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

por

### EDUARDO DANIEL FARFÁN DURÁN

Ingeniero Civil

Tesis Presentada como Requerimiento Parcial

Para Acceder al Grado Académico de

"MAGISTER EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL"

de la

Universidad Nacional de Tucumán

Dirigida por el Mg. Ing. SERGIO E. GUTIÉRREZ



Instituto de Estructuras Ing. Arturo M. Guzmán
Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología
San Miguel de Tucumán
Noviembre de 2020

La enseñanza que recibimos es buena, para que intentemos ser útiles no es suficiente, porque la enseñanza tiene que desarrollar en última instancia la pureza de nuestros sentimientos.

.....

José Mujica

## **AGRADECIMIENTOS**

En los siguientes párrafos deseo expresar con el más sincero sentimiento de gratitud a todas las personas que de alguna manera han estado presentes durante mi permanencia en el Instituto de Estructuras. El camino recorrido ha estado cargado de desafíos, como la adaptación a un nuevo país y el desarrollo de nuevos conocimientos que me han fortalecido para culminar esta tesis.

#### Quiero agradecer especialmente:

Al Ing. Sergio Gutiérrez, director de esta tesis, por haber dirigido los pasos que han conducido con éxito al desarrollo de este trabajo. Además, resaltar su vocación docente con la mayor voluntad en todas nuestras reuniones, las cuales han sabido incentivarme.

A la Dra. Bibiana Luccioni, directora académica, por su recibimiento, motivación y seguimiento en mi paso por esta importante institución. Resaltar su incansable labor que hace posible la continuidad de este Posgrado.

A mis compañeros del XV Magister: Luciana, Carolina, Humberto y Sado, por haber estado siempre dispuestos a superar todas las barreras, expresando buen humor y compañerismo, de quienes llevaré en mi corazón gratos momentos.

A mis amigos del Instituto: José Luis y Fabián, con quienes he disfrutado charlas extensas en los almuerzos y horarios libres.

A mi amigo y profesor Ing. Manuel Ochoa, quien me ha motivado desde siempre a realizar esta maestría y con quien mantengo una amistad fraterna.

A mis Padres: Eduardo y Primitiva, por haberme inculcado con el ejemplo los valores de la vida y el temor a Dios. Además, quienes han estado siempre pendientes, esperanzados y deseosos de verme alcanzar la meta.

Quiero expresar mi más sincera gratitud a mi novia Sulma, quien a pesar de la distancia supo tolerarme, comprenderme, apoyarme y sobre todo esperarme.

A todo el personal docente y administrativo del Instituto de Estructuras "Ing. Arturo M. Guzmán", quienes mostraron su calidez y predisposición en todo momento.

Mi más profundo agradecimiento a la Universidad Nacional de Tucumán, Distinguida Institución de la cual guardo los mejores recuerdos.

Sobre todo, agradezco a Dios, porque sin él nada de esto sería posible.

Eduardo Daniel Farfán Durán

## **RESUMEN**

Desde el comienzo mismo de la civilización los sismos causaron grandes tragedias en la sociedad, debido tanto a la pérdida de vidas humanas como a las grandes pérdidas económicas. Desde el punto de vista de la ingeniería estructural, se procura que las estructuras sean lo suficientemente seguras para resistir los eventos sísmicos y garantizar así que no colapsen. En particular, el daño producido en pilas de puente debe ser reparado para que la superestructura continúe en funcionamiento. Estas reparaciones representan un costo económico variable según el tipo de técnica de rehabilitación empleada. La utilización del hormigón reforzado con fibras representa una alternativa de reparación interesante teniendo en cuenta su comportamiento dúctil a compresión y su capacidad de redistribución de fisuras frente a la tracción.

Una innovadora metodología de reparación estructural para pilas de puentes que fueron afectadas por la acción de un sismo consiste en adicionar a la pila de puente un anillo de hormigón reforzado con fibras de acero en la zona donde se produjo la rótula plástica. La funcionalidad y rehabilitación de la pila se evalúa en base al método de diseño sísmico basado en los desplazamientos.

En la presente tesis se expone un análisis numérico computacional a través del uso del programa de elementos finitos ANSYS sobre modelos de pilas de puentes de hormigón armado reforzadas con hormigón con fibras de acero. El comportamiento de la pila de puente frente a una carga horizontal de carácter sísmico, se realizó mediante un estudio numérico para diferentes alturas de pilas, espesor de refuerzo de hormigón, dosificaciones de fibras de acero y refuerzos de armadura. A partir de los resultados numéricos obtenidos para los diagramas carga-desplazamiento se utiliza el método de diseño por capacidad basado en desplazamientos según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 (2018).

Se concluye que la metodología presentada resulta de utilidad para el adecuado diseño de este tipo de intervención de reparación y refuerzo frente a solicitaciones sísmicas.

## **ABSTRACT**

From the very beginning of civilization, earthquakes have caused great damage in society, due both to the loss of human lives and to the great economic losses. From the engineering point of view structures must be safe enough to ensure that they do not collapse in case of seismic hazard. In particular, the damage produced in the structure of the piles of a bridge in front of this kind of event must be repaired so that the structure can still be used. These repairs represent an economic cost variable according to the type of rehabilitation technique to be implemented. The use of fiber reinforced concrete represents an attractive repair alternative since it is a ductile material that redistributes cracks under tension stresses.

An innovative structural rehabilitation methodology for bridge piles that were affected by the action of an earthquake is presented. It consists of adding a reinforced concrete ring reinforced with steel fibers to the bridge pile in the area where plastic hinge was produced. The functionality and rehabilitation of the pile is evaluated out as required by the seismic design method based on displacements.

In this thesis a numerical computational analysis through the use of the ANSYS finite element program on reinforced concrete bridge pile models retrofitted with steel fiber reinforced concrete is exposed. The behavior against a horizontal load of seismic character was carried out by means of a numerical study for different heights of piles, concrete reinforcement ring thickness, dosages of steel fibers and reinforcements. From the numerical results obtained for the load-displacement diagrams, the displacement based seismic design method is used according to the INPRES-CIRSOC 103 (2018) code.

It is concluded that the methodology presented is useful for the proper design of pile bridge rehabilitation and reinforcement in case of seismic events.

# **NOTACIÓN**

$ otag  begin{picture}(20,0) \put(0,0){\line(1,0){10}} $	Resistencia a tracción del normigón
$\overline{\beta_{BZ}}$	Resistencia a tracción del hormigón incrementado en un 15%
$\overline{eta}_s$	Limite elástico de la fibra de acero para una deformación del hormigón a primera fisura
$eta_c$	Coeficiente de transferencia de cortante para fisura cerrada
$eta_t$	Coeficiente de transferencia de cortante para fisura abierta
$\beta_w$	Resistencia cúbica del hormigón
$eta_{WN}$	Resistencia cúbica a compresión del hormigón
$eta_{Z,f}$	Resistencia residual a tracción del HRFA
$\Delta_{max}$	Desplazamiento máximo
$\Delta_u$	Desplazamiento último de diseño
$\Delta_{\mathcal{Y}}$	Desplazamiento de fluencia
$arDelta_{\mathcal{Y}}^{i}$	Desplazamiento de fluencia cuando se alcanza la convergencia en el método de diseño basado en desplazamientos
ε	Deformación unitaria uniaxial
$arepsilon_R'$	Deformación del hormigón a primera fisura
$arepsilon_0$	Deformación experimentada por el hormigón en el punto de tensión máxima
$arepsilon^{ck}$	Deformación unitaria referido a un sistema coordenado paralelo a las direcciones de las direcciones principales con el eje $x^{ck}$ perpendicular a la cara del agrietamiento
$\varepsilon_{cmax}$	Máxima deformación del hormigón para el estado límite de control de daño
$\mathcal{E}_S$	Deformación del acero
$\mathcal{E}_{sh}$	Deformación del acero al final del escalón de fluencia
$\varepsilon_{su}$	Deformación última del acero
$\varepsilon_y$	Deformación unitaria del acero para alcanzar la fluencia
η	Ángulo de similitud

 $\theta_{\Delta}$ Índice de estabilidad Ángulo entre la proyección del eje  $x_i^r$  en el plano XY y el eje X  $\theta_i$ λ Relación de aspecto o de esbeltez  $\phi_f$ Diámetro de la fibra Ángulo entre el eje  $x_i^r$  y el plano XY  $\phi_i$ Ductilidad de desplazamiento  $\mu_{\Delta}$ Coeficiente de Poisson υ Amortiguamiento elástico  $\xi_{elast}$  $\xi_{equiv}$ Amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi_{hist}$ Amortiguamiento histerético Densidad de la fibra  $\rho_f$  $\bar{\rho}$ Cuantía de armadura equivalente parcial Cuantía de armadura equivalente total  $\bar{\rho_{\scriptscriptstyle S}}$ Cuantía geométrica de armadura longitudinal  $\rho_l$ Cuantía volumétrica de armadura transversal con respecto al núcleo  $\rho_s$ confinado. Tensiones principales  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ Resistencia a tracción  $\sigma_{BZ}$ Resistencia admisible del suelo  $\sigma_{adm}$ Tensión hidrostática  $\sigma_h$ Tensión límite de fluencia  $\sigma_{v}$ Curvatura última de diseño  $\varphi_u$ Curvatura de fluencia  $\varphi_{\nu}$ Peso específico del hormigón  $W_c$ Constantes a definir según la función  $r_1$  $a_0, a_1, a_2$  $b_0, b_1, b_2$ Constantes a definir según la función  $r_2$ Ordenada al origen del espectro, aceleración máxima del suelo  $a_s$ b Ordenada del plafón o máxima Pseudoaceleración

b Base de la sección transversal Profundidad del eje neutro, obtenida luego de diseñar la sección С  $\mathcal{C}$ Coeficiente que depende de la regla de histéresis  $C_a, C_v$ Parámetros característicos del espectro de diseño  $C_e$ Factor que depende de la cantidad de concavidades d Altura de la sección transversal Diámetro de las barras de refuerzo longitudinal  $d_{b}$ D Diámetro de la Pila  $D_e$ Diámetro equivalente  $D^f_{BZ}$ Capacidad de disipación de energía e Espesor del anillo de refuerzo Módulo de elasticidad del hormigón (Norma DIN)  $E_b$  $E_c$ Módulo de elasticidad del hormigón  $E_f$ Módulo de elasticidad de la fibra  $E_{s}$ Módulo de elasticidad del acero  $E_t$ Módulo de elasticidad tangente del acero  $Equ\beta_{BZ}$ Resistencia residual equivalente  $f_1$ Resistencia última a compresión para un estado de compresión biaxial sobrepuesto a un estado de tensión hidrostática  $(\sigma_a^h)$ Resistencia última a compresión para un estado de compresión uniaxial  $f_2$ sobrepuesto a un estado de tensión hidrostática  $(\sigma_a^h)$ .  $f_c$ Resistencia última a compresión uniaxial.  $f_c'$ Resistencia específica a compresión a los 28 días  $f'_{cc}$ Resistencia a la compresión del hormigón confinado Resistencia última a compresión biaxial  $f_{cb}$ Resistencia a tracción promedio de la matriz  $f_{ctm}$ Umbral de deslizamiento de las fibras  $f_{po}$  $f_{s}$ Tensión del acero Resistencia última del acero  $f_{su}$  $f_t$ Resistencia a tracción uniaxial del hormigón

Resistencia de fluencia del acero  $f_{\nu}$ Tensión de fluencia del acero para la armadura transversal  $f_{vh}$ F Función del estado de tensiones principales  $(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp})$ Altura del anillo de refuerzo h Η Altura de la Pila Altura equivalente de la columna que tiene en cuenta la penetración de la  $H_{eauiv}$ deformación de la armadura en la base H-10 Resistencia característica a compresión del hormigón igual a 10 MPa H-25 Resistencia característica a compresión del hormigón igual a 25 MPa HRF Hormigón reforzado con fibras Ι Momento de inercia de la sección transversal **HRFA** Hormigón reforzado con fibras de acero Primer invariante del tensor de tensiones  $I_1$ Segundo invariante del tensor desviador de tensiones  $I_2$  $l_f$ Longitud de la fibra Longitud de plastificación  $L_{p}$  $L_e$ Longitud de equivalente k Constante a definir (Modelo Saenz) k Factor de forma en función al tipo de fibra k Propiedad material (Tensión de fluencia a corte puro) Factor de fisura de tracción  $k_t$ k; nConstantes que dependen de la resistencia máxima del hormigón (Modelo Tsai) Rigidez equivalente  $K_{equiv}$  $k_{2}, k_{3}$ Constantes a definir que toman valores distintos según evalúen la rama ascendente o descendente de la curva (Modelo Wang) Cosenos directores entre el eje  $x_i^r$  y ejes del elemento X,Y,Z  $l_i^r$ Peso medio de la fibra en gramos mMasa equivalente asociada a la pila  $m_{eauiv}$ M Magnitud del sismo en la escala de Richter Μ Momento flector producido por las cargas externas

 $M^{I}$ Momento aplicado  $M^{II}$ Momento interno posterior a la fisuración Momento último  $M_u$  $M_{u}^{d}$ Momento último amplificado  $M_{\nu}$ Momento de fluencia  $M_{\nu}^{d}$ Momento de fluencia amplificado **MDBD** Método de diseño basado en desplazamientos N Esfuerzo normal a compresión de la superestructura Constantes a definir que toman valores distintos según evalúen la rama p,qascendente o descendente de la curva (Modelo Tasnimi) Relación entre la rigidez luego de la fluencia y la rigidez inicial r Superficie de falla de todo el estado de tensión con  $\eta = 0^{\circ}$  $r_1$ Superficie de falla de todo el estado de tensión con  $\eta = 60^{\circ}$  $r_2$ Resistencia a tracción de la fibra  $R_m$ Factor de modificación de la demanda sísmica  $R_{\xi}$ S Superficie de falla expresada en términos de las tensiones principales y cinco parámetros de entrada  $(f_t, f_c, f_{cb}, f_1, f_2)$ Pseudoaceleración elástica  $S_a$  $S_A$ Formación de roca dura con presencia superficial y escasa meteorización  $S_a$ Pseudoaceleración elástica, como fracción de la aceleración de la gravedad  $S_R$ Formación de roca dura con pequeña capa de suelo denso  $S_{C}$ Formación de roca blanda o meteorizada que no cumple con  $S_A$  y  $S_B$ Desplazamiento elástico  $S_d$ Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad  $S_D$  $S_E$ Suelo cohesivo blando, de baja plasticidad  $S_{F}$ Suelos dinámicamente inestables Т Periodo de respuesta espectral elástica máxima TPeriodo de vibración genérica  $T_1, T_2, T_3$ Periodos característicos del espectro de diseño.

Factor de reducción de  $f_t$ , su valor varía entre 0 y 1, siendo comúnmente  $T_c$ definido como 0.6  $T_{equiv}$ Periodo equivalente de la estructura  $T_o$ Periodo del primer modo elástico  $V_{basal}$ Cortante basal  $V_f$ Fracción que indica el volumen de fibras adicionadas al hormigón Fuerza de fluencia  $V_y$ Z Factor de reducción de la fuerza  $Z_F$ Fuerza equivalente del hormigón  $Z_s$ Fuerza equivalente aportada por las fibras

# ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	i
RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
NOTACIÓN	v
ÍNDICE	xi
LISTA DE FIGURAS	xvi
LISTA DE TABLAS	xxii
CAPÍTULO I	
ASPECTOS GENERALES	
1.1 INTRODUCCIÓN	
1.2 ANTECEDENTES	
1.3 OBJETIVOS	
1.3.1 OBJETIVO GENERAL	
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	
1.4 ALCANCE.	3
1.5 METODOLOGÍA	3
1.6 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	4
CAPÍTULO II	6
ESTADO DEL ARTE	6
2.1 INTRODUCCIÓN	6
2.2 LA ESTRUCTURA DEL HORMIGÓN	12
2.2.1 PROPIEDADES ELÁSTICAS DEL HORMIGÓN	12
2.2.1.1 MÓDULO DE ELASTICIDAD	12
2.2.1.2 COEFICIENTE DE POISSON	14

2.2.2 CURVAS TENSIÓN-DEFORMACIÓN	14
2.2.2.1 COMPRESIÓN UNIAXIAL	14
2.2.2.2 TRACCIÓN UNIAXIAL	23
2.2.3 CRITERIO DE FRACTURA DE WILLIAM & WARNKE	25
2.2.3.1 DOMINIO 1	27
2.2.3.2 DOMINIO 2	30
2.2.3.3 DOMINIO 3	31
2.2.3.4 DOMINIO 4	31
2.3 EL ACERO	32
2.3.1 CURVA UNIAXIAL A TRACCIÓN Y COMPRESIÓN	33
2.3.2 CRITERIO DE FALLA	35
2.4 HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS (HRF)	38
2.4.1 FIBRAS DE ACERO	38
2.4.2 COMPORTAMIENTO A COMPRESIÓN DEL HRF	44
2.4.3 COMPORTAMIENTO A TRACCIÓN DEL HRF	47
2.4.4 COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DEL HRF	51
CAPÍTULO III	54
ENTORNO CON ANSYS V. 18.1	54
3.1 ELEMENTOS FINITOS Y DISCRETIZACIÓN	54
3.2 ELEMENTO FINITO SOLID65	54
3.2.1 REFUERZO EQUIVALENTE DISPERSO (FIBRAS)	55
3.3 ELEMENTO FINITO LINK180	57
3.4 CONSIDERACIONES IMPORTANTES	58
3.5 SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS	60
3.5.1 MODELO DE HUANG V. Z. (1995)	61
CAPÍTULO IV	67
SIMULACIÓN NUMÉRICA DE PILAS DE PUENTES CON HORMIGÓN	67

4.2 METODOLOGÍA DE LA SIMULACIÓN NUMÉRICA
4.3.1 SIMULACIÓN VIGA SFRC69
4.3.1.1 PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL70
4.3.1.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES72
4.3.1.3 PROCEDIMIENTO NUMÉRICO
4.3.1.4 RESULTADOS EXPERIMENTALES VS. NUMÉRICOS74
4.3.2 SIMULACIÓN COLUMNA HPFRC
4.3.2.1 PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL
4.3.2.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES77
4.3.2.3 PROCEDIMIENTO NUMÉRICO
4.3.2.4 RESULTADOS EXPERIMENTALES VS. NUMÉRICOS79
4.4 SIMULACIÓN NUMÉRICA81
4.4.1 PILA CIRCULAR DE UN PUENTE CON HORMIGÓN83 REFORZADO CON FIBRAS
4.4.2 PILA DE PUENTE EN AVENIDA CIRCUNVALACIÓN83 SOBRE VIAS DEL FERROCARRIL MITRE
4.4.2.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES87
4.4.2.2 RESULTADOS NUMÉRICOS87
4.5 ANÁLISIS PARAMÉTRICO90
4.5.1 RESULTADOS NUMÉRICOS92
CAPÍTULO V92
METODO DE DISEÑO POR CAPACIDAD BASADO EN DESPLAZAMIENTOS94
5.1 INTRODUCCIÓN94
5.2 DISEÑO BASADO EN LA FUERZA95
5.2 DISEÑO BASADO EN LA FUERZA

	5.3.1.2 ESTADO LÍMITE DE CONTROL DE DAÑO	100
	5.3.1.3 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO	101
	5.3.2 SELECCIÓN DE LA EXCITACIÓN	101
	5.3.3 MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS APLICADO A PILA DE PUENTES	102
	5.3.4 EJEMPLO DE DISEÑO APLICANDO EL MÉTODO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS	117
	5.3.4.1 RESULTADOS NUMÉRICOS	122
CAI	PÍTULO VI	127
CON	NCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	127
	6.1 CONCLUSIONES	127
	6.2 RECOMENDACIONES	128
	6.3 FUTURAS INVESTIGACIONES	129
ANI	EXO A	130
A	RESULTADOS ANALÍTICOS	130
	A-1 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS	130
	A-1.1 VIGA SFRC	130
	A-1.2 COLUMNA HPFRC	132
	A-1.3 PILA DE PUENTE DE HRFA	134
	A-2 MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS	138
	A-2.1 PILA DE PUENTE H=7.50 m - D=1.50 m	138
	A-2.2 PILA DE PUENTE H=9.60 m - D=1.50 m	142
	A-2.3 PILA DE PUENTE H=11.70 m - D=1.50 m	145
ANI	EXO B	150
В	FUERZA DE ARRANCAMIENTO DE LAS FIBRAS DE ACERO	150

ANEXO C		152
C	DESCRIPCIÓN DE LOS DATOS DE ENTRADA PROGRAMA	152
	C-1 HORMIGÓN SIMPLE	152
	C-2 ARMADURA DISPERSA (FIBRAS)	155
	C-3 ARMADURA DISCRETA (BARRAS DE ACERO)	157
REF	ERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	161

## LISTA DE FIGURAS

## CAPÍTULO II

Figura 2.1:	Puente Bicentenario sobre el río Guadalquivir, Departamento de Tarija, Bolivia	7
Figura 2.2:	Puente en Avenida Circunvalación, Provincia de Tucumán, Argentina	7
Figura 2.3:	Paso a desnivel Mission-Gotic. Fallo por rótula plástica (izquierda) y fallo por efectos combinados flexión/cortante (derecha) (Priestley, et al., 1994)	8
Figura 2.4:	Colapso de puente en autopista Hanshin, Kobe, Japón (1995)	9
Figura 2.5:	Articulación plástica columna de hormigón armado (Cho, et al., 2012)	10
Figura 2.6:	Comportamiento uniaxial del HPFRC (Cho, et al., 2012)	11
Figura 2.7:	Curva tensión-deformación, Desayi & Krishnan vs. Experimental (Salguero, et al., 2013)	16
Figura 2.8:	Curva tensión-deformación, Saenz vs. Experimental (Salguero, et al., 2013)	17
Figura 2.9:	Curva tensión-deformación, Tsai vs. Experimental (Salguero, et al., 2013)	19
Figura 2.10:	Curva tensión-deformación, Wang vs. Experimental (Salguero, et al., 2013)	21
Figura 2.11:	Curva tensión-deformación, Tasnimi vs. Experimental (Salguero, et al., 2013)	23
Figura 2.12:	Curva tensión-deformación en tracción uniaxial incorporada por ANSYS (Ansys Inc., 2009)	24
Figura 2.13:	Representación en el espacio de tensiones principales de la superficie S (Ansys Inc., 2009)	28
Figura 2.14:	Perfil de la superficie de falla como función de $\xi$ (Ansys Inc., 2009)	30
Figura 2.15:	Superficie de falla en el espacio de tensiones principales, con tensiones biaxiales (Ansys Inc., 2009)	32
Figura 2.16:	Relación tensión-deformación del acero (Park & Paulay, 1975)	33

Figura 2.17:	Curva tensión-deformación uniaxial del acero A-42, 15ª Magister UNT, Instituto de Estructuras Ing. Arturo M. Guzmán, Mecánica Experimental (2016)	34
Figura 2.18:	Comportamiento elastoplástico perfecto del acero (Mase, 1970)	35
Figura 2.19:	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 $I_1 = 0$ o plano $\Pi$ (Oller, 2001)	37
Figura 2.20:	Espécimen hormigón reforzado con fibras (Maccaferri, 2015)	38
Figura 2.21:	Ejemplo de fibra doblada metálica (Maccaferri, 2015)	39
Figura 2.22:	Clasificación de las fibras según BISFA (Macaferri, 2015)	40
Figura 2.23:	Ejemplo de diferentes secciones de fibras metálicas (Maccaferri, 2015)	40
Figura 2.24:	Ejemplo de fibras de diferentes formas (Maccaferri, 2015)	41
Figura 2.25:	Dosificación vs. $(L_f/D_e)$ para una misma efectividad (Maccaferri, 2015)	42
Figura 2.26:	Ductilidad vs. Dosificación (Maccaferri, 2015)	42
Figura 2.27:	Ejemplo de gráfica carga vs. deformación para hormigones con diferentes dosificaciones de refuerzo con fibras (Maccaferri, 2015)	45
Figura 2.28:	Comportamiento típico de un HRF a compresión $f_{ctm} = 42 \text{ N/mm}^2 \text{ (Konig & Kutzing, 1999)}$	45
Figura 2.29:	Relación tensión-deformación a compresión del: a) comportamiento de un HRF y b) HRF de alta resistencia con fibras con ganchos (Balaguru & Shah, 1992)	46
Figura 2.30:	Carga P vs. desplazamiento $\delta$ para HRF caracterizados por: (a) bajos porcentajes de fibras, (b) elevados porcentajes de fibras (Maccaferri, 2015)	47
Figura 2.31:	Curvas tensión-deformación en tracción para HRF (Serna, 1984)	48
Figura 2.32:	Comportamiento a tracción uniaxial (Thomeé, et al., 2006)	48
Figura 2.33:	Comportamiento a tracción uniaxial (Balaguru & Shah, 1992)	50
Figura 2.34:	Comparación de resultados de ensayos a flexión para diferentes contenidos de fibra en hormigones (Maccaferri, 2015)	51
Figura 2.35:	Comportamiento a flexo-tracción del HRF (Kooiman, 2000)	52
Figura 2.36:	Redistribución de tensiones en una sección transversal del HRF sujeta a flexo-tracción (Kooiman, 2000)	52

CAPÍTULO	III	
Figura 3.1:	Geometría elemento SOLID65 (Ansys Inc., 2010)	55
Figura 3.2:	Orientación del refuerzo disperso (Ansys Inc., 2009)	56
Figura 3.3:	Distribución del refuerzo equivalente disperso en el elemento SOLID65 (ejes locales)	56
Figura 3.4:	Geometría elemento LINK180 (Ansys Inc., 2010)	57
Figura 3.5:	Criterio de modelación Matriz de hormigón-Armadura de refuerzo (Tavarez, 2001)	58
Figura 3.6:	Criterio de convergencia no lineal, ANSYS V. 18.1	59
Figura 3.7:	Descripción del comportamiento del HRFA (Huang, 1995)	61
Figura 3.8:	Diagrama para la determinación de $Equ\beta_{BZ}$ y $D_{BZ}^f$ (Huang, 1995)	63
Figura 3.9:	Determinación de la resistencia del hormigón después de fisurar (Huang, 1995)	64
Figura 3.10:	Determinación del refuerzo equivalente disperso (Huang, 1995)	65
CAPÍTULO	IV	
Figura 4.1:	Estructura del desarrollo de investigación	67
Figura 4.2:	Idealización del modelo de HRFA empleado en ANSYS V. 18.1	69
Figura 4.3:	Modelo de prueba de carga, Viga SFRC (Ozcan, et al., 2009)	70
Figura 4.4:	a) Detalles de la sección transversal, b) Fibra de acero con ganchos. Viga SFRC.	70
Figura 4.5:	Carga y estructura de soporte, Viga SFRC	71
Figura 4.6:	Comportamiento de la falla de la Viga SFRC durante el ensayo (Ozcan, et al., 2009)	71
Figura 4.7:	<ul><li>a) Curva uniaxial de tensión-deformación para el hormigón,</li><li>b) Curva tensión-deformación para barras de acero a tracción,</li><li>Viga SFRC (Ozcan, et al., 2009)</li></ul>	72
Figura 4.8:	Dimensiones de la Viga SFRC	73
Figura 4.9:	Configuración del refuerzo, Viga SFRC	73
Figura 4.10:	Malla de elementos finitos (hexaedros regulares)	74
Figura 4 11.	Respuesta carga ys desplazamiento. Viga SFRC	74

