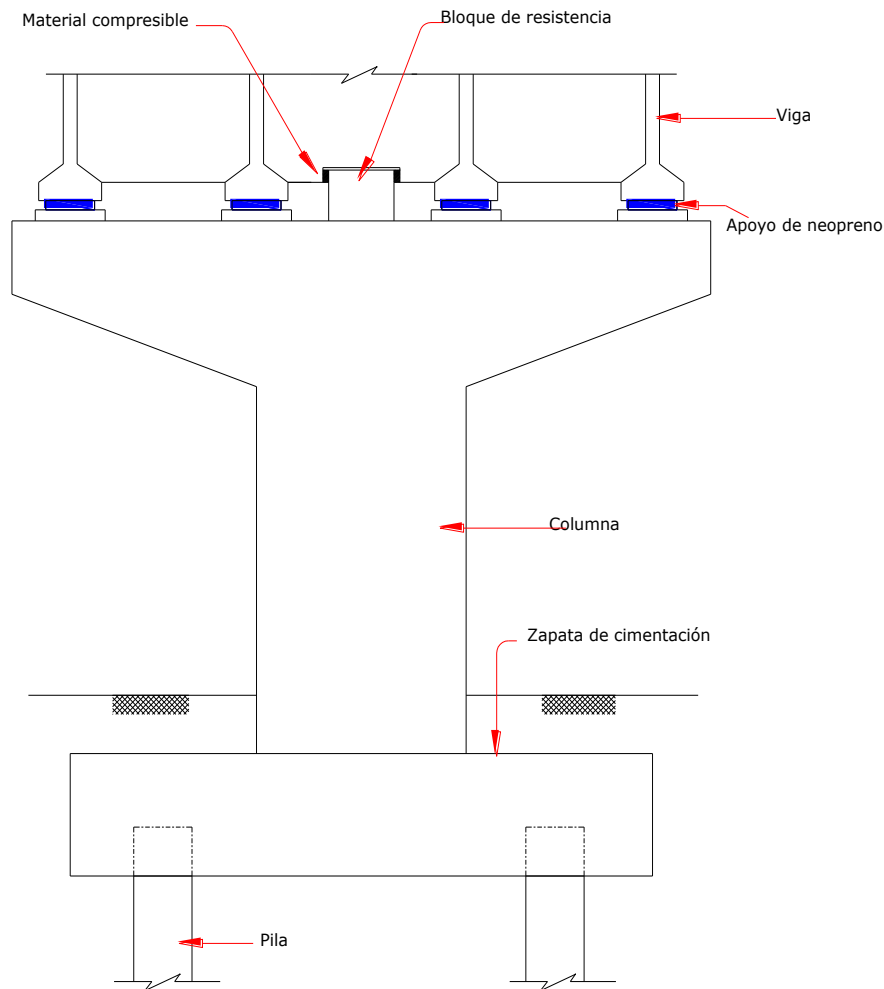


Fig. 34. Cimentación para columna rígida aislada

Para puentes integrales cortos con un claro máximo de 30 m, existe la posibilidad de colocar columnas intermedias y pasar de tener un solo claro a dos claros divididos por estas; sin embargo, colocar una o más columnas en el puente, eleva el costo de construcción y mantenimiento. Un punto adverso que tienen estas columnas adicionales es que provocarían un área de obstrucción por debajo del puente. Por otro lado, un punto a favor, es que minimizaría los movimientos de expansión y contracción en toda la superestructura, evitando algún tipo de daño, como pudieran ser el agrietamiento en los cabezales flexibles.

Esta alternativa de construcción de colocar columnas intermedias entre estribo y estribo se usa para puentes de acero y puentes convencionales. Si este procedimiento se usa en la construcción de un puente integral se debe asegurar una buena conexión entre la superestructura y la columna, además de que los apoyos en los estribos deben ser lo bastante anchos para evitar que las vigas que se unen con el cabezal no sufran ningún volteo o deslizamiento por efecto de algún sismo en un evento extraordinario. No tomar esto en cuenta provocaría un daño irreparable al puente.

5.1.3 Columnas semi-rígidas

Las columnas semi-rígidas son preferentemente usadas para la construcción de puentes semi-integrales. Estas son muy similares a las columnas rígidas, tal como ya se mencionó, sin embargo, la conexión de las columnas a la estructura difiere significativamente.

Una columna semi-rígida típica, en conexión con la superestructura se muestra en la Fig. 35. En la Fig. 34, las vigas son soportadas por apoyos de neopreno con un espesor de 1.2 a 3.8 cm. En las semi-rígidas se cuele un diafragma entre los extremos finales de las vigas y dovelas, agregando además una llave de cortante entre las vigas, conectando el diafragma con el cabezal de la columna. Normalmente se introducen materiales compresibles en los cabezales de apoyo de las vigas, como apoyos de neopreno o materiales epóxicos, para permitir una mejor maniobra con las vigas durante su colocado y un mejor desempeño de las mismas durante su funcionamiento.

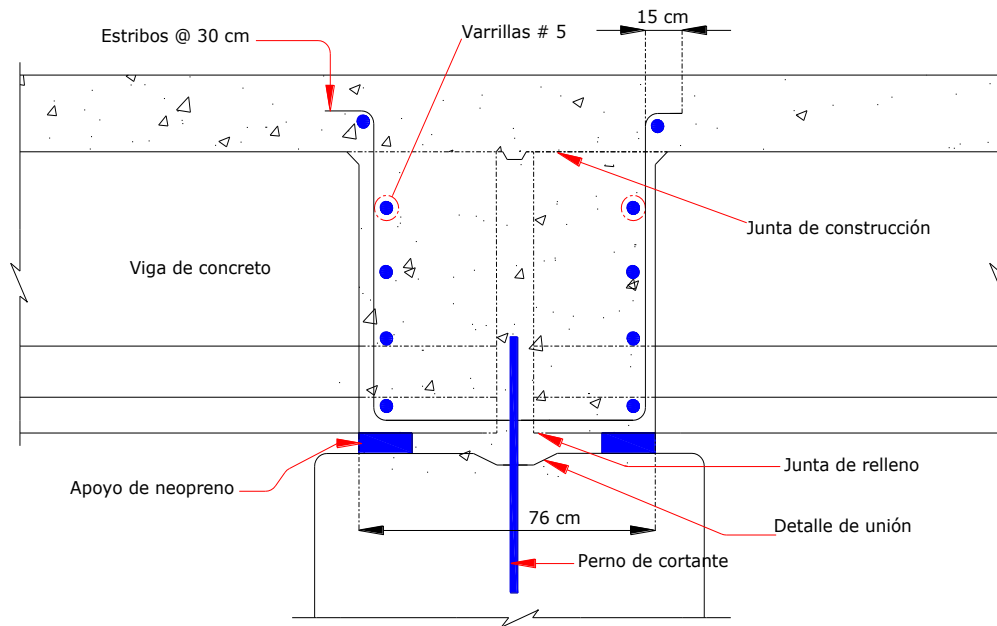


Fig. 35. Conexión de superestructura con columna semi-rígida

Los pernos de cortante en las columnas, permiten un movimiento excelente de la superestructura, debido a las fuerzas que se presentan por expansión, contracción, deslizamientos y movimientos longitudinales. Las consideraciones de estos movimientos requieren un análisis cuidadoso durante el diseño de las columnas. Normalmente, la rigidez en las columnas se reduce por las grietas y los deslizamientos en las pilas de concreto, lo cual debe ser considerado como un factor en el análisis.

Las ventajas de este tipo de detalles en columnas son: apoyos de neopreno delgados y de excelente calidad que temporalmente no se requieren durante la construcción; todas las columnas deben resistir fuerzas sísmicas y las vigas son unidas firmemente con diafragmas de continuidad. Si se utilizan múltiples columnas, se producen fuerzas longitudinales y transversales que se estarían resistiendo en el puente por esfuerzos internos dentro de las mismas.

El ingeniero proyectista no necesita confiar solamente en los suelos de presión pasiva, cercanos a los estribos integrales, como fuente de resistencia de las fuerzas laterales, debe tomar en cuenta los efectos por fuerzas pasivas de los suelos que rodean al estribo. El contratista en conjunto con la supervisión de la obra deben aclarar, al personal de terracerías, encargado de la compactación en los terraplenes, que el material de relleno debe tener las características adecuadas para su funcionamiento durante toda la vida útil de la obra permitiendo un desplazamiento flexible de los estribos.

Las desventajas principales de las columnas semi-rígidas es que éstas son ligeramente más complicadas que otros tipos, ya que se requiere una evaluación detallada de las

condiciones de su cimentación, de la rigidez de las columnas y de los desplazamientos estimados. Por lo anterior, el uso de columnas semi-rígidas en algunas ocasiones es inapropiado para este tipo de puentes. Por ejemplo, en lugares donde existe roca sólida, no se puede tener una adecuada flexibilidad para acomodar los movimientos grandes sin afectar las columnas.

5.1.4 Columnas con base articulada

Este tipo se usa para evitar la expansión obligada de una columna en una situación donde la columna semi-rígida tenga una flexibilidad inadecuada, debido a los movimientos transversales a la columna. Durante la construcción, temporalmente, se requiere un apuntalamiento y detalles adicionales en las bases de la zapata de cimentación, lo que incrementa los costos directos. Sin embargo, estará a consideración del contratista utilizar este método o no, considerando las condiciones más factibles de construcción. Lo anterior puede verse en la Fig. 36.

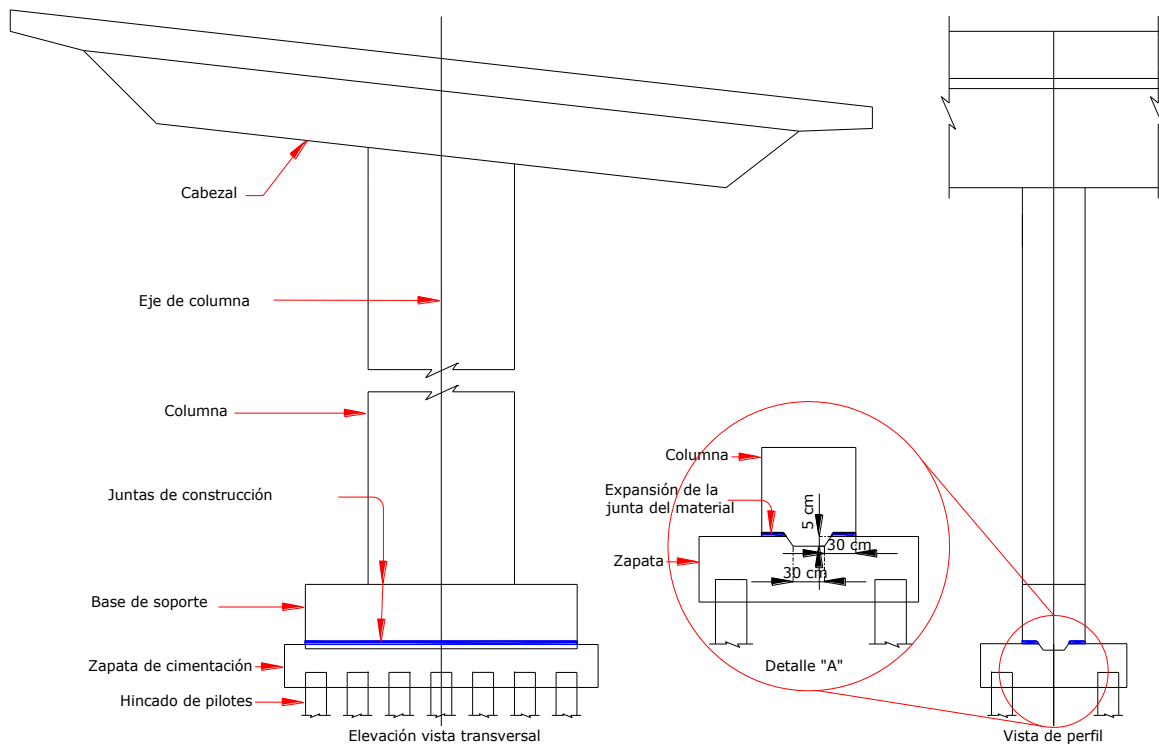


Fig. 36. Pila típica de base articulada

5.2 Análisis y diseño de columnas semi-rígidas

Las columnas y los estribos se diseñan para soportar vigas con claros largos, por lo que requieren especial atención en el diseño y análisis que puedan ayudar a predecir en un modelo de computadora la distribución transversal de las cargas, tanto las vivas como las muertas, y obtener las fuerzas inducidas como resultado de los movimientos de la

superestructura, la rigidez y los efectos de esbeltez. Aunque los puentes convencionales también requieren de modelos similares de análisis, los movimientos relativamente grandes de la subestructura asociados con los puentes integrales se resaltan en los capítulos anteriores. Considerando que esta discusión está basada en el tipo de columna semi-rígida, ésta generalmente se aplica a otro tipo de columnas con menos modificaciones.

5.2.1 Distribución de cargas longitudinales y transversales

Como parte del sistema estructural integral, las columnas semi-rígidas soportan cargas longitudinales y transversales aplicadas como fuerzas externas en la superestructura del puente. Adicionalmente, los movimientos por temperatura en la superestructura inducen fuerzas en las columnas que intentarán equilibrar estos movimientos.

Para distribuir las cargas externas en la subestructura, se puede considerar una de las siguientes dos hipótesis:

1. Superestructura flexible y subestructura rígida. Esta hipótesis asigna una longitud tributaria de la superestructura a cada unidad de la subestructura. Esta longitud tributaria se basa normalmente en la suposición de un claro simple entre soportes. Este método satisface el equilibrio, pero es usualmente inconsistente con la compatibilidad geométrica de los desplazamientos.
2. Superestructura rígida y subestructura flexible. Esta hipótesis es preferida para la construcción de puentes integrales; distribuye las cargas en los elementos de la subestructura en proporción a su rigidez y compatibilidad geométrica de los desplazamientos. Este análisis se vuelve un problema en tres dimensiones, cuando se presentan estribos con giros y se tiene presente una pendiente gobernante máxima en el puente.

La primera hipótesis ofrece simplicidad y claridad. Sin embargo, en situaciones donde la rigidez de la subestructura y las longitudes de los claros varían significativamente, los resultados pueden ser poco confiables.

La segunda hipótesis, aunque requiere de más trabajos adicionales en la parte del diseño, se prefiere para puentes integrales que utilizan columnas semi-rígidas.

Ambas hipótesis requieren que el ingeniero proyectista tenga el conocimiento necesario para tomar la decisión correcta de qué tipo de estribo es el que se deba construir para esperar un comportamiento adecuado ante las acciones de carga en un puente integral. Se pueden hacer suposiciones razonables sobre la rigidez de los estribos, basándose en métodos documentados, aunque las prácticas actuales varían, desde considerar que todas las fuerzas son cargadas por los estribos, a la suposición conservadora de que ninguna fuerza es soportada por ellos. Cuando se usa una rigidez nula o muy baja para modelar los estribos, generalmente se obtiene un diseño conservador de la columna.

5.2.2 Fuerzas equivalentes debidas a los movimientos en la superestructura

Cuando la superestructura se expande y se contrae, por cambios de temperatura temporales y en menor grado, debido a deslizamientos o movimientos laterales y contracciones, los estribos serán forzados a sufrir desplazamientos relativos a su base. Estos desplazamientos producirán una curvatura en las columnas, que puede ser estimado basándose en la magnitud de los movimientos, las condiciones de restricción en el cabezal y en el pie de las columnas, y en la altura de las mismas.

Es importante mencionar que si se ignora la rotación y la deformación de las columnas la curvatura es esencialmente independiente de la rigidez (EI) de la columna y depende sólo de la geometría y de la magnitud de los desplazamientos.

Para considerar un pandeo lateral en columnas, se deben considerar por separado los desplazamientos y curvaturas en las direcciones transversales del estribo y a lo largo de éste.

Una vez que las curvaturas son estimadas, se debe escoger un “ EI ” efectivo para calcular las fuerzas de cortante y los momentos internos. Utilizando conceptos de estática, se puede obtener un conjunto de fuerzas externas equivalentes en equilibrio con las fuerzas de cortante y los momentos internos calculados. Dicho conjunto de fuerzas equivalentes se usa en análisis subsecuentes para representar los efectos de los movimientos de la superestructura en las columnas.

5.2.3 Estimación de los parámetros de rigidez en la columna

Para calcular la distribución de las cargas aplicadas externamente en la subestructura y las fuerzas inducidas por los movimientos de la superestructura, es necesario estimar el “ EI ” efectivo de las columnas. Varios enfoques son comunes para seleccionar el “ EI ” adecuado, y varían en términos de complejidad y de exactitud. En un extremo está el uso de propiedades elásticas de sección totalmente continuas (sin grietas), de la sección gruesa de la columna. Este enfoque es simple y adecuado para ubicar la distribución de cargas externas en las unidades de la subestructura. Sin embargo, este método es muy conservador para el cálculo de fuerzas inducidas por movimientos en la superestructura y resulta en diseños de cimentación y columnas poco prácticos.

Al otro extremo, está el uso de una relación no lineal momento-curvatura que considera los efectos del agrietamiento, las curvas no lineales de esfuerzo-deformación, el comportamiento dependiente del tiempo (deslizamientos y contracción) y la carga axial. Estos métodos pueden ser complicados y requerir de mucho esfuerzo, lo que pocas veces es justificado. Este tipo de análisis puede ser necesario en situaciones críticas de diseño o analizando una columna existente. Actualmente los programas de computadora son capaces de hacer estimaciones exactas de las fuerzas de restricción causadas por los desplazamientos de la superestructura, utilizando relaciones no lineales de momento-

curvatura. También se tienen aproximaciones lineales a las relaciones no lineales de momento-curvatura para algunas secciones estándar de columnas, lo que representa un compromiso entre soluciones rigurosas y métodos sintéticos.

Comúnmente se usan métodos más simplificados. Estos métodos calculan el “EI” efectivo, reducido del valor elástico lineal, para considerar los agrietamientos y movimientos laterales. A continuación se presentan varios factores que pueden reducir el “EI”:

1. Agrietamiento. Si se presenta bajo la combinación de cargas, provocará una reducción significativa en el momento de inercia.
2. Relajación y/o movimientos laterales en el concreto. Ocurrirá como resultado de la variación gradual de las diferentes curvaturas asociadas con variaciones de temperatura por las épocas del año.
3. La rotación en la base de la columna. Dependerá de sus condiciones de cimentación. Se pueden utilizar gráficas para estimar la rigidez de la zapata en varios materiales.

Usualmente se utiliza un módulo de elasticidad efectivo $E=70300 \text{ kg/cm}^2$, para considerar la relajación/deslizamiento y el agrietamiento del concreto. Con ese módulo de elasticidad la rigidez efectiva reduce 50% la rotación en la cimentación.

En puentes de Estados Unidos de América, se demostró la efectividad de los valores de “EI” para predecir con exactitud las fuerzas equivalentes debidas a los movimientos de la superestructura. Puentes con más de 800 metros de largo y con claros de vigas de concreto prefabricado y presforzado con un losa colado en in-situ. Cada columna semi-rígida fue conectada a la superestructura con dovelas.

Durante la construcción, se monitorearon las deformaciones en diferentes puntos de la estructura, incluyendo algunas varillas de refuerzo en las zapatas de cimentación. Para esta situación, se esperaba que aproximadamente a 400 metros de la estructura contribuyeran a los movimientos en el extremo de las columnas.

Se calculó la curvatura en la base de la columna, para una temperatura menor a los 4.5° C , basándose en las deformaciones medidas. Esta curvatura fue consistente con la sección agrietada y los esfuerzos en el acero. Posteriormente se hizo una predicción del desplazamiento en la parte superior de la columna, empleando una variación lineal de la curvatura calculada. Dicha predicción concordó exactamente con el desplazamiento medido en ese punto. Esto también demuestra cómo puede tolerarse ese agrietamiento de las columnas, como un medio de relajación de las fuerzas de restricción.

5.2.4 Combinación de cargas

El diseño de una columna integral por combinación de carga es similar al de una columna convencional. Las columnas para puentes integrales son diseñadas para efectos de cargas estáticas, cargas dinámicas, factores de carga y requerimientos de resistencia, por

especificaciones en códigos de construcción para columnas convencionales. Normalmente, en el diseño de puentes integrales las combinaciones de carga involucran temperatura, deslizamientos o movimientos laterales y control de contracción, opuesto a lo que sucede con la combinación de cargas laterales en los estribos del puente. Bajo las especificaciones AASTHO, las secciones IV y V, controlan el diseño de las cargas en las columnas. Las columnas deben de ser susceptibles de estar experimentando movimientos de la superestructura, resistiendo simultáneamente fuerzas externas.

5.2.5 Efectos de esbeltez

Las columnas que soportan un puente integral son comúnmente diseñadas como elementos individuales, usando el método del factor de aumento de momento especificado en los códigos del ACI y de las AASTHO. Sin embargo, algunos ingenieros consideran que usando factores de longitudes efectivas menores a uno para los pilotes en un puente integral, se resiste el balanceo longitudinal y transversal por los estribos integrales. Bajo estas condiciones, los efectos de esbeltez y los momentos se reducen significativamente.

Si se asume conservadoramente que los factores longitudinales de las columnas no son restringidos por los estribos, la ventaja todavía puede ser tomada por el hecho de que todas las columnas semi-rígidas en el puente deben fallar, antes de que la inestabilidad se alcance. Reduciendo el factor de la longitud efectiva, se produce un incremento de carga (P), y frecuentemente se justifica, por lo que se reducen los factores de momentos en aumento. Si un grupo de carga controlado incluye cargas externas aplicadas más el acortamiento de nervaduras (R), contracción (S) y temperatura (T), los ingenieros deben de estar consientes que los efectos de R+S+T reducen los efectos en las cargas externas aproximadamente en un 50% en los pilotes rígidos que soportan un puente integral. Principalmente estos pilotes sobrecargados producen un efecto de estabilización, reduciendo el aumento de los momentos en las pilas cargadas; aunque estos efectos no son considerados comúnmente en el diseño por ser poco significativos, y deben ayudar al ingeniero proyectista a evitar diseños excesivamente conservadores.

CAPÍTULO 6. EJEMPLO DE DISEÑO

Para puentes integrales, un análisis estructural bidimensional es suficiente para determinar los efectos de las cargas verticales y cargas horizontales en la estructura. Sin embargo, para puentes integrales se requiere de un análisis estructural tridimensional. Para cada tipo de puente con estas características, en los modelos se deben considerar las condiciones de sitio específicas y las cargas reales.

Lo más importante del análisis estructural realizado a un puente integral, son los cálculos e hipótesis que se consideren sobre la rigidez de la cimentación, ya que es la base principal del puente, además de que existen detalles que cambian de acuerdo a la complejidad de la estructura.

Para un puente integral típico, de longitud moderada con efectos mínimos de torsión y columnas flexibles, comúnmente se considera una rigidez nula contra la rotación y los movimientos laterales. Por tanto, las restricciones entre la superestructura y los estribos, son despreciables en el diseño de la superestructura. Las columnas se diseñan sólo para recibir las cargas verticales, no se consideran los efectos de flexión debido a los cambios por temperatura, expansión, contracción, deslizamientos o movimientos longitudinales y efectos “P-Δ”.

En puentes más largos, donde el proceso constructivo requiere de múltiples claros y donde se usan columnas semi-rígidas, los refinamientos en el análisis pueden ser necesarios para distribuir las fuerzas externas y las fuerzas debido a movimientos de la superestructura.

Si se supone que la columna está anclada a la zapata, entonces la rigidez de translación (K) de la columna, puede calcularse como:

$$K = \frac{3E_c I_c}{H_1^3} \quad (1)$$

Donde:

E_c = módulo de elasticidad de la columna del concreto

I_c = momento de inercia de la columna del concreto

H_1 = longitud total de la columna

D = Diámetro de la columna

De modo práctico, usualmente se reducen E_c e I_c para considerar los efectos por deslizamiento o movimiento lateral, expansión o contracción y también por agrietamiento.

Para la cimentación de la pila, la flexibilidad rotacional de la misma se debe considerar con una reducción de la rigidez. Expresada de la siguiente forma:

$$K = \frac{1}{\left(\frac{H_1^3}{3E_C I_C} + \frac{H_2^2 L_p}{I_g A_p E_p} \right)} \quad (2)$$

Donde:

H_2 = longitud de la columna, desde la zapata de cimentación hasta cabezal (m)

L_p = longitud efectiva de la columna (m)

I_g = momento de inercia de la pila (cm^4)

A_p = área transversal de la columna (cm^2)

E_p = modulo de elasticidad de la pila (kg/cm^2)

El segundo término en el denominador representa la rigidez en los nodos de las columnas cargadas axialmente, sujetas a compresión o a tensión debido a la rotación de la cimentación.

En los siguientes párrafos se presentará el diseño de un puente integral con un solo claro de longitud, con las siguientes características una figura:

Puente vehicular con superestructura tipo losa con vigas de concreto presforzado, con una longitud total entre ejes de apoyos de 30 metros, con 4 vigas de concreto presforzado, simplemente apoyado, con 2 carriles de tráfico de 3.60 m, con una superficie de rodamiento de 7 m y considerando la resistencia del concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Primero, considerando que toda la estructura es monolítica, se tienen las siguientes condiciones de diseño:

$$D = 1.6 \text{ [m]}$$

$$E_C = 14000 \cdot \sqrt{250} = 221360 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$I_C = 10.1 \times 10^6 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$H_1 = 7 \text{ [m]}$$

$$H_2 = 9.1 \text{ [m]}$$

$$L_p = 7 \text{ [m]}$$

$$I_g = 10.1 \times 10^6 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$A_p = 1.13 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Aplicando la ecuación (1), se obtiene:

$$K = \frac{3 * 221360 * 10.1 \times 10^6}{700^3} = 19554.54 \text{ kg/cm}^2$$

Segundo, incluyendo los efectos de rotación en la cimentación para un sistema de pilotes, aplicando la ecuación (2), se obtiene:

$$K = \frac{1}{\frac{700^2}{3 * 221360 * 10.1 \times 10^6} + \frac{910^2 * 700}{221360 * 1.13 * 10.1 \times 10^6}} = 4356.92 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor muestra que la reducción en la rigidez es considerable cuando la rotación de la cimentación se incluye en el análisis. El efecto de la disminución en la rigidez será una reducción de las fuerzas en la estructura.

Debido a los diafragmas de concreto integrados en los cabezales, la parte superior de las columnas se considera usualmente ligada de forma rígida a la superestructura. Además, la rigidez de la superestructura muchas veces es mayor que la rigidez de las partes intermedias y finales de la columna, lo que permite que la superestructura sea modelada como una barra rígida.

Para puentes integrales muy largos, el análisis de interacción suelo estructura puede usarse para obtener una distribución de fuerzas más exacta. El análisis procede de la siguiente forma:

1. La hipótesis inicial de la rigidez es hecha para la cimentación de cada unidad de la superestructura.
2. Se analiza la estructura para cada combinación de carga requerida.
3. Se obtienen las fuerzas de la cimentación, y los grupos de pilotes se analizan para las fuerzas aplicadas y los perfiles del subsuelo.
4. Se calculan nuevos factores de rigidez para la cimentación.
5. Se repiten los pasos 2 al 4, hasta llegar a la convergencia.

6.1 Método del cantiliver equivalente

Este método se utiliza para obtener la rigidez inicial de la cimentación. Consiste en definir un cantiliver equivalente para las pilas de un estribo integral. El procedimiento se ilustrará a continuación y es similar para un grupo de pilas.

Un modelo simplificado de la deformación de la pila se muestra en la Fig. 37. La longitud equivalente " L_e " se puede determinar considerando la interacción suelo-pila. Para lograr esto, el suelo se modelará con una serie de resortes de translación resistentes a los movimientos horizontales de las pilas. Para la simplicidad de este ejemplo, se tomará la rigidez lateral de la masa de suelo como constante con la profundidad (módulo de reacción del suelo constante en kg/m^3). Para la mayoría de los tipos de suelo, la rigidez lateral de la masa de suelo aumentaría conforme se incremente la profundidad. El modelo mostrado (ver Fig. 37) fue desarrollado para un programa bidimensional.

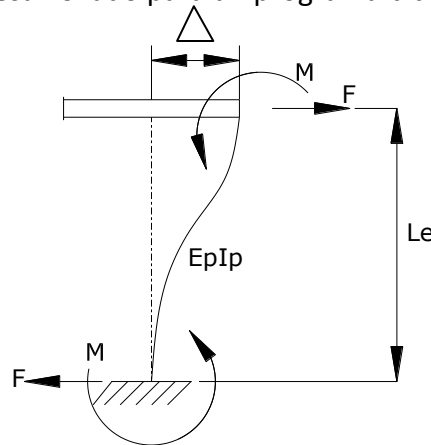


Fig. 37. Modelo de deformación en una pila

$$F = \frac{12 E_p I_p \Delta}{L_e^3}$$

$$M = \frac{6 E_p I_p \Delta}{L_e^2}$$

El valor de la rigidez " k ", depende del módulo de reacción (K_h en kg/cm^3). Para este ejemplo, se considerarán un suelo compacto y suelo blando.

Tabla 4. Rigideces del suelo para suelos blandos y suelos compactos

| Tipo de suelo | K_h (kg/cm^3) |
|---------------|-----------------------------------|
| Blando | 57.85 |
| Compacto | 231.48 |

Rigidez, $k = K_h d s$

Donde:

d = diámetro del a pila (m)

s = espacio entre los resortes del modelo (m)

Los desplazamientos y momentos en la parte superior del cabezal debido a una carga horizontal de 45.3 t, son los siguientes:

Tabla 5. Desplazamientos y momentos para cada tipo de suelo

| Tipo de suelo | K_h (kg/cm ³) | Desplazamientos (cm) | Momento (kg*cm) |
|---------------|-----------------------------|----------------------|-----------------|
| Blando | 57.85 | 5.08 | 3889.5 |
| Compacto | 231.48 | 1.9 | 1076.8 |

Tabla 6. Longitud efectiva de las pilas

| Tipo de suelo | Longitud efectiva | | Rigidez k |
|---------------|------------------------------------|--|---------------------------|
| | Momento | 100 k Carga | (N*m) |
| Fórmula | $\sqrt{\frac{6E_p I_p \Delta}{M}}$ | $\sqrt[3]{\frac{12E_p I_p \Delta}{P}}$ | $\frac{12E_p I_p}{L_e^3}$ |
| Blando | 117.8 (7.0 m) | 97.9 (2.5 m) | 570876 N-m |
| Compacto | 83.6 (5.1 m) | 69.2 (1.7 m) | 1926876 N-m |

Donde:

$$E_p = 2.42 \times 10^5 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$I_p = 5286.14 \text{ [cm}^4\text{]}$$

M = ver Tabla 5

Δ = ver Tabla 5

$$F = 44.6 \text{ [ton]}$$

El valor de k en la Tabla 5 está basado en $L_e = 3$ m para suelo blando y $L_e = 1.8$ m para suelo compacto.

Dado que los valores de L_e calculados basados en F y M, no son iguales para cada densidad de suelo, puede concluirse que en el modelo simplificado de la pila es sólo una representación aproximada de la interacción suelo-pila. Sin embargo, para aplicaciones normales de diseño, el modelo simplificado puede ser adecuado cuando se tiene solo un tipo de suelo en toda la longitud de la pila. En la práctica, generalmente se encuentran muchos tipos de suelo y en dichas situaciones se pueden emplear una amplia gama de programas, que consideran varios tipos de suelo, para determinar la longitud efectiva de la pila (L_e). Estos programas tienen capacidad de incluir momentos y deflexiones, obteniendo de estas gráficas las L_e .

6.2 Fuerzas en la subestructura

Para una caída de la temperatura de -4.4 ° C y un aumento de 1.1 ° C. Se tienen las siguientes fuerzas en puntos intermedios:

$$\Delta_{\text{disminución}} = -\alpha \Delta T L_e$$

$$\Delta_{\text{aumento}} = +\alpha \Delta T L_e$$

Existen fuerzas de disminución y fuerzas de aumento, para el análisis con este método, considerando que las más importantes son: las fuerzas en los cabezales, las fuerzas en la zapata de cimentación, las fuerzas del suelo blando y suelo compacto, presentando mayor valor la de disminución que la de aumento.

Para el caso de un aumento de la temperatura, una fuerza de presión pasiva teórica aumenta por detrás de los estribos, lo que puede ser considerado adicionalmente a la resistencia debida a la interacción suelo-pila. Los efectos del suelo colocado por enfrente de los apoyos se ignoran. Para determinar la fuerza de presión pasiva para este ejemplo, se considerará para el material de relleno un ángulo de fricción interna, Φ , de 28° . Usando 1.6 t/m^3 para la densidad del suelo:

$$F_{\text{pasiva}} = 1.6 \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right) \left(\frac{H^2}{2} \right) (L)$$

Donde:

H = profundidad total del extremo final (m)

L = longitud del extremo final (m)

La fuerza de presión pasiva desarrollada detrás del muro se resiste por su flexión (ver fig 37). Esta flexión no es significativa y puede ser absorbida con refuerzo nominal del muro.

La fuerza total para cada caso en suelos sueltos y en suelos compactos es la suma de la fuerza pasiva más la fuerza de aumento.

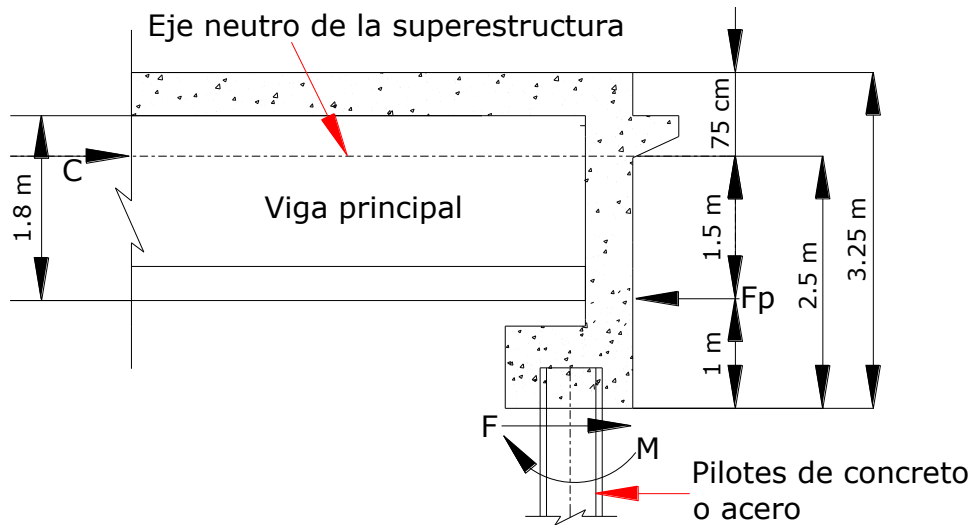


Fig. 38. Fuerza de presión pasiva F_p desarrollada por detrás del estribo

Considerando los momentos en la pila causados por la interacción suelo-pila:

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{6E_p I_p \Delta}{L_e^2 S}$$

Donde:

$$E_p = 2.42 \times 10^5 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$I_p = 3.0 \text{ cm}^4$$

$L_e = 2.7 \text{ m}$ para suelo suelto (1.8 m para suelo denso)

$$\Delta = 1.09 \text{ cm}$$

$$S_{pila} = 345.7 \text{ cm}^3$$

Para las condiciones supuestas ver fig 38, un esfuerzo de flexión más allá de la fluencia, ocurrirá para las dos condiciones de densidad del suelo. En particular, el ejemplo del suelo compacto indica que el pilote estaría postensado, aclarando esto imposible de hacerse en un pilote, además de que podría tener altas deformaciones. Como se tiene un movimiento repetitivo, el daño de la pila puede ocurrir en una superficie uniforme aunque se tenga una articulación plástica en este punto. Mientras las pilas de cimentación son hincadas en suelos compactos, las perforaciones llenas con arena suelta se pueden usar para la resistencia al movimiento lateral y reducir los esfuerzos en las pilas. En todo caso, las pilas de cimentación también deben verificarse como columnas y deben dibujarse diagramas

de interacción suelo-pila. Entonces los casos de cargas de AASHTO de tabla 3.22.1A, son trazados en los diagramas de interacción para completar un análisis basado en condiciones reales.

6.3 Conclusión del ejemplo

Se pueden deducirse las siguientes conclusiones:

1. El análisis de cabezal-columna intermedio, muestra que son relativamente más flexibles, comparados con los estribos del puente. Como resultado, experimentan fuerzas por temperatura muy pequeñas. Para este ejemplo, las fuerzas generadas en los estribos del puente son independientes de las fuerzas generadas en los cabezales de las columnas intermedias. Esto será efectivo si hay simetría en la rigidez longitudinal de la subestructura.
2. El aumento de temperatura puede generar grandes presiones pasivas en el estribo. Sin embargo, esas grandes fuerzas de presión, normalmente tienen pocos efectos en los estribos y pueden realmente ser amortiguadas por un reforzamiento en el muro con mayor acero de refuerzo.
3. Debido a la gran magnitud y al efecto menor de la presión pasiva, la caída de la temperatura tiene el mayor efecto en la cimentación de los estribos.
4. La expansión y contracción térmica ocurre en todas las estructuras. Las juntas de expansión en las losas de acceso del puente deben diseñarse cuando se tienen estribos integrales de acuerdo con los movimientos térmicos.

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Esta tesis presenta un estado del arte de puentes integrales de concreto.

Históricamente, los puentes convencionales con expansiones y contracciones en las juntas han tenido severos problemas de conservación en México, tales como la corrosión en juntas, la mala colocación de las juntas o el tránsito excesivo de vehículos pesados; la presencia constante de estos problemas en las juntas de la superestructura incrementa los costos de mantenimiento por inspección, supervisión y reparación. Aunque muchos tipos de pilas se han comportado bien durante 20 años de vida útil, no se descarta la posibilidad de que tengan que ser remplazados, acarreando un costo innecesario para la infraestructura carretera.

Las investigaciones y la tecnología para construir puentes cada vez son mejores y más eficientes, lo que permite diseños y construcciones que cumplan con los objetivos requeridos, y además, sean más económicos. Un ejemplo de ello son los puentes integrales, los que constituyen una buena alternativa, considerando que son de menor costo en mantenimiento al eliminar los apoyos y las juntas de dilatación que se tienen en los puentes convencionales. En los puentes integrales, se requieren losas de acceso, las que no pueden considerarse como un elemento opcional en la construcción. Este tipo de puentes aporta mayor funcionalidad, seguridad y confort a los conductores al mejorar su paso en la transición entre el terraplén de acceso y la superestructura.

Los puentes integrales se utilizan en muchos países, especialmente en Estados Unidos y Reino Unido. El proceso constructivo es muy similar a cualquier otro tipo de puente, aunque se debe prestar mayor atención al diseño en la parte del dimensionamiento de los estribos junto con los apoyos, y en el fenómeno de interacción suelo-estructura; para longitudes de puentes donde se requiere que intervengan columnas intermedias, es muy importante analizar el comportamiento entre la unión del pilote de cimentación con la subestructura, realizando cálculos no lineales considerando la pérdida de rigidez de los pilotes, debida está a la fisuración y utilizando pilotes esbeltos que resulten más dúctiles. Aunque son igualmente utilizados para estructuras más grandes, los pilotes esbeltos también pueden utilizarse para puentes integrales y semi-integrales. En el caso de estos últimos, al disponer de juntas de dilatación como una solución a la construcción de puentes más largos y con esviajamiento mayores de 30°, el funcionamiento es apropiado para las condiciones de diseño y condiciones de servicio para su diseño.

Es necesario tener supervisores de obra, calificados con la más alta calidad para inspeccionar la construcción de puentes integrales de una manera segura, eficiente y confiable. En aquellos lugares donde las condiciones no lo permitan, se pueda tener la opción de hacer puentes semi-integrales asegurando de tener una supervisión estricta para el cuidado y las tolerancias correctas, y para mejorar la calidad y durabilidad de las juntas de dilatación.

También resulta habitual construir puentes integrales en pasos inferiores a desnivel, demostrando que tienen un buen comportamiento. La instrumentación de este tipo de puentes en México, ayudaría mucho para entender mejor su comportamiento con las muy variadas características de suelo que se tienen en el país, registrando sus desplazamientos, sus esfuerzos, sus deformaciones y lo más importante los parámetros de interacción suelo-estructura.

Por las ventajas que se presentan con respecto a la funcionalidad, la coherencia estructural y las tareas de mantenimiento, es importante considerar la construcción de este tipo de puentes y el reemplazo de puentes convencionales en mal estado, en el país.

La decisión de construir un puente integral debe basarse en el funcionamiento adecuado de la longitud y los ciclos de vida del concreto, considerando costos iniciales para la planeación y arranque de la construcción del puente. Todas las dependencias en el área de la construcción de puentes en México deben evaluar la factibilidad de la construcción de este tipo de puentes integrales para beneficio del sistema carretero en el país.

BIBLIOGRAFÍA

Javier Torrico Liz, FHECOR Ingenieros Consultores, 2004. "Artículo sobre Puentes integrales". Madrid España, pp. 1-11 y 16.

Transportation Research Record, 1999. "Various Bridge Design Issues: Bridges, other Structures and Hydraulics and Hydrology". No 1688 Journal of the Transportation Research Board, pp. 116-123 y 131-138.

National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), 1997. "Settlement of Bridge Approaches (The Bump at the end of the Bridge) A Synthesis of Highway Practice". Synthesis 234, Transportation Research Board (TRB) National Research Council, pp. 4-27.

American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, 2004. "LRFD Bridge Design Specifications SI Units". Third Edition, pp. 489-505.

American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, 2002. "Standard Specifications for Highway Bridges". 17th Edition, Division II Construction, Section IV Y V, pp. 489-505.

Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI), 2001. "The State of the Art of Precast/Prestressed Integral Bridges". First Edition, First Printing, pp. 1-35.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, 2003. "Análisis y diseño sísmico de puentes de concreto", ACI 341.2R. Primera edición., pp. 3-32.

Santos Briones, Sergio, 2001. "Proceso Constructivo de los Apoyos del Puente Chiapas". Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, pp. 10 y 78-80.

Páginas WEB

www.imt.mx Normativa

www.sct.gob.mx Normativa