

ARTICULO N°9



# EVALUACIÓN NUMÉRICA DE LA REPARACIÓN DE PILAS DE PUENTES CON HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS

9

Autor: *Eduardo Daniel Farfán Durán*  
 Instituto de Estructuras "Arturo M. Guzman"  
 Facultad de Ciencias y Tecnología  
 Universidad Nacional de Tucumán - Argentina

Correo electrónico: *edfarfand@gmail.com*

## RESUMEN

Desde el comienzo mismo de la civilización los sismos causaron grandes desastres en la sociedad, debido tanto a la pérdida de vidas humanas como a las grandes pérdidas económicas, en consecuencia, se debe procurar que las mismas sean lo suficientemente seguras para así garantizar que no colapsen. El daño producido en la estructura de las pilas de un puente debido a un evento sísmico debe ser reparado para que la estructura como tal pueda seguir en funcionamiento, estas reparaciones representan un costo económico variable según el tipo de técnica de rehabilitación a emplearse.

Para resolver esta formulación se presenta una innovadora metodología de reparación estructural para pilas de puentes que fueron afectadas por la acción de un sismo, que consiste en adicionar a la pila de puente un anillo de hormigón reforzado con fibras de acero en la zona donde se produjeron las rotulas plásticas. Con los resultados numéricos generados en el programa computacional ANSYS y calibrados en base a ensayos experimentales, se obtienen los diferentes diagramas de carga lateral vs desplazamiento lateral correspondientes a cada caso de pila en estudio. Así también, en base

al análisis mencionado se verifica la funcionalidad y rehabilitación de la estructura sustentados en el diseño sísmico basado en desplazamientos. Finalmente se estudia la sensibilidad de la respuesta estructural de la pila de puente con respecto a cambios en los parámetros del modelo tales como: altura de la pila, cuantía de fibra y espesor del anillo de refuerzo.

**Palabras claves:** Evaluación numérica, Hormigón reforzado con fibras, rotulas plásticas, ductilidad.

## ABSTRACT

*From the very beginning of civilization the earthquakes caused great disasters in society, due both to the loss of human lives and to the great economic losses, consequently, it must be ensured that they are safe enough to ensure that they do not collapse. The damage produced in the structure of a bridge's piles due to a seismic event must be repaired so that the structure as such can continue to operate, these repairs represent a variable economic cost depending on the type of rehabilitation technique to be used.*

*To solve this formulation, an innovative structural repair methodology is presented for bridge piles that were affected by the action of an earthquake, which consists in adding a reinforced concrete ring with steel fibers to the bridge pile in the area where they were produced plastic hinge. With the numerical results generated in the ANSYS computer program and calibrated based on experimental tests, the different lateral load vs lateral displacement diagrams corresponding to each case of the stack under study are obtained. Also, based on the aforementioned analysis, the functionality and rehabilitation of the structure based on seismic design based on displacements is verified. Finally, the sensitivity of the structural response of the bridge pile is studied with respect to changes in the model parameters such as: height of the pile, amount of fiber and thickness of the reinforcement ring.*

**Keywords:** Numerical evaluation, Fiber reinforced concrete, plastic hinge, ductility.

## INTRODUCCION

Para el diseño de pilas de puentes en zonas sísmicas el método de diseño por capacidad es un procedimiento apropiado y moderno, el dimensionado de las secciones se realiza con el criterio basado en desplazamientos. Este método asume la formación de rótulas plásticas durante la ocurrencia del sismo. En los lugares donde se forman las rótulas plásticas, los elementos estructurales sufrirán daños permanentes; como el descascaramiento del recubrimiento, las barras longitudinales pueden pandearse, las barras de refuerzo transversal pueden fracturarse e incluso el núcleo puede agrietarse extensamente.

El daño producido debe ser reparado para que la estructura pueda seguir funcionando, el empleo del Hormigón Reforzado con Fibras (HRF) representa una alternativa de reparación y/o

diseño atrayente teniendo en cuenta sus recientes y múltiples aplicaciones. Actualmente, el HRF es presentado como una excelente técnica de refuerzo propuesta para reemplazar el hormigón dañado en pilas de puentes, a través de un material dúctil que disminuye la fisuración. El HRF posee un comportamiento dúctil importante y contiene además una valorada resistencia a tracción que brinda a cabalidad la capacidad de deformación a las secciones reparadas y/o diseñadas con este material. Esta técnica podría aplicarse en diferentes elementos estructurales cuyos detalles de armadura sean inadecuados.

## OBJETIVOS

Para el correcto desarrollo de la presente investigación con relación a una metodología compatible con la evaluación numérica, se consideran los objetivos:

### Objetivo General.

El presente trabajo de investigación tiene definido como objetivo general:

- Realizar un estudio numérico del comportamiento estructural de pilas circulares de puentes bajo condiciones de reparación con Hormigones reforzados con fibras de acero.

### Objetivos específicos.

Como objetivos específicos a ser desarrollados en el presente trabajo de investigación podemos especificar los siguientes:

- Estudiar el diseño estructural de pilas de puentes a través del Método de Diseño por Capacidad basado en Desplazamientos. Analizar de los parámetros de resistencia y características mecánicas del hormigón a los fines de establecer nuevas alternativas de diseño mediante el empleo de Hormigón

Reforzado con Fibras (HRF).

- ✦ Analizar las ventajas del HRF frente a las alternativas de refuerzos de pilas de puentes dañadas.
- ✦ Proponer sistemas de reparación y refuerzo de pilas de puentes mediante el uso de hormigones reforzados con fibras.
- ✦ Implementar y analizar a través de un programa computacional las diferentes propuestas de modelos materiales para cuantificar la eficiencia del refuerzo estructural con HRF.
- ✦ Estudiar y comparar numéricamente diferentes diseños de reparación a los fines de poder establecer las ventajas técnicas y económicas entre las alternativas de refuerzos con HRF analizadas.

## ESTADO DEL ARTE

En la literatura existen diversos modelos matemáticos para hormigones confinados y tipos de acero, no obstante, el HRF se encuentra actualmente en estudio. Diferentes programas computacionales permiten evaluar de forma simplificada el comportamiento de secciones de hormigón armado convencionales. En el presente plan de trabajo se propone analizar a través de un programa computacional el comportamiento de pilas circulares de puentes bajo condiciones de diseño y/o reparación con Hormigón Reforzado con Fibras.

### El Hormigón Simple.

El hormigón es uno de los materiales de construcción de mayor uso en la actualidad. En los últimos años se han desarrollado numerosos esfuerzos para definir y comprender las leyes que gobiernan sus propiedades. Esto es dificultoso puesto que su estructura real dista de ser la de un material homogéneo.

### Criterio de fractura de Willam Warnke (ANSYS Inc., 2015).

Este criterio fue desarrollado en 1975, predice la superficie de falla del concreto confinado a tensión y compresión en el campo de las tensiones principales, asumiendo un comportamiento isotrópico. El criterio de falla del concreto para un estado de tensión multiaxial puede ser expresado de la forma:

$$F = \frac{1}{1 + 2\left(\frac{\sigma_1}{f_1} + \frac{\sigma_2}{f_2}\right)} \left[ \frac{\sigma_1}{f_1} + \frac{\sigma_2}{f_2} + \frac{\sigma_3}{f_3} \right] \quad (1)$$

Donde:

$F$ :  $\longrightarrow$  Función del estado de tensiones principales  $(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp})$ .

