

**Evaluación Sísmica y Recomendación de Mejoras Estructurales
al Puente #753, Localizado en el Expreso Baldorioty De Castro (P.R. 26)
Sobre la Avenida Roberto H. Todd**

Noel D. Nieves García
Ingeniería Civil
Manuel Coll Borgo, PhD.
Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Universidad Politécnica de Puerto Rico

Resumen — En los pasados años hemos visto como en diferentes países han sucedido movimientos telúricos o sismos que han destruido la infraestructura y causado muchas muertes. De ahí la inquietud de diferentes profesionales de la ingeniería de discutir el tema de análisis sísmico a puentes a la luz de estos eventos. Es por esto que en este proyecto se busca evaluar como un puente existente respondería ante un movimiento sísmico y brindar las recomendaciones correspondientes para corregir deficiencia en el diseño o en la construcción, de estos ser encontrados. El propósito de este proyecto es el investigar y evaluar la respuesta sísmica de un puente existente basado en el “Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridge” del Departamento de Transportación de los Estados Unidos. En acorde con los parámetros requeridos por el manual se realizaron las evaluaciones sísmicas y retro ajustes para el puente seleccionado.

Palabras Claves — Evaluación, Puente, Razones C/D, Retro-ajuste.

INTRODUCCIÓN

Este proyecto es de suma importancia para la profesión de la ingeniería estructural en puentes, ya que al saber las condiciones sísmicas de los puentes se puede determinar cuan viable sería la reparación o reconstrucción de las estructuras. Este puente en particular fue escogido por sus años de uso, fue diseñado y construido en el 1960 con las especificaciones del diseño de carga H20-44 (camión de diseño) del código de AASHTO. Actualmente el puente tiene un fallo estructural en el interface de una de las vigas de la losa debido a un empuje de cortante tipo craqueado, donde se instaló temporeraamente una columna como soporte

de la viga afectada. Como se observa en las Figuras (1 y 2). Basado en un análisis realizado por la oficina de ingeniería de puentes del Departamento de Transportación de Puerto Rico en el 1983 se determinó que el problema estructural ocurría desde 1981. Esto es basado en detalles de mapas de agrietamiento y por fotos recolectadas desde los años 1980s.

Luego para el año 2001 se realizó un estudio teórico para determinar las posibles causas del comportamiento y de los fallos estructurales. Para esta evaluación no se realizó el análisis de carga sísmica. Por esa razón se está realizando este análisis sísmicos y haciendo las debidas recomendaciones para el desarrollo del retro ajuste de la estructura.



Figura 1
Empuje de Cortante.



Figura 2
Columna Temporera y Viga Afectada.

EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES

Para la realización de la evaluación sísmica de los puentes nuevos y la retro adaptación de los puentes existentes la Autoridad de Carreteras y Transportación utiliza un manual recomendado por la Administración Federal de Autopistas del Departamento de Transportación de los Estados Unidos. Este manual nombrado como “Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures Part 1-Bridge”[1] especifica los métodos a utilizarse para poder realizar un análisis sísmico para un puente existente.

En adición a esto presenta la medición de la retro adaptación de la superestructura, subestructura, apoyos y fundación de la estructura. Retro adaptación sísmica o como se dice en inglés “Seismic Retrofitting”, significa medidas de diseño para prevenir colapsos y/o severos daños en el puente por los siguientes modos de fractura:

- Pérdida de soporte en los apoyos en el que resulta en un colapso parcial o total del puente.
- Degradación por el exceso de esfuerzo en los componentes soportados.
- Falla en los apoyos y fundación obteniendo como resultado la pérdida de accesibilidad del puente.

RETRO AJUSTE SÍSMICA DE PUENTES

La prioridad para realizar un bosquejo sobre puentes con necesidad de realizarle un retro ajuste son considerados por el número de sismos recibidos, condiciones estructurales y puentes de gran densidad vehicular. En términos generales esto se puede categorizar como los siguientes:

- Escenario Sísmico: La probabilidad de ocurrir un movimiento fuerte del suelo como puede ser el caso, es la consideración más importante.
- Vulnerabilidad Estructural: Se consideran sistemas estructurales diferentes que estén altamente en riesgo por colapsos de otras estructuras.
- Consecuencia social por colapso: En este factor de categoría la densidad de tránsito nos indica

las personas en riesgo y la importancia de la estructura luego del sismo para los eventos de rescate, la disponibilidad de rutas alternas y servicios de emergencia.

Fallos Comunes de Retro ajuste

En base a los conceptos del retro ajuste los fallos más comunes para intensificar la ejecución sísmica son:

- Pérdida de apoyo
- Licuefacción
- Fallo en la Columna
- Flexión de Viga y Esfuerzo de Cortante
- Fallo en la Viga
- Fallo en la Fundación ó Zapata

En base a todos estos conceptos se realiza un estimado de costos del retro ajuste. La planificación del trabajo de un retro ajuste sísmico puede estar entre \$10 y \$100 por pies cuadrado (ft²) según [2]. Este trabajo de rehabilitación va a depender del nivel de intervención, las condiciones de la estructura y el clima en donde se realice el trabajo de retro ajuste estructural. Este costo puede exceder severamente los cientos de dólares por pie cuadrado (ft²) por causa de combinaciones de restauración y actualizaciones de costos sísmicos en estructuras de mayor importancia.

El nivel de intervención requerido va a depender de si las reparaciones y condiciones estructurales son menores o mayores luego del terremoto.

METODOLOGÍA DE RETRO AJUSTES

Para saber si es necesario la realización de un retro ajuste o “Retrofitting” a un puente existente es requisito realizar una evaluación por uno de los métodos que especifica el “Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures”[1]. Este nos brinda seis (6) diferentes tipos de métodos los cuales dependen de la zona sísmica, capacidad y demanda del puente y el tipo de puente que se esté evaluando.

Los seis (6) métodos que utiliza el manual son los siguientes:

- **Método A₁/A₂: Verificación de la Fuerza de Conexión y el Ancho del Asiento o Apoyo de la Viga:** Para este método no es requerido el análisis de demanda sísmica pero sí la capacidad de los detalles de conexión y el ancho del apoyo de conexiones adecuados son verificados y comparados con los valores mínimos. El método es conveniente para todos los espaciados simples de puentes y otros en zonas de bajo riesgo.
- **Método B: Verificación de componentes de capacidad:** Para este método tampoco es necesario el análisis de demanda sísmica pero la relatividad del esfuerzo en los miembros y la adecuada certeza en los detalles de anclaje son verificados específicamente. Es conveniente para puentes regulares en categoría de retro ajuste sísmico C.
- **Método C: Método de Componentes Capacidad/Demanda:** La demanda sísmica en este método se determina por un análisis elástico basado en el método de carga uniforme, el método de la respuesta de espectro multimodal o por el método elástico de la historia del tiempo. El método de carga uniforme es adecuado para puentes con configuración regular. La razón de capacidad/demanda es calculado para todos los componentes relevantes. Este método es conveniente para todos los puentes en una categoría de retro ajuste sísmico C y D.
- **Método D₁: Método de Capacidad de Espectro:** La demanda sísmica en este método se determina por modelos simples, tales como el método de carga uniforme y por capacidad amillarada basado en la simplificación de la curva de esfuerzo lateral bilineal para un puente completo. El espectro de capacidad es utilizado para calcular la razón de capacidad/demanda para los puentes de cada límite de estado. Este método es conveniente a utilizarse en puentes regulares con categoría de retro ajuste sísmico C y D.
- **Método D₂: Método Estructura Capacidad/Demanda:** La demanda sísmica en

este método se determina por un análisis elástico basado en el método de carga uniforme, el método de la respuesta de espectro multimodal o por el método elástico de la historia del tiempo. La capacidad es basada en la capacidad de desplazamiento en cada puesto por individual y determinada por un análisis de “pushover”, el cual incluye el componente inelástico no lineal. El espectro de capacidad se utiliza para calcular la razón de capacidad/demanda en cada punto. Este método también es llamado el método de “pushover” o también el proceso estático no lineal.

- **Método E: Proceso Dinámico no Lineal o “Time History Analysis”:** La demanda sísmica del puente se determina por el análisis dinámico no lineal utilizando datos recolectados de terremotos pasados para evaluar el desplazamiento y la demanda de fuerzas. Los componentes de la capacidad individual son específicamente modelados en el análisis de demanda. Este método es recomendable para puentes complejos e irregulares y en la mayoría de los casos en puentes de mayor importancia.

MÉTODO DE CAPACIDAD Y DEMANDA SÍSMICA

Para el caso de este proyecto se utilizó el método C que determina, a través de la capacidad y demanda, el desplazamiento y la demanda de fuerza en varios miembros y componentes estructurales. La razón de capacidad/demanda (C/D) se utiliza para cuantificar la calidad y durabilidad estructural actual del puente ante un evento sísmico, en adición la medición de daños estructurales a componentes y miembros del puente, debido a que se espera un comportamiento mayormente elástico por el tipo de sub estructura (paredes). Por esas razones este método fue seleccionado.

Las consecuencias de estos daños se evalúan en términos de los efectos en estabilidad y uso del

puente luego del terremoto. Las variables de razones definidas por el manual son las siguientes:

- Razón C/D en Columnas:
 - r_{ca} : Razón de largo de desarrollo para el refuerzo longitudinal de la columna, (ver Figura 3).
 - r_{cc} : Razón de confinamiento para el refuerzo transversal de la columna.
 - r_{cs} : Razón de largo de deslice para el refuerzo longitudinal de la columna, (ver Figura 4).
 - r_{cv} : Razón de fuerza de cortante en la columna, (ver Figura 5).
 - r_{ec} : Razón de momento en la columna.
- Razón C/D de la Fundación:
 - r_{ef} : Razón de momento en la fundación

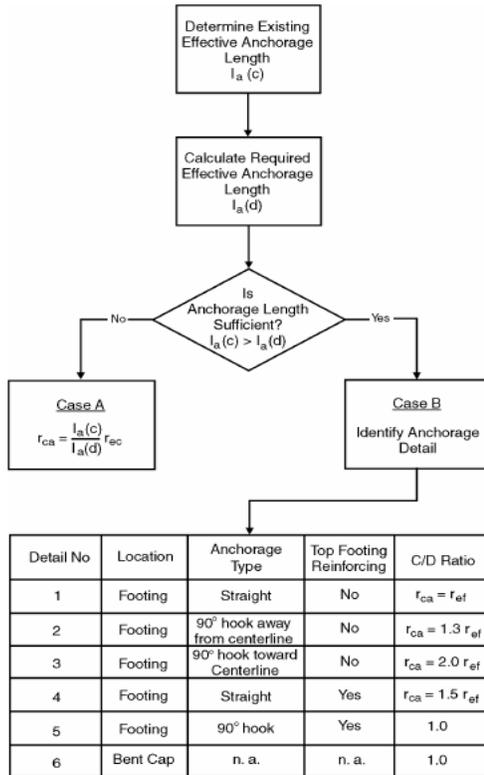


Figura 3

Procedimiento para Determinar Razón de Anclaje para Refuerzo Longitudinal, r_{ca}

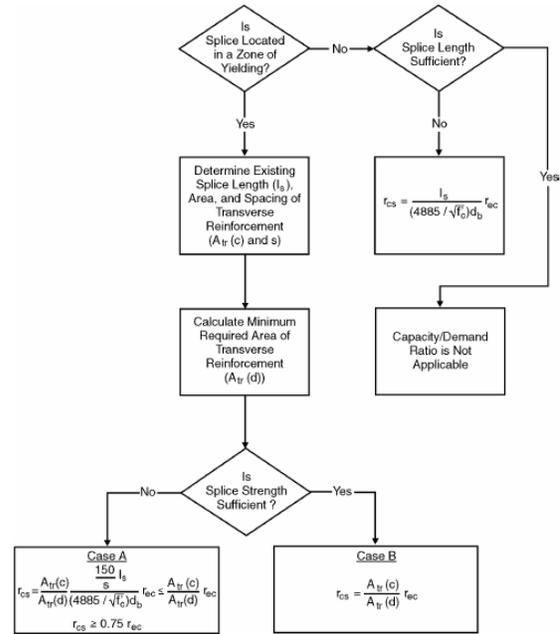


Figura 4

Procedimiento para Determinar Razón en Deslice de Refuerzo Longitudinal, r_{cs}

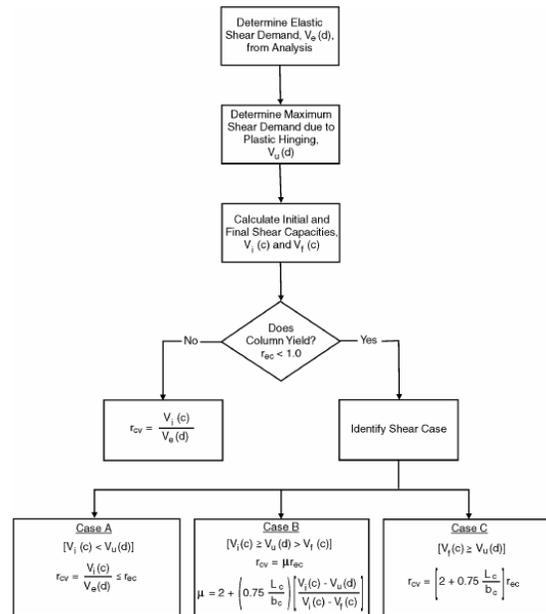


Figura 5

Procedimiento para Determinar Razón de Cortante en la Columna y Pared, r_{cv}

El siguiente procedimiento fue necesario para determinar la razón C/D de las columnas, paredes y fundación:

- Determinar la demanda de momento elástico en ambos extremos de la columna y/o pared causado por la carga sísmica. La demanda del momento en las columnas y fundación se deben determinar.
- Calcular la capacidad de momento última nominal para ambos extremos de la columna, paredes y fundación, considerando la carga axial muerta sumada a la carga axial sísmica evaluado por la rotula plástica creada por la carga.
- Calcular el grupo de razones por cada combinación de capacidad y demanda asumiendo primero que la columna llega a su cedencia “yield” y la fundación se mantiene elástica. Y segundo que la fundación llego a cedencia y la columna se mantiene elástica.
- Calcular la razón C/D del anclaje de refuerzo longitudinal, deslizamiento en el refuerzo longitudinal y/o el refuerzo de confinamiento transversal en la base de la columna, pares y/o fundación. Los pasos detallados se demuestran en la figura 6..

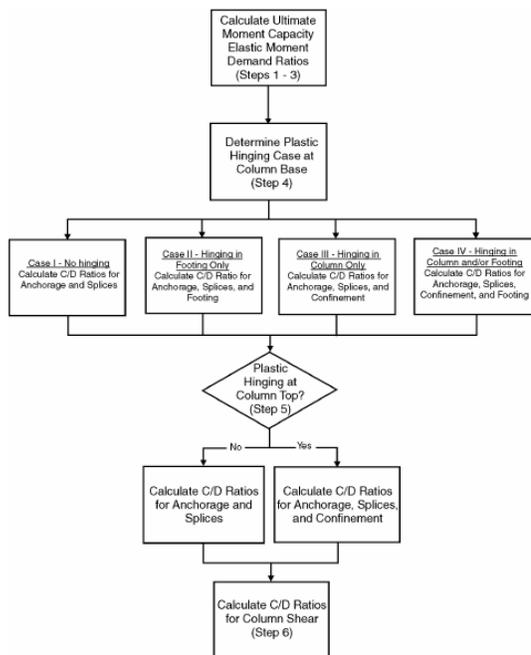


Figura 6
Procedimiento para Determinar C/D Razón de las Columnas, Paredes y Fundación

Para este caso, el puente consiste de una estructura monolítica, el cual se compone de una losa monolítica compuesta por vigas T y losa de hormigón. Esta apoyada en dos pórticos espaciados por dos paredes en los extremos con dimensiones de sesenta y cuatro pies de largo, veinte pies de alto y dos pies de ancho. Tiene una pilastra compuestas por cinco columnas, cada una con veintinueve pulgadas de diámetro. El sistema de fundación de la estructura es de zapata poco profunda. En la figura 7 y 8 se demuestra algunos detalles estructurales del puente evaluado.

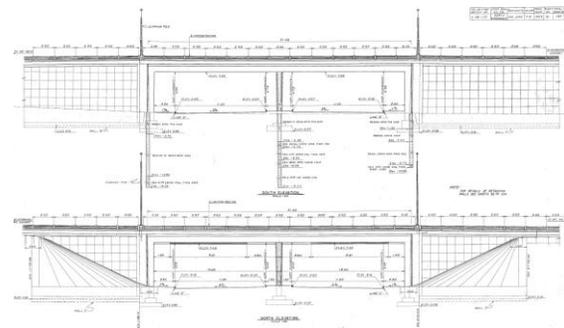


Figura 7
Vista Lateral del Puente #753

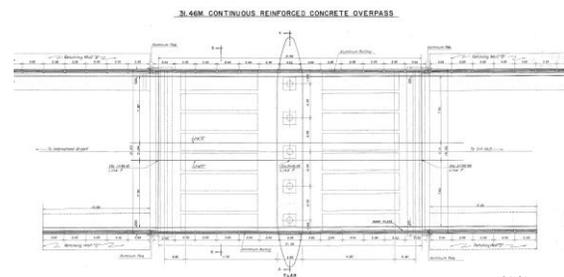


Figura 8
Vista de Planta del Puente #753

DESARROLLO DEL PROYECTO

El desarrollo y evaluación sísmica del puente comienza en identificar la ubicación de la estructura para poder determinar la clasificación de suelo y otros parámetros requeridos por el método para poder evaluar el periodo estructural y así crear el espectro de respuesta sísmica. Teniendo la ubicación del puente se obtuvo una clasificación de suelo C, que indica un suelo muy denso. En adición se identificaron los PGA, (“peak gravity acceleration”) nombrados por el manual como, S_s y

S_1 , para a su vez poder calcular los valor de F_a y F_v . Con estos valores se puede evaluar los periodos estimados de la estructura y crear el espectro de respuesta sísmica. Mostrado en la Figura 9.

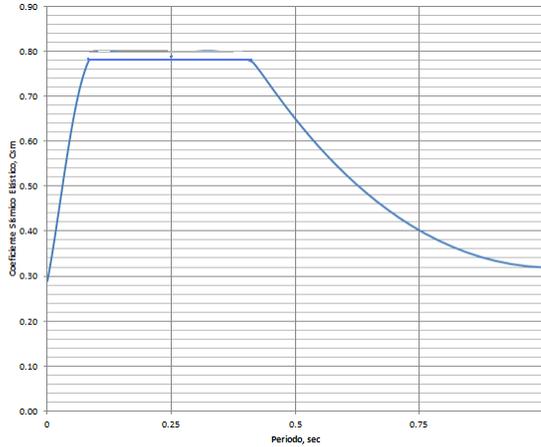


Figura 9
Diseño de Respuesta Sísmica

Luego de determinar los periodos estructurales y de haber formado el espectro de respuesta sísmica, se realizó una simulación simple del puente en análisis, esta conlleva a determinar el peso propio de la estructura y la tributación de masas a diferentes nodos. En la Figura 10 se demuestra la simulación del puente #753 en el programa de análisis y diseño estructural, SAP2000. También en esta simulación se insertó el espectro de respuesta sísmica para así poder determinar la demanda de carga sísmica del sistema.

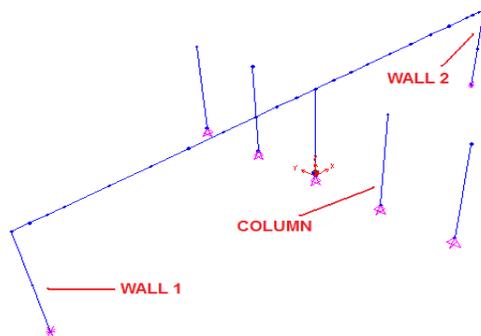


Figura 10
Simulación Simplificada del Puentes #753, SAP2000

Luego de haber simulado la estructura se le aplicaron todas las masas tributarias a cada nodo y

se definieron los soportes de la base del puente por dirección. Basado en los detalles estructurales del puente se determinó que en la dirección longitudinal al puente se consideró como soporte libre, el cual no resiste momento y en la dirección transversal como soporte fijo.

Todos los elementos fueron evaluados y programados cuidadosamente para poder tener un análisis de resultados lo más real posible. En adición se definieron dos tipos de combinación de carga. Uno de ellos fue el aplicar las cargas sísmicas longitudinales cien por ciento (100%) en esa dirección y treinta por ciento (30%) en la otra dirección. A esta combinación de carga se le llamó LC1. Para la otra combinación de carga se aplicó la carga sísmica transversal al Puente en cien por ciento y treinta por ciento en la otra dirección. A esta combinación se le llamó LC2.

Luego de haber determinado y evaluado los resultados de la simulación se determinó en realizar una verificación de valores realizando el método uniforme de carga, el cual uno puede determinar la rigidez estructural del sistema en sus diferentes direcciones. Basado en el desplazamiento unitario estructural debido a la aplicación de una carga unitaria en cada dirección.

Además con este método se puede adquirir el periodo estructural $T_m=0.51$ segundos, para a su vez obtener un coeficiente sísmico $C_{ms}=0.65$ el cual se consigue en el espectro de respuesta sísmica, y por ende determinar la carga sísmica equivalente de la estructura $P_e=12.18$ (k/ft). Este método se aplicó para ambas direcciones dando así valores muy similares a los encontrados y evaluados por el programa SAP2000. El valor del periodo estructural dado por SAP2000 fue de $T_m=0.509$ segundos. Esto era de esperarse ya que el puente tiene una configuración regular.

Para determinar la capacidad de cada elemento de la estructura se realizó un análisis iterativo, el cual inicialmente se evaluó el peso propio de la estructura para determinar la carga axial que llegaba a cada elemento vertical (paredes, columnas y fundaciones), en adición evaluar el cortante elástico para luego determinar la demanda de

momento basado en los diagramas de interacción de cada elemento y multiplicarlo por un factor de 1.3, indicando el momento probable en un evento sísmico. Luego se realizaron varias iteraciones haciendo una simulación en SAP2000 para determinar cuanta carga axial adicional provocaba el momento probable actuando en el tope de cada elemento vertical.

Cuando ya se observaba que no había cambios significativos se determinaba cual era el cortante en cada elemento que podría provocar una rótula plástica en el tope de los elementos verticales. Este procedimiento se realizó en ambas direcciones de la estructura.

El cortante transversal en la sección de las columnas que provocaría rótula plástica en el tope sería de 140 kip por el total de columnas, o sea, aproximadamente 29 kips por columna. Provocando a su vez un momento probable de 420 kip*ft. Para la dirección longitudinal se realizó el mismo procedimiento dando como resultado un cortante de 135 kip provocando un momento de 2700 kip*ft y en las paredes un cortante de 680 kip provocando un momento de 9600 kip*ft en cada una.

Después de obtener estos valores se pudo determinar cuál sería la capacidad máxima de momento de cada elemento, basado en la carga axial crítica utilizando los diagramas de interacción.

La capacidad de momento en el tope de la columna en ambas direcciones es de 450 kip*ft, y para las paredes la capacidad de momento en la dirección longitudinal es de 11,300 kip*ft, y en la dirección transversal es de 18,200 kip*ft.

Para el caso de las fundaciones, la fundación que soporta la pilastra de cinco columnas recibe una carga sísmica normal de 1015 kip. Con ese valor se obtuvo del diagrama de interacción una capacidad de momento de 21,900 kip*ft en la dirección transversal.

Con relación a la fundación que soporta a las paredes, esta recibe una demanda sísmica normal de 1439 kip, obteniendo una capacidad de momento de 23,350 kip*ft.

Para el caso en la dirección longitudinal al puente no se evaluaron las capacidades ni la demanda, ya que el detalle estructural nos indica una conexión libre o “pin”, provocando que en la base de las columnas y paredes no haya transferencia de momento pero si de cortante. Para el cortante se evaluó la transferencia de cortante en el interface, obteniendo una capacidad de cortante de 311 kip. En la Figura 11 se presenta el detalle estructural la base de la columna y pared.

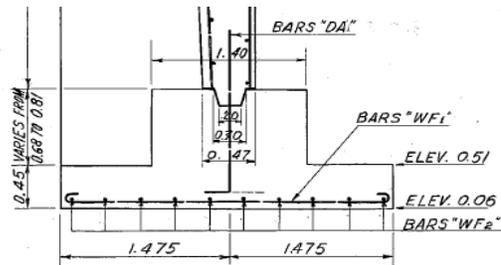


Figura 11

Detalle Estructural de la Base de la Columna y Pared

RESULTADOS Y EVALUACIONES DE RAZONES C/D

Luego de haber evaluado la capacidad estructural de las paredes, columnas y fundación, se obtuvo la demanda de carga sísmica de la simulación realizada en SAP2000. Los valores de la demanda sísmica en las columnas, paredes y fundaciones se presentan en las Tablas 1 y 2.

Tabla 1

Valores de la Demanda Sísmica en las Columnas y Paredes

	End	Combo		Mu Long. (k*ft)	Mu Trans.	Mu Resul.
COLUMNS	Top	LC-1	Min	701	0.6	701
			Max	701	0.6	701
		LC-2	Min	210	1.99	210
			Max	210	1.99	210
WALL 1 & 2	Top	LC-1	Min	11687	0.18	11687
			Max	11687	0.18	11687
		LC-2	Min	4904	0.61	4904
			Max	4904	0.61	4904
	Bot	LC-1	Min	0	1889	1889
			Max	0	1889	1889
		LC-2	Min	0	6296	6296
			Max	0	6296	6296

Tabla 2

Valores de la Demanda Sísmica en las Fundaciones

		Combo	Mu (k*ft)
FOOTING COLUMN	Trans. About-X	LC-1	3574
		LC-2	11912
FOOTING WALL	Trans. About-X	LC-1	2420
		LC-2	8066

Obteniendo la capacidad y demanda sísmica de cada elemento se pueden evaluar las diferentes razones r_{ec} , r_{ew} y r_{ef} requeridos por el “Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures Part 1-Bridge”[1], que nos indica la razón C/D de la columna, pared y fundación, respectivamente. Luego de obtener esas razones y siguiendo el flujo gráfico se puede determinar la posible formación de rótulas plásticas en cada elemento estructural. Basado en el resultado del flujo gráfico se continua evaluando los diferentes razones adicionales, el largo de desarrollo del refuerzo longitudinal r_{ac} , el deslice del refuerzo longitudinal r_{cs} , cortante en la columna y pared r_{cv} y refuerzo de confinamiento transversal en la columna y pared r_{cc} . En las Tablas 3, 4 y 5 se presentan todos los valores de las razones evaluadas.

Tabla 3

Valores de Razones Evaluadas para Columna y Paredes

	End	Combo		Axial	Mn	Mu Long	Mu Trans.	Mu Resul.	$r_{ec,ew}$
				Load (kip)	(k*ft)	(k*ft)	(k*ft)	(k*ft)	
COLUMNS	Top	LC-1	Min	88	356	701	0.6	701	0.51
			Max	232	445	701	0.6	701	0.63
		LC-2	Min	88	356	210	1.99	210	1.69
			Max	232	445	210	1.99	210	2.12
WALL 1 & 2	Top	LC-1	Min	-4416	18212	11687	0.18	11687	1.56
			Max	4938	10712	11687	0.18	11687	0.92
		LC-2	Min	-4416	18212	4904	0.61	4904	3.71
			Max	4938	10712	4904	0.61	4904	2.18
	Bot	LC-1	Min	-4677	11574	0	1889	1889	6.13
			Max	5360	10732	0	1889	1889	5.68
		LC-2	Min	-4677	11574	0	6296	6296	1.84
			Max	5360	10732	0	6296	6296	1.70

Tabla 4

Valores de Razones Adicionales Evaluadas para Columna y Pared

$r_{ec,ew}$		End	Combo		CONFINEMENT			SHEAR r_{cv}		ANCHORAGE	SPUCING
					r_{cc}	LONG.	TRANS.	r_{ca}	r_{cs}		
0.51	COLUMNS	Top	LC-1	Min	1.39	4.16	4.16	1.00	1.00		
0.63				Max	1.74	5.20	5.20	1.00	1.00		
1.69			LC-2	Min	4.63	13.88	13.88	1.00	1.00		
2.12				Max	5.79	17.35	17.35	1.00	1.00		
1.56			WALL 1 & 2	Top	LC-1	Min	3.12	13.28	13.28	1.00	1.89
0.92						Max	1.83	7.81	7.81	1.00	1.02
3.71	LC-2	Min			7.43	31.65	31.65	1.00	2.11		
2.18		Max			4.37	18.61	18.61	1.00	1.24		
6.13	Bot	LC-1		Min	12.25	52.21	52.21	1.00	3.48		
5.68				Max	11.36	48.42	48.42	1.00	3.23		
1.84		LC-2		Min	3.68	15.67	15.67	1.00	1.04		
1.70				Max	3.41	14.53	14.53	1.00	1.00		

Tabla 5

Valores de Razones Evaluadas para Fundación

		Combo	r_{ef}
FOOTING COLUMN	Trans. About-X	LC-1	5.47
		LC-2	1.64
FOOTING WALL	Trans. About-X	LC-1	9.15
		LC-2	2.45

ANÁLISIS Y RECOMENDACIONES

Como se puede observar en las Tablas 3 y 4, todas las razones de C/D cumplen, ya que su valor supera la razón mínima requerida que es de uno (1), con excepción de la razón en el tope de la columna y con el valor máximo en el tope de la pared. En el caso de las razones en la fundación estas se pudieron evaluar por varios métodos. Algunos de estos fueron, análisis por inercia, análisis de desplazamiento unitario y formulas dadas directamente por el manual de evaluación sísmica a puentes existentes.

Para la mayoría de las razones de C/D fueron mayor de uno determinando así que no requieren un retro ajuste estructural. En los casos en que la razón no fue uno, tope de la columna y tope de pared, al observar las otras razones evaluadas se pudo determinar que todos los elementos estructurales evaluados cumplen con su capacidad sísmica, ya

que fueron ajustados basados en los procedimientos de evaluación de las otras condiciones requeridas de análisis, cortante, anclaje, deslice y confinamiento.

Para el caso de la evaluación de la licuefacción en el suelo, este no se pudo evaluar ya que se carecía de información geotécnica. Como parte de las recomendaciones de este proyecto se recomienda realizar una evaluación profunda del suelo existente, aunque por la información que se tiene no indica un nivel freático existente el cual es importante evaluarlo, ya que por ser un suelo arenoso y la estructura tener una fundación de poca profundidad, esta puede ser propensa a sufrir varias fallas a causa de este fenómeno. Una de las técnicas más utilizadas para la mitigación de los suelos propensos a licuefacción es el mejoramiento del propio suelo mediante la densificación del suelo o mejorando su capacidad de drenaje. Algunos de estos métodos son:

- **Vibro-flotación:** Involucra el uso de una sonda vibrante que puede penetrar en un suelo granular a profundidades mayores de 30 metros. Las vibraciones de la sonda causan que la estructura granular colapse, produciéndose un reordenamiento de las partículas y la densificación del suelo que rodea la sonda. Para tratar un área de suelo potencialmente licuable, la vibro-flotación debe realizarse siguiendo un patrón cuadrículado.
- **Vibro-reemplazo:** Es una combinación de vibro-flotación con un agregado de grava, formando columnas de piedras, las cuales aumentan la densificación, proporcionan un mayor grado de refuerzo y mejoran la capacidad de drenaje del suelo. El procedimiento consiste en usar un vibrador para realizar agujeros en el terreno con la ayuda de un chorro de agua a presión con espaciamientos entre 1,5 a 3 metros y volver a llenar con grava luego de la extracción.
- **Compactación Dinámica:** La densificación por compactación dinámica se realiza dejando caer una pesada bola de acero desde alturas que van de 10 a 36 metros, en un patrón cuadrículado.

Este método provee de una solución económica de mejoramiento de suelo para reducir el riesgo de licuefacción. La licuefacción local se inicia bajo el punto de caída, permitiendo la densificación del suelo y cuando el aumento de la presión de poros producido por la compactación dinámica se disipa, se produce la densificación adicional. Sin embargo este procedimiento es bastante invasivo, por lo que la superficie del terreno puede requerir de una posterior compactación superficial y de adición de más material, después de la compactación dinámica. El procedimiento es dejar caer pesos de 2 a 200 toneladas (1.800 a 180.000 kg) de alturas de hasta 36 metros.

- **Inyección de “grouting” de Compactación:** Es una técnica por medio de la cual una mezcla de agua, arena y cemento es inyectada a presión en un suelo granular. Este mortero forma un bulbo que desplaza y densifica el suelo adyacente. Este método es una buena solución si se requiere mejorar una fundación existente, ya que es posible inyectar el “grouting” desde el lado o en un ángulo inclinado para alcanzar el suelo bajo las fundaciones.

CONCLUSIÓN

Como conclusión a este artículo es importante señalar que teniendo en cuenta que en cualquier momento puede suceder un sismo o movimiento telúrico, es importante conocer las capacidades existentes de todos los puentes de Puerto Rico. En particular los puentes diseñados y construidos antes del año 1987, ya que el código sísmico utilizado en P.R. hasta ese entonces no consideraba muchos factores importantes que luego de ese año se consideraron. Además considero que como parte de las exigencias del Departamento de Transportación federal a exigirle a la autoridad de carretera local a realizar evaluaciones a los puentes por sus condiciones estructurales y de cargas vivas, igual deben de exigirles las evaluaciones por cargas sísmicas. Pienso que debería ser así, ya que por estar la isla en una zona de alta probabilidad de un

suceso sísmico y tener una cantidad de puentes existentes construidos antes de la década del 80, es indispensable que se tome acción ante esto, antes de que ocurra una tragedia mayor en el país.

REFERENCIAS

- [1] US Department of Transportation (2006). *Seismic Retrofitting Manual for Highways Bridges*. Research and Development: Virginia, pp 125-208
- [2] Look, D., Wong, T., Augustus, S.R. (1997) *The Seismic Retrofit of Historic Buildings Keeping Preservation in the Forefront*, pp 95-101