Figura 4.12:	<ul> <li>a) Geometría y detalles de armadura, b) Colocación del HPFRC,</li> <li>c) Colado del hormigón junto con el HPFRC. Especímenes de columnas HPFRC (Cho, et al., 2012)</li> </ul>	76
Figura 4.13:	Configuración para prueba de carga cíclica, Columna HPFRC (Cho, et al., 2012)	76
Figura 4.14:	Múltiples microfisuras de especímenes, columna HPFRC (Cho, et al., 2012)	77
Figura 4.15:	a) Malla de elementos finitos, b) Armadura de refuerzo. Columna RC-0, HPFC RC-0	78
Figura 4.16:	a) Malla de elementos finitos, b) Armadura de refuerzo. Columna HPFC RC-1, HPFC RC-2	79
Figura 4.17:	Carga lateral vs. desplazamiento lateral. Columna RC-0, HPFC RC-0	79
Figura 4.18:	Carga lateral vs. desplazamiento lateral. Columna HPFC RC-1, HPFC RC-2	80
Figura 4.19:	Planta del Puente en Avenida Circunvalación sobre vías del ferrocarril Mitre	81
Figura 4.20:	Vista longitudinal, Puente en Avenida Circunvalación sobre vías del ferrocarril Mitre (Méndez, 2012)	82
Figura 4.21:	Sección transversal, Puente en Avenida Circunvalación sobre vías del ferrocarril Mitre (Méndez, 2012)	82
Figura 4.22:	Pila de Puente de Hormigón Armado (Pila inicial)	83
Figura 4.23:	Pila de Puente de Hormigón Armado con anillo de HRFA, e = 20cm	84
Figura 4.24:	Malla de elementos finitos - detalle armadura: PILA INICIAL, AHFA-1	85
Figura 4.25:	Malla de elementos finitos - detalle armadura: AHFA-2, AHA,	86
Figura 4.26:	Malla de elementos finitos - detalle armadura: AHRFA	86
Figura 4.27:	a) Condiciones de carga, b) Diagrama pushover	88
Figura 4.28:	Carga lateral vs. Desplazamiento lateral Pila de Puente, con parámetros: $H = 9.60 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$	88
Figura 4.29:	Carga lateral vs. Desplazamiento lateral Pila de Puente, con parámetros: $H = 9.60 \text{ m}, e = 30 \text{ cm}$	89
Figura 4.30:	Vista lateral de un Puente, Pilas de altura variable	90
Figura 4.31:	Malla de elementos finitos. AHRFA-4, con parámetros: (H = 7.50 m, H = 9.60 m, H = 11.70 m), (e = 20 cm, e = 30 cm)	91

Figura 4.32:	Carga lateral vs. Desplazamiento lateral, un análisis paramétrico: $(H=7.50 \text{ m}, H=9.60 \text{ m}, H=11.70 \text{ m}), (e=20 \text{ cm}, e=30 \text{ cm}), \\ (20 \text{ kg/m}^3)$	92
Figura 4.33:	Carga lateral vs Desplazamiento lateral, un análisis paramétrico: $(H = 7.50 \text{ m}, H = 9.60 \text{ m}, H = 11.70 \text{ m}), (e = 20 \text{ cm}, e = 30 \text{ cm}), (40 \text{ kg/m}^3)$	92
Figura 4.34:	Carga lateral vs Desplazamiento lateral, un análisis paramétrico: $(H = 7.50 \text{ m}, H = 9.60 \text{ m}, H = 11.70 \text{ m}), (e = 20 \text{ cm}, e = 30 \text{ cm}), (60 \text{ kg/m}^3)$	93
CAPÍTULO	V	
Figura 5.1:	Analogía de la cadena dúctil (Paulay & Priestley, 1992)	95
Figura 5.2:	Esquema de estructura Real a Equivalente (Chopra & Goel, 2001)	98
Figura 5.3:	Niveles de daño en un puente por carga sísmica	98
Figura 5.4	Diagrama de flujo del Método de Diseño Basado en Desplazamientos	102
Figura 5.5:	Trayectoria de las grietas en un ensayo a flexión (Restrepo, 2007)	104
Figura 5.6:	Desplazamientos laterales de un puente	106
Figura 5.7:	Regla de histéresis, Takeda "Delgado" (TT) (Priestley, et al., 2007)	108
Figura 5.8:	Espectro elástico de pseudoaceleraciones (Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 2018)	109
Figura 5.9:	Espectro elástico de desplazamientos	112
Figura 5.10:	Determinación del periodo equivalente ( $T_{equiv}$ ) a partir del desplazamiento equivalente ( $\Delta_{equiv}$ )	113
Figura 5.11:	Pila de Hormigón Armado con anillo de HRFA, con parámetros: $(H = 7.50 \text{ m}, H = 9.60 \text{ m}, H = 11.70 \text{ m}), (e = 20 \text{ cm}, e = 30 \text{ cm})$	117
Figura 5.12:	Zonificación sísmica de la República Argentina (Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 2018)	118
Figura 5.13:	Espectro elástico de Pseudoaceleraciones (Zona Sísmica 2 - Suelo Tipo 3)	120
Figura 5.14:	Espectro elástico de Desplazamientos (Zona Sísmica 2 - Suelo Tipo 3)	120
Figura 5.15:	Carga-desplazamiento Pila de Puente. Teórico (MDBD) vs. Numérico, con parámetros: (H=7.50 m, e=20 cm), (20 kg/m³, 40 kg/m³, 60 kg/m³)	122
Figura 5.16:	Carga-desplazamiento Pila de Puente. Teórico (MDBD) vs. Numérico, con parámetros: (H=9.60 m, e=20 cm), (20 kg/m³, 40 kg/m³, 60 kg/m³)	122

Figura 5.17:	Carga-desplazamiento Pila de Puente, Teórico (MDBD) vs. Numérico, con parámetros: (H=11.70 m, e=20 cm), (20 kg/m³, 40 kg/m³, 60 kg/m³)	123
Figura 5.18:	Carga-desplazamiento Pila de Puente, Teórico (MDBD) vs. Numérico, con parámetros: (H=7.50 m, e=30 cm), (20 kg/m³, 40 kg/m³, 60 kg/m³)	123
Figura 5.19:	Carga-desplazamiento Pila de Puente, Teórico (MDBD) vs. Numérico, con parámetros: (H=9.60 m, e=30 cm), (20 kg/m³, 40 kg/m³, 60 kg/m³)	124
Figura 5.20:	Carga-desplazamiento Pila de Puente, Teórico (MDBD) vs. Numérico, con parámetros: (H=11.70 m, e=30 cm), (20 kg/m³, 40 kg/m³, 60 kg/m³)	124
ANEXO B		
Figura B.1:	Curva tensión-deslizamiento, fibras de acero (Fiengo, 2016)	151
ANEXO C		
Figura C.1:	Biblioteca tipos de elementos (SOLID65)	152
Figura C.2:	Tipo de elemento definido (SOLID65)	153
Figura C.3:	Elemento SOLID65, tipo de opciones	153
Figura C.4:	Propiedades lineales isotrópicas, hormigón (H-25)	154
Figura C.5:	Endurecimiento isotrópico multilineal, hormigón (H-25)	154
Figura C.6:	Parámetros que definen el criterio de falla, hormigón (H-25)	155
Figura C.7:	Propiedades lineales isotrópicas, fibras de acero	156
Figura C.8:	Endurecimiento isotrópico multilineal, fibras de acero	156
Figura C.9:	Parámetros "Real Constants", fibras de acero	157
Figura C.10:	Biblioteca tipos de elementos (LINK180)	158
Figura C.11:	Tipo de elemento definido (LINK180)	158
Figura C.12:	Elemento LINK180, tipo de opciones	159
Figura C.13:	Propiedades lineales isotrópicas, barras de acero (A-42)	159
Figura C.14:	Endurecimiento isotrópico multilineal, barras de acero (A-42)	160
Figura C.15:	Propiedades de la sección transversal, barras de acero (φ =12mm)	160

## LISTA DE TABLAS

CAPÍTULO	) II	
Tabla 2.1:	Características mecánicas de las fibras (Maccaferri, 2015)	39
Tabla 2.2:	Resistencia a tracción para las tres clases de fibras según la Norma Italiana (Maccaferri, 2015)	43
Tabla 2.3:	Catálogo de fibras (Maccaferri, 2015)	44
CAPÍTULO	) III	
Tabla 3.1:	Simulación numérica del HRFA, una cronología	60
CAPÍTULO	) IV	
Tabla 4.1:	Variables de los especímenes tipo Columna HPFRC (Cho, et al., 2012)	75
Tabla 4.2:	Resumen de las características de la Columna HPFRC (Experimental)	80
Tabla 4.3:	Resumen de las características de la Columna HPFRC (Numérico)	80
Tabla 4.4:	Características geométricas, Puente en Avenida Circunvalación sobre vías del ferrocarril Mitre	82
Tabla 4.5:	Descripción de los modelos de Pilas de Puente generados en ANSYS	85
Tabla 4.6:	Resumen de las características de la Pila de Puente, $H = 9.60 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$	89
Tabla 4.7:	Resumen de las características de la Pila de Puente, H = 9.60 m, e = 30 cm	90
CAPÍTULO	) V	
Tabla 5.1:	Valores de $a_s$ , $C_a$ y $C_v$ para las distintas zonas sísmicas y tipos espectrales (Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 2018)	110
Tabla 5.2:	Valor del periodo T <sub>3</sub> (Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 2018)	111
Tabla 5.3:	Peligrosidad sísmica (Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 2018)	117
Tabla 5.4:	Clasificación del sitio - influencia del suelo (Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 2018)	119

Tabla 5.5:	Valores obtenidos en la primera iteración - MDBD	121
Tabla 5.6:	Valores obtenidos en la última iteración - MDBD	121
Tabla 5.7:	MDBD vs. Numérico, con parámetros: (H=7.50 m, H=9.6 m, H=11.70 m), (20 kg/m³, 40 kg/m³, 60 kg/m³) y (e=20 cm)	125
Tabla 5.8:	MDBD vs. Numérico, con parámetros: (H=7.50 m, H=9.6 m, H=11.70 m), (20 kg/m³, 40 kg/m³, 60 kg/m³) y (e=30 cm)	125
Tabla 5.9:	Tipos de Pilas de Puente que verifican el método de diseño basado en desplazamientos (MDBD)	126

## **CAPÍTULO I**

#### ASPECTOS GENERALES

Este capítulo describe los aspectos generales más importantes, haciendo referencia sobre la importancia del presente trabajo de investigación e introduciendo a la problemática que dio origen a este estudio. Las secciones del capítulo comprenden: introducción, antecedentes, objetivo general y específicos, alcance, metodología y organización de la tesis.

#### 1.1 INTRODUCCIÓN.

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 producen las rótulas plásticas, estos elementos estructurales sufrirán daños permanentes; como el descascaramiento del recubrimiento, el pandeo de las barras longitudinales, las barras de refuerzo transversal pueden fracturarse e incluso el núcleo puede agrietarse extensamente (Demagistri & Gutiérrez, 2014).

El análisis numérico requiere del cálculo de las relaciones fuerza lateral-desplazamiento lateral en todo el continuo de la pila incluyendo su comportamiento dúctil. Este procedimiento requiere de un detallado modelo constitutivo del hormigón reforzado con fibras para valorar realísticamente los desplazamientos. Estudios numéricos recientes resaltan la necesidad de contar con un modelo material detallado y confiable del hormigón reforzado con fibras que permita un método de evaluación seguro para el diseño de estos refuerzos estructurales.

#### 1.2 ANTECEDENTES.

Un hecho que puede ser considerado como una constante en la evolución de la Ingeniería Sismorresistente, es que muchos de sus avances se producen generalmente luego que un sismo destructivo de características excepcionales, deja al descubierto algunas de sus falencias. Las estructuras dañadas por estos eventos se constituyen en ensayos a escala real, y sirven además de punto de partida para nuevas investigaciones sobre el tema y para ajustar los métodos ya existentes (Dip, 1999).

Se asume la formación de rótulas plásticas durante la ocurrencia de un sismo, una condición previa en la aplicación del método de diseño por capacidad es que exista una deformación plástica de las componentes estructurales escogidas, es decir, que la capacidad de deformación real de los elementos estructurales debe ser superior a la ductilidad adoptada para el diseño.

El American Concrete Institute define al Hormigón Reforzado con Fibras (HRF) como "un hormigón realizado con cementos hidráulicos que contiene agregado fino o fino y grueso y fibras discontinuas". Por su parte la Reunión Internacional de Laboratorios y Expertos en Materiales (RILEM), indica que el HRF es un hormigón "realizado con cementos hidráulicos con o sin agregados de varios tamaños, que incorpora refuerzos con fibras discretas" (Zerbino, et al., 2004).

Los principales avances en la adición de fibras de acero en hormigón se dan recién en la década del '70 con los llamados HRF. A partir de entonces, los HRF han sido usados cada vez con más frecuencia en varias aplicaciones como revestimientos de paredes de túneles, cúpulas, construcción de presas, en losas y pisos (especialmente aquellos sometidos a importantes cargas móviles), estabilización de taludes de roca, etc. En la literatura existen diversos modelos matemáticos para hormigones confinados y tipos de acero, no obstante, el hormigón reforzado con fibras se encuentra actualmente en estudio. Diferentes programas computacionales permiten evaluar de forma simplificada el comportamiento de secciones de hormigón armado convencionales.

#### 1.3 OBJETIVOS.

#### 1.3.1 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.

#### 1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

Como objetivos específicos a ser desarrollados podemos citar los siguientes:

❖ Estudiar el diseño estructural de pilas de puentes a través del Método de Diseño por Capacidad Basado en Desplazamientos. Analizar 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 otras 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.

#### 1.4 ALCANCE.

Se evalúan modelos de pilas de puentes que han sufrido daño como consecuencia de un evento sísmico; a través de la simulación numérica se determina el modelo más adecuado que comprenda su reparación y rehabilitación. Se propone como técnica de reparación un anillo de refuerzo de hormigón en la zona donde se produjeron las rótulas plásticas, a este anillo se añaden fibras de acero en la matriz del hormigón. Luego, se desarrolla un análisis paramétrico con variables tales como el espesor del anillo de refuerzo, dosificación de fibras y altura de la pila, dando como resultado los diferentes diagramas de carga lateral vs. desplazamiento lateral de acuerdo a cada caso de pila en estudio. En base al análisis mencionado se verifica la funcionalidad y rehabilitación a través del diseño sismorresistente.

#### 1.5 METODOLOGÍA.

Para alcanzar los objetivos planteados se emplea el programa computacional de elementos finitos ANSYS, con el cual se generan los modelos de pilas circulares de hormigón reforzado con fibras de acero. Este programa dispone en su librería una serie de elementos finitos, entre ellos han sido admitidos elementos finitos cuyos materiales tienen naturaleza cuasi-frágil tales como el hormigón y por otro lado el acero de refuerzo.

El desarrollo del trabajo de investigación inicia con la discretización de elementos finitos para una estructura de pila de puente con sección circular de hormigón armado (H-25). Se desarrolla como técnica de reparación un anillo de hormigón reforzado con fibras de acero en la zona donde se produjo la rótula plástica. Estructuras similares fueron ensayadas en laboratorios por otros investigadores con la finalidad de estudiar el daño producido y en consecuencia su alternativa de reparación.

Validados los resultados numéricos en relación a los experimentales para el hormigón armado, se procede a incluir al modelo inicial de pilas circulares de hormigón armado el efecto del refuerzo disperso (fibras) a través del modelo de Huang (1995). Una vez definidos y calibrados los modelos de hormigón armado y hormigón reforzado con fibras, se procede a hacer un análisis paramétrico definido por tres variables fundamentales: altura de la pila, dosificación de fibra añadida y espesor del anillo de refuerzo, manteniendo constante la armadura de refuerzo de la pila inicial como así también la altura del anillo de refuerzo.

Finalmente, 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 método de diseño sísmico basado en desplazamientos.

#### 1.6 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.

El presente estudio se divide en seis partes principales:

El **Capítulo I** describe los aspectos generales más importantes, haciendo referencia sobre la importancia del presente trabajo de investigación e introduciendo a la problemática que dio origen a este estudio. Las secciones del capítulo comprenden: introducción, antecedentes, objetivo general y específicos, alcance, metodología y organización de la tesis.

El **Capítulo II** hace una breve introducción en el tema de investigación para luego puntualizar la descripción mecánica de los materiales a ser utilizados en la simulación numérica; para alcanzar este propósito se desarrolla el comportamiento del hormigón simple bajo esfuerzos de tracción y compresión uniaxial. Además, se describe el comportamiento del hormigón reforzado con fibras cuando se somete a esfuerzos de tracción, compresión y flexotracción. Finalmente, se especifica el modelo constitutivo utilizado para representar el comportamiento estructural del material compuesto.

El **Capítulo III** describe el empleo de los elementos finitos SOLID65 y LINK180 establecidos en la biblioteca de ANSYS 18.1, los cuales permiten caracterizar al hormigón simple y al refuerzo discreto correspondientes a las barras de acero. El empleo de ambos elementos, permite generar modelos que simulan estructuras de hormigón armado reforzado con fibras. Finalmente, para determinar la cuantía de armadura dispersa (fibras), se empleará el modelo de Huang (1995).

El Capítulo IV presenta el estudio numérico del comportamiento estructural de pilas circulares de puentes reforzado de hormigón con fibras de acero a través del programa computacional ANSYS, utilizando los modelos constitutivos estudiados en el CAPÍTULO II y III, previamente calibrados en base a ensayos experimentales. Además, se analiza una pila de puente que ha sufrido un daño como consecuencia de un evento sísmico, a través de la simulación numérica se determina el modelo más adecuado para su reparación y rehabilitación. Se propone como técnica de reparación un anillo de refuerzo de hormigón en la zona donde se produjo la rótula plástica, a este anillo se añaden fibras de acero en la matriz del hormigón. La pila experimenta una condición de carga lateral variable combinada con una carga axial constante de compresión debido a la superestructura. Finalmente, se desarrolla un análisis paramétrico con variables tales como el espesor del anillo de refuerzo, dosificación de las fibras y altura de la pila, dando como resultado los diferentes diagramas de carga lateral vs. desplazamiento lateral.

El Capítulo V inicia con una breve introducción del método de diseño por capacidad como parte de la filosofía del diseño sismorresistente. A continuación, se presentan los métodos basados en las fuerzas y los desplazamientos, para luego hacer hincapié en el método basado en desplazamientos aplicado a pilas de puentes. Finalmente, se desarrollan una serie de ejemplos aplicando el método de diseño basado en desplazamientos para el caso de pilas de puente, utilizando los diagramas de carga lateral vs. desplazamiento lateral obtenidos en el CAPÍTULO IV, con la finalidad de verificar la funcionalidad y rehabilitación de la estructura.

El **Capítulo VI** cierra el presente estudio con las conclusiones y recomendaciones, se enuncian las futuras líneas de investigación.

A continuación, se incluyen los anexos que contienen la información complementaria sobre ciertos aspectos del trabajo de investigación.

## **CAPÍTULO II**

#### ESTADO DEL ARTE

Este capítulo hace una breve introducción en el tema de investigación para luego puntualizar la descripción mecánica de los materiales a ser utilizados en la simulación numérica; para alcanzar este propósito se formula el comportamiento del hormigón simple bajo esfuerzos de tracción y compresión uniaxial, expresando ecuaciones analíticas que describan la curva tensión-deformación, como así también el criterio de fractura. De igual manera, la curva tensión-deformación del acero se presenta con sus respectivas expresiones analíticas, adoptando un criterio de falla que define a este material dúctil.

Además, se describe el comportamiento del hormigón reforzado con fibras cuando se somete a esfuerzos de tracción, compresión y flexo-tracción. Finalmente, se especifica el modelo constitutivo utilizado para representar el comportamiento estructural del material compuesto.

#### 2.1 INTRODUCCIÓN.

Desde los principios de la humanidad, los puentes tuvieron una fundamental importancia en el desarrollo de las civilizaciones al proporcionar una vía de paso para salvar obstáculos sobre ríos, lagos, quebradas, valles, pasos a desnivel y carreteras entre otros. Esta función de vinculación fue indispensable para ellas, sobre todo por el beneficio socio-económico que trae aparejado. La construcción de los primeros puentes fue llevada a cabo con materiales naturales, como ser maderas o simplemente troncos de árboles. El posterior conocimiento y uso de otros materiales fue evolucionando en el tiempo, y a fines del siglo XIX se implementó el uso del hormigón para la construcción de los puentes.

Los puentes son diseñados para resistir las cargas del tránsito que circulará por los mismos. En el caso de los puentes de hormigón armado o pretensado se presentan generalmente como soluciones clásicas aquellas superestructuras que poseen vigas de alma llena unidas por la losa superior y vigas de sección cajón para los casos de luces mayores, como así también los sistemas estructurales en arco que resultan adecuados para resistir compresiones.

Las cargas son transmitidas a las fundaciones a través de pilas o apoyos intermedios en los puentes de dos o más tramos, y de los estribos que constituyen en conjunto la infraestructura.

El diseño de las pilas de puentes presenta diferentes variantes con respecto a su forma, éstas pueden ser: tabiques estructurales, pórticos o simplemente columnas, ya sean macizas o huecas (mayor eficiencia a la torsión) y de sección circular.



Figura 2.1: Puente Bicentenario sobre el río Guadalquivir, Departamento de Tarija, Bolivia.

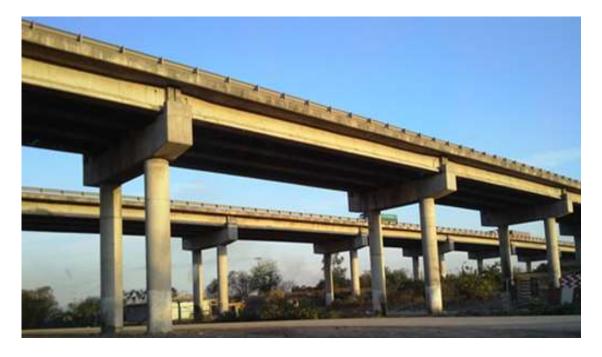


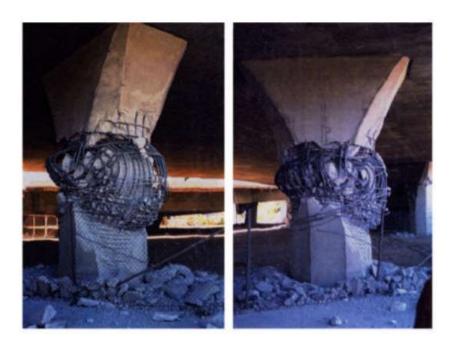
Figura 2.2: Puente en Avenida Circunvalación, Provincia de Tucumán, Argentina.

Las pilas se proyectan para resistir las cargas de peso propio y las sobrecargas superpuestas; las presiones del viento que actúen sobre la pila y la superestructura; las fuerzas

debidas a la corriente del agua, al hielo y a cuerpos flotantes; así como las fuerzas horizontales, transversales y longitudinales sobre la calzada. Además, es de fundamental importancia realizar un adecuado diseño sísmico del puente.

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 que ocasionaron. Las experiencias en sismos destructivos han demostrado que luego de un evento devastador es de suma importancia poder acudir en ayuda de las víctimas lo antes posible, por lo tanto, las vías de comunicaciones deben permanecer operables, por lo menos para vehículos de emergencia. De allí la importancia que adquieren los puentes como estructuras indispensables, en algunas circunstancias, para mantener operativa una vía de auxilio (Dip, 1999).

El terremoto de Northridge de 1994, ocurrió en el área norte del estado de California, con una magnitud de 6.7, se reportaron fallas de consideración y el colapso en varias estructuras de autopista. El puente que cruza las calles de Mission y Gothic sufrió el colapso total de una gran porción de la estructura derecha y asentamientos entre 0.3 y 0.61 metros en el eje de la superestructura de la estructura izquierda. Este puente también presentó fallas por rótula plástica en la zona de inicio de la sección variable de pilas y ruptura por esfuerzo cortante (Gómez, et al., 2000).



**Figura 2.3:** Paso a desnivel Mission-Gotic. Fallo por rótula plástica (izquierda) y fallo por efectos combinados flexión/cortante (derecha). (Priestley, et al., 1994).

El terremoto de Kobe de 1995, también denominado como el gran terremoto de Hanshin, con una magnitud de 6.9, hizo colapsar la autopista Hanshin. Fue uno de los terremotos que más estragos ha causado en Japón con más de 5500 muertos y 26000 heridos, donde las pérdidas económicas fueron de consideración.

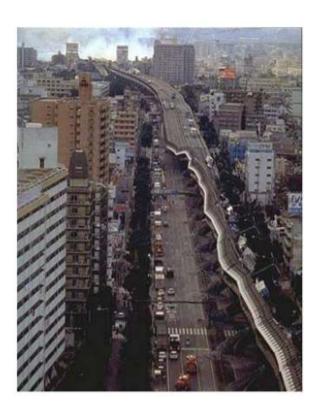


Figura 2.4: Colapso de puente en autopista Hanshin, Kobe, Japón (1995).