$S$ :  $\longrightarrow$  Superficie de falla expresada en términos de las tensiones principales y cinco parámetros de entrada  $(f_t, f_c, f_{cb}, f_1, f_2)$ .

$f_c$ :  $\longrightarrow$  Resistencia última a compresión uniaxial.

$f_t$ :  $\longrightarrow$  Resistencia última a tracción uniaxial.

$f_{cb}$ :  $\longrightarrow$  Resistencia última a compresión biaxial.

$f_1$ :  $\longrightarrow$  Resistencia última a compresión para un estado de compresión biaxial sobrepuesto a un estado de tensión hidrostática  $(\sigma_a^h)$ .

$f_2$ :  $\longrightarrow$  Resistencia última a compresión para un estado de compresión uniaxial sobrepuesto a un estado de tensión hidrostática  $(\sigma_a^h)$ .

Mediante la convención de signos presentada, la superficie de falla ( $S$ ) y la función de tensiones principales ( $F$ ) se puede describir en base a cuatro estados de dominio elástico, descritos a continuación:

1.  $\longrightarrow 0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$  (compresión - compresión - compresión)

$$2 \quad F = F_1 = \frac{1}{\sqrt{15}} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{\frac{1}{2}}$$

$$3 \quad S = S_1 = \frac{2r_2(r_2^2 - r_1^2) \cos \eta + r_2(2r_1 - r_2)[4(r_2^2 - r_1^2) \cos^2 \eta + 5r_1^2 - 4r_1r_2]^{\frac{1}{2}}}{4(r_2^2 - r_1^2) \cos^2 \eta + (r_2 - 2r_1)^2}$$

2.  $\longrightarrow \sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$  (tracción - compresión - compresión)

$$4 \quad F = F_2 = \frac{1}{\sqrt{15}} [(\sigma_2 - \sigma_3)^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2]^{\frac{1}{2}}$$

$$5 \quad S = S_2 = \left(1 - \frac{\sigma_1}{f_t}\right) \frac{2p_2(p_2^2 - p_1^2) \cos \eta + p_2(2p_1 - p_2)[4(p_2^2 - p_1^2) \cos^2 \eta + 5p_1^2 - 4p_1p_2]^{\frac{1}{2}}}{4(p_2^2 - p_1^2) \cos^2 \eta + (p_2 - 2p_1)^2}$$

3.  $\longrightarrow \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$  (tracción - tracción - compresión)

$$6 \quad F = F_3 = \sigma_i \quad \text{con } i = 1, 2$$

$$7 \quad S = S_3 = \frac{f_t}{f_c} \left(1 + \frac{\sigma_i}{f_c}\right) \quad \text{con } i = 1, 2$$

4.  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$  (tracción - tracción - tracción)

$$8 \quad F = F_4 = \sigma_i \quad \text{con } i = 1, 2, 3$$

$$9 \quad S = S_4 = \frac{f_t}{f_c}$$

Donde el ángulo de similitud  $\eta$  está definido por:

$$10 \quad \cos \eta = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{\frac{1}{2}}}$$

En cada dominio, las funciones independientes  $F_1, F_2, F_3$  y  $F_4$  describen a ( $F$ ) y asimismo las funciones  $S_1, S_2, S_3$  y  $S_4$  describen a ( $S$ ). Las funciones  $S_i$  ( $i = 1, 4$ ) tienen las propiedades que la superficie que describen es continua, mientras que el gradiente de la superficie no es continua cuando cualquiera de las tensiones principales cambia de signo.

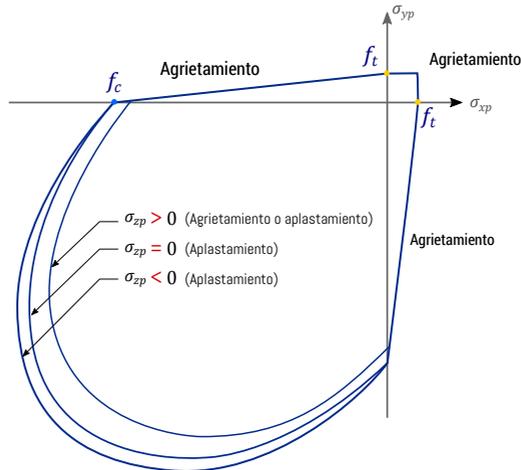


Figura 1: Superficie de falla en el espacio de tensiones principales, tensiones biaxiales (ANSYS Inc).

## El Acero.

El acero es un material dúctil que presenta un excelente comportamiento cuando se somete a tensiones axiales. Las barras de acero forman parte de un diseño de elementos de hormigón armado lo que lo hace un componente indispensable, en consecuencia, para su caracterización mecánica en ANSYS debe asumirse las propiedades elásticas del material como así también un criterio de falla empleado propio del programa.

### Criterio de falla empleado.

Este criterio fue formulado por Von Mises en

1913, asume que la plastificación ocurre cuando el segundo invariante del tensor desviador, alcanza un valor crítico, podemos definir este criterio de plastificación como:

$$J_2 - k^2 < 0 \longrightarrow \text{dominio Elástico}$$

$$J_2 - k^2 = 0 \longrightarrow \text{dominio Plástico}$$

Donde  $k$  es una propiedad material (tensión de fluencia a corte puro), El segundo invariante  $J_2$  puede ser escrito en términos de las componentes del tensor de tensiones de Cauchy.

Por lo tanto, la superficie de fluencia del criterio de Von Mises puede ser escrita como:

$$F(\boldsymbol{\sigma}; \mathbf{k}) = \frac{1}{6} [(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{11} - \sigma_{33})^2] + \sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{13}^2 = k^2$$

Escribiendo en términos de las tensiones principales:

