

# ***Evaluación Sísmica y Estrategias de Rehabilitación del Puente Número 1021 en la Carretera PR-22 Sobre el Caño Martín Peña***

*Julio J. Soto Flores  
Ingeniería Civil  
Manuel Coll Borgo, Ph.D  
Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental  
Universidad Politécnica de Puerto Rico*

---

**Resumen** — *Los Puentes como otras estructuras importantes deben permanecer en servicio después que fueron sujetos a fuertes movimientos telúricos. Muchos puentes existentes, especialmente estos que fueron construidos antes del año 1970, están vulnerables a daños sísmicos a causa de un sinnúmero de deficiencias que fueron encontradas durante terremotos recientes. Se espera que las columnas del puente sísmicamente puedan soportar las fuerzas de inercia inducidas sin una pérdida significativa de resistencia. La evaluación sísmica del puente #1021 fue realizada utilizando el programa SAP2000 para modelar la estructura y determinar la demanda elástica. Este en sus condiciones existentes revela que las columnas del puente no tienen suficiente capacidad en flexión ni en cortante para soportar la demanda elástica. Se utilizó una de las técnicas presentadas en el manual de la “Federal Highway Administration” para rehabilitar las columnas y así mejorar la ductilidad en flexión y la resistencia en cortante.*

**Palabras Clave** — *Chaquetas de Acero, Columnas, Rehabilitación Sísmica, Rótulas Plásticas.*

## **INTRODUCCIÓN**

El Puente #1021 de la PR-22 es uno de los más importantes en el área metropolitana, este tiene un ADT de 130,000 y recibe vehículos de la PR-18 más la PR-22. Actualmente este puente tiene los siguientes problemas: la losa; necesita ser remplazada o reparada; las vigas de la superestructura; requieren pintura; y las vallas de seguridad; se tienen que subir a estándar de seguridad actual. Ya que este puente requiere de estas rehabilitaciones previamente discutidas, se propone que se incluya la rehabilitación sísmica discutida en detalle a continuación.

El Propósito de este estudio es realizar en detalle una evaluación sísmica al Puente #1021 utilizando la metodología capacidad/demanda (C/D) y estudiar las posibles medidas de rehabilitación explicadas en detalle en la publicación del FHWA: “Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures” [1].

El método C de esta publicación calcula la razón capacidad/demanda para los componentes del puente que pueden sufrir daños durante un terremoto. Razones mayores que uno indican suficiente capacidad para resistir la demanda de un terremoto; razones menores de uno indican los componentes que necesitan atención y posible rehabilitación. La demanda esta basada en la respuesta elástica de la estructura calculada por un análisis modal.

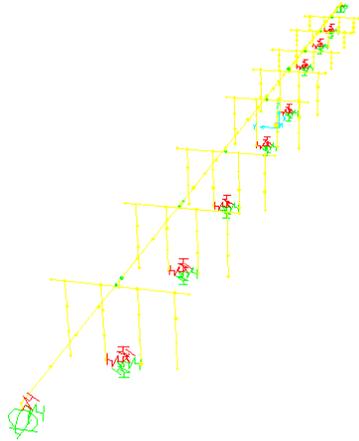
## **ANÁLISIS ELÁSTICO DEL PUENTE**

Un modelo de computadora fue generado para realizar el análisis modal elástico.

### **Modelo Elástico del Puente Existente**

Se utilizó el programa de análisis estructural “Nonlinear SAP2000” versión 14 para generar el modelo del Puente y realizar el análisis modal elástico. Las propiedades de la sección transversal de cada elemento de la superestructura y la subestructura fueron utilizadas para el modelo.

El modelo del Puente esta mostrado en la Figura 1. Un elemento rígido conecta la superestructura con la subestructura. Cada unidad de la superestructura tiene una liberación (“release”), en la rotación apropiada, en cada conexión con el elemento rígido, por ejemplo, una conexión pin de la superestructura con la subestructura esta libre a rotar en el eje de “Y” (ver Figura 1).



**Figura 1**  
**Modelo del Puente SAP2000**

El puente está soportado por grupos de pilotes en cada pilastra, estos transmiten la carga hacia estratos de suelos más profundos. En las pilastras 1, 2, 3, 4 & 8 la zapata está formada de 42 pilotes y en las pilastras 5, 6 & 7 la zapata está formada de 36 pilotes. Se utilizó el programa PILE3DP desarrollado por el Dr. Bernardo Deschappelles para determinar la rigidez de los muelles que modelan la interacción entre suelo-pilote mostrado en la Tabla 1.

### Análisis Sísmico

La clasificación de la importancia de un Puente está basada en el conteo del tráfico (“traffic count”) y el factor socio-económico. Este puente se clasificó como un puente esencial (“essential bridge”) por que su pérdida puede crear mayor impacto económico, además, opera como un vínculo importante en el sistema de transportación.

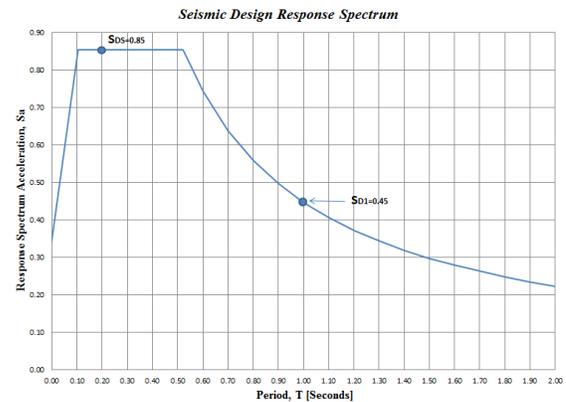
De acuerdo a la prueba de penetración estándar, “SPT” por sus siglas en inglés, y el estudio de suelo provisto en los planos “As Built”,  $N$  promedio  $\leq 50$  bpf, se clasificó el suelo “Site Class D”. Se utilizó “AASHTO LRFD Bridge Design Spec. 2010” [2] para determinar la aceleración espectro en periodos cortos,  $S_s$ , y periodos largos,  $S_1$ , estos son 0.68 y 0.23, respectivamente. Con estos valores y sus factores de suelos correspondientes se construyó la respuesta de aceleración espectro (“response spectrum acceleration”) mostrado en la Figura 2.

Esta curva es utilizada para definir la respuesta de diseño a partir de la cual las fuerzas de terremoto son calculadas para determinar la demanda sísmica elástica en el puente.

Las fuerzas de demanda elástica en el Puente fueron computadas cuando el terremoto ocurre en dos direcciones perpendiculares: la dirección longitudinal, que es perpendicular al plano de las columnas y la dirección transversal, que es paralela al plano de las columnas. Estos dos análisis fueron combinados para formar dos casos de cargas: LC1, es el 100% de la carga en la dirección longitudinal más el 30% de la carga en la dirección transversal y LC2, es el 100% de la carga en la dirección transversal más el 30% de la carga en la dirección longitudinal.

**Tabla 1**  
**Rigidez de la Zapata por Pilastra**

Pilastra	Traslación			Rotación		
	Kx [k/ft]	Ky [k/ft]	Kz $10^3$ [k/ft]	Kx $10^7$ [k- ft/rad]	Ky $10^3$ [k- ft/rad]	Kz $10^5$ [k- ft/rad]
1	10310	9509	431.7	15.02	266	41.53
2	10310	9509	431.7	15.02	266	41.53
3	10310	9509	431.7	15.02	266	41.53
4	10310	9509	431.7	15.02	266	41.53
5	8837	8837	369.4	13.84	227.7	39.04
6	6345	6345	363.5	13.61	170.8	29.17
7	6345	6345	363.5	13.61	170.8	29.17
8	7416	6620	42.6	14.81	199.5	30.92



**Figura 2**  
**Respuesta de Aceleración Espectro**

## EVALUACIÓN DE LAS COLUMNAS DEL PUENTE

El próximo paso después de haber calculado la demanda elástica del puente es calcular la capacidad por momento de las columnas y la zapata para poder calcular las razones de capacidad/demanda.

### Determinación de las Razones de Capacidad por Momento a la Demanda Elástica

Para determinar la capacidad por momento de las columnas, se busca cuanto es la carga axial muerta ( $P_d$ , "axial dead load") en cada columna, y con este valor se entra al diagrama de interacción de las columnas y se determina cuanto vale el momento para esta carga axial.

Se utilizó un proceso iterativo explicado en la División 1A sección 7.2.2 "AASHTO Standard Spec." [3] en pilastras con múltiples columnas para determinar la fuerza axial ( $P_h$ ) en la columna generada por rotulas plásticas. Para este caso se asume que las rotulas plásticas se generan en los extremos de las columnas (ver Figura 3).

Estas dos cargas axiales fueron combinadas para determinar la capacidad por momento de las columnas ( $M_n$ ), que se utiliza para los cálculos de las razones de capacidad/demanda de las columnas ( $r_{ec}$ ). Esta razón está definida como  $M_n/M_u$  donde  $M_u$  es el momento de la demanda elástica computado por las combinaciones de carga LC1 y LC2. Actualmente dos valores de carga axial fueron computadas,  $P_{min} = P_d - P_h$  y  $P_{max} = P_d + P_h$ . Es por esto que dos razones de momentos son determinadas para cada combinación de carga.

El programa PILOTYN7P desarrollado por el Dr. Bernardo Deschappelles fue utilizado para determinar la capacidad ( $M_n$ ) de la sección transversal de la columna. La Figura 4 muestra el diagrama de interacción de la sección transversal de la columna. Las columnas de las pilastras 1, 2, 3, 4 & 8 ("Column 1") tienen la misma sección transversal y las columnas de las pilastras 5, 6 & 7

("Column 2") tienen otra sección transversal (ver Figura 4).

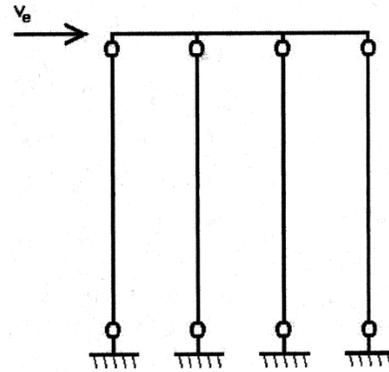


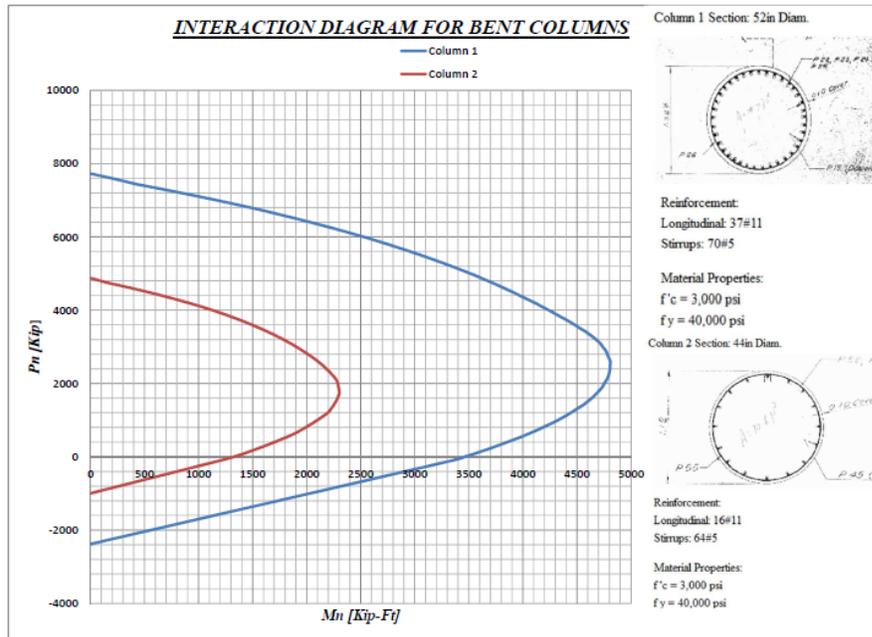
Figure 3

### Mecanismo de Falla para las Columnas

Las razones  $r_{ec}$  y  $r_{ef}$  sirven para determinar el modo de falla más probable y son modificadas de acuerdo a la zona esperada de formación de rótulas plásticas y los detalles proveídos del puente existente. Dependiendo del modo de falla, los valores de  $r_{ec}$  y  $r_{ef}$  son modificados por indicadores de ductilidad ( $\mu$ ) debido a: anclajes y empalmes (splice) del refuerzo longitudinal, confinamiento de la columna, capacidad de cortante y rotación de la zapata. Luego las razones C/D obtenidas para los diferentes y/o posibles modos de fallas pueden ser evaluadas para decidir una rehabilitación sísmica apropiada.

### Escenario de Rotulas Plásticas

Después de calcular  $r_{ec}$  y  $r_{ef}$  se puede estimar donde se pueden formar las rótulas plásticas. Para secciones en el tope de la columna las rótulas plásticas probablemente pueden ocurrir si  $r_{ec}$  es menor de 0.80. Si es mayor, no se formarán rótulas plásticas en el tope de la columna. Cuando la sección en el tope de la columna no plastifica, solo se computan las razones C/D debido a anclaje ( $r_{ca}$ ) y empalme ( $r_{cs}$ ) del refuerzo longitudinal. Cuando ocurre plastificación, la razón C/D debido a confinamiento de la columna ( $r_{cc}$ ) debe ser incluida.



**Figure 4**  
**Diagrama de Interacción de las Columnas**

En la base de la columna hay cuatro casos que pueden ocurrir:

- **Caso I - No hay plastificación:** Ambos  $r_{ec}$  y  $r_{ef}$  exceden 0.80. Se puede asumir que la zapata ni la columna van a ceder lo suficiente para requerir una evaluación de su habilidad para resistir una rótula plástica. En este caso, solo las razones C/D para anclaje y empalme del refuerzo longitudinal en las columnas deben ser calculadas.
- **Caso II – Plastificación sólo en la zapata:**  $r_{ef}$  es menor que 0.80 y  $r_{ec}$  excede 0.80 o excede  $r_{ef}$  por un 25%. La zapata va a requerir una evaluación de su habilidad a rotar y/o ceder a menos que ocurra una falla de anclaje o empalme y prevenga la rotación de la zapata. Las fallas de anclaje y empalme se pueden asumir cuando la razón C/D de anclaje o empalme del refuerzo longitudinal de la columna es menor que el 80% de  $r_{ef}$ . Cuando este no es el caso, solo la razón C/D para rotación y/o “yielding” de la zapata debe ser calculada.

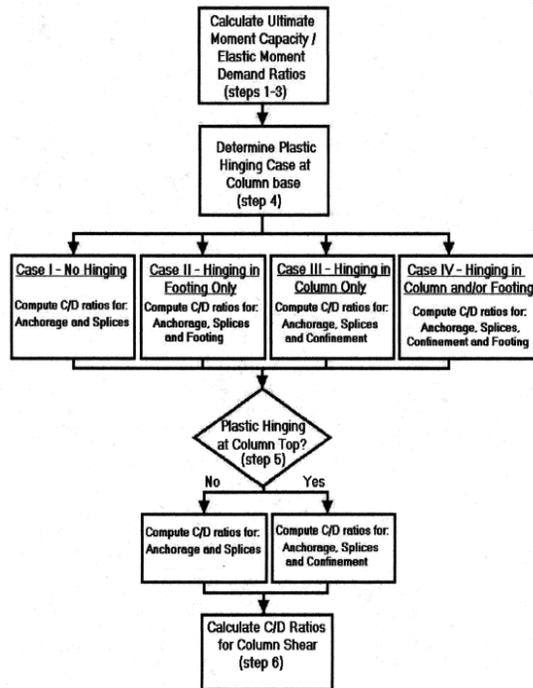
- **Caso III – Plastificación solo en la columna:**  $r_{ec}$  es menor de 0.80 y  $r_{ef}$  excede 0.80 o excede  $r_{ec}$  por un 25%. Se puede asumir que sólo la columna va a ceder lo suficiente para requerir una evaluación de su habilidad para resistir una rótula plástica. En este caso, se deben calcular las razones C/D para anclaje y empalme del refuerzo longitudinal de las columnas, y confinamiento transversal de las columnas.
- **Caso IV – Plastificación en la columna y la zapata:**  $r_{ec}$  y  $r_{ef}$  ambos son menores que 0.80 y entre el 25% uno del otro. Se puede asumir que ambos la columna y la zapata tienen el potencial de ceder lo suficiente para requerir una evaluación. Además el “yielding” en la zapata se impedirá por fallo en la columna antes de que la columna llegue a “yield”, las razones C/D para anclaje y empalme del refuerzo longitudinal de las columnas, y confinamiento transversal de las columnas deben ser calculadas primero. Si las razones C/D exceden el 80% de  $r_{ef}$ , la razón C/D para

rotación y/o “yielding” de la zapata también deben ser calculada.

Finalmente se calcula la razón C/D para cortante en las columnas. Un resumen de las razones C/D que controlan en cada pilastra se presenta en la Tabla 2. La Figura 5 muestra el diagrama de flujo de los procedimientos para determinar las razones C/D de las columnas de acuerdo al “Seismic Retrofitting Manual” [1].

**Tabla 2**  
**Resumen de las Razones C/D que Controlan por Pilastra**

Pilastra	$r_{ec}$	$r_{ca}$	$r_{cs}$	$r_{cc}$	$r_{cv}$
1	1.02	1.00	0.76	N/A	2.02
2	0.71	1.00	0.54	3.19	2.59
3	0.54	1.00	0.40	2.38	1.93
4	0.52	1.00	0.39	2.33	1.89
5	0.51	1.00	0.39	2.26	2.45
6	0.19	1.00	0.15	0.86	0.59
7	0.20	1.00	0.15	1.24	0.59
8	0.28	1.00	0.21	1.25	0.28



**Figura 5**  
**Procedimiento para Calcular las Razones C/D de las Columnas**

La zapata fue evaluada utilizando la misma metodología de razón C/D. Se utilizó el análisis del grupo de pilotes previamente discutido para

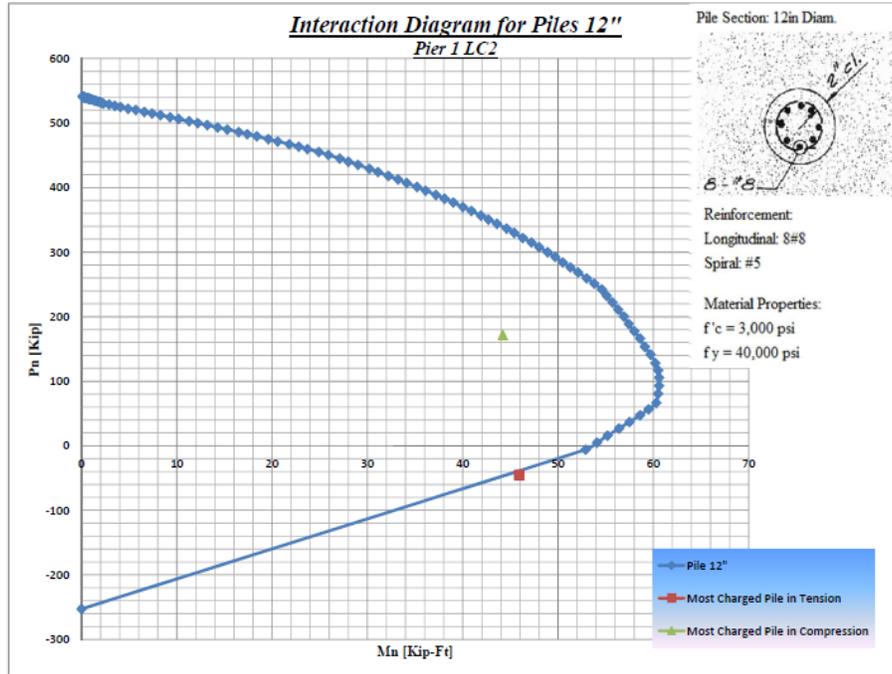
determinar la rigidez de la fundación modelado en el programa PILE3DP para evaluar como se comporta este grupo de pilotes sometidos a la demanda elástica. Este programa calcula las fuerzas generadas por la demanda elástica en el tope de cada pilote. Se utilizó el programa PILOTYN7P para determinar la capacidad estructural de la sección transversal del pilote (ver Figura 6). Esta figura muestra el diagrama de interacción de la sección transversal del pilote y el punto donde se encuentra el pilote mas cargado (en tensión y compresión) debido a la demanda elástica. Además, cabe mencionar que esta demanda fue generada por la combinación de carga LC2 en la pilastra 1 (caso más crítico).

Claramente se puede observar en la Figura 6 que la razón C/D para el pilote mas cargado en tensión es mayor de 1, y el pilote mas cargado en compresión esta sobre 1. Esto indica que la zapata no plastifica. Por lo tanto, según los cálculos, la zapata resiste la carga sísmica en el rango elástico y no requiere rehabilitación. Es por esta razón que solo se calcularon las razones C/D solo en las columnas.

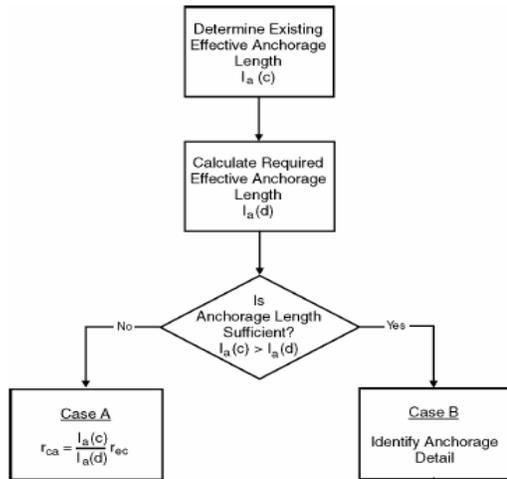
### Anclaje y Empalme del Refuerzo Longitudinal en las Columnas

El refuerzo longitudinal de las columnas está anclado  $l_a(c) = 33.1$  pulgadas dentro de la zapata y 38.2 pulgadas dentro de la viga de coronación (“cap beam”), ambos con un “hook” de  $90^\circ$  de acuerdo a los detalle proveídos en los planos “As-Built”.

La Figura 7 muestra el diagrama de flujo para calcular la razón C/D para el anclaje,  $r_{ca}$ , de acuerdo al “Seismic Retrofitting Manual” [1]. Para calcular esta razón, se computó el largo de anclaje requerido  $l_a(d) = 21.2$  pulgadas para ambos casos (columna/zapata y columna/viga). El largo de anclaje proveído en ambos casos para el refuerzo longitudinal de las columnas es adecuado (ver Figura 8 y Figura 9 para los detalles). Las razones C/D para anclaje es 1 para todas las pilastras debido a que el anclaje es adecuado.

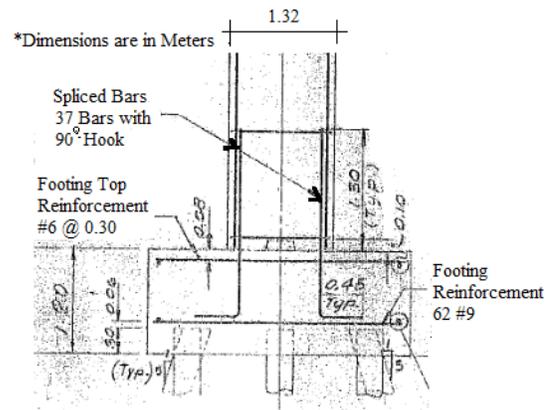


**Figura 6**  
Diagrama de Interacción de las Columnas

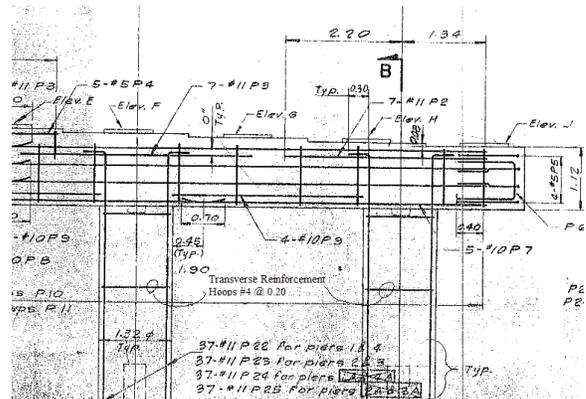


Detail No	Location	Anchorage Type	Top Footing Reinforcing	C/D Ratio
1	Footing	Straight	No	$r_{ca} = r_{ef}$
2	Footing	90° hook away from centerline	No	$r_{ca} = 1.3 r_{ef}$
3	Footing	90° hook toward Centerline	No	$r_{ca} = 2.0 r_{ef}$
4	Footing	Straight	Yes	$r_{ca} = 1.5 r_{of}$
5	Footing	90° hook	Yes	1.0
6	Bent Cap	n. a.	n. a.	1.0

**Figura 7**  
Procedimiento para Determinar las Razones C/D para el Anclaje del Refuerzo Longitudinal



**Figura 8**  
Detalle existente en Conexión Columna/Zapata



**Figura 9**  
Detalle Existente en Conexión Columna/Viga

El diagrama de flujo mostrado en la Figura 10 presenta el procedimiento para computar las razones de empalmes,  $r_{cs}$ , de acuerdo al “Seismic Retrofitting Manual” [1]. Se encuentra un empalme del refuerzo longitudinal localizado en la conexión columna/zapata, en la zona de rótulas plásticas. El largo de empalme requerido es 47.9 pulgadas, este es menor que el largo de empalme proveído de 51.2 pulgadas. Sin embargo la falta de confinamiento de acero transversal es el responsable de valores bajos de razones C/D para empalmes localizados en zona de rótulas plásticas, y este es el modo de falla que controla en casi todas las columnas.

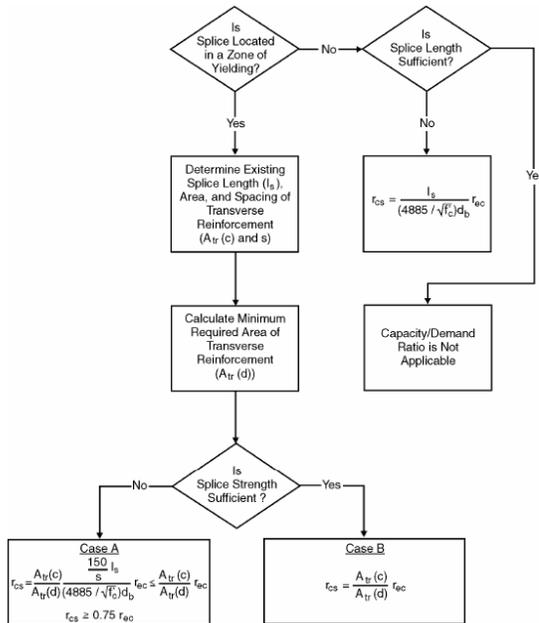


Figura 10

Procedimiento para Calcular las Razones de Empalme en el Refuerzo Longitudinal de las Columnas

### Confinamiento en las Columnas

Cuando se espera que las rótulas plásticas se formen en la columna el procedimiento requiere que se calculen las razones de confinamiento,  $r_{cc} = \mu * r_{ec}$ , donde  $\mu$  es un indicador de ductilidad que depende del espaciado del refuerzo transversal, la razón volumétrica del refuerzo transversal, resistencia en compresión del concreto y las propiedades geométricas de la columna. Las columnas de este puente carecen de confinamiento

adecuado debido al pobre anclaje de los “hoops” espaciados a 7.9 pulgadas.

Aunque este puente carece de confinamiento del refuerzo transversal, valores de ductilidad mayores de 4 fueron encontrados cuando las rótulas plásticas son esperadas en las columnas. En este puente la falta de confinamiento afecta más los valores de  $r_{cs}$  debido a los detalles de empalmes en el refuerzo longitudinal localizados en zonas de rótulas plásticas.

### Capacidad de Cortante de las Columnas

Si en las columnas no se espera que se formen rótulas plásticas ( $r_{ec} > 1$ ) las razones C/D para cortante ( $r_{cv}$ ) son computadas utilizando la capacidad inicial de cortante de la columna ( $V_i(c)$ ), computada de acuerdo a la sección 8.16.6 de “Standard Specifications” [3]) a la demanda elástica de cortante  $V_e$ .

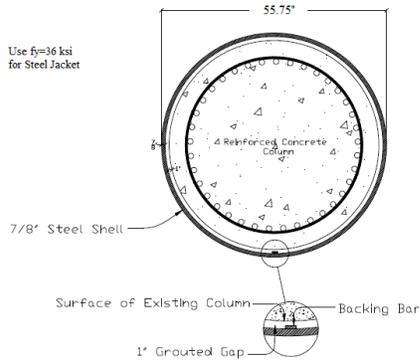
Si es probable que se formen rótulas plásticas, las razones C/D van a depender de la habilidad de la columna a soportar las fuerzas de cortante ( $V_u$ ) generadas debido a los momentos probables máximos generados en zonas de rotulas plásticas definidos en la división 1A sección 7.2.2 del “standard specifications” [3]. Esta metodología asume que la capacidad inicial de cortante puede sostener un indicador de ductilidad para la columnas de 2, después de esto es linealmente reducida a una capacidad final de cortante  $V_f(c)$  con indicador de ductilidad de 5.

### Estrategias de Rehabilitación

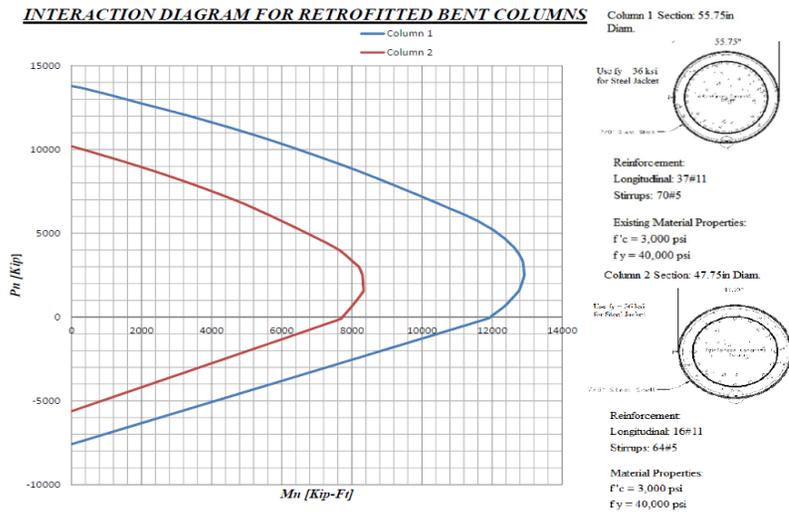
Los cálculos de las razones C/D de las columnas de este puente muestran la necesidad de rehabilitación, como se discutió anteriormente posibles fallas prematuras pueden ocurrir debido a: empalmes localizados en zonas de rótulas plásticas, confinamiento y cortante en las columnas. Sin embargo, debido a la falta de confinamiento del empalme localizado en zonas de rotulas plásticas, la ductilidad del puente no se puede garantizar.

Una posible estrategia de rehabilitación de las columnas del puente es confinar las columnas con chaquetas de acero (“steel jackets”) de modo que la rótula plástica se aleje del detalle de empalme. Esto puede beneficiar de modo que: elimine la falla prematura debido a empalmes en zonas de rótulas plásticas, incremente el confinamiento del empalme del refuerzo longitudinal y elimine la falla por

cortante en las columnas. La Figura 11 muestra la rehabilitación de la columna 1 propuesta. Este es el mismo detalle de rehabilitación externa de la columna 2, pero la columna 2 va a tener menor diámetro. Claramente podemos observar en la Figura 12, que utilizando esta medida de rehabilitación para las columnas, hay un aumento significativo de capacidad por momento.



**Figure 11**  
**Rehabilitación de la Columna 1 Propuesta**



**Figure 12**  
**Diagrama de Interacción de las columnas Rehabilitadas**

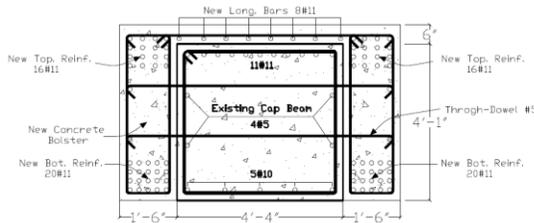
### Viga de Coronación

En los cálculos realizados anteriormente se asumió que la viga de coronación va a permanecer en el rango elástico.

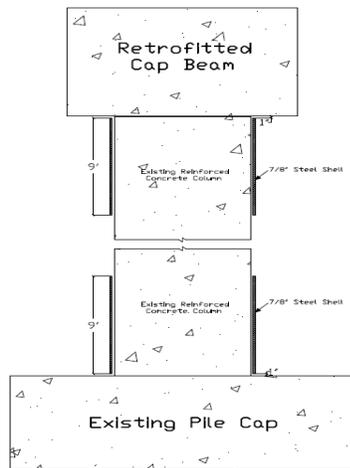
El refuerzo longitudinal positivo en las vigas no es continuo, lo cortan en la cara de la columna (no tiene largo de desarrollo). En la conexión de las columnas exteriores las vigas tienen poca capacidad

por momento positivo y esto puede ser crítico. La capacidad por momento positivo de la viga en la junta de los extremos es  $M_{nb} = 1,838$  k-ft (vigas de coronación localizadas en las pilastras 1, 2, 3, 4 & 8). De acuerdo a “Standard Specifications” [3] la capacidad de la viga debe ser mayor que 1.2 veces la capacidad de la columna,  $M_{nb} > 1.2 M_{nc}$ , donde

$1.2M_{nc} = 14,547.77 \text{ k-ft}$  = capacidad máxima por momento de la columna rehabilitada. Así que para esta conexión la viga podría estar en el rango inelástico. Por esta razón se rehabilitó la viga de coronación utilizando chaquetas de hormigón (ver Figura 13). Utilizando esta técnica, la capacidad por momento positivo de la viga de coronación es,  $M_{nb} = 14,920 \text{ k-ft}$ .



**Figura 13**  
Rehabilitación de la viga de Coronación de las pilastras 1, 2, 3, 4 & 8



**Figure 14**  
Vista lateral de las pilastras 1, 2, 3, 4 & 5 Rehabilitada

La Figura 14 muestra la vista lateral y el detalle de la rehabilitación de las columnas de las pilastras 1, 2, 3, 4 & 5 utilizando chaquetas de acero. Estas pilastras mencionadas, sus columnas tienen 36 pies de largo y de acuerdo al “Seismic Retrofitting Manual” [1] el largo de las chaquetas de acero no debe ser menor que el 25 por ciento del largo de la columna. Por lo tanto, el largo de las chaquetas para estas pilastras mencionadas es de 9 pies (medido desde los extremos hacia el centro de las columnas).

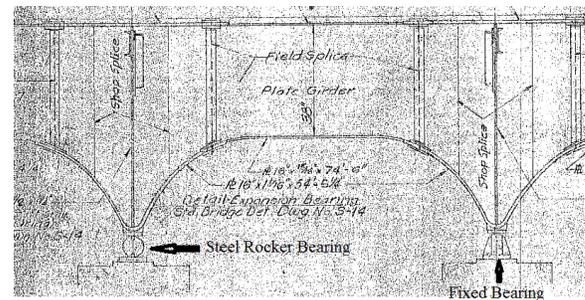
El largo de las columnas de las pilastras 6, 7 & 8 es de 16 pies y las chaquetas de acero tienen 4 pies de largo.

## CONEXIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA A LA SUBESTRUCTURA

Para efectos de los cálculos realizados anteriormente, se asumió que la superestructura va a permanecer atada a los elementos de la subestructura durante un terremoto.

### Conexiones Existentes

La superestructura del puente #1021 está atada a los elementos de la subestructura por asientos fijos (fix) y “rollers” en la dirección longitudinal. La Figura 15 muestra un ejemplo de los asientos en 2 de las 8 pilastras.



**Figura 15**  
Conexión de la Superestructura en la Dirección Longitudinal

Los asientos tipo “steel rocker” proveen muy poca resistencia a movimientos en la dirección longitudinal. Se verificó el ancho del asiento (N, “seat width”) en las juntas de expansión y la razón C/D es mayor de 1. En el caso de los asientos fijos (fixed bearings), las fuerzas horizontales son resistidas en ambas direcciones (longitudinal y transversal). Pero hay varios lugares entre el ensamblaje de los asientos fijos donde la falla puede ocurrir.

### Reemplazo de los Asientos

Se recomienda que los asientos sean reemplazados por asientos elásticos (“elastomeric bearing pad”). Estos nuevos asientos son menos altos (6 pulgadas) que los asientos existentes (12 pulgadas). Para compensar las 6 pulgadas que

quedarían libres se aprovechó que se rehabilitaron las vigas de coronación y se le aumentó 6 pulgadas de altura (ver Figura 13). La Figura 16 muestra un detalle del remplazo del asiento.

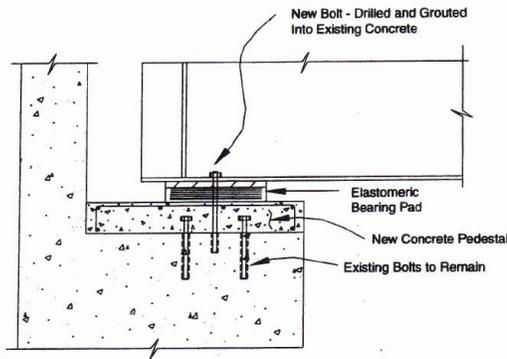


Figura 16  
Remplazo del Asiento

### Restricción en la Dirección Transversal

Debido a la falta de atadura de la superestructura a la subestructura en la dirección transversal, se recomienda colocar “shear keys” para proveer la atadura asumida en la evaluación inicial. Esta restricción transversal va a prevenir movimientos excesivos que pueden causar que las vigas de la superestructura se caigan de los asientos. Ocho nuevos “shear keys” por pilastra van a ser suficiente para sostener la demanda de cortante transversal. La Figura 17 muestra un ejemplo del detalle de los “shear keys”.



Figura 17  
Ejemplo del “Shear Key”

## EVALUACIÓN SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA REHABILITADA

Una reevaluación de razones C/D de las columnas del puente fue realizada utilizando la estrategia de rehabilitación para ver como el rendimiento del puente ha mejorado.

Utilizando el mismo procedimiento para determinar las razones C/D explicado anteriormente, se presenta en la Tabla 3 un resumen de las razones que controlan en la estructura rehabilitada.

Utilizando la medida de rehabilitación de las columnas presentada anteriormente podemos observar que el confinamiento utilizando chaquetas de acero en el área de empalmes del refuerzo longitudinal mejoro la razón C/D de empalme (“splice”) y le dio mas capacidad por cortante a las columnas.

Tabla 3  
Resumen de las Razones C/D de las Columnas Rehabilitadas que Controlan por Pilastra

Pilastra	$r_{ec}$	$r_{ca}$	$r_{cs}$	$r_{cc}$	$r_{cv}$
1	3.40	1.00	14.86	N/A	17.55
2	2.73	1.00	2.38	N/A	12.05
3	1.76	1.00	7.69	N/A	8.86
4	1.72	1.00	7.52	N/A	8.68
5	2.57	1.00	11.25	N/A	16.63
6	0.99	1.00	4.33	N/A	4.64
7	1.00	1.00	4.38	N/A	4.71
8	0.95	1.00	4.15	N/A	3.56

## CONCLUSIONES

El puente #1021 en la PR-22 sobre el Caño Martín Peña fue evaluado estructuralmente para determinar su capacidad de sostener un evento sísmico.

### Evaluación de la Estructura Existente

Esta evaluación esta basada en los planos “as-built” del puente. En la evaluación se encontró lo siguiente:

- El análisis muestra que la capacidad por cortante de las pilastras 6, 7 & 8 es inadecuada. Para las otras pilastras la demanda de cortante es resistida por la resistencia del concreto.
- Debido a la falta de confinamiento en las columnas los empalmes del refuerzo longitudinal localizados en zonas de rótulas plásticas se ven afectados. Una falla por

- empalme del refuerzo es esperada. Esto es un tipo de falla no deseada.
- Las vigas de coronación pueden incurrir en deformaciones plásticas debido a la falta de capacidad por momento positivo en las juntas exteriores de columna/viga.
  - El “Seismic Retrofitting Manual” [1] considera que los asientos existentes son muy altos. La estructura no tiene una conexión positiva con los elementos de la subestructura en la dirección longitudinal.
  - Todas las pilastras no tienen una conexión positiva en la dirección transversal.

Este puente en sus condiciones existentes no es capaz de sostener la demanda sísmica debido a la falta de detalles sísmicos.

### **Estrategias de Rehabilitación**

Es necesario fijar los detalles que pueden causar fallas no dúctiles ó frágiles. Las estrategias de rehabilitación recomendadas para fijar estos problemas fueron estudiadas y están presentadas en la siguiente lista:

- Rehabilitando las columnas utilizando chaquetas de acero (“steel jackets”) como se explicó anteriormente van a fallar de una manera dúctil y las fallas por empalmes del refuerzo longitudinal son prevenidas en las zonas de rótulas plásticas.
- Es necesario instalar asientos nuevos y “shear keys” en todas las pilastras para así mantener una conexión positiva entre la superestructura y la subestructura.
- Será necesario reforzar las vigas de coronación de las pilastras para garantizar que estas van a permanecer en el rango elástico.

### **REFERENCIAS**

- [1] Buckle, Ian, *et al.*, *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part I – Bridges*, Publication No. FHWA-RD, January 2006.
- [2] *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, Fifth Edition, 2010.

- [3] AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges*, Sixteenth Edition, 1996.