Debido al incremento en el número de terremotos severos a finales del siglo XX, el daño o colapso de edificaciones o infraestructuras con pérdidas tanto de vidas humanas como de bienes materiales es inevitable. Los edificios o las infraestructuras construidas en el pasado se diseñaron con un nivel relativamente bajo de carga de diseño sísmico o sin tener en cuenta el concepto de diseño sísmico, especialmente en estructuras de edificios/viviendas de baja altura. Tras el aumento del daño causado por terremotos severos en todo el mundo, hay un interés creciente en la necesidad de un fortalecimiento sísmico efectivo y la rehabilitación de columnas de hormigón armado.

El desempeño de las estructuras requeridas para resistir terremotos severos depende principalmente de la capacidad de las columnas en los pisos inferiores para soportar deformaciones inelásticas relativamente grandes sin una pérdida significativa de la capacidad de carga. Sin embargo, como se muestra en la Figura 2.5, la fragilidad y el agrietamiento del hormigón en la región de rótula plástica de las columnas de hormigón armado plantea serias

preocupaciones debido a la falta de capacidad de carga lateral y capacidad de deformación de la columna. Las razones fundamentales de esta debilidad estructural se deben a la aparición de grietas por flexión del hormigón, fluencia y pandeo de las barras longitudinales, como así también, por aplastamiento del hormigón en la zona de rótula plástica.

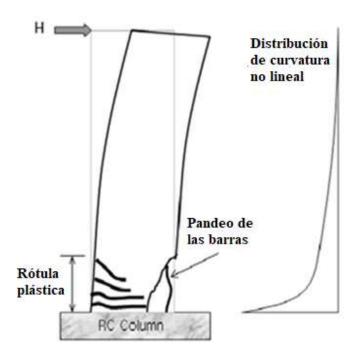


Figura 2.5: Articulación plástica columna de hormigón armado (Cho, et al., 2012).

El revestimiento de acero en la región de rótula plástica de la columna de hormigón armado fue uno de los métodos de refuerzo más conocidos, en particular, mejorando la deformación por flexión y la capacidad de carga de las columnas. La envoltura con telas de fibras sintéticas también es una de las aplicaciones más exitosas, debido a que la mejora de la resistencia se acompaña de un ahorro considerable en los costos en comparación con las alternativas tradicionales de reacondicionamiento. El hormigón reforzado con fibras puede mejorar la resistencia y la ductilidad del hormigón al conferir confinamiento. Se han llevado a cabo varios estudios relacionados con la mejora de la resistencia y la ductilidad del hormigón reforzado con fibras.

Por otro lado, numerosos estudios han registrado que el uso de mortero con compuestos cementicios reforzados con fibras de alta performance y alta ductilidad, tales como los Compuestos Cementicios de Alta Performance Reforzados con Fibras (HPFRC, por sus siglas en inglés) o los Compuestos Cementicios Ingenieriles (ECC, por sus siglas en inglés) pueden aumentar significativamente la fragilidad del hormigón en tracción, en comparación con el hormigón normal o estándar (Cho, et al., 2012).

Las características del material del HPFRC, como se muestra en la Figura 2.6, mantienen una alta capacidad de deformación dúctil, con una deformación de tracción de alrededor del 2% causada por múltiples grietas finas. El desarrollo de ECC o HPFRC fue motivado principalmente por la necesidad de mejorar un comportamiento de tracción cuasifrágil, que era típico del hormigón y el mortero estándar. El HPFRC puede considerarse una familia especial de hormigón reforzado con fibras, que exhibe un comportamiento de seudo endurecimiento por deformación bajo tensión uniaxial. Al aumentar las cargas de tracción, el HPFRC generalmente muestra múltiples grietas finas de ancho reducido, sin concentración de tensiones. A diferencia del hormigón normal, el HPFRC puede soportar tensiones de tracción correspondientes a grandes deformaciones (Cho, et al., 2012).

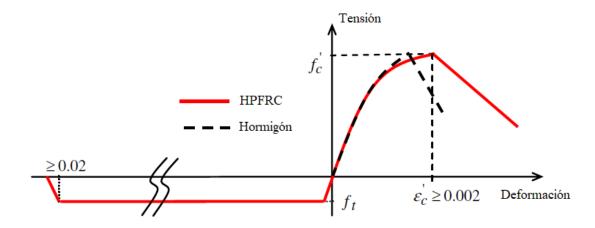


Figura 2.6: Comportamiento uniaxial del HPFRC (Cho, et al., 2012).

Para el diseño de pilas de puentes en zonas sísmicas, el Método de Diseño por Capacidad basado en Desplazamientos ha sido incorporado recientemente en el nuevo reglamento sísmico argentino INPRES-CIRSOC 103 (2018) (Instituto Nacional de Prevención Sísmica) a partir del año 2005. Este método constituye un procedimiento moderno y apropiado, en donde se asume la formación de rótulas plásticas durante la ocurrencia de un sismo.

El daño producido por un evento sísmico debe ser reparado para que la estructura pueda seguir funcionando, como es lógico, las reparaciones representan un costo de rehabilitación. Este costo debe ser menor al elevado costo de construir estructuras diseñadas para que se comporten elásticamente durante un sismo severo, ya que la probabilidad de ocurrencia durante su vida útil es relativamente pequeña. El empleo del Hormigón Reforzado con Fibras (HRF) representa una alternativa de reparación y diseño atractiva teniendo en cuenta sus recientes y múltiples aplicaciones.

## 2.2 LA ESTRUCTURA DEL HORMIGÓN.

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.

En un formato general, el hormigón es un conglomerado constituido por agregados y cemento como medio ligante; es decir, es una piedra artificial. Se prepara mezclando los materiales constituidos por arena y grava con cemento y agua, a los que si es necesario se agregan materiales denominados aditivos, que influyen en las propiedades químicas o físicas del hormigón fresco o endurecido. El endurecimiento del hormigón comienza a las pocas horas y según el tipo de cemento empleado, a los 28 días alcanza del 60% al 90% de su resistencia final (Leonhard & Monnig, 1984). El comportamiento del hormigón se encuentra estrechamente asociado a la presencia y propagación de fisuras. Estas se originan en las interfaces que constituyen los vínculos de mayor debilidad del material compuesto. Luego se introducen en la matriz hasta alcanzar un nivel de propagación inestable, provocando un cuadro de fisuración múltiple que finalmente conduce a la fractura del material. El hormigón al ser un material cuasi-frágil, presenta un comportamiento muy satisfactorio cuando está sometido a esfuerzos de compresión, pero exhibe una respuesta muy frágil bajo solicitaciones de tracción. La diferencia en el comportamiento frente a ambos tipos de solicitaciones es más marcada cuanto mayor es la resistencia (hormigones de alta resistencia) (Isla, 2014).

## 2.2.1 PROPIEDADES ELÁSTICAS DEL HORMIGÓN.

Desde un punto de vista constitutivo, para definir el comportamiento de un material como lo es el hormigón, es necesario precisar de dos constantes elásticas tales como el módulo de elasticidad ( $E_c$ ) que es definido según el reglamento de diseño de estructuras, como así también el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).

## 2.2.1.1 MÓDULO DE ELASTICIDAD.

Según el código ACI 318-14 (2014), en la sección 8.5.1 se establece que la siguiente expresión puede usarse para calcular el módulo de elasticidad de hormigones que pesen entre 90 y 155 lb/pie<sup>3</sup> (1440 y 2480 kg/m<sup>3</sup>):

$$E_c = 33 \, w_c^{1.5} \, \sqrt{f_c'} \tag{2.1}$$

Donde:

 $E_c$ : Módulo de elasticidad del hormigón en [lb/plg<sup>2</sup>].

 $w_c$ : Peso específico del hormigón en [lb/pie<sup>3</sup>].

 $f_c'$ : Resistencia específica a compresión a los 28 días en [lb/plg<sup>2</sup>].

Se debe tener en cuenta que este módulo es válido hasta una tensión de compresión menor que el 50% del  $f_c'$ , en donde la curva tensión-deformación del hormigón se asemeja a una línea recta, por lo general se toma hasta  $0.45f_c'$ . Para un hormigón de peso normal que pesa aproximadamente  $145 \, \text{lb/pie}^3$  ( $2320 \, \text{kg/m}^3$ ), el código ACI 318-14 (2014) describe la siguiente expresión simplificada de la anterior para determinar su módulo elástico:

$$E_c = 57000\sqrt{f_c'} (2.2)$$

El CIRSOC 201 (2005), punto 8.5 establece la siguiente expresión para el módulo de elasticidad:

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} (2.3)$$

Donde:

 $E_c$ : Módulo de elasticidad del hormigón en [MPa].

 $f_c'$ : Resistencia específica a la compresión a los 28 días en [MPa].

De acuerdo a CIRSOC 201 (2005), la resistencia uniaxial a tracción del hormigón se encuentra en los intervalos  $0.292\sqrt{f_c'}$  hasta  $0.42\sqrt{f_c'}$ .

Finalmente, según la norma DIN 1045 (2009), establece la siguiente expresión para el módulo de elasticidad:

$$E_b = 18000 \sqrt{\beta_w} \tag{2.4}$$

Donde:

 $E_b$ : Módulo de elasticidad del hormigón en [kp/cm<sup>2</sup>].

 $\beta_w$ : Resistencia cúbica del hormigón en [kp/cm<sup>2</sup>].

Además debe tenerse presente que  $E_b$  también varia con la edad, la temperatura y humedad ambiente (grado de madurez) (Leonhard & Monnig, 1984).

#### 2.2.1.2 COEFICIENTE DE POISSON.

El coeficiente o razón de Poisson es la relación entre la deformación especifica transversal y longitudinal, se toma como valor promedio para el hormigón:

$$v = 0.20 \tag{2.5}$$

## 2.2.2 CURVAS TENSIÓN-DEFORMACIÓN.

## 2.2.2.1 COMPRESIÓN UNIAXIAL.

La existencia de muchas expresiones distintas que pretenden representar la evolución tensión-deformación de una probeta de hormigón sometida a compresión uniaxial monotónica, parece requerir un esfuerzo adicional a la hora de formular una expresión universalmente aceptada. A continuación, se muestran y se analizan de manera sistemática las distintas ecuaciones publicadas de las cuales la mayoría son empleadas en la modelación de elementos de hormigón a través de un programa de elementos finitos, desde las primeras propuestas de Bach (1897) y Ritter (1899), pasando por los truncamientos más o menos complejos de la ecuación de Smith & Young (1956), hasta las aportaciones basadas en distribuciones estadísticas.

#### a) LA PROPUESTA DE SMITH & YOUNG (LAS PRIMERAS PROPUESTAS).

La propuesta de Smith & Young (1956) merece un apartado exclusivo, por ser la más citada de entre todas las ecuaciones enunciadas sobre el comportamiento tensión-deformación del hormigón. En un primer artículo Smith & Young (1955) diseñan un cálculo en flexión basado en la ecuación de Bach (1987), proponiendo que el valor del exponente n debe ser proporcional a la resistencia última a compresión del hormigón. Inmediatamente después abandonan la ecuación de Bach (1987) en su artículo de Smith & Young (1956), para proponer una función exponencial en los siguientes términos:

$$\sigma = \varepsilon M e^{-N\varepsilon} \tag{2.6}$$

La ecuación 2.6 se ajustaba bastante bien a los resultados de los ensayos de rotura de probetas cilíndricas que presentaban un decrecimiento de la tensión más allá de la tensión máxima. Los valores de *M* y *N* son constantes evaluadas en términos de las propiedades del hormigón, imponiendo las siguientes condiciones de contorno:

$$\sigma = f_c' \longrightarrow \varepsilon = \varepsilon_0 \; ; \; \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \Big|_{\varepsilon = \varepsilon_0}$$
 (2.7)

Luego, imponiendo las condiciones de contorno de (2.7), la ecuación (2.6) se transforma en:

$$\sigma = \frac{f_c'}{\varepsilon_0} \varepsilon \, e^{\left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)} \tag{2.8}$$

Donde:

 $\sigma$ : Tensión para una deformación específica.

 $f_c'$ : Tensión máxima alcanzada en el ensayo de rotura a compresión.

 $\varepsilon_0$ : Deformación experimentada por el hormigón en el punto de tensión máxima.

 $\varepsilon$ : Deformación por unidad de longitud o "deformación específica".

## b) MODELOS BASADOS EN FUNCIONES RACIONALES.

A partir de los años sesenta del siglo pasado, comienzan a surgir una gran cantidad de propuestas basadas en funciones racionales del tipo:

$$\sigma = \frac{P(\varepsilon)}{Q(\varepsilon)} \tag{2.9}$$

Donde  $P(\varepsilon)$  y  $Q(\varepsilon)$  son polinomios de diversos grados de la deformación específica  $\varepsilon$ .

Yip (1997) estableció una forma genérica para las ecuaciones tensión-deformación del hormigón, que no son más que aproximaciones a la propuesta de Smith & Young (1955) revisada en el apartado 1). En efecto, desarrollando en serie de potencias se obtiene:

$$\sigma = \frac{ef_c' \varepsilon}{\varepsilon_0 \left[ 1 + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) + \frac{1}{2} \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 + \frac{1}{6} \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^3 + \cdots \right]}$$
(2.10)

#### c) DESAYI & KRISHNAN.

El caso más paradigmático de truncamiento descrito es la propuesta de Desayi & Krishnan (1964), escrita de la forma:

$$\sigma = \frac{k\varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2} \tag{2.11}$$

Donde K es una constante (el módulo de elasticidad tangente inicial) tal que:

$$k = \frac{2f_c'}{\varepsilon_0} \tag{2.12}$$

Reemplazando (2.12) en (2.11), resulta:

$$\sigma = \frac{2f_c'}{\varepsilon_0 \left[ 1 + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]} \tag{2.13}$$

Donde:

 $\sigma$ : Tensión para una deformación específica.

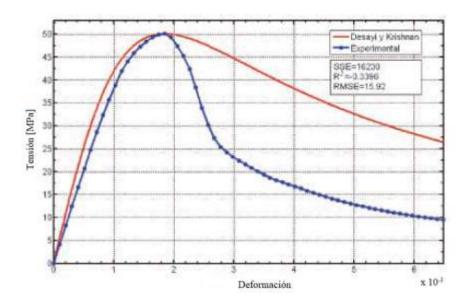
 $f_c'$ : Tensión máxima alcanzada en el ensayo de rotura a compresión.

 $\varepsilon_0$ : Deformación experimentada por el hormigón en el punto de tensión máxima.

 $\varepsilon$ : Deformación por unidad de longitud o "deformación específica".

Como puede observarse, comparando con el desarrollo en serie de (2.10) coincide si se trunca la primera potencia de  $\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)$  y las de orden superior a dos, se elimina el factor 1/2 del termino  $\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2$  y se sustituye el valor de e=2,71828 por 2.

La ecuación de Desayi & Krishnan (1964) es de similares propiedades que la propuesta por Smith & Young (1956), aunque en la rama ascendente parece adaptarse mejor a los datos experimentales que la de Smith & Young (1956).



**Figura 2.7**: Curva tensión-deformación, Desayi & Krishnan vs. Experimental (Salguero, et al., 2013).

## d) SAENZ.

Saenz (1964) introduce la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{k\varepsilon}{1 + \left(\frac{k\varepsilon_0}{f_c'} - 2\right)\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right) + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2}$$
(2.14)

Donde:

 $\sigma$ : Tensión para una deformación específica.

 $f_c'$ : Tensión máxima alcanzada en el ensayo de rotura a compresión.

 $\varepsilon_0$  : Deformación experimentada por el hormigón en el punto de tensión máxima.

 $\varepsilon$ : Deformación por unidad de longitud o "deformación específica".

k : Constante a definir.

Es decir, comparando con el desarrollo en serie de (2.10), rescata el término de la primera potencia de  $\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)$  que habían eliminado Desayi & Krishnan (1964), ponderándolo con el factor  $[(k\varepsilon_0/f_c')-2]$  e introduciendo la constante:

$$k = \frac{ef_c'}{\varepsilon_0} \tag{2.15}$$

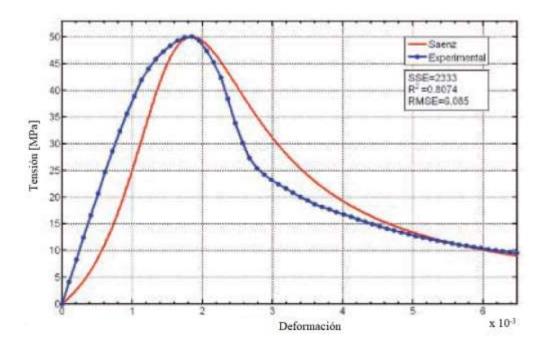


Figura 2.8: Curva tensión-deformación, Saenz vs. Experimental (Salguero, et al., 2013).

# e) GENERALIZACIONES DE LA ECUACIÓN DE DESAYI & KRISHNAN: TULIN & GERSTLE, POPOVICS, CARREIRA & CHU.

Con Tulin & Gerstle (1964) aparece la primera "generalización" de la ecuación de Desayi & Krishnan (1964), en el sentido de que el exponente cuadrático de  $\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)$  pasa a ser un exponente genérico "n", que junto con la aparición de una constante adicional, permite de mayor flexibilidad a la ecuación de Desayi & Krishnan (1964) para adaptarse a distintas circunstancias de materiales o métodos. La ecuación propuesta está definida como:

$$\sigma = \frac{k_1 \varepsilon}{k_2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^n} \tag{2.16}$$

Popovics (1973) cae en cuenta que la función propuesta por Tulin & Gerstle (1964) presenta un máximo cuando  $\varepsilon = \varepsilon_0$  y si  $k_2 = n - 1$ , lo que le lleva a proponer la variante:

$$\sigma = \frac{nf_c' \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^n}$$
 (2.17)

Introduciendo como novedad que n y  $\varepsilon_0$  puedan ser aproximados como función aproximada de la resistencia máxima del hormigón  $f_c'$  mediante las fórmulas:

$$n = k_1 f_c' + 1$$
  $\varepsilon_0 = k_2 \sqrt[4]{f_c'}$  (2.18)

La función propuesta por Carreira & Chu (1985) es idéntica a la de Popovics (1973):

$$\sigma = \frac{\beta f_c' \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}}{\beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^{\beta}}$$
 (2.19)

Con la diferencia de que el exponente  $\beta$  y el valor de  $\varepsilon_0$  vendrían ahora determinados por las ecuaciones:

$$\beta = \left(\frac{f_c'}{C_1}\right)^3 + 1.55 \quad \varepsilon_0 = (C_2 f_c' + 1.68) * 10^{-5}$$
 (2.20)

## f) TSAI.

Según sus propias palabras, la ecuación propuesta por Tsai (1988) puede ser considerada como una generalización de la de Popovics (1973) y de la Saenz (1964). Su expresión queda de la siguiente forma:

$$\sigma = \frac{kf_c'\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)}{1 + \left(k - \frac{n}{n-1}\right)\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right) + \frac{\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^n}{n-1}}$$
(2.21)

Donde:

 $f_c'$ : Tensión máxima alcanzada en el ensayo de rotura a compresión.

 $\varepsilon_0$ : Deformación experimentada por el hormigón en el punto de tensión máxima.

 $\varepsilon$ : Deformación por unidad de longitud o "deformación específica".

k; n : Constantes que dependen de la resistencia máxima del hormigón.

Siguiendo a Popovics (1973), Tsai (1988) hace depender los parámetros k y n de la resistencia máxima del hormigón  $f_c^{'}$  según las fórmulas:

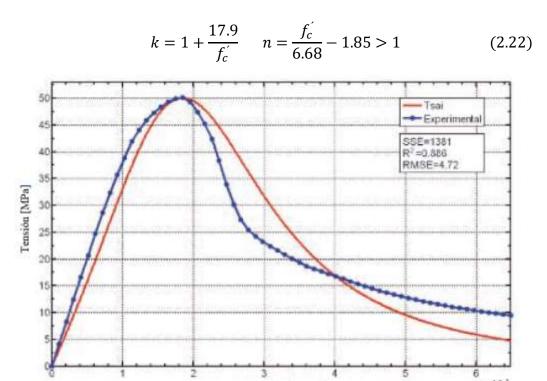


Figura 2.9: Curva tensión-deformación, Tsai vs. Experimental (Salguero, et al., 2013).

Deformación

# g) LA ECUACIÓN DE WANG, SHAH & NAAMAN.

Partiendo de la tesis doctoral de Sargin (1971), correspondiente a ecuaciones ya estudiadas del tipo:

$$y = \frac{ax + bx^2}{1 + cx + dx^2} \tag{2.23}$$

Donde  $y = \sigma/f_c$ ,  $x = \varepsilon/\varepsilon_0$  y a, b, c, d son constantes, merece una especial atención la reinterpretación de Wang, Shah & Naaman (1978), proponiendo dos ecuaciones o más bien, dos variantes de la misma ecuación, distintas en función que si se modela la rama ascendente o la descendente de la curva. Por lo tanto, los autores afirman que la exactitud de la ecuación (2.23) se mejora mucho cuando a, b, c y d toman valores distintos según evalúen la rama ascendente o descendente de la curva.

En función de los parámetros típicos que se vienen desarrollando, (2.23) se puede escribir como:

$$\sigma = \frac{f_c' \left[ k_1 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) + k_2 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]}{1 + k_3 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) + k_4 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2}$$
 (2.24)

Tanto para la rama ascendente como para la descendente, impone las siguientes condiciones de borde:

$$\sigma = f_c^{'} \rightarrow \varepsilon = \varepsilon_0 \quad (2.24a) \quad ; \quad \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = 0 \rightarrow \varepsilon = \varepsilon_0 \quad (2.24b)$$

Lo que obliga:

$$k_1 = \frac{(k_2 + 2k_3)}{(k_4 - 1)}$$
  $y$   $k_4 = k_2 + 1$ 

Por lo que simplifican dos constantes y se reduce a:

$$\sigma = \frac{f_c' \left[ \left( 1 + \frac{2k_3}{k_2} \right) \varepsilon + \frac{k_2 \varepsilon^2}{\varepsilon_0} \right]}{\varepsilon_0 \left[ 1 + k_3 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) + (k_2 + 1) \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]}$$
(2.25)

Para la determinación de las dos constantes de la rama ascendente se imponen estas otras dos condiciones:

$$\sigma = 0.45 f_c^{'} \rightarrow \varepsilon = 0.45 \frac{f_c^{'}}{E_c} \quad (2.25a) \quad ; \quad \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \frac{E_c \varepsilon_0}{f_c^{'}} \rightarrow \varepsilon = 0 \quad (2.25b)$$

Donde:

 $E_c$ : Representa la pendiente de la recta que pasa por el origen y por el punto de la curva de ordenada igual a  $0.45f_c^{'}$  (Módulo de elasticidad).

 $f_c'$ : Tensión máxima alcanzada en el ensayo de rotura a compresión.

 $\varepsilon_0$ : Deformación experimentada por el hormigón en el punto de tensión máxima.

 $\varepsilon$ : Deformación por unidad de longitud o "deformación específica".

 $k_2, k_3$ : Constantes a definir que toman valores distintos según evalúen la rama ascendente o descendente de la curva.

Con las condiciones de (2.25a) y (2.25b), se obtiene un ajuste de la rama ascendente casi perfecto para los valores de  $k_2 = -0.3508$  y  $k_3 = -0.5752$ .

Para la determinación de los parámetros  $k_2$  y  $k_3$  de la rama descendente de (2.24), las condiciones impuestas son:

$$\sigma = f_i \rightarrow \varepsilon = \varepsilon_i \quad (2.25c) \quad ; \quad \sigma = f_{2i} \rightarrow \varepsilon = \varepsilon_0 \quad (2.25d)$$

Donde  $f_i$  y  $\varepsilon_i$  son respectivamente, la tensión y deformación del punto de inflexión y  $f_{2i}$  y  $\varepsilon_{2i}$  se refieren a un punto arbitrariamente elegido tal que:  $\varepsilon_{2i} - \varepsilon_i = \varepsilon_i - \varepsilon_0$ . Se obtiene un ajuste aceptable de la rama descendente para los valores de  $k_2 = 0.132$  y  $k_3 = -1.996$ .

Mediante este enfoque se pueden obtener dos expresiones parciales que se ajustan bastante bien, cada una a una de las ramas de la curva experimental, mediante el conocimiento de cuatro puntos clave a saber: tensión y deformación en el máximo de la curva, tensión y deformación para  $0,45f_c$  o bien el denominado módulo de elasticidad, tensión y deformación en el punto de inflexión y por último tensión y deformación en un punto simétrico del máximo respecto del punto de inflexión.

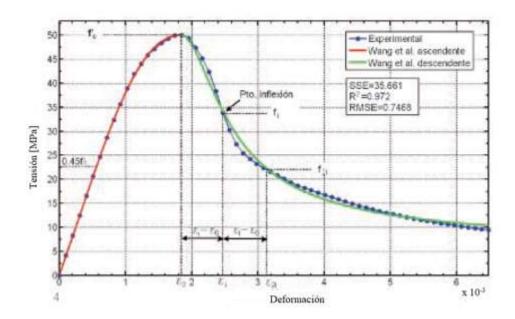


Figura 2.10: Curva tensión-deformación, Wang vs. Experimental (Salguero, et al., 2013).

#### h) MODELOS MULTIEXPONENTE.

## i) TASNIMI.

Una formulación corresponde a la propuesta por Tasnimi (2004), partiendo de la misma fórmula que Popovics (1973), Carreira & Chu (1985) o Collins, et al. (1993) en la que solo se modifica n,  $\beta$  o nk por  $n^{pq}$  y de similares consideraciones para las ramas ascendente y descendente de la curva y variabilidad del exponente propone:

$$\sigma = \frac{n^{pq} f_c'\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)}{\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^{n^{pq}} + n^{pq} - 1}$$
(2.26)

Donde:

 $\sigma$ : Tensión para una deformación específica.

 $f_c'$ : Tensión máxima alcanzada en el ensayo de rotura a compresión.

 $\varepsilon_0$ : Deformación experimentada por el hormigón en el punto de tensión máxima.

 $\varepsilon$  : Deformación por unidad de longitud o "deformación específica".

*n* : Constante a definir.

 p, q : Constantes a definir que toman valores distintos según evalúen la rama ascendente o descendente de la curva.

Donde para la rama ascendente de la curva, el valor de  $n^{pq}$  viene dado por:

$$n^{pq} = \frac{1}{1 - \frac{f_c}{\varepsilon_0 E}}$$

Siendo:

$$E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}\Big|_{\varepsilon=0}$$

Es decir, el valor de la pendiente de la recta tangente a la curva en el origen.