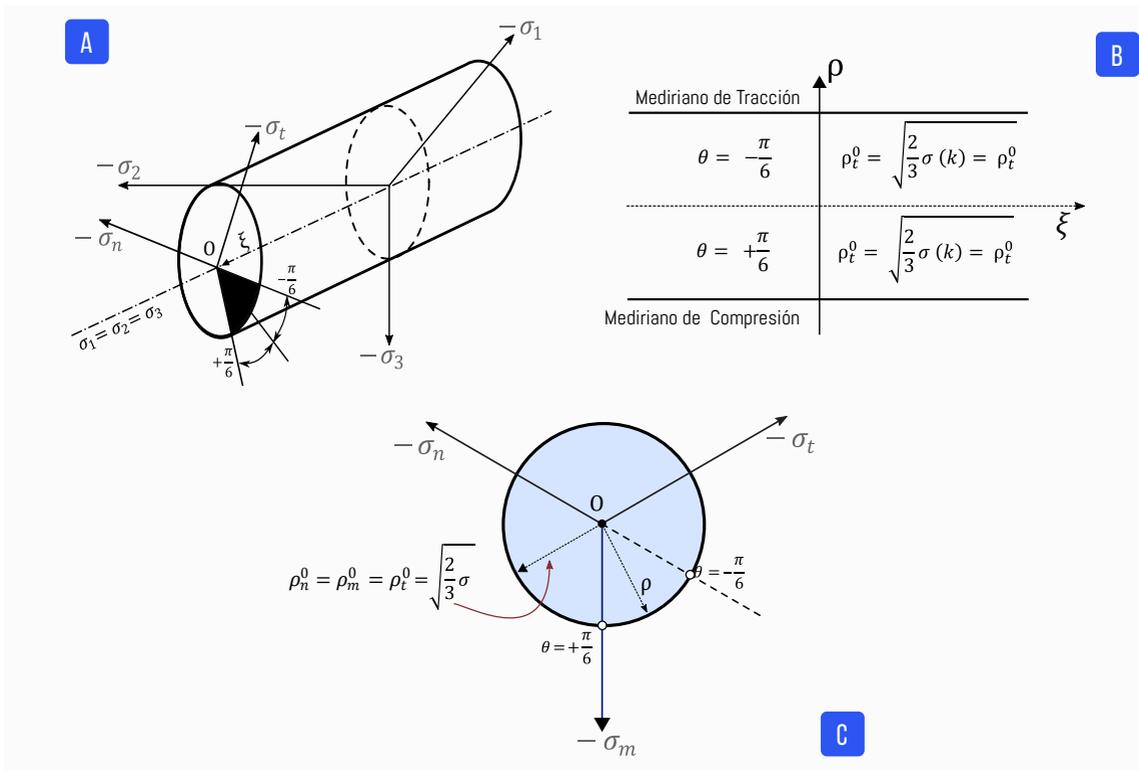
$$F(\boldsymbol{\sigma}; \mathbf{k}) = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] - k^2 = 0 \tag{14}$$

El parámetro  $k$  se obtiene por medio de una prueba en tracción, donde se sostiene que  $\sigma_1 = \sigma_y$  y  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ . Bajo estas condiciones la ecuación (12) se convierte en:

$$\sigma_y^2 = 3k^2 \rightarrow k = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \tag{15}$$

En consecuencia (2.68) se puede reescribir como:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 2\sigma_y^2 \tag{16}$$



**Figura 2:** Superficie de fluencia de Von Mises: **A)** En el espacio de tensiones principales, **B)** Según los meridianos de tracción y compresión máxima, **C)** según el plano octaédrico (Oller S., 2001).

### El Hormigón Reforzado con Fibras.

El hormigón reforzado con fibras de acero trata de un material compuesto, al que se le introducen fibras cortas de acero en la matriz frágil, con el fin de mejorar la capacidad de absorción de energía y controlar el desarrollo de fisuras, en consecuencia, se aumenta la vida de servicio de las estructuras en espe-

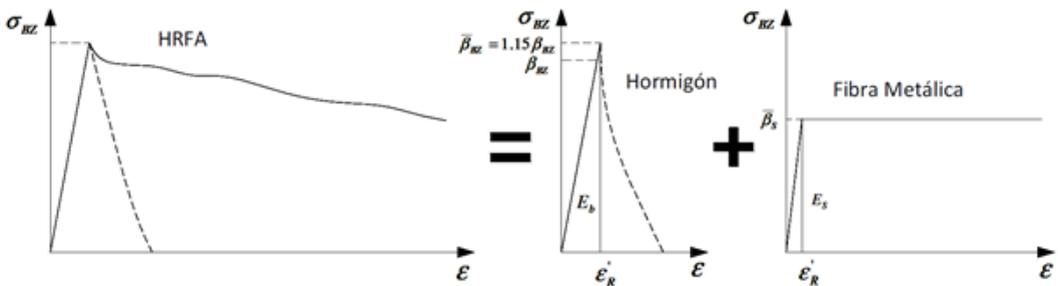
cial cuando se ven expuestas bajo acciones dinámicas. Es evidente que las propiedades de los HRF dependen directamente no solo de las propiedades de la matriz de hormigón sino también del tipo, contenido, orientación y distribución de las fibras.



**Figura 3:** Espécimen Hormigón Reforzado con Fibras (Macaferri, 2012).

**Modelo de Huang, V. Z. (1995).**

En el modelo desarrollado por Huang (1995) para formular el comportamiento del HRF es representado mediante la superposición del comportamiento del hormigón simple a tracción acompañado con la resistencia equivalente de la fibra metálica, esta idealización se representa en la Figura 4.



**Figura 4:** Descripción del comportamiento del HRFA (Huang, V. Z., 1995).

El comportamiento  $\sigma_{BZ}$  del compuesto queda definido de la siguiente manera:

$$\sigma_{BZ} = \overline{\beta_{BZ}} + \overline{\beta_s}$$

17

Donde utiliza como parámetros:

- $\sigma_{BZ}$  → Resistencia a tracción.
- $\epsilon'_R$  → Deformación del hormigón a primera fisura. Se asume .
- $\overline{\beta_{BZ}}$  → Resistencia a tracción del hormigón incrementado en un 15%.
- $\beta_{BZ}$  → Resistencia a tracción del hormigón.
- $\overline{\beta_s}$  → Límite elástico equivalente de la fibra metálica en tracción.

En el caso de no tener ensayos experimentales disponibles para definir la resistencia residual a tracción ( $\beta_{z,f}$ ), Huang, V. Z., (1995) propone una formula empírica (2.81) de la forma:

$$\beta_{z,f} = kV_f(1 - kV_f)\beta_{WN}^{2/3}$$

18

Donde:

$\beta_{z,f}$  → Resistencia residual a tracción del HRFA.

$V_f$  → Fracción que indica el volumen de fibras adicionadas al hormigón.

$\beta_{wN}$  → Resistencia cúbica a compresión del hormigón.

$k$  → Factor de forma en función al tipo de fibra.  $k = 0.3l/d$ , siendo  $l/d$  la esbeltez.

Una vez determinado la resistencia residual a tracción ( $\beta_{z,f}$ ), la simulación numérica radica en la incorporación de las fibras considerando una armadura equivalente ( $\rho_s$ ) de la forma:

$$\bar{\rho}_s = \frac{\beta_{z,f}}{\beta_s}$$

19

Definiendo notación:

$\bar{\rho}_s$  → Cantidad de armadura equivalente (refuerzo disperso).

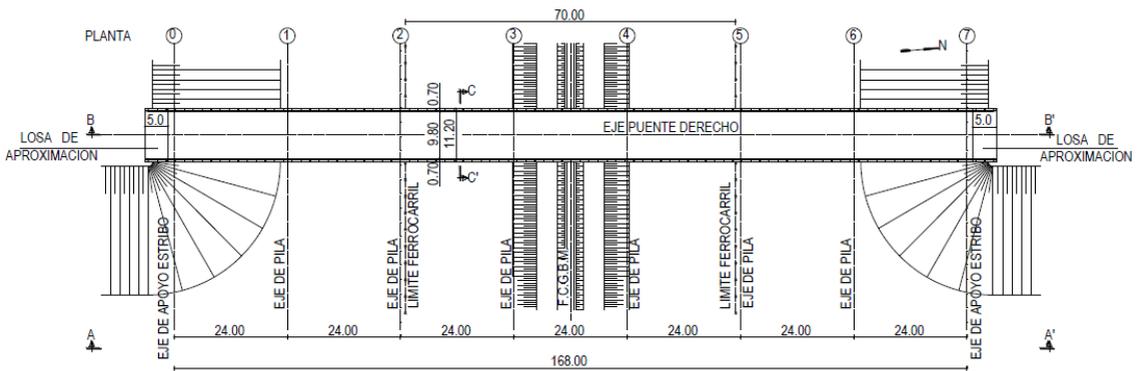
$\bar{\beta}_s$  → Limite elástico de la fibra de acero para una deformación del hormigón a primera fisura  $\epsilon'_R = 0.2\%$  (Núñez López, 2011).

