

Evaluación de la capacidad de aislamiento sísmico de apoyos convencionales de neopreno para puentes



Evaluation of the seismic isolation capacity of conventional bridge rubber bearings



Christopher Gutiérrez-Luna¹, Jesús Valdés-González¹, Carlos-Alberto González-Pérez²

Universidad Autónoma del Estado de México. Facultad de Ingeniería¹ y Facultad de Arquitectura y Diseño². Ciudad Universitaria. Cerro de Coatepec, s/n - 50130 Toluca. Estado de México (México). Tfno: +52 7222140855/414

DOI: <http://dx.doi.org/10.6036/8034> | Recibido: 21/04/2016 • Evaluado: 25/04/2016 • Aceptado: 28/07/2016

ABSTRACT

- The dynamic response of conventional bridge rubber bearings is studied in this paper. The purpose is to assess the ability of seismic isolation of these bearings through the analysis of finite element models. Models with different lateral stiffness are subjected to different dynamic lateral loads (earthquake records, vibration tests and theoretical signals). The effectiveness of the rubber bearings is evaluated through quotients that relate the model response with the excitation. Two types of response are studied, maximum accelerations and Arias intensity. Additionally, hysteresis plots are obtained in order to estimate the dissipated energy by the bearings and the damping increasing or degradation. The obtained results are useful to make decisions concerning to the characteristics required for the conventional rubber bearings in order to increase their ability as seismic isolators and energy dissipation devices.
- **Keywords:** Rubber bearings, seismic isolation, vehicular bridges, energy dissipation.

RESUMEN

En este trabajo se estudia la respuesta dinámica de los apoyos convencionales de neopreno que se utilizan en puentes vehiculares. El propósito es valorar la capacidad de aislamiento sísmico de estos apoyos, por medio del análisis de modelos de elemento finito. Se estudian distintas rigideces laterales de los modelos, los cuales se someten a diferentes cargas dinámicas laterales (sismos, pruebas de vibración y señales teóricas). La efectividad de los apoyos de neopreno se calcula mediante cocientes que relacionan la excitación con la respuesta del modelo. Se estudian dos tipos de respuesta, aceleraciones máximas e intensidades de Arias. Adicionalmente, se obtienen curvas de histéresis que permiten evaluar la energía que disipan los apoyos, así como la degradación o incremento del amortiguamiento. Los resultados son útiles para tomar decisiones referentes a las características que deben tener los apoyos de neopreno para puentes, con el propósito de aumentar su capacidad de aislamiento sísmico y disipación de energía.

Palabras clave: Apoyos de neopreno, aislamiento sísmico, puentes vehiculares, disipación de energía.

1. INTRODUCCIÓN

Los sismos ocasionan grandes pérdidas debido a la falla estructural de las construcciones. Por ello, es importante contar con herramientas que minimicen sus efectos. Los aisladores de base son dispositivos de control que modifican la respuesta de las estructuras. Su propósito es aislar las estructuras del movimiento sísmico del suelo y disminuir las fuerzas de inercia que deben resistir, y con ello, posibles fallas estructurales.

Los aisladores se construyen con láminas de acero y neopreno intercaladas entre sí. Estos dispositivos se conocen como Aisladores Elastoméricos Reforzados con Acero (AERA). En algunos casos, llevan adicionalmente un núcleo de plomo que les proporciona mayor capacidad de disipación de energía. También hay aisladores en los cuales se ha sustituido el acero por fibras (carbón, vidrio, nylon y poliéster), lo cual ha mejorado su desempeño. A este tipo se les conoce como Aisladores Elastoméricos Reforzados con Fibras (AERF) [1].

Los aisladores se colocan entre la subestructura y la superestructura de los puentes y edificios. Su principal efecto es el incremento del periodo de vibración de la estructura, lo cual tiene como propósito alejarla de las zonas de mayor amplificación dinámica en los espectros de respuesta. Se busca que los aisladores tengan un comportamiento histerético a cortante que maximice la energía disipada. Las principales propiedades que determinan su efectividad son: el desplazamiento horizontal último que pueden alcanzar y su amortiguamiento. Ambos factores determinan la cantidad de energía que disipa el aislador. Tanto el amortiguamiento, como el desplazamiento último, dependen de las condiciones de apoyo del aislador (adherido o no), del material del refuerzo (acero o fibras) y de los esfuerzos vertical y horizontal que actúen sobre él [2]. Se ha observado que relaciones de carga axial actuante a resistente menores a 20% garantizan la falla por cortante del aislador y evitan su inestabilidad [3].

Los aisladores deben tener un comportamiento histerético estable, en el cual no haya degradación de rigidez, resistencia y amortiguamiento de un ciclo de carga a otro. Se ha observado que para desplazamientos horizontales del 10% al 100% de la altura total del aislador se presenta una degradación de rigidez, la cual es alta en los aisladores que no están adheridos en su base y baja en los que sí están [2]. En general, los apoyos elastoméricos que se utilizan como aisladores están sujetos a grandes deformaciones horizontales que se combinan con altas cargas axiales durante la

ocurrencia de sismos intensos. Por lo tanto, su diseño requiere una evaluación cuidadosa de su resistencia para esta combinación de cargas y desplazamientos que garantice su estabilidad [3,4].

Los apoyos convencionales de neopreno que se utilizan en la mayoría de los puentes simplemente apoyados, tienen como función principal absorber las deformaciones provocadas por los cambios de temperatura, las fuerzas de frenado y centrífuga que genere la carga viva, así como la vibración ambiental a que esté expuesto el puente [5]. En cuanto a su configuración y comportamiento, los apoyos convencionales de neopreno son parecidos a los aisladores de base AERA. Debido a ello, las primeras aplicaciones de aisladores sísmicos fueron en puentes.

Se ha estudiado experimentalmente el comportamiento dinámico y estático de los dos tipos de aisladores (AERA y AERF). En general, se ha observado que la rigidez vertical, el amortiguamiento, la disipación de energía y los máximos desplazamientos que alcanzan los AERF son mayores [6,7]. Por su parte, los AERA tienen mayor rigidez horizontal. En cuanto a degradación de rigidez y amortiguamiento, ambos tipos de aisladores presentan niveles similares [2].

