



Daños por Vibraciones del Tráfico Automotor en Losas del Viaducto La Cabrera

Heriberto Echezuría¹, Edinson Guánchez², Freddy Sánchez³
hechezur@ucab.edu.ve¹, edinson.guanchez@sismica.com.ve², ramcodes@gmail.com³
Universidad Católica Andrés Bello, Caracas – DC¹
Universidad de Carabobo, Valencia – Carabobo²
Solestudios, Coro – Falcón³

Recibido: 17 de Enero de 2019

Aceptado: 24 de Febrero de 2019

Disponible Online: 31 de mayo de 2019

Resumen. Las vibraciones de las losas debidas al tránsito automotor son las responsables de los daños acumulados en las losas del viaducto La Cabrera, lo cual fue demostrado mediante análisis dinámicos del comportamiento de dichas losas. Los patrones de concentración de tensiones cortantes y momentos coinciden con los daños observados en las losas. El efecto es más pronunciado para las losas de 21 cm de espesor que para las de 29 cm de espesor. Ninguno de los estudios del viaducto La Cabrera hace referencias a que las vibraciones fuesen la potencial causa de dichos daños. Este hallazgo es importante y coincide con la bibliografía consultada sobre daños en puentes debidos al tránsito automotor. También se demostró analíticamente que los efectos combinados de las magnitudes de las cargas junto con la cantidad de ejes sobre las losas debidos a la velocidad de los vehículos y los períodos de vibración de dichos vehículos producen superposición de efectos en las losas que sobrepasan los valores normativos permitidos para todas las variables de control estructural. El exceso de carga fue medido y resultó muy significativo; sin embargo, no existe un mecanismo activo de control para acceso de cargas al viaducto. La inercia de las losas y las vigas de soporte hace que la frecuencia de las vibraciones de las mismas sea muy parecida a las de los vehículos pesados que circulan. Adicionalmente, las deflexiones debidas a la carga móvil y la superposición de las vibraciones generan factores de amplificación significativos tanto para las tensiones cortantes y los momentos lo cual genera los patrones de daños. El concreto de las losas está muy dañado producto del proceso acumulativo de fatiga que es irreversible. Por ende, las losas deben ser sustituidas al igual que el método de mantenimiento actual.

Palabras claves: daños, puente, vibraciones, losas, frecuencia, viaducto

Abstract. It was demonstrated; by means of computerized dynamic analyses of slabs of La Cabrera Viaduct that the damage exhibited by such slabs is due to vibration induced by vehicle circulation. The pattern of damage concentration due to shear stresses as well as moments coincides with the damages observed in the slabs. The effect is more severe for the 21 cm height slabs than for the 29 cm height ones. None of the previous studies of the La Cabrera Viaduct indicates that vehicle induced vibrations could influence the performance of the slabs. This finding is important and coincides with several studies found in the literature regarding damage of bridge slabs due to vehicle circulation. It was also analytically demonstrated that the combination of variables such as load magnitude, amount of axis on the slabs, vehicle speed, and vibration frequency of the vehicles produce superposition of effects on the slabs that exceed the allowable values for all structural control variables. The excess of load was measured and was found quite significant; however, currently there is no way to control it in the field. The inertia of the slabs and the supporting beams yield frequency values which coincide with those of the circulating loaded vehicles. In addition, the deflections due to mobile load and the superimposed vibrations generate significant amplification factors for both the shear strength and the moments. In the meantime, the concrete of the slabs is extremely deteriorated product of an accumulative fatigue process which is irreversible. Thus, the slabs shall be changed as soon as possible along with the current maintenance method.

Key words: damage, bridge, vibrations, slabs, frequency, viaduct.

I. INTRODUCCIÓN

El viaducto La Cabrera se encuentra en la Autopista Regional del Centro (ARC) o Troncal 001, entre las ciudades de Valencia y Maracay. La ARC es una de las vías más importantes de comunicación en el sentido Este-Oeste de Venezuela, por lo que actualmente tiene un alto promedio diario de tránsito anual, el cual se estima por encima de los 20.000 vehículos.

El viaducto La Cabrera fue diseñado y construido a finales de los años 50 del siglo XX con solicitaciones inferiores a las estipuladas por la norma COVENIN-MINDUR 2042-86 [1] y 614-87. [2] Adicionalmente, en ese momento no existía una norma sismorresistente formal en el país.

Debido a que desde su construcción se han realizado diez estudios o proyectos para su reforzamiento [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12], el Ministerio para el Poder Popular de Transporte y Comunicaciones solicitó a los autores de este artículo la evaluación general del impacto de dichos trabajos en la integridad del viaducto. De acuerdo con el informe preparado por los autores [13] casi todos los estudios realizados han estado orientados a las cargas debidas a terremotos considerando los adelantos en el diseño sismorresistente. Estos estudios y obras de reforzamiento se encontraron apropiadas y acordes con los adelantos en las áreas de diseño sismorresistente [13].

Por otra parte, algunos de esos estudios fueron orientados al reforzamiento del sistema del tablero (losas y vigas), aunque fue posible constatar que no existen evidencias de que en los mismos se hubiesen considerado los efectos de las vibraciones debidas al tráfico automotor que normalmente circula por dicho puente como factor contribuyente a los daños observados en dichas losas. Tampoco se menciona en esos estudios que las medidas propuestas para las adecuaciones del puente contribuyan a disminuir dichas vibraciones o a prevenir sus efectos en los daños de las losas.

En consecuencia, a solicitud del Ministerio para el Poder Popular de Transporte y Comunicaciones también se evaluó si las vibraciones tienen influencia en los daños a las losas del viaducto La Cabrera.

A. Descripción del viaducto

Desde el punto de vista estructural, el viaducto "La Cabrera" está constituido por dos (2) estructuras paralelas, identificadas como Pista Norte y Pista Sur. Cada una de dichas pistas tiene una longitud de 2054 m, conformada por 157 tableros isostáticos, de los cuales 155 tienen un total de 13,00 m de largo cada uno, un tablero tiene una longitud total de 26 m y el último tiene solamente

14,00 m de largo. El ancho total de cada pista es de 13,25 m repartidos en dos (2) burladeros acera - baranda de 0,95 m cada uno y un ancho libre de calzada de 11,35 m.

La estructura se encuentra dividida en cuatro (4) sectores, de acuerdo con el tipo de miembros estructurales que conforman sus tableros. Se logró determinar que en las pistas del viaducto actualmente existen las siguientes configuraciones de tableros:

- Tableros de concreto reforzado sobre vigas metálicas reforzadas. La losa de concreto está conformada por una losa estructural de 14 cm y una losa de rodamiento de 15 cm. (Pista Maracay-Valencia).
- Tableros de concreto reforzado sobre vigas metálicas reforzadas. La losa de concreto está conformada por una losa estructural de 14 cm y una losa de rodamiento de 7 cm. (Pista Valencia-Maracay).
- Tableros de concreto pretensado sobre pórticos de concreto, con las características descritas en el punto anterior. (Tramos ascendentes y descendentes de ambas pistas y en los extremos de las mismas).

Ambas pistas poseen la configuración general mostrada en la Figura 1 para los tramos de 13 m. Las vigas metálicas azules son las originales y las rojas corresponden a los refuerzos realizados en 2005. La rigidización adicional que aportan las vigas rojas se ha perdido en muchos de los tableros debido a que los pernos conectores entre estas vigas y las vigas azules originales se han aflojado y en muchos casos se han salido y se han perdido.

B. Características de los materiales de los tableros

- Concreto reforzado

Para el concreto se midieron las propiedades contenidas en la Tabla I, los cuales fueron obtenidos a partir de núcleos recuperados de

ambas pistas. Existe un alto grado de fisuración de los núcleos tomados en ambas pistas del viaducto, lo cual es atribuible a procesos de fatiga de la losa como se verá en los análisis más adelante.

El Módulo de Young (E_c) se determinó mediante la siguiente expresión y sus valores se muestran en la Tabla I:

$$E_c = 15.100\sqrt{f'c}$$

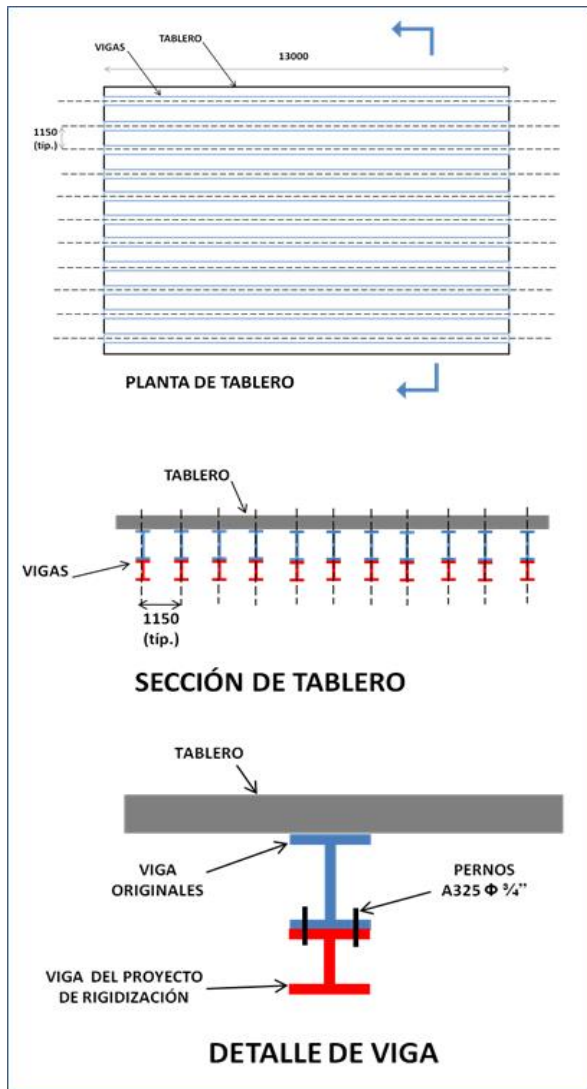


Figura 1: Condición actual de los tableros de 13 m de longitud del viaducto La Cabrera. Fuente: Información suministrada por el MPPT y validada en sitio por los autores del presente artículo. **Fuente:** Elaboración propia

Tabla I: Propiedades del concreto en los miembros estructurales del viaducto La Cabrera

| Elemento estructural | Resistencia a la compresión, ($f'c$) |
|-----------------------|--|
| Losa de Rodamiento en | 160 kg/cm ² |

| | |
|--|------------------------|
| Tableros (7 cm) | |
| Losa de Rodamiento en Tableros (15 cm) | 160 kg/cm ² |
| Losa Estructural en Tableros (14 cm) | 175 kg/cm ² |

Fuente: Propia

El viaducto la Cabrera ha evidenciado una pérdida de rigidez progresiva de la losa estructural de concreto reforzado que se apoya de las vigas metálicas existentes, debido a que ha pasado de un estado de fisuración leve a un estado de fisuración total. Las consecuencias de esta condición de fisuración son las siguientes: los desplazamientos dinámicos se incrementan debido a la pérdida de rigidez de la losa en función del nivel de fisuración reportado, mientras que las aceleraciones se mantendrán en valores similares, la flexibilización de la estructura podrá permitir que modos de vibración cuyos picos de aceleraciones en resonancia que quedaban antes fuera de las velocidades de estudio, ahora pasen a situarse dentro de este rango, aumentando las aceleraciones de forma progresiva y empeorando el comportamiento de la estructura.

Es importante destacar que una disminución de la frecuencia se traduce en una reducción equivalente a la raíz cuadrada de la rigidez del tablero. Por lo tanto, es de suma importancia considerar la pérdida de rigidez de la losa de concreto debido a fisuración, mediante la modificación del módulo de elasticidad del concreto en ambas direcciones del tablero.