### PROCEDIMIENTO NUMÉRICO.

El puente estudiado se encuentra ubicado en la ciudad de San Miguel de Tucumán, sobre Avenida Circunvalación, atravesando el Ferrocarril Mitre. Fue diseñado en el año 1978 y construido en el año 1983, el dimensionado de la estructura se ha efectuado para el tren de carga A-30 de Vialidad Nacional. La subestructura del puente fue construida de hormigón armado y la superestructura de hormigón pretensado. Presenta un tránsito medio anual aproximado de 8700 vehículos distribuidos entre automóviles (67,10%), camiones (30,50%) y colectivos (2,40%).

Las dimensiones generales en una vista en planta y longitudinal se muestran a continuación:

Figura 5: Planta del Puente sobre Avenida Circunvalación y Mitre.



En el presente trabajo de investigación se estudian tres (3) modelos de pilas de puente las cuales permitan hacer un análisis numérico del modelo más adecuado a una futura reparación y rehabilitación de la misma. La pila presenta una resistencia característica a compresión del hormigón H-25, se propone como técnica de reparación un anillo de refuerzo de hormigón en la zona de empotramiento con

un espesor variable ( $e=20\text{cm}$  y  $e=30\text{cm}$ ) y altura constante  $h=1.80\text{m}$ , a este anillo de hormigón se añaden fibras de acero con cuantías ( $20, 40$  y  $60 \text{ kg/m}^3$ ), sujetas a una carga lateral variable como así también una carga vertical de compresión constante.

Los tres modelos de pilas de puente generados en ANSYS con su respectivo código resultan:



Figura 6: Vista longitudinal del Puente sobre Avenida Circunvalación y Ferrocarril Mitre.

- PILA INICIAL** → Pila de H° A°.
- AHA** → Pila de H° A° + Anillo de H° A°
- AHRFA** → Pila de H° A° + Anillo de H° reforzado con fibras de acero.

La malla de elementos finitos junto a su armadura de refuerzo generados en el programa computacional ANSYS APDL para los tres casos de pilas de puentes se muestra en la Figura 7.

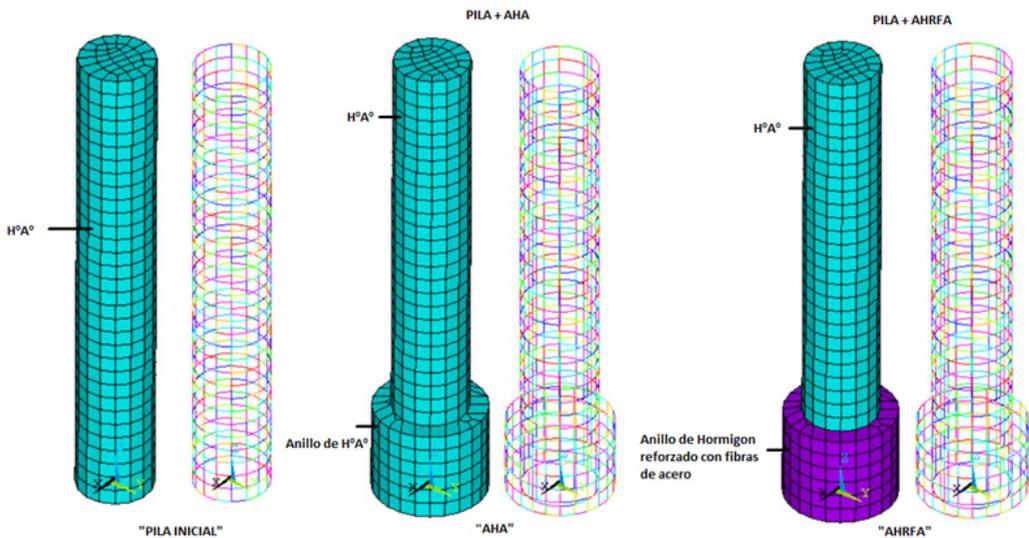


Figura 7: Carga lateral vs Desplazamiento lateral. Pila de Puente sobre Ferrocarril Mitre, con parámetros:  $H = 9.60m$ ,  $e = 20\text{ cm}$ . y  $e = 30\text{ cm}$ .

Las gráficas carga lateral vs desplazamiento lateral generados con el programa computacional ANSYS para cada caso de pila en estudio se muestran a continuación:

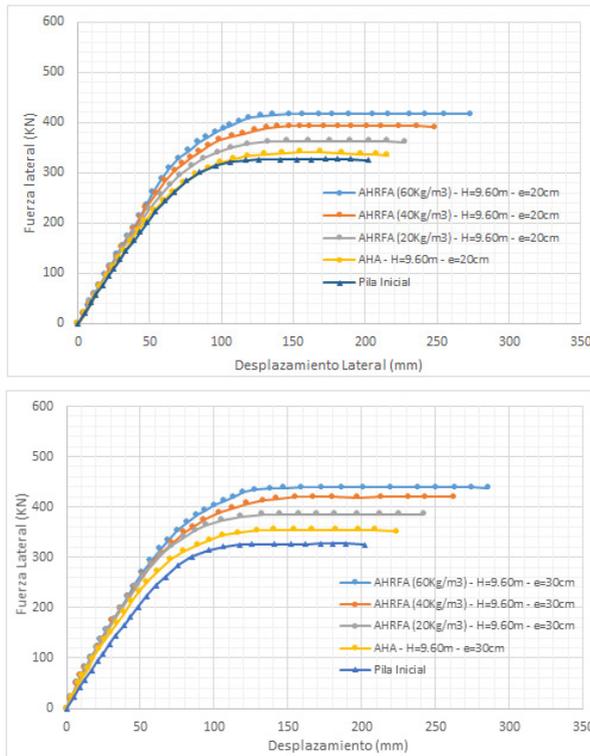


Figura 8: Carga lateral vs Desplazamiento lateral. Pila de Puente San Miguel de Tucumán, con parámetros:  $H = 9.60m$ , ( $e = 20\text{ cm}$  -  $e = 30\text{ cm}$ )..

La Tabla 1 proporciona un resumen de las respuestas primarias generales medidas de la pila de puente para una altura y un espesor de .

Nombre del espécimen (e=20cm)	Cuantía F.A. kg/m <sup>3</sup>	Grieta Inicial		Fluencia de las barras		Max. Desplazamiento		Variación de la carga [%]
		Despl. [mm]	Carga [kN]	Despl. [mm]	Carga [kN]	Despl. [mm]	Carga [kN]	
Pila Inicial	-	21.4	94.4	54.1	223.3	201.9	325.2	-
AHA	-	20.8	94.8	59.6	225.0	215.6	334.3	2.7
AHRFA	20	19.9	94.9	64.4	276.4	227.8	360.6	9.8
AHRFA	40	19.6	94.7	67.6	304.9	248.3	390.7	16.8
AHRFA	60	19.3	96.6	70.4	328.2	273.0	416.5	21.9

Nombre del espécimen (e=30cm)	Cuantía F.A. kg/m <sup>3</sup>	Grieta Inicial		Fluencia de las barras		Max. Desplazamiento		Variación de la carga [%]
		Despl. [mm]	Carga [kN]	Despl. [mm]	Carga [kN]	Despl. [mm]	Carga [kN]	
Pila Inicial	-	21.4	94.4	54.1	223.3	201.9	325.2	-
AHA	-	21.4	118.3	61.8	272.7	224.0	350.9	7.3
AHRFA	20	20.9	119.1	64.4	305.4	242.3	385.2	15.6
AHRFA	40	21.0	121.5	68.5	328.0	262.7	419.4	22.5
AHRFA	60	21.0	121.7	75.2	352.9	286.0	438.2	25.8

Tabla 1: Resumen de las características de la Pila de Puente:  $H = 9.60m$ , para  $e = 20\text{ cm}$ . y  $e = 30\text{ cm}$ ..

Haciendo el análisis en comparación con la pila de hormigón armado convencional, las cargas laterales finales de los casos AHA, AHRFA(20), AHRFA(40), AHRFA(60) mejoraron aproximadamente un 7.3%, 15.6%, 22.5%, 25.8, respectivamente. El desplazamiento superior lateral máximo de la Pila Inicial alcanzó 201.9mm.

### Análisis paramétrico.

La Figura 9 muestra la vista lateral de un puen-

te, en el cual puede apreciarse que las pilas del puente no necesariamente tienen la misma altura esto debido a que están definidas por parámetros como el perfil de la vía, nivel de socavación y otros factores no estructurales. En consecuencia, estudiar paramétricamente la influencia que tiene este parámetro de la altura de las pilas de un puente es de suma importancia en un diseño sísmico basado en los desplazamientos.

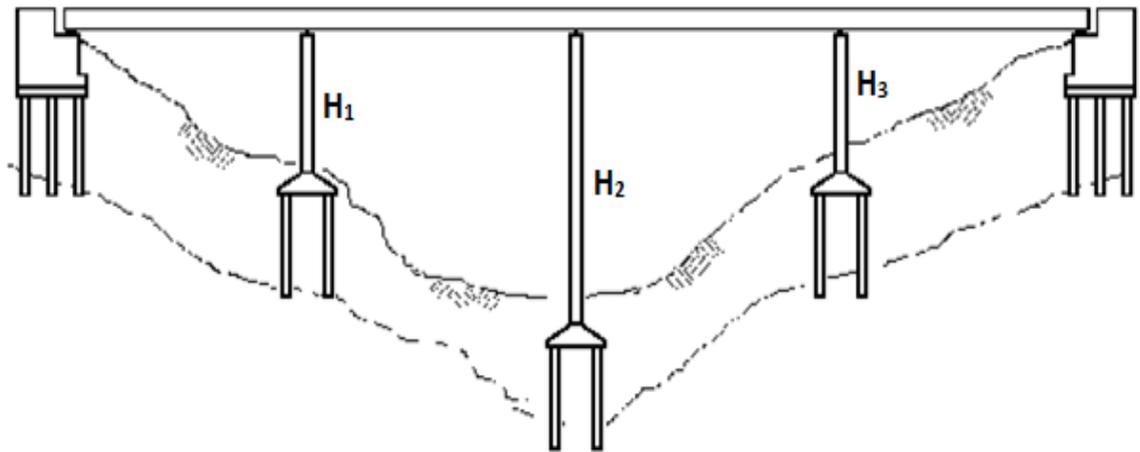
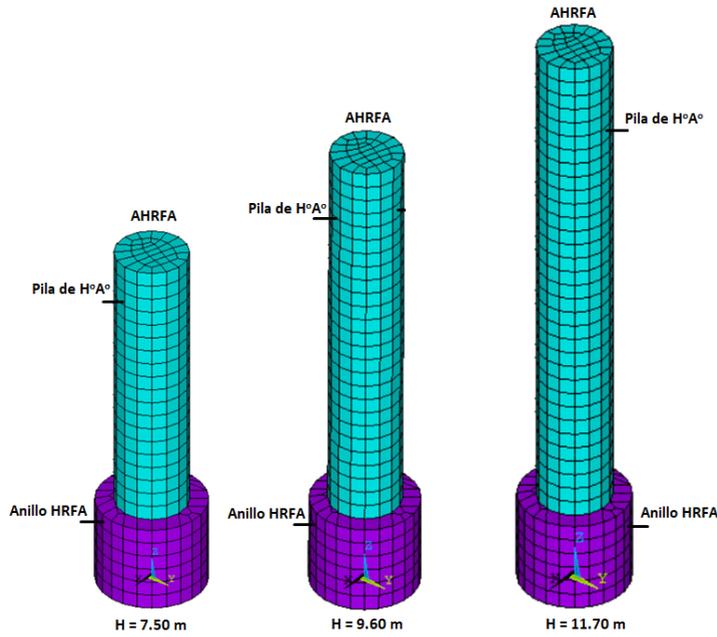


Figura 9: Vista lateral de un Puente, Pilas de altura variable.

El estudio paramétrico a desarrollarse a continuación consiste en estudiar los casos de altura variable de las pilas de puente, se toma como medida de variación una altura de  $\pm 2.10m$  con respecto a la pila original ( $H=9.60m$ ), es decir con alturas  $H=7.50m, H=9.60m$  y  $H=11.70m$ , además, aplicando estas con distintas cuantías de fibras de acero según los casos ( $20 Kg/m^3$ ,  $40 Kg/m^3$  y  $60 Kg/m^3$ ), como así también para dos distintos espesores del anillo de hormigón ( $e=20cm$  y  $e=30cm$ ). En este análisis se considera constante la altura del anillo de refuerzo igual a  $h=1.80m$ , así también se mantiene una misma cantidad en la armadura longitudinal como

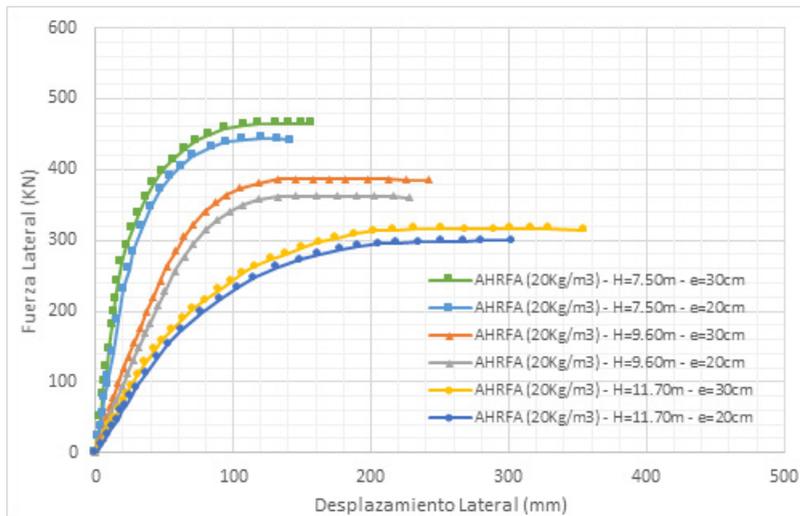
transversal ( $\phi=25mm$  longitudinal y  $\phi=8mm$  transversal) tanto en la pila de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> como en el anillo de HRFA, todas las pilas corresponden al modelo "AHRFA". Estas pilas están empotradas en su base, en la parte superior experimenta una acción de carga lateral variable manteniendo a su vez una carga vertical constante de compresión ( $N=1854KN$ ) debido a la superestructura.