En relación a los apoyos convencionales de neopreno para puentes, se ha observado [8,9] que estos apoyos funcionan como aisladores de base y provocan reducciones de la respuesta estructural que varían entre 35% y 80%, dependiendo del tipo de cargas que se apliquen en las pruebas.

En forma ideal, el estudio de los apoyos elastoméricos debe basarse en pruebas experimentales que permitan conocer su comportamiento. Sin embargo, los costos y el tiempo que se requiere para realizar estudios experimentales han limitado este enfoque. En los últimos años, se han desarrollado tecnologías de cómputo que permiten hacer análisis numéricos de modelos representativos de estructuras o componentes estructurales, cuyos resultados se aproximan a los experimentales. Por ejemplo, se han estudiado diferentes modelos de elemento finito representativos de aisladores tipo AERF [4,10-15], en los cuales se han analizado distintas condiciones y tipos de carga, configuraciones geométricas, condiciones de frontera *bonded* y *unbonded* (superficies de contacto)

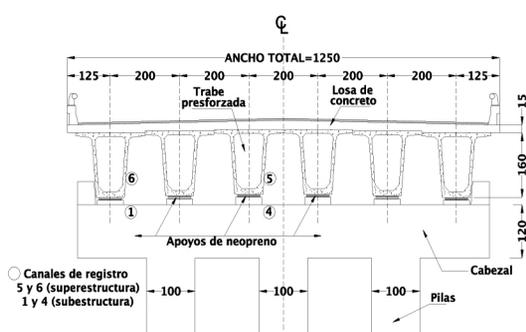
y propiedades de los materiales, entre otras. Dichos estudios han sido útiles para plantear procedimientos de diseño confiables para este tipo de aisladores.

En el presente trabajo, se estudian apoyos convencionales de neopreno de uso común en la mayoría de los puentes vehiculares simplemente apoyados. Aun cuando estos apoyos no se diseñan como aisladores sísmicos, es evidente que durante la ocurrencia de un sismo pudieran funcionar en algunos casos como ellos. De ahí la importancia de conocer su efectividad como aisladores. Para ello, se realiza el análisis tridimensional (3D) de distintos modelos representativos de este tipo de apoyos. Los modelos se someten a una carga vertical constante y a diferentes cargas laterales dinámicas. El comportamiento de los apoyos de neopreno se evalúa mediante la reducción de la respuesta sísmica del puente y la cantidad de energía que disipan.

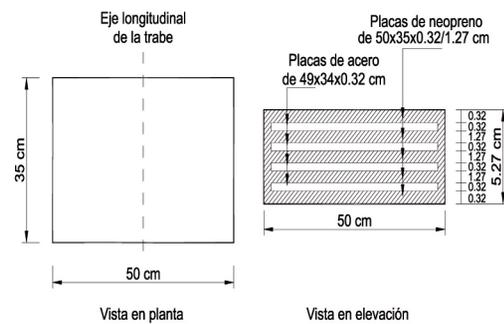
2. CASO DE ESTUDIO

Se analizan los apoyos de neopreno de un puente vehicular simplemente apoyado, el cual tiene 11 claros independientes de 35 m y un ancho de 12.50 m. La superestructura del puente está formada por 6 vigas de hormigón pretensado tipo cajón con aletas de 1.60 m de peralte y 2.00 m de ancho. Sobre las traveses se apoya una losa de hormigón reforzado de 15 cm de espesor. La subestructura está formada por un cabezal de hormigón sobre el cual se apoyan las traveses. A su vez, los cabezales se apoyan en pilas de hormigón reforzado que se desplantan desde una zapata que transmite las cargas al suelo mediante pilotes. En la Figura 1 se presentan la sección transversal del puente y las dimensiones de los apoyos de neopreno que se estudian.

Los apoyos del puente están formados por cuatro láminas de acero que actúan como refuerzo y cinco láminas de neopreno (Figura 1.b). En la formulación del modelo de elemento finito, se considera un neopreno dureza *Shore A60* con un módulo de elasticidad de 4.45 MPa y una deformación mínima a la ruptura de 400%, así como un acero cuyo módulo de elasticidad es de 2×10^{11} MPa con una relación de Poisson de 0.3.



a. Sección Transversal (acotaciones en cm)



b. Apoyo de neopreno



c. Imagen del puente

Figura 1: Detalles del puente en estudio

Los apoyos se diseñaron de acuerdo al método B para el diseño de apoyos elastoméricos reforzados con acero de las normas AASHTO [16].

3. ESTUDIO ANALÍTICO

Se elaboró un modelo de elemento finito representativo de los apoyos de neopreno. La base del modelo se restringió en los tres grados de libertad (x, y, z) y las fuerzas de excitación se aplicaron en su parte superior. El análisis se realizó bajo la acción simultánea de una carga axial constante de 443.41 kN que representó la reacción de la trabe debida al peso de la superestructura y una fuerza lateral dinámica. Se estudiaron diferentes cargas dinámicas correspondientes a sismos registrados en distintos tipos de terreno, señales teóricas y fuerzas armónicas aplicadas al puente durante pruebas de vibración [9].

El modelo se dividió en 66 elementos finitos del tipo prisma rectangular, los cuales tienen 8 nodos y 3 grados de libertad por nodo. En la parte superior e inferior del modelo se colocaron placas de rigidez infinita que representaron a la superestructura y a la subestructura del puente, respectivamente. Para tomar en cuenta la interacción entre dos superficies (láminas de acero y neopreno), se utilizaron elementos de contacto que permiten modelar el deslizamiento que se puede presentar entre las superficies. Las condiciones de contacto se definieron como *bonded*, lo cual implica una adhesión completa entre las superficies de las placas interconectadas [17] debida al proceso de vulcanizado. Las uniones del apoyo con la subestructura y la superestructura del puente también se consideraron con elementos de contacto *bonded*. En este caso, la adherencia entre las superficies del apoyo y el puente se debe a la fricción que se produce por la carga vertical.

3.1. MODELO DEL NEOPRENO

El neopreno es un material *hiperelástico* que tiene un comportamiento no lineal, lo que significa que su respuesta ante la carga aplicada no es directamente proporcional a la deformación [18]. Existen distintos modelos para representar el comportamiento del neopreno, en este caso, se utilizó el modelo de Ogden de tercer orden, el cual se ha utilizado en diversos trabajos [14, 15]. La ecuación (1) corresponde a dicho modelo [17, 19].

$$W(\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3) = \sum_{r=1}^N \frac{\mu_r}{\alpha_r} (\lambda_1^{\alpha_r} \lambda_2^{\alpha_r} \lambda_3^{\alpha_r} - 3) \quad (1)$$

donde W es la función de la energía de deformación, λ_1, λ_2 y λ_3 son las relaciones principales de estiramiento y N, α_r y μ_r son constantes del material. Los valores considerados para las constantes fueron

$$\begin{array}{lll} \mu_1 = 6.18 \times 10^5 \text{ Pa} & \mu_2 = 1180 \text{ Pa} & \mu_3 = -9810 \text{ Pa} \\ \alpha_1 = 1.3 & \alpha_2 = 5 & \alpha_3 = -2 \end{array}$$

La deformación permisible a corte de los aisladores γ_w [20] se puede estimar como una fracción de la deformación de falla del hule a tensión pura ε_v , tal que

$$\gamma_w \approx 0.7 \varepsilon_v \quad (2)$$

$$\varepsilon_v = e \delta \quad (3)$$

donde γ_w es la deformación permisible a corte, ε_v es la deformación de falla del hule en tensión pura, e es el espesor de las

láminas de neopreno y δ es el porcentaje de deformación mínima de rotura.

De acuerdo con la geometría del apoyo de neopreno que se estudia y con base en las ecuaciones (2) y (3), la deformación permisible a corte resulta $\gamma_w = 12.46$ cm, la cual es independiente de la rigidez lateral del apoyo. En este trabajo, se asumió que dicha deformación es la máxima que podían alcanzar los apoyos del puente.

3.2. SEÑALES QUE SE ESTUDIAN

Las señales utilizadas para excitar los modelos, correspondieron a: 1) sismos reales registrados en terreno duro y blando, 2) señales teóricas y 3) señales obtenidas en pruebas de vibración forzada realizadas en el puente que se estudia [9]. Por lo que se refiere a las señales sísmicas, se consideraron los registros correspondientes al sismo de Michoacán, México del 19 de septiembre de 1985 ($M_w = 8.1$). En particular, se analizaron los registros de las estaciones de Caleta, Ciudad Universitaria (CU) y Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). La estación de Caleta (terreno duro) se localiza en la zona cercana al epicentro del temblor, mientras que las estaciones de CU (terreno duro) y SCT (terreno blando) se localizan en la Ciudad de México a más de 400 km de la zona epicentral. Dichos registros tienen periodos predominantes del suelo de $T_s = 0.5$ s, aproximadamente, para Caleta y CU y de $T_s = 2$ s para SCT.

Por lo que se refiere a las señales teóricas, se utilizaron dos señales armónicas de tipo senoidal con amplitud constante y periodos de $T_{ST} = 0.5$ s y $T_{ST} = 2$ s, las cuales se supone que son representativas del movimiento sísmico del suelo en terreno duro y blando, respectivamente.

Adicionalmente, se analizaron dos señales obtenidas durante pruebas de vibración forzada llevadas a cabo en el puente [9]. Durante estas pruebas se sometió la superestructura del puente a cargas laterales armónicas mediante un excitador de masas excéntricas y se registraron las aceleraciones en la superestructura y la subestructura. Las señales que se estudiaron correspondieron a las pruebas en las cuales las cargas aplicadas al puente tuvieron periodos de $T_{SE} = 0.5$ s y $T_{SE} = 1$ s.

En la Figura 2 se muestran algunas de las señales correspondientes a los sismos y a las pruebas de vibración que se utilizaron como excitación en los modelos.

4. RESULTADOS

A continuación se muestran los resultados de los distintos modelos de elemento finito que se estudiaron. Los resultados se presentan por separado para cada tipo de carga dinámica (sismos, señales teóricas y pruebas experimentales).

Con el propósito de estudiar más casos, se modificó la rigidez lateral del modelo original, de tal forma que se alcanzaran distintos periodos de vibración para el apoyo de neopreno. En total se generaron 9 modelos diferentes de elemento finito, cuya rigidez respecto al modelo original varió desde -80% (disminución) hasta 60% (aumento). De esta forma, se analizaron modelos cuyo periodo fundamental de traslación varió entre $T = 3.04$ s y $T = 0.35$ s. El modelo original, cuyas características corresponden a los apoyos del puente en estudio, se identifica como modelo 6 ($T = 0.56$ s).

En todos los análisis el apoyo de neopreno se llevó hasta la falla, es decir, que alcanzó una deformación horizontal máxima cercana a 12.46 cm. Para lograrlo, las fuerzas dinámicas se escalaron de tal forma que la deformación máxima del apoyo fuera cercana a dicho valor. Como resultado de los análisis no lineales, se obtuvieron his-

torias en el tiempo de desplazamientos y aceleraciones medidas en la parte superior del modelo. A partir de estos resultados se evaluó la efectividad de cada modelo como aislador de base.

Se utilizaron dos parámetros de respuesta para valorar la capacidad de aislamiento del apoyo. Uno fue el cociente de la máxima aceleración de la respuesta dinámica del apoyo (A_r) dividida entre la máxima aceleración de la excitación (A_e), es decir A_r/A_e . (Ambas aceleraciones corresponden a la fase estable de la vibración). El otro parámetro fue el cociente de las intensidades de Arias calculadas a partir de los registros de aceleraciones de la respuesta y la excitación I/I_e . La intensidad de Arias se calcula por medio de la ecuación (3) y es un parámetro que permite valorar la cantidad de energía que contiene un registro en determinado lapso de tiempo [21].

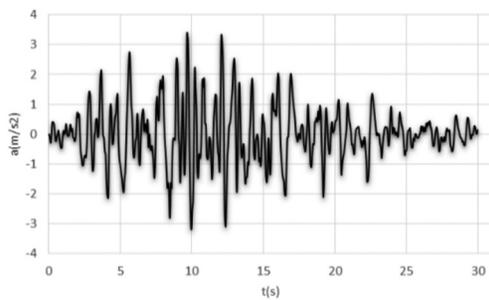
$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_d} a^2(t) dt \quad (4)$$

donde g es la aceleración de la gravedad, $a(t)$ es la aceleración de la señal que se analiza y t_d es el tiempo total que dura el movimiento.

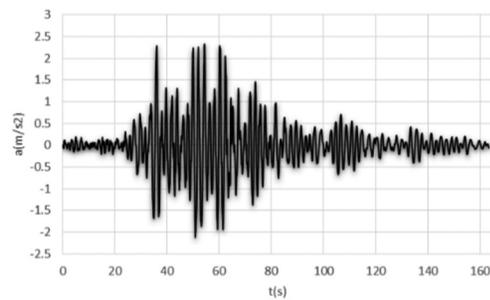
Un valor menor a 1 para estos cocientes de aceleraciones e intensidades de Arias, significa que el apoyo funciona como aislador, ya que la respuesta es menor que la excitación (entrada).

4.1. MODELOS SOMETIDOS AL SISMO DE 1985 REGISTRADO EN LAS ESTACIONES DE CALETA, CU Y SCT

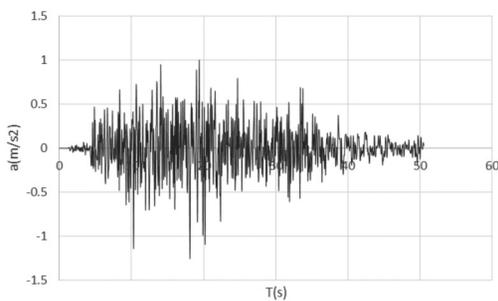
En la Tabla 1 se presentan los resultados de los casos en los cuales los modelos de elemento finito se sometieron a señales sísmicas. Las señales que se estudian corresponden a los registros del temblor de Michoacán, México de 1985 ($M_w=8.1$) registrado en las estaciones de Caleta, CU y SCT. En las columnas 1 a 3 de la Tabla 1 se muestran, la identificación del modelo, el porcentaje en que se disminuyó o aumentó su rigidez respecto a la original y su periodo fundamental de vibración en la dirección de análisis, respectivamente. En las columnas 4 a 6 se muestran los resultados del cociente de aceleraciones máximas para cada una de las señales que se estudian y en las columnas 7 a 9 los cocientes de las intensidades de Arias. De acuerdo a lo que se comenta en párrafos anteriores, los cocientes se calculan dividiendo la respuesta entre la entrada, por lo que un valor menor a 1 del cociente significa que el apoyo trabaja como aislador.



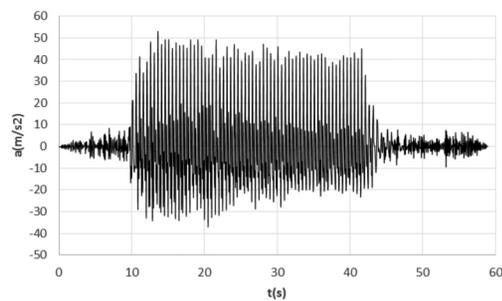
a) Acelerograma estación CU (terreno duro)



b) Acelerograma estación SCT (terreno blando)

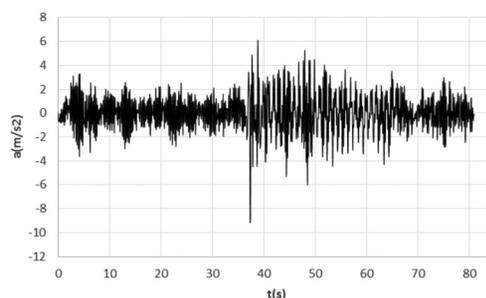


c) Acelerograma estación Caleta



d) Prueba de vibración con periodo de excitación

$$T_{SE} = 0.5 \text{ s}$$



e) Prueba de vibración con periodo de excitación $T_{SE} = 1 \text{ s}$

Figura 2: Señales de aceleraciones aplicadas a los modelos como excitación

Modelo	Rigidez	Periodo (s)	Ar/Ae			Ir/Ie		
			Caleta	CU	SCT	Caleta	CU	SCT
1	-80%	3.04	0.83	1.03	1.29	0.69	1.07	1.42
2	-70%	1.91	0.80	0.90	1.51	0.68	1.23	2.15
3	-60%	1.41	0.81	0.95	1.96	0.76	1.12	4.00
4	-40%	0.93	0.80	1.25	1.68	0.86	1.64	4.50
5	-20%	0.70	0.88	1.30	0.87	0.78	2.31	0.84
6	Original	0.56	0.90	1.33	0.62	0.85	2.61	0.35
7	+20%	0.44	1.06	1.34	0.64	0.99	2.97	0.25
8	+40%	0.40	1.00	1.63	0.55	1.02	2.10	0.18
9	+60%	0.35	1.03	1.72	0.60	1.19	1.98	0.15

Tabla 1: Cocientes de aceleraciones e intensidades de Arias para los casos en que se estudian los registros sísmicos de CALETA, CU y SCT

Modelo	Rigidez	Periodo (s)	Ar/Ae		Ir/Ie	
			Teórica $T_{ST} = 0.5$ s	Teórica $T_{ST} = 2$ s	Teórica $T_{ST} = 0.5$ s	Teórica $T_{ST} = 2$ s
1	-80%	3.04	1.11	1.02	1.05	0.83
2	-70%	1.91	1.03	1.06	0.82	1.12
3	-60%	1.41	1.03	1.13	0.93	1.27
4	-40%	0.93	1.05	1.35	1.01	1.79
5	-20%	0.70	1.09	1.66	1.13	2.84
6	Original	0.56	1.18	2.26	1.32	5.39
7	+20%	0.44	1.30	2.51	1.59	4.91
8	+40%	0.40	1.37	2.46	1.91	2.96
9	+60%	0.35	1.57	2.27	2.50	1.09

Tabla 2: Cocientes de aceleraciones e intensidades de Arias para los casos en que se estudian señales teóricas senoidales con periodos $T_{ST} = 0.5$ s y $T_{ST} = 2$ s

Modelo	Rigidez	Periodo (s)	Ar/Ae		Ir/Ie	
			Teórica $T_{SE} = 0.5$ s	Teórica $T_{SE} = 1$ s	Teórica $T_{SE} = 0.5$ s	Teórica $T_{SE} = 1$ s
1	-80%	3.04	0.69	0.70	0.71	0.80
2	-70%	1.91	0.63	0.66	0.56	0.73
3	-60%	1.41	0.65	0.70	0.62	0.74
4	-40%	0.93	0.66	0.81	0.64	0.84
5	-20%	0.70	0.69	0.92	0.68	0.97
6	Original	0.56	0.71	0.98	0.74	0.93
7	+20%	0.44	0.75	0.99	0.85	0.96
8	+40%	0.40	0.80	0.98	0.97	0.97
9	+60%	0.35	0.88	0.87	0.93	0.96

Tabla 3: Cocientes de aceleraciones e intensidades de Arias para los casos en que se estudian señales obtenidas en pruebas experimentales con periodos $T_{SE} = 0.5$ s y $T_{SE} = 1$ s

4.2. MODELOS SOMETIDOS A LAS SEÑALES TEÓRICAS SENOIDALES CON PERIODOS $T_{ST} = 0.5$ s Y $T_{ST} = 2$ s

En esta sección (Tabla 2) se muestran los resultados de los casos en los cuales los modelos se someten a excitaciones senoidales con periodos $T_{ST} = 0.5$ s y 2 s. El orden en que se presentan los resultados en la Tabla 2 es el mismo que se comentó para la Tabla 1, aunque en este caso sólo se tienen dos columnas que muestran los resultados para los cocientes de aceleraciones (columnas 4 y 5) e intensidades de Arias (columnas 6 y 7).

4.3. MODELOS SOMETIDOS A LAS SEÑALES OBTENIDAS EN PRUEBAS DE VIBRACIÓN CON PERIODOS DE EXCITACIÓN $T_{SE} = 0.5$ s Y $T_{SE} = 1$ s

En la Tabla 3 se muestran los resultados correspondientes a los cocientes de aceleraciones e intensidades de Arias (respuesta/excitación), que se calcularon a partir de los análisis en los cuales los modelos se sometieron a señales obtenidas en pruebas experimentales. Estas pruebas se llevaron a cabo en el puente que se estudia y las fuerzas dinámicas que se aplicaron tuvieron periodos de $T_{SE} = 0.5$ s y $T_{SE} = 1$ s. El orden de las columnas de la Tabla 3 es el mismo que se comenta para las Tablas 1 y 2.

4.4. RESULTADOS DE HISTÉRESIS

Se presentan las curvas de histéresis para dos señales teóricas de amplitud creciente con periodos de $T_{ST} = 0.5$ s y $T_{ST} = 2$ s. Las señales tienen 30 ciclos. El análisis sólo considera algunos ciclos del comportamiento hysterético del modelo original ($T = 0.56$ s), los cuales corresponden a distintos niveles de deformación del apoyo que van desde pequeñas deformaciones, hasta deformaciones cercanas a la falla. A partir de este análisis, se evalúan el desplazamiento, la rigidez horizontal efectiva, el amortiguamiento y la energía disipada del modelo.

La rigidez efectiva se define como [15]

$$K_{efec}^h = \frac{F_{m\acute{a}x} - F_{m\acute{i}n}}{d_{m\acute{a}x} - d_{m\acute{i}n}} \quad (4)$$

donde, $F_{m\acute{a}x}$ y $F_{m\acute{i}n}$ son los valores máximo y mínimo de la fuerza de corte y $d_{m\acute{a}x}$ y $d_{m\acute{i}n}$ el máximo y mínimo desplazamiento.

La relación de amortiguamiento viscoso se obtiene a partir de la ecuación (5), la cual depende de la energía contenida en el lazo de histéresis W_d y de la energía elástica W_s .

$$\beta = \frac{W_d}{4\pi W_s} \tag{5}$$

$$W_s = \frac{K_{efec}^h (\Delta_{m\acute{a}x})^2}{2} \tag{6}$$

$\Delta_{m\acute{a}x}$ es el promedio de los desplazamientos máximo y mínimo

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{d_{m\acute{a}x} + |d_{m\acute{i}n}|}{2} \tag{7}$$

Los ciclos de histéresis son una forma de medir la energía que disipa el apoyo, el área encerrada en cada lazo representa la energía disipada en cada ciclo. En la Figura 3 se muestran las curvas de histéresis que corresponden a los casos en los que el modelo original se somete a señales teóricas con $T_{ST} = 0.5$ s y $T_{ST} = 2$ s.

La energía histerética que disipa el apoyo de neopreno corresponde a la suma de la energía histerética de los 30 ciclos de que consta cada señal. En este caso, la energía histerética se calculó para 4 ciclos representativos del conjunto. En la Tabla 4 se presentan los resultados. De izquierda a derecha se muestran, el ciclo, el desplazamiento máximo del apoyo, la rigidez horizontal efectiva, la energía disipada y el amortiguamiento para ese ciclo.

Resulta que la suma de la energía disipada durante los 4 ciclos que se analizan para la señal con $T_{ST} = 0.5$ s (88303.09 J), es prácticamente cuatro veces la que se disipa para la señal con T_{ST}

= 2 s (21497.98 J). Se aprecia que la energía que disipa el apoyo de neopreno depende en forma importante de las características de la excitación.

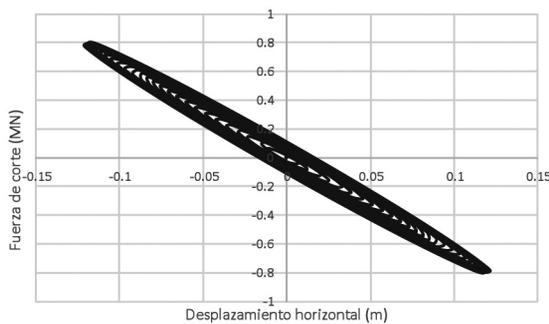
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En la Figura 4 se muestran las gráficas con los cocientes (respuesta/excitación) que se presentan en las Tablas 1, 2 y 3 de la sección anterior. En el eje horizontal de las gráficas se muestra la identificación de los modelos junto con sus periodos de vibración, y en el eje vertical los cocientes resultantes. Cocientes menores a 1 indican que la respuesta disminuye en relación a la excitación, es decir, que el apoyo trabaja como aislador.

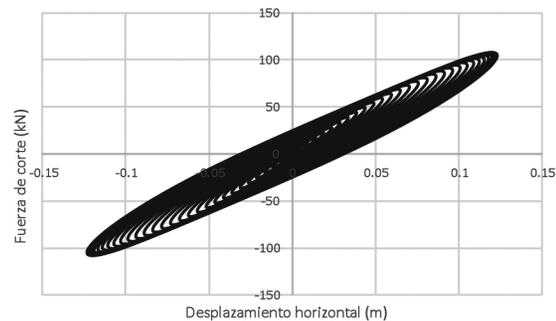
Para los sismos (Tabla 1, Figuras 4a,b), se observa que los modelos tienen mejor desempeño como aisladores para el registro de Caleta. En este caso, 6 modelos con periodos ≥ 0.56 s presentan cocientes menores a 1, tanto para las aceleraciones máximas, como para las intensidades de Arias. Por otra parte, los mayores cocientes de aceleraciones máximas e intensidades de Arias resultan de 1.03 y 1.19, respectivamente, y los menores de 0.8 y 0.68.

Cuando se analizan los resultados para el registro de CU, se observa que sólo en los modelos 2 ($T = 1.91$ s) y 3 ($T = 1.41$ s), el cociente de aceleraciones máximas es menor que 1. Para las intensidades de Arias, en ningún modelo el cociente es menor a 1. Para este registro, los mayores cocientes de aceleraciones máximas e intensidades de Arias resultan de 1.72 y 2.97, respectivamente, y los menores de 0.9 y 1.07.

Para el registro de SCT, se observa que 5 de los modelos cuyos periodos son ≤ 0.7 s trabajan como aisladores para ambos tipos



a) Fuerza vs desplazamiento para $T_{ST} = 0.5$ s

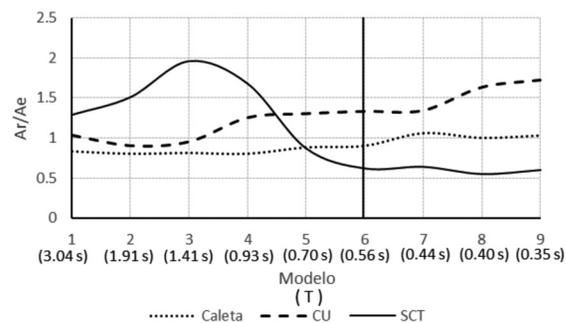


b) Fuerza vs desplazamiento para $T_{ST} = 2$ s

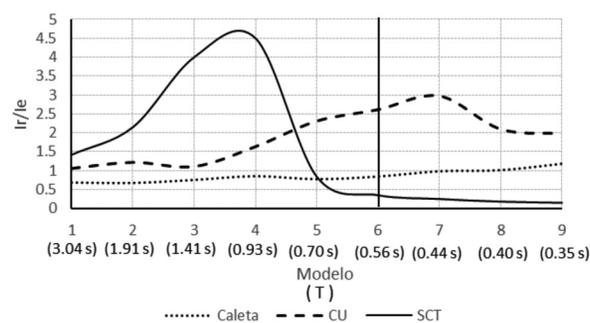
Figura 3: Curvas de histéresis para las señales con $T_{ST} = 0.5$ s y $T_{ST} = 2$ s

Propiedades del apoyo de neopreno para la señal teórica con $T_{ST} = 0.5$ s				
Ciclo	Desplazamiento (cm)	Rigidez horizontal efectiva (N/m)	Energía disipada (W_d) (J)	Amortiguamiento () (%)
A	5.5	6,449,255.83	9,433.6	7.59
B	8.7	6,967,324.80	17,632.83	5.21
C	11.3	6,748,652.18	29,863.86	5.51
D	12.1	6,514,593.09	31,372.80	5.23
Total de energía disipada =			88,303.09	
Propiedades del apoyo de neopreno para la señal teórica con $T_{ST} = 2$ s				
	Desplazamiento (cm)	Rigidez horizontal efectiva (N/m)	Energía disipada (W_d) (J)	Amortiguamiento () (%)
A	3.7	1,167,044.59	898.62	8.49
B	7.5	1,038,068.48	3,329.25	8.98
C	10.85	932,743.07	7,730.11	11.18
D	12.35	896,176.15	9,540.00	11.09
Total de energía disipada =			21,497.98	

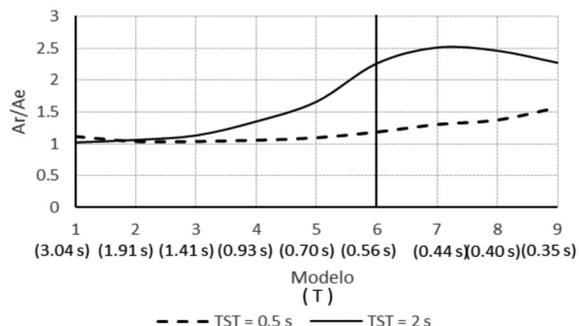
Tabla 4: Propiedades histeréticas del apoyo de neopreno original sometido a dos excitaciones teóricas ($T_{ST} = 0.5$ s y 2 s)



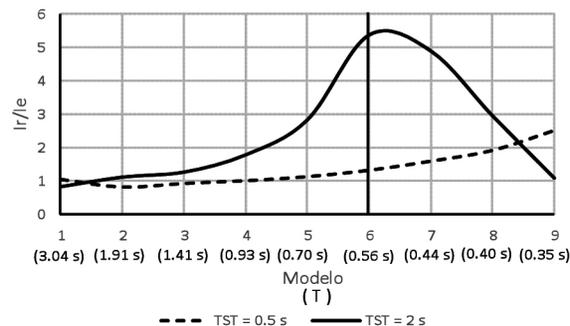
a) Cocientes de aceleraciones para sismos



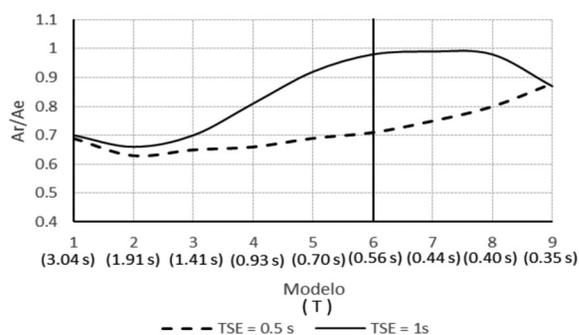
b) Cociente de intensidad de Arias para sismos



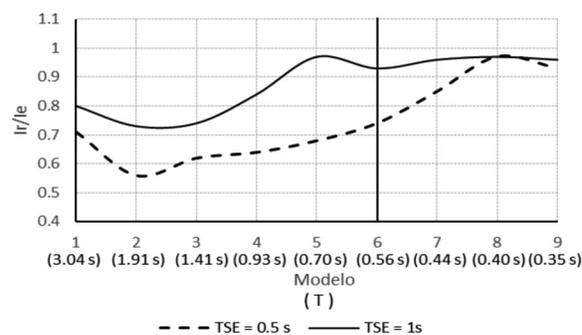
c) Cociente de aceleraciones para señales teóricas



d) Cociente de intensidad de Arias para señales teóricas



e) Cocientes de aceleraciones para pruebas de vibración



f) Cocientes de intensidad de Arias para pruebas de vibración

Figura 4: Cocientes de aceleraciones e intensidades de Arias para las señales que se analizan

de respuesta (cocientes menores a 1). En este caso, los mayores cocientes de aceleraciones máximas e intensidades de Arias resultan de 1.96 y 4.50, respectivamente, mientras que los menores de 0.55 y 0.15.

Cuando los modelos se someten a señales teóricas senoidales (Tabla 2, Figuras 4c,d), ningún modelo se comporta como aislador para el caso de máximas aceleraciones. Mientras que para las intensidades de Arias, sólo el modelo 1 para la señal con $T_{ST} = 2$ s, y los modelos 2 y 3 para la señal con $T_{ST} = 0.5$ s, trabajan como aisladores. Esto se explica en la medida que la respuesta inelástica de osciladores sometidos a señales teóricas de este tipo, tienen un comportamiento de constante crecimiento de la respuesta conforme aumenta su periodo. Mientras que para el caso de señales sísmicas, la respuesta inelástica de los osciladores encuentra determinadas etapas en donde a mayor periodo del oscilador se estabiliza la respuesta, e incluso puede llegar a disminuir. Esto justifica que ante señales sísmicas algunos modelos se comporten como aisladores de base, mientras que para señales teóricas, prácticamente ninguno lo hace.

Todos los modelos sometidos a las excitaciones utilizadas en las pruebas de vibración (Tabla 3, Figuras 4e,f), trabajan como ais-

ladores sísmicos. Los cocientes de aceleraciones máximas varían de 0.63 a 0.88 para la señal con $T_{SE} = 0.5$ s y de 0.66 a 0.99 para la señal con $T_{SE} = 1.0$ s. Por su parte, los cocientes de intensidades de Arias varían de 0.56 a 0.97 para $T_{SE} = 0.5$ s y de 0.73 a 0.97 para $T_{SE} = 1.0$ s.

6. CONCLUSIONES

El estudio se centró en el análisis de 9 modelos de elemento finito representativos de los apoyos convencionales de neopreno para puentes. Los modelos se analizaron bajo distintos tipos de señales dinámicas que se aplicaron como fuerzas laterales. Las principales conclusiones son las siguientes:

- El modelo original ($T = 0.56$ s) sometido a las señales sísmicas se comportó como aislador para los registros de Caleta y SCT. Con el registro de Caleta se alcanzó una reducción de la respuesta de 10% para aceleraciones máximas y 15% para intensidades de Arias. Para el registro SCT, la disminución fue de 38% y 65%, respectivamente. Para CU no hubo disminución de la respuesta.

- Para los modelos con rigidez modificada sometidos al registro sísmico de Caleta (terreno duro en zona epicentral), sólo funcionaron como aisladores los modelos a los cuales se les disminuyó la rigidez ($0.7 \text{ s} \leq T \leq 3.04 \text{ s}$). En este caso, la disminución de la respuesta llegó a ser de 20% para aceleraciones máximas y 32% para intensidades de Arias. Los modelos a los que se les aumentó la rigidez ($0.44 \text{ s} \leq T \leq 0.35 \text{ s}$) presentan amplificaciones de hasta 6% (aceleraciones máximas) y 19% (intensidades de Arias).
- Para el registro de CU, sólo los modelos 2 ($T = 1.91 \text{ s}$) y 3 ($T = 1.41 \text{ s}$) presentan disminuciones de la respuesta (aceleraciones máximas), las cuales son de hasta 10%.
- Para SCT, los modelos con periodo $T \leq 0.7 \text{ s}$ funcionan como aisladores y presentan disminuciones de la respuesta de hasta 45% (aceleraciones máximas) y 85% (intensidades de Arias).
- Cuando los modelos se someten a señales teóricas senooidales, se observa que ninguno presenta reducción de las máximas aceleraciones. Para las intensidades de Arias, sólo los modelos con $T \geq 1.41 \text{ s}$ tienen reducciones, que pueden ser de hasta 18%. Para estas señales, se alcanzaron amplificaciones de la respuesta de hasta 151% para las máximas aceleraciones y 439% para intensidades de Arias.
- Cuando el apoyo se somete a las excitaciones de las pruebas de vibración, se observa que todos los modelos analizados funcionan como aisladores sísmicos. En este caso, las mayores reducciones de la respuesta se presentan para el modelo 2 y son de 37% para las máximas aceleraciones y 44% para las intensidades de Arias.
- Respecto a las curvas de histéresis, se observó que la energía disipada por el apoyo de neopreno sometido a la señal con $T_{ST} = 2 \text{ s}$, fue menor a la que se disipó para la señal con $T_{ST} = 0.5 \text{ s}$. Esta diferencia es de 410%.
- El amortiguamiento histerético del apoyo sometido a la señal teórica ($T_{ST} = 2 \text{ s}$) resultó de 11.09 %, mientras que para el apoyo sometido a la señal con $T_{ST} = 0.5 \text{ s}$ fue de 5.23 %. El modelo sometido a la señal con $T_{ST} = 0.5 \text{ s}$ se degrada más rápido.
- La eficiencia como aisladores de base de los apoyos convencionales de neopreno depende en forma importante, de las características de la excitación y de las propiedades dinámicas del sistema estructura – apoyo. En particular, del contenido de frecuencias de la excitación y del periodo fundamental de vibración del puente en la dirección de análisis.
- La estrategia que se debe seguir para dimensionar los apoyos convencionales de neopreno, radica en proporcionarles la rigidez horizontal adecuada; con el propósito de buscar que el periodo fundamental del puente se salga de la zona en que se encuentran los periodos de la excitación. Ello, para evitar el acoplamiento de periodos de la estructura con los de la excitación. Para terreno blando, la zona en que deseablemente se debe encontrar el periodo fundamental de los puentes, tiene como límite superior un periodo igual a $T = 0.7 \text{ s}$. Para sitios de terreno duro, esta zona tiene como límite inferior $T = 1.5 \text{ s}$ para el Valle de México y $T = 1 \text{ s}$ para la zona epicentral.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] M.-Kelly J. "Analysis of fiber-reinforced elastomeric isolators". JSEE, 1999. Vol.2-1 p.19-34.
- [2] Strauss A., Apostolodi E., Zimmermann T., et al. "Experimental investigations of fiber and steel reinforced elastomeric bearings: Shear modulus and damping coefficient". Engineering Structures, 2014. Vol.75 p.402-413. DOI <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.06.008>
- [3] Sánchez J., Masroor A., Mosqueda G., et al. "Static and dynamic stability of elastomeric bearings for seismic protection of structures". Journal of Structural Engineering ASCE, 2013. Vol.139 p.1149-1159. DOI [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000660](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000660)
- [4] Spizzuoco M., Calabrese A. and Serino G. "Innovative Low-Cost recycled rubber-fiber reinforced isolator: Experimental test and finite element analysis". Engineering Structures, 2014. Vol. 76 p.99-111. DOI <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.07.001>
- [5] Chen W. F. and Duan L. Bridge Engineering Handbook. CRC Press. 2000, 26.1-26.12. ISBN: 9781420049596
- [6] Byung-Young M., Gyung-Ju K., Beom-Soo K. et al. "Design and Manufacturing of fiber reinforced elastomeric isolator for seismic isolation". Journal of Material Processing Technology, 2002, Vol.130-131 p.145-150. DOI [http://dx.doi.org/10.1016/S0924-0136\(02\)00713-6](http://dx.doi.org/10.1016/S0924-0136(02)00713-6)
- [7] Gyung-Ju K., Beom-Soo K.Kang. "Dynamic analysis of fiber-reinforced elastomeric isolation structures". Journal of Mechanical Science and Technology, 2009, Vol.23 p.1132-1141. DOI <http://dx.doi.org/10.1007/s12206-008-1214-y>
- [8] Valdés-González J., De la Colina-Martínez J., Díaz-Camacho S.A. "Evaluación experimental de la capacidad de aislamiento de los dispositivos de apoyo de un puente vehicular". Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 2010 p.1-17.
- [9] Valdés-González J., De la Colina-Martínez J., Gonzalez-Pérez C. A. "Pruebas dinámicas para determinar el nivel de aislamiento sísmico de los apoyos de neopreno de un puente vehicular". XX Congreso de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, 2015.
- [10] Toopchi-Nezhad H., J.-Tait M. and G.-Drysdale R. "Bonded versus unbonded strip fiber reinforced elastomeric isolators: Finite element analysis". Composite Structures, 2011. Vol.9 p.850-859. DOI <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2010.07.009>
- [11] Osgoeei M.P., J.-Tait M., Konstantinidis D. "Finite element analysis of unbonded square fiber-reinforced elastomeric isolator (FREIs) under lateral loading in different directions". Composite Structures, 2014. Vol.113 p.164-173. DOI <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2014.02.033>
- [12] Van-Engelen N.C., M.-Osgoeei P., J.-Tait M. et al. "Experimental and finite element study on the compression properties of modified rectangular fiber-reinforced elastomeric isolators (MR-FREIs)". Engineering Structures, 2014. Vol.74 p.52-64. DOI <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.04.046>
- [13] Osgoeei M.P., Van Engelen N.C., Dimitrios Konstantinidis and Michael T. "Experimental and finite element study on the lateral response of modified rectangular fiber-reinforced elastomeric isolators (MR-FREIs)". Engineering Structures, 2015. Vol. 85, p.293-303. DOI <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.11.037>
- [14] Mordini A. and Strauss A. "An innovative earthquake isolation system using fibre reinforced rubber bearings". Engineering Structures, 2008 Vol. 30, p.2739-2751. DOI <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.03.010>
- [15] Das A., Dutta A. and Deb S. K. "Performance of fiber-reinforced elastomeric base isolators under cyclic excitation". Structural Control and Health Monitoring, 2014, DOI: <http://dx.doi.org/10.1002/stc.1668>
- [16] American Association of State Highway and Transportation Officials. Bearings, Section 14, 2007, Washington D.C.
- [17] ANSYS® Workbench™ (2013). User's manual, revision 15.0". Swanson Analysis System Inc.
- [18] García-R. M, Ruiz-S O y López C. Technical Report Hyperelastic Material Modeling. Colombia: Laboratorio CAD/CAM/CAE, Departamento de Ingeniería Mecánica, Universidad EAFIT, 2005, Medellín.
- [19] Ray W O. Large deformation isotropic elasticity – on the correlation of theory and experiment for incompressible rubberlike solids. Royal Society of London. 1972, Vol. 326, 565-584 p. DOI <http://dx.doi.org/10.1098/rspa.1972.0026>
- [20] Jara Díaz M, Jara Guerrero J M y Casas Rius J R. Protección sísmica de estructuras con dispositivos de control. México: Autor, 2006, 304 p. ISBN 970-703-445-3
- [21] Villaverde R. Fundamental Concepts of earthquake engineering. United States of America: CRC Press, Taylor Francis and Group,2009. 960 p. ISBN: 9781420064957