El nivel de fisuración de la losa del tablero puede modificar la rigidez estructural del mismo en un grado mucho mayor de lo que lo pueda hacer la variación del módulo de elasticidad del concreto. Una losa de concreto reforzado puede reducir su inercia de cuatro a cinco veces al pasar del estado íntegro al estado de fisuración completa. El incremento de las aceleraciones y los desplazamientos como consecuencia de la pérdida de rigidez de los tableros ocasiona el deterioro adicional de la calidad del concreto. Esto fue corroborado con los cálculos analíticos conducidos en este trabajo y en la bibliografía consultada sobre problemas de vibraciones en puentes cortos a nivel mundial. Para mayores detalles ver el Informe de Evaluación y Diagnóstico del Comportamiento Geotécnico y Estructural del viaducto La Cabrera. Valencia - Edo. Carabobo [1].

- Miembros de acero (refuerzo y estructural)

Para los miembros nuevos en los cuales se requiera acero para flexión o corte, tales como

losas, vigas, sistema de fundaciones, entre otros, se utilizará acero de refuerzo de las siguientes características según la Norma COVENIN 316-2000 [14]. Por otra parte, para el acero de refuerzo existente en la losa estructural de los tableros se estima la presencia de acero grado S40 debido a la fecha de construcción del viaducto, es decir, alrededor de 1957.

Tabla II: Propiedades del acero en los miembros estructurales del viaducto La Cabrera.

| TIPO DE ACERO | RESISTENCIA A LA CEDENCIA, (FY) |
|--|---------------------------------|
| Refuerzo en miembros nuevos (Grado S-60) | 4200 kg/cm ² |
| Refuerzo en miembros existentes (Grado S-40) | 2800 kg/cm ² |
| Acero Estructural, perfiles de Alma Llena HEA, HEB, IPN, IPE, UPN (A-36) | 2530 kg/cm ² |

Fuente: Propia

II. EFECTOS DINÁMICOS EN PUENTES DEBIDOS A LAS CARGAS RODANTES

Las vibraciones inducidas por el tráfico automotor en los puentes se deben principalmente a las fluctuaciones de las fuerzas generadas en las ruedas a medida que los vehículos viajan por encima de las irregularidades presentes en la superficie de rodamiento. Esas fluctuaciones en las fuerzas entre las ruedas de los vehículos y la superficie de la vía ocurren de tres maneras:

- Debidas a las fuerzas no balanceadas dentro del vehículo.
- Por la interacción entre el paso de las ruedas con las irregularidades de la superficie de la vía.
- Por efecto del impacto de una rueda rígida de un vehículo que viaja a alta velocidad sobre una irregularidad del pavimento (cantidad de movimiento).

Las fuerzas debidas a la interacción de las ruedas con la superficie de rodamiento son las más importantes, tanto las de impacto como las debidas a vibraciones. En efecto, cuando una rueda pasa sobre una irregularidad en la superficie de rodamiento, tal como una junta de expansión, o cualquier otra causa de desnivel, se genera una oscilación en la rueda además de la fuerza por impacto antes mencionada.

La Figura 2 muestra un modelo típico de un vehículo en el que se observa que el mismo está constituido por un doble sistema de masas, las

suspendidas (por encima del sistema de amortiguación) y las no suspendidas relacionadas con los ejes de carga y las ruedas. Este doble sistema de masas es excitado cuando el vehículo pasa por encima de una irregularidad y en general tiene una frecuencia que oscila entre los 2 y los 5 Hz [15,16]. Existe otro modelo de una sola masa que incorpora la masa de las ruedas con la masa por encima de la suspensión que es más sencillo de modelar y proporciona resultados adecuados. Lo cual sugiere que las fuerzas debidas a desbalances dentro del vehículo son generalmente despreciables [16, 17, 18, 19, 20]. En consecuencia, este último será el modelo utilizado en los análisis dinámicos conducidos para la elaboración de este artículo.

La Figura 3 muestra una respuesta típica en el tiempo de una losa de tablero al paso de una rueda de vehículo sobre un puente de cinco tramos constituido por viga y losa continuos. Nótese como se superponen las amplitudes de las vibraciones a las deflexiones generadas por el paso de la carga por un punto cualquiera señalado en la figura [15, 16]. Seguidamente, se observan las vibraciones libres ocurridas después que pasa la carga, la cual tiene cerca de 11 ciclos en un período de 3 segundos, es decir una frecuencia de 3,7Hz. La razón entre los máximos desplazamientos dinámicos y estáticos en un punto cualquiera se denomina "factor de impacto", el cual también es conocido como carga dinámica admisible o incremento dinámico.

También se ha encontrado que la rigidez de las ruedas tiene un efecto importante en la respuesta dinámica debido a que las mismas pueden amortiguar parte de la carga sobre el tablero. En consecuencia, no necesariamente las ruedas más pesadas son las que transmiten las mayores cargas dinámicas de respuesta sobre el tablero.

Es bueno señalar que la severidad del efecto del tráfico en las vibraciones disminuye con la calidad de la superficie de rodamiento. Esto ocurre al punto que calidades denominadas "promedio" o pobre muestran un incremento importante en la respuesta dinámica.

Los resultados de mediciones experimentales indican que las vibraciones inducidas por el tráfico en las losas generalmente oscilan entre 1 Hz y 20 Hz [21, 22, 23, 24]. Similarmente, mediciones de las frecuencias de los vehículos indican que las mismas oscilan entre 2 y 5 Hz. Sin embargo, aquí es conveniente indicar que se deben separar las vibraciones de las masas suspendidas, a las cuales aplica el rango anterior (2 a 5 Hz) de las no suspendidas, para las cuales las frecuencias son generalmente mayores y pueden alcanzar los 20 Hz.

Por otra parte, a fin de ilustrar el contraste de lo que resultaría el efecto de cambiar la rigidez de dos puentes de concreto uno con calzada de 40 m de largo por 13 m de ancho, y otro como el de La Cabrera con calzada de 13 m por 12 m, en la Figura 4 se presenta una comparación de sus respuestas en frecuencia a los cambios de rigidez de las losas. En dicha figura, la rigidez de la losa fue ajustada aumentando su espesor.

Como se observa en la Figura 4, es difícil generalizar sobre los efectos de los cambios de rigidez en las frecuencias de las vibraciones por cuanto depende de la respuesta de cada puente en particular. Nótese que a pesar de que el puente largo (curvas en la parte baja de la Figura 4) presenta aumentos significativos en el momento de inercia, el cambio en respuesta dinámica es mucho menor que el cambio en respuesta que presenta el puente corto (curvas en la parte superior de la Figura 4), para el cual cambios moderados en el momento de inercia conducen a

variaciones importantes de la frecuencia del puente.

Si las condiciones de funcionamiento del puente La Cabrera no contribuyen a mantener la inercia adecuada de las losas (concreto con deterioro y vigas metálicas desajustadas) las frecuencias se colocarán por debajo de 5 Hz, y caerán dentro del rango de los vehículos, lo cual aumenta las fuerzas dinámicas, similar al puente corto de la izquierda en la Figura 4. Adicionalmente, el paso de ruedas montadas en ejes dobles o triples sobre irregularidades en el pavimento genera frecuencias muy altas debido a lo cerca que están dichas ruedas una de otra [15].

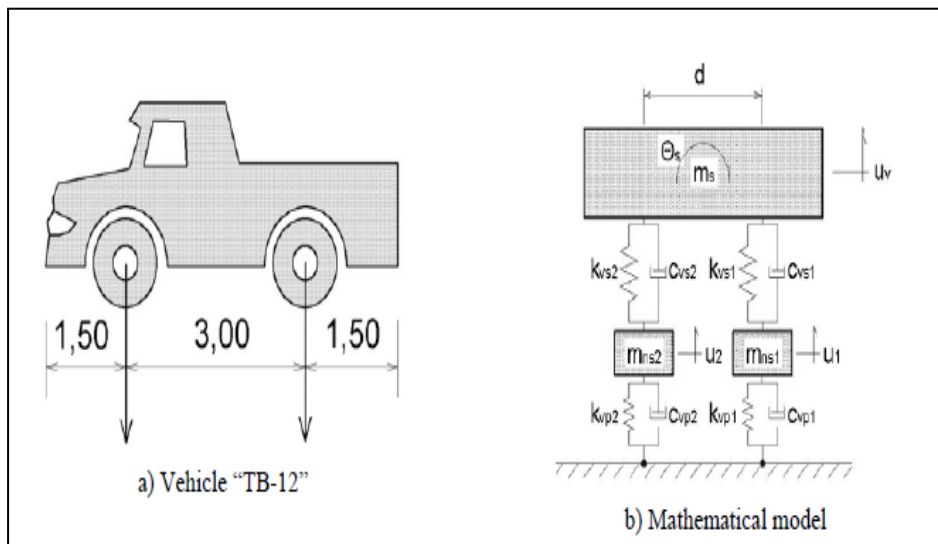


Figura 2: Modelo matemático de un vehículo con doble sistema de masas. **Fuente:** Elaboración propia modificado de [15]

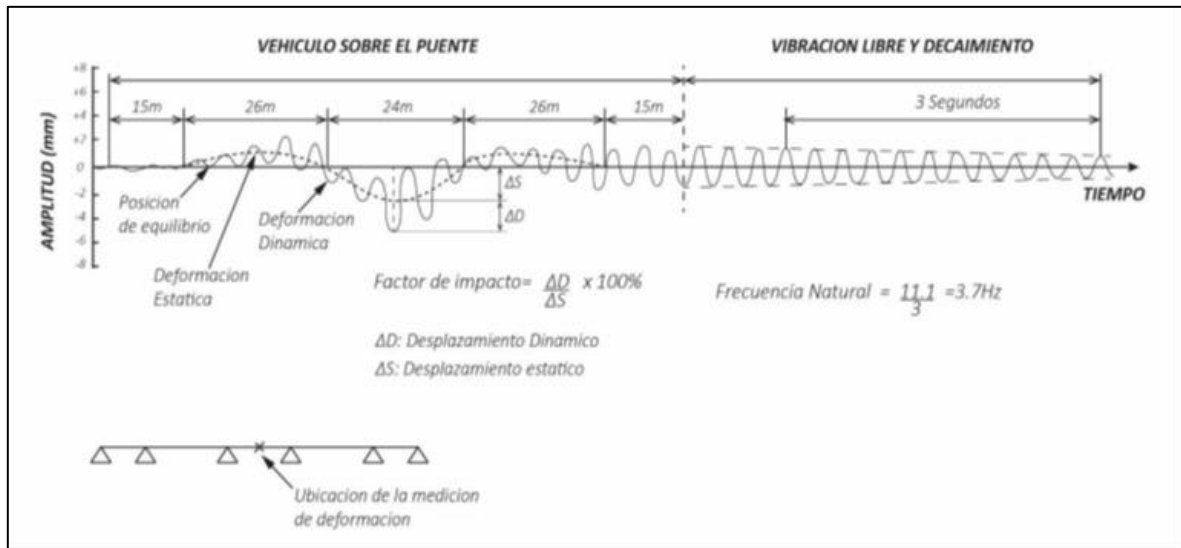


Figura 3: Superposición de la respuesta dinámica y la deflexión causada por el paso de un vehículo sobre un puente. **Fuente:** Elaboración propia

Por otra parte, en puentes de alta circulación con dos canales o más en un mismo sentido es posible que dos vehículos en canales adyacentes lleguen a la misma zona con irregularidad del pavimento, como una junta, en tiempos ligeramente desfasados, con lo cual se produce un efecto similar al de las ruedas sobre ejes dobles o triples. En consecuencia, es necesario tomar en consideración también que si el puente corto tiene muy alto tráfico vehicular, entonces el patrón de vibraciones se consideraría también como alto, independientemente del valor promedio de dichas vibraciones. De tal manera que tendrá un alto porcentaje de confianza para exhibir daños por vibraciones. Estos comentarios aplican al viaducto La Cabrera y coinciden con los estudios encontrados en la literatura [16, 21, 22, 23, 24].

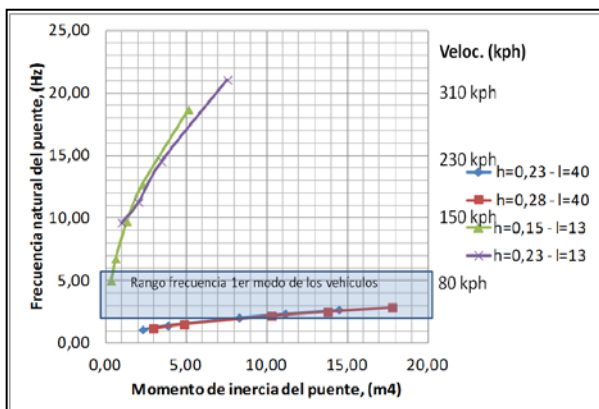


Figura 4: Cambios en la frecuencia de puentes cortos (gráficos a la izquierda arriba) y largos (gráficos a la derecha abajo) debidos a cambios en el momento de inercia, para distintas alturas de losas. **Fuente:** Elaboración propia

Con relación con este efecto, es posible anticipar que la variedad de vehículos circulando ofrecerá

entonces un abanico de potenciales frecuencias distintas a las citadas en los párrafos anteriores de esta sección, particularmente para vehículos pesados con distancia corta entre ejes (0,762 m y 1,118 m) viajando a velocidades entre los 40 y los 75 kph y vehículos livianos viajando a velocidades entre los 80 kph y 120 kph, los cuales pueden coincidir en zonas con irregularidades, generando frecuencias altas sobre el puente. Esto podría constituir una fuente de vibraciones dentro de las frecuencias dañinas para el puente que podría agravarse si la superficie del pavimento es irregular, todo lo cual contribuiría significativamente a efectos de fatiga o impactos fuertes en el concreto.

Esos efectos de fatiga sobre el concreto causados por la repetición de fuerzas dinámicas superpuestas a las estáticas que cambian de sentido con el paso de los vehículos sobre la calzada se extenderían por las micro-fisuras presentes en el concreto debidas estas últimas, a múltiples razones, como por ejemplo la retracción durante el curado, entre otras. De allí que, se acentuarían los efectos de daños a medida que circula el tráfico con el tiempo debido al alto volumen de tráfico.

Por otra parte, cuando existen irregularidades o anomalías sobre la superficie de rodamiento, tal como juntas de dilatación u otras discontinuidades, es conveniente también considerar el efecto de los impactos por cantidad de movimiento de las ruedas con suficiente rigidez de los vehículos viajando a velocidades de 55 kph o mayores. Esto podría generar fuerzas altas que fueron referidas explícitamente en uno de los trabajos consultados pero no fue posible establecer la forma en que debían ser calculadas [16, 21, 22, 23, 24]. Sin embargo, en la opinión de los autores de este artículo, las mismas podrían estimarse con el

método de la cantidad de movimiento y evaluar, así, su efecto adicional al de las cargas dinámicas aquí presentadas por las vibraciones.

Si consideramos que una fracción de la masa de una rueda de un vehículo que circula a velocidades por encima de los 55 kph se consigue con una anomalía de 10 cm de longitud en el pavimento. Entonces dicha anomalía generará fuerzas dependiendo de la masa involucrada. Esto se ilustra en las Figuras 5 y 6. Como se observa en la Figura 5, dichas fuerzas pueden ser muy significativas. Parte de dichas fuerzas es absorbida o compensada por la deformación de la rueda dependiendo de su rigidez. Sin embargo, es de esperar que la fracción no compensada de dichas fuerzas ejerza un efecto de deterioro acumulado sobre la superficie que aumenta la excitación dinámica de los vehículos sobre el puente, particularmente en las juntas de dilatación perpendiculares al tránsito.

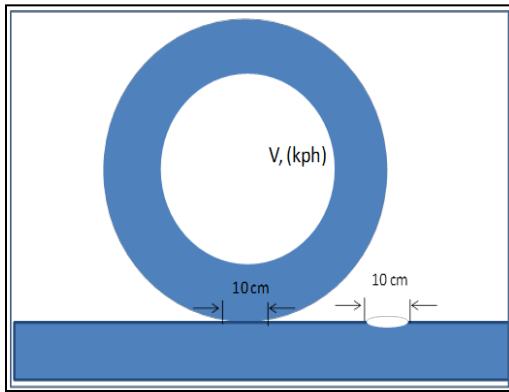


Figura 5: Esquema de una anomalía de 10 cm sobre el pavimento que es impactada por una rueda a distintas velocidades. **Fuente:** Elaboración propia

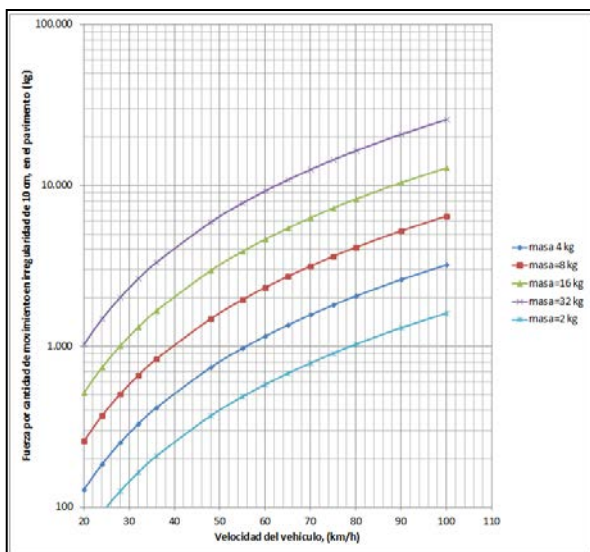


Figura 6: Fuerzas debidas a la cantidad de movimiento de fracciones de la masa de una rueda entre 2 y 32 kg al pasar sobre una anomalía de 10 cm sobre el pavimento. **Fuente:** Elaboración propia

En tal sentido, mientras más tersa sea la superficie de rodamiento del puente, menor será la excitación inducida por los vehículos sobre el puente. Por lo tanto, cualquier propuesta para colocar asfalto en la superficie de la losa del viaducto como medida para reducir los daños potenciales resulta adecuada. Dicho efecto resultaría beneficioso por cuanto el mismo apunta en la dirección de mantener una superficie de rodamiento lisa y sin desniveles.

No obstante, es conveniente definir cuidadosamente el espesor de la capa de asfalto, el cual debe ser suficiente para disminuir las fuerzas debidas a los impactos entre las ruedas rígidas y la calzada en los lugares donde están las juntas de dilatación de las losas y otras irregularidades. Adicionalmente, es necesario contar con un plan de mantenimiento riguroso de dicha capa de rodamiento y reparar cualquier anomalía que pudiese generar desniveles en la superficie de rodamiento pues la misma afectaría muy negativamente las vibraciones y los daños a la calzada del puente.

A. Metodología empelada para evaluar el efecto de las cargas rodantes en el viaducto

Para evaluar las condiciones del viaducto La Cabrera se realizó un análisis matemático para establecer las frecuencias de vibración actuales del viaducto y su relación con las frecuencias del tráfico automotor. De esta manera se puede constatar si las mismas resultan importantes para la generación de daños a la calzada.

De acuerdo con la bibliografía consultada [16, 17, 18, 19, 20], el efecto de cargas repartidas y las no suspendidas es despreciable para puentes de más de 12 m, en consecuencia, para este estudio se utilizó un sistema de una sola masa o de cargas puntuales en lugar del modelo de doble masa antes indicado. Las ecuaciones diferenciales del Modelo de Cargas Puntuales se encuentran descritas en detalle en el “Informe de Evaluacion y Diagnostico del Comportamiento Geotecnico y Estructural del viaducto La Cabrera”, Valencia - Edo. Carabobo” [13].

La frecuencia fundamental o frecuencia del primer modo de vibración del tablero, expresada en Hz, se representa habitualmente con el símbolo fo:

$$f_o = \frac{\pi^2}{2L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

Donde: E, es el módulo de Young del concreto; I, es el momento de inercia de la losa; L es la longitud de la losa y m, es la masa de la losa. Los fenómenos de resonancia tienen lugar cuando la excitación tiene un contenido de frecuencia que presenta amplitudes significativas coincidiendo con alguna de las frecuencias fundamentales de la

estructura. Los puentes se dimensionaban tradicionalmente sin tener en cuenta la posibilidad de aparición de dichos efectos, empleando desde hace décadas métodos estáticos basados en el coeficiente o factor de impacto. Dicho factor de impacto es la razón entre los máximos desplazamientos dinámicos y estáticos en un punto cualquiera del tablero ($\Delta d/\Delta s$) véase la Figura 3. El mismo también es conocido como carga dinámica admisible o incremento dinámico.

El coeficiente de impacto multiplicado por las tensiones debidas a un tren de cargas de proyecto proporcionaba las solicitaciones máximas esperables ante el paso de las cargas móviles. Las normas de cálculo de los diferentes países definen el tren de cargas de proyecto y la fórmula de coeficiente de impacto a utilizar en el dimensionamiento de puentes.

Por otra parte, considerando las cargas dinámicas sobre el tablero calculadas para el modelo de una masa vehicular antes descrito, se tiene que el valor del desplazamiento en el centro del vano teniendo en cuenta únicamente la contribución del primer modo es:

$$A(t) = \frac{2P}{mLw_0^2(1-K^2)} [\sin(Kw_0t) - e^{-\xi w_0t} \sin(w_0t)] \quad (1)$$

Donde: A, es la amplitud del desplazamiento, P es la carga, V representa la velocidad de paso del vehículo y t_k el tiempo de entrada en el puente de la k-ésima carga: $t_k = d_k / V$. El valor de las cargas P_k debe tomarse distinto de cero únicamente cuando éstas se hallan sobre el puente, es decir, cuando:

$$t_k \leq t \leq t_k + (L/V)$$

La expresión (1) es válida cuando la carga está dentro del tablero, permitiendo resolver un problema de vibración forzada.

A partir de la expresión (1) se puede obtener la solución correspondiente a $t > L/V$, es decir, cuando la carga ha abandonado el puente (problema de vibración libre).

$$A(t) = \frac{2P}{mLw_0^2(1-K^2)} \left[e^{-\xi w_0t} \sin(w_0t) - e^{-\xi w_0(t-\frac{L}{V})} \sin\left(w_0\left(t-\frac{L}{V}\right)\right) \right]$$

B. Estudio de cargas rodantes sobre el viaducto La Cabrera

Para obtener datos fehacientes del volumen, clasificación y nivel de carga del tráfico que transita en la Autopista Regional del Centro y afecta al viaducto La Cabrera se utilizaron los servicios de la Empresa Network Traffic [25]. Esa empresa realizó mediciones de paso de cargas rodantes.

El estudio se efectuó entre los días 28 de Agosto de 2014 desde las 12 m hasta el día 03 de Septiembre de 2014 a las 12 m. Las mediciones se efectuaron en los dos canales (lento y rápido) de ambas pistas (Pista Norte y Pista Sur).

El esquema de clasificación de vehículos corresponde al normalmente utilizado en Venezuela basado en las configuraciones estándar de los vehículos suministrados por las empresas fabricantes, el cual se ilustra en la FIG. 7. Del mencionado estudio se reportan valores de vehículos sobrecargados entre un 5% y 15%. Se obtuvo además que la sobrecarga en sentido Caracas – Valencia es prácticamente el doble que la del sentido opuesto. En función de lo dicho anteriormente se presenta el resumen de la carga en ambos sentidos.



Figura 7: Esquema de Clasificación Típica utilizada en Venezuela. Tomado de [25]

El estudio también indica que la mayor carga por eje detectada se corresponde con los vehículos Clase 5 (carga pesada de tres ejes), y esto ocurre para ambos sentidos, estando dicha carga máxima por eje alrededor de las 16 ton. Por otra parte, la máxima frecuencia de paso en ambos sentidos (27.10% Caracas-Valencia y 51.42% Valencia-Caracas) corresponde a los vehículos Clase 7 (Carga pesada de 5 ejes). Sin embargo, su carga por eje es menor que la de los vehículos Clase 5.

Si consideramos también que la frecuencia de paso de los vehículos Clase 5 es suficientemente alta muy cercana a la de los vehículos Clase 7, entonces se decidió utilizar dicho vehículo (Clase 5) como referencia para los cálculos de amplitud dinámica debido a que es el que transmite la máxima carga por eje y tiene una frecuencia de paso muy cercana a la más alta. Esa elevada repetición de carga de esas dos tipologías de vehículos es una clara evidencia del origen de los fenómenos de fatiga reportados en los tableros del viaducto.

El vehículo seleccionado es entonces capaz de transmitir hasta dieciséis (16) ton por eje de carga y hasta seis (6) ton en el eje delantero y tiene una separación de ejes de carga que oscila entre 3.5 m

y 5.0 m, conforme a los modelos comerciales que pudieran circular por el territorio nacional. Si consideramos la longitud de los tableros típicos de 13 m del viaducto la Cabrera se tiene que para velocidades altas (mayores que 80 kph) la superposición de cargas debido al paso de ambos ejes por un mismo sitio del viaducto es alta lo cual, de acuerdo con la FIG. 3 permite aumentar las amplitudes de los desplazamientos, los máximos tensiones cortantes y de punzonado actuantes sobre dichos tableros.

III. ANÁLISIS DE VIBRACIONES Y PATRÓN DE DAÑOS DE UN TABLERO TÍPICO DEL VIADUCTO

Para el análisis del comportamiento del tablero del viaducto se utilizó un modelo numérico tridimensional basado en la Teoría de Euler-Bernoulli ya que los tableros analizados cumplen con la relación luz/canto > 10 y tienen luces iguales o superiores a 7.5 m. En ese modelo la disipación de energía se introduce mediante un amortiguador viscoso asociado a cada modo de vibración. Para ello se utilizó el Modelo de Cargas Puntuales: en el que el vehículo se representa como una serie de cargas concentradas de valor constante que circulan sobre el puente a una determinada velocidad de paso.

Adicionalmente, con la finalidad de validar el modelo utilizado, se realizó el modelado de los tableros del viaducto mediante el método de los miembros finitos utilizando para ello un software de última generación (SAP 2000-v20) con las diferentes condiciones de rigidez consideradas, que permitió validar los cálculos de frecuencias naturales (f_0) y periodos de vibración fundamentales (T_0) de los tableros, en función de la información suministrada en los planos de detalles y memorias de cálculo de proyectos desarrollados previamente, y de información complementaria recopilada en campo.

El comportamiento dinámico del tablero mixto (concreto-acero) se evaluó mediante un análisis modal del mismo considerando los 13 m de longitud, con las diferentes configuraciones existentes para los dos tipos de losas (29 cm y 21 cm) lo cual hace un total de 8 condiciones de análisis dependiendo si las vigas originales y de refuerzo están o no íntimamente unidas y el concreto en losas está poco degradado, o las vigas originales y de refuerzo están o no íntimamente unidas y el concreto en losas está degradado y si están activos o no los apoyos de neopreno. En este artículo solamente reportaremos los correspondientes a las condiciones actuales del viaducto, es decir, para las losas de 29 cm y 21 cm considerando que las vigas de refuerzo y las originales no están íntimamente unidas por los pernos.

Lo anterior fue hecho con la finalidad de determinar la frecuencia natural (f_0) y el periodo de vibración fundamental (T_0) del tablero. Con las propiedades dinámicas de cada tablero se estableció el rango de velocidades de vehículos que eran capaces de producir fenómenos de resonancia incipiente.

A continuación, presentamos los resultados para dos tableros de Concreto reforzado de 21 y 29 cm de espesor, las cuales están conformadas por una losa estructural de 14 cm y una losa de rodamiento de 7 cm y 15 cm, respectivamente. En este caso se consideró la disminución de la rigidez de la losa de concreto reforzado en función del patrón de agrietamiento observado en sitio y en función de los resultados obtenidos en los ensayos de extracción de núcleos efectuados en la pista.

La losa se consideró apoyada sobre las vigas metálicas originales con la finalidad de incorporar las deficiencias de unión con las vigas de refuerzo instaladas en el proyecto de rehabilitación del año 2005. Esto se consideró ya que se ha evidenciado falta de conexión entre las vigas colocadas como refuerzo y las originales, con lo cual el refuerzo no contribuye. (Pista Maracay-Valencia).

Los cálculos fueron efectuados para las siguientes velocidades: 50 kph, 60 kph, 70 kph, 80 kph, 90 kph, 100kph, 110 kph, 120 kph, 130 kph y 140 kph respectivamente. Para cada velocidad de paso de vehículos fue posible determinar la máxima amplitud que produce el paso repetido de cargas en el centro del tablero, a dicho valor de amplitud se sumó la contribución del peso propio del tablero para obtener la deformación vertical total.

A. Propiedades consideradas para el análisis de las amplitudes

Para realizar los análisis del comportamiento de las losas se utilizaron las siguientes dimensiones y propiedades:

- Espesor de la losa estructural: 14 cm.
- Espesor de la capa de rodamiento: 7 y 15 cm.
- Vigas Metálicas: S24x90 originales sin refuerzo, debido a deficiencia reportada en sitio en la unión con los perfiles de refuerzo.
- Resistencia del concreto ($f'c$) = 175 kg/cm².
- Módulo de Elasticidad del Concreto (E)=200.000 kg/cm².

Es bueno destacar que también se utilizaron factores para modificar los comportamientos a la flexión, cortante y membrana en dirección transversal y longitudinal. Adicionalmente se

estimó una reducción de un 40% de los parámetros de rigidez respecto a las condiciones teóricas iniciales del tablero debido a las evidencias de agrietamiento del concreto.

Primeramente se describen los resultados para las losas de 29 cm (14 estructural + 15 rodamiento), y posteriormente se presentan los correspondientes a las losas de 21 cm (14 estructural + 7 rodamiento).

Para el caso de las losas de 29 cm tenemos:

- Frecuencia Natural de Vibración (f_0) = 4.130 Hz.
- Periodo de Vibración del Modo Fundamental (T_0) = 0.242 s

Para el caso de las losas de 21 cm tenemos:

- Frecuencia Natural de Vibración (f_0) = 4.14 Hz.
- Periodo de Vibración del Modo Fundamental (T_0) = 0.24 s

Se observa que las propiedades dinámicas de ambas losas son muy similares.

B. Amplitudes de las vibraciones de los tableros

Para las losas de 29 cm se reportan a continuación los valores de deflexión máxima recomendados en la Tabla III.

Tabla III: Deflexiones máximas recomendadas para losas de puentes cortos por la AASHTO [26]

| | En (cm) |
|--|---------|
| Flecha Maxima Permitida (AASHTO, 2007) | 1.625 |
| Flecha Maxima Recomendada (Vel < 120 Km/h) | 2.600 |
| Flecha Maxima Recomendada (Vel \approx 120 Km/h) | 2.000 |
| Flecha Maxima Recomendada (Vel > 120 Km/h) | 1.530 |

Fuente: Propia

Los resultados de los análisis se incluyen en la Tablas IV y V para losas de 29 y 21 cm, respectivamente.

Tabla IV: Deflexiones máximas obtenidas de los análisis dinámicos de las losas de 29 cm.

| AMPLITUD TOTAL EN EL CENTRO DEL TABLERO (Carga Dinamica mas Peso Propio) (cm) | Velocidad (Km/h) |
|---|------------------|
| 3.605 | 50 |
| 2.853 | 60 |
| 2.496 | 70 |
| 2.287 | 80 |
| 2.049 | 90 |
| 1.956 | 100 |
| 1.843 | 110 |
| 1.679 | 120 |
| 1.696 | 130 |
| 1.627 | 140 |

Fuente: Propia

Con base en los valores de las Tablas III y IV tenemos que el factor de impacto ($\frac{\Delta d}{\Delta s}$) para esta losa de 29 cm oscila entre 106% y 235%. Similarmente, para las losas de 21 cm, con base en los valores de las Tablas III y V tenemos que el factor de impacto ($\frac{\Delta d}{\Delta s}$) oscila entre 93% y 218%.

Tabla V: Deflexiones máximas obtenidas de los análisis dinámicos de las losas de 21 cm

| AMPLITUD TOTAL EN EL CENTRO DEL TABLERO (Carga Dinamica mas Peso Propio) (cm) | Velocidad (Km/h) |
|---|------------------|
| 4.214 | 50 |
| 3.290 | 60 |
| 2.852 | 70 |
| 2.595 | 80 |
| 2.302 | 90 |
| 2.187 | 100 |
| 2.048 | 110 |
| 1.847 | 120 |
| 1.868 | 130 |
| 1.782 | 140 |

Fuente: Propia

Para ambas losas, los rangos de los factores de impacto resultan elevados, aunque son un tanto mayores para las losas de 29 cm que para las de 21 cm.

En los gráficos de las Figuras VIII y IX se presentan las deflexiones máximas recomendadas por la Norma AASHTO 2007 [26] junto con las recomendaciones en función de las velocidades para el confort de los usuarios para las losas de 29 cm y 21 cm, respectivamente. El valor de deflexión máxima importante a tratar de satisfacer es el recomendado por la Norma AASHTO 2007 [26], los otros son solamente referenciales.

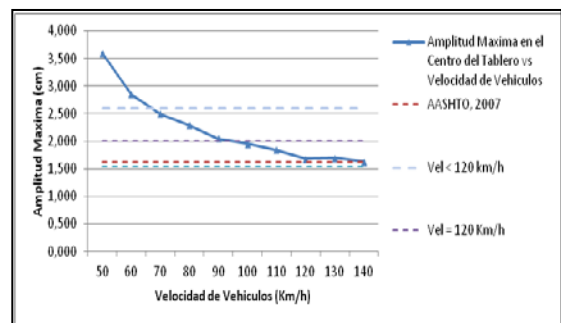


Figura 8: Gráfica de Velocidad de Amplitud Máxima en el Centro del Tablero en (cm) vs Velocidad de Vehículos en (kph). (Losa de 29 cm). Fuente: Propia

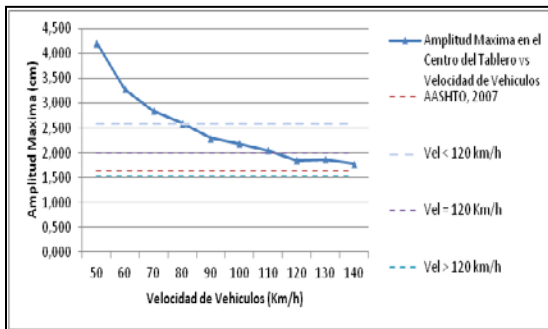


Figura 9: Gráfica de Velocidad de Amplitud Máxima en el Centro del Tablero en (cm) vs Velocidad de Vehículos en (kph). (Losa de 21 cm). Fuente: Propia

Se observa en la Figura VIII que para el tablero de 29 cm las amplitudes máximas verticales alcanzan valores por encima de los 3.5 cm para velocidades bajas (< 50 kph), y pueden oscilar entre 2.0 cm y 3.0 cm para vehículos que se desplacen entre 60 kph y 100 kph.

Por otra parte, se observa en la Figura IX que para la losa de 21 cm, las amplitudes máximas verticales alcanzan valores por encima de los 4.0 cm para velocidades bajas (< 50 kph), y pueden oscilar entre 2.0 cm y 3.0 cm para vehículos que se desplacen entre 60 kph y 110 kph.

Nótese que para ambas losas los valores obtenidos son bastante similares y están por encima de los valores máximos recomendados por la Norma AASHTO para todas las velocidades estudiadas. Incluso existe un excedente de hasta 2.0 cm para el vehículo de diseño que se desplace a velocidades por debajo de los 50 kph respecto a la referida norma para ambas losas.

Estas condiciones de los tableros típicos de ambas pistas del viaducto representan la condición actual de muchos tramos en los que la losa de concreto posee un nivel de fisuración importante y no existe acción conjunta entre las vigas de refuerzo incorporadas en el proyecto de rehabilitación ejecutado en el año 2005 y las vigas originales del viaducto.

Los resultados de los análisis indican que las acciones generadas en el viaducto debido al paso de las cargas móviles de los vehículos, poseen el carácter cíclico necesario para generar la rotura por fatiga, con oscilaciones de carga en muchos casos muy importantes, siendo la variación tensional el parámetro más influyente. La variación tensional es la diferencia entre las tensiones máximas y mínimas registrados en un punto potencial de falla del tablero que dan paso a las tres fases principales del proceso de deterioro: iniciación de la fisura, propagación y rotura final.

Por otra parte, cuando la velocidad de los vehículos aumenta, el fenómeno de fatiga se agrava debido a las siguientes razones:

- El número de ciclos de esfuerzo aumenta al generarse un mayor número de vibraciones libres.
- La posible entrada en resonancia de los miembros estructurales puede originar un crecimiento de la magnitud de las oscilaciones tensionales como del número de ciclos.

Los daños se evidencian en la zona central de las losas debido a los altos valores de amplitudes generados por el tráfico con múltiples ejes a altas velocidades. Eso puede verse en las Figuras X y XI para la losa de 29 cm y la de 21, respectivamente. Dicho efecto es acumulativo y fatiga el concreto de la losa aumentando el deterioro de las mismas con el tiempo.

C. Análisis de la fisuración de los tableros

Para verificar analíticamente el patrón de agrietamiento existente en las losas, se determinó el momento de fisuración máximo para cada sección de concreto de los tableros. Las tensiones causadas por esos momentos se compararon con las tensiones reportadas en los modelos analizados en ambas pistas. Para el análisis fue utilizada la máxima carga por eje transmitida por el vehículo de diseño seleccionado conforme a resultados obtenidos en el estudio de tráfico desarrollado por la Empresa Network Traffic (Vehículo Clase 5. Tres ejes de carga pesada).

El momento de fisuración máximo (M_{cr}) se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$M_{cr} = \frac{f_r I}{y_t}$$

Donde:

f_r : Es la resistencia a la tracción por flexión del concreto (kg/cm^2), estimada como $f_r = 2\sqrt{f_c}$

I : Momento de Inercia de la Sección (cm^4)

y_t : Distancia desde el centroide hasta la fibra de la sección donde se producen las mayores tracciones, (cm)

De aquí se obtienen los momentos de fisuración probables para cada losa de tablero, los cuales se indican en la Tabla VI.

La capacidad a la tensión del concreto (f_r) fue ajustada (reducida) considerando los resultados de ensayos en núcleos extraídos, según se muestra en la Tabla I. Para el análisis de la losa se utilizó la carga variable determinada por el estudio de tráfico efectuado y se aplicó el factor de impacto correspondiente conforme a lo especificado por AASHTO, 2007 [26].

Tabla VI: Momentos flectores máximos para fisuración del concreto en losas de 20 cm y 21 cm del viaducto La Cabrera

| ESPESOR DE LOSA DE CONCRETO DEL TABLERO. | RESISTENCIA A LA TENSIÓN DEL CONCRETO (fr) (kg/cm ²) | MOMENTO DE FISURACIÓN ESTIMADO (Mcr) (ton-m) |
|--|--|--|
| LOSA ESPESOR: 29 CM | 26.45 | 11.80 |
| LOSA ESPESOR: 21 CM | 26.45 | 10.30 |

Fuente: Propia

Los resultados del análisis de tensiones actuantes sobre ambos tableros (29 cm y 21 cm), utilizando la máxima carga por eje transmitida por el vehículo de diseño se muestran en las Tablas VII y VIII.

Con relación al patrón de fisuración por momentos flectores máximos, se observa en las Figuras 12, 13, 14 y 15 que en ambas losas los mismos ocurren en las zonas por donde circulan los vehículos y presentan concentraciones a ciertos intervalos. Los valores máximos de dichos momentos aumentan con el mismo patrón para la condición de vigas mal conectadas. Es muy importante destacar que dicho patrón coincide bastante bien con el observado en los canales por donde circula la carga pesada tal como se ilustra en las fotografías de las Figuras 16, 17 y 18.

De estos resultados se emiten los siguientes comentarios con relación a las tensiones máximas por momento en los tableros:

- La losa de 29 cm de espesor posee mejor capacidad para resistir las tensiones generadas por el paso repetido de cargas, manifestando una mejor capacidad ante la presencia de tensiones de fatiga. Esta condición está presente aun cuando las vigas no contribuyan adecuadamente. De allí que se observe un patrón de fisuración menos severo en la Pista Norte (sentido Caracas-Valencia).

Tabla VII: Tensiones por momento flector máximo del tablero con losa de concreto de espesor 29 cm

| CONDICIÓN | ESFUERZO MÁXIMO ACTUANTE SOBRE LOSA. (kg/cm ²) | RESISTENCIA A LA TENSIÓN DEL CONCRETO (fr) (kg/cm ²) | DIFERENCIAL (kg/cm ²) (ESFUERZO QUE DEBE SER ABSORBIDO POR EL ACERO DE REFUERZO) |
|--|--|--|--|
| VIGAS ADECUADAMENTE CONECTADAS | 53.85 | 26.45 | 27.40 |
| VIGAS MAL CONECTADAS, DEFICIENCIA EN COMPORTAMIENTO COMO SECCIÓN MIXTA | 57.00 | 26.45 | 30.55 |

Fuente: Propia



Figura 16: Patrón de agrietamiento típico en zona central del tablero. Fuente: Elaboración propia



Figura 17: Patrón de agrietamiento típico en zona central del tablero. **Fuente:** Elaboración propia



Figura 18: Patrón de Agrietamiento en tableros mixtos (13 m). **Fuente:** Elaboración propia

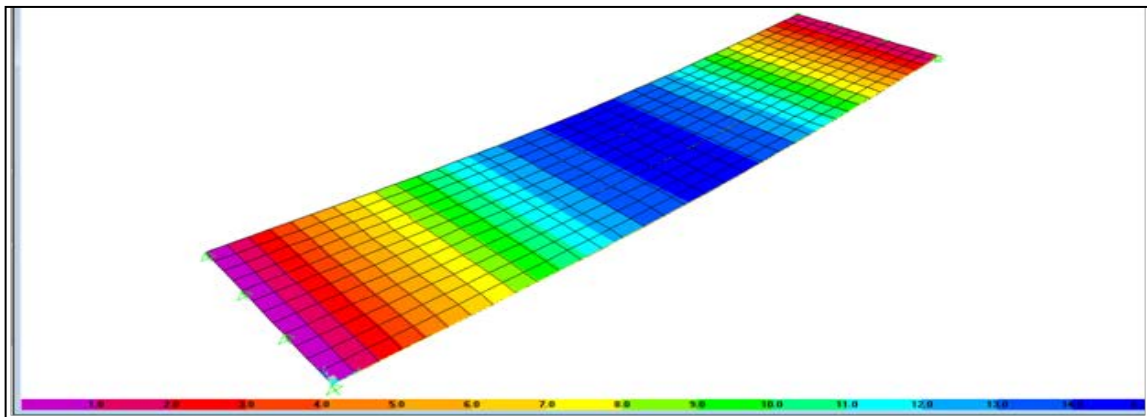


Figura 10: Amplitudes del desplazamiento debidas al paso de un vehículo Clase 5 cargado por las losas de 13 m del viaducto La Cabrera. **Fuente:** Elaboración propia

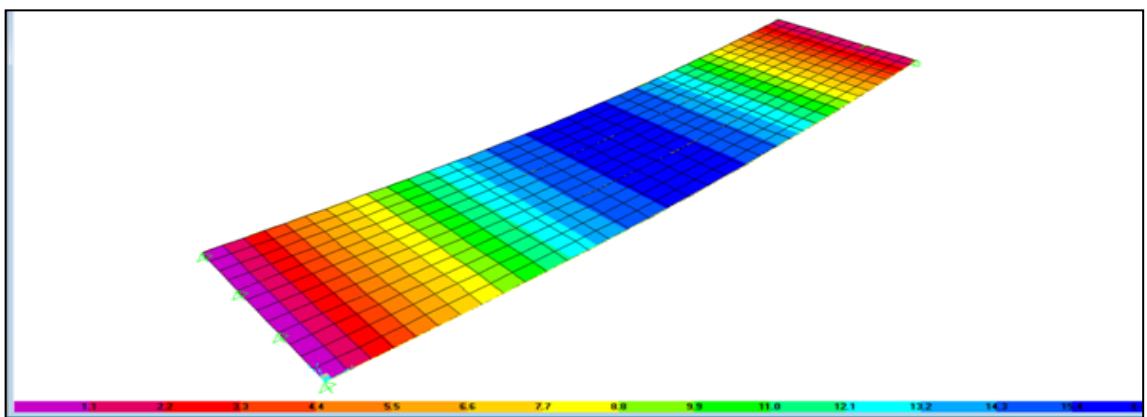


Figura 11: Amplitudes del desplazamiento debidas al paso de un vehículo Clase 5 cargado por las losas de 13 m del viaducto La Cabrera. **Fuente:** Elaboración propia

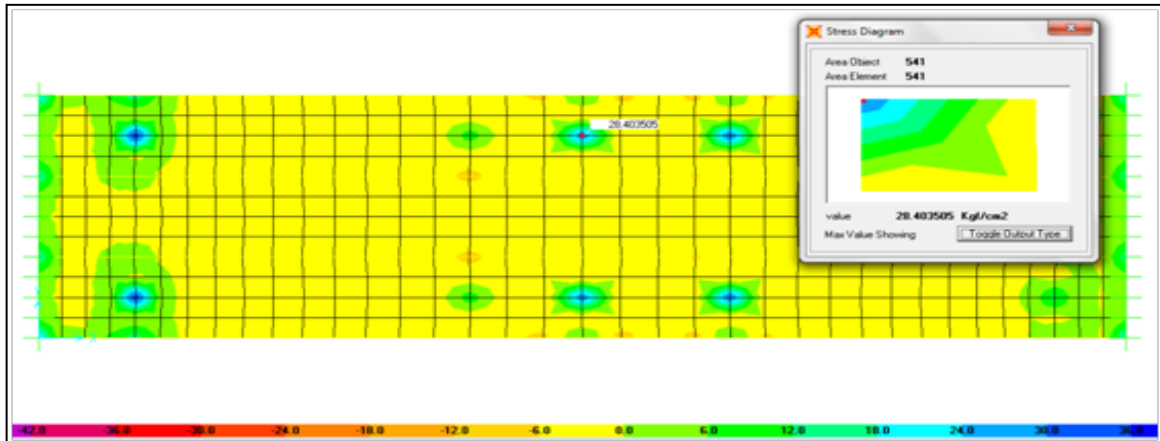


Figura 12: Patrón de fisuración por momento flector máximo del tablero de 29cm de espesor, con las vigas adecuadamente conectadas. **Fuente:** Elaboración propia

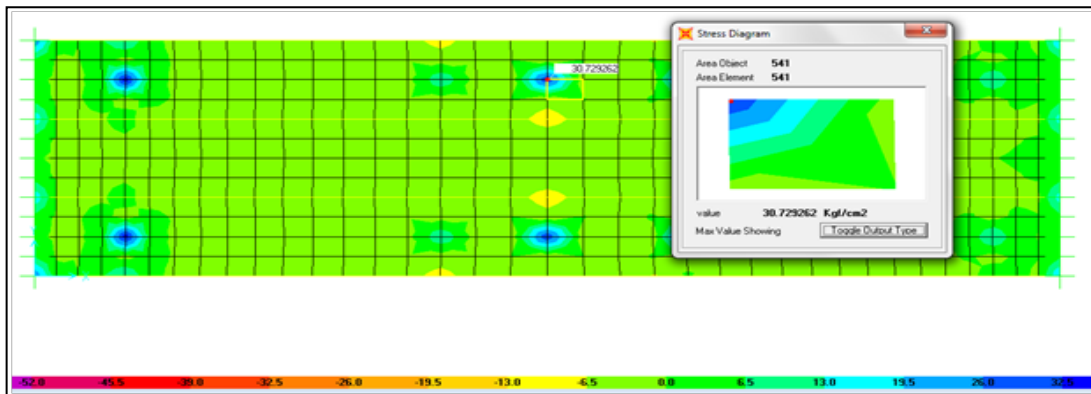


Figura 13: Patrón de fisuración por momento flector máximo del tablero de 29cm de espesor con las vigas mal conectadas, deficiencia en comportamiento como sección mixta. **Fuente:** Elaboración propia

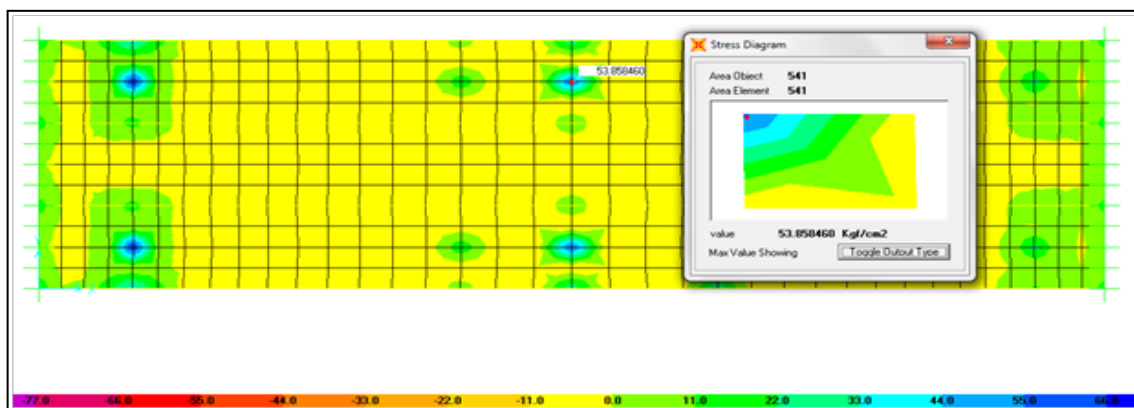


Figura 14: Patrón de fisuración por momento flector máximo del tablero de 21cm de espesor con las Vigas adecuadamente conectadas. **Fuente:** Elaboración propia

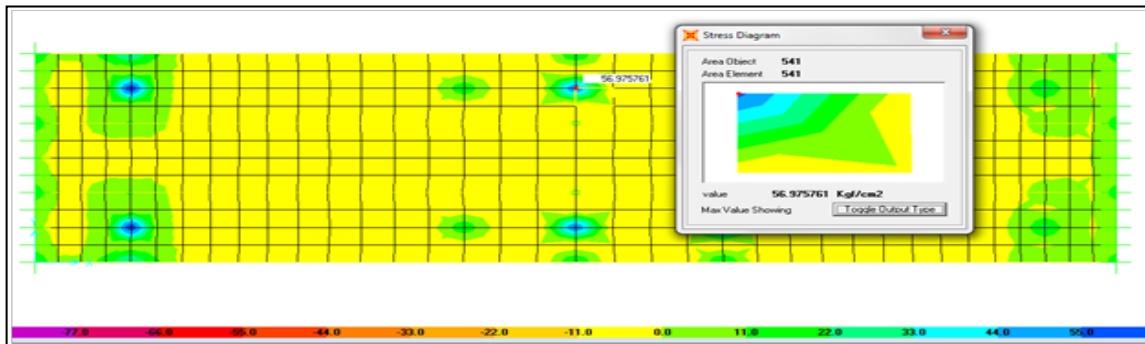


Figura 15: Patrón de fisuración por momento flector máximo del tablero de 21cm de espesor con las Vigas mal conectadas, deficiencia en comportamiento como sección mixta. **Fuente:** Elaboración propia

- La losa de 21 cm de espesor posee una limitada capacidad para resistir tensiones debidos a repetición de cargas, manifestando una deficiente capacidad para resistir tensiones de fatiga. Esta condición está presente tanto para los tableros que no se encuentren adecuadamente conectados, como los que se encuentran bien conectados.
- La losa de 29 cm manifiesta una relación de esfuerzo actuante/resistente de 1.16, mientras que la losa de 21 cm de espesor manifiesta una relación de esfuerzo actuante/resistente de hasta 2.15, lo cual viene a ser un claro indicio de la limitada capacidad de resistir tensiones de fatiga que posee la losa de 21 cm respecto a la losa de 29 cm.
- Los patrones de agrietamiento por excedencia de los momentos flectores máximos ocurren en los canales de circulación y aumentan cuando las vigas no están trabajando debidamente conectadas lo cual no permite el trabajo conjunto de ambos miembros y cambia la rigidez del conjunto viga-losa. Este patrón se observa en los daños existentes en las losas.

IV. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LAS JUNTAS DE DILATACIÓN DE LAS JUNTAS DE DILATACIÓN ENTRE TABLEROS

En una de las visitas realizadas en 2014 se observaron daños importantes en las juntas de dilatación entre tableros reparadas en el año 2012, es decir a sólo dos años de dicha reparación. Se presume que los daños son debidos a la aplicación progresiva de cargas de impacto de forma cíclica en los sectores de las juntas de dilatación, que se evidencian de forma más severa por la presunta

deficiencia estructural de la sección mixta. Estos daños son mucho más severos en la Pista Sur (sentido hacia Caracas) que los reportados en la Pista Norte (hacia Valencia).

Con la finalidad de determinar el efecto que produce la carga máxima registrada por el estudio de tráfico desarrollado por Network Traffic, se realizó un análisis de tensiones sobre ambas tipologías de tableros (21 cm y 29 cm) mediante modelado con el método de los miembros finitos (MEF). El objetivo fue evaluar el comportamiento al esfuerzo cortante de las losas de los tableros en los puntos de contacto con los pórticos de concreto.

Para el análisis se utilizó la carga máxima por eje del vehículo de carga crítica determinada en el estudio de tráfico (Vehículo Pesado Clase 5 con 3 Ejes de Carga), para esta configuración de carga se transmite una carga máxima por doble rueda en el orden de ocho (8) ton, lo cual determina una carga máxima por eje de 16 ton.

La distribución de carga sobre el tablero se realizó conforme al criterio de especificado por la norma ASSHTO LRFD Bridges, [26] la cual especifica lo siguiente:

“El área de contacto de cauchos de una rueda compuesta por uno o dos cauchos será asumida como un rectángulo simple, cuyo ancho es de 510 mm y cuya longitud en mm será determinada conforme a:”

$$l = 2.28 \gamma \left(1 + \frac{IM}{100} \right) P$$

Donde:

γ = Factor de carga.

IM = Factor de carga dinámica permisible.

P = 72.5 kN para el camión de diseño y de 55 kN para el tándem de diseño.

La presión de diseño se asume distribuida uniformemente sobre el área de contacto. Los valores de esfuerzo cortante obtenidos en los modelos de elemento finito (MEF) fueron comparados con la capacidad resistente al corte de ambas tipologías de tableros (21 cm y 29 cm), con la finalidad de evaluar la relación demanda/capacidad al esfuerzo cortante existente, debido al efecto que produce el paso de la rueda de diseño en los puntos de esfuerzo crítico.

La tensión cortante máxima sobre el concreto (v_c) se estima mediante la siguiente expresión:

$$v_c = 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Donde:

f'_c = Resistencia del concreto (kg/cm^2). Se consideró en los cálculos una resistencia f'_c equivalente a 175 kg/cm^2 . (Para la sección completa)

En las Figuras 19 y 20 se muestran los puntos donde se concentran las tensiones cortantes en las losas de 29 cm y 21 cm, respectivamente, debidos al paso de un vehículo Clase 5 cargado.

Se observa en las Figuras 10 y 20 que existe un patrón longitudinal y otro transversal para las tensiones cortantes. Estos aparecen en los extremos donde está contacto con los pórticos y en esa localización hacia los extremos derecho e izquierdo. Luego, ese mismo patrón se repite a cierta distancia a lo largo de los 13 m. Esto coincide con los patrones de daños observados en las losas del viaducto.

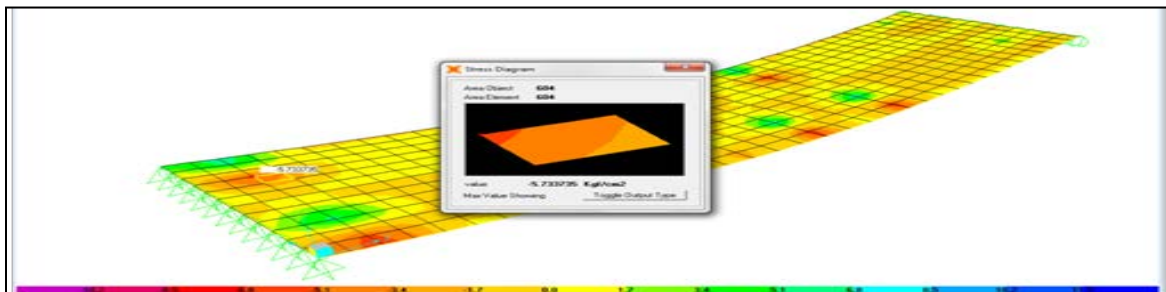


Figura 19: Análisis de tensiones cortantes sobre el tablero en las zonas de contacto con el pórtico de concreto (Losa de Tablero de 29 cm de espesor). **Fuente:** Elaboración propia

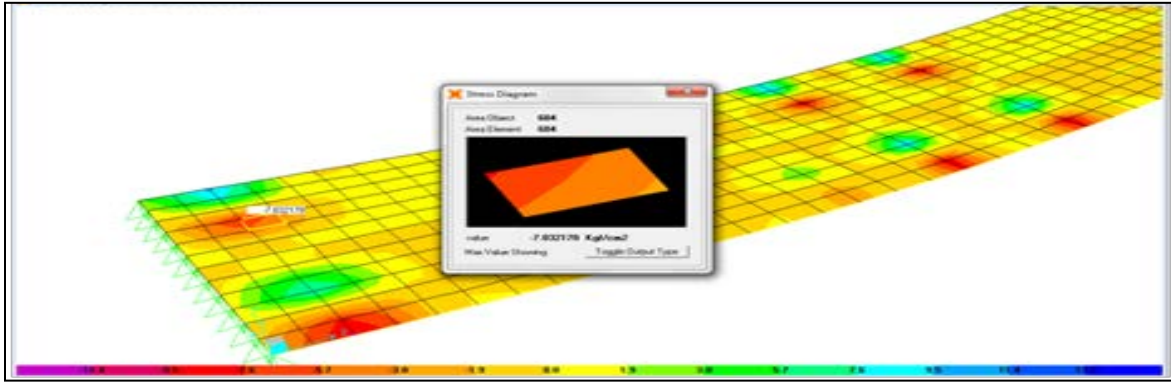


Figura 20: Análisis de tensiones cortantes sobre el tablero en las zonas de contacto con el pórtico de concreto (Losa de Tablero de 21 cm de espesor). **Fuente:** Elaboración propia

A continuación se resumen los resultados de estos análisis:

- Con la carga transmitida por la rueda del camión de carga crítica (16 ton por eje), se obtiene un esfuerzo máximo de unos 7.87 kg/cm² en la zona de contacto del tablero de 21 cm con el pórtico de concreto.
- Con la carga transmitida por la rueda del camión de carga crítica (16 ton por eje), se obtiene un esfuerzo máximo de 5.73 kg/cm² en la zona de contacto del tablero de 29 cm con el pórtico de concreto.

Estos resultados se resumen en la Tabla VIII. Se observa en dicha tabla que la relación demanda/capacidad en ambos tableros es superior a 1, lo cual indica que sobre la sección de concreto en la zona de contacto con los pórticos, se produce un sobre-esfuerzo debido al paso de la carga crítica reportada. Sin embargo, se esperan mayores daños en los tableros de 21 cm que en los tableros de 29 cm.

Los patrones de daños en las zonas de las juntas de dilatación contenidos en las Figuras 19 y 20 coinciden bastante bien con los daños observados en ambas pistas, tal como se evidencia en las Figuras 21, 22 y 23.

El diseño original del viaducto contemplaba una condición de espesores equivalente al existente en la pista Sur (Sentido Valencia-Caracas), es decir, espesor de losa estructural de 14 cm con una capa de rodamiento de 7 cm. Por lo tanto, es de esperarse que el deterioro de dicho tablero fuese superior al deterioro reportado en el tablero de 29 cm, debido a que el incremento de volumen de tráfico por la Autopista Regional del Centro (ARC) se ha prácticamente duplicado entre el año 2002 y 2014, de acuerdo con la data suministrada por la empresa Network Traffic.

Tabla VIII: Relación Demanda/Capacidad ante el esfuerzo cortante en las zonas de contacto del tablero con los pórticos de concreto.

| ESPESOR DE LOSA DE TABLERO (cm) | ESFUERZO MÁXIMO DE CORTE ACTUANTE SOBRE LOSA. (kg/cm ²) | RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DEL CONCRETO (U _c) (kg/cm ²) | RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD |
|--|---|---|----------------------------|
| TABLERO 21 CM (SENTIDO VALENCIA-CARACAS) | 7.87 | 5.25 | 1.50 |
| TABLERO 29 CM (SENTIDO VALENCIA-CARACAS) | 5.73 | 5.25 | 1.09 |

Fuente: Propia

En consecuencia, es de esperarse que el incremento del volumen de tráfico haya aumentado hasta en unas cinco (5) veces respecto al considerado en 1957, independientemente del porcentaje de incremento que se haya asumido en el diseño original para los años siguientes. De acuerdo con lo mencionado hasta ahora, el hecho de que se siga manteniendo el espesor original en las pistas del viaducto es un indicador de que las fallas pudieran agravarse en función del nivel de frecuencia de tráfico que experimenta el viaducto y la magnitud de las cargas correspondientes. Este comentario es más crítico para la Pista Sur donde la losa tiene 21 cm. No obstante, el mismo aplica también a la Pista Norte, aunque su mayor espesor le da un poco más de tiempo antes que incremente el deterioro a los niveles de los evidenciados en la Pista Sur.



Figura 21: Patrón de Agrietamiento en juntas de dilatación de tableros mixtos (13 m). **Fuente:** Elaboración propia



Figura 22: Patrón de Agrietamiento en juntas de dilatación de la zona central de viaducto. **Fuente:** Elaboración propia



Figura 23: Patrón de Agrietamiento en juntas de dilatación de tableros mixtos (13 m). **Fuente:** Elaboración propia

Una forma de controlar el nivel de daños en las juntas de dilatación de los tableros de forma inmediata vendría dado por la reactivación del control de carga sobre los vehículos que circulan por la ARC, tal como se venía implementando hasta el año 2007. Para ese entonces, los índices de sobrecarga eran bastante bajos por la presencia de operativos de control que resultaron ser bastante efectivos. Según lo indicado por Network Traffic, desde el año 2008 hasta la presente fecha no hay reportes del INTTT sobre el control de carga.

Una solución basada en el control de carga pudiera ser una forma de mitigar el problema de afectación de las juntas de dilatación debido a la fatiga que produce el paso repetido de cargas. Asimismo, se debe tomar en cuenta la deficiencia existente en las losas estructurales de ambas pistas, las cuales presentan severos niveles de fracturamiento de acuerdo con los resultados obtenidos en los núcleos de concreto extraídos en ambas pistas del viaducto.

Lo anterior torna crítica la situación para la losa de 21 cm de espesor, la cual, a juicio de los autores, debe ser resuelta de corto a mediano plazo mediante sustitución de la misma por una losa de espesor adecuado para soportar el nivel de frecuencia de paso y la magnitud de las cargas actuantes actuales.

Aunque los valores de esfuerzo crítico actuantes varían en función de la configuración geométrica del vehículo, tipología de ruedas e incluso condición de la superficie de rodamiento, estos valores pueden ser utilizados como una referencia para evidenciar la condición de esfuerzo cortante actuante en la zona de contacto del tablero con los pórticos existentes.

A. *Reparación de las juntas de dilatación entre tableros*

Conforme a información suministrada por el MPPTT se han variado las alternativas de reparación de juntas de dilatación entre tableros. En la Figura 24 se muestra la configuración original de dichas juntas.

Posteriormente el MPPTT decidió desplazar la junta de su condición original generando distintas configuraciones, según se muestra en las Figuras 25 y 26. Esta nueva condición evidenció daños importantes en las juntas de dilatación debido a la carencia de una adecuada superficie de soporte para la losa de rodamiento, lo cual contribuye a la deficiente capacidad que posee la losa de 7 cm para resistir tensiones cortantes.

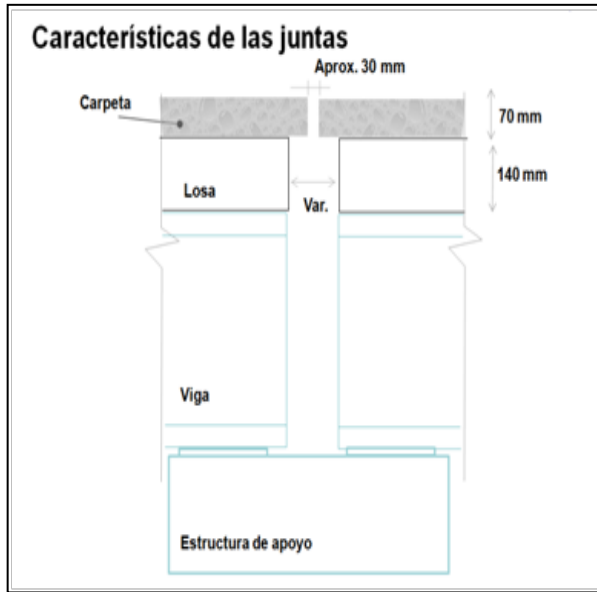


Figura 24: Configuración original de las juntas de dilatación del viaducto: **Fuente:** Información suministrada por el MPPT y validada en sitio por los autores del presente artículo.

Hay una configuración para separaciones menores o iguales que 4 cm y otra para separaciones mayores que 4 cm.

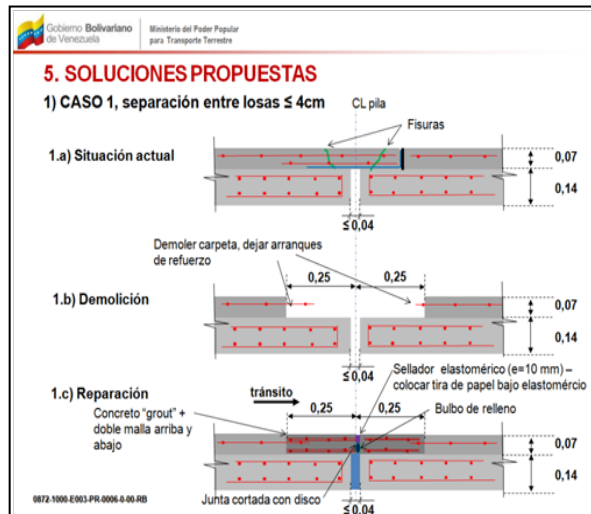


Figura 25: Primera configuración modificada para reparaciones de las juntas de dilatación del viaducto cuando la separación entre losas es menor o igual que 4 cm. **Fuente:** Información suministrada por el MPPT y validada en sitio por los autores del presente artículo.

Actualmente se han registrado importantes daños en las juntas de dilatación de los tableros tras haber ejecutado las diferentes soluciones propuestas, tal como se muestra en las imágenes obtenidas en visita efectuada en agosto del 2014. Véanse las fotografías de las Figuras 21, 22 y 23.

Los niveles de daños reportados en las juntas de dilatación correspondientes a los tableros de 21 cm de espesor son debidos a su notable deficiencia para resistir la magnitud de las

tensiones cortantes actuales en ambas pistas del viaducto. Adicionalmente, esos daños también se deben a los fenómenos de fatiga que se hacen más evidentes en las juntas de dilatación, por la frecuencia de cargas de impacto a las que se encuentra sometida dicha zona en particular.

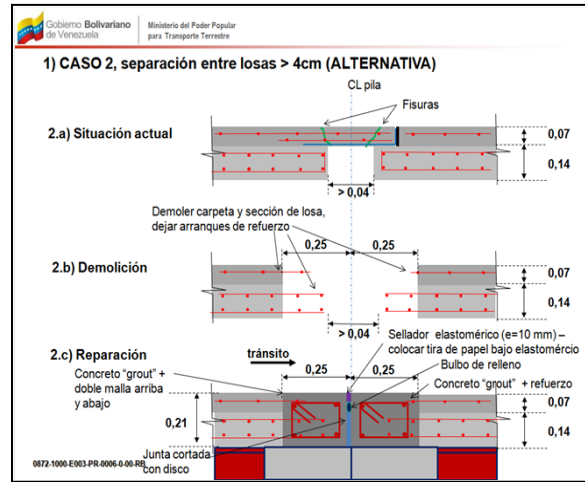


Figura 26: Segunda configuración modificada para reparaciones de las juntas de dilatación del viaducto cuando la separación entre losas es mayor que 4 cm. **Fuente:** Información suministrada por el MPPT y validada en sitio por los autores del presente artículo.

Los mecanismos de reparación de las juntas de dilatación propuestos hasta ahora no son capaces de solucionar los problemas asociados con la deficiente capacidad estructural del tablero, que manifiesta mayores daños en la losa de 21 cm. En tal sentido, se recomienda no modificar la filosofía de diseño de las juntas de dilatación originales del viaducto y considerar los efectos de las vibraciones y las cargas de impacto al momento de efectuar nuevas reparaciones.

V. CONCLUSIONES

Las vibraciones de las losas debidas al tránsito automotor son las responsables de los daños acumulados en las losas del viaducto La Cabrera. Así lo demuestran los resultados de los análisis dinámicos del comportamiento de dichas losas, los cuales muestran patrones de concentración de tensiones cortantes y momentos que coinciden con los daños observados en las losas. El efecto es más pronunciado para las losas de 21 cm de espesor que para las de 29 cm de espesor.

En ninguno de los estudios del viaducto La Cabrera se encontró referencias a que las vibraciones fuesen la potencial causa de dichos daños. Esto es un hallazgo importante que coincide con la bibliografía consultada sobre daños en puentes debidos al tránsito automotor. Se demostró analíticamente que tanto los efectos combinados de las magnitudes de las cargas junto con la cantidad de ejes sobre las losas debidos a la velocidad de los vehículos y los períodos de

vibración de los mismos vehículos producen superposición de tensiones en las losas que sobrepasan los valores normativos permitidos por la AASHTO.

El exceso de carga de los vehículos de transporte de bienes y mercancías fue medido y el mismo resultó muy importante ya que para el momento de elaboración del estudio no existía un mecanismo activo para ejercer dicho control por parte de las autoridades responsables del mantenimiento del viaducto. Este hecho aunado a las velocidades a las que pueden circular los vehículos de carga pesada, hace que las vibraciones de las losas estén muy cercanas a las vibraciones de dichos vehículos, por lo cual aparecen factores de amplificación significativos tanto para las deflexiones como para las tensiones cortantes y los momentos experimentados por las losas durante el paso de dichas cargas.

Parte de los reforzamientos realizados para el viaducto, como la colocación de nuevas vigas metálicas debajo de las existentes unidas con pernos para aumentar la rigidez de las mismas, han resultado beneficiosas para mejorar el desempeño de las losas ante las vibraciones inducidas por las cargas, aunque en dichos estudios no se especifica que esa fuera la intención de dicho reforzamiento. La mejora resulta debido a que por la poca longitud de las losas (13m) el sistema compuesto entre las losas y las vigas mejora su desempeño al aumentar la inercia de dicho sistema. Esto fue demostrado en los análisis dinámicos de los tableros junto con el hecho de que la peor condición de trabajo de las losas es cuando esas vigas no están trabajando debidamente unidas.

Se evidenció en visita al viaducto que las vigas no están contribuyendo a soportar las cargas debido a que los pernos que las unían en las alas se han perdido. Esto hace que el proceso de deterioro de las losas se acelere y continúe deteriorando el concreto de las mismas por fatiga con lo cual cualquier micro-fisuramiento inicial presente en el concreto adquiere patrones exagerados, tal como los mostrados en este trabajo. Por esa razón, la integridad del concreto de las losas cambia de un medio que esperábamos considerar como continuo a uno compuesto por un agregado de fragmentos de concreto débilmente unidos. El resultado es que el momento de inercia real de las losas cambia a valores muy bajos lo cual hace que cambien los patrones de respuesta y se acelere el proceso de deterioro.

La calidad del concreto de las losas actuales del viaducto es muy mala y por las razones antes mencionadas continua su proceso de deterioro. Considerando los aspectos señalados en los párrafos anteriores, se hacen algunas recomendaciones para mejorar las actividades de

reparación de las losas en el viaducto, mientras se estudia la posibilidad de cambiar las losas por otras cuyas propiedades dinámicas ante las vibraciones les permitan un mejor desempeño que las actuales.

RECOMENDACIONES

Debido a la mala calidad que presenta el concreto de las losas por los daños acumulados a causa de los procesos de fatiga originados a las vibraciones durante la vida útil, se recomienda cambiar las losas por otras cuya inercia les permita un mejor desempeño ante las cargas del tránsito. Esta recomendación también se sustenta en el hecho de que el deterioro del concreto de las losas no es estático sino acumulativo y aumenta con el tiempo debido a la fatiga causada por las vibraciones. Dicho proceso, además, es irreversible y no puede ser detenido ni revertido económicamente, con los procedimientos de reparación y mantenimiento.

Debido a que los mecanismos de reparación de las juntas de dilatación no son capaces de solucionar los problemas asociados a la deficiente capacidad estructural del tablero, que manifiesta mayores daños en la losa de 21 cm. En tal sentido, se recomienda no modificar la filosofía de diseño de las juntas de dilatación originales del viaducto y considerar los efectos de las vibraciones y las cargas de impacto al momento de efectuar nuevas reparaciones.

El concreto de reposición a utilizarse deberá poseer un módulo de elasticidad similar al del concreto existente, por lo tanto no se recomienda el uso de morteros especiales a menos que su capacidad de adhesión y funcionamiento con el concreto viejo sean bien entendidos.

Al momento de colocar el material de reposición debe utilizarse un mecanismo de anclaje entre el concreto nuevo y el existente que sea lo suficientemente competente para garantizar la unión de los dos materiales, todo esto es válido siempre y cuando se garantice que el concreto base posee la capacidad estructural y rigidez suficiente para servir de sustrato de apoyo del nuevo concreto. Es conveniente evaluar la factibilidad de uso de conectores de corte, los cuales de igual forma, podrían ser efectivos siempre que se garantice que tanto el concreto existente como el concreto nuevo, poseen la capacidad y rigidez suficiente para resistir la magnitud de las tensiones generadas en la interface de ambos materiales.

En los procesos de reparación debe garantizarse la continuidad del acero de refuerzo existente, sin generar nuevas interrupciones del mismo y evitando la formación de nuevas juntas de dilatación que al estar sometidas al nivel de fatiga reportado, tendrán que ser reparadas nuevamente.

REFERENCIAS

- [1] Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN) (2002). Norma venezolana. Peligrosidad sísmica, Caracas, COVENIN, NVC 2042-86 Norma COVENIN-MINDUR 2042-86 "".
- [2] Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN) (2002). Norma venezolana. Límite de peso para vehículos de Carga. Norma COVENIN-MINDUR 614-87 "".
- [3] PROYECTO DE RECALCE DEL VIADUCTO LA CABRERA, AUTOPISTA REGIONAL DEL CENTRO, ESTADO CARABOBO, 1.980, elaborado por el Ing. Roberto Centeno. Ejecutado por la empresa Pilotajes FRANKI.
- [4] ESTUDIO DE "PELIGRO SÍSMICO Y ESPECTROS DE RESPUESTA DEL VIADUCTO LA CABRERA", 1.996, elaborado por el IMME.
- [5] CONDICIONES DE FUNDACIÓN Y OBRAS DE ESTABILIZACIÓN PROG. 82+465 A 84+105 MEMORIA TÉCNICA, SISTEMA FERROVIARIO CENTRAL – IAFE, elaborado en 2.004 – CONSORSIO GRUPO TUY – G. Perri.
- [6] PROYECTO DE REHABILITACIÓN INTEGRAL DEL VIADUCTO LA CABRERA, AUTOPISTA REGIONAL DEL CENTRO, ESTADO CARABOBO, Octubre de 2.005, elaborado por el Ing. José Capobianco. Ejecutado parcialmente por la empresa PILPERCA.
- [7] ESTUDIO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO PARA PROYECTO DE REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DEL VIADUCTO LA CABRERA, elaborado en 2.005 por OFICINA TÉCNICA JOSÉ HEREDIA.
- [8] INSPECCIÓN OCULAR PRELIMINAR DEL VIADUCTO "LA CABRERA" realizada por BC&A a solicitud del MPPTC el día 26 de mayo 2011, presentación N° 0750-7000-0500-PR-0001-0-00-RB.
- [9] INSPECCIONES OCULARES DEL ESTADO ACTUAL DE LA SÚPER ESTRUCTURA DEL VIADUCTO "LA CABRERA", realizadas por BC&A a solicitud del MPPTC los días 26 de mayo, 13, 14, 15 y 29 de junio y 22 de julio de 2011, presentación N° 0872-1000-0201-PR-0001-0-00-RA.
- [10] MEDICIONES EN EL TIEMPO DE VERTICALIDAD DE PILAS EN EL VIADUCTO "LA CABRERA", utilizando equipos geodésicos, actividad realizada por BC&A a través de la empresa GRUPO INCARTO, desde noviembre de 2012 hasta la actualidad.
- [11] REPARACIÓN DE CARPETA DE RODAMIENTO Y APRIETE DE PERNOS DE VIGAS METÁLICAS DE REFUERZO DEL VIADUCTO "LA CABRERA", en la BC&A participó en la elaboración del proyecto y ejecutado por la empresa OSMAR CONSTRUCCIONES, en el año 2.012.
- [12] ESTUDIO DE AMENAZA SÍSMICA DEL VIADUCTO "LA CABRERA", en ejecución actualmente por FUNVISIS. Se han realizado entregas parciales del estudio.
- [13] Guánchez, E, H. Echezuría y F. Sánchez, Evaluación y Diagnostico del Comportamiento Geotécnico y Estructural del viaducto La Cabrera. Valencia - Edo. Carabobo. Informe presentado por la Empresa SOLESTUDIOS al Ministerio para el Poder Popular de Transporte y Comunicaciones, OCTUBRE 2014.
- [14] Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN) (2002). Norma venezolana. Norma venezolana barras y rollos de acero con resaltes para uso como refuerzo estructural, Caracas, COVENIN, NVC 2042-86 Norma COVENIN 316-2000, "".
- [15] Silva, J.G.S. da, "Dynamical Performance of Highway Bridge Decks with Irregular Pavement Surface". Computer & Structures, 82 (11-12), 871-881, 2004.
- [16] Silva, José. da and Fernando Laitao, "Dynamic analysis and fatigue assessment of a steel-concrete composite highway bridge deck under traffic loading", 11th International Conference on Vibration Problems, Z. Dimitrovová et al, Edit, Lisboa, Portugal, 1-12 Sept 2013.
- [17] J. Domínguez. Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia. Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2001.
- [18] L. Fryba. Dynamics of solids and structures under moving loads. 3rd ed. Thomas Telford, 1999.
- [19] M. Klasztorny, J. Langer. Dynamic response of single-span beam bridges to a series of moving loads. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
- [20] P. Museros y E. Alarcón. Interacción Vehículo-Estructura y Efectos de Resonancia en Puentes Isostáticos de Ferrocarril para Líneas de Alta Velocidad, Tesis Doctoral, 2002.
- [21] La Shomb, S. Kou, J. Gant, E. De Wolf, J. ; Study of bridge vibrations for Connecticut, 85-165, Oct 1985.
- [22] Alampalli, S. Correlation Between Bridge Vibration And Bridge Deck Cracking: A Qualitative Study, REPORT FHWA/NY/SR-01/136, New York State Department of Transportation, Special Report 136, May 2000.
- [23] ALAMPALLI, SREENIVAS Correlation Between Bridge Vibration And Bridge Deck Cracking: A Qualitative Study, REPORT FHWA/NY/SR-01/136, Special Report 136 Transportation Research And Development Bureau New York State Department Of Transportation, Special Report 136, May 200, Transportation Research And Development Bureau
- [24] Cioara, T., and Alampalli, S. "Particular Methods in Signal Processing for Remote Bridge Monitoring Systems," ASCE Structures Congress 2000, Philadelphia, PA, May 2000.
- [25] Network Traffic de Venezuela, Estudio de carga y tráfico para la Autopista Regional del Centro, Viaducto La Cabrera, Estado Aragua, Sept. 2014.
- [26] Standard Specifications for Highway Bridges - AASHTO 2007.