En la Figura 10 se muestra la malla de elementos finitos generados con el programa computacional ANSYS APDL V18.1 correspondientes al modelo (AHRFA) y altura de pila de puente ( $H=7.50m, H=9.60m, H=11.70m$ ).



**Figura 10:** Malla de elementos finitos (AHRFA), para condiciones de altura de pila de Puente ( $H=7.50m, H=9.60m, H=11.70m$ ) y espesor ( $e=20cm, e=30cm$ ).

Realizado la simulación numérica para cada modelo correspondiente a un tipo de altura de pila de puente, se muestran los diagramas carga lateral vs desplazamiento lateral correspondientes al análisis paramétrico descrito como se muestra en la Figura 11, estos diagramas permiten determinar en base a un diseño sísmico basado en desplazamientos si es que la estructura verifica los estados límites últimos de diseño, con estos razonamientos verificamos nuevamente la rehabilitación y funcionalidad de la estructura.



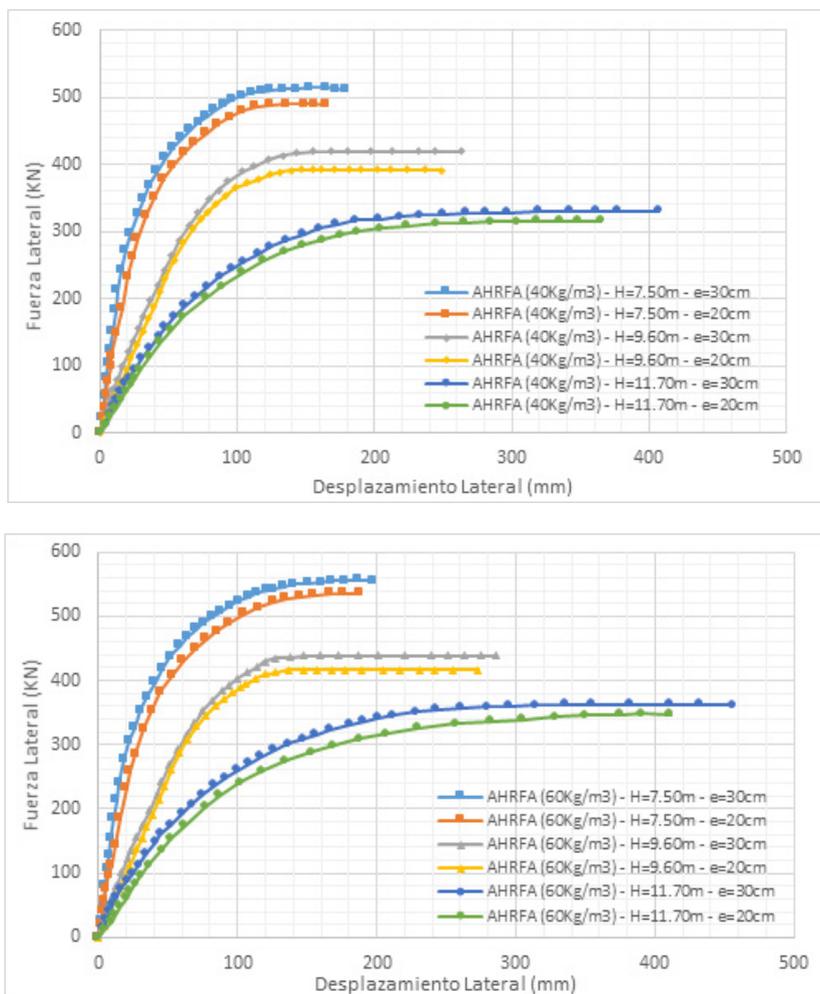


Figura 11: Carga lateral vs Desplazamiento lateral, un análisis paramétrico: ( $20\text{Kg}/\text{m}^3$ ,  $40\text{Kg}/\text{m}^3$ ,  $60\text{Kg}/\text{m}^3$ ), ( $H=7.50\text{m}$ ,  $H=9.60\text{m}$ ,  $H=11.70\text{m}$ ) y ( $e=20\text{cm}$ ,  $e=30\text{cm}$ ).

Este análisis paramétrico (cuantía de fibra, altura de la pila y espesor del anillo de refuerzo) demuestra que en tanto aumentamos la altura como la cantidad de fibras de acero y as su vez el espesor de refuerzo a la pila de puente, esta estructura como tal se va transformando en una estructura mucho más dúctil.

### Método de diseño basado en los desplazamientos (MDBD).

El método de diseño basado en los desplazamientos reemplaza a la estructura real por una estructura equivalente o también llamada estructura sustituta como se muestra en la Figura 12 (Goel & Chopra, 2001). Analizando para el caso de pilas de puentes y de las estructuras en general se considera a la misma de un grado de libertad, libre en el extremo superior y empotrada en el inferior. Presenta una masa concentrada en la parte superior y con una excitación lateral simulando el efecto sísmico, se tendrá un desplazamiento lateral en función de las propiedades geométricas y mecánicas del elemento.

Según el INPRES - CIRSOC 103-2018, la excitación sísmica se define mediante los espectros de pseudoaceleraciones, que expresan las aceleraciones equivalentes como fracciones de la aceleración de la gravedad, en función de las características dinámicas de la estructura. Cabe destacar que la forma y magnitud de dichos espectros dependen tanto de la zona

sísmica, como del tipo de suelo de fundación. De acuerdo a la zona sísmica y tipo de suelo, el tipo de puente analizado corresponde a un "Suelo Tipo 3" y "Zona Sísmica 2". A partir de esta clasificación se procede a construir el espectro de Pseudoaceleraciones para un periodo específico y seguidamente construir el espectro de desplazamientos.

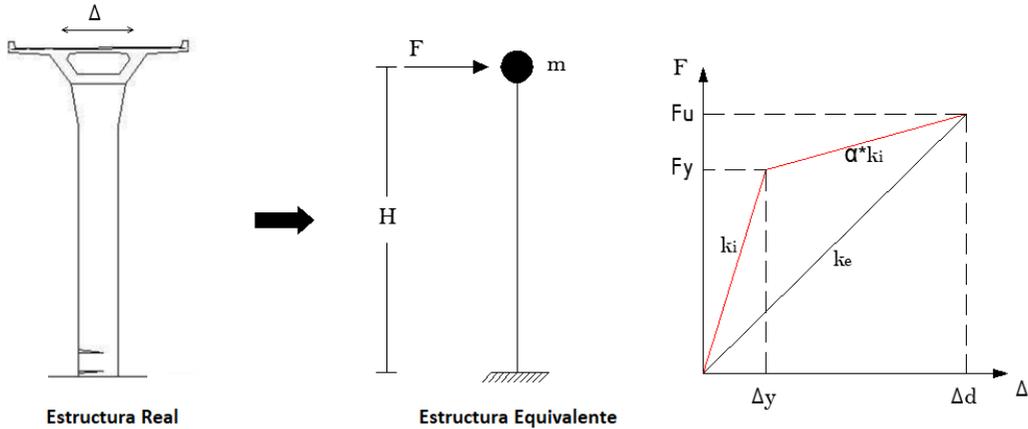


Figura 12: Esquema de estructura Real a Equivalente (Goel & Chopra, 2001).

El espectro de Pseudoaceleración y el espectro elástico de desplazamientos correspondientes a la zona sísmica y tipo de suelo que caracterizan al tipo de puente en estudio se muestra a continuación:

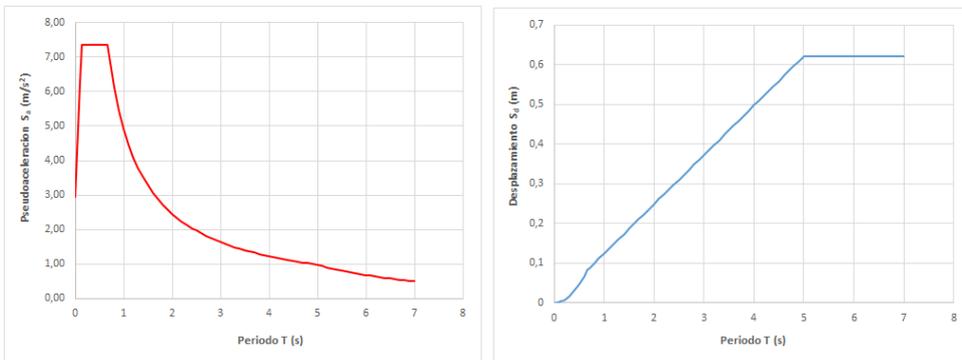
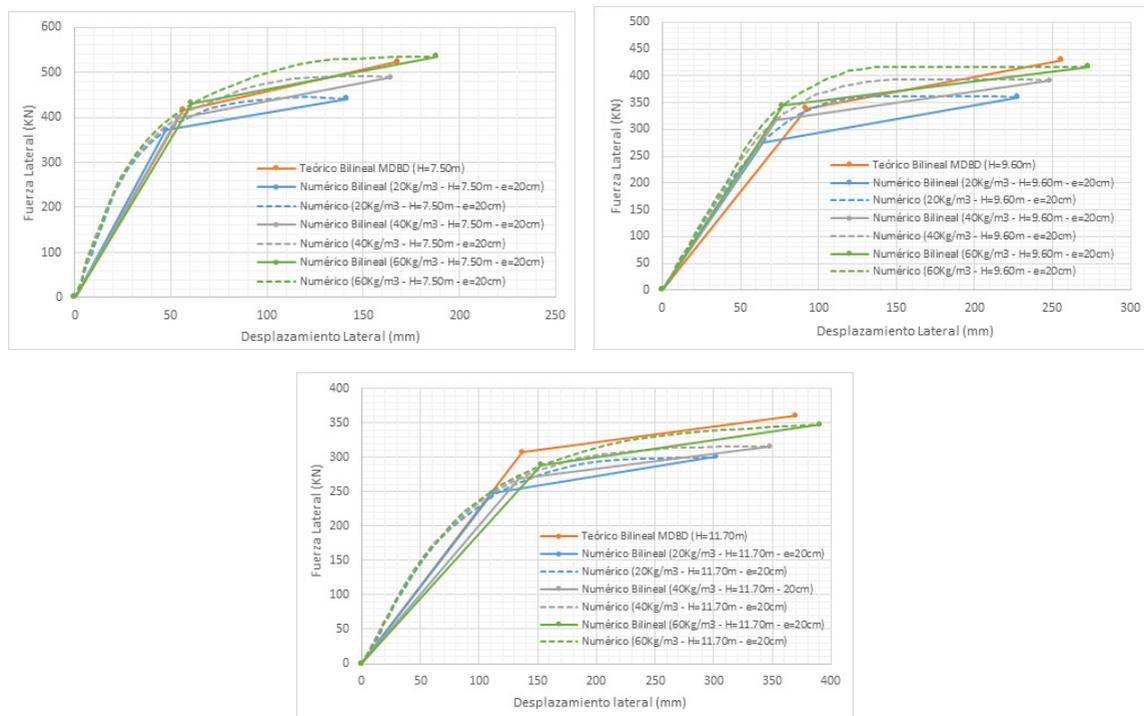


Figura 13: a) Espectro de Pseudoaceleraciones, b) Espectro elástico de Desplazamientos, [Zona Sísmica 2-Suelo Tipo 3].

A continuación, se muestran las gráficas carga lateral vs desplazamiento lateral correspondientes a un análisis sísmico en base al método de diseño basado en desplazamientos, además, estas mismas graficas son comparados con los valores numéricos obtenidos anteriormente

te con el programa computacional ANSYS para los distintos casos estudiados. Las gráficas que se muestran a continuación son aquellas que verifican el diseño en base al MDBD, en consecuencia, validan su rehabilitación y funcionalidad de la estructura como tal.



**Figura 14:** Carga lateral vs desplazamiento Pila de Puente. Teórico [MBDD] vs Numérico ( $H=7.50m, H=9.60m, H=11.70m$ ) - ( $e=20cm-e=30cm$ ) - ( $20 Kg/m^3, 40 Kg/m^3, 60 Kg/m^3$ ))

En la Tabla 2 resume el tipo de pila de puente estudiado que verificaron el método directo basado en desplazamiento (MBDD).

Nombre del espécimen	Cuántía F.A.	Parámetros		Estado Último		Verificación		Estado de servicio
	kg/m <sup>3</sup>	Altura [m]	Espesor [cm]	Despl. [mm]	Carga [kN]	Despl.	Carga	
AHRFA	60	7.50	20	188.1	535.0	SI	SI	VERIFICA
AHRFA	40	7.50	30	179.7	510.6	SI	SI	VERIFICA
AHRFA	60			197.7	554.6	SI	SI	VERIFICA
AHRFA	40	9.60	30	262.7	419.4	SI	SI	VERIFICA
AHRFA	60			286.0	438.2	SI	SI	VERIFICA
AHRFA	60	11.70	30	455.8	361.6	SI	SI	VERIFICA

**Tabla 2:** Resumen del tipo de Pila de Puente que verifican el método de diseño basado en desplazamientos (MBDD).

En un principio al asumir un espesor de anillo de refuerzo igual a ( $e=20cm$ ) para el cual obtuvimos sus diagramas carga lateral vs desplazamiento lateral solo se verificaron para el caso de una altura de pila de ( $H=7.50m$ ) correspondiente a una cuantía de fibra de acero de ( $60 Kg/m^3$ ), esta verificación se debe a que esta pila tiene un exceso de armadura debido a que se mantuvo la armadura que correspondía para una altura de pila igual a  $H=9.60m$ . Luego al aumentar el espesor del anillo

de refuerzo igual a ( $e=30cm$ ) se verifican para los tres casos de altura de pila estudiado, correspondientes a las cuantías de fibra de acero de ( $40 Kg/m^3$ ,  $60 Kg/m^3$ ), quedando ausente en uso la cuantía de ( $20 Kg/m^3$ ).

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### Conclusiones.

La formulación de las conclusiones desarrolladas en este trabajo de investigación se describe a continuación:

- 💡 Se pone en evidencia que las fibras de acero añadidas a la matriz de Hormigón generan estructuras más dúctiles en virtud a las estructuras convencionales, debido a que en todos los diagramas de carga lateral vs desplazamiento lateral se obtuvo una mayor ductilidad de desplazamiento a medida que se incrementaba las cuantías de fibras de acero.
- 💡 El método de diseño directo basado en desplazamientos permite tener en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura desde el mismo proceso de diseño, evitando la utilización de factores de reducción como aplica el método de las fuerzas en lo cual no genera respecto a los desplazamientos el comportamiento real de la estructura.
- 💡 A medida que la altura se incrementaba, el diagrama teórico MDBD y numérico de carga lateral vs desplazamiento lateral experimenta un efecto decreciente en carga, pero al mismo tiempo ascendente en momento. Esto se debe a que el desplazamiento elástico y plástico son funciones dependientes de la altura.
- 💡 Comparando los resultados numéricos obtenidos con ANSYS y el método de diseño

basado en desplazamientos, al haber mantenido la cantidad de armadura que correspondía para una altura de pila de puente, se produce un ahorro importante en la cantidad de armadura para el caso de la altura de la pila a un costo de aumentar la cuantía de fibra de acero, que finalmente no va en detrimento de la seguridad ni la economía.

- 💡 Podemos establecer que de acuerdo a un grado gerargico de los parámetros que involucran una mayor ductilidad, estaría en primera instancia como parámetro la altura de la pila, seguido de la cantidad de fibra de acero añadida, finalmente el espesor del anillo de refuerzo, que juntos en un mismo análisis transforman una estructura rígida a una estructura más dúctil.
- 💡 Esta técnica de refuerzo y reparación en base a la utilización del Hormigón reforzado con fibras de acero en la zona de rotulas plásticas, promueve un sistema eficiente en el mejoramiento estructural para pilas de puentes frente a un evento sísmico.
- 💡 Este análisis paramétrico (cuantía de fibra, altura de la pila y espesor del anillo de refuerzo) permite tener una mayor visión que a medida que estos factores se alteran existe un cambio considerable y de importancia en la ductilidad que adquiere una pila de puente, y como beneficia esto a su comportamiento estructural.
- 💡 Con estos antecedentes que se desarrolló en el presente trabajo de investigación vemos conveniente utilizar este sistema alternativo de rehabilitación y reparación de hormigón reforzado con fibras para pilas de puentes.

### Recomendaciones.

Las recomendaciones que involucra el correcto desarrollo del presente trabajo, se describe a continuación:

- 💡 Cuando se genera la matriz de hormigón por intermedio del elemento SOLID65, conjuntamente con el refuerzo discreto (armadura) mediante un arreglo de elementos de tipo LINK180, estos de manera compacta deberán coincidir sus nodos con la finalidad de garantizar la adherencia entre el acero de refuerzo con la matriz de hormigón para así evitar el problema de deslizamiento, este problema es el que mayor costo conlleva para garantizar la convergencia.
- 💡 La fuerza de arrancamiento de las fibras de acero en la matriz de hormigón presentadas a través de una curva de arrancamiento (tensión – deslizamiento) mediante ensayos experimentales alcanzan una tensión máxima (valor promedio) de 800MPa, no llegando así a la tensión de fluencia de 1100MPa. Por lo tanto, de acuerdo a esta eventualidad la tensión máxima deberá ser empleado como límite de fluencia en los modelos bilineales para la caracterización de las fibras de acero.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

- ❖ Bencardino, F., Rizzuti, L., Spadea, G. & Swamy, R. N., 2010. Experimental evaluation of fiber reinforced concrete fracture properties. *Composites Part B: Engineering*, 41, 17-24.
- ❖ Cho, C., Yun, Kim, Y., Feo, L., Hui, D., 2012. Cyclic Responses of Reinforced Concrete Composite Columns Strengthened in the Plastic Hinge Region by HP-FRC Mortar. *Composite Structures*, 94, 2246-2253.
- ❖ Daniel, M. F., 2012. Método de Diseño por Capacidad Aplicado a Pilas de Puentes Ubicados en Zona Sísmica. Tucumán, Argentina, Universidad Nacional de Tucumán.
- ❖ Demagistri, A., 2013. Evaluación Numérica de la Ductilidad de Pilas de Puentes de Hormigón Armado con Fibras. Tucumán, Argentina, Universidad Nacional de Tucumán.
- ❖ Dip, O., 1999. Análisis Sísmico de Puentes de Hormigón Basado en Desplazamientos. Tucumán, Argentina, Universidad Nacional de Tucumán.
- ❖ Fiengo, F., 2016. Análisis numérico Computacional del Punzonado en Losas de HoAo Reforzado con Fibras. Tucumán, Argentina, Universidad Nacional de Tucumán.
- ❖ Gómez, F., 2012. Diseño Directo Basado en Desplazamientos aplicado a pilas de puentes. *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*. Vol. 4, 1, 40-62.
- ❖ Maccaferri, Manual Técnico, 2012. Fibras como elemento Estructural para el Refuerzo del Hormigón.
- ❖ Nuñez, A. M., 2011. Análisis Numérico-Experimental de Elementos de Hormigón Reforzado con Fibras de Acero. Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil. Valencia, España, Universidad Politécnica de Valencia.
- ❖ Oller, S., 2001. Fractura mecánica. Un enfoque global, Barcelona, España, Centro Internacional de Métodos Numéricos.
- ❖ Paulay, T. y Priestley, M.J.N., 1992. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley & Sons, INC., Nueva York.
- ❖ Reglamento INPRES - CIRSOC 103 – Parte I, 2018. Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes, Construcciones en General, [www.inpres.gov.ar](http://www.inpres.gov.ar).
- ❖ Ruano, G., 2010. Simulación Numérica

- del Comportamiento de Vigas Reparadas con Hormigón Reforzado con Fibras. *Mecánica Computacional*. Buenos Aires, Argentina.
- ❖ Takeda, T., Sozen, M., Nielsen, N., 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division*, 96(12), 2557-2573.
  - ❖ Vieira Chaves, E. (2009) *Mecánica del medio continuo: Modelos Constitutivos*.
  - ❖ William, W. J. & Warnke, E. P. (1974) Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete. *Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering*, 19, 174.