Tanto para la rama ascendente como para la descendente, el valor de n se mantiene constante, ya que según Tasnimi (2004), solo depende de características que se suponen

generales del tipo de hormigón, aunque p y q variarían según modelen la rama ascendente o la descendente, atendiendo a los siguientes razonamientos.

En la rama ascendente por conveniencia, asumen p=3 y q=1, mientras que en la rama descendente, manteniendo fijo el valor de p=3, Tasnimi (2004) determina el valor de q de manera que se mantenga la "continuidad" de la curva, además, pase por el punto de inflexión si este se produce; es decir, si  $p_i=(\varepsilon_i,f_i)$  es el punto de inflexión, resolviendo las siguientes ecuaciones:

$$\begin{cases} \left(\frac{\varepsilon_{i}}{\varepsilon_{0}}\right)^{n^{3q}} - \left(\frac{\varepsilon_{i}}{\varepsilon_{0}}\right) - 1 = 0\\ \frac{f_{i}}{f_{c}'} \left(\frac{\varepsilon_{i}}{\varepsilon_{0}}\right)^{n^{3q}} + n^{3q} \left(\frac{f_{i}}{f_{c}'} - \frac{\varepsilon_{i}}{\varepsilon_{0}}\right) - \frac{f_{i}}{f_{c}'} = 0 \end{cases}$$

Tasnimi (2004) propone fórmulas empíricas para el cálculo de  $\varepsilon_0$  y E para tres grandes tipos de hormigones: de peso ligero, de peso normal y de alta resistencia.

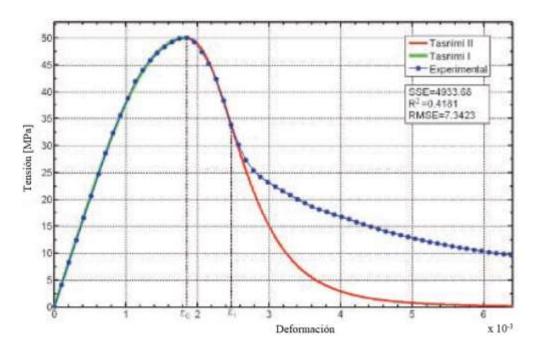
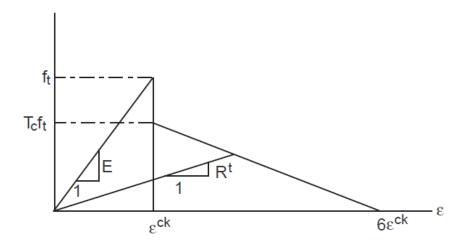


Figura 2.11: Curva tensión-deformación, Tasnimi vs. Experimental (Salguero, et al., 2013).

# 2.2.2.2 TRACCIÓN UNIAXIAL:

Para tracción uniaxial, el programa computacional ANSYS propone la curva tensióndeformación fundamentado en el modelo de la fisura distribuida, la relación tensióndeformación del hormigón a tracción uniaxial se construye a partir de la curva presentada a continuación:



**Figura 2.12:** Curva tensión-deformación en tracción uniaxial incorporado en ANSYS (Ansys Inc., 2009).

ANSYS (2009) divide el dominio de la solución a través de dos intervalos definidos por segmentos lineales, en consecuencia, para el intervalo  $0 \le \varepsilon < \varepsilon^{ck}$  el esfuerzo de tracción queda determinado a través de la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{f_t}{\varepsilon^{ck}} \varepsilon \tag{2.27}$$

Donde:

 $f_t$ : Resistencia a tracción uniaxial del hormigón.

 $\varepsilon$ : Deformación unitaria uniaxial.

 $\varepsilon^{ck}$ : Deformación unitaria referido a un sistema coordenado paralelo a las direcciones de las tensiones principales con el eje  $x^{ck}$  perpendicular a la cara del agrietamiento.

El segundo intervalo es evaluado en  $\varepsilon^{ck} < \varepsilon \le 6\varepsilon^{ck}$  en el cual se produce un descenso de la resistencia a tracción del hormigón, el segmento lineal de la tensión de tracción queda determinado por la siguiente expresión:

$$\sigma = T_c f_t - \frac{T_c f_t}{5\varepsilon^{ck}} (\varepsilon - \varepsilon^{ck})$$
 (2.28)

Donde:

 $\sigma$ : Tensión para una deformación específica.

 $T_c$  : Factor de reducción de  $f_t$ , su valor varía entre 0 y 1, siendo comúnmente definido como 0,6.

Es importante resaltar que de acuerdo a la Figura 2.12, surgen además dos variables importantes que están definidas implícitamente en el modelo, de las cuales surgen los siguientes razonamientos: se define a  $\left(E=\frac{f_t}{\varepsilon^{ck}}\right)$  la pendiente del segmento lineal como el módulo elástico del hormigón obtenido en la rama en compresión, además, se especifica a  $(R^t)$  como el módulo de elasticidad secante definido para la modificación de la matriz constitutiva tangente, cuya magnitud depende de la deformación unitaria en cualquier instante de tiempo.

La técnica adoptada para describir la fisuración distribuida conocida también como "smeared cracking" modifica las matrices constitutivas de aquellas zonas de la estructura en las cuales el estado de tensiones supera la resistencia a tracción del material  $(f_t)$ .

### 2.2.3 CRITERIO DE FRACTURA DE WILLAM & WARNKE (ANSYS Inc., 2010).

Este criterio fue desarrollado por Willam & Warnke (1975), predice la superficie de falla del hormigón sin confinar a tracción y compresión en el campo de las tensiones principales, asumiendo un comportamiento isótropo, en palabras más simples establece el estado de esfuerzos para el cual el comportamiento del material es elástico.

El criterio de falla del hormigón para un estado de tensión multiaxial puede ser expresado de la forma:

$$\frac{F}{f_c} - S \ge 0 \tag{2.29}$$

Donde:

*F* : Función del estado de tensiones principales  $(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp})$  (ver figura 2.13).

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

 $f_c$ : Resistencia última a compresión uniaxial.

 $\sigma_{xp}$ ,  $\sigma_{yp}$ ,  $\sigma_{zp}$ : Tensiones principales en las direcciones principales.

Se necesitan un total de cinco parámetros de entrada (cada uno de los cuales pueden ser dependientes de la temperatura) para definir la superficie de falla, así como un estado de tensión hidrostática. Por lo tanto, definiendo notación:

 $f_t$ : Resistencia última a tracción uniaxial.

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

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

f<sub>2</sub> : Resistencia última a compresión para un estado de compresión uniaxial sobrepuesto a un estado de tensión hidrostática  $(\sigma_a^h)$ .

Sin embargo, la superficie de falla S puede ser especificada con un mínimo de dos constantes,  $f_t$  y  $f_c$ . Los otros tres parámetros asumen por defecto los valores de Willam & Warnke (1975):

$$f_{cb} = 1.2f_c (2.30)$$

$$f_1 = 1.45 f_c \tag{2.31}$$

$$f_2 = 1.725 f_c \tag{2.32}$$

No obstante, estos valores por defecto son válidos únicamente si se cumple la siguiente condición;

$$|\sigma_h| = \sqrt{3}f_c \tag{2.33}$$

Donde:

 $\sigma_h$ : Tensión hidrostática.

La tensión hidrostática es expresada como:

$$\sigma_h = \frac{1}{3} \left( \sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp} \right) \tag{2.34}$$

Por lo tanto, la condición (2.33) se aplica a situaciones de tensión con una componente de tensión hidrostática baja.

Tanto la función (F) como la superficie (S) son expresadas en términos de las tensiones principales denotadas por  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  donde:

$$\sigma_1 = \max(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}) \tag{2.35}$$

$$\sigma_2 \in [\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}] \quad \forall \quad \sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$$
 (2.36)

$$\sigma_3 = \min(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}) \tag{2.37}$$

Donde  $\sigma_1$  representa la tensión principal mayor y  $\sigma_3$  la tensión principal menor. La convención de signos usada respecto a las tensiones principales por tracción se describe con signo positivo y las tensiones principales de compresión con signo negativo.

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 :  $0 \ge \sigma_1 \ge \sigma_2 \ge \sigma_3$  (compresión - compresión - compresión).

2 :  $\sigma_1 \ge 0 \ge \sigma_2 \ge \sigma_3$  (tracción - compresión - compresión).

3:  $\sigma_1 \ge \sigma_2 \ge 0 \ge \sigma_3$  (tracción - tracción - compresión).

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

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 continuo cuando cualquiera de las tensiones principales cambia de signo.

# 2.2.3.1 DOMINIO 1: COMPRESIÓN - COMPRESIÓN - COMPRESIÓN

$$0 \ge \sigma_1 \ge \sigma_2 \ge \sigma_3$$

En el régimen compresión - compresión, el criterio de falla de Willam & Warnke (1975) está implementado en ANSYS (2009). En este caso, (*F*) toma la forma:

$$F = F_1 = \frac{1}{\sqrt{15}} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{\frac{1}{2}}$$
 (2.38)

La función (S) está definida por:

$$S = S_1 = \frac{2r_2(r_2^2 - r_1^2)\cos\eta + r_2(2r_1 - r_2)[4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\eta + 5r_1^2 - 4r_1r_2]^{\frac{1}{2}}}{4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\eta + (r_2 - 2r_1)^2}$$
(2.39)

Los términos empleados para definir a S son:

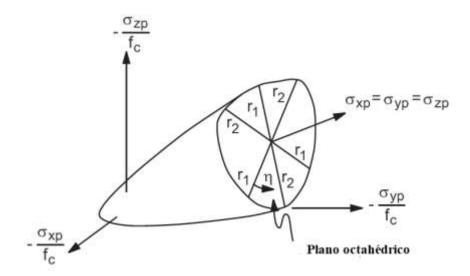
$$\cos \eta = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{\frac{1}{2}}}$$
(2.40)

$$r_1 = a_0 + a_1 \xi + a_2 \xi^2 \tag{2.41}$$

$$r_2 = b_0 + b_1 \xi + b_2 \xi^2 \tag{2.42}$$

$$\xi = \frac{\sigma_h}{f_c} \tag{2.43}$$

En la Figura 2.13 se muestra el comportamiento de la función (S) en el espacio de tensiones principales. El ángulo de similitud  $\eta$  describe la magnitud relativa de las tensiones principales (Ansys Inc., 2009). De (2.40),  $\eta=0^{\circ}$  se refiere a cualquier estado de tensión tal que  $\sigma_3=\sigma_2<\sigma_1$  (e.g. compresión uniaxial, tracción biaxial) mientras  $\eta=60^{\circ}$  para cualquier estado de tensión donde  $\sigma_3<\sigma_2=\sigma_1$  (e.g. tracción uniaxial, compresión biaxial). Todos los demás estados de tensión multiaxial tienen ángulos de similitud tal que  $0^{\circ} \le \eta \le 60^{\circ}$ . Cuando  $\eta=0^{\circ}$ ,  $S_1$  es igual a  $r_1$  mientras que si  $\eta=60^{\circ}$ ,  $S_1$  es igual a  $r_2$ . Por lo tanto, la función  $r_1$  representa la superficie de falla de todo el estado de tensión con  $\eta=0^{\circ}$ . Las funciones  $r_1, r_2$  y el ángulo  $\eta$  están representados en la Figura (2.14).



**Figura 2.13:** Representación en el espacio de tensiones principales de la superficie S (Ansys Inc., 2009).

La función  $r_1$  es determinada ajustando los coeficientes  $a_0$ ,  $a_1$  y  $a_2$  de forma que  $f_t$ ,  $f_{cb}$  y  $f_1$  se encuentren sobre la superficie de falla (Ansys Inc., 2009). Los valores de los coeficientes  $a_0$ ,  $a_1$  y  $a_2$  son obtenidos resolviendo el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{cases}
\frac{F_1}{f_c}(\sigma_1 = f_t, \sigma_2 = \sigma_3 = 0) \\
\frac{F_1}{f_c}(\sigma_1 = 0, \sigma_2 = \sigma_3 = -f_{cb}) \\
\frac{F_1}{f_c}(\sigma_1 = -\sigma_h^a, \sigma_2 = \sigma_3 = -\sigma_h^a - f_1)
\end{cases} = \begin{bmatrix}
1 & \xi_t & \xi_t^2 \\
1 & \xi_{cb} & \xi_{cb}^2 \\
1 & \xi_1 & \xi_1^2
\end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{Bmatrix}$$
(2.44)

Donde:

$$\xi_t = \frac{f_t}{3f_c}$$
,  $\xi_{cb} = -\frac{2f_{cb}}{3f_c}$ ,  $\xi_1 = -\frac{\sigma_h^a}{f_c} - \frac{2f_1}{3f_c}$  (2.45)

La función  $r_2$  es calculada ajustando los coeficientes  $b_0$ ,  $b_1$  y  $b_2$  que pueden ser obtenidos resolviendo el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{cases}
\frac{F_1}{f_c}(\sigma_1 = \sigma_2 = 0, \sigma_3 = -f_c) \\
\frac{F_1}{f_c}(\sigma_1 = \sigma_2 = -\sigma_h^a, \sigma_3 = -\sigma_h^a - f_2) \\
\frac{F_1}{f_c}(0)
\end{cases} = \begin{bmatrix}
1 & -1/3 & 1/9 \\
1 & \xi_2 & \xi_2^2 \\
1 & \xi_0 & \xi_0^2
\end{bmatrix} \begin{pmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \end{pmatrix} \tag{2.46}$$

 $\xi_2$  es definido por:

$$\xi_2 = -\frac{\sigma_h^a}{f_c} - \frac{f_2}{3f_c} \tag{2.47}$$

Estableciendo que la variable  $\xi_0$  es la raíz positiva de la ecuación:

$$r_2(\xi_0) = a_0 + a_1 \xi_0 + a_2 \xi_0^2 = 0 (2.48)$$

Los coeficientes  $a_0$ ,  $a_1$  y  $a_2$  son evaluados previamente por (2.44).

Considerando que la superficie de falla debe mantenerse convexa, la relación entre  $r_1/r_2$  está definida por los intervalos:

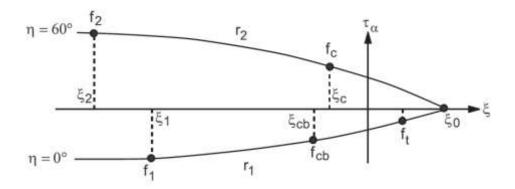
$$0.5 < r_1/r_2 < 1.25 \tag{2.49}$$

Aunque el límite superior no se considera para ser restrictivo desde  $r_1/r_2 < 1$  para la mayoría de los materiales. Además, los coeficientes  $a_0, a_1, a_2, b_0, b_1$  y  $b_2$  deben satisfacer las siguientes condiciones:

$$a_0 > 0, \qquad a_1 \le 0, \qquad a_2 \le 0$$
 (2.50)

$$b_0 > 0, b_1 \le 0, b_2 \le 0 (2.51)$$

La ecuación (2.48) expresa que la superficie de falla tiene un extremo en  $\xi=\xi_0$ , el perfil de  $r_1$  y  $r_2$  en función de  $\xi$  se muestra a continuación:



**Figura 2.14:** Perfil de la superficie de falla como función de  $\xi$  (Ansys Inc., 2009).

# 2.2.3.2 DOMINIO 2: TRACCIÓN – COMPRESIÓN – COMPRESIÓN.

$$\sigma_1 \ge 0 \ge \sigma_2 \ge \sigma_3$$

En este dominio, la función (F) queda definida como:

$$F = F_2 = \frac{1}{\sqrt{15}} \left[ (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$
 (2.52)

La superficie (S) está definida por:

$$S = S_2 = \left(1 - \frac{\sigma_1}{f_t}\right) \frac{2p_2(p_2^2 - p_1^2)\cos\eta + p_2(2p_1 - p_2)[4(p_2^2 - p_1^2)\cos^2\eta + 5p_1^2 - 4p_1p_2]^{\frac{1}{2}}}{4(p_2^2 - p_1^2)\cos^2\eta + (p_2 - 2p_1)^2}$$
(2.53)

Los términos empleados para definir a S son:

$$\cos \eta = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{\frac{1}{2}}}$$
 (2.54)

$$p_1 = a_0 + a_1 \chi + a_2 \chi^2 \tag{2.55}$$

$$p_2 = b_0 + b_1 \chi + b_2 \chi^2 \tag{2.56}$$

Los coeficientes  $a_0, a_1, a_2, b_0, b_1$  y  $b_2$  quedan definidos a través de (2.48) y (2.50), mientras:

$$\chi = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3)}{3f_c} \tag{2.57}$$

Si el criterio de falla (2.29) se satisface, el agrietamiento del hormigón se producirá en el plano perpendicular a la tensión principal  $\sigma_1$ .

# 2.2.3.3 DOMINIO 3: TRACCIÓN – TRACCIÓN – COMPRESIÓN.

$$\sigma_1 \ge \sigma_2 \ge 0 \ge \sigma_3$$

En este dominio, la función (F) queda definida como:

$$F = F_3 = \sigma_i \ con \ i = 1,2$$
 (2.58)

La superficie (S) a su vez queda definida por:

$$S = S_3 = \frac{f_t}{f_c} \left( 1 + \frac{\sigma_3}{f_c} \right) con i = 1,2$$
 (2.59)

El criterio de falla (2.29) se satisface para i = 1,2, en consecuencia, se produce el agrietamiento del hormigón en los planos perpendiculares a las tensiones principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ .

Si el criterio (2.29) se cumple únicamente para i = 1, el agrietamiento en el hormigón se produce solamente en el plano perpendicular a la tensión principal  $\sigma_1$ .

# 2.2.3.4 DOMINIO 4: TRACCIÓN – TRACCIÓN – TRACCIÓN.

$$\sigma_1 \ge \sigma_2 \ge \sigma_3 \ge 0$$

En este dominio, la función (F) queda definida como:

$$F = F_4 = \sigma_i \ con \ i = 1,2,3$$
 (2.60)

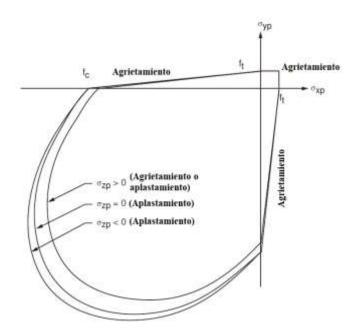
La superficie (S) a su vez queda definida por:

$$S = S_4 = \frac{f_t}{f_c} \tag{2.61}$$

El criterio de falla (2.29) se satisface en las direcciones 1,2 y 3, se produce el agrietamiento del hormigón en los planos perpendiculares a las tensiones principales  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ .

Si el criterio (2.29) se cumple únicamente en las direcciones 1 y 2, el agrietamiento en el hormigón se produce solamente en el plano perpendicular a las tensiones principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ .

Si el criterio (2.29) se cumple solamente en las dirección 1, el agrietamiento en el hormigón se produce solamente en el plano perpendicular a la tensión principal  $\sigma_1$ .



**Figura 2.15:** Superficie de falla en el espacio de tensiones principales, con tensiones biaxiales (Ansys Inc., 2009).

La Figura 2.15 representa la superficie de falla para estados de tensiones que son biaxiales o casi biaxiales, si las tensiones principales más significativas se encuentran en las direcciones  $\sigma_{xp}$  y  $\sigma_{yp}$ , entonces las tres superficies representadas en la Figura 2.15 son para  $\sigma_{zp}$  ligeramente mayor a cero, igual a cero o ligeramente menor que cero. Aunque las tres curvas mostradas como proyecciones de la superficie de falla en el plano  $\sigma_{xp}$  -  $\sigma_{yp}$  son casi iguales y la superficie de falla sea continua; el modo de falla del material es función del signo de  $\sigma_{zp}$ . Por ejemplo, si  $\sigma_{xp}$  y  $\sigma_{yp}$  son negativas y  $\sigma_{zp}$  es positiva, se podría predecir el agrietamiento en la dirección perpendicular a  $\sigma_{zp}$ . Sin embargo, si  $\sigma_{zp}$  es nula o negativa se asume que el hormigón falla por aplastamiento (Ansys Inc., 2009).

## 2.3 EL ACERO.

El acero es un material dúctil que presenta un excelente comportamiento cuando se somete a tensiones axiales. Las propiedades mecánicas observadas de los ensayos sobre barras de acero de diámetro estándar sometida a tracción son la tensión de fluencia  $f_y$ , la resistencia última  $f_{su}$ , el módulo de elasticidad  $E_s$  y la relación de Poisson v (Valencia, 1997).

Las barras de acero son un componente fundamental en la construcción y diseño de elementos de hormigón armado, siendo necesario para su caracterización mecánica en ANSYS establecer las propiedades elásticas del material y un criterio de falla.

## 2.3.1 CURVA UNIAXIAL A TRACCIÓN Y COMPRESIÓN.

El comportamiento del acero estructural sometido a cargas de tracción y compresión es expresado mediante la curva uniaxial tensión-deformación, las cuales representan la zona elástica, el escalón de fluencia constante y la parte final dúctil. Para describir el comportamiento del acero existen varios modelos que están compuestos por una variedad de ecuaciones y curvas, pero todos son algo similares tanto en magnitud como en geometría.

El modelo desarrollado por Park & Paulay (1975) describe el comportamiento del acero con una curva más realista, tomando en cuenta el endurecimiento por deformación y considerando las tres zonas principales como se explicó anteriormente. La curva tensión-deformación del acero se muestra en la Figura 2.16.

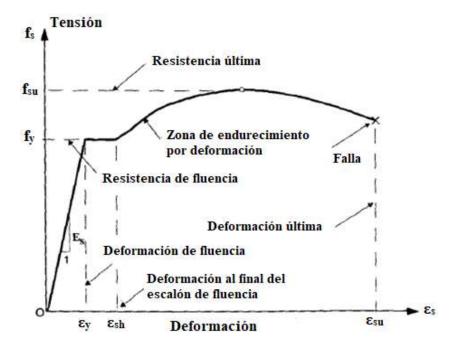


Figura 2.16: Relación tensión-deformación del acero (Park & Paulay, 1975).

Las ecuaciones que describen la relación tensión-deformación del acero se detallan a continuación (Park & Paulay, 1975):

$$f_s = E_s \varepsilon_s$$
 para  $\varepsilon_s \le \varepsilon_y$  (2.62)

$$f_s = f_y$$
 para  $\varepsilon_y \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{sh}$  (2.63)

$$f_s = f_y \left[ \frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad \text{para} \quad \varepsilon_{sh} \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{su} \quad (2.64)$$

Definiendo notación:

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right)(30r+1)^2 - 60r - 1}{1.5r^2}$$
 (2.65)

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \tag{2.66}$$

#### Donde:

E<sub>s</sub> : Módulo de elasticidad del acero.

 $f_s$ : Tensión del acero.

 $f_{su}$ : Resistencia última del acero.

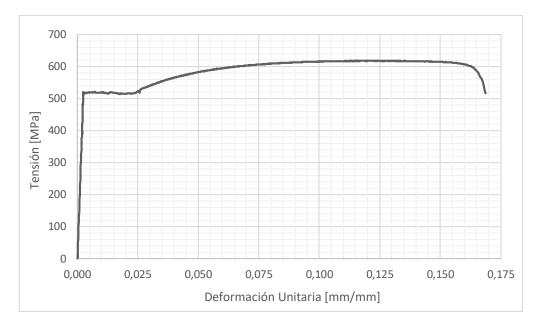
 $f_{v}$ : Resistencia de fluencia del acero.

 $\varepsilon_s$ : Deformación del acero.

 $\varepsilon_{sh}$  : Deformación del acero al final del escalón de fluencia.

 $\varepsilon_{su}$  : Deformación última del acero.

De manera comparativa se presenta el ensayo de un espécimen de acero conformado con diámetro nominal  $\phi=16$ mm y longitud l=330mm, cuyo ensayo se realizó en el Instituto de Estructuras de la Universidad Nacional de Tucumán, correspondiente a la materia de mecánica experimental.



**Figura 2.17:** Curva tensión-deformación uniaxial del acero A-42. 15ª Magister UNT, Instituto de Estructuras Ing. Arturo M. Guzmán, Mecánica Experimental (2016).

La Figura 2.17 muestra el comportamiento del material mediante tres regiones claramente definidas. En la primera rama ascendente de la curva existe una relación lineal entre las tensiones y deformaciones, cuya pendiente es definida como el módulo elástico del acero cuyo valor teórico aproximado es 210000 MPa y una relación de Poisson igual a 0.3. Posteriormente, la zona definida como región plástica, presenta grandes deformaciones sin un incremento considerable en las tensiones. La tercera región corresponde a la zona de endurecimiento por deformación, presenta incrementos de tensiones conforme se desarrollan las deformaciones en la barra traccionada. La tensión última  $f_{su}$  es alcanzada cuando se registran deformaciones del material del orden de 10 a 20 veces la deformación de fluencia  $(\varepsilon_{\nu})$ .

#### 2.3.2 CRITERIO DE FALLA.

Para representar una relación entre la tensión y la deformación del acero se han desarrollado diferentes tipos de modelos matemáticos denominados modelos constitutivos. Si bien el comportamiento mecánico de las barras de acero conformado de dureza natural que forman parte de los elementos de hormigón armado, puede ser considerado como elástico lineal (para el rango lineal); se opta por asignar a este material un comportamiento elastoplástico perfecto (Figura 2.18), el cual emplea como criterio de falla el correspondiente a Von Mises o denominado también como el criterio de la energía de distorsión. Este criterio es el más apropiado para representar el comportamiento de los materiales metálicos (Oller, 2001).

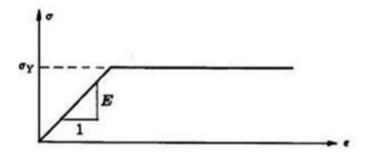


Figura 2.18: Comportamiento elastoplástico perfecto del acero (Mase, 1970).

Este criterio formulado por Von Mises en 1913, asume que la plastificación ocurre cuando el segundo invariante del tensor desviador  $J_2$ , alcanza un valor crítico  $k^2$  (Vieira, 2013). Podemos definir este criterio de plastificación como:

$$J_2 - k^2 < 0 \rightarrow \text{dominio elástico}$$
 (2.67)

$$J_2 - k^2 = 0 \rightarrow \text{dominio plástico}$$
 (2.68)

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 (Vieira, 2013):

$$F(\boldsymbol{\sigma}; \boldsymbol{k}) = \underbrace{\frac{1}{6} [(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{11} - \sigma_{33})^2] + \sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{13}^2}_{J_2} = \boldsymbol{k}^2$$

Escribiendo en términos de las tensiones principales:

$$F(\boldsymbol{\sigma}; \boldsymbol{k}) = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] - \boldsymbol{k}^2 = 0$$
 (2.69)

$$F(\boldsymbol{\sigma}; \boldsymbol{k}) = \frac{1}{3} [\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1 \sigma_2 - \sigma_2 \sigma_3 - \sigma_1 \sigma_3] - \boldsymbol{k}^2 = 0$$
 (2.70)

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 (2.68) se convierte en:

$$\sigma_y^2 = 3k^2 \quad \rightarrow \quad \mathbf{k} = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \tag{2.71}$$

En consecuencia (2.68) puede reescribirse como:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 2\sigma_y^2$$
 (2.72)

Donde:

 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  : Tensiones principales considerando  $\sigma_1 \ge \sigma_2 \ge \sigma_3$ .

 $\sigma_{v}$  : Tensión límite de fluencia.

 $J_2$ : Segundo invariante del tensor desviador.

**k** : Propiedad material (Tensión de fluencia a corte puro).

En el plano principal  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$ ,  $\sigma_2 = 0$ , representa una elipse cuyo eje mayor coincide con el eje de tensiones  $\sigma_1 = \sigma_3$ . La representación gráfica del dominio elástico corresponde a un cilindro ubicado en el espacio de las tensiones principales, cuyo eje coincide con el eje hidrostático (Oller, 2001), como se muestra a continuación:

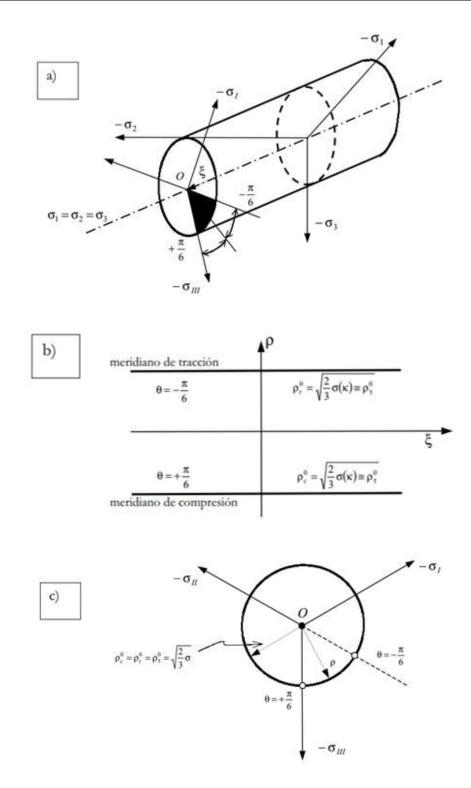


Figura 2.19: Superficie de fluencia de Von Mises: a) En el espacio de tensiones principales, b) Según los meridianos de tracción y compresión máxima, c) según el plano octaédrico  $I_1 = \mathbf{0}$  o plano  $\Pi$  (Oller, 2001).

El criterio de Von Mises es el criterio más apropiado para representar el comportamiento de los materiales metálicos (Oller, 2001).

## 2.4 HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS (HRF).

El hormigón reforzado con fibras es un hormigón al que se le introducen fibras de diverso tipo dispersas en la matriz frágil, con el fin de mejorar la capacidad de absorción de energía y controlar el desarrollo de fisuras. De este modo, se aumenta la vida en servicio de las estructuras, en especial, cuando se ven expuestas a acciones dinámicas.

Es evidente que las propiedades de los HRF no solo dependen directamente de las propiedades de la matriz de hormigón sino también del tipo, contenido, orientación y distribución de las fibras (Maccaferri, 2015).



Figura 2.20: Espécimen hormigón reforzado con fibras (Maccaferri, 2015).

#### 2.4.1 FIBRAS DE ACERO.

Las fibras de acero tienen un comportamiento elastoplástico con endurecimiento, hasta una cierta deformación límite donde se produce la rotura de la misma. Dentro del hormigón reforzado con fibras, las fibras contribuyen al comportamiento de éste mediante un mecanismo de anclaje. En el proceso de arrancamiento se produce una combinación de despegue y deslizamiento en la interfaz fibra-matriz. Por lo tanto, cuanto más largas sean las fibras, mayor será la capacidad de resistir las fuerzas de arrancamiento. Este fenómeno de arrancamiento de barras embebidas en una matriz, normalmente se estudia mediante ensayos de arrancamiento que se denominan ensayos de pullout.

La fibra es un producto de acero caracterizado geométricamente por una dimensión predominante respecto a las demás, con superficie pareja o trabajada, empleada como refuerzo en el conglomerado del hormigón, de forma rectilínea o doblada (con ganchos), para poder ser

dispersada de forma homogénea en la masa, manteniendo inalterada las características geométricas (UNI 11037) (Maccaferri, 2015).

Existen diferentes tipos de fibras para el hormigón en función de la materia prima por la cual ellas están producidas:

**Metálicas:** aceros de carbono y ligados, aluminio

Naturales: amianto (asbesto), celulosa, carbón

Sintéticas: nylon, polipropileno, poliacrilo nitrilo, polivinil alcohol

<b>Tabla 2.1:</b>	Características	mecánicas	de las	s fibras	(Maccat	erri, 2015).
-------------------	-----------------	-----------	--------	----------	---------	--------------

Fibras Diámetro (μm)		Densidad (10° kg/m³)	Modulo elástico (GPa)	Resistencia a tracción (GPa)	Elongación a ruptura (%)		
Acero	5 - 500	7,84	200	0,5 - 2	0,5 - 3,5		
Vidrio	9 - 15	2,60	70 - 80	2-4	2 - 3,5		
Amianto	0,02 - 0,04	3,00	180	3,30	2-3		
Polipropileno	20 - 200	0,90	5 - 7	0,5 - 0,75	8		
Nylon	-	1,10	4	0,90	13 - 15		
Polietileno		0,95	0,30	0,0007	10		
Carbono	9	1,90	230	2,60	-1		
Kevlar	10	1,45	65 - 133	3,60	2,1 - 4		
Acrilico	18	1,18	14 - 19,5	0,4 - 1	3		

La fibra está caracterizada geométricamente por la longitud L, por la forma y por el diámetro equivalente  $D_e$  (Maccaferri, 2015).

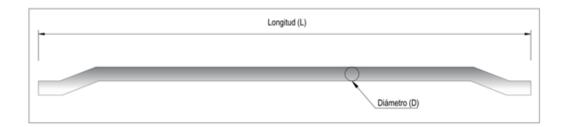


Figura 2.21: Ejemplo de fibra doblada metálica, Maccaferri (2015) [45].

Las fibras han sido clasificadas por BISFA (THE INTERNATIONAL BUREAU FOR THE STANDARDISATION OF MAN-MADE FIBRES) (Maccaferri, 2015), como se muestra en la Figura 2.22:

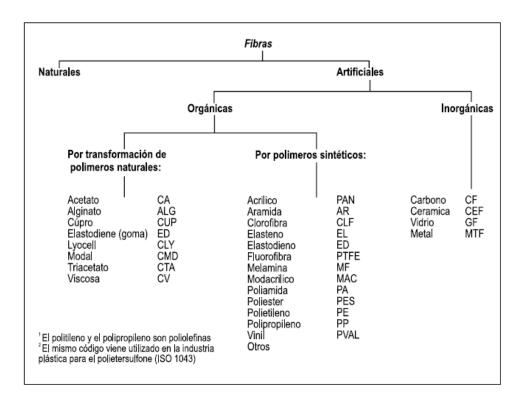


Figura 2.22: Clasificación de las fibras según BISFA (Maccaferri, 2015).

Una fibra se define rectilínea cuando presenta en el eje deformaciones localizadas menores de  $L_f/30$  pero en todo caso, no mayor al diámetro equivalente.

La longitud  $L_f(mm)$  es la distancia entre las dos extremidades de la fibra medida en proyección geométrica en el eje dominante. El diámetro equivalente  $D_e(mm)$  es definido con diferentes modalidades, en función de la forma transversal y del proceso productivo.

Axialmente la forma puede ser rectilínea o perfilada, transversalmente; la fibra puede tener sección circular, rectangular o variada (Figura 2.23 y 2.24).

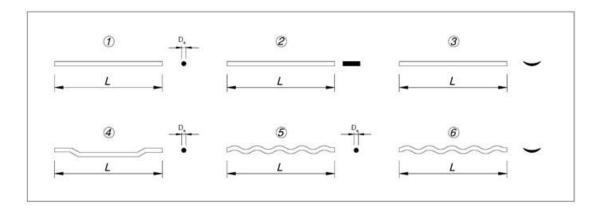


Figura 2.23: Ejemplo de diferentes secciones de fibras metálicas (Maccaferri, 2015).

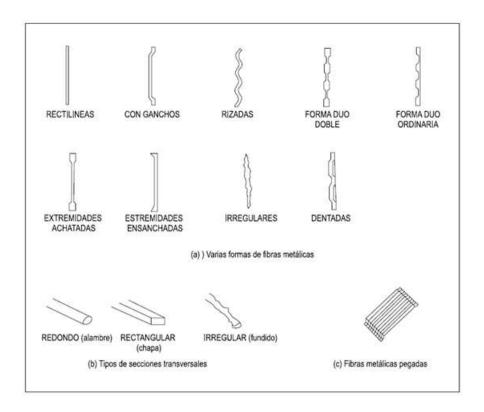


Figura 2.24: Ejemplo de fibras de diferentes formas (Maccaferri, 2015).

El parámetro más característico para evaluar la influencia de las fibras en el hormigón es la relación **longitud-diámetro**, o también llamada **relación de aspecto o de esbeltez**, en función a este valor dependerá en buena medida la ductilidad y tenacidad del hormigón reforzado con fibras de acero (Maccaferri, 2015).

$$\lambda = \frac{L_f}{D_e} = 0.00785 \left(\frac{L^3}{m}\right)^{1/2} \tag{2.73}$$

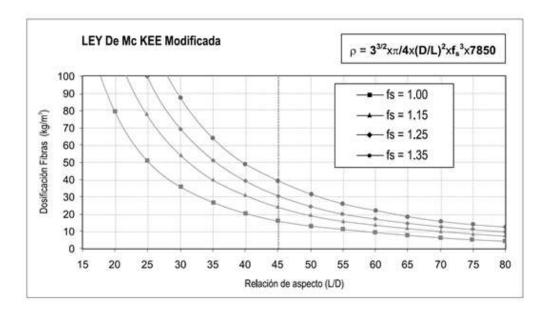
Donde:

m: Peso medio de la fibra en gramos.

La relación de aspecto en (2.73) establece la esbeltez de la fibra: en igualdad de longitud, cuanto más alto y cuanto más reducido sea el diámetro equivalente, la fibra es esbelta. Y aun en igualdad de longitud, cuanto más alto es  $\lambda$ , tanto más ligera es la fibra, por lo tanto hay muchas más fibras por unidad de masa (Maccaferri, 2015).

Es interesante observar como con el incremento de la relación de aspecto  $(L_f/D_e)$ , disminuye dentro de ciertos límites, la cantidad de fibras (dosificación) necesaria para alcanzar un determinado resultado (Figura 2.25), debido a que estadísticamente se incrementa la

resistencia a la tracción, como consecuencia directa del incremento estadístico de la longitud de fibra a extraer.



**Figura 2.25:** Dosificación vs.  $(L_f/D_e)$  para una misma efectividad (Maccaferri, 2015).

La dosificación es la cantidad efectiva de fibras englobadas en el hormigón  $(Kg/m^3 \ o \ %V_f)$ , por lo tanto, estas inciden notablemente junto con las características geométricas y mecánicas de las fibras, sobre el grado de ductilidad y tenacidad que adquiere el hormigón reforzado con fibras (Figura 2.26).

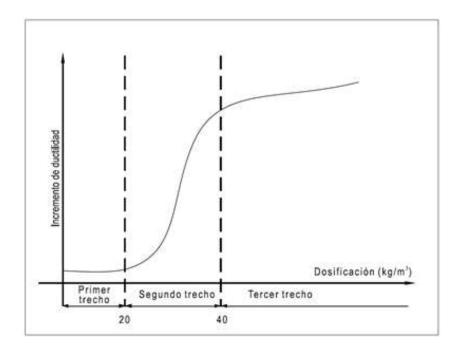


Figura 2.26: Ductilidad vs. Dosificación (Maccaferri, 2015).

En la Figura 2.26 el primer intervalo de la curva muestra como una dosificación muy baja prácticamente no tiene efectos (comportamiento suavizado), ya que dispersando pocas fibras en la matriz de hormigón no produce consecuencia alguna. El segundo intervalo muestra como aumentando el número de fibras, es decir, produce un incremento de la ductilidad del hormigón directamente sensible a la dosificación (comportamiento plástico). El tercer intervalo muestra finalmente, como más allá de una determinada dosificación el incremento de la ductilidad ya no resulta significativo (comportamiento de endurecimiento), aumentando por el contrario las dificultades de realizar una mezcla uniforme y fluida (Maccaferri, 2015).

La resistencia a tracción  $R_m$  (N/mm² o MPa) de la fibra se calcula dividiendo el esfuerzo necesario a la ruptura por el área de la sección de la fibra o del semiacabado (UNI EN 10218 para el alambre). Además de la resistencia a tracción, en la norma UNI 11037 se requiere indicar la resistencia al 0.2% de **deformación residual**,  $Rp_{0,2}$  (Maccaferri, 2015). En la norma italiana, la resistencia a tracción está dividida en tres clases, R1, R2 y R3 (ver Tabla 2.2). Cada una de estas clases viene subdividida interiormente según la resistencia a tracción que sea referida.

**Tabla 2.2:** Resistencia a tracción para las tres clases de fibras según la Norma Italiana (Maccaferri, 2015).

Diámetro equivalente (mm)	Resistencia a tracción (N/mm²)										Prueba de doblado alternado		
		R	1		R2			R3				Todas las Clases	
	1)		2)		1)		2)		1)		2)		
	Rm	Rp <sub>0.2</sub>	Rm	Rp <sub>0,2</sub>	Rm	Rp <sub>a2</sub>	Rm	Rp <sub>0,2</sub>	Rm	Rp <sub>0,2</sub>	Rm	Rp <sub>0,2</sub>	272
0,15 ≤ de < 0,50	400	320	480	400	900	720	1.080	900	1.700	1.360	2.040	1.700	Falta de ruptura
0,50 ≤ de < 0,80	350	280	450	350	800	640	1.040	800	1.550	1.240	2.015	1.550	
0,80 ≤ de ≤ 1,20	300	240	390	300	700	560	910	700	1.400	1.120	1.820	1.400	

NOTA: Propiedades mecánicas indicadas en el presente Prospecto se refieren a todos los tipos de fibra de acero clasificadas en el prospecto.

Maccaferri produce fibras moldeadas y cortadas de alambre de acero trefilado en frío. Las características de la materia prima (alambrón) están indicadas en la Tabla 2.3, en función del diámetro final de la fibra.

<sup>1)</sup> Fibras rectilineas.

<sup>2)</sup> Fibras perfiladas.

Código de la fibra	Clasificación de la fibra	Material de producción	Resistencia	Dimensiones				
	según proceso productivo		a tracción (MPa)	Longitud (mm)	Diámetro (mm)	Relación de aspecto (L/d)	Número de elementos por kg de material (nº/kg)	
Wirand® FF1	Inorgánica	Alambre de acero de bajo contenido de carbo- no trefilado on frio	1100	50	1,00	50	3212	
Wirand® FF3	Inorgánica	Alombre de acero de bajo contenido de carbo- no trefilado on frio	1200	50	0,75	67	5710	
Wirand® FS1	Inorgánica	Alombre de acero de bajo contenido de carbo- no trefilado on frio	1200	37	0,55	67	14348	
Wirand® FS3N	Inorgánica	Alombre de acero de bajo contenido de carbo- no trefilado on frio	1200	33	0,75	44	8651	
Wirand® FS4N	Inorgánica	Alombre de acero de bajo contenido de carbo- no trefilado on frio	1200	33	0,60	55	13518	
Wirand* FS7	Inorgánica	Alombre de acero de bajo contenido de carbo- no trefilado on frio	1300	33	0,55	60	16087	
FibroMac * 12	Inorgánica	Multifilamento de polipropileno virgen	320-400	12	0,02		180,000,000 (por m' de mezcla)	
Ultrafiber* 500	Orgánica Vegetal	Multifilamento de Celulosa virgen	90-130 ksi	02:01	0,02		1,450,000,000	
MC1®	Inorgánica	Fresado de laminas de acero	800	32	0,4%	32	7657	

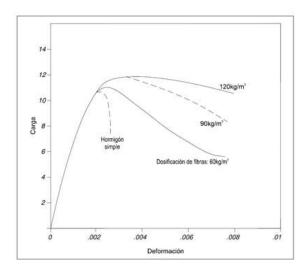
**Tabla 2.3:** Catálogo de fibras (Maccaferri, 2015).

Con relación a la calidad y cantidad de fibras: la calidad mecánica de las fibras debe ser muy elevada, con resistencias a tracción típicas del orden de los 1100 MPa, relación de esbeltez suficientemente elevada, entre 45 y 70 (Maccaferri, 2015). Finalmente, la adición de fibras no debe ser inferior a 20-25 Kg/m³ (0.025%-0.03125% en volumen de hormigón) y podrá alcanzarse para aplicaciones más exigentes los 40 a 80 Kg/m³ (0.5%-1% en volumen de hormigón) (Maccaferri, 2015); (Núñez, 2011).

## 2.4.2 COMPORTAMIENTO A COMPRESIÓN DEL HRF.

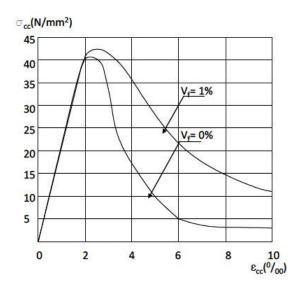
La resistencia a compresión del hormigón no viene esencialmente modificada por la adición de fibras, aunque puede observarse un modesto incremento por porcentajes relevantes de fibras de 1.5% en volumen, aproximadamente. Una vez alcanzado el pico, el material muestra una marcada ductilidad influenciada fuertemente por el contenido de fibras.

Sobre el comportamiento a compresión del hormigón reforzado con fibras, el módulo elástico y el coeficiente de Poisson resultan substancialmente inalterables para porcentajes de fibras menores del 2% en volumen. Los ensayos de resistencia se realizan con probetas cilíndricas (diámetro 150mm, altura 300mm) o cúbicos (lado 100mm de otra manera 150mm).



**Figura 2.27:** Ejemplo de gráfica carga vs. deformación para hormigones con diferentes dosificaciones de refuerzo con fibras (Maccaferri, 2015).

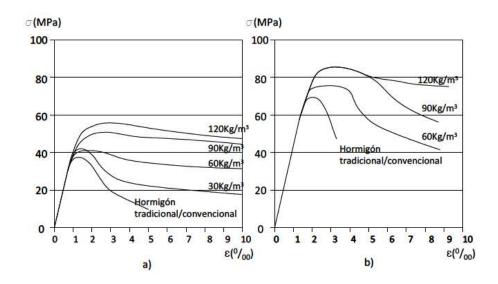
Las propiedades del hormigón a compresión se ven mejoradas por la presencia de fibras (Zhu, et al., 2002). Las fibras de acero no pueden prevenir la propagación de microfisuras (existentes entre el mortero y los agregados). Cuando las microfisuras llegan a ser macrofisuras, las fibras metálicas comienzan a colaborar evitando la propagación efectivamente. Así, las fibras metálicas mejoran significativamente el comportamiento a compresión del hormigón, retrasan el colapso y por lo tanto mejoran la ductilidad del hormigón (Zhang, 2004). La resistencia a compresión es más o menos igual a la de un hormigón tradicional, pero sí se produce un aumento importante de la ductilidad después de la fisuración para volúmenes de fibras de 1% (Maidl, 1995); (Koning & Kutzing, 1999).



**Figura 2.28:** Comportamiento típico de un HRF a compresión  $f_{ctm} = 42 \text{ N/mm}^2$  (Konig & Kutzing, 1999).

La resistencia última se ve poco afectada con la adición de fibras y tan solo se observan incrementos del 0 al 15% con volúmenes de fibras superiores a 1.5% (Johnston, 1974); (Dixon & Mayfield, 1971).

El incremento de la resistencia a compresión de un hormigón convencional con respecto a un HRF escasamente llega a sobrepasar el 25% (Balagaru & Shah, 1992). Para aplicaciones comerciales, la cantidad de fibras en elementos de hormigón está limitada entre 50 y 60 Kg/m³; es decir, una fracción de volumen menor de 0,75% (Balagaru & Shah, 1992); (Bekaert, 1994); (Kausay, 1994). Para estos casos, el incremento de resistencia puede ser considerado sin importancia para efectos de diseño (Mansur, et al., 1986); (Narayant, et al., 1993). En la Figura 2.29 se muestra el incremento de resistencia para los distintos volúmenes de fibra.



**Figura 2.29:** Relación tensión-deformación a compresión del: a) comportamiento de un HRF y b) HRF de alta resistencia con fibras con ganchos (Balaguru & Shah, 1992).

La mejora de la ductilidad y tenacidad depende de diferentes parámetros tales como el volumen de las fibras, la geometría de las fibras y las propiedades de la matriz del hormigón (Balaguru & Shah, 1992); (Naaman & Reinhard, 1998). Un incremento en el volumen de fibras provoca el incremento de la capacidad de absorción de energía. Sin embargo, para volúmenes de fibras de 0 a 0.7% no presenta incrementos significativos; mientras que, para volúmenes de microfibras entre 1 a 2% se aprecian grandes incrementos (Balaguru & Shah, 1992); (Naaman & Reinhard, 1998).

Con respecto a la geometría, longitud, diámetro y esbeltez de la fibra: para fibras rectas, si la esbeltez aumenta la ductilidad aumenta (Erdélyi, 1993); (El-Niema, 1991). Para el caso de fibras con ganchos en las puntas, éstas proveen una mejor capacidad para absorber energía, la

esbeltez en estos casos también es importante (Erdélyi, 1993). En hormigones de alta resistencia la fractura es mucho más frágil que la de un hormigón convencional, por tal razón, la tendencia actual es usar fibras para mejorar la ductilidad de los hormigones de altas y ultra alta resistencia.

# 2.4.3 COMPORTAMIENTO A TRACCIÓN DEL HRF.

El comportamiento a tracción uniaxial del hormigón reforzado con fibras está fuertemente influenciado por la presencia de las fibras, su distribución y orientación; además de las propiedades de la matriz de hormigón, en particular en la fase siguiente a la primera fisuración. El objetivo de la adición de fibras de acero al hormigón es obtener un comportamiento de ruptura dúctil (Kooiman, 2000); (Thomeé, et al., 2006).

Solo utilizando elevadas dosificaciones, especialmente de microfibras (de la orden del 1.5-2% en volumen y superiores) pueden obtenerse incrementos relevantes del valor pico.

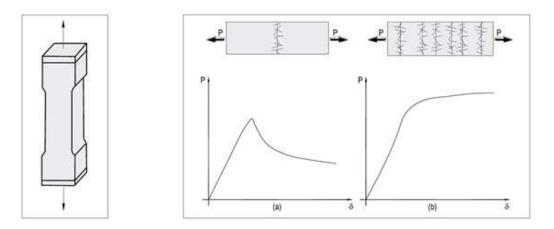


Figura 2.30: Carga P vs. desplazamiento  $\delta$  para HRF caracterizados por: (a) bajos porcentajes de fibras, (b) elevados porcentajes de fibras (Maccaferri, 2015).

Cuando el HRF está sometido a esfuerzos de tracción, las fibras reducen el riesgo del inicio de la fisuración; además, retardan la propagación de fisuras en el hormigón, realzando su resistencia. Después de la fisuración, a diferencia del hormigón convencional, las tensiones de tracción con el hormigón antes de la fisuración son transferidas a las fibras metálicas y estas controlan la propagación de las fisuras mientras se deslizan del hormigón con los incrementos de carga, esto permite mantener una resistencia residual en el hormigón fisurado (Zhang, 2004).

El efecto de la adición de fibras sobre el comportamiento a tracción se puede observar claramente en la Figura 2.31, donde relaciones típicas de la tensión a tracción uniaxial y abertura de fisura de un HRF son comparadas con un hormigón tradicional (Serna, 1984).

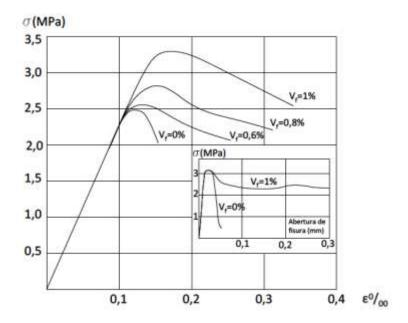


Figura 2.31: Curvas tensión-deformación en tracción para HRF (Serna, 1984).

La clara diferencia entre el hormigón reforzado con fibras y el hormigón convencional, es que, el primero después de alcanzar la resistencia máxima a primera fisura presenta un decrecimiento brusco de la capacidad de carga acompañada por una meseta de bajos niveles de carga causada por la fricción continua y al arrancamiento de las fibras (para dosificaciones menores al 1%); mientras que en el segundo la ruptura es simplemente repentina y frágil.

Para analizar el comportamiento a tracción uniaxial del HRF se compara con tres tipos distintos de hormigones: el hormigón tradicional, el HRF con contenido alto de fibras y el HRF con contenido bajo de fibras (Figura 2.32).

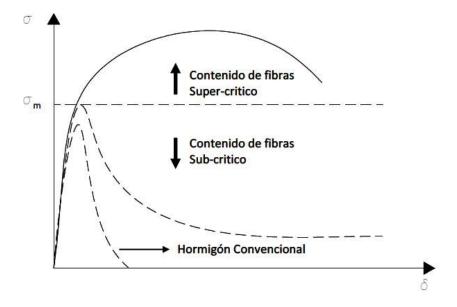


Figura 2.32: Comportamiento a tracción uniaxial (Thomeé, et al., 2006).

Cuando se alcanza un 60% de la resistencia de la matriz de hormigón, la relación  $\sigma$  -  $\varepsilon$  es lineal, más allá de este límite elástico se presenta una relación no-lineal debido a la presencia de microfisuras.

Una vez alcanzada la resistencia de la matriz se observan diferentes comportamientos: para el caso del hormigón tradicional rompe de forma frágil de modo que la tensión de tracción cae súbitamente. Para HRF con contenidos de fibras altas, estas son capaces de asumir todas las tensiones de tracción aún cuando la matriz está fisurada, algo similar al comportamiento del hormigón armado con cuantía de armadura longitudinal mínima.

Por lo anterior, una de las principales razones del uso de las fibras de acero en el hormigón es mejorar la ductilidad del material. Dosificaciones que consideran cantidades suficientes de fibras aumentan la resistencia a flexo-tracción, aunque afectan la trabajabilidad del material. Así, desde un punto de vista estructural para facilitar la trabajabilidad del HRF se consideran volúmenes de fibras relativamente bajos comprendidos entre 20 kg/m³ a 40 kg/m³ (Bekaert, 1994); (Kausay, 1994). Sin embargo, para aplicaciones especiales de HRFA el contenido de microfibras puede llegar al 2% o más, alcanzando resistencias a tracción considerables (Williamson, 1974); (Naaman & Reinhardt, 1998); (Krstulovic-Opara & Malak, 1997).

Se pueden distinguir tres comportamientos diferentes del hormigón causados por el contenido de fibras (Figura 2.33).

- a) Contenido bajo de fibras: Caracterizados por alcanzar la fractura de forma brusca, su comportamiento es muy similar al del hormigón convencional; por lo tanto, no es significante su desempeño estructural (Balaguru & Shah, 1992).
- b) Contenido medio de fibras: Se caracterizan porque su capacidad de carga disminuye una vez alcanzada la fractura, pero puede continuar resistiendo cargas menores respecto de la carga de primera fisura. En la etapa posterior a la fractura la carga es transmitida de la matriz a las fibras en la zona fisurada; así, la capacidad de carga depende de la transferencia mecánica de las fibras representada por: el deslizamiento y arrancamiento de las fibras (Balaguru & Shah, 1992). Este contenido de fibras posee un aumento en la resistencia residual a tracción y un aumento significativo en cuanto a la ductilidad (Balaguru & Shah, 1992).

c) Contenido alto de fibras: Las fibras después de la fractura aumentan la capacidad de carga (Reinhardt & Naaman, 1999). Si hay una cantidad suficiente de fibras en la sección fisurada, estas continuaran resistiendo cargas superiores a la primera fisura. Posteriormente, se encuentra una zona de multi-fisuración, donde la rigidez del material decrece debido a la baja contribución del hormigón (Naaman, et al., 1991).

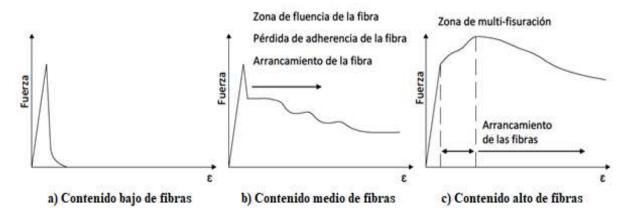


Figura 2.33: Comportamiento a tracción uniaxial (Balaguru & Shah, 1992).

La pendiente del comportamiento post-fisuración depende del contenido de fibras y de las propiedades de adherencia de las fibras. Mientras se incrementa la carga, más fisuras empiezan a aparecer. Finalmente, cuando las fibras inician el arrancamiento de la matriz de hormigón la capacidad de carga decrece. Este tipo de fractura representa un uso óptimo de la fibra y de las propiedades de la matriz.

De acuerdo a la Figura 2.33 se pueden distinguir y diferenciar tres zonas en los diagramas fuerza-deformación:

**Elástica:** representa el comportamiento pre-fisurado del material y es donde se puede definir el módulo elástico del hormigón ignorando el efecto de las fibras (Naaman, et al., 1991).

Inelástica o de múltiple fisuración: si existe puede ser considerada como una región donde las deformaciones no lineales o plásticas ocurren. Esta zona está bien identificada entre el desarrollo de la primera fisura y la resistencia última del material (Reinhardt & Naaman, 1999).

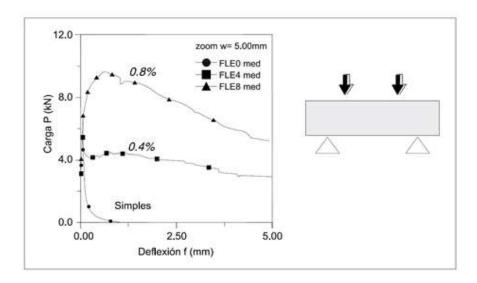
**Post-pico o post-fisuración:** corresponde al mecanismo de arrancamiento de la fibra, depende de la geometría de la fibra, de la forma y del volumen (Naaman & Reinhardt, 1998). La resistencia post-fisuración puede variar desde un comportamiento frágil hasta uno perfectamente plástico (Balaguru & Shah, 1992).

Estas tres zonas no siempre se condicen para todos los HRFA, debido a que depende del hormigón y de las propiedades de las fibras como: la longitud, el diámetro, la forma, el contenido de fibras y las características de adherencia entre las fibras y el hormigón.

### 2.4.4 COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DEL HRF.

Comprender el comportamiento del HRF a flexo-tracción es la base de algunas explicaciones en el escenario de la ingeniería, además de ser importante para la adecuada modelización estructural del material. El incremento a la resistencia a flexo-tracción es relativamente mayor que en tracción directa y en compresión, ya que el comportamiento dúctil del HRFA en la zona traccionada altera sustancialmente la distribución de las tensiones y la deformación a lo largo de la altura de una viga. La distribución de tensiones es plástica en la zona de tracción y elástica en la zona de compresión (Hannant, 1978).

El ensayo de flexión es por cierto el más difundido por su relativa facilidad de ejecución y porque es representativo de muchas situaciones prácticas. Además, otra razón del éxito de este ensayo se debe al mayor grado de hiperestaticidad del ensayo, que pone en mayor evidencia la ductilidad aportada por el refuerzo con fibras, en mayor medida que en los anteriores ensayos (compresión y tracción directa).



**Figura 2.34:** Comparación de resultados de ensayos a flexión para diferentes contenidos de fibra en hormigones (Maccaferri, 2015).

Existen dos tipos de ensayos: ensayo de flexión sobre probeta prismática (vigueta) cuya finalidad es la determinación de la tenacidad aportada por las fibras al hormigón y ensayo de punzonado sobre placa (circular o cuadrada) (Maccaferri, 2015).

En pruebas de flexo-tracción, la resistencia del HRFA es del 50 al 70% mayor que al de un hormigón tradicional (Dixon & Mayfield, 1971); (Shah & Rangan, 1971) y puede duplicarse con dosificaciones mayores de fibras (Romualdi & Mandel, 1964).

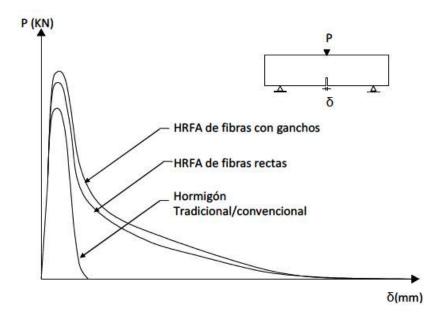
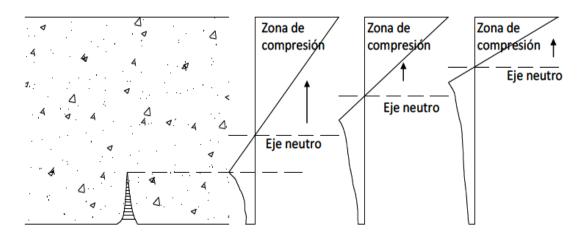


Figura 2.35: Comportamiento a flexo-tracción del HRFA (Kooiman, 2000).

El comportamiento post-pico del HRFA es fuertemente influenciado por la adición de las fibras. Para el caso de una sección transversal de HRFA que está sujeta a momentos de flexión, la post-fisuración o ablandamiento lleva a una redistribución de tensiones (Kooiman, 2000).

En la Figura 2.36 se puede observar como el eje neutro se desplaza a la zona de compresión en búsqueda de nuevos estados de equilibrio.



**Figura 2.36:** Redistribución de tensiones en una sección transversal del HRFA sujeta a flexotracción (Kooiman, 2000).

Este mecanismo de fractura permite al HRFA soportar incrementos de carga aún cuando la zona en tracción está fisurada. El HRFA es mucho más dúctil que el hormigón tradicional y su capacidad de soportar momentos depende de algunos factores que influencian el comportamiento del arrancamiento de cada fibra y su redistribución (Stang, et al., 1990); (Kooiman, 2000).

### **CAPÍTULO III**

### ENTORNO CON ANSYS V. 18.1

En este capítulo se describe el empleo de los elementos finitos **SOLID65** y **LINK180** establecidos en la biblioteca de ANSYS 18.1, los cuales permiten caracterizar al hormigón simple y al refuerzo discreto correspondientes a las barras de acero. El empleo de ambos elementos, permite generar modelos que simulan estructuras de hormigón armado reforzado con fibras. Finalmente, para determinar la cuantía de armadura dispersa (fibras), se empleará el modelo de Huang (1995).

### 3.1 ELEMENTOS FINITOS Y DISCRETIZACIÓN.

A continuación, se explican en detalle los elementos finitos empleados para caracterizar el estudio del hormigón armado como así también el hormigón armado reforzado con fibras.

#### 3.2 ELEMENTO FINITO SOLID65.

El elemento **SOLID65** se utiliza para el modelado 3D de sólidos con o sin barras de refuerzo. Aplicado al caso del hormigón, por ejemplo, la capacidad sólida del elemento puede usarse para modelar el hormigón simple, mientras que la capacidad de la armadura dispersa (fibras) está disponible para modelar el comportamiento del refuerzo. Otros casos en los que el elemento también es aplicable son en los compuestos reforzados (como la fibra de vidrio) y los materiales geológicos (como la roca). El elemento está definido por ocho nodos que tienen tres grados de libertad en cada nodo; desplazamientos de traslación en las direcciones x, y y z. Se puede definir hasta tres especificaciones de armaduras diferentes (Ansys Inc., 2010).

Este elemento de hormigón es similar a un sólido estructural tridimensional 3D, pero con la adición de capacidades especiales de agrietarse y aplastarse. El aspecto más importante de este elemento es el tratamiento de las propiedades no lineales del material. El hormigón es capaz de agrietarse en tracción (en tres direcciones ortogonales), aplastarse en compresión, presentar deformaciones plásticas y poseer características reológicas como la fluencia. Las barras de refuerzo son capaces de resistir tracción y compresión.

El elemento puede definirse según dos geometrías: como prisma y tetraedro (no recomendada por su forma compleja de discretización).

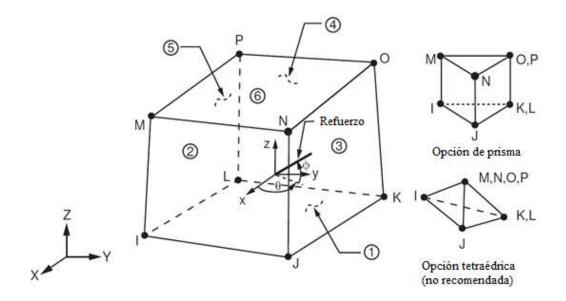


Figura 3.1: Geometría elemento SOLID65 (Ansys Inc., 2010).

Las restricciones establecidas del elemento SOLID65 se detallan a continuación (Ansys Inc., 2009):

- Se permite el agrietamiento en tres direcciones ortogonales en cada punto de integración.
- ❖ Si el agrietamiento ocurre en un punto de integración, el agrietamiento se modela mediante un ajuste de las propiedades del material que traten efectivamente el agrietamiento como una "banda dispersa" de grietas, en lugar de grietas discretas.
- ❖ Se supone que el material de hormigón es inicialmente isotrópico.
- ❖ Siempre que se utiliza la capacidad de refuerzo del elemento, se supone que el refuerzo está "disperso" en todo el elemento.
- ❖ Además del agrietamiento y el aplastamiento, el hormigón también puede sufrir plasticidad, siendo la superficie de falla Drucker-Prager la más utilizada. En este caso, la plasticidad se realiza antes de las verificaciones de agrietamiento y aplastamiento.

### 3.2.1 REFUERZO EQUIVALENTE DISPERSO (FIBRAS).

El elemento SOLID65 tiene la característica de incorporar una armadura de refuerzo equivalente de tipo disperso (fibras), el cual emularán las fibras de acero añadidas en la matriz de hormigón. La incorporación de la cuantía que emula la cantidad de armadura dispersa, que aportan las fibras de acero en la matriz de hormigón para el modelo numérico, se realiza distribuyendo la armadura equivalente en las tres direcciones ortogonales del elemento finito, ya que en estas direcciones se presentan las fisuras durante el proceso de carga.

La orientación del refuerzo disperso "i" dentro de un elemento, se presenta en la Figura 3.2, el sistema de coordenadas del elemento se denota por (X,Y,Z),  $(x_i^r,y_i^r,z_i^r)$  describe el sistema de coordenadas para el tipo de refuerzo "i".

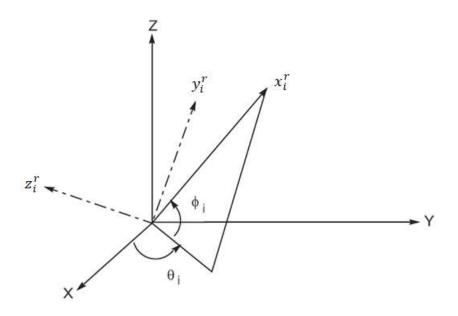


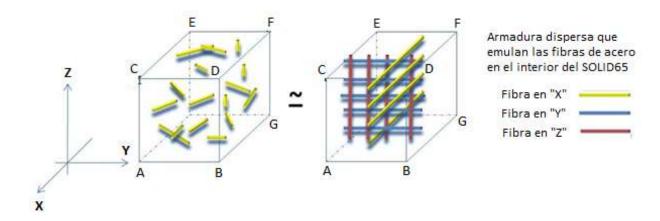
Figura 3.2: Orientación del refuerzo disperso (Ansys Inc., 2009).

Donde:

 $\theta_i$  : Ángulo entre la proyección del eje  $x_i^r$  en el plano XY y el eje X.

 $\phi_i$  : Ángulo entre el eje  $x_i^r$  y el plano XY.

La distribución del refuerzo equivalente disperso en el elemento SOLID65, se muestra a continuación:



**Figura 3.3:** Distribución del refuerzo equivalente disperso en el elemento SOLID65 (ejes locales).

Referente al refuerzo equivalente disperso que emulan las fibras de acero añadidas en la matriz de hormigón, el procedimiento para la determinación de este refuerzo es obtenido a partir del modelo de Huang (1995), el cual es expresado por medio de  $\bar{\rho}_s$ . La cuantía  $\bar{\rho}_s$  y su distribución en el interior del elemento, en el cual se adicionó las fibras de acero; son incorporados en ANSYS por medio de *volumen ratio*  $V_r$  (razón volumétrica) y los ángulos  $\theta_i$  y  $\phi_i$  establecidos en la ventana "*Real Constant*".

### 3.3 ELEMENTO FINITO LINK180.

**LINK180** es un elemento uniaxial de dos nodos que puede ser utilizado en una variedad de aplicaciones de ingeniería. Este elemento es ampliamente usado para la modelación de estructuras compuestas por barras, como ser reticulados; como así también en catenarias de cables, eslabones, resortes, etc. Es un elemento caracterizado por resistir esfuerzos axiales de tracción y compresión, con tres grados de libertad en cada nodo: estos grados de libertad son desplazamientos en los ejes *X*, *Y* y *Z*.

La geometría, la ubicación de los nodos y el sistema de coordenadas de este elemento se muestran en la Figura 3.4. El elemento está definido por dos nodos, el área de la sección transversal, la masa añadida por unidad de longitud, y las propiedades del material. El eje X del elemento está orientado a lo largo de la longitud del elemento desde el nodo I hacia el nodo J (Ansys Inc., 2010).

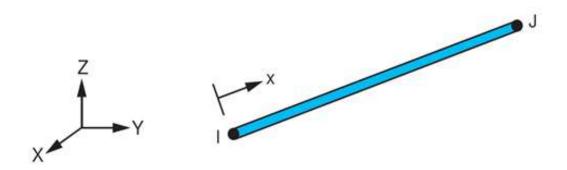


Figura 3.4: Geometría elemento LINK180 (Ansys Inc., 2010).

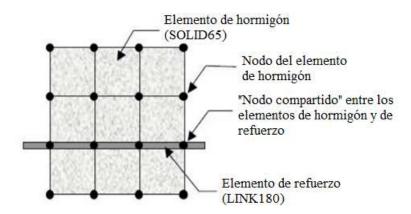
Las restricciones establecidas del elemento LINK180 se muestran a continuación (Ansys Inc., 2009):

❖ La teoría del elemento considera solo 2 nodos, no posee efectos de flexión o de cizallamiento, sin efecto de presiones, y actúa todo el elemento como un solo punto de integración.

- ❖ El elemento no es capaz de transportar cargas de flexión. Se supone que la tensión es uniforme sobre todo el elemento.
- ❖ Permite un cambio en el área de la sección transversal en función del alargamiento axial. Por defecto, el área de la sección transversal cambia de manera que se conserva el volumen del elemento, incluso después de la deformación.
- Admite efectos térmicos, las temperaturas pueden ingresarse a medida que el cuerpo del elemento es cargado en los nodos.
- Incluye capacidades de: plasticidad, fluencia, rotación, grandes desplazamientos y grandes deformaciones.

#### 3.4 CONSIDERACIONES IMPORTANTES.

Al momento de generar la matriz de hormigón por intermedio del elemento SOLID65, en conjunto con la armadura discreta (barras de acero) mediante un arreglo de elementos tipo LINK180, estos elementos de manera compacta deberán coincidir en 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 criterio se detalla en la Figura 3.5.



**Figura 3.5:** Criterio de modelación matriz de hormigón-armadura de refuerzo (Tavarez, 2001).

Trabajar con refuerzos de geometría circular, implica mayor complejidad al momento de hacer coincidir los nodos de la matriz de hormigón con las barras de acero como es el caso de una pila de puente. Por lo tanto, generar el criterio mencionado (Figura 3.5) permite evitar el problema de deslizamiento, así también, garantizar de manera eficiente la convergencia no lineal de la solución.

Otro aspecto importante de análisis es la fuerza de arrancamiento de las fibras de acero en la matriz de hormigón (**Anexo B-1**), presentadas a través de una curva de arrancamiento (tensión-deslizamiento) obtenidas por medio de la simulación numérica, donde el umbral de deslizamiento de las fibras ( $f_{po}$ ) alcanza una tensión máxima (valor promedio) de 800 MPa (Fiengo, 2016), no llegando a la tensión de fluencia de 1100 MPa como se especifica en el manual de diseño Maccaferri. Por lo tanto, la tensión máxima deberá ser empleada como límite de fluencia en los modelos bilineales (tensión-deformación) para la caracterización de las fibras de acero.

Finalmente, para resolver el sistema de ecuación y encontrar el campo de desplazamientos, ANSYS emplea como procedimiento numérico iterativo el método de Newton-Raphson, que consiste en dividir la carga aplicada en un arreglo ordenado de intervalos de carga. Por lo tanto, el método en cada iteración correspondiente a un incremento de carga evalúa el vector de fuerzas residuales, que consiste en la diferencia entre el vector de fuerzas internas menos el vector de cargas aplicadas externas, a partir del cual bajo un criterio de tolerancia se procede a controlar la convergencia y así definir si el problema está bien o mal condicionado. El criterio de convergencia no lineal definido en este trabajo se basa en "la fuerza", definida con su respectiva tolerancia tal como se muestra en la Figura 3.6:

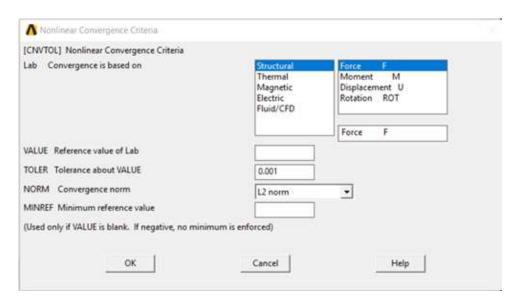


Figura 3.6: Criterio de convergencia no lineal, ANSYS V. 18.1.

La descripción de los datos de entrada con el programa computacional de elementos finitos ANSYS MECHANICAL APDL V. 18.1 se detallan en el "Anexo C", esta descripción hace referencia la caracterización del hormigón simple, el refuerzo equivalente disperso (fibras) y las barras de acero.

### 3.5 SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS.

La modelación numérica computacional del hormigón reforzado con fibras de acero no ha sido un trabajo sencillo de desarrollarlo a pesar de las investigaciones realizadas en las últimas décadas, en la actualidad, no se ha encontrado una ley constitutiva de comportamiento del HRFA que unifique los aportes presentados por diversos investigadores.

Diferentes autores han recurrido a los modelos que han sido propuestos por los diversos investigadores para la simulación numérica del comportamiento bajo tracción o flexo-tracción de elementos de HRFA. La Tabla 3.1 resume los autores, año de publicación y programa informático utilizado.

Tabla 3.1: Simulación numérica del HRFA, una cronología.

Autores	Año	Programa utilizado
Huang, V. Z.	1995	ANSYS
Kachlakev, D.	2001	ANSYS
Padmarajaiah, S. K. & Ramaswamy, A.	2002	ANSYS V.5.5
Zhu, E. C. et. al	2002	NAPS
Domingo, A.	2002	ABAQUS
Zhang, Q.	2004	ANSYS
Thomeé, B. et. al	2006	ANSYS
Thomas, J. & Ramaswamy, A.	2006	ANSYS V.5.5
Strack, M.	2008	ABAQUS
Dozio, D.	2008	DIANA 9.2
Cunha, V. M. C. F.	2009	FEMIX 4
Ozcan, D. M. et. al	2009	ANSYS
Núñez, A. M.	2011	ANSYS V.11
Majeed, H. Q.	2012	ANSYS
Lopéz, P. A.	2012	ANSYS V.12.1
Luccioni, B. et al.	2012	PLCd
Fiengo, F.	2016	ANSYS V.14.1

Es importante mencionar que investigadores como: Huang (1995), Padmarajaiah & Ramaswamy (2002), Thomeé, et al. (2006), Kachlakev (2001), Zhang (2004), Thomas &

Ramaswamy (2006), Majeed (2012), Núñez (2011), López (2012), Fiengo (2016), emplearon ANSYS para generar modelos de elementos finitos que incluyen hormigón reforzado con fibras a través del elemento finito **SOLID65**. Este elemento tiene la capacidad de incorporar una armadura de tipo disperso, el cual es justamente el que corresponde al refuerzo de las fibras de acero.

Para determinar la cuantía de armadura dispersa, se empleará el modelo de Huang (1995) descrito a continuación. Este investigador plantea una expresión algebraica que determina esta cuantía, a la que denominó *refuerzo equivalente disperso*, haciendo referencia el aporte de la resistencia de la matriz de hormigón como de las fibras de acero.

La expresión algebraica propuesta por Huang (1995) ha sido empleado por varios investigadores tales como: Ribeiro, et. al. (2009), Ribeiro & Serna (2009), Núñez (2011), López (2012) y Fiengo (2016), los cuales han modelado con mucha satisfacción elementos de hormigón reforzados con fibras de acero.

### 3.5.1 MODELO DE HUANG V. Z. (1995).

El modelo precisa definir los parámetros como el módulo de elasticidad ( $E_c$ ) y el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Huang (1995) asume por defecto los valores para los coeficientes de tensión de cizallamiento tanto para fisuras abiertas ( $\beta_t$ ) como para fisuras cerradas ( $\beta_c$ ).

En el modelo desarrollado por Huang (1995) el comportamiento del hormigón reforzado con fibras es representado mediante la superposición del comportamiento del hormigón simple a tracción acompañado por la resistencia equivalente de la fibra metálica, esta idealización se muestra en la Figura 3.7.

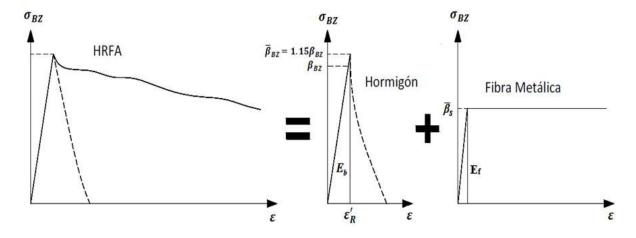


Figura 3.7: Descripción del comportamiento del HRFA (Huang, 1995).

Utilizando como parámetros:

 $\sigma_{BZ}$ : Resistencia a tracción.

 $\varepsilon$ : Deformación unitaria.

 $\varepsilon_R'$  : Deformación del hormigón a primera fisura. Se asume  $\varepsilon_R'=0.1\%$ .

 $\bar{\beta}_{BZ}$ : Resistencia a tracción del hormigón incrementado en un 15%.

 $\beta_{BZ}$ : Resistencia a tracción del hormigón.

 $\bar{\beta}_s$ : Límite elástico equivalente de la fibra metálica en tracción.

 $E_c$ : Módulo de elasticidad del hormigón.

 $E_f$ : Módulo de elasticidad de la fibra.

 $\overline{\rho}_s$ : Cuantía de armadura equivalente (refuerzo disperso).

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

$$\sigma_{BZ} = \bar{\beta}_{BZ} + \bar{\rho_s}\bar{\beta_s} \tag{3.1}$$

El HRF se simula teniendo en cuenta la resistencia a tracción del hormigón a primera fisura ( $\beta_{BZ}$ ), la cual es definida a través del ensayo a flexo-tracción y considerando un diagrama triangular de tensiones (Huang, 1995).

La resistencia equivalente de la fibra  $(\overline{\beta}_s)$ ; se determina garantizando la compatibilidad de deformaciones entre el hormigón y la fibra en el instante que se alcanza la resistencia a la primera fisura en el hormigón, como se describe a continuación:

Para la deformación unitaria asociada a la primera fisura ( $\varepsilon_R'$ ) del hormigón:

$$\varepsilon_R' = \frac{\bar{\beta}_{BZ}}{E_c} \tag{3.2}$$

El refuerzo equivalente de la fibra metálica en tracción  $(\overline{\beta_s})$  corresponde a:

$$\overline{\beta}_{s} = E_{f} \varepsilon_{R}' \tag{3.3}$$

La capacidad de disipación de energía  $(D^f_{BZ})$  aportada por las fibras de acero después de la primera fisura se incluye considerando la resistencia residual equivalente  $(Equ\beta_{BZ})$  (Huang, 1995).

Para el cálculo se utiliza la carga media soportada en el ensayo de flexo-tracción tras fisuración  $(F_{eq})$  y se considera una distribución triangular de tensiones en la sección de rotura.

$$F_{eq} = \frac{D_{BZ}^{f}}{L/200} \tag{3.4}$$

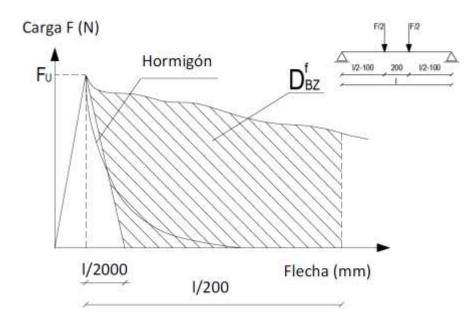
$$Equ\beta_{BZ} = \frac{6M}{hd^2} \tag{3.5}$$

Donde:

*M* : Momento flector producido por las cargas externas.

b : Base de la sección transversal.

d : Altura de la sección transversal.



**Figura 3.8:** Diagrama para la determinación de  $Equ\beta_{BZ}$  y  $D^f_{BZ}$  (Huang, 1995).

De acuerdo a la Figura 3.8 el área sombreada corresponde a  $D^f_{BZ}$  y representa la contribución de las fibras de acero a la capacidad del elemento estructural de absorber energía de fractura mientras que el sector no sombreado es el aporte del hormigón simple.

El comportamiento posterior a la fisuración es determinado como se indica en la Figura 3.9. La resistencia residual del HRF  $(\beta_{Z,f})$  es calculada en función de la resistencia equivalente  $(Equ\beta_{BZ})$ , igualando  $M^I$  (Momento aplicado) y  $M^{II}$  (Momento interno posterior a la fisuración).

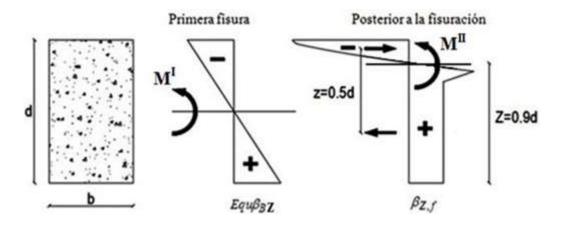


Figura 3.9: Determinación de la resistencia del hormigón después de fisurar (Huang, 1995).

Por lo que:

$$M^{I} = \sigma(W) = Equ\beta_{BZ} \frac{bd^{2}}{6}$$
 (3.6)

$$M^{II} = Z(z) = \beta_{Z,f}(0.9d)(0.5d)$$
(3.7)

Imponiendo la condición de equilibrio  $M^I = M^{II}$ , y operando algebraicamente se obtiene:

$$\beta_{Z,f} = 0.37 Equ \beta_{BZ} \tag{3.8}$$

En caso de no contar con ensayos experimentales disponibles para definir la resistencia residual a tracción  $(\beta_{Z,f})$ , Huang (1995) propone una formula empírica (3.9) en función del tipo de fibras, el volumen de fibras y la resistencia característica del hormigón a compresión:

$$\beta_{Z,f} = kV_f (1 - kV_f) \beta_{WN}^{2/3}$$
(3.9)

Definiendo notación:

 $\beta_{Z,f}$ : 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.  $k=0.3\,L_f/\phi_f$ , siendo  $L_f/\phi_f$  la esbeltez de la fibra.

 $\phi_f$ : Diámetro de la fibra

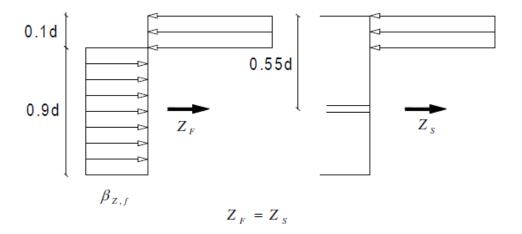


Figura 3.10: Determinación del refuerzo equivalente disperso (Huang, 1995).

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  $(\bar{\rho}_s)$ , que se determina por medio del diagrama de la Figura 3.10; y se obtiene igualando la fuerza equivalente del hormigón  $(Z_F)$  y la fuerza equivalente aportada por las fibras  $(Z_s)$ .

Del equilibrio interno de la sección transversal ilustrada en la Figura 3.10, se tiene que:

$$Z_F = Z_s$$
 
$$\beta_{Z,f}(0.9db) = \bar{A}_s \; \bar{\beta}_s \tag{3.10}$$

Además:

$$\bar{\rho_s} = \frac{\bar{A}_s}{0.9 \text{d}b} \tag{3.11}$$

Finalmente:

$$\overline{\rho_s} = \frac{\beta_{Z,f}}{\overline{\beta_s}} = \frac{0.37 Equ \beta_{BZ}}{\overline{\beta_s}}$$
 (3.12)

Donde:

 $\overline{\rho_s}$  : Cuantía de armadura equivalente (refuerzo disperso).

 $\bar{\beta}_{s}$ : Límite elástico de la fibra de acero para una deformación del hormigón a primera fisura  $\varepsilon_{R}'=0.2\%$  (Núñez, 2011).

Como se observa en (3.12), la cantidad de armadura equivalente  $(\bar{\rho}_s)$  está en función de la resistencia residual  $(\beta_{Z,f})$  y del límite elástico de la fibra  $(\bar{\beta}_s)$ , es distribuida en las tres

direcciones ortogonales. Como criterio de falla de la armadura equivalente se utiliza el criterio de fluencia de Von Mises.

La incorporación de las fibras en el hormigón simple se determina considerando que el refuerzo equivalente disperso  $(\bar{\rho}_s)$  trabaja en tres direcciones ortogonales, conservando la compatibilidad del incremento de la deformación entre los materiales (Ansys Inc., 2010). Por lo tanto, la cuantía de las fibras distribuidas y la resistencia del material compuesto asignado en cada dirección se condice con:

$$\bar{\rho} = \frac{\bar{\rho}_s}{3} \tag{3.13}$$

La ecuación (3.13) se toma como válida en el caso que las tensiones son próximas a ser iguales en las tres direcciones ortogonales, de lo contrario, se debe asumir un criterio apropiado según el estado de tensiones para distribuir las fibras en las tres direcciones del elemento.

### CAPÍTULO IV

### SIMULACIÓN NUMÉRICA DE PILAS DE PUENTES CON HORMIGON REFORZADO CON FIBRAS

Este capítulo presenta el estudio numérico del comportamiento estructural de pilas circulares de puentes reforzado de hormigón con fibras de acero a través del programa computacional ANSYS, utilizando los modelos constitutivos estudiados en el CAPÍTULO II y III, previamente calibrados en base a ensayos experimentales. Además, se analiza una pila de puente que ha sufrido un daño como consecuencia de un evento sísmico, a través de la simulación numérica se determina el modelo más adecuado para su reparación y rehabilitación. Se propone como técnica de reparación un anillo de refuerzo de hormigón en la zona donde se produjo la rótula plástica, a este anillo se añaden fibras de acero en la matriz del hormigón. La pila experimenta una condición de carga lateral variable combinada con una carga axial constante de compresión debido a la superestructura. Finalmente, se desarrolla un análisis paramétrico con variables tales como el espesor del anillo de refuerzo, dosificación de las fibras y altura de la pila, dando como resultado los diferentes diagramas de pushover.

### 4.1 PLANIFICACIÓN DE LA SIMULACIÓN NUMÉRICA.

El desarrollo de la investigación está compuesto por dos partes fundamentales: los modelos generados para calibración y posteriormente la simulación numérica.

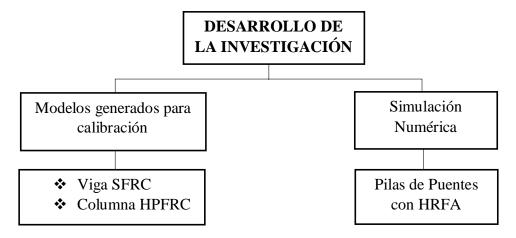


Figura 4.1: Estructura del desarrollo de investigación.

Los modelos generados para calibración corresponden a Ozcan, et al. (2009) y a Cho, et al. (2012).

En lo que respecta a la simulación numérica se emplea el programa computacional de elementos finitos ANSYS V. 18.1, este programa permite un modelo numérico de elemento finito multipropósito. A partir de ahí con el objetivo de proponer un modelo numérico relativamente práctico, se analizan modelos de pilas de puente de hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA), a partir de los ensayos experimentales calibrados mencionados anteriormente.

### 4.2 METODOLOGÍA DE LA SIMULACIÓN NUMÉRICA.

Varios autores resaltan las cualidades del HRFA, tales como el aumento en la ductilidad, la menor propagación de la fisuración y el aumento de la respuesta estructural ante cargas de impacto y explosión. Su comportamiento a compresión se ve poco influenciado por la presencia de fibras, a diferencia de su comportamiento a tracción y especialmente a flexotracción donde el HRFA presenta sus mayores bondades y ventajas.

En cuanto a los modelos constitutivos propuestos para el HRFA, es evidente el interés de conocer sus características como las propiedades del material. Sin embargo, la no unificación de estos modelos revela la incertidumbre que hasta ahora se tiene de su comportamiento. Diferentes códigos europeos han propuestos ecuaciones constitutivas que caracterizan el comportamiento a tracción del HRFA, lo que ha incrementado su utilización como solución estructural.

Algunos autores han realizado estudios de como simular elementos de HRFA, a través de programas comerciales, en su mayoría elementos tipo viga para un mismo tipo de hormigón. Tras la revisión bibliográfica científica de la simulación del HRFA, el presente trabajo de investigación pretende ahondar y reducir esa brecha de desconocimiento acerca del tema que permita una simulación numérica más representativa del HRFA.

La Figura 4.2 sintetiza la forma de idealización del modelo de HRFA, empleando ANSYS V. 18.1.

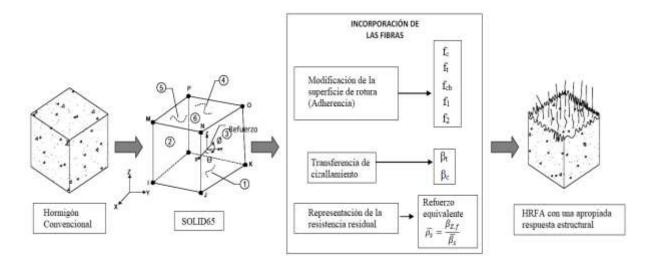


Figura 4.2: Idealización del modelo de HRFA empleado en ANSYS V. 18.1.

El desarrollo de la simulación numérica obedece a la necesidad de tener un modelo numérico para el análisis de elementos y estructuras de hormigón armado, para definir y ajustar el modelo propuesto, siendo necesario identificar y afectar los parámetros que inciden en el comportamiento del HRFA.

### 4.3 MODELOS GENERADOS PARA CALIBRACIÓN.

Se describe brevemente dos artículos de investigación, que tienen como base ensayos experimentales generados para calibración, y que además desarrollaron análisis numéricos acerca del estudio del hormigón reforzado con fibras.

### 4.3.1 SIMULACIÓN VIGA SFRC.

Este ensayo de calibración desarrolla un análisis experimental de una viga de hormigón armado reforzado con fibras de acero:

## 1. Ozcan, D. M. et al., 2009. "Experimental and Finite Element Analysis on the Steel Fiber-Reinforced Concrete (SFRC) Beams Ultimate Behavior".

Este artículo presenta un análisis experimental y numérico de elementos finitos de tres vigas de hormigón reforzado con fibras de acero (SFRC, por sus siglas en inglés). Para este propósito, se construyen tres vigas SFRC con dimensiones de  $250\times350\times2000$  mm utilizando un hormigón de clase C20, con una dosificación de 30 kg/m³ de fibras de acero con ganchos en sus extremos de resistencia normal, un acero de clase S420 con estribos de corte. Las vigas SFRC se someten a flexión mediante una configuración de carga de cuatro puntos a través de un pórtico de carga. La viga se carga hasta el proceso de rotura, las cargas aplicadas y las

deformaciones en la sección central se registran cuidadosamente en cada incremento de carga de 5 KN desde el inicio hasta la fractura.

#### 4.3.1.1 PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL.

La viga SFRC de 2.0 m de longitud, fue sometida a un ensayo de flexión simple de cuatro puntos en un pórtico de carga de 350 KN de capacidad.



Figura 4.3: Modelo de prueba de carga Viga SFRC (Ozcan, et al., 2009).

La armadura de la viga en la zona de tracción está provista por dos barras de acero de  $\varphi = 12$ mm y una de  $\varphi = 8$ mm, además dos barras de  $\varphi = 8$ mm como acero de compresión (Figura 4.4a). Se proporcionaron veinte estribos de corte, formados a partir de barras de acero de  $\varphi = 8$ mm cada 100mm. Los estribos se determinaron y colocaron de manera que la falla de las barras de acero longitudinales solo sea por flexión simple. En estos cálculos, se utilizaron la resistencia característica a compresión y las propiedades de deformación para un hormigón de clase C20 según lo indicado por RILEM TC162-TDF.

Las fibras utilizadas en este análisis son fibras de acero con ganchos en los extremos, de longitud  $L_f = 60$ mm y diámetro  $\phi_f = 0.75$ mm (Figura 4.4b).

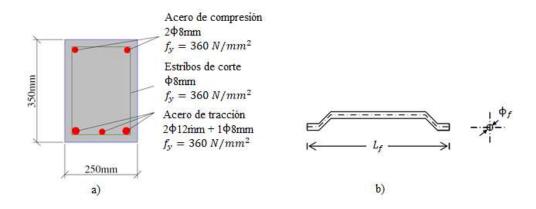
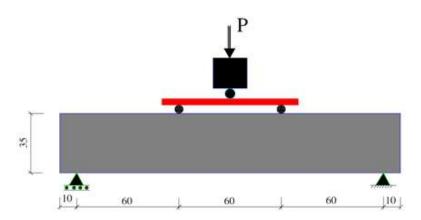


Figura 4.4: a) Detalles de la sección transversal, b) Fibra de acero con ganchos. Viga SFRC.

Las dimensiones de la viga son de 250mm x 350 mm x 2000mm, cuyas cargas se aplican en los tercios de la luz, la distancia libre entre apoyos corresponde a 1800mm como se muestra en la Figura 4.5.



**Figura 4.5:** Carga y estructura de soporte, Viga SFRC.

La deformación en centro luz se midió con precisión en cada incremento de carga de 5 KN mediante una galga extensométrica correctamente instalada. La Figura 4.6 muestra el comportamiento de falla de la viga SFRC.

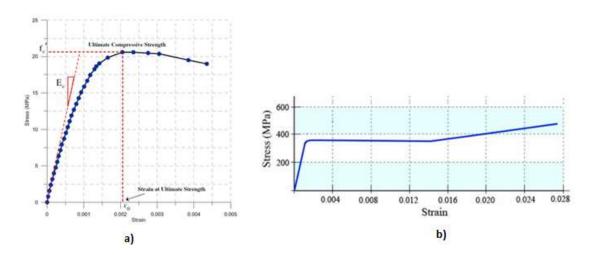


**Figura 4.6:** Comportamiento de falla de la Viga SFRC durante el ensayo (Ozcan, et al., 2009).

Esta viga SFRC se ensayó bajo desplazamiento controlado a una velocidad de 1mm/min, la configuración de control fue especialmente fabricada para medir la resistencia de tales vigas SFRC de acuerdo con la norma ASTM C1018-92.

Los ensayos de compresión se realizaron en muestras cilíndricas para identificar la resistencia a compresión uniaxial y el módulo de Young del hormigón. La curva de tensión-

deformación uniaxial del ensayo de compresión cilíndrica se muestra en la Figura 4.7a. También se realizaron pruebas a tracción en especímenes de las barras de acero y los estribos de corte (Figura 4.7b).



**Figura 4.7:** a) Curva uniaxial de tensión-deformación para el hormigón, b) Curva tensión-deformación para barras de acero a tracción, Viga SFRC (Ozcan, et al., 2009).

Con los valores correspondientes a la Figura 4.7, se caracterizan las propiedades mecánicas de los materiales para el hormigón y el acero.

### 4.3.1.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

El material correspondiente al hormigón es definido por los valores de sus propiedades mecánicas de acuerdo a los ensayos experimentales y ecuaciones analíticas (ver anexo A-1.1):

» Resistencia última a compresión uniaxial  $f_c=20.6$  MPa, » Resistencia última a tracción uniaxial  $f_t=1.59$  MPa, » Módulo de elasticidad  $E_c=27500$  MPa - » Coeficientes de transferencia a cortante  $\beta_c=0.74$  y  $\beta_t=0.36$ , » Relación de Poisson  $\upsilon=0.20$ 

Así también, el acero de refuerzo se define a través de las siguientes propiedades mecánicas expuestas en la Figura 4.7:

- » Tensión de fluencia  $f_y=360~\mathrm{MPa}$  » Módulo de elasticidad  $\mathrm{E_s}=200000~\mathrm{MPa}$
- » Módulo tangente  $E_t = 0.0$  MPa » Relación de Poisson v = 0.30

Las características mecánicas de las fibras de acero son:

- » Longitud  $L_f=60$  mm. » Diámetro  $\varphi_f=0.75$  mm, » Relación de Poisson  $\upsilon=0.30$
- » Módulo de elasticidad  $E_f=210000$  MPa » Tensión de fluencia  $f_y=1050$  MPa

La cuantía de diseño de las fibras de acero (ver Anexo A-1.1), resulta:

» Cuantía equivalente  $\bar{\rho}_s = 0.0172$ 

### 4.3.1.3 PROCEDIMIENTO NUMÉRICO.

La Figura 4.8 ilustra las dimensiones de la viga SFRC.

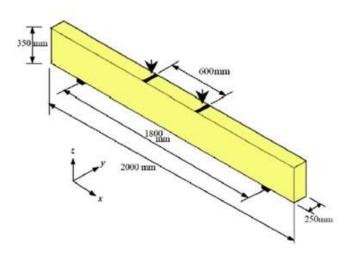


Figura 4.8: Dimensiones de la Viga SFRC.

La viga fue modelada como un elemento de volumen, tiene una longitud de 2000 mm y una sección transversal de 250 x 350 mm. Se utilizaron elementos LINK180 para crear el refuerzo de flexión y corte. Existe un plano de simetría en la viga como en el refuerzo.

La Figura 4.9 ilustra que la barra de refuerzo comparte los mismos nodos en los puntos en que intersecta los estribos de corte.

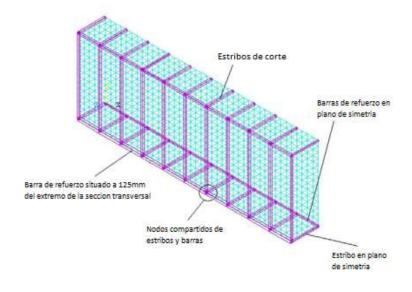


Figura 4.9: Configuración del refuerzo, Viga SFRC.

Para obtener resultados satisfactorios del elemento SOLID65, se recomienda una malla rectangular. Por lo tanto, la malla se discretizó de tal manera que se generaron elementos hexaédricos regulares como se muestra en la Figura 4.10.

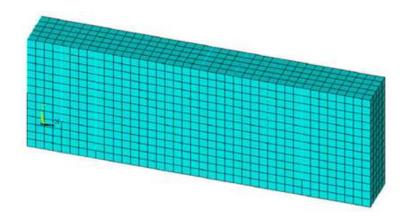


Figura 4.10: Malla de elementos finitos (hexaedros regulares).

### 4.3.1.4. RESULTADOS EXPERIMENTALES VS. NUMÉRICOS.

La respuesta carga-desplazamiento para la viga SFRC (Experimental) en conjunto con los resultados del análisis numérico se muestran en la Figura 4.11. Las cargas finales obtenidas a través del modelo numérico y experimental son 224.48 KN y 225.59 KN, respectivamente. Para el estado de carga final, el desplazamiento del punto central de la viga SFRC obtenido de manera experimental y numérica, son muy próximas la una de la otra. Además, se puede apreciar que los diagramas carga-desplazamiento obtenidos mediante el análisis numérico concuerdan bastante bien con los datos experimentales.

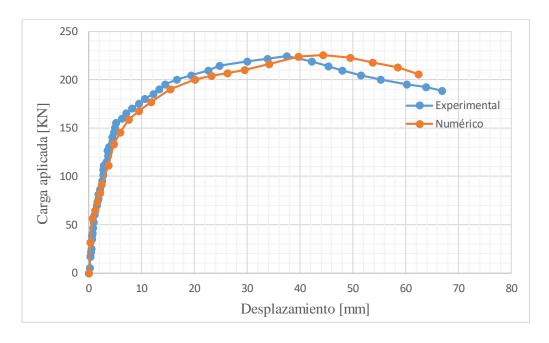


Figura 4.11: Respuesta carga vs. Desplazamiento, Viga SFRC.

Hay varios efectos que pueden causar estas variaciones pequeñas entre el modelo numérico y experimental. En primera instancia, los modelos de elementos finitos no incluyen el efecto de las microfisuras. Otro efecto es el vínculo perfecto entre el hormigón y el refuerzo que se asume en el análisis de elementos finitos, puesto que la adherencia perfecta no es real en la viga ensayada.

### 4.3.2 SIMULACIÓN COLUMNA HPFRC.

Se desarrolla un análisis experimental de columnas compuestas de hormigón armado y compuestos cementicios de alta performance reforzados con fibras (HPFRC, en inglés):

## 2. Cho, C. et al., 2012. "Cyclic Responses of Reinforced Concrete Composite Columns Strengthened in the Plastic Hinge Region by HPFRC Mortar".

Este artículo realiza una serie de pruebas de columnas bajo carga lateral cíclica combinada con una carga axial constante. Se fabricaron cuatro especímenes: tres especímenes son columnas en voladizo de hormigón armado reforzado de HPFRC con fibras de polivinilalcohol (PVA) de alta resistencia en la zona de rótula plástica de la columna conformada con y sin refuerzo de corte, y un espécimen como columna de hormigón armado convencional.

#### 4.3.2.1 PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL.

Se fabricaron cuatro especímenes que representan la columna del primer piso entre la base y el punto de inflexión, fijada en la base como columna en voladizo. Tres de los especímenes son columnas de hormigón armado reforzado de mortero HPFRC en la región de rótula plástica y un espécimen como columna de hormigón armado convencional. Las fibras dispersadas en la matriz de hormigón son fibras de PVA sin ganchos, de longitud  $L_f=12$ mm y diámetro  $\phi_f=39\mu\text{m}$ , la Tabla 4.1 resume las cuatro muestras con las variables de diseño.

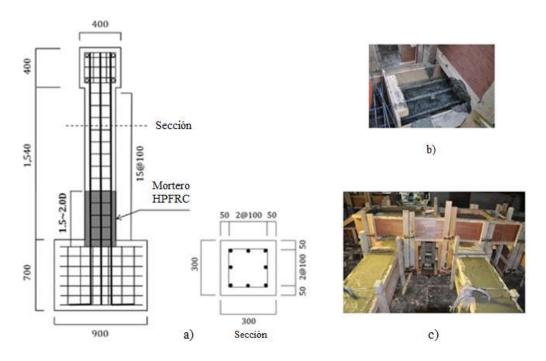
**Tabla 4.1:** Variables de los especímenes tipo Columna HPFRC (Cho, et al., 2012).

Nombre del espécimen	Fracción de volumen de las fibras $(V_f)$	Altura del HPFRC	Refuerzo (principal/ corte)
RC-0	=	2	8-D13/D10 @ 100
HPFC-RC-0	PVA (1.5%)	H = 2.0d	8-D13/D10 @ 100
HPFC-RC-1	PVA (1.5%)	H = 2.0d	8-D13/sin estribos
HPFC-RC-2	PVA (2.0%)	H = 1.5d	8-D13/D10 @ 100

d: diámetro de la columna

La Figura 4.12 ilustra la geometría y los detalles de armadura de los especímenes. Las principales variables en esta investigación fueron la fracción de volumen de fibra de PVA, la

longitud del refuerzo HPFRC y la cantidad de refuerzos de corte. Cada columna tiene una sección transversal de 300 mm x 300 mm, una altura de 1540 mm, una sección transversal de 400 mm x 400 mm de la parte de la cabeza de la columna y la base de la columna conectada a una base de hormigón armado, que mide 900 mm x 900 mm x 700 mm. La sección transversal de los especímenes está provista por armaduras longitudinales principales con ocho unidades de barras D13 ( $\phi = 12.7$ mm) y estribos D10 ( $\phi = 9.5$ mm) cada 100mm.



**Figura 4.12:** a) Geometría y detalles de armadura, b) Colocación del HPFRC, c) Colado del hormigón junto con el HPFRC. Especímenes de columnas HPFRC (Cho, et al., 2012).

La instalación del pórtico de ensayo para los especímenes de la columna se muestra en la Figura 4.13, para proporcionar condiciones de carga de tipo voladizo, el talón inferior de cada espécimen se fijó en la base con la finalidad de lograr la fijación completa de la base. La carga axial constante en la columna fue de 196.2 KN durante el historial de carga.



Figura 4.13: Configuración prueba de carga cíclica, Columna HPFRC (Cho, et al., 2012).

Esta configuración de carga se eligió para promover un modo de deformación por flexión en todos los especímenes, así como para investigar el efecto de las propiedades del material de refuerzo HPFRC en la región de rótula plástica esperada en particular. La carga lateral se aplicó en la parte superior de la columna (cabezal), a través de una pared de reacción equipada con un actuador de 100 KN de capacidad según una secuencia de carga predeterminada controlada por desplazamiento.

El comportamiento de alta ductilidad a la tracción después del agrietamiento del HPFRC puede ser causado por la aparición de múltiples microfisuras (Figura 4.14).



Figura 4.14: Múltiples microfisuras de especímenes, columna HPFRC (Cho, et al., 2012).

### 4.3.2.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

El material correspondiente al hormigón es definido por los siguientes valores de sus propiedades mecánicas y ecuaciones analíticas (ver anexo A-1.2):

» Resistencia última a compresión uniaxial  $f_c=28.7$  MPa, » Resistencia última a tracción uniaxial  $f_t=1.88$  MPa, » Módulo de elasticidad  $E_c=25200$  MPa - » Coeficientes de transferencia a cortante  $\beta_c=0.90$  y  $\beta_t=0.65$ , » Relación de Poisson  $\upsilon=0.20$ 

Así también el acero de refuerzo se define a través de:

- » Tensión de fluencia (acero de refuerzo principal)  $f_y = 385 \text{ MPa}$
- » Tensión de fluencia (acero de refuerzo de corte)  $f_y = 383$  MPa,
- » Módulo de elasticidad  $E_s = 200000 \text{ MPa}$  » Módulo tangente  $E_t = 0.0 \text{ MPa}$

» Relación de Poisson v = 0.30

Las características mecánicas de las fibras de PVA son:

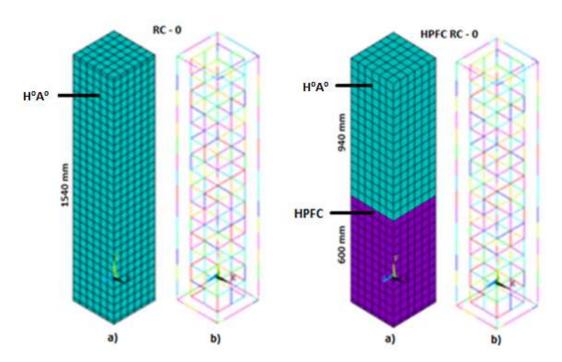
- » Longitud  $L_f = 12$  mm. » Diámetro  $\phi_f = 39$   $\mu$ m, » Relación de Poisson v = 0.30
- » Módulo de elasticidad  $E_f=40000~\mathrm{MPa}$  » Tensión de fluencia  $f_y=1600~\mathrm{MPa}$

Las cuantías de diseño de las fibras de PVA (ver Anexo A-1.2), resultan:

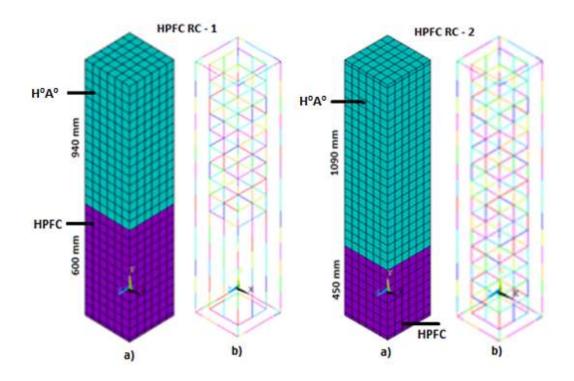
» Cuantía equivalente: (HPFC-RC-0) - (HPFC-RC-1)  $\bar{\rho_s} = 0.0724$ , (HPFC-RC-2)  $\bar{\rho_s} = 0.2125$ 

### 4.3.2.3 PROCEDIMIENTO NUMÉRICO.

Las columnas fueron modeladas en ANSYS y discretizadas como elementos finitos de volumen tipo rectángulos (se omite el cabezal y la estructura de fundación), se ha simplificado el modelo numérico respecto del experimental, para ser tomado simplemente como una columna empotrada en la base con una altura de 1540 mm y una sección transversal de 300 x 300 mm, omitiendo el cabezal de la columna. Se utilizaron elementos tipo LINK180 para crear el refuerzo de flexión (barras longitudinales) y corte (estribos). La Figura 4.15 y 4.16 muestran los cuatro casos correspondientes a la malla de elementos finitos y al acero de refuerzo creados en el programa ANSYS para cada espécimen en cuestión.



**Figura 4.15:** a) Malla de elementos finitos, b) Armadura de refuerzo. Columna RC-0, HPFC RC-0.



**Figura 4.16:** a) Malla de elementos finitos, b) Armadura de refuerzo. Columna HPFC RC-1, HPFC RC-2.

### 4.3.2.4. RESULTADOS EXPERIMENTALES VS. NUMÉRICOS.

La curva principal de cada espécimen como se muestra en la Figura 4.17 y 4.18, se obtiene a partir del comportamiento de la aplicación de carga lateral variable y del desplazamiento lateral en el extremo superior de la columna.

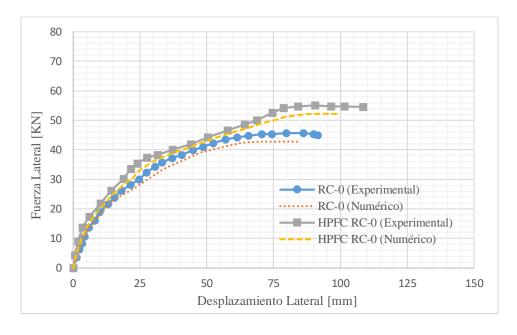


Figura 4.17: Carga lateral vs. desplazamiento lateral. Columna RC-0, HPFC RC-0.

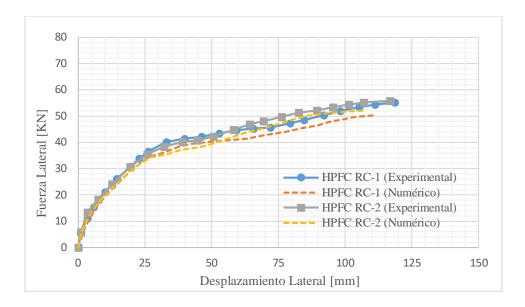


Figura 4.18: Carga lateral vs. desplazamiento lateral. Columna HPFC RC-1, HPFC RC-2.

La Tabla 4.2 y 4.3 proporciona un resumen de las respuestas primarias medidas de manera experimental y numérica. En comparación con la columna de hormigón armado convencional RC-0, las cargas laterales finales de las muestras HPFC RC-0, HPFC RC-1 y HPFC RC-2 mejoraron en aproximadamente un 23.6%, 22.0% y 24.5%, respectivamente. Para las tres muestras HPFC RC-0, HPFC RC-1 y HPFC RC-2, el máximo desplazamiento lateral superior no superó los 120 mm, que es la capacidad de desplazamiento admisible del actuador. Sin embargo, el desplazamiento superior lateral máximo de la muestra RC-0 alcanzó 91.6mm. Se logró reproducir numéricamente de forma satisfactoria los resultados experimentales.

**Tabla 4.2:** Resumen de las características de la Columna HPFRC (Experimental).

Nombre del espécimen	Grieta Inicial		Fluencia de las barras		Max. Desplazamiento		Variación de	Relación de
	despl. [mm]	Carga [KN]	Despl. [mm]	Carga [KN]	Despl. [mm]	Carga [KN]	la carga [%]	ductilidad
RC-0	4.6	17.2	18.6	28.2	91.6	44.9	-22	4.9
HPFR-0	4.7	15.4	19.4	26.3	108.5	55.5	+23.6	5.6
HPFR-1	4.5	13.5	18.2	28.4	118.7	54.8	+22.0	6.5
HPFR-2	4.9	14.2	18.2	23.6	116.8	55.9	+24.5	6.4

Tabla 4.3: Resumen de las características de la Columna HPFRC (Numérico).

Nombre del espécimen	Grieta Inicial		Fluencia de las barras		Max. desplazamiento		Variación de	Relación de
	despl. [mm]	Carga [KN]	Despl. [mm]	Carga [KN]	Despl. [mm]	Carga [KN]	la carga [%]	ductilidad
RC-0	4,6	17.1	20.6	25.8	85.2	42.8	20	4.1
HPFR-0	4.7	15.2	22.1	30.2	99.0	52.1	+21.7	4.5
HPFR-1	4.5	13.3	23.2	31.9	108.1	50.3	+17.5	4.8
HPFR-2	4,9	14.1	20.4	30.0	108.1	52.1	+21.7	5.3

### 4.4 SIMULACIÓN NUMÉRICA.

## 4.4.1 PILA CIRCULAR DE UN PUENTE CON HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS.

En este ejemplo numérico se analizan pilas de puentes reforzadas con hormigón reforzado con fibras tomando como base de estudio el puente analizado por Méndez (2012), cuyo análisis también fue ampliado por Demagistri (2013).

Méndez (2012) realizó la evaluación de una serie de puentes de la provincia de Tucumán para verificar la necesidad de algún tipo de refuerzo y rehabilitación, al ser vulnerables a la acción sísmica. En los resultados y conclusiones de su trabajo expone que uno de estos puentes puede sufrir daños en el caso de ser sometido a un sismo de magnitud considerable, concluyendo que sería necesario realizar estudios de estrategias de rehabilitación para incrementar la capacidad sísmica de los puentes estudiados.

El puente estudiado se encuentra ubicado en la ciudad de San Miguel de Tucumán, en Avenida Circunvalación, sobre las vías del Ferrocarril Mitre. Fue diseñado en el año 1978 y construido en el año 1983, el dimensionado de la estructura fue efectuado para una 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 diario anual aproximado de 8700 vehículos, distribuido entre automóviles (67,10%), camiones (30,50%) y colectivos (2,40%).

Las dimensiones generales se muestran en una vista en planta (Figura 4.19) y las características geométricas se resumen en la Tabla 4.4.

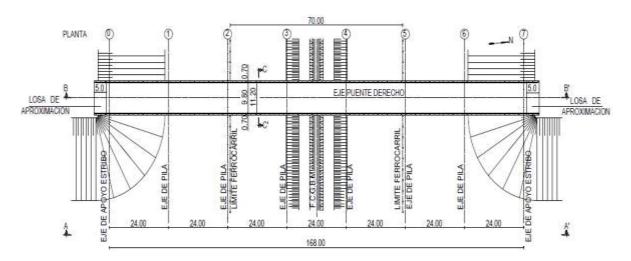
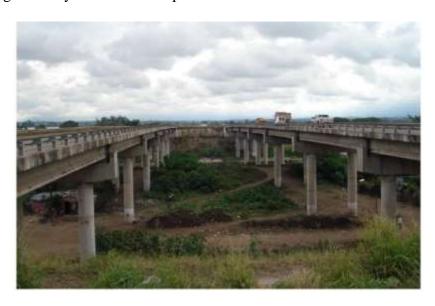


Figura 4.19: Planta del Puente en Avenida Circunvalación sobre vías del ferrocarril Mitre.

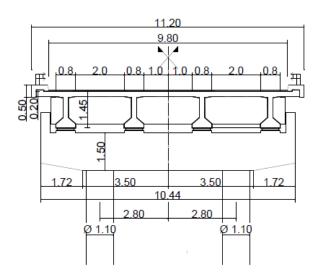
**Tabla 4.4:** Características geométricas, Puente en Avenida Circunvalación sobre vías del ferrocarril Mitre.

Longitud Total [m]	Número de tramos	Ancho [m]	Ángulo de esviaje	Altura de pilas <sup>1</sup> [m]			
168.00	7	11.20	0.00	9.60			
<sup>1</sup> Corresponde a la altura promedio							

Una vista longitudinal y transversal del puente se muestra a continuación:



**Figura 4.20:** Vista longitudinal, Puente en Avenida Circunvalación sobre vías del ferrocarril Mitre (Méndez, 2012).



**Figura 4.21:** Sección transversal, Puente en Avenida Circunvalación sobre vías del ferrocarril Mitre (Méndez, 2012).

# 4.4.2 PILAS DE PUENTE EN AVENIDA CIRCUNVALACIÓN SOBRE VÍAS DEL FERROCARRIL MITRE.

Se estudian modelos de pilas de puente que han sufrido un daño considerable como consecuencia de un evento sísmico (Figura 4.24, 4.25 y 4.26). La pila está caracterizada por un hormigón (H-25), sometida en su extremo superior a una condición de carga lateral variable combinada por una carga axial constante de compresión. Se propone como técnica de reparación incorporar un anillo de refuerzo de hormigón en la región donde se produjo la rótula plástica, añadiendo en la matriz del hormigón fibras de acero con ganchos en los extremos, de longitud  $L_f = 60$ mm y diámetro  $\phi_f = 1$ mm. A través de la simulación numérica se determina el modelo más adecuado que caracterice la reparación y rehabilitación de la misma.

Inicialmente, se estudia el comportamiento de una pila de puente circular netamente construida de hormigón armado como se muestra en la Figura 4.22 (Pila inicial). A continuación, se analiza la Pila inicial considerando que el hormigón ha fisurado en la zona de rótula plástica como consecuencia de un evento sísmico, para el cual se le adiciona un anillo de hormigón reforzado con fibras de acero (Figura 4.23).

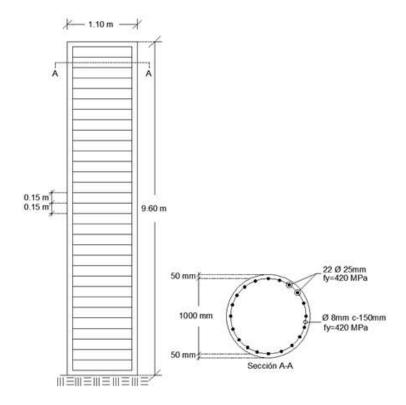


Figura 4.22: Pila de Puente de Hormigón Armado (Pila inicial).

Las dimensiones de la pila inicial consta de una altura de 9.60 m y una sección transversal circular con diámetro igual a 1.10 m, la armadura de refuerzo longitudinal está

provista de 22 barras de diámetro  $\phi = 25$  mm, una armadura de corte con estribos de  $\phi = 8$  mm con un espaciamiento de 150 mm y caracterizada por un acero ADN-420. La carga axial constante de compresión tiene una magnitud de 1854 KN.

La Figura 4.23 muestra la Pila inicial en el cual se incorpora un anillo de hormigón armado con diámetro externo adoptado de 1.50 m (Sección B-B), la altura del anillo de refuerzo se definió a través de la propuesta de Cho, et al. (2012), estableciendo la ecuación:

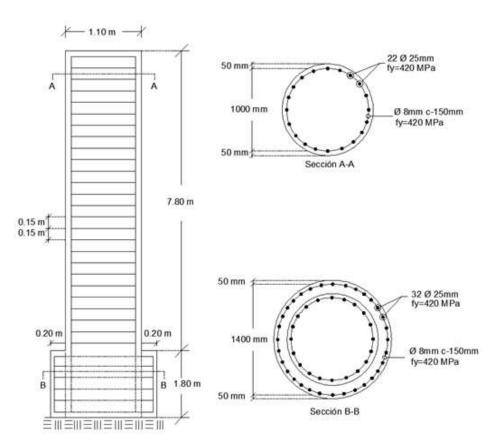
$$1.5D \le h \le 2.0D \tag{4.1}$$

Donde:

*h* : Altura del anillo de refuerzo.

D : Diámetro de la Pila.

De acuerdo a la expresión citada en (4.1), se ve conveniente adoptar una altura de anillo de refuerzo igual a h = 1.64D, lo que corresponde a una altura de h = 1.80 m.



**Figura 4.23:** Pila de Puente de Hormigón Armado con anillo de HRFA, e = 20cm.

La descripción de los modelos de pilas circulares generados en ANSYS con su respectivo código, se detallan a continuación:

Tabla 4.5: Descripción de los modelos de Pilas de Puente generados en ANSYS.

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
"AHRFA-1"	Pila de hormigón armado (H-25), con sector de hormigón (H-10) ubicado en la zona de rótula plástica (para simular el efecto de daño). Reforzado con un anillo de hormigón, con fibras de acero y sin armadura adicional.
"AHRFA-2"	Pila de hormigón armado (H-25), con resistencia nula en la zona de rótula plástica (para simular el efecto de daño). Reforzado con un anillo de hormigón, con fibras de acero y sin armadura adicional.
"AHA-3"	Pila de hormigón armado (H-25), con resistencia nula en la zona de rótula plástica (para simular el efecto de daño). Reforzado con un anillo de hormigón, sin fibras y con armadura adicional.
"AHRFA-4"	Pila de hormigón armado (H-25), con resistencia nula en la zona de rótula plástica (para simular el efecto de daño). Reforzado con un anillo de hormigón, con fibras de acero y con armadura adicional.

La malla de elementos finitos conjuntamente con la armadura de refuerzo generados en **ANSYS V.18.1** se muestran a continuación:

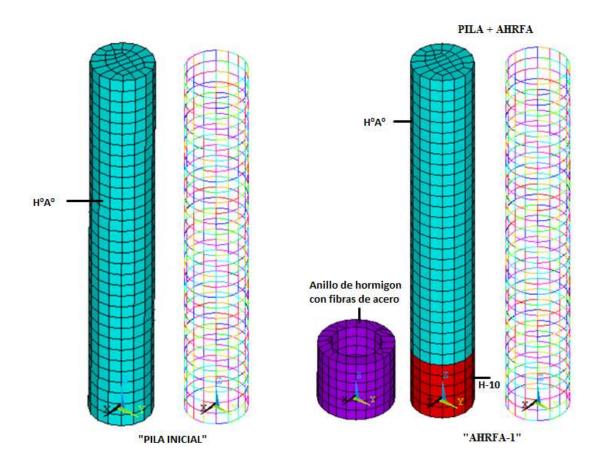


Figura 4.24: Malla de elementos finitos - detalle armadura: PILA INCIAL, AHFA-1.

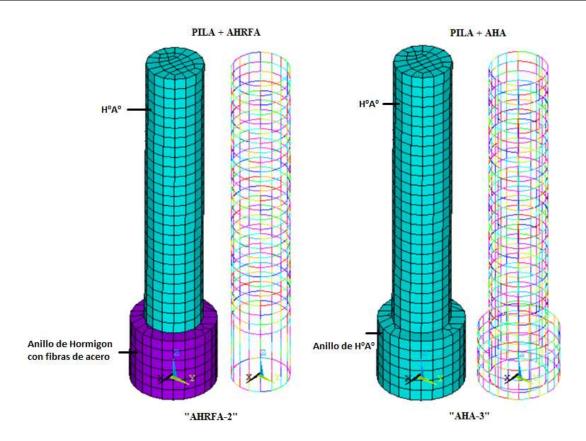


Figura 4.25: Malla de elementos finitos - detalle armadura: AHFA-2, AHA.

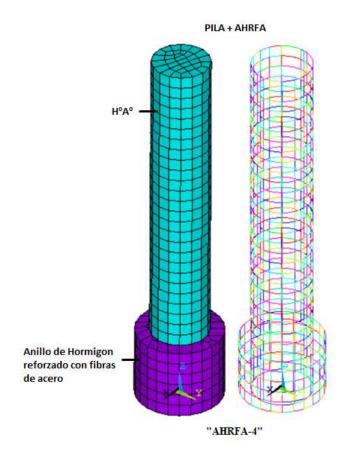


Figura 4.26: Malla de elementos finitos - detalle armadura: AHRFA.

#### 4.4.2.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

El material correspondiente al hormigón es definido por los siguientes valores de sus propiedades mecánicas (ver anexo A-1.3):

» Resistencia última a compresión uniaxial  $f_c=25$  MPa, » Resistencia última a tracción uniaxial  $f_t=1.75$  MPa, » Módulo de elasticidad  $E_c=23500$  MPa - » Coeficientes de transferencia a cortante  $\beta_c=0.75$  y  $\beta_t=0.40$ , » Relación de Poisson  $\upsilon=0.20$ 

Así también el acero de refuerzo A-42, se define a través de:

- » Tensión de fluencia  $f_y=420~\mathrm{MPa}$  » Módulo de elasticidad  $\mathrm{E_s}=200000~\mathrm{MPa}$
- » Módulo Tangente  $E_t = 0.0 \text{ MPa}$  » Relación de Poisson v = 0.30

Las características mecánicas de la fibra de acero son:

- » Longitud  $L_f = 60$  mm. » Diámetro  $\phi_f = 1$  mm, » Relación de Poisson v = 0.30
- » Módulo de elasticidad  $\rm E_f = 200000~MPa$  » Tensión de fluencia  $f_y = 800~MPa$

Las cuantías de diseño de las fibras de acero (ver Anexo A-1.3) resultan:

» Cuantía equivalente **AHRFA-4**:  $(20\text{kg/m}^3)$  -  $\bar{\rho_s} = 0.010$ ,  $(40\text{kg/m}^3)$  -  $\bar{\rho_s} = 0.020$ ,  $(60\text{kg/m}^3)$  -  $\bar{\rho_s} = 0.028$ .

Además de las propiedades mecánicas del acero, el hormigón y las fibras de acero, la pila presenta los siguientes parámetros utilizados en el análisis:

❖ Altura de la Pila: 9.60 m.

❖ Espesor del anillo de refuerzo: 20 cm, 30 cm.

❖ Dosificación de las fibras de acero: 20 kg/m³, 40 kg/m³, 60 kg/m³

❖ Altura del anillo de refuerzo: 1.80 m

# 4.4.2.2. RESULTADOS NUMÉRICOS.

Efectuado la simulación numérica a través del programa computacional ANSYS, se evaluaron los desplazamientos laterales en el extremo superior de la pila, los resultados son plasmados en un diagrama de pushover para los diferentes modelos de pilas de puente propuestos. Se usaron dos espesores de 20 cm y 30 cm, dosificaciones de 20 kg/m³, 40 kg/m³ y 60 kg/m³ (fibras de acero con ganchos en los extremos), a partir de ello se determinó el modelo de pila más adecuado que garantice la reparación y rehabilitación de la misma.

La Figura 4.27 muestra el esquema del estado de cargas y el punto de medición del desplazamiento lateral.

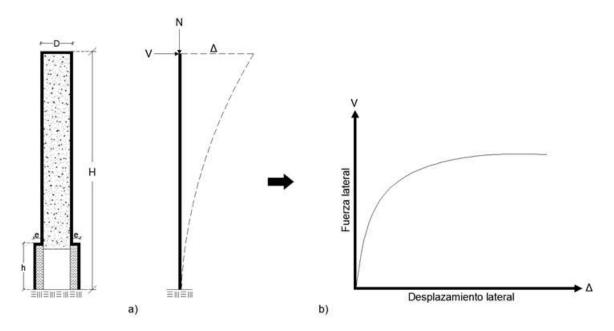
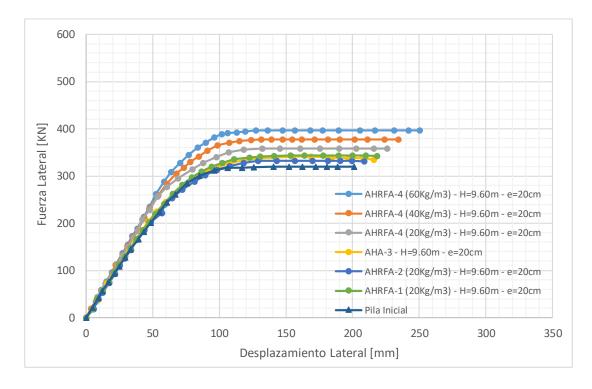
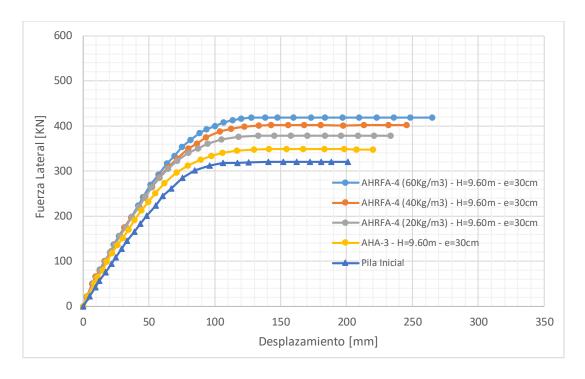


Figura 4.27: a) Condiciones de carga, b) Diagrama pushover.

A continuación, se muestran los diagramas pushover (carga-desplazamiento) sobre modelos de pilas de puentes de hormigón armado reforzado con fibras de acero.



**Figura 4.28:** Carga lateral vs. Desplazamiento lateral Pila de Puente, con parámetros: H = 9.60m, e = 20cm.



**Figura 4.29:** Carga lateral vs. Desplazamiento lateral Pila de Puente, con parámetros: H = 9.60m, e = 30cm.

La Tabla 4.6 proporciona un resumen de las respuestas principales sobre modelos de pilas de puente para una altura de 9.60 m y un espesor de 20 cm. En comparación con la pila de hormigón armado convencional (Pila inicial), las cargas laterales finales de: AHRFA-1, AHRFA-2, AHA-3, AHRFA-4 (20kg/m³), AHRFA-4 (40kg/m³) y AHRFA-4 (60kg/m³) mejoraron aproximadamente un 6.6%, 3.4%, 4.2%, 10.7%, 15.2% y 19.2% respectivamente. El desplazamiento extremo lateral máximo de la Pila inicial fue de 200.9 mm.

**Tabla 4.6:** Resumen de las características de la Pila de Puente: H = 9.60 m, e = 20 cm.

Nombre del espécimen	Cuantía geométrica	Dosificación fibras (acero) kg/m³	Grieta Inicial		Fluencia de las barras		Máximo Desplazamiento		Variación de carga [%]	Relación de ductilidad
	ρ		Despl. [mm]	Carga [KN]	Despl. [mm] <sup>(1)</sup>	Carga [KN]	Despl. [mm] <sup>(2)</sup>	Carga [KN]	[%]	$\Delta_m^{(2)}/\Delta_y^{(1)}$
Pila inicial	0.011	TEN	21.4	94.4	55.1	223.3	200.9	320.2	22	3.6
AHRFA-1	0.011	20	21.0	95.7	58.4	240.8	218.4	342.7	+6.6	3.7
AHRFA-2	0.011	20	21.9	93.0	56.6	221.1	208,5	331.5	+3.4	3.7
AHA-3	0.019	1725	20.8	94.8	59.7	244.7	215.6	334.3	+4.2	3.6
AHRFA-4	0.019	20	20.9	94.9	60.4	276.4	225.8	358.6	+10.7	3.7
AHRFA-4	0.019	40	20.6	94.7	63.6	304.9	234.3	377.8	+15.2	3.7
AHRFA-4	0.019	60	21.3	96.6	66.4	328.2	250.0	396.2	+19.2	3.8

La Tabla 4.7 proporciona un resumen de las respuestas principales sobre modelos de pilas de puente para una altura de 9.60m y un espesor de 30 cm. En comparación con la pila de hormigón armado convencional (Pila inicial), las cargas laterales finales del AHA-3, AHRFA-4 (20kg/m³), AHRFA-4 (40kg/m³), AHRFA-4 (60kg/m³) mejoraron aproximadamente un 8.0%, 15.3%, 20.3% y 23.6 respectivamente.

Nombre	Cuantía geométrica	Dosificación: fibras (acero)	Grieta Inicial		Fluencia de las barras		Máximo Desplazamiento		Variación de carga [%]	Relación de ductilidad
del espécimