



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN TRAMO DE DISTRIBUIDOR VIAL

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

ING. MARCO ANTONIO MENDOZA SALAS

TUTOR DE TESINA: DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ

MÉXICO, D.F.

JUNIO 2015



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería por haberme recibido nuevamente en sus aulas.

A mi Tutor, Dr. Roberto Gómez Martínez por el gran apoyo que me ha brindado, por su amistad y confianza. Sobre todo por darme la oportunidad de trabajar, de seguir estudiando y superarme como profesionista.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por la ayuda económica otorgada para que cursara mis estudios de Especialidad y el privilegio de continuar colaborando en proyectos importantes.

A mis Sinodales por sus comentarios y disposición en la revisión del documento. Y a mis Maestros de Especialidad por compartir sus conocimientos conmigo.

Al M.I. Rigoberto Flores Mendoza por sus comentarios y revisión del documento y al M.I. Raúl Sánchez García por sus consejos para la modelación del puente y por su gran disposición al aclarar mis dudas en cuestiones de diseño.

Al Dr. José Alberto Escobar Sánchez, al Dr. Adrián Pozos Estrada y al M.I. Carlos Javier Mendoza Escobedo por sus consejos, comentarios y esclarecer mis dudas.

A mis compañeros de la Coordinación de Mecánica Aplicada, al M.I. Luis Martín Arenas García y a Jesús Razo Castillo por su valiosa ayuda en la realización de las pruebas de vibración ambiental mostradas en el presente trabajo. Y a Oscar Noé Rosales González por su ayuda en pruebas de campo.

A mis padres Angélica Salas Campoy y Lorenzo Mendoza Muñoz, que siempre me han brindado su apoyo para salir adelante, les dedico todos mis logros. A mis hermanas Angélica Edith y Ana Lorena; a mi cuñado Edgar y a mis sobrinos Vanessa, Hiromí y Damián. Les agradezco su cariño amistad y compañía.

Índice

Introducción	1
Alcances	3
OBJETIVOS	3
1 Descripción del distribuidor	5
1.1 SUBESTRUCTURA	7
1.2 SUPERESTRUCTURA	7
2 Modelación	11
2.1 INFORMACIÓN DISPONIBLE	11
2.1.1 <i>Reglamentos</i>	11
2.1.2 <i>Estudio de mecánica de suelos</i>	11
2.1.3 <i>Pruebas de vibración ambiental</i>	14
2.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO	19
3 Análisis estructural	23
3.1 TIPOS DE CARGA CONSIDERADOS	23
3.1.1 <i>Carga muerta</i>	23
3.1.2 <i>Carga viva</i>	23
3.1.3 <i>Viento</i>	24
3.1.4 <i>Sismo</i>	26
3.1.5 <i>Combinaciones de carga</i>	29
4 Revisión del diseño estructural de la subestructura	31
4.1 REVISIÓN DEL CABEZAL	32
4.1.1 <i>Flexión</i>	32
4.1.2 <i>Fuerza cortante</i>	34
4.1.3 <i>Torsión</i>	34
4.1.3.1 <i>Tamaño mínimo de la sección transversal</i>	35
4.1.3.2 <i>Separación de barras longitudinales y estribos</i>	36
4.1.3.3 <i>Refuerzo transversal</i>	36
4.1.3.4 <i>Refuerzo longitudinal</i>	36
4.1.4 <i>Refuerzo de las ménsulas</i>	37
4.1.4.1 <i>Aplastamiento</i>	38

4.1.4.2	Cortante por fricción	38
4.1.4.3	Flexión y fuerza cortante	39
4.1.4.4	Punzonamiento	42
4.1.4.5	Refuerzo de izaje	42
4.1.5	<i>Deflexiones</i>	44
4.2	REVISIÓN DE LA PILA	46
4.2.1	<i>Efectos de esbeltez</i>	46
4.2.2	<i>Flexocompresión</i>	51
4.2.3	<i>Fuerza cortante</i>	52
4.3	REVISIÓN DE LA ZAPATA	56
4.3.1	<i>Revisión suponiendo que la zapata se comporta como losa</i>	57
4.3.2	<i>Revisión suponiendo que la zapata se comporta como viga</i>	59
4.3.2.1	Fuerza cortante en dirección del lado mayor	59
4.3.2.2	Fuerza cortante en dirección del lado menor	60
4.3.2.3	Flexión en dirección del lado mayor	61
4.3.2.4	Flexión en dirección del lado menor	63
	Conclusiones	67
	Referencias bibliográficas	71

Introducción

El distribuidor vial Luis Echeverría Álvarez-Abasolo-Lafragua, forma parte de una de las obras de infraestructura más importantes realizadas actualmente en la ciudad de Saltillo en el Estado de Coahuila; abarca una parte de la Avenida Luis Echeverría Álvarez la cual es una de las vialidades principales de la ciudad de Saltillo. A mediados del año pasado (2014), durante la construcción del distribuidor, ocurrió el colapso parcial del cabezal de una de las pilas que conforman la infraestructura del distribuidor. Los andamios que soportaban la cimbra del cabezal en uno de sus extremos cedieron con el peso del concreto cuando se realizaba el colado. Debido a lo ocurrido, el cabezal fue demolido en su totalidad y la pila afectada fue monitoreada durante la reconstrucción, por el Instituto de Ingeniería de la UNAM a petición de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (Gómez et al., 2014).



Colapso parcial del cabezal en una pila del PSV. LEA- Abasolo-Lafragua (Gómez, et al.,2014)

Los trabajos consistieron en realizar una serie de pruebas de vibración ambiental en el sitio del percance, las cuales representan uno de tantos métodos experimentales que se realizan habitualmente para obtener datos sobre el estado actual de una estructura y que no son tan conocidos en la práctica profesional. Su aplicación permitió determinar las propiedades dinámicas de la pila afectada, tales como frecuencias, periodos y modos de vibrar, y compararlas con las propiedades dinámicas de otra pila de características geométricas similares.

Las frecuencias y modos de vibrar de una estructura están vinculados tanto a su masa como a su rigidez. Generalmente la masa de una estructura o elemento estructural no cambia con el paso de tiempo, pero sí su rigidez. Esta situación es comúnmente asociada a la ocurrencia de fatiga, agrietamiento o daño estructural, ocasionados por el uso de la estructura, el viento, sismos, accidentes, etc. Si la rigidez disminuye también lo harán sus frecuencias

naturales de vibrar modificando su respuesta dinámica. A partir de las pruebas de vibración se pudo deducir que los modos de vibrar de la pila con el cabezal colapsado se asemejan a los modos de vibrar de una pila construida sin alteraciones, por lo cual se pudo afirmar que la reconstrucción fue satisfactoria. Sin embargo, es necesario aclarar que este tipo de ensayos es solo una parte de un estudio más completo; lo más recomendable es la aplicación de pruebas de carga al finalizar la construcción del distribuidor e inclusive el monitoreo habitual del tramo afectado en condiciones de servicio.

Alcances

En el presente trabajo se pretende aplicar los conocimientos adquiridos en el Programa de Especialización en Estructuras de la Facultad de Ingeniería de la UNAM en la revisión del diseño estructural de los elementos que conforman la subestructura del distribuidor vial Luis Echeverría Álvarez-Abasolo-Lafragua y que se encuentran ubicados en el sitio afectado por el colapso del cabezal. De acuerdo con los datos obtenidos en campo y los planos del proyecto proporcionados se calibrará un modelo analítico del tramo del distribuidor vial en estudio mediante el uso del programa sap2000, y se obtendrán los elementos mecánicos relativos a la pila con el cabezal reconstruido aplicando las combinaciones de carga indicadas en las especificaciones estándar de la AASHTO, las fuerzas debidas al viento indicadas por esta norma y como modelo de carga viva el camión tipo IMT 66.5 de la SCT. Para complementar el estudio se llevará a cabo el análisis sísmico aplicando los lineamientos proporcionados por el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE en su sección de Diseño por Sismo. De acuerdo con el Servicio Sismológico Nacional, la ciudad de Saltillo es considerada como una zona de bajo riesgo sísmico dado que se ubica en la región clasificada como tipo A. En ella no se tienen registros históricos de sismos y tampoco se han reportado eventos de esta índole en los últimos 80 años por lo que no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores. En este caso se puede suponer que la acción accidental predominante en el sitio, es la debida al viento.

Objetivos

A continuación se enlistan los objetivos planteados para llevar a cabo el presente trabajo:

- Elaborar un modelo matemático del tramo del distribuidor en cuestión.
- Obtener los elementos mecánicos concernientes a las combinaciones de carga más desfavorables para cada elemento de la subestructura en estudio.
- Revisar el diseño estructural del cabezal, columna y zapata con base a los resultados obtenidos.
- Presentar comentarios y conclusiones al respecto.

1 Descripción del distribuidor

El distribuidor vial LEA-Abasolo-Lafragua, está conformado por 19 claros de 35 m cada uno, más accesos, con los cuales abarca una longitud total de 890 m; albergando cuatro carriles de circulación (dos en un sentido de circulación y dos para el sentido contrario) en un ancho de calzada de 16 m como lo muestran las figuras 1.1 y 1.2. El tramo en estudio se localiza entre los ejes 4 y 6 y la pila afectada en el eje 5. El proyecto en conjunto se ubica en el periférico Luis Echeverría Álvarez entre los cruces con las calles Mariano Abasolo y José María Lafragua. La figura 1.3 muestra un croquis de la ubicación del distribuidor.

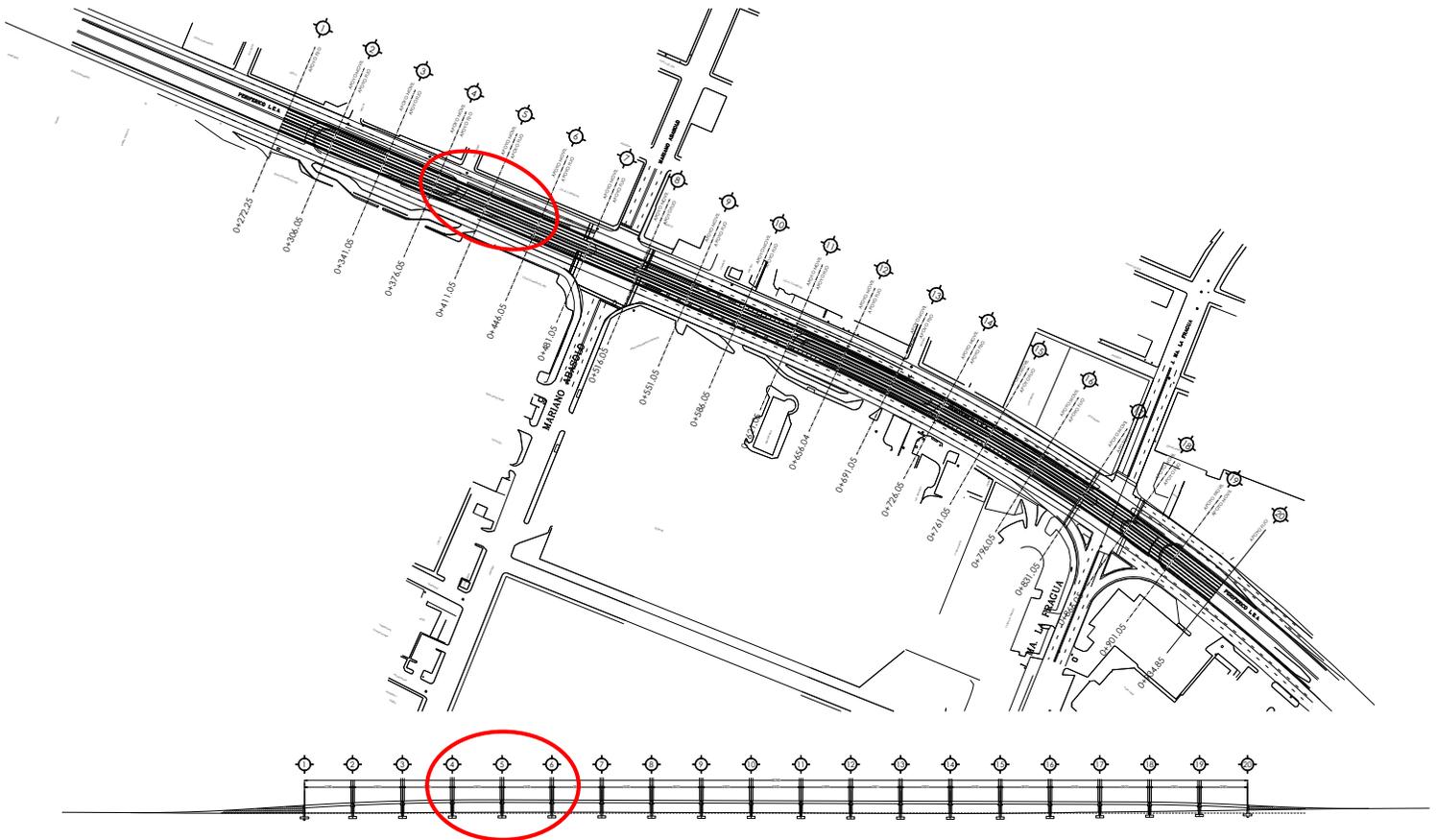


Figura 1.1 Vista en planta y elevación del distribuidor LEA-Abasolo-Lafragua

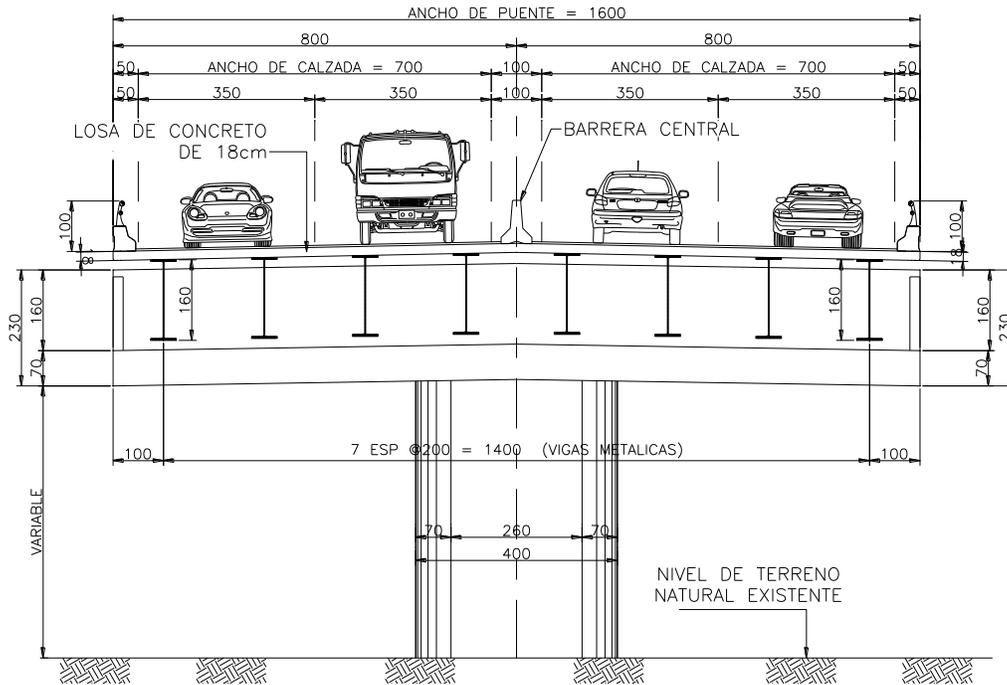


Figura 1.2 Sección transversal tipo de la superestructura

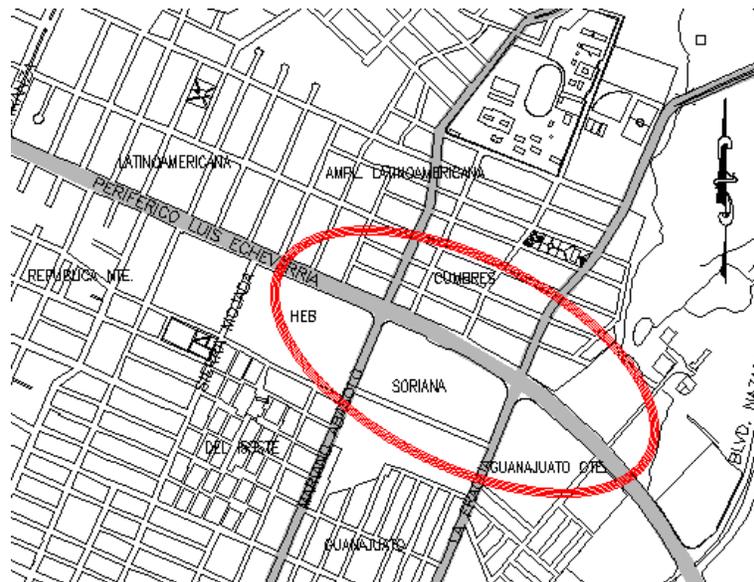


Figura 1.3 Croquis de localización

1.1 Subestructura

Las columnas se conforman por elementos de concreto de alta resistencia de 500 kg/cm^2 , de sección transversal oblonga con dimensiones de $400 \times 140 \text{ cm}$ y altura variable; la figura 1.4 muestra una sección transversal típica. En el extremo superior de cada columna se ubica el cabezal, el cual tiene una sección transversal tipo T invertida con dimensiones de $300 \times 220 \text{ cm}$ con una longitud de 1600 cm . El concreto utilizado para su construcción tiene una resistencia de 350 kg/cm^2 . Por último, la cimentación es de tipo superficial y consiste en una zapata aislada con sección rectangular en planta de $1200 \times 550 \text{ cm}$ y peralte de 170 cm , el concreto utilizado en su construcción tiene una resistencia nominal de 250 kg/cm^2 . Los detalles en elevación y en planta de los elementos mencionados se pueden apreciar en las figuras 1.5a, 1.5b y 1.5c.

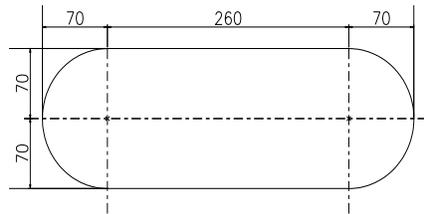
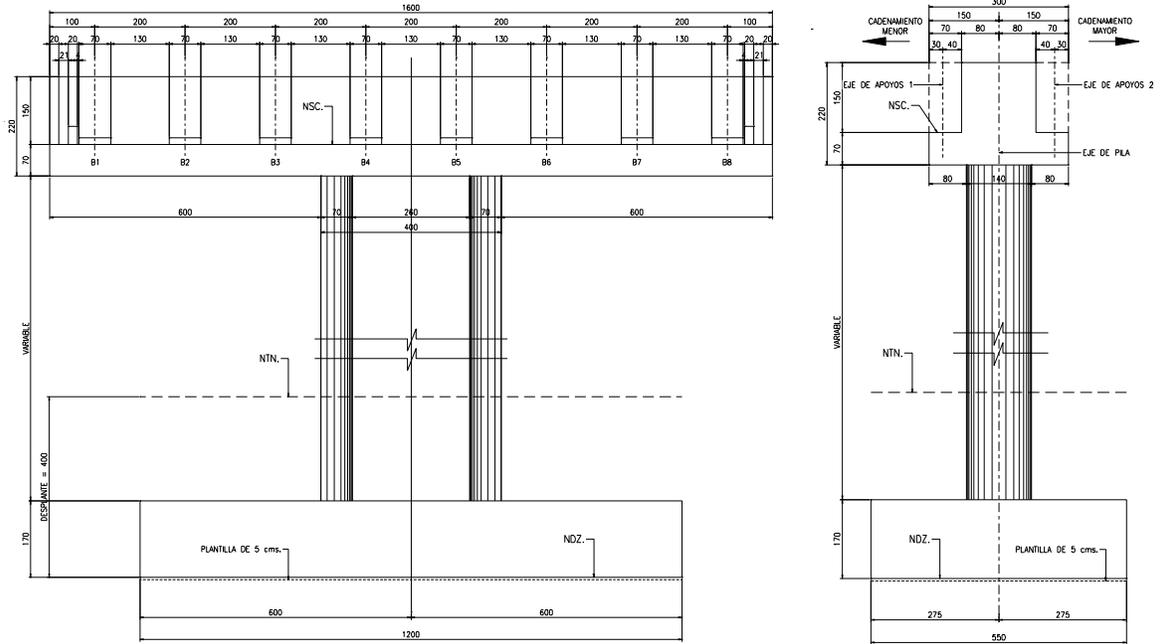


Figura 1.4 Sección transversal tipo de una columna oblonga

1.2 Superestructura

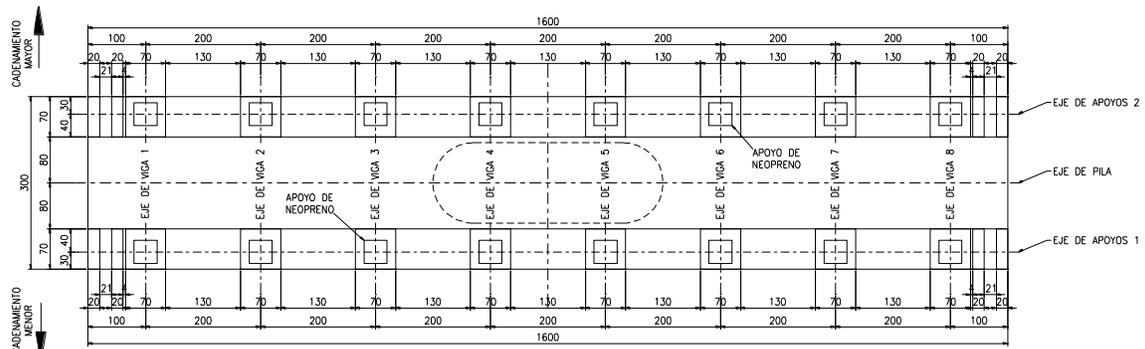
El tablero, está formado por una losa de concreto reforzado de 350 kg/cm^2 de 18 cm de espesor que abarca un ancho de calzada de 16 m (figura 1.6). Este se apoya sobre ocho vigas de sección compuesta de acero estructural grado 50 (figura 1.7a), las cuales se conectan a la losa con conectores tipo Nelson de $6''$ de longitud y $\frac{3}{4}''$ de diámetro. Para que las vigas trabajen en conjunto cuentan con siete hileras de diafragmas repartidos transversalmente a lo largo del tablero (cinco interiores y dos extremos). Se construyen principalmente con perfiles de sección L de $6'' \times 4'' \times 1/2''$ La figura 1.7b muestra una sección típica.

DESCRIPCIÓN DEL DISTRIBUIDOR



a) Vista en elevación frontal

b) Vista en elevación lateral



c) Vista en planta del cabezal

Figura 1.5 Geometría tipo de una columna tipo con cabezal y zapata

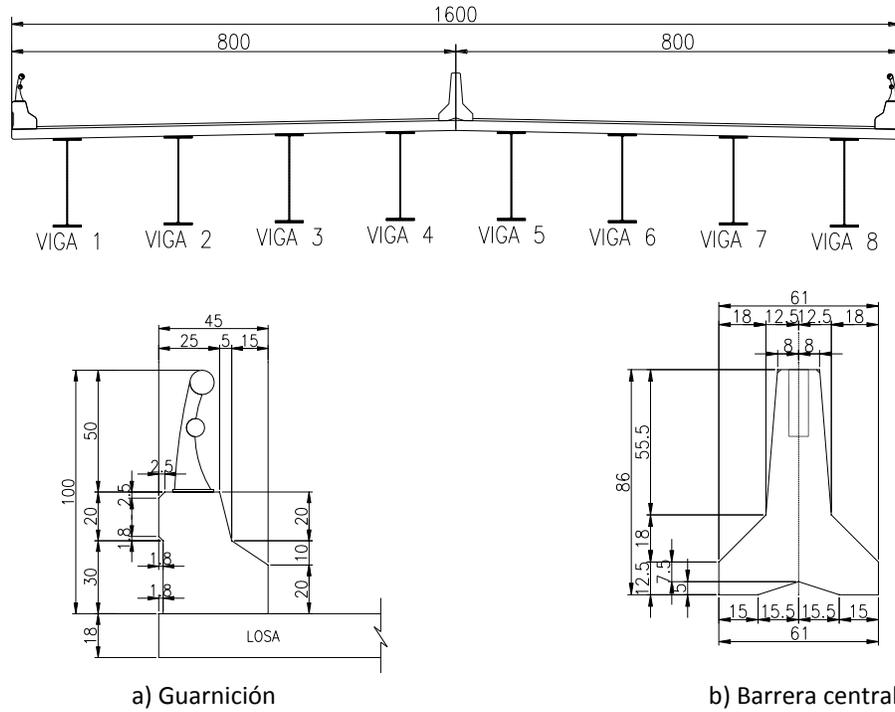


Figura 1.6 Sección transversal del tablero

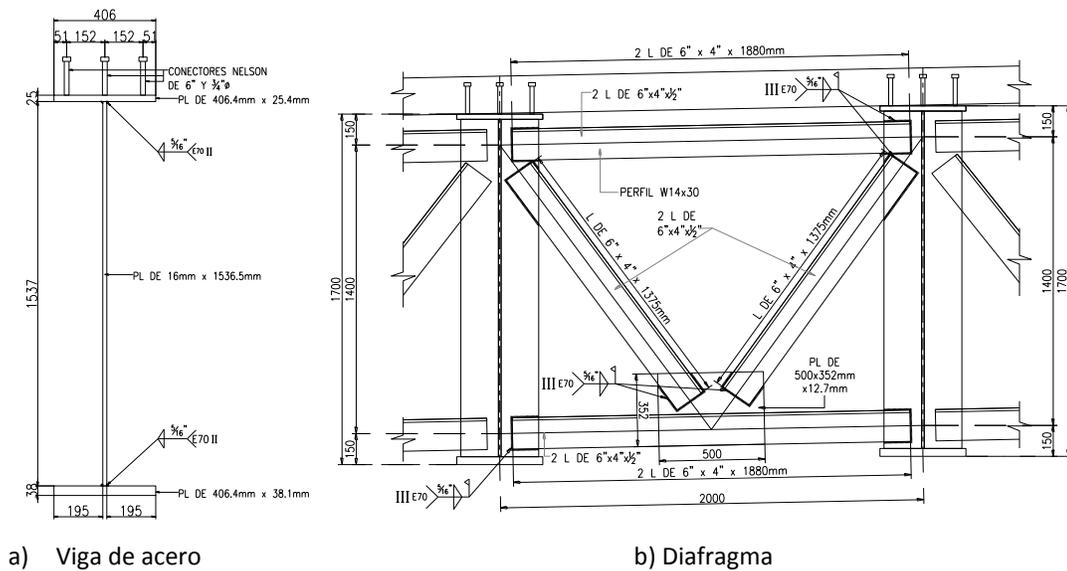


Figura 1.7 Sección transversal de una viga de acero con detalle del diafragma

2 Modelación

2.1 Información disponible

Para poder representar matemáticamente el tramo del distribuidor en estudio se requiere de algunos datos adicionales a los que proporcionan los planos mostrados en la sección anterior, con los cuales fueron definidas las propiedades geométricas y los materiales que conforman los elementos estructurales.

2.1.1 Reglamentos

A continuación se mencionan los reglamentos que fueron considerados para la estimación de las cargas muertas, vivas y accidentales utilizadas en la elaboración del presente trabajo.

- Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, AASTHO 16TH Edition
- Manual de Obras Civiles de La Comisión Federal de Electricidad, 1993
- American Concrete Institute, ACI-318-05
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de concreto reforzado del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 2004

2.1.2 Estudio de mecánica de suelos

El objetivo del este estudio fue el de evaluar las características físico-mecánicas de los materiales presentes en la estratigrafía del sitio, a través del muestreo alterado del suelo circundante para proporcionar las capacidades de carga admisibles para los diferentes elementos de cimentación superficial que se proponen, sin descartar el uso de pilas de acuerdo a lo detectado durante la exploración del suelo en los sitios requeridos para dichas cimentaciones. Se realizaron catorce sondeos en total a lo largo de la Avenida Luis Echeverría Álvarez en el tramo que abarca la construcción del distribuidor vial, en los sitios indicados por el personal encargado del proyecto (figura 2.1); en forma alterada mediante el uso de un muestreador del tipo tubo partido para la prueba de penetración estándar (figura 2.2a), el cual se utiliza de acuerdo con la norma ASTM-D1586, desde la superficie a

cada metro de profundidad. Dicha prueba consiste en hincar el muestreador, de 60 cm de largo, 5.08 cm de diámetro exterior y 3.49 cm de diámetro interior, a base de golpes mediante el impacto producido por una masa de 64 kg que se deja caer libremente desde una altura de 75 cm (figura 2.2b). El número de golpes necesarios para que el muestreador penetre los 30 cm intermedios permite determinar en forma directa la resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo a la profundidad muestreada. Todas las muestras recuperadas, fueron debidamente clasificadas en campo de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S) y almacenadas debidamente para evitar la pérdida de humedad durante su traslado al laboratorio, donde fueron analizadas para determinar sus propiedades índice. Algunos de los resultados obtenidos de los sondeos se pueden observar en el perfil estratigráfico mostrado en la figura 2.3, el cual corresponde al primer muestreo realizado en este estudio y se localiza cerca del sitio de interés.



Figura 2.1 Croquis de ubicación de los sondeos

2.1.3 Pruebas de vibración ambiental

Las pruebas de vibración ambiental consisten en medir las aceleraciones de las vibraciones ocasionadas por la interacción del medio circundante con la estructura, tales como las que ocasionan el tránsito de personas, vehículos el viento, sismos, etc.; en tres direcciones ortogonales: longitudinal (L), transversal (T) y vertical (V). Con este propósito se utilizó un sistema de registro portátil de la marca Guralp Systems conformado por tres acelerómetros triaxiales y sus respectivos digitalizadores (Figura 2.4). Considerando este equipo se realizaron mediciones en la pila ubicada en el eje 4 (pila 4), la cual tiene las mismas características geométricas y altura (8.10 m) que la pila ubicada en el eje 5 (pila 5), la figura 2.5 muestra los sitios instrumentados durante las pruebas, la figura 2.6 las pilas consideradas, mientras que la figura 2.7 presenta la ubicación física de los sensores en la pila 5.



Figura 2.4 Equipo utilizado para medir vibración ambiental (Gómez et al., 2014)

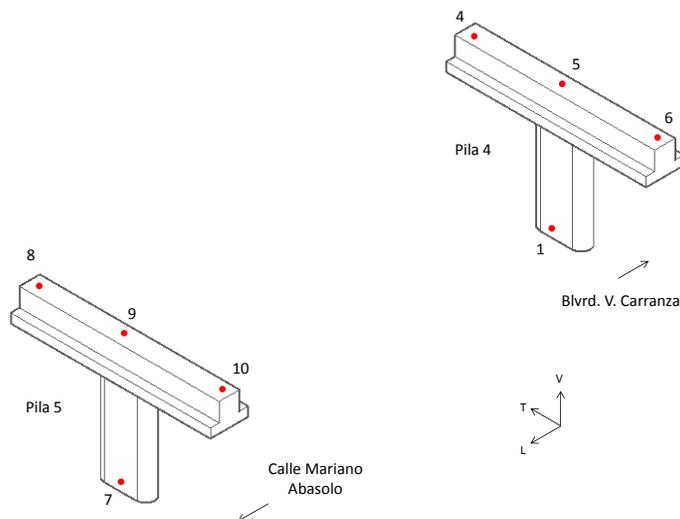


Figura 2.5 Representación esquemática de los sitios instrumentados (Gómez et al., 2014)



a) Pila 4 en buen estado



b) Pila 5 reconstruida

Figura 2.6 Pilas instrumentadas (Gómez et al., 2014)



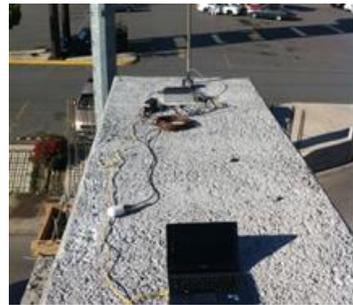
a) Punto 7



b) Punto 8



c) Punto 9



d) Punto 10)

Figura 2.7 Sitios instrumentados en la pila 5 reconstruida (Gómez et al., 2014)

Para interpretar los registros de aceleración fue necesario realizar un análisis por pares de señales (Bendat y Piersol, 1989). El método consiste en procesar las aceleraciones medidas en campo mediante la transformada rápida de Fourier (FFT), que es una herramienta matemática que permite convertir los registros de aceleración que pertenecen al dominio del tiempo, en valores de amplitud correspondientes al dominio de la frecuencia.

Las frecuencias identificadas son aquellas que están asociadas a las ordenadas máximas mostradas en las funciones de densidad espectral. Posteriormente se revisa el valor de la

función de coherencia que le corresponde, el cual debe ser cercano a la unidad, de lo contrario se descarta. Una vez confirmado lo anterior se revisa el ángulo de fase, el cual cuantifica el retraso que existe entre las señales medidas. Si el ángulo de fase es cercano a cero, indica que las señales no tienen retraso y que los puntos instrumentados vibran en el mismo sentido. Mientras que los ángulos cercanos a ciento ochenta grados indican que las vibraciones ocurren en sentido opuesto (Gómez et al. 2014). Esta función es muy útil para identificar modos de torsión e inclusive modos superiores de vibración en las estructuras. Las figuras 2.8, 2.9, 2.10 y 2.11 muestran algunas de las gráficas utilizadas para determinar las frecuencias relativas a los modos de vibrar de la pila 5.

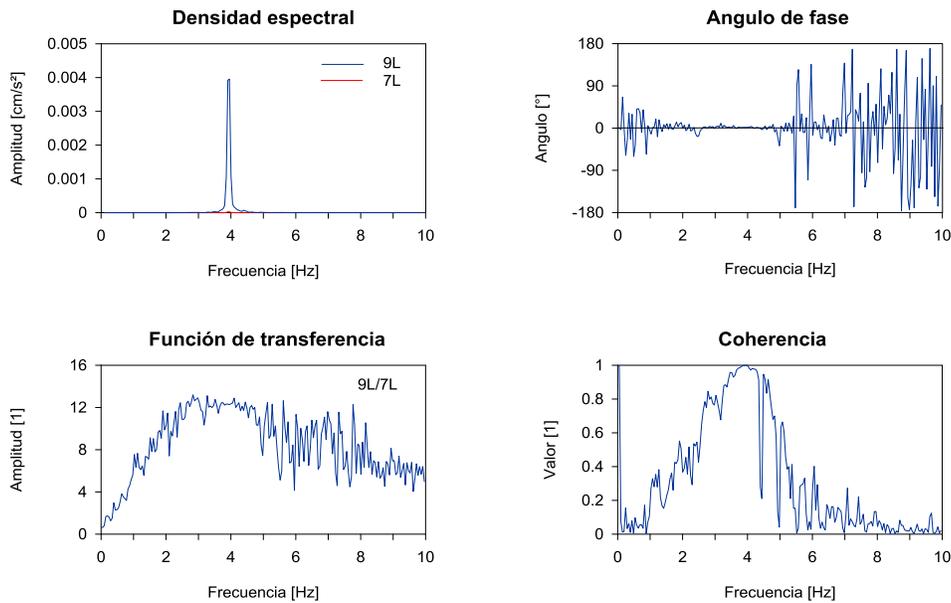


Figura 2.8 Densidad espectral, ángulo de fase, función de transferencia y coherencia de los puntos 7 y 9, componente L, pila 5 reconstruida (Gómez et al. 2014)

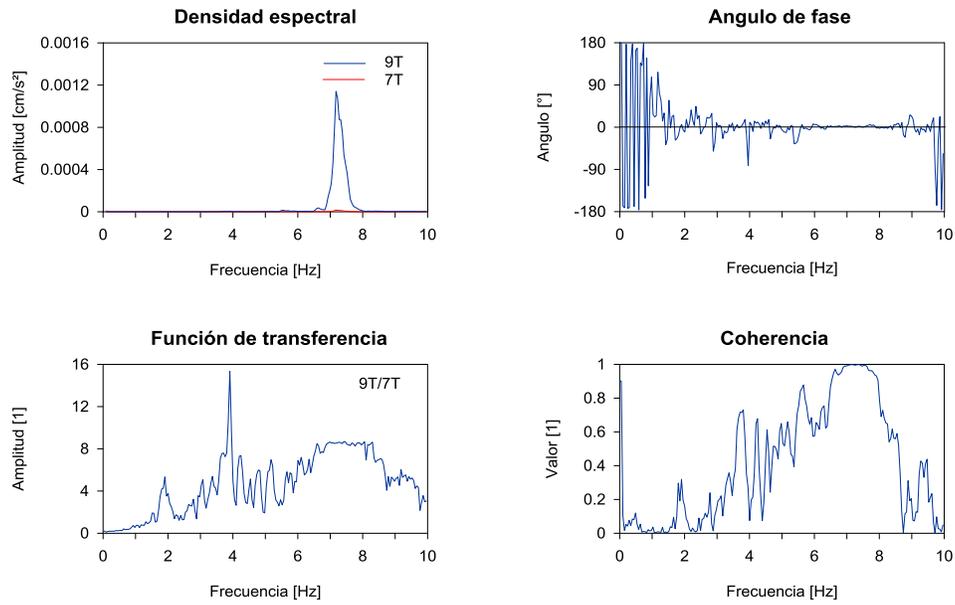


Figura 2.9 Densidad espectral, ángulo de fase, función de transferencia y coherencia de los puntos 7 y 9, componente T, pila 5 reconstruida (Gómez et al. 2014)

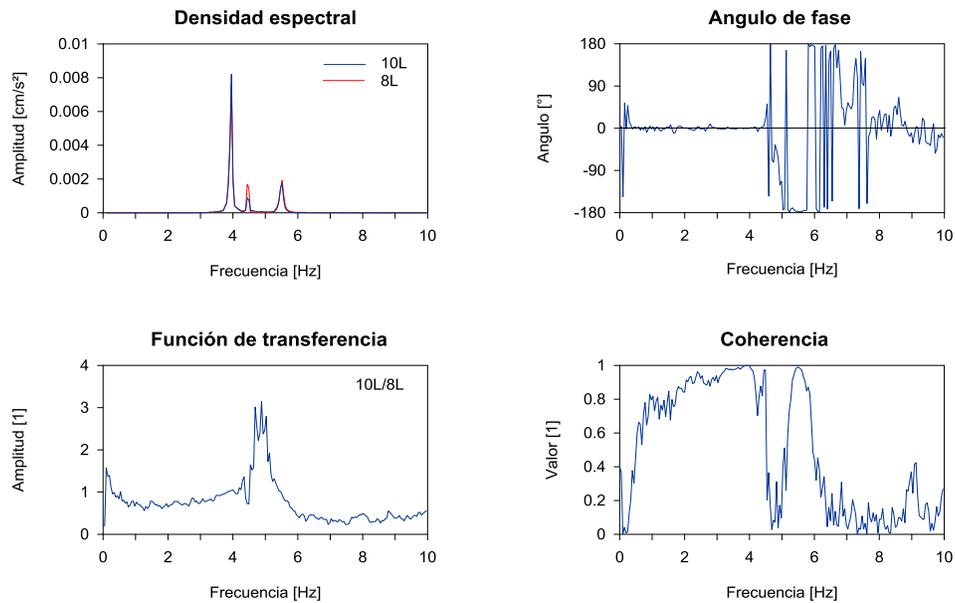


Figura 2.10 Densidad espectral, ángulo de fase, función de transferencia y coherencia de los puntos 8 y 10, componente L, pila 5 reconstruida (Gómez et al. 2014)

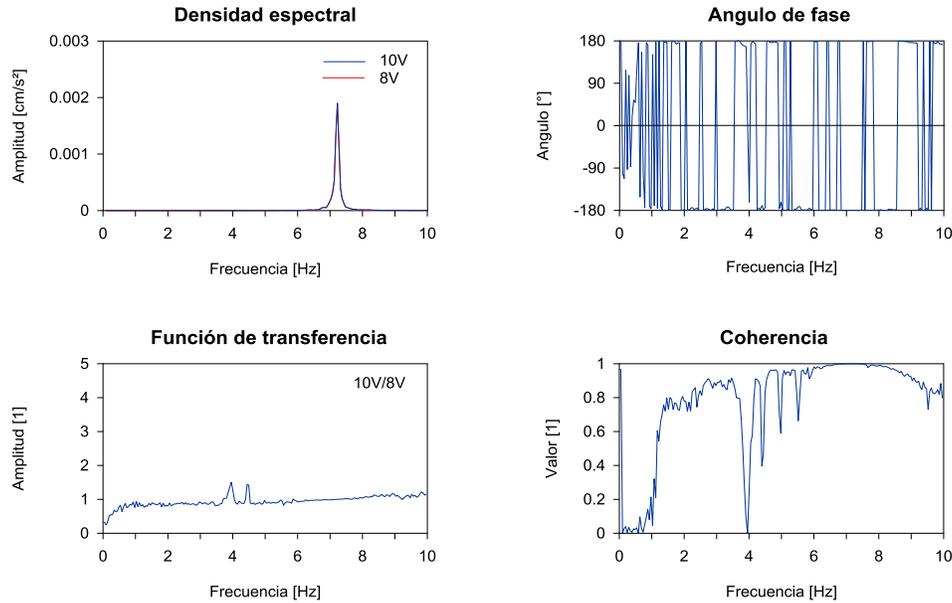


Figura 2.11 Densidad espectral, ángulo de fase, función de transferencia y coherencia de los puntos 8 y 10, componente V, pila 5 reconstruida (Gómez et al. 2014)

Tabla 2.1 Comparación de las frecuencias medidas en las pilas 4 y 5 (Gómez et al. 2014)

Modo	Componente	Frecuencia [Hz]		Diferencia [%]
		VA pila 4	VA pila 5	
1	L	3.42	3.90	12.31
2	Torsión	5.13	5.52	7.07
3	T-V	6.64	7.18	7.52
4	T-V	18.85	19.78	4.70
5	V	22.22	22.46	1.07

En la tabla anterior se puede apreciar que se lograron identificar los primeros cinco modos de vibrar de las pilas instrumentadas, el modo fundamental de cada pila ocurre en la dirección longitudinal. En el segundo modo los cabezales tienden a girar y se produce torsión en las pilas. Los modos tres y cuatro corresponden principalmente al cabeceo de las pilas en la dirección transversal y en el quinto modo solo vibran los cabezales respecto a la componente vertical. En la última columna de la tabla 2.1 se muestra la diferencia que existe entre las frecuencias medidas. Como puede observarse, no existe variación considerable en los valores obtenidos en la pila con el cabezal reconstruido comparados con la pila de referencia (pila 4), lo que sugiere que tras el colapso del cabezal no se presentó pérdida en la rigidez de la columna y por lo tanto, daño estructural. En consecuencia, se puede mencionar que los trabajos de rehabilitación fueron satisfactorios (Gómez et al., 2014).

2.2 Descripción del modelo

El modelo matemático comprende el tramo en estudio ubicado entre los ejes 4 y 6 de acuerdo con los planos constructivos del distribuidor, el cual fue elaborado con ayuda del programa Sap2000 versión 14 (CSI, 2009) mediante elementos tipo “*Frame*” para el análisis de las vigas, diafragmas, columnas y el cabezal, además de elementos tipo “*Shell*” para las losas. Las pilas ubicadas en los ejes 4, 5 y 6 junto con los tableros correspondientes forman sistemas estructurales isostáticos, es decir, las vigas que soportan a las losas se apoyan en los cabezales considerando que tienen un extremo restringido y el otro móvil. Las columnas se consideran empotradas en la base, por lo cual el modelo no incluye la cimentación. Esta suposición es muy recurrida en la práctica profesional, sin embargo, para verificar que esta hipótesis es válida se hará una comparación entre los modos de vibrar de la pila 4 y 5 obtenidos en forma experimental con un modelo analítico.

Otro elemento idealizado en el modelo fue la unión del cabezal y la columna, los cuales no fueron colados monolíticamente dado que ambos elementos fueron construidos con concretos de resistencia diferente como se puede apreciar en la tabla 2.2. En el modelo se consideró que la unión de estos elementos es infinitamente rígida. Con tal motivo fue utilizado un “*Link support element*” en la unión de la columna con el cabezal para ligar ambos elementos (figura 2.12).

La fuente de masa considerada para el análisis modal corresponde únicamente a la que proporcionan la columna de sección oblonga y el cabezal. La figura 2.15 muestra los modos de vibrar calculados con el modelo mientras que la tabla 2.3 proporciona los resultados obtenidos por el programa Sap2000.

Tabla 2.2 Resumen de propiedades mecánicas de los materiales

Elemento	f'_c [Kg/cm ²]	F_y [Kg/cm ²]	Módulo de elasticidad [kg/cm ²]
Cabezal	350	-	261916.02
Columna	500	-	300065.78
Zapata	250	-	221359.44
Losa	350	-	261916.02
Acero A-50	-	3515	2038901.90

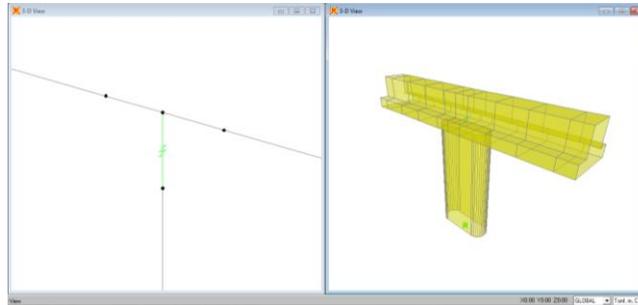


Figura 2.12 Columna y cabezal modelados con elementos tipo barra

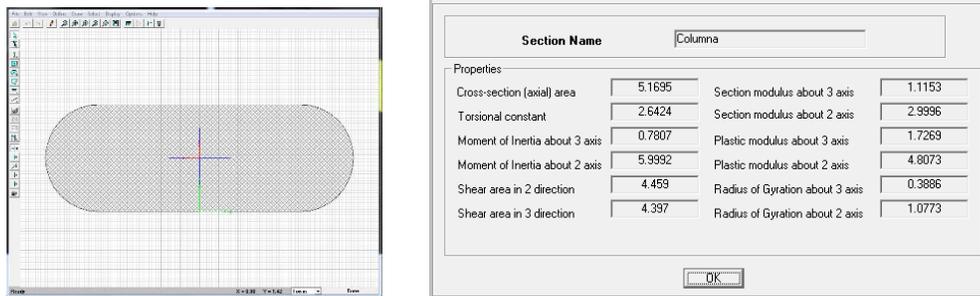


Figura 2.13 Propiedades geométricas de la columna

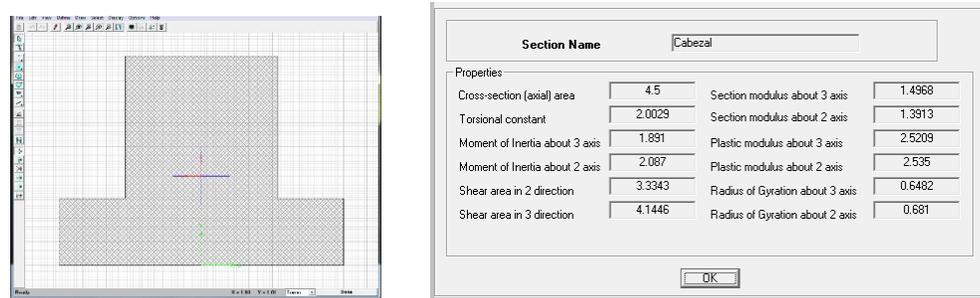


Figura 2.14 Propiedades geométricas del cabezal

Tabla 2.3 Periodos y frecuencias reportados por el programa sap2000

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.30	3.34	20.97	439.78
MODAL	Mode	2	0.20	5.01	31.46	989.82
MODAL	Mode	3	0.14	7.21	45.27	2049.70
MODAL	Mode	4	0.06	17.69	111.12	12347.00
MODAL	Mode	5	0.06	17.78	111.69	12475.00
MODAL	Mode	6	0.04	27.72	174.14	30326.00

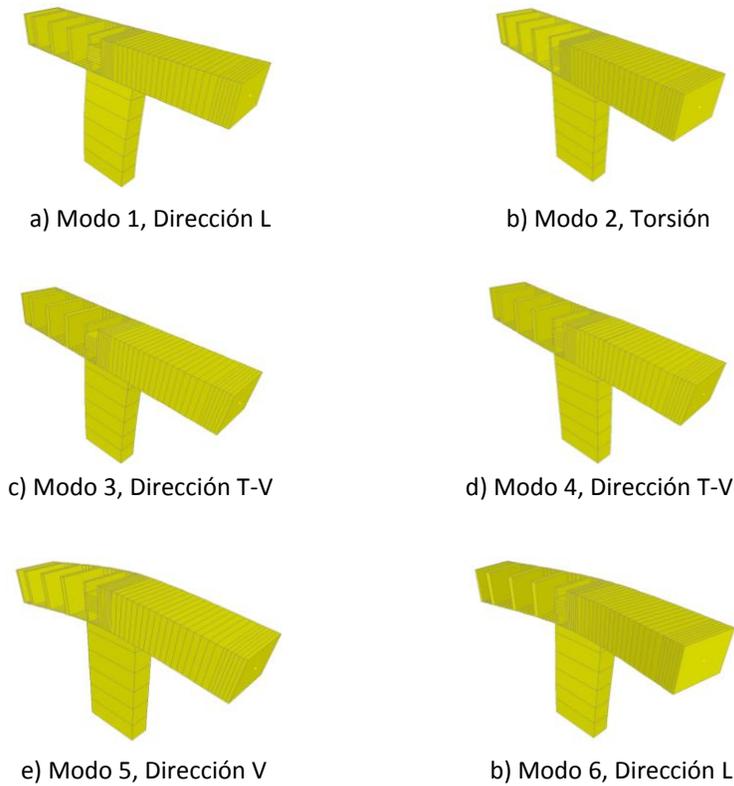


Figura 2.15 Primeros modos de vibrar de una pila tipo

Tabla 2.4 Comparación de las frecuencias obtenidas con el programa sap2000 y las pruebas de vibración

Modo	Frecuencias [Hz]			Diferencia [%]	
	Modelo	VA Pila 4	VA Pila 5	Pila 4	Pila 5
1	3.34	3.42	3.90	2.41	14.42
2	5.01	5.13	5.52	2.39	9.29
3	7.21	6.64	7.18	8.52	0.36
4	17.69	18.85	19.78	6.18	10.59
5	17.78	22.22	22.46	20.00	20.85
6	27.72	27.25	-	1.71	-

Como se puede observar en la tabla 2.4, la diferencia entre los valores calculados con el modelo y los obtenidos mediante las pruebas de vibración en la pila 4 es menor que el 10%, mientras que en la pila 5 esta diferencia es cercana a este valor en los modos 2 y 4, y prácticamente nula en el modo 3. Las diferencias más notorias son aquellas obtenidas en los modos 1 y 5. En el modo fundamental (modo 1), la diferencia se debe a que la zapata de la pila 4 no se encontraba cubierta por suelo de relleno cuando fue instrumentada, por lo

cual su altura libre equivale a su altura total (8 m), tal como se consideró en el modelo, por lo cual se observa una diferencia de 2.41%. Esto contrasta con los resultados medidos en la pila 5, debido a que la columna tenía su zapata cubierta con suelo de relleno, por lo tanto su altura libre fue menor (6 m). Al tener menos altura libre, la rigidez lateral de la columna aumenta, por lo cual la frecuencia real es 14.42% mayor que la calculada. Algo similar ocurre con el modo 5, ya que el programa toma en cuenta que la longitud en voladizo del cabezal es de 8 m medidos a partir del nodo, mientras que la dimensión real es de 6 m medidos al paño de la columna. Esto implica que el elemento sea más corto y por lo tanto más rígido verticalmente, lo cual justifica que la frecuencia medida en campo sea 20% mayor que la obtenida con el modelo. Tomando como referencia los resultados obtenidos en la pila 4, se puede comprobar que los errores al obtener las frecuencias modelando la subestructura de esta manera no son muy distantes de los valores reales, sobre todo al obtener los modos de vibrar de la columna. Partiendo de esta hipótesis se construye el modelo del distribuidor como se muestra en la figura 2.16, en la cual se presentan las propiedades y los elementos de la superestructura modelados.

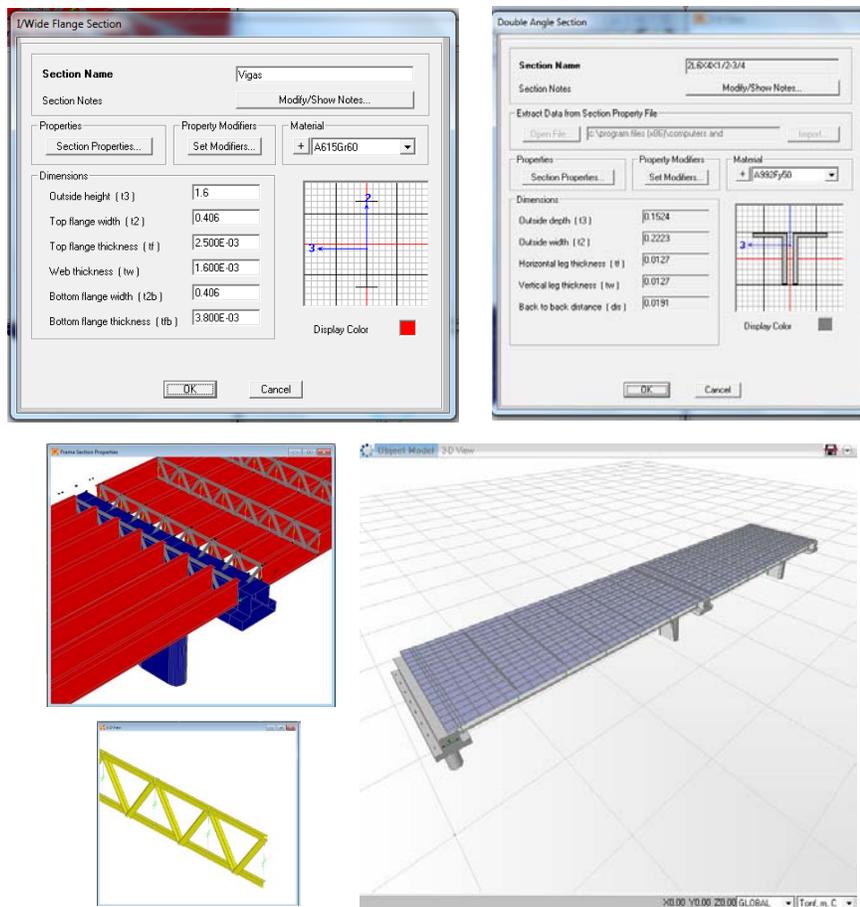


Figura 2.16 Modelo matemático del tramo en estudio

3 Análisis estructural

3.1 Tipos de carga considerados

En esta sección se hará mención a las cargas y combinaciones de carga que se emplearán para el análisis estructural del distribuidor con el modelo matemático descrito en la sección anterior y posteriormente se expondrá la metodología propuesta para llevar a cabo la revisión del diseño estructural de los elementos estructurales en cuestión.

3.1.1 Carga muerta

La carga muerta será considerada como el peso propio de los elementos que conforman la estructura lo cual involucra la calzada, aceras, carpeta asfáltica, parapetos, muros divisorios, drenaje, columnas, cabezales, vigas de apoyo, parapetos, instalaciones eléctricas para iluminación, drenaje etc. Para poder estimar la carga muerta correspondiente a partir de la geometría de los elementos estructurales se utilizaron los pesos volumétricos que se mencionan a continuación:

- Peso volumétrico del concreto 2400 kg/m³
- Peso volumétrico del acero 7843 kg/m³
- Peso volumétrico de la carpeta asfáltica 2200 kg/m³

3.1.2 Carga viva

La carga viva considerada corresponde al camión de diseño IMT 66.5 (figura 3.1). Esta es reducida a partir de dos carriles con un factor de 0.9, 0.8 para tres carriles y 0.7 cuando son cuatro o más carriles (SCT, 2004). Adicionalmente debe considerarse una fuerza de impacto, la cual es un porcentaje no mayor que el 30% de la carga viva. La siguiente expresión permite calcular dicho valor en términos del claro del puente (AASHTO 3.8.2.1).

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \cdot 100 = \frac{15.24}{35 + 38.10} \cdot 100 = 20.8\%$$

El factor de impacto es menor que el 30%, por lo tanto se acepta este valor.

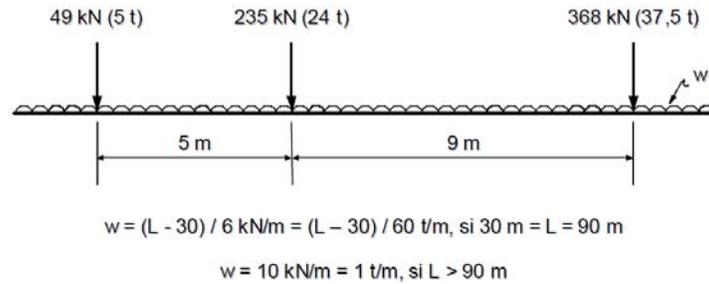


Figura 3.1 Camión IMT 62.5 para claros mayores a 30 m (IMT, 2004)

Por otro lado también debe considerarse el efecto de una fuerza longitudinal equivalente al 5% de la carga viva actuando en todos los carriles considerados, en un mismo sentido, a una distancia de 6 ft (1.83 m) medidos a partir del nivel de la calzada. Por ejemplo, para cuatro camiones se aplica el factor de reducción de carga viva de 0.7, entonces:

$$FL = 0.05(4)(0.7)(66.5 + 2.91) \text{ ton} = 9.71 \text{ ton}$$

3.1.3 Viento

De acuerdo con el inciso 3.15.2.1.3, de las especificaciones de la AASHTO para tableros de puentes apoyados en vigas con claros menores a 38.1 m se pueden utilizar simplificaciones para el cálculo de las fuerzas debidas al viento en la superestructura. En este caso se considera una fuerza aplicada al tablero y otra aplicada a la carga viva.

Para la superestructura se toma en cuenta una presión de viento transversal de 50 lb/ft² (0.244 ton/m²) y una longitudinal de 12 lb/ft² (0.059 ton/m²) las cuales se aplican simultáneamente a la altura del centro de gravedad del área expuesta al viento.

Para la carga viva se considera una carga de viento linealmente repartida en la dirección transversal de 100 lb/ft (0.149 ton/m) y una longitudinal de 40 lb/ft (0.060 ton/m), las cuales se aplican simultáneamente a una altura de 6 ft (1.83 m) por arriba del nivel de la calzada. De acuerdo con lo mencionado anteriormente, las fuerzas producidas por la incidencia del viento en la estructura son:

$$F_{ST} = 0.244 \text{ ton/m}^2(35\text{m})(2.78\text{m}) = 23.74 \text{ ton}$$

$$F_{SL} = 0.059 \text{ ton/m}^2(35\text{m})(2.78\text{m}) = 5.74 \text{ ton}$$

Las fuerzas producidas por la incidencia del viento en la carga viva son:

$$F_{LT} = 0.149 \text{ ton/m}(35\text{m}) = 5.22\text{ton}$$

$$F_{LL} = 0.06 \text{ ton/m}(35\text{m}) = 2.10\text{ton}$$

Adicionalmente se considera una carga de viento de 40 lb/ft^2 (0.195 ton/m^2) aplicada en la superficie expuesta de los apoyos o pilas, en la dirección longitudinal y transversal (AASHTO 3.15.2.2). Para introducirla en el programa se calcula el área expuesta correspondiente a una altura de 5.8 m (altura libre de la columna) en cada dirección de análisis y se multiplica por la carga de viento como se muestra a continuación:

$$F_{PT} = 0.195 \text{ ton/m}^2 [12.75 \text{ m}^2] = 2.49 \text{ ton}$$

$$F_{PL} = 0.195 \text{ ton/m}^2 [27.83 \text{ m}^2] = 5.43 \text{ ton}$$

La figura 3.2 muestra la disposición de las fuerzas de viento calculadas anteriormente. Las fuerzas resultantes en los tableros se reparten equitativamente en cada una de las pilas para fines del diseño de estos elementos. Si se desea analizar el efecto del viento en la superestructura, es conveniente aplicar la carga uniformemente repartida en los tableros.

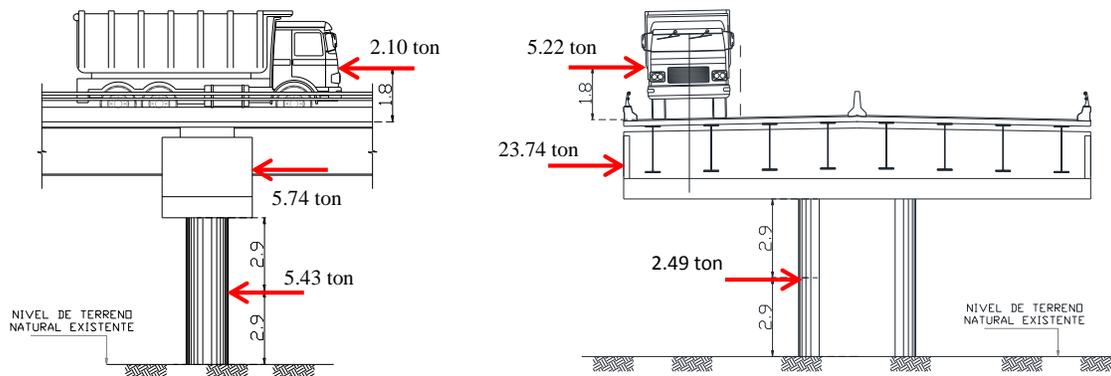


Figura 3.2 Fuerzas por viento aplicadas a la estructura y a la carga viva

3.1.4 Sismo

Como se mencionó al principio del presente trabajo, el puente se encuentra localizado en una zona sísmica tipo A y el terreno en el que se encuentra desplantada la cimentación se considera como terreno tipo II. Adicionalmente, el puente se considera como una estructura importante. De acuerdo con esto, las ordenadas del espectro de diseño se incrementan 50%, por lo tanto:

$$F = 1.5 \frac{cW}{Q}$$

donde:

- c: Ordenada del espectro de respuesta de diseño
- Q: Factor de comportamiento sísmico, se considera igual a 2.
- W: Es el peso correspondiente a la superestructura y subestructura

Para calcular el espectro de diseño correspondiente se consulta la tabla 3.1 de las Normas de Diseño Sísmico del Manual de Diseño para Obras Civiles de la CFE, entonces, los datos necesarios para construir el espectro se presentan enseguida:

Zona	Tipo de suelo	a_0	c	T_a	T_b	r
A	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3

El espectro de diseño reducido por el factor de comportamiento sísmico se muestra a continuación:

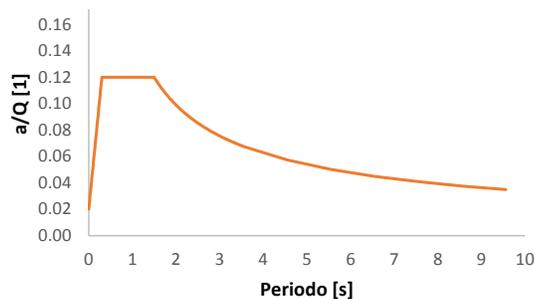


Figura 3.3 Espectro de diseño reducido, zona A (CFE, 1993)

Los pesos del tablero, cabezal y columna fueron estimados empleando los pesos volumétricos descritos en la sección 3.1.1. En el tablero se añadió una carga viva accidental de 250kg/m^2 , debido a que en las especificaciones de la AASHTO se considera que es poco probable la aglomeración de vehículos en los puentes carreteros durante un evento sísmico.

También fueron incluidos el peso de los parapetos, la barrera central y una carpeta asfáltica con un espesor de 12 cm. La siguiente tabla muestra el resumen de los pesos calculados para determinar la fuerza sísmica estática.

Tabla 3.1 Peso total considerado para sismo

Elemento	Peso [ton]
Tablero	556.81
CV _{acc}	120.27
Cabezal	181.45
Columna	50.34
W _{sismo}	908.87

Por lo tanto la fuerza sísmica estática considerada es:

$$F = \frac{0.24(908.87 \text{ ton})}{2} = 109.06 \text{ ton}$$

A partir del dato anterior se calculan los desplazamientos producidos al aplicar la fuerza estática equivalente a la pila en las direcciones X y Y, entonces:

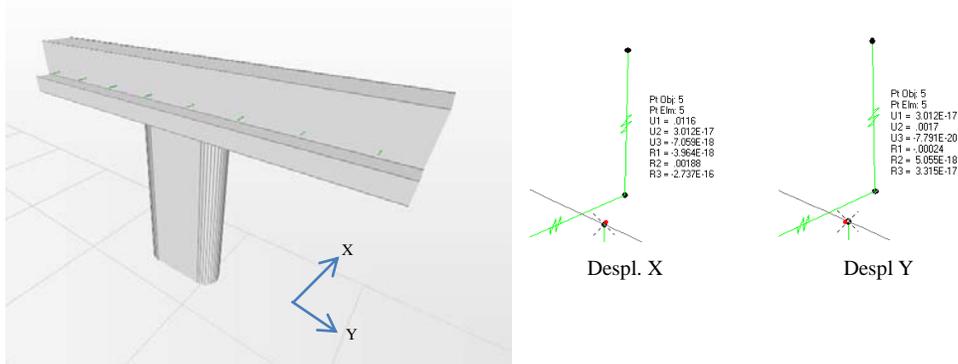


Figura 3.4 Desplazamientos calculados por el programa Sap2000

Con los desplazamientos obtenidos se verifican los periodos de la pila realizando los cálculos correspondientes, tal como se muestra en la tabla 3.2:

Tabla 3.2 Periodos calculados a partir de los desplazamientos

	Dirección X	Dirección Y	Unidades
Δ	0.0116	0.0017	m
$k=V/\Delta$	9402.08	64155.40	Ton/m
m	92.65	92.65	Ton s ² /m
ω	10.07	26.31	rad/s
T= 2π/ω	0.62	0.24	s

El periodo calculado en la dirección X corresponde al modo 1 de la tabla 3.3 (renglón 1), mientras que al periodo calculado en la dirección Y, le corresponde al modo 3 (renglón 3). Al comparar los resultados se puede apreciar que los valores son muy cercanos entre sí, lo cual era de esperarse.

Tabla 3.3 Periodos y frecuencias reportados por el programa Sap2000

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
▶	MODAL	Mode	1	0.625617	1.5984	10.043	100.87
	MODAL	Mode	2	0.437369	2.2864	14.366	206.38
	MODAL	Mode	3	0.276733	3.6136	22.705	515.51

Utilizando los periodos calculados se obtienen las ordenadas correspondientes en el espectro de diseño y se calcula el valor del cortante mínimo esperado para el análisis dinámico.

Tabla 3.4 Fuerzas cortantes mínimas en la base de la pila, calculados para el método dinámico

	Dirección X	Dirección Y	Unidades
a(T)/Q(T)	0.12	0.10	-
F_{din}=Wa(t)/Q(T)	109.06	90.51	Ton
V_{min}=0.8F_{din}	87.25	72.41	Ton

A continuación se verifican las fuerzas cortantes basales estáticas y dinámicas que proporciona el programa sap2000. La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos:

Tabla 3.5 Fuerzas y momentos en la base de la pila reportados por el programa Sap2000

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m
▶	SXE	LinStatic		-109.9782	000000000081	000000002773	000000000118	-1175.76043	879.86033
	SYE	LinStatic		000000001139	-109.9782	-5.694E-14	1175.76043	000000001553	-4151.63681
	SXD	LinRespSpec	Max	99.8294	0.0007421	0.0064	0.05809	1091.90704	798.69281
	SYD	LinRespSpec	Max	0.0007704	58.3965	0.0036	801.47268	0.14126	2204.47174

De la tabla anterior se puede observar que la fuerza cortante calculada con el método estático del programa para el sismo en X y en Y (SXE, SYE) es de 109.98 ton, la cual es muy similar a la obtenida al principio de esta sección, por lo tanto se considera que los cálculos del programa son correctos.

Por otro lado, el sismo dinámico en X (SXD) proporciona un valor mayor que el mínimo (87.25 ton). En cambio, el sismo dinámico en Y (SYD) tuvo que ser afectado por un factor de 1.24 para obtener el valor mínimo de 72.41 ton calculado en la tabla 3.4. La tabla 3.6 muestra los cambios correspondientes:

Tabla 3.6 Fuerzas y momentos en la base de la pila reportados por el programa Sap2000

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m
▶	SXE	LinStatic		-109.9782	000000000081	000000002773	000000000118	-1175.76043	879.86033
	SYE	LinStatic		000000001139	-109.9782	-5.694E-14	1175.76043	000000001553	-4151.63681
	SXD	LinRespSpec	Max	99.8294	0.0007421	0.0064	0.05809	1091.90704	798.69281
	SYD	LinRespSpec	Max	0.0009553	72.4116	0.0045	993.82613	0.17516	2733.54496

Lo realizado anteriormente es una manera de verificar resultados para el análisis sísmico debido a que siempre existe la incertidumbre respecto a lo que realiza el programa. En el caso del análisis por viento no hay tanto problema dado que solo se intervienen fuerzas estáticas.

3.1.5 Combinaciones de carga

Se aplicarán las siguientes combinaciones de carga a fin de hallar los elementos mecánicos correspondientes a las solicitaciones más desfavorables que serán consideradas en la revisión del diseño estructural de la pila.

Tabla 3.7 Combinaciones de carga

Grupo	Combinación
I	$1.3[D+1.67(L+I)]$
II	$1.3(D+W_s)$
III	$1.3(D+L+0.3W_s+W_L+LF)$
VII-1	$1.3(D+L_a+EQ_T+0.3EQ_L)$
VII-2	$1.3(D+L_a+0.3EQ_T+EQ_L)$

donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva

L_a: Carga viva accidental

I: Impacto

LF: Fuerza longitudinal debida a la carga viva

W_s: Viento en la estructura

W_L: Viento en la carga viva

EQ_T: Sismo en la dirección transversal

EQ_L: Sismo en la dirección longitudinal

Para determinar los elementos mecánicos más desfavorables debidos a la carga viva se propuso distribuir el recorrido de los camiones en los dos tableros analizados (T1 y T2) de cuatro maneras distintas, como se muestra en las figura 3.5. Las franjas azules son los anchos de carril correspondientes a las líneas de influencia utilizadas por el programa Sap2000 para realizar el análisis por carga viva.

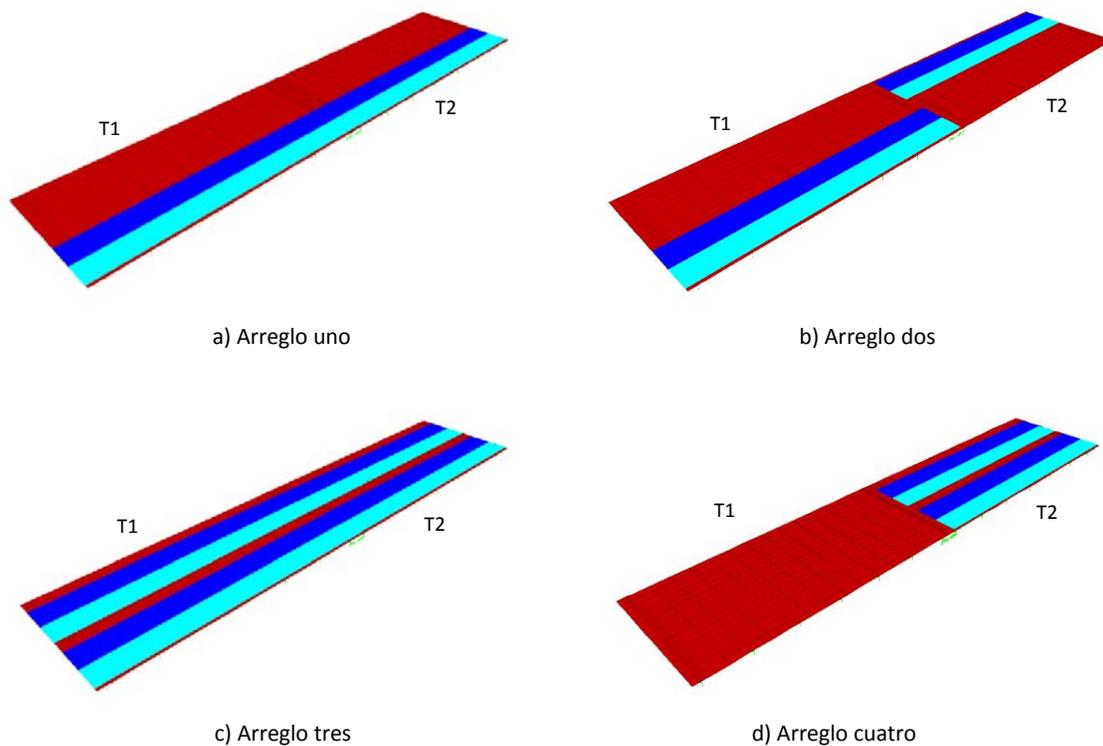


Figura 3.5 Distribución de la carga viva en los tableros

Los arreglos mostrados anteriormente son utilizados para complementar las combinaciones de carga de los grupos I y III, de acuerdo con la tabla 3.7. Por ejemplo, en el grupo I se obtendrán cuatro combinaciones: G1-1, G1-2, G1-3 y G1-4, las cuales corresponden a cada uno de los cuatro arreglos de carga viva mostrados en la figura 3.5.

4 Revisión del diseño estructural de la subestructura

En la siguiente sección se llevará a cabo la revisión de los elementos que conforman la subestructura en el eje 5 de acuerdo con los planos constructivos del distribuidor vial Luis Echeverría Álvarez-Abasolo-Lafragua y en concordancia con los resultados del análisis estructural realizado en la sección anterior. En la siguiente figura se muestra un resumen del detalle de los armados del acero de refuerzo del cabezal, la columna y la zapata.

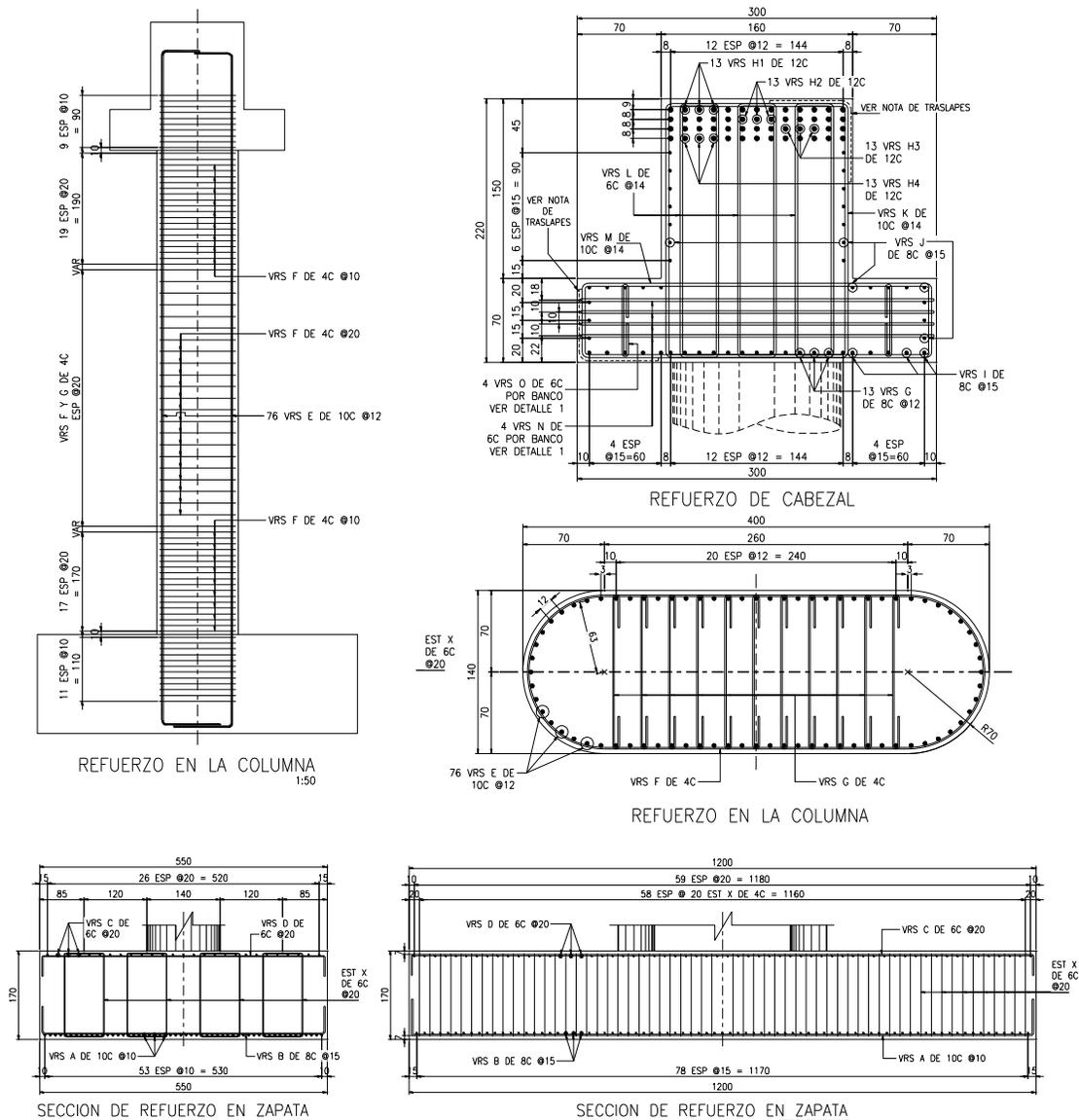


Figura 4.1 Detalle del acero de refuerzo de los elementos de la subestructura

4.1 Revisión del cabezal

Los elementos mecánicos se obtienen de la combinación de carga G1-1 correspondiente al grupo 1 (tabla 3.7) y el arreglo de carga viva uno (figura 3.5a). Los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante se muestran en la figura 4.2, el resto de los datos necesarios se muestran a continuación:



Figura 4.2 Diagramas de fuerza cortante y momento flexionante

Propiedades

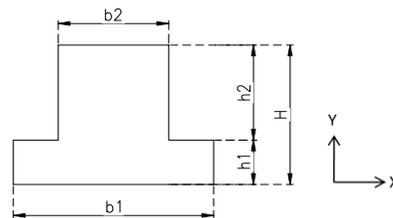
$f'_c =$	350	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²
$\beta_1 =$	0.81	
$\Phi =$	0.9	Flexión
$\Phi =$	0.75	Cortante
$\Phi =$	0.75	Torsión

Geometría

b1 =	300	cm
b2 =	160	cm
h1 =	70	cm
h2 =	150	cm
r =	9	cm
H =	220	cm
d =	211	cm

Cargas

$M_u =$	2228.25	tonm
$V_u =$	830.48	ton



4.1.1 Flexión

En el proyecto se proponen 52 varillas del #12. Se supone que la viga trabaja como una viga rectangular, por lo cual se propone un ancho de la sección de 300 cm. Para comprobarlo se calcula el ancho del bloque equivalente que trabaja en compresión, entonces:

$$\begin{aligned}
 b &= 300 & \text{cm} \\
 a_s &= 11.40 & \text{cm}^2 \\
 A_s &= 592.85 & \text{cm}^2
 \end{aligned}
 \qquad
 a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 27.90 \quad \text{cm}$$

Como $a=27.90$ cm es menor que $h_1=70$ cm, el cabezal trabaja como viga rectangular y el ancho propuesto es correcto, entonces:

Área de acero mínimo

$$A_{s\min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = 225.57 \quad \text{cm}^2$$

Área de acero máximo

$$p_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) = 0.0340 \qquad A_{s\max} = p_b bd = 1148.67 \quad \text{cm}^2$$

Cálculo del área de acero necesaria para flexión

$$\begin{aligned}
 q &= 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u \cdot 10^5}{\phi b d^2 f'_c}} = 0.054444 & p &= p \frac{f'_c}{f_y} = 0.004537 \\
 A_{sn} &= pbd = 287.19 \quad \text{cm}^2
 \end{aligned}$$

El área de acero calculada (287.19 cm^2) es mayor que el valor mínimo (225.57 cm^2) y menor que el valor máximo (1148.67 cm^2).

El momento resistente se calcula a partir del peralte efectivo obtenido de la tabla 4.1:

Tabla 4.1 Cálculo del peralte efectivo

Lecho	Y_i [cm]	# de varillas	Área [cm ²]	A_{yi} [cm ³]
1	212	13	148.21	31420.93
2	204	13	148.21	30235.24
3	196	13	148.21	29049.54
4	188	13	148.21	27863.84
	Suma	52	592.85	118569.55

$$\begin{aligned}
 d &= \frac{\sum A y_i}{\sum A} = 200.00 \quad \text{cm} & a &= 23.71 \quad \text{cm} \\
 & & c &= B_1 a = 29.28 \quad \text{cm}
 \end{aligned}$$

$$M_R = \phi A_s f_y (d - 0.5a) \cdot 10^{-5} = 4216.22 \quad \text{tonm}$$

El momento resistente (4216.22 ton) es mayor que el momento aplicado (2228.25 ton).

4.1.2 Fuerza cortante

La fuerza cortante que resiste el concreto es la siguiente:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd = 317.29 \quad \text{ton}$$

$$\phi V_c = 237.97 \quad \text{ton} \qquad V_s = V_u - \phi V_c = 592.51 \quad \text{ton}$$

La separación de estribos propuesta en el proyecto es de 14 cm, por lo tanto el área de acero requerida para esta separación es:

$$A_v = \frac{sV_s}{\phi f_y d} = 12.48 \quad \text{cm}^2$$

La tabla 4.2 contiene el cálculo del área total de refuerzo transversal proporcionada en el proyecto:

Tabla 4.2 Área total de acero de refuerzo transversal

Estribos	No. de varilla	Área [cm ²]	No. de ramas	Área total [cm ²]
3	6	2.85	2	17.10
1	10	7.92	2	15.83
			A _{vr} =	32.94

El área proporcionada (32.94cm²) en los estribos es mayor que el área necesaria (12.48 cm²), por lo tanto cumple.

A continuación se realizan los cálculos correspondientes para determinar el área de acero necesaria para resistir la torsión y la carga vertical transmitidas por las ménsulas que soportan a las vigas que conforman la superestructura.

4.1.3 Torsión

Las solicitaciones más desfavorables para el cabezal debidas a los efectos de torsión provienen de la combinación G1-2, por lo tanto, los elementos mecánicos correspondientes para diseño se muestran en la figura 4.3:

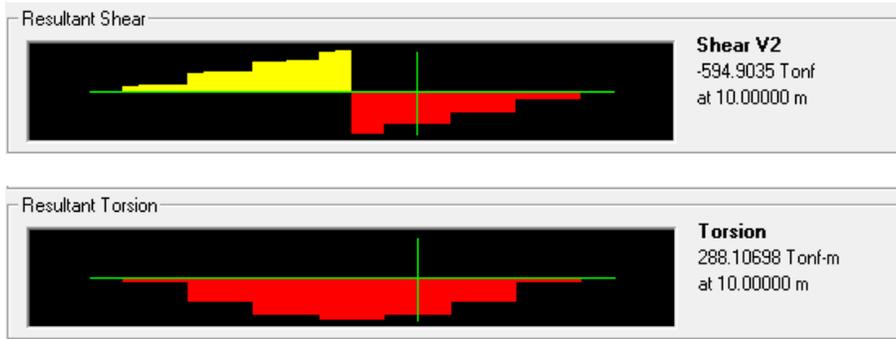


Figura 4.3 Diagramas de fuerza cortante y momento torsionante

Se pueden despreciar los efectos de torsión si el momento que causa el agrietamiento del concreto es mayor que el momento torsionante aplicado, por lo tanto:

$$\begin{aligned}
 T_u &= 288.11 \quad \text{tonm} \\
 V_{tu} &= 594.90 \quad \text{ton} \\
 A_{cp} &= 45000 \quad \text{cm}^2 \\
 p_{cp} &= 1040 \quad \text{cm}
 \end{aligned}
 \qquad
 T_u < \varphi 0.265 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \cdot 10^{-5} = 72.40 \quad \text{tonm}$$

Como el momento torsionante (288.11 ton) es mayor que el momento que causa el agrietamiento de la sección (72.4 ton), no se pueden despreciar los efectos por torsión.

4.1.3.1 Tamaño mínimo de la sección transversal

Las dimensiones de la sección transversal son adecuadas para resistir los efectos de torsión si se cumple la siguiente desigualdad:

$$\sqrt{\left(\frac{V_{tu}}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \varphi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c} \right)$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= 35964 \quad \text{cm}^2 \\
 p_h &= 968 \quad \text{cm}
 \end{aligned}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_{tu}}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} = 21.71 \quad \text{kg/cm}^2 \qquad \varphi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c} \right) = 33.35 \quad \text{kg/cm}^2$$

Como 21.71 kg/cm² es menor que 33.35 kg/cm², el tamaño de la sección es suficiente para tolerar los efectos de torsión.

4.1.3.2 Separación de barras longitudinales y estribos

La separación máxima entre barras longitudinales es de 30 cm, mientras que la separación propuesta en el proyecto es de 15 cm, por lo tanto está dentro del límite. Respecto a la separación de estribos, esta debe ser inferior o igual al menor de los siguientes valores:

$$s = \begin{cases} P_h/8 = & 121 & \text{cm} \\ 12 \text{ in} = & 30 & \text{cm} \end{cases}$$

La separación máxima es de 30 cm. En el proyecto se propone una separación de estribos de 14 cm, por lo tanto, cumple la condición.

4.1.3.3 Refuerzo transversal

El área de refuerzo transversal se obtiene con la siguiente fórmula:

$$A_o = 0.85 A_{oh} = 30569.4 \text{ cm}^2$$

$$\theta = 45.00^\circ$$

$$A_t = \frac{s T_n A_c 10^5}{2 A_o f_y \cot \theta} = \frac{s T_n \cdot 10^5}{2 A_o f_y \cot \theta} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Esta área de acero (1.57 cm²) debe ser proporcionada por una de las ramas del estribo que confina el perímetro del núcleo de concreto de la sección. En el proyecto se utilizan estribos del #10 para este propósito, por lo cual el área proporcionada (7.92 cm²) es mayor que el área necesaria.

4.1.3.4 Refuerzo longitudinal

El área de acero longitudinal se obtiene de la siguiente manera:

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right) \cot^2 \theta = 108.61 \text{ cm}^2$$

El área de acero longitudinal proporcionada en el proyecto se resume en la tabla 4.3:

Tabla 4.3 Área total de acero de refuerzo longitudinal

Refuerzo	No. de varilla	Cantidad	Área [cm ²]
Flexión	12	52	592.85
Torsión	8	29	273.62
		A _{st} =	866.47

El área de acero necesaria es:

$$A_{sn}+A_f= 395.80 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero proporcionada en el proyecto (866.47 cm²) es mayor que el área de acero necesaria (395.80 cm²), se considera que el refuerzo longitudinal es suficiente para solventar los efectos ocasionados por la torsión del elemento.

4.1.4 Refuerzo de las ménsulas

En las especificaciones estándar de la AASHTO en su decimosexta edición se recomienda consultar las notas de la Portland Concrete Association (PCA), ya que no contempla el diseño de vigas con ménsulas o bien, cabezales de sección T invertida en este caso. De acuerdo a lo anterior se hará referencia a las notas de la PCA concernientes a la norma ACI-318-05. Las cargas verticales empleadas en la revisión corresponden a la carga muerta (D) y carga viva (CV) transmitida por cuatro camiones. Algunos datos mostrados se basan en la figura 4.4, la cual se muestra a continuación:

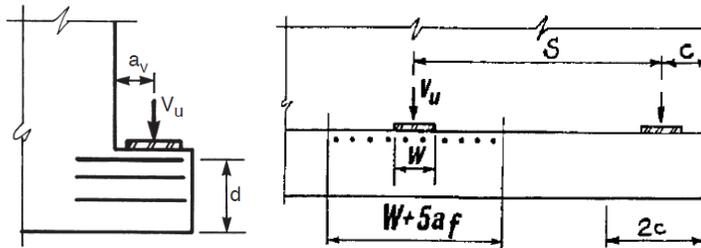


Figura 4.4 Variables utilizadas en el diseño de vigas con ménsulas (PCA, 2005)

Cargas		Geometría	
D=	33.16 ton	d _f =	63.41 cm
CV=	55.31 ton	a _v =	40 cm
Φ=	0.75 Flexión	a _f =	46.59 cm
Φ=	0.75 Cortante	S=	200 cm
Φ=	0.75 Tensión		
Φ=	0.65 Aplastamiento	Placa de apoyo	
μ=	1.4 Coef. de fricción		
V=D+CV=	88.47 ton	W=	40 cm
V _u =1.3D+2.34CV=	139.76 ton	L=	40 cm
		e=	4 cm

4.1.4.1 Aplastamiento

La resistencia por aplastamiento se determina de la siguiente manera:

$$V_n = 0.85WL \cdot 10^{-3} = 476 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 309.4 \text{ ton}$$

Como la carga aplicada (139.76 ton) es menor que la carga que resiste la ménsula (309.4 ton), el elemento no fallará por aplastamiento.

4.1.4.2 Cortante por fricción

El ancho efectivo para cortante por fricción (figura 4.5), se calcula a continuación:

$$b_w = W + 4a_v = 200 \text{ cm}$$

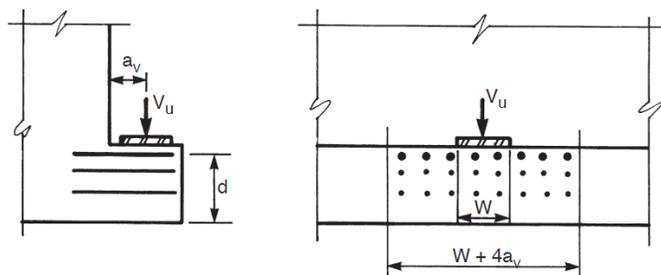


Figura 4.5 Ancho efectivo para fuerza cortante (PCA, 2005)

La fuerza cortante máxima por fricción que se puede transmitir a la sección corresponde al menor de los siguientes valores:

$$V_n = \begin{cases} 0.2f'_c b_w d \cdot 10^{-3} = 887.78 & \text{ton} \\ 56.24b_w d \cdot 10^{-3} = 713.26 & \text{ton} \end{cases} \quad \varphi V_n = 534.95 \quad \text{ton}$$

Como la resistencia de la sección (534.95 ton) es mayor que la fuerza cortante aplicada (139.76 ton), la sección es adecuada para transmitir fuerza cortante.

El área de acero de refuerzo necesaria para resistir la fuerza cortante por fricción es:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \mu f_y} = 31.69 \quad \text{cm}^2$$

4.1.4.3 Flexión y fuerza cortante

Teniendo en cuenta que la carga horizontal máxima transmitida por la carga viva a las ménsulas corresponde a cuatro camiones desplazándose en el mismo sentido más la carga debida a viento repartida entre los ocho apoyos:

$$1.3[9.71+2.10]/8 = 1.92 \quad \text{ton}$$

Se debe considerar que la carga horizontal no debe ser menor que $N_{uc}=0.2V_u$, entonces:

$$N_{uc} = 0.2V_u = 27.95 \quad \text{ton}$$

Rige la carga de 27.95 ton, por lo tanto, el área de acero necesaria para resistir la tensión directa se calcula de la siguiente manera:

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} = 8.87 \quad \text{cm}^2$$

El ancho efectivo para flexión (figura 4.6), se calcula a continuación:

$$b_w = W + 5a_f = 272.95 \quad \text{cm}$$

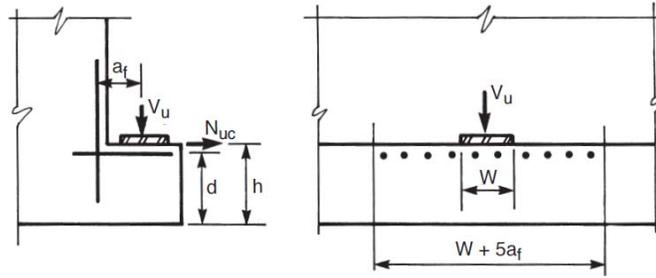


Figura 4.6 Ancho efectivo para flexión (PCA, 2005)

El ancho b_w debe ser menor o igual que $S=200$ cm, por lo tanto $b_w=200$ cm.

El momento aplicado a la ménsula es el siguiente:

$$M_u = V_u a_f + N_{uc}(h_1 - d) = 66.96 \quad \text{tonm}$$

El área de acero necesaria se calcula siguiendo el mismo procedimiento mostrado en la sección 4.1.1, entonces:

$$A_f = 34.07 \quad \text{cm}^2$$

El área de acero mínimo es:

$$A_{s \min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 42.28 \quad \text{cm}^2$$

El área de acero máximo es:

$$p_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) = 0.0340 \quad A_{s \max} = p_b b_w d = 431.52 \quad \text{cm}^2$$

De acuerdo con lo anterior $A_f=42.28$ cm², ya que el área calculada (34.07 cm²) es menor que el área mínima, entonces, el área de acero principal es el mayor de los siguientes valores:

$$A_{sc} = \begin{cases} A_f + A_n = 51.15 & \text{cm}^2 \\ 2/3 A_{vf} + A_n = 30.00 & \text{cm}^2 \end{cases}$$

El área de acero principal (51.15 cm²) es menor que el valor máximo (431.52 cm²). En el proyecto se utilizan 14 varillas del #10 en un ancho de 200 cm o bien 110.88 cm², entonces, el área suministrada es mayor que el área requerida, por lo tanto, cumple.

$$A_{v \min} = \frac{1}{2f_y} \left(\frac{V_u}{\phi} - 0.53b_w d \sqrt{f'_c} \right) = 7.21 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero proporcionada (11.4 cm²) es mayor que el área de acero necesaria (7.21 cm²), el refuerzo suministrado cumple con la cantidad necesaria de acero de acuerdo con este planteamiento.

4.1.4.4 Punzonamiento

La resistencia al punzonamiento se determina considerando el perímetro crítico ilustrado en la figura 4.9, entonces:

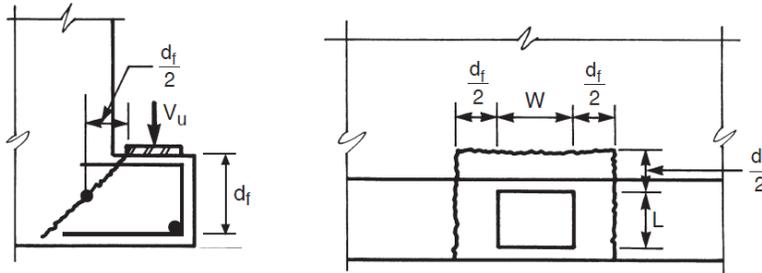


Figura 4.9 Falla por punzonamiento (PCA, 2005)

$$V_n = 1.06\sqrt{f'_c} (W + 2L + 2d_f) d_f \cdot 10^{-3} = 310.39 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 232.79 \text{ ton}$$

La sección resiste la falla por punzonamiento ya que la carga aplicada (139.76 ton) es menor que la resistencia de la ménsula (232.79 ton).

4.1.4.5 Refuerzo de izaje

El ancho efectivo (figura 4.10) considerado para el cálculo del acero de izaje se obtiene a continuación:

$$b_w = W + 3a_v = 160 \text{ cm}$$

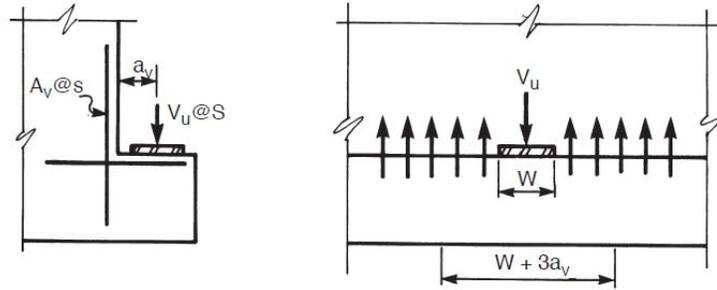


Figura 4.10 Ancho efectivo de izaje (PCA, 2005)

Se elige la mayor área de acero, ya sea calculada por resistencia o por servicio, entonces:

Por resistencia:

$$A_v = \frac{V_u s}{\phi f_y S} = 3.11 \text{ cm}^2$$

Por servicio:

$$A_v = \frac{V_s}{0.5 f_y b_w} = 3.69 \text{ cm}^2$$

Rige el refuerzo por servicio, entonces $A_v = 3.69 \text{ cm}^2$.

Considerando que el área de acero transversal proporcionada por una rama del #10 de los estribos externos del cabezal es 7.92 cm^2 . El área de acero debe ser suficiente para cubrir el área que se requiere por torsión y el izaje de la ménsula, entonces, la cantidad total se calcula a continuación:

$$A_t + A_v = 5.26 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el área de acero proporcionada es suficiente para resistir la torsión y las cargas verticales transmitidas por las ménsulas.

Adicionalmente, el acero de izaje debe cumplir la siguiente relación para evitar el modo de falla por fuerza cortante que se ilustra en la figura 4.11:

$2V_u =$	279.52	ton	$2V_u \leq 2 \left(2\phi \sqrt{f'_c} b_f d'_f \right) + \frac{\phi A_v f_y}{s} (W + 2d'_f) = 1364.89 \text{ ton}$
$b_f =$	300	cm	
$d'_f =$	63.41	cm	

$2V_u = 279.52$ ton
 $b_f = 300$ cm
 $d'_f = 63.41$ cm

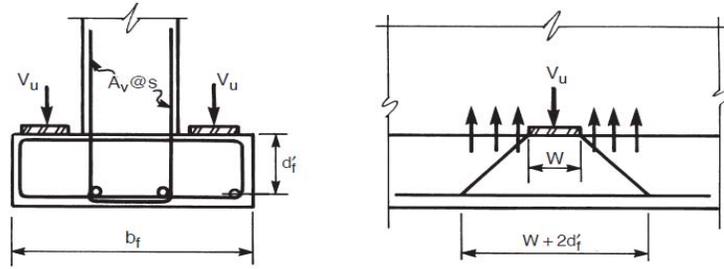


Figura 4.11 Falla por fuerza cortante en vigas tipo T invertida (PCA, 2005)

Como $2V_u = 279.52$ ton es menor que 1364.89 ton, el acero de izaje cumple las condiciones necesarias para reforzar el cabezal de sección tipo T invertida.

4.1.5 Deflexiones

Considerando que la longitud en voladizo del cabezal es 600 cm, el código ACI sugiere que las deflexiones se pueden limitar a valores aceptables si el peralte de la sección (220 cm) es mayor que el peralte mínimo. Para vigas en voladizo el peralte mínimo recomendado es el siguiente:

$$H_{min} = \frac{L}{8} = 75 \text{ cm} \quad H_{min} \leq H \quad \text{Cumple}$$

Despreciando el acero en compresión se calcula el momento de inercia agrietado (I_{cr}) a partir de la sección transformada (figura 4.12) conforme al procedimiento propuesto por la PCA, entonces:

$E_s = 2100000$ kg/cm²
 $E_c = 261916.02$ kg/cm²

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8.02$$

$$C = \frac{b_2}{nA_s} = 0.03 \text{ 1/cm}$$

$$f = \frac{h_1(b_1 - b_2)}{nA_s} = 2.06$$

$$kd = \frac{\sqrt{C(2d + h_1f) + (1 + f)^2} - (1 + f)}{C} = 65.39 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{(b_1 - b_2)h_1^3}{12} + \frac{b_2kd^3}{3} + h_1(b_1 - b_2)(kd - 0.5h_1)^2 + nA_s(d - kd)^2 = 1.14E+08 \text{ cm}^4$$

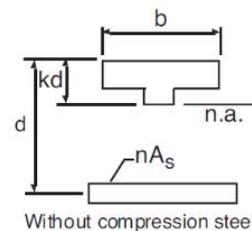


Figura 4.12 Sección transformada (PCA, 2005)

Con el momento de inercia agrietado (I_{cr}) se calcula el momento de inercia equivalente (I_e), para determinar las deflexiones por carga muerta y carga viva considerando el momento flexionante correspondiente a estos estados de carga (M_D y M_L respectivamente) sin factorizar. Utilizando los datos correspondientes a la combinación G1-1, se tiene:

$$\begin{aligned}
 I_g &= 1.89E+08 \text{ cm}^4 \\
 M_D &= 771.58 \text{ tonm} \\
 M_L &= 554.92 \text{ tonm}
 \end{aligned}
 \quad
 y_t = H - \frac{(b_1 - b_2)h_1^2 + b_2H^2}{2[(b_1 - b_2)h_1 + b_2H]} = 126.33 \text{ cm}$$

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} = 37.42 \text{ kg/cm}^2 \quad M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = 5.60E+07 \text{ kgcm}$$

$$I_{eD} = \left(\frac{M_{cr}}{M_D}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_D}\right)^3\right] I_{cr} = 1.43E+08 \text{ cm}^4 \quad I_{eD} \leq I_g \quad \text{Cumple}$$

$$I_{eL} = \left(\frac{M_{cr}}{M_L}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_L}\right)^3\right] I_{cr} = 1.89E+08 \text{ cm}^4 \quad I_{eL} \leq I_g \quad I_{eL} = I_g$$

Las deflexiones debidas a la carga muerta y a la carga viva se calculan aplicando la siguiente expresión propuesta por la PCA, donde $K=2.4$ para vigas en voladizo, entonces:

$$\Delta_D = K \frac{5}{48} \left(\frac{M_D L^2}{E_c I_{eD}}\right) = 0.19 \text{ cm} \quad \Delta_L = K \frac{5}{48} \left(\frac{M_L L^2}{E_c I_{eL}}\right) = 0.10 \text{ cm}$$

La deflexión a largo plazo se obtiene despreciando el acero ubicado en la zona de compresión y considerando que la carga muerta es la única carga sostenida que actúa en el cabezal, multiplicada por el siguiente factor (AASHTO 8.13.4):

$$\gamma = 3 - 1.2 \left(\frac{A'_s}{A_s}\right) = 3.00$$

Por lo tanto, la deflexión total es:

$$\Delta_T = \gamma \Delta_D + \Delta_L = 0.66 \text{ cm}$$

Considerando como límite para las deflexiones el que recomienda la AASHTO para superestructuras en voladizo (AASHTO 8.9.3.2):

$$\Delta_P = \frac{L}{300} = 2.00 \text{ cm} \quad \Delta_T < \Delta_P \quad \text{Cumple}$$

La deflexión del cabezal (0.66 cm) se encuentra dentro del límite permitido (2 cm).

En términos generales, el cabezal fue diseñado cumpliendo los requisitos de acero de refuerzo necesarios para solventar los tipos de falla previstos tanto a flexión, cortante, torsión y el izaje de las ménsulas; incluyendo deflexiones inmediatas y a largo plazo.

4.2 Revisión de la pila

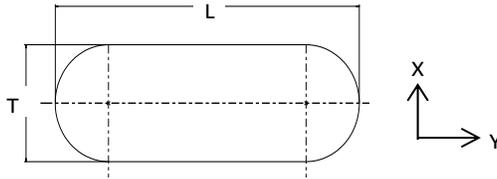
A continuación se presenta el resumen de algunos de los datos utilizados en la revisión de la columna:

Propiedades

$f'_c =$	500	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²
$\beta_1 =$	0.69	
$\Phi =$	0.9	Flexión
$\Phi =$	0.65	Compresión
$\Phi =$	0.75	Cortante

Geometría

L =	400	cm
T =	140	cm
$r_y =$	6.5	cm
$r_x =$	6.5	cm
$d_x =$	133.5	cm
$d_y =$	393.5	cm
$A_g =$	51793.80	cm ²
$I_x =$	6.00E+08	cm ⁴
$I_y =$	7.81E+07	cm ⁴



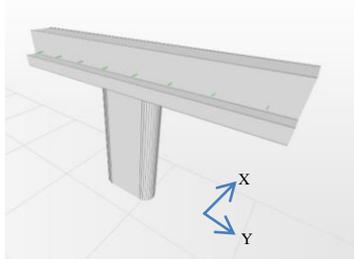
4.2.1 Efectos de esbeltez

Las columnas que forman parte de puentes como el distribuidor LEA-Abasolo se consideran como elementos no restringidos contra desplazamiento lateral, por lo cual debe tomarse en cuenta los efectos de esbeltez en su diseño. Sin embargo, el código ACI permite descartar los efectos de esbeltez si $H'/r < 22$, entonces:

H =	810	cm
k =	2	
$H' = kH =$	1620	cm

$r_{xz} = \sqrt{I_y/A_g} =$	38.82	cm	$H'/r_{xz} =$	41.73
			$H'/r_{xz} < 22$	No cumple
$r_{yz} = \sqrt{I_x/A_g} =$	107.62	cm	$H'/r_{yz} =$	15.05
			$H'/r_{yz} < 22$	Cumple

Donde r_{yz} y r_{xz} son los radios de giro contenidos en los planos YZ y XZ respectivamente, de acuerdo con la orientación de los ejes X, Y que se muestra en la figura 4.13. Por lo tanto sólo se consideran los efectos de esbeltez en la dirección del eje X aplicando el método simplificado para amplificar los momentos. Para dar una muestra del procedimiento a seguir, se utilizan los datos obtenidos del análisis sísmico para la combinación del grupo VII-1 mencionado en la tabla 3.7 de la sección anterior. La tabla adjunta a la figura 4.13 contiene los desplazamientos para los casos de carga muerta (D), carga viva accidental (VACC) y sismo dinámico en X (SXD) de acuerdo con la orientación de ejes mostrada.



Caso	Δ_x
D	-2.315E-17
VACC	-0.000045
SXD	0.077681
SYD	2.663E-07

Figura 4.13 Desplazamientos calculados por el programa Sap2000

En seguida se presentan las fuerzas axiales, cortantes y momentos flexionantes ubicados en el extremo superior e inferior de la columna para cada estado de carga. En los dos renglones ubicados al final de la tabla 4.4 se calculan los momentos últimos en el extremo superior (M_{us}) y en el extremo inferior de la columna (M_{ui}).

Tabla 4.4 Fuerzas axiales, cortantes y momentos flexionantes para cada estado de carga.

Extremo	Caso	P_u	V_{ux}	V_{uy}	M_{ux}	M_{uy}
Superior	D	-695.48	0.00	0.00	0.00	0.00
Superior	VACC	-120.51	0.00	0.00	0.27	-0.32
Superior	SXD	0.02	83.50	0.00	0.01	96.42
Superior	SYD	0.01	0.00	91.08	397.54	0.01
Inferior	D	-795.98	0.00	0.00	0.00	0.00
Inferior	VACC	-120.51	0.00	0.00	0.27	-0.32
Inferior	SXD	0.02	83.50	0.00	0.01	771.44
Inferior	SYD	0.01	0.00	91.08	1021.50	0.01
				$M_{us} =$	516.80	37.62
				$M_{ui} =$	1327.96	300.87

Con los datos proporcionados se obtienen las fuerzas y momentos últimos para determinar los momentos amplificados M_1 y M_2 de acuerdo con las expresiones citadas a continuación:

$P_u =$	1191.40	ton			
$V_u =$	32.57	ton		$\lambda = \frac{P_u Q \Delta}{V_u l_c} =$	0.27
$M_{1ns} =$	0	tonm			
$M_{2ns} =$	0	tonm		$F_{as} = \frac{1}{1 - \lambda} =$	1.38
$M_{1s} =$	37.62	tonm			
$M_{2s} =$	300.87	tonm		$M_1 = M_{1ns} + F_{as} M_{1s} =$	51.75 tonm
$\Delta =$	0.03	m			
$Q =$	2			$M_2 = M_{2ns} + F_{as} M_{2s} =$	413.93 tonm
$l_c =$	8.1	m			

En el caso de las combinaciones por viento (G2 y G3) el valor de Q es uno. Por otro lado, para que el método sea válido $F_{as} \leq 1.5$, de lo contrario debe utilizarse un análisis de segundo orden o emplear el método alternativo. Otra condición que debe verificarse es la siguiente:

$$M_{ns} + F_{as} M_s \leq 1.4(M_{ns} + M_s)$$

De acuerdo con lo anterior, los momentos amplificados deben ser menores que los momentos originales incrementados 40%, de no ser así las dimensiones de la estructura o sistema estructural deben modificarse. En las tablas 4.5 y 4.6 se muestra un resumen de los momentos y fuerzas cortantes obtenidos para cada combinación de carga tanto en la base como en el extremo superior de la columna. Las celdas resaltadas en la tabla 4.6 indican las combinaciones que producen la carga axial, fuerza cortante y momento flexionante máximos en cada dirección de análisis.

Tabla 4.5 Fuerzas axiales, cortantes y momentos flexionantes, extremo superior de la columna

Extremo	Combinación	P_u [ton]	V_{ux} [ton]	V_{uy} [ton]	M_{ux} [tonm]	M_{uy} [tonm]
Superior	G1-1	-1568.7565	0.0000	0.0000	-2208.8224	3.0787
Superior	G1-3	-1965.7635	0.0000	0.0000	-423.7916	2.7177
Superior	G1-4	-1436.0761	-1.804E-10	-9.177E-12	-203.96068	638.34256
Superior	G2	-1436.0761	-1.804E-10	-9.177E-12	-203.96068	638.34256
Superior	G3-1	-1273.3643	22.9468	-16.0446	-1267.3137	33.3814
Superior	G3-3	-1622.2318	40.9824	-16.0446	-326.8487	50.4627
Superior	G3-4	-1263.9438	23.0139	-16.0446	-178.15197	463.51789
Superior	G7-1	-1060.7704	32.5673	118.4054	517.1521	37.1945
Superior	G7-2	-1060.7599	108.5508	35.5233	155.4016	124.9315

Tabla 4.6 Fuerzas axiales, cortantes y momentos flexionantes en el extremo inferior de la columna

Extremo	Combinación	P _u [ton]	V _{ux} [ton]	V _{uy} [ton]	M _{ux} [tonm]	M _{uy} [tonm]
Inferior	G1-1	-1699.4004	0.0000	0.0000	-2208.8224	3.0787
Inferior	G1-3	-2096.4073	0.0000	0.0000	-423.7916	2.7177
Inferior	G1-4	-1566.72	-1.804E-10	-9.177E-12	-203.96068	638.34256
Inferior	G2	-1034.7678	14.5210	-34.0990	-295.8255	104.1647
Inferior	G3-1	-1404.0081	25.0645	-17.0157	-1402.3249	230.2631
Inferior	G3-3	-1752.8756	43.1001	-17.0157	-461.8599	393.4324
Inferior	G3-4	-1394.5877	25.1316	-17.0157	-313.16315	660.94294
Inferior	G7-1	-1191.4142	32.5673	118.4054	1328.3121	300.4466
Inferior	G7-2	-1191.4038	108.5508	35.5233	398.7542	1002.4472

De la tabla 4.6 se puede apreciar que las combinaciones más desfavorables son las que pertenecen a los grupos uno (G1) y siete (G7). A continuación se muestran los desplazamientos correspondientes a cada combinación:

Tabla 4.7 Desplazamientos calculados por el programa SAP2000

Combinación	Δ _x [m]
G2	0.0094
G3-1	0.0232
G3-3	0.0395
G3-4	0.0894
G7-1	0.0302
G7-2	0.1009

En la tabla 4.8 se muestran los momentos amplificados para las combinaciones de los grupos G2, G3 y G7, las combinaciones del grupo G1 no se incluyen en los cálculos debido a que por definición, el factor λ requiere de una carga lateral y un desplazamiento para que el factor de amplificación sea mayor que la unidad. En el grupo G1 no hay cargas laterales y los desplazamientos son despreciables, entonces:

Tabla 4.8 Momentos amplificados para las combinaciones de carga consideradas

Combinación	F _{ac}	M ₁	M ₂	M _{1ns} +M _{1s}	M _{2ns} +M _{2s}	M ₁ <1.4(M _{1ns} +M _{1s})	M ₂ <1.4(M _{2ns} +M _{2s})
G2	1.09	695.84	113.55	893.68	145.83	Sí	Sí
G3-1	1.19	39.75	274.17	46.73	322.37	Sí	Sí
G3-3	1.25	62.93	490.61	70.65	550.81	Sí	Sí
G3-4	2.58	1195.86	1705.21	648.93	925.32	No	No
G7-1	1.38	51.17	413.34	52.07	420.63	Sí	Sí
G7-2	1.38	171.97	1379.86	174.90	1403.43	Sí	Sí

Los factores de amplificación (F_{as}) son menores que 1.5 en la mayoría de las combinaciones mostradas en la tabla anterior, y los momentos originales aumentados 40% son mayores a los momentos amplificados con estos factores. Sin embargo, en la combinación G3-4 el factor F_{as}=2.58 es mayor que 1.5, por lo cual, se requiere utilizar el método alternativo para el cálculo de los momentos amplificados, entonces:

$$\begin{aligned}
 P_0 &= 1034.76 \text{ ton} & \beta_d &= \frac{P_0}{P_u} = 0.74 \\
 P_u &= 1394.59 \text{ ton} \\
 M_{1ns} &= 332.14 \text{ tonm} & EI &= \frac{0.4E_c I_y}{1 + \beta_d} = 537918.89 \text{ tonm}^2 \\
 M_{2ns} &= 332.14 \text{ tonm} \\
 M_{1s} &= 131.37 \text{ tonm} & P_c &= \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} = 20229.56 \text{ ton} \\
 M_{2s} &= 328.28 \text{ tonm} \\
 E_c &= 3000657.8 \text{ ton/m}^2 & \delta &= \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} = 1.10 \\
 k &= 2 \\
 l_u &= 8.1 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_1 &= M_{1ns} + \delta M_{1s} = 476.81 \text{ tonm} \\
 M_2 &= M_{2ns} + \delta M_{2s} = 693.65 \text{ tonm}
 \end{aligned}$$

Verificando que:

$$\begin{aligned}
 M_1 &\leq 1.4(M_{1ns} + M_{1s}) = 648.92 \text{ tonm} && \text{Cumple} \\
 M_2 &\leq 1.4(M_{2ns} + M_{2s}) = 924.59 \text{ tonm} && \text{Cumple}
 \end{aligned}$$

De lo anterior se puede afirmar que la sección transversal de la columna es adecuada para soportar los efectos de esbeltez en la dirección X, mientras que en la dirección Y estos efectos son despreciables.

4.2.2 Flexocompresión

En el proyecto se propone un arreglo de 72 varillas del #10 espaciadas cada 12 cm. La cuantía mínima sugerida para elementos en compresión (ACI 10.9.1) es del orden del 1%, del área bruta de la sección transversal, entonces:

$$A_s = 570 \text{ cm}^2 \quad \% = 1.10 \quad \text{Cumple}$$

Con la ayuda del programa sap2000 se obtienen los diagramas de interacción de la columna en la dirección X y Y de la sección transversal de la columna. La figuras 4.14 a 4.16 muestran la sección transversal modelada en el programa SAP2000 así como los diagramas de interacción calculados:

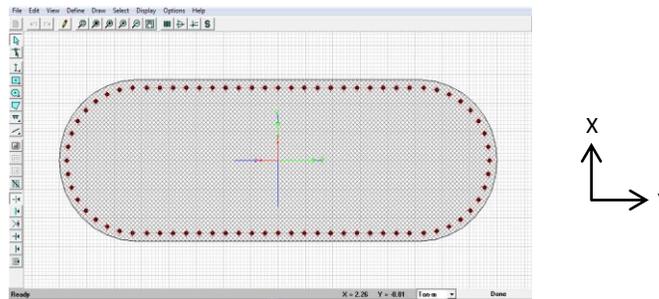


Figura 4.14 Sección transversal de la columna modelada con el programa sap2000

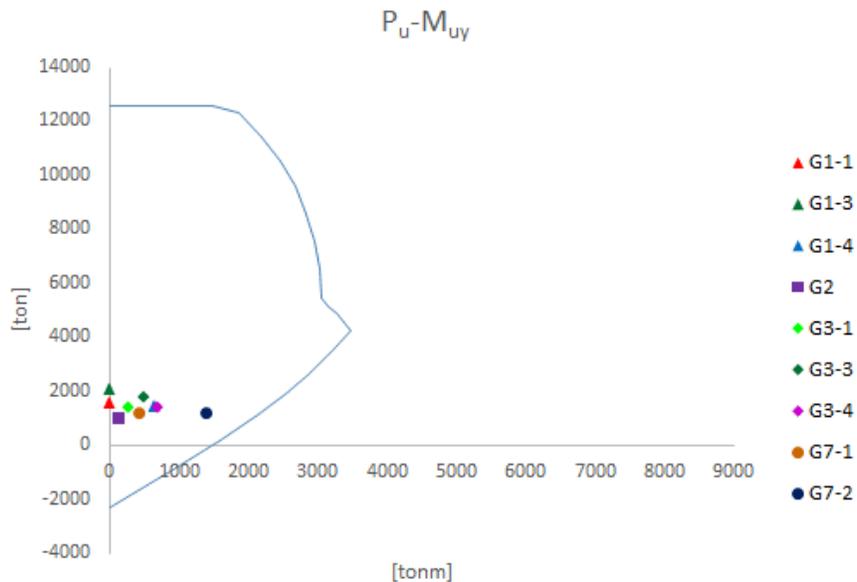


Figura 4.15 Diagrama de interacción calculado respecto al eje Y

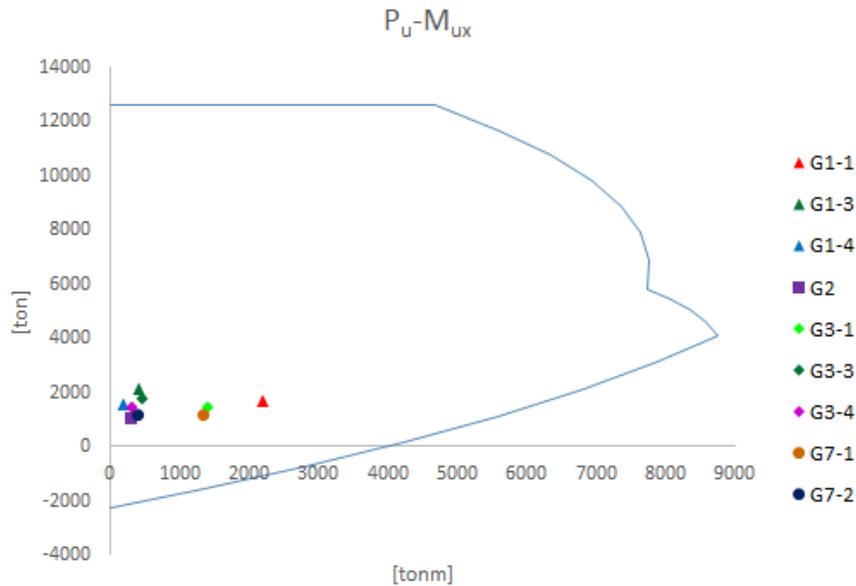


Figura 4.16 Diagrama de interacción calculado respecto al eje X

En las figuras 4.15 y 4.16 se pueden apreciar algunos puntos graficados, los cuales representan las combinaciones de momento y carga axial correspondientes al análisis estructural del tramo del puente en estudio y de la revisión de los efectos de esbeltez realizada anteriormente. Se puede apreciar que dichos puntos se localizan dentro del contorno del diagrama de interacción, el cual representa las combinaciones de momento y carga axial que resiste la columna. Por lo tanto, se puede afirmar que el elemento cuenta con la resistencia necesaria para solventar los momentos y cargas axiales demandados en condiciones de servicio.

4.2.3 Fuerza cortante

La fuerza cortante máxima que actúa en la direcciones X y Y, corresponde a las combinaciones G7-1 y G7-2 debidas a sismo, entonces:

$$V_{ux} = 118.40 \text{ ton} \quad V_{uy} = 108.55 \text{ ton}$$

Para elementos en compresión, la resistencia del concreto a la fuerza cortante se calcula como se muestra a continuación:

$$N_u = P_u = 1191.41 \text{ ton}$$

En la dirección X:

$$V_{cx} = 0.53 \left[1 + \frac{N_u}{140A_g} \right] \sqrt{f'_c} L d_x = 632.96 \quad \text{ton} \quad \phi V_{cx} = 474.72 \quad \text{ton}$$

En la dirección Y:

$$V_{cy} = 0.53 \left[1 + \frac{N_u}{140A_g} \right] \sqrt{f'_c} T d_y = 652.99 \quad \text{ton} \quad \phi V_{cy} = 489.74 \quad \text{ton}$$

Considerando que en el proyecto se propone un estribo perimetral con dos ramas y once ganchos del #4 en la dirección X, mientras que en la dirección Y, el área de acero es proporcionada por el mismo estribo perimetral. La resistencia que aporta el acero de refuerzo se calcula a continuación:

$$A_{vx} = 13(1.27) = 16.47 \quad \text{cm}^2 \quad V_{sx} = \frac{\phi A_{vx} f_y d_x}{s} = 692.52 \quad \text{ton}$$

$$A_{vy} = 2(1.27) = 2.54 \quad \text{cm}^2 \quad V_{sy} = \frac{\phi A_{vy} f_y d_y}{s} = 106.81 \quad \text{ton}$$

La resistencia total a la fuerza cortante en la dirección X y en la dirección Y se presenta a continuación:

$$V_{Rx} = V_{sx} + \phi V_{cx} = 1167.24 \quad \text{ton}$$

$$V_{Ry} = V_{sy} + \phi V_{cy} = 596.55 \quad \text{ton}$$

La fuerza cortante en X (118.40 ton) es menor que la fuerza que resiste la sección en esta dirección (1167.24 ton). De igual manera, la fuerza cortante en Y (108.55 ton) es menor que la fuerza que resiste la sección en esta dirección (596.55 ton). Como se puede observar las acciones por sismo rigen el diseño de la columna y no superan la resistencia del elemento. Sin embargo, el aspecto que predomina además de la resistencia a la fuerza cortante es el confinamiento del acero longitudinal, por lo tanto, la cantidad de refuerzo transversal necesario para cubrir este requisito es la mayor de las áreas calculadas en cada dirección de análisis, tal como se muestra a continuación:

$$\begin{array}{l}
 s = 10 \quad \text{cm} \\
 h_{cx} = 127 \quad \text{cm} \\
 h_{cy} = 387 \quad \text{cm} \\
 A_c = 45687.69 \quad \text{cm}^2
 \end{array}
 \quad
 A_{shx} = \left\{ \begin{array}{l}
 0.3sh_{cx} \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 6.06 \quad \text{cm}^2 \\
 0.09sh_{cx} \frac{f'_c}{f_y} = 13.61 \quad \text{cm}^2
 \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned}
 A_{shx} &= 13.61 \text{ cm}^2 \\
 A_{shy} &= 41.46 \text{ cm}^2
 \end{aligned}
 \quad
 A_{shy} = \begin{cases} 0.3sh_{cy} \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 18.47 \text{ cm}^2 \\ 0.09sh_{cy} \frac{f'_c}{f_y} = 41.46 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Considerando lo anterior, se puede afirmar que el área de acero total proporcionada en la dirección X (16.51 cm²) es mayor que el área necesaria (13.61 cm²) para confinar la sección. En cambio en la dirección Y, el área proporcionada (2.54 cm²) es menor que el área necesaria (41.46 cm²). Además, también se requieren ganchos intermedios en esta dirección, ya que la separación observada entre las ramas del estribo, es 127 cm; la separación máxima entre las varillas que confinan el acero longitudinal debe ser 35 cm, por lo tanto, tampoco se cumple este requisito.

De acuerdo a lo mencionado anteriormente, la columna satisface parte de los requisitos de confinamiento que permiten la formación de articulaciones plásticas al no brindar el confinamiento necesario a la sección en la dirección del lado mayor, lo cual no se considera estrictamente necesario debido a que la ciudad de Saltillo no se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico. Sin embargo, en lugares donde la actividad sísmica es frecuente, sí es indispensable cumplir con esta condición, por lo cual en la figura 4.17 se muestran algunas recomendaciones para distribuir el refuerzo transversal en una columna oblonga, ya sea con estribos (figura 4.17a) o mediante zunchos traslapados (figura 4.17b), de acuerdo con algunas de las investigaciones del Instituto Chino de Ingenieros (Tzu Liang Wu et., al, 2013).

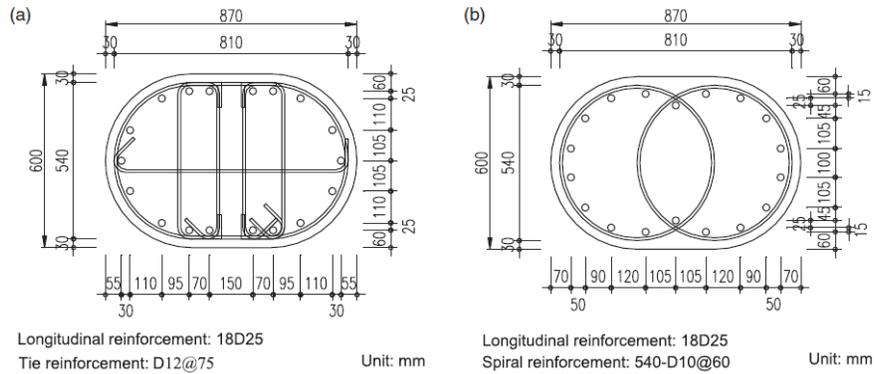


Figura 4.17 Refuerzo transversal para columnas oblongas (T-L Wu et., al, 2013)

La separación de los estribos en los extremos de la columna es el menor de los tres valores calculados en seguida:

$$\begin{aligned}
 d_b &= 3.18 \text{ cm} \\
 h_x &= 127 \text{ cm}
 \end{aligned}
 \quad
 S = \begin{cases} c_{min}/4 = 35 \text{ cm} \\ 6d_b = 19.05 \text{ cm} \\ S_0 = 15.85 - 0.33h_x = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

La separación de estribos en los extremos de la columna es de 10 cm.

La longitud de confinamiento en los extremos de la columna es el mayor de los tres valores calculados abajo:

$$L_0 = \begin{cases} c_{\max} = & 400 & \text{cm} \\ L/6 = & 135 & \text{cm} \\ 18 \text{ in} = & 45 & \text{cm} \end{cases}$$

De los cálculos anteriores se consideró que la longitud de confinamiento de 400 cm es muy conservadora, ya que al tomarla en cuenta en ambos extremos de la columna implicaría que la separación de 10 cm en los estribos rige en la totalidad de la altura de la columna (810 cm), por esta razón se considera una distancia de 140 cm como la longitud de confinamiento a revisar. Para justificar el razonamiento planteado se calcula la longitud donde se presenta la articulación plástica de acuerdo con los resultados experimentales reportados en las investigaciones de Priestley (Priestley et al., 1996) de los cuales se deriva la siguiente expresión:

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{yp}d_b = 682.93 \text{ mm}$$

Donde L es la longitud del elemento entre juntas en mm, f_{yp} es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal en MPa y d_b su diámetro en mm. De acuerdo con esta expresión la articulación plástica se presenta a una distancia de 68.29 cm del apoyo la cual queda confinada dentro de la longitud de 140 cm con cual se confirma que no es necesario utilizar una separación de 10 cm en toda la columna.

La separación máxima para los estribos es el menor de los siguientes valores:

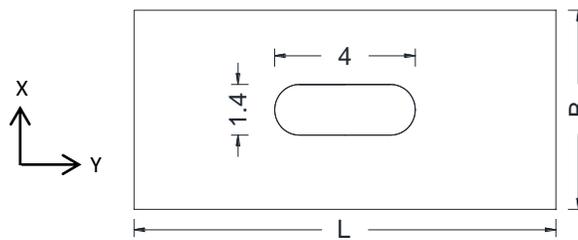
$$S_{\max} = \begin{cases} c_{\min}/4 = & 35 & \text{cm} \\ 6 \text{ in} = & 15 & \text{cm} \end{cases}$$

En el proyecto se utiliza una separación de 10 cm en los extremos de la columna, abarcando una longitud de confinamiento de 175 cm en la base y 190 cm en el extremo superior, mientras que en el resto se contempla una separación de 20 cm. La distribución de estribos propuesta en los extremos de la columna cumple con la separación y la longitud de confinamiento consideradas en la revisión. Sin embargo, la distribución de estribos en el resto de la columna no cumple, debido a que la separación máxima es de 15 cm.

En términos generales la columna cuenta con una resistencia superior a la requerida de acuerdo con los resultados del análisis estructural, tanto a flexocompresión como a fuerza cortante.

4.3 Revisión de la zapata

Para el diseño de la zapata se revisará la combinación más desfavorable que es la G1-1, la cual produce el momento flexionante máximo respecto al eje X.



Propiedades

$f'_c =$	250	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²
$\beta_1 =$	0.85	kg/cm ²
$\Phi =$	0.9	Flexión
$\Phi =$	0.75	Cortante

Geometría

L =	1200	cm
B =	550	cm
H =	170	cm
r =	8.6	cm
d =	161.4	cm
D _f =	400	cm

Cargas

$P_u =$	1699.40	ton	
$M_{ux} =$	2208.82	tonm	
$M_{uy} =$	3.08	tonm	
$R_s =$	55	ton/m ²	Resistencia del suelo
$\gamma_s =$	1.4	ton/m ³	Peso volumetrico del suelo

Peso propio de la cimentación

$V_z =$	112.2	m^3	Volumen de la zapata
$P_z =$	269.28	ton	Peso de la zapata
$P_s =$	195.84	ton	Peso del relleno
$P_{Tu} =$	2304.06	ton	Carga transmitida al suelo

Calculo de las excentricidades

$$e_L = \frac{M_{ux}}{P_{Tu}} = 0.96 \quad m \qquad e_B = \frac{M_{uy}}{P_{Tu}} = 0.00 \quad m$$

Considerando una distribución uniforme de esfuerzos en el suelo, la presión ejercida es:

$$B' = B - 2e_B = 5.50 \quad m$$

$$L' = L - 2e_L = 10.08 \quad m \qquad A' = B' L' = 55.43 \quad m^2$$

$$p_u = \frac{P_{Tu}}{A'} = 41.57 \quad \text{ton}/m^2$$

El esfuerzo aplicado ($41.57 \text{ ton}/m^2$) es menor que el esfuerzo permisible del suelo ($55 \text{ ton}/m^2$).

4.3.1 Revisión suponiendo que la zapata se comporta como losa

De acuerdo con el código ACI en su sección 15.3, las zapatas diseñadas para soportar columnas con sección transversal circular o con formas poligonales regulares se pueden ajustar a una sección cuadrada que tenga la misma área para fines de determinar la sección crítica para el diseño. De acuerdo la figura 4.18, se hace el ajuste de los extremos circulares de la columna como se muestra a continuación:

$$x = \frac{\pi b}{4} = 1.10 \quad m$$

$$Z = 2.6 + x = 3.70 \quad m$$

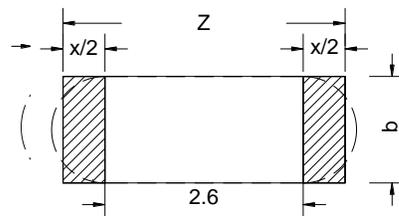


Figura 4.18 Geometría equivalente para el cálculo de las secciones críticas

Se calcula el área crítica a partir del perímetro comprendido a una distancia $d/2$ del paño de la sección transversal equivalente de la columna y multiplicando dicho valor por el peralte efectivo. La fuerza cortante V_u que actúa en la sección crítica se obtiene calculando la reacción del suelo correspondiente al área A_{pc} localizada fuera del contorno delimitado por la sección crítica como lo muestra la figura 4.19.

$$\begin{aligned} b_0 &= 16.66 & \text{m} \\ A_c = b_0 d &= 26.88 & \text{m}^2 \\ A_{pc} &= 49.98 & \text{m}^2 \\ V_u = p_u A_{pc} &= 2077.81 & \text{ton} \end{aligned}$$

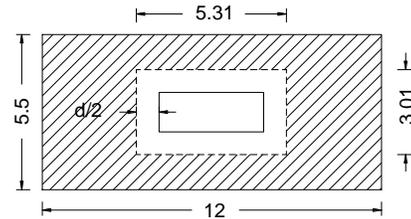


Figura 4.19 Área considerada para el cálculo de la fuerza cortante actuante

El esfuerzo cortante que actúa en la zona crítica es:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} = 77.30 \quad \text{ton/m}^2$$

Adicionalmente se calcula el esfuerzo cortante transmitido a través del momento flexionante (M_{ux}) aplicado en la dirección del lado mayor de la zapata

$$\begin{aligned} c_1 &= 3.7 & \text{m} \\ c_2 &= 1.4 & \text{m} \\ b_1 = (C_1 + d) &= 5.314 & \text{m} \\ b_2 = (C_2 + d) &= 3.014 & \text{m} \end{aligned} \quad \begin{aligned} \gamma_f &= \frac{1}{1 + (2/3)(b_1/b_2)^{0.5}} = 0.53 \\ \gamma_v &= 1 - \gamma_f = 0.47 \end{aligned}$$

$$\frac{J}{c} = \frac{b_1 d (b_1 + 3b_2) + d^3}{3} = 42.44 \quad \text{m}^3 \quad \frac{\gamma_v M_{ux} c}{J} = 24.44 \quad \text{ton/m}^2$$

El esfuerzo cortante total que actúa en la sección es:

$$\frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_{ux} c}{J} = 101.73 \quad \text{ton/m}^2$$

También se considera el esfuerzo cortante proporcionado por el momento flexionante (M_{uy}) aplicado en la dirección del lado menor de la zapata:

$$\begin{array}{llll}
 c_1 = & \mathbf{1.4} & \text{m} & \gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3)(b_1/b_2)^{0.5}} = 0.67 \\
 c_2 = & \mathbf{3.7} & \text{m} & \\
 b_1 = (C_1 + d) = & 3.014 & \text{m} & \gamma_v = 1 - \gamma_f = 0.33 \\
 b_2 = (C_2 + d) = & 5.314 & \text{m} &
 \end{array}$$

$$\frac{J}{c} = \frac{b_1 d (b_1 + 3b_2) + d^3}{3} = 32.14 \quad \text{m}^3 \quad \frac{\gamma_v M_{uy} c}{J} = 0.03 \quad \text{ton/m}^2$$

El esfuerzo cortante total que actúa en la sección es:

$$\frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_{uy} c}{J} = 77.33 \quad \text{ton/m}^2$$

El esfuerzo cortante que resiste el concreto corresponde al menor de los siguientes valores:

$$v_c = \left[\begin{array}{llll}
 \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) 2.7 \sqrt{f'_c} = & 149.99 & \text{ton/m}^2 & \beta = c_1/c_2 = 2.64 \\
 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) 2.7 \sqrt{f'_c} = & 250.86 & \text{ton/m}^2 & \alpha_s = \mathbf{40} \\
 11 \sqrt{f'_c} = & 173.93 & \text{ton/m}^2 & v_c = 149.99 \quad \text{ton/m}^2 \\
 & & & \phi v_c = 112.50 \quad \text{ton/m}^2
 \end{array} \right.$$

El mayor esfuerzo cortante total se debe a M_{ux} (101.30 ton/m²), el cual es menor que el esfuerzo resistente (112.50 ton/m²), por lo tanto la zapata no fallará por punzonamiento.

4.3.2 Revisión suponiendo que la zapata se comporta como viga

4.3.2.1 Fuerza cortante en dirección del lado mayor

Considerando que la sección crítica es paralela al lado mayor de la zapata y que se localiza a una distancia "d" del paño de la columna, la fuerza cortante que actúa en esta sección se calcula considerando la presión ejercida en el área ubicada fuera del perímetro de la sección crítica (figura 4.20), entonces:

$$A_{fpc} = 0.44L' = 4.44 \text{ m}^2$$

$$V_u = p_u A_{fpc} = 184.41 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto es la siguiente:

$$A'_c = L'd = 16.27 \text{ m}^2$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} A'_c \cdot 10 = 1363.72 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1022.79 \text{ ton}$$

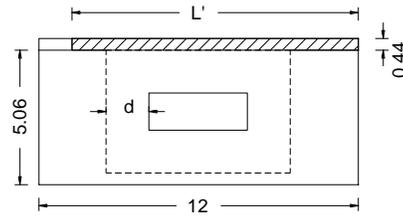


Figura 4.20 Área considerada para el cálculo de la fuerza cortante

Como la fuerza cortante aplicada (184.41 ton) es menor que la fuerza que resiste el concreto (1022.79 ton), no se requieren estribos.

4.3.2.2 Fuerza cortante en dirección del lado menor

Considerando que en este caso, la sección crítica es paralela al lado mayor de la zapata y que se localiza a una distancia "d" del paño de la columna. La fuerza cortante que actúa en esta sección se calcula considerando la presión ejercida en el área ubicada fuera del perímetro de la sección crítica (figura 4.21), entonces:

$$A_{fpc} = 2.56B' = 14.07 \text{ m}^2$$

$$V_u = p_u A_{fpc} = 585.00 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto es la siguiente:

$$A'_c = B'd = 8.87 \text{ m}^2$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} A'_c \cdot 10 = 743.53 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 557.65 \text{ ton}$$

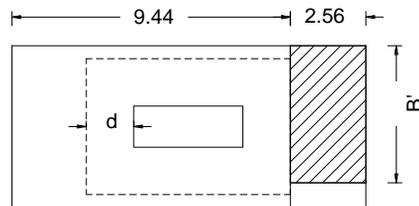


Figura 4.21 Área considerada para el cálculo de la fuerza cortante

Como la fuerza cortante aplicada (585.00 ton) es mayor que la fuerza que resiste el concreto (557.65 ton), se requieren estribos:

A continuación se revisa la resistencia que aportan los estribos. En el proyecto se proponen cuatro estribos con dos ramas del #6. El área total de acero se calcula en la tabla 4.9:

Tabla 4.9 Área total de acero de refuerzo transversal

Estribos	No. de varilla	Área [cm ²]	No. de ramas	Área total [cm ²]
4	6	2.85	2	22.80
A _v =				22.80

La separación de estribos es de 20 cm, por lo tanto la resistencia total de la sección a la fuerza cortante se obtiene de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{s} = 579.63 \text{ ton} \qquad V_R = V_s + \phi V_c = 1137.28 \text{ ton}$$

La fuerza que resiste la sección (1137.28 ton) es mayor que la fuerza cortante aplicada (557.65 ton), por lo tanto, cumple.

4.3.2.3 Flexión en dirección del lado mayor

En este caso, la sección crítica se localiza al paño de la columna, paralelamente a la dirección del lado menor (figura 4.22). De acuerdo a lo mencionado, el cálculo del momento último se muestra a continuación:

$$c = 370.00 \text{ cm} \qquad M_u = p_u \frac{B'}{8} (L - c)^2 = 1967.82 \text{ tonm}$$

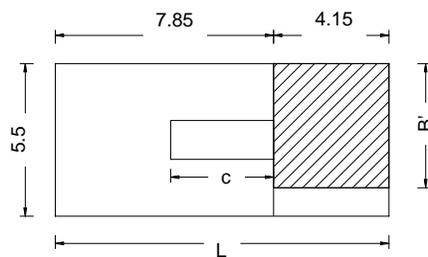


Figura 4.22 Área considerada para el cálculo del momento flexionante

De acuerdo con la sección 10.5.4 del ACI, la cuantía mínima de acero de refuerzo es 0.0018 para losas y zapatas. Debido a que la zapata tiene un gran peralte (170 cm), se considera distribuir esta cuantía en dos lechos, por lo tanto el área de acero mínima es:

$$A_{s\min} = 0.0009bd = 79.89 \text{ cm}^2$$

El área de acero máxima es:

$$p_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) = 0.0255 \quad A_{smax} = p_b b d = 2263.95 \text{ cm}^2$$

En el proyecto se propone la siguiente cantidad de varillas tanto en el lecho superior como en el inferior de acuerdo con la tabla 4.10.

Tabla 4.10 Área de acero de refuerzo longitudinal

Lecho	Cantidad	No. de varilla	Área [cm ²]	Área total [cm ²]
Superior	27	6	2.85	76.96
Inferior	54	10	7.92	427.53

El área de acero proporcionada en el lecho superior (76.96 cm²) es ligeramente menor al área mínima (79.89 cm²); es aceptable. Mientras que en el lecho inferior el área de acero (427.53 cm²) es mayor que el área mínima y menor que el área máxima (2263.95 cm²).

El momento resistente se calcula con el área de acero del lecho inferior de la zapata, entonces:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 15.36 \text{ cm}$$

$$M_R = \phi A_s f_y (d - 0.5a) \cdot 10^{-5} = 2484.21 \text{ tonm}$$

El momento resistente (2484.21 tonm) es mayor que el momento aplicado (1967.82 tonm), por lo tanto la cantidad de acero proporcionada es adecuada.

Por otro lado, la separación de varillas no debe ser mayor que el menor de los siguientes valores:

$$S_{max} = \begin{cases} 5H = 850 \text{ cm} \\ 18 \text{ in} = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

La separación de varillas en esta dirección es de 20 cm, la cual es menor que 45 cm, por lo tanto cumple.

4.3.2.4 Flexión en dirección del lado menor

Considerando que la sección crítica se localiza paralelamente al paño de la columna en la dirección del lado mayor, el momento último se calcula tomando en cuenta la figura 4.23, entonces:

$$c = 140 \text{ cm} \quad M_u = p_u \frac{L'}{8} (B - c)^2 = 880.68 \text{ tonm}$$

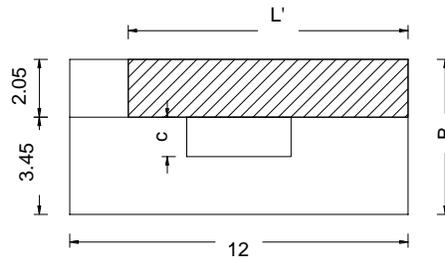


Figura 4.23 Área considerada para el cálculo del momento flexionante

El área de acero mínima es:

$$A_{smin} = 0.0009bd = 174.31 \text{ cm}^2$$

El área de acero máxima es:

$$p_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) = 0.0255 \quad A_{smax} = p_b bd = 4939.52 \text{ cm}^2$$

En la tabla 4.11 se presenta la cantidad de acero de refuerzo considerada en el proyecto tanto en el lecho superior como en el lecho inferior de la zapata.

Tabla 4.11 Área de acero de refuerzo longitudinal

Lecho	Cantidad	No. de varilla	Área [cm ²]	Área total [cm ²]
Superior	60	6	2.85	171.01
Inferior	79	8	5.07	400.30

El área de acero proporcionada en el lecho superior (171.01 cm²) es ligeramente menor que el área mínima (174.31 cm²); es aceptable. Mientras que en el lecho inferior el área de acero (400.30 cm²) es mayor que el área mínima y menor que el área máxima (4939.52 cm²)

El momento resistente se calcula con el área de acero del lecho inferior de la zapata, entonces:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 6.59 \quad \text{cm}$$

$$M_R = \phi A_s f_y (d - 0.5a) \cdot 10^{-5} = 2392.31 \quad \text{tonm}$$

El momento resistente (2392.31 tonm) es mayor que el momento aplicado (880.68 tonm), por lo tanto la cantidad de acero proporcionada es adecuada. Por otro lado, la separación de varillas no debe ser mayor que 45 cm de acuerdo con los cálculos realizados en la sección anterior. En este caso las varillas están separadas 15 cm, lo cual representa una separación menor que 45 cm, por lo tanto cumple la condición. Sin embargo, por tratarse de una zapata rectangular (ACI 15.4.4), la separación de varillas en esta dirección debe ser tal que satisfaga la distribución de acero A_{s1} y A_{s2} mostrada en la figura 4.24:

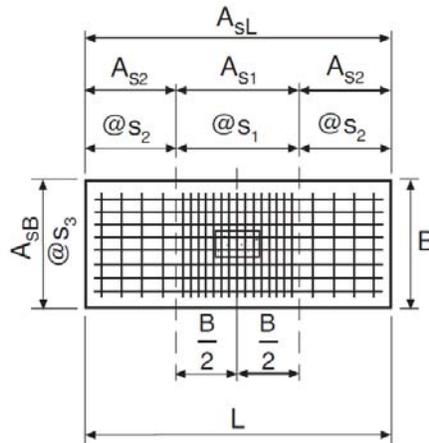


Figura 4.24 Distribución de acero de refuerzo típica en un zapata rectangular (PCA, 2005)

La finalidad de utilizar estas separaciones en las varillas es la de concentrar la mayor cantidad de refuerzo en la zona central de la zapata debido a que esta región es la más esforzada. Considerando lo anterior el área de acero proporcionada en el lecho inferior de la zapata ($A_{sL}=400.30 \text{ cm}^2$) debe repartirse utilizando dos separaciones diferentes, por lo tanto, las separaciones requeridas se calculan como se muestra a continuación:

$$\beta = \frac{L}{B} = 2.18 \quad A_{s1} = \gamma_s A_{sL} = 251.62 \quad \text{cm}^2$$

$$\gamma_s = \frac{2}{\beta + 1} = 0.63 \quad A_{s2} = \left(\frac{1 - \gamma_s}{2} \right) A_{sL} = 74.34 \quad \text{cm}^2$$

$$S_1 = \frac{a_s B}{A_{s1}} = 10 \quad \text{cm} \quad S_2 = \frac{a_s (L - B)}{A_{s2}} = 20 \quad \text{cm}$$

De acuerdo con los cálculos realizados la separación máxima en la parte central es de 10 cm, mientras que en los extremos su valor es de 20 cm. Por lo tanto, la separación de 15 cm no cumple con la separación máxima al centro de la zapata.

Siguiendo el procedimiento descrito anteriormente para revisar la combinación G1-1, se revisaron las combinaciones G1-3 Y G7-2, las cuales transmiten a la zapata la mayor carga vertical ($P_u=2096.4073$ ton) y el mayor momento flexionante ($M_{uy}=1002.45$ ton) respectivamente. Considerando la zapata como losa se obtienen los esfuerzos que se transmiten al suelo (p_u) y los esfuerzos cortantes calculados en dirección del lado mayor (v_{ux}) y menor de la zapata (v_{uy}). En la tabla 4.12 se presenta un resumen de los resultados obtenidos:

Tabla 4.12 Esfuerzos actuantes y resistentes en el suelo y en la zapata

Revisión como losa			
Combinación	p_u [ton /m ²]	v_{ux} [ton /m ²]	v_{uy} [ton /m ²]
G1-1	41.57	101.73	77.33
G1-3	42.04	82.86	78.2
G7-2	35.45	70.34	76.35
Resistencia	55	112.5	112.5

En la tabla anterior se puede observar que la resistencia del suelo (55 ton/m²) así como la resistencia al esfuerzo cortante de la zapata (112.5 ton /m²) no son rebasados. A continuación se muestran los resultados obtenidos revisando la zapata como viga.

Tabla 4.13 Fuerzas cortantes y momentos flexionantes actuantes y resistentes en la zapata

Revisión como viga				
Combinación	V_{ux} [ton]	V_{uy} [ton]	M_{ux} [tonm]	M_{uy} [tonm]
G1-1	184.141	585	1967.82	880.68
G1-3	216.16	591.7	1990.35	1032.31
G7-2	180.27	397.88	1338.38	860.91
Resistencia	1022.79	1137.28	2484.21	2392.31

De los datos mostrados en la tabla 4.13 se puede mencionar que las resistencias a fuerza cortante (1022.79 ton y 1137 ton) y momento flexionante (2484.21 tonm y 2392.31 tonm) tampoco son superados por las fuerzas cortantes y momentos flexionantes últimos.

En términos generales se puede afirmar que la zapata es capaz de solventar las sollicitaciones impuestas en condiciones de servicio sin inconvenientes.

Conclusiones

En nuestro país, a pesar de que la Secretaria de Comunicaciones y Transportes ha emitido normas para el proyecto de puentes carreteros, tradicionalmente se sigue diseñando aplicando la normatividad utilizada en los Estados Unidos de América, la cual es publicada por la AASHTO. Actualmente aún no se adoptan los criterios del LRFD (diseño por factores de carga y resistencia) debido a la gran incertidumbre que se tiene en la determinación de la magnitud de las cargas vivas producidas por los vehículos que transitan las carreteras de nuestro país, ya que en muchos casos exceden la resistencia para la cual están diseñados la gran mayoría de los puentes carreteros que se encuentran en servicio debido a que no existe un control riguroso en relación a los pesos permitidos. En respuesta a esta situación, lo más recurrido en la práctica es utilizar filosofías de diseño más conservadoras como la LFD (diseño por factores de carga) o inclusive la ASD (diseño por esfuerzos permisibles) y combinarlas con los modelos de carga viva propuestos por la SCT.

En el presente trabajo se hizo énfasis en el uso de las normas de la AASHTO anteriores a la versión LRFD, por lo cual fueron utilizadas las especificaciones estándar de la AASHTO en su décimo sexta edición, las cuales se basan en la filosofía LFD. Así como el camión IMT-66.5 de la SCT, el cual, de acuerdo con estudios publicados por el IMT, representa el modelo de carga viva que produce los efectos más desfavorables para puentes de concreto reforzado típicos de nuestro país con tableros que libran claros mayores a 30 m. Este hecho fue considerado para fines de revisar el diseño de algunos de los elementos más importantes que conforman la subestructura del distribuidor vial LEA-Abasolo. En este caso aquellos relacionados al eje constructivo número cinco, que fue afectado por el colapso del cabezal de la pila correspondiente durante la etapa constructiva.

La revisión del diseño de una estructura no es una labor sencilla de realizar dado que por un lado siempre existe la incertidumbre respecto a ¿cómo modelar los elementos para obtener los elementos mecánicos necesarios para su diseño? o ¿cómo verificar los resultados?, ya que es difícil conocer el comportamiento real de la estructura y la forma en que los programas de cómputo desarrollan los cálculos que necesitamos. Para solventar dudas respecto a la modelación de la estructura, se emplearon como referencia las pruebas de vibración ambiental realizadas en el sitio de estudio. Al comparar los datos obtenidos en campo con los que aporta el modelo se verificó que es válido suponer que la conexión entre el cabezal y la columna es infinitamente rígida, dado que ambos elementos tienen resistencias de concreto diferentes y que el colado de estos elementos no fue realizado monolíticamente; así como suponer que la base de la columna se encuentra empotrada. De lo contrario, los modos de vibrar reportados por el programa serían muy distintos a los

obtenidos en campo. Por otro lado se calcularon las fuerzas cortantes mínimas en la base de la columna para el diseño por sismo y se compararon con las fuerzas obtenidas en el análisis estático así como en el análisis dinámico que realiza el programa SAP2000, por lo cual, el procedimiento descrito en la sección 3.1.4 es una forma de garantizar que se obtendrán datos congruentes con lo esperado. Del análisis estructural se determinó que las combinaciones G1-1 y G1-2 del grupo uno (debidas a la carga viva) son las más críticas para el diseño del cabezal, ya que el momento flexionante, fuerza cortante y momento torsionante máximos dependen de cómo se distribuyen los camiones de diseño en los tableros adyacentes. Las combinaciones correspondientes tanto al grupo uno como al grupo siete (debidas a sismo), rigen tanto el diseño de la columna como el diseño de la zapata, ya que aportan los elementos mecánicos más desfavorables. En cambio las combinaciones del grupo dos y tres debidas al viento no son tan desfavorables para la estructura a pesar de que el viento es la acción accidental más frecuente en la ciudad de Saltillo comparada con el sismo. Esto se debe en parte a que la superestructura del puente no tiene apoyos muy altos, por lo tanto se pueden utilizar simplificaciones para estimar las fuerzas debidas por viento. Además los tableros no abarcan claros muy grandes ni son muy flexibles, ya que de lo contrario la superestructura sería vulnerable a los efectos dinámicos del viento tales como resonancia desprendimiento de vórtices e inestabilidad aerolástica.

Los cabezales construidos con vigas de sección T invertida necesitan cumplir con muchos requisitos para su diseño. Su uso no es muy común como elemento estructural de puentes carreteros y distribuidores viales. Generalmente se recurre al uso de vigas de sección rectangular que constructivamente son más fáciles de elaborar y que habitualmente no requieren revisarse por efectos de torsión. Sin embargo esto no significa que su diseño no sea factible. Para llevar a cabo esta labor de manera satisfactoria la AASHTO recomienda consultar las notas de la PCA. De acuerdo con lo anterior, el diseño y revisión de cabezales con sección tipo T invertida puede realizarse de manera muy similar al procediendo utilizado en ménsulas, así como en vigas con extremos recortados. Solo hay que tomar en cuenta los anchos efectivos recomendados por la PCA. Con base a estas observaciones se pudo determinar que el cabezal cuenta con el refuerzo necesario para subyugar los modos de falla locales de las ménsulas, además de aquellos debidos a flexión, cortante y torsión en el resto del cabezal. Complementariamente se calculó la deflexión del elemento y se determinó que se encuentra dentro del límite permitido.

Las columnas de sección oblonga o rectangulares redondeadas, son eficientes para resistir cargas laterales en la dirección transversal al eje longitudinal de los puentes. Sin embargo requieren de una gran cantidad de concreto para su construcción así como el uso de cimbras especiales para darles forma. El empleo de concretos de alta resistencia en su elaboración solo se justifica cuando se requiere descimbrar el elemento antes de tiempo con fines de agilizar el procedimiento constructivo o reducir la cantidad de acero de refuerzo

longitudinal. De los resultados obtenidos del análisis estructural y de la comparación de estos con la información proveniente de los diagramas de interacción de la pila en cuestión, se observó que la columna cuenta con una resistencia muy superior a la necesaria tanto a flexocompresión como a efectos de esbeltez. El refuerzo utilizado para resistir la fuerza cortante también supera la resistencia requerida y se encuentra distribuido adecuadamente en los extremos inferior y superior de la columna, mientras que en el resto de la longitud, no cumple con la separación máxima (15 cm), dado que se utiliza una separación de 20 cm. Adicionalmente no satisface la cuantía de acero necesaria para la posible formación de articulaciones plásticas en caso de un sismo al no brindar el confinamiento necesario a la sección transversal en la dirección del lado mayor. Sin embargo, este requisito no se considera indispensable debido a que la ciudad de Saltillo se localiza en una zona de bajo riesgo sísmico.

La zapata fue analizada suponiendo que se comporta como losa y posteriormente como viga ancha en dos direcciones. Se pudo observar que los esfuerzos transmitidos al suelo son inferiores al esfuerzo permisible obtenido del estudio de mecánica de suelos. El espesor de la zapata es apto para resistir la falla de punzonamiento y cuenta con una resistencia superior a la necesaria para resistir las fuerzas cortantes y momentos flexionantes de diseño. El único aspecto que no cumple es la distribución del acero de refuerzo longitudinal paralelo al lado menor de la zapata, ya que deben utilizarse dos separaciones (10 cm al centro y 20 cm en los extremos) de acuerdo con las recomendaciones del ACI.

En términos generales, los elementos estructurales revisados cuentan resistencias muy superiores a las solicitadas por las combinaciones de carga consideradas de acuerdo con las normas empleadas en esta revisión. Respecto a lo anterior, considero que es una necesidad impostergable, elaborar estudios más detallados en relación a las cargas vivas vehiculares, que contemplen las necesidades de transporte de nuestro país y encaminarlos hacia la creación de un código de diseño de puentes propio, ya que esto facilitaría bastante la labor de diseñar de este tipo de estructuras dado que al no manejar una sola norma es difícil compaginar los criterios que establecen varios reglamentos, ya que podemos sobreestimar o subestimar la respuesta de la estructura y obtener elementos estructurales con resistencias excesivas o menores a las deseadas. Adicionalmente, considero que es muy importante fomentar la formación de ingenieros especializados en el diseño y sobre todo en la reparación de puentes, ya que estas estructuras son parte de fundamental en el desarrollo de las actividades cotidianas de muchas personas y el hecho de conservarlas en óptimas condiciones es una forma de valorar el gran esfuerzo y sacrificio realizados para llevar a cabo su construcción dado que casi no hay personas capacitadas para llevar a cabo este tipo de labores.

Referencias bibliográficas

1. AASHTO; (1996); *“Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials”*; 16TH Edition; Washington, D.C
2. Bachmann H., et al.; (1995); *“Vibration problems in structures: Practical guidelines”*; Birkhäuser Basel, 234 pp.
3. Bendat, J. S.; Piersol, A. G.; (1989); *“Random data: analysis and measurements procedures”*; 2^a edición; Wiley Interscience; New York.
4. Caltrans (2003); *“Bridge Design Specifications”*; California Department of Transportation; California, USA
5. Octavio A. Rascón Chávez; (2004); *“Formulación de la norma SCT de cargas vehiculares para diseño estructural de puentes carreteros. Publicación Técnica No. 243”*; Instituto Mexicano del Transporte; Sanfandilla, Querétaro, 54 pp.
6. Oscar González Cuevas, et al.; (2009); *“Aspectos fundamentales del concreto reforzado”*; 4^a edición; Limusa, 804 pp.
7. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M. (1996); *“Seismic design and retrofit of bridges”*; Wiley, New York.
8. Precast and Prestressed Concrete Institute (1999); *“PCI Design Handbook”*; Fifth Edition; Chicago, Illinois, USA.
9. Portland Cement Association (2005) *“Notes on ACI-318-05 Building code requirements for structural concrete with design applications”*; Ninth edition, USA.
10. Roberto Meli; (2008); *“Diseño estructural”*; Limusa; México, 582 pp.
11. Roberto Gómez, David Murià Vila, et al.; (1999); *“Review of experimental and numerical behavior of a cable-stayed bridge”*; A. A. Balkema Publishers; Rotterdam Netherlands.
12. Roberto. Gómez, Marco A. Mendoza, Luis. M. Arenas, José. A. Escobar; (2014); *“Verificación, mediante pruebas de vibración, de la integridad estructural de la pila 5 del puente vehicular LEA-Abasolo-Lafragua”*; Instituto de Ingeniería de la UNAM.
13. Sap2000; (2009); *“Sap2000 version 14 Integrated finite element Analysis and Design of Structures”*; Computers and Structures Inc.; Berkley California.
14. Tzu-Liang Wu, et., al; (2013); *“Behavior of oblong and rectangular bridge columns with conventional tie and multi-spiral transverse reinforcement under combined axial and flexural loads”*; Journal of the Chinese Institute of Engineers, 36:8, 980-993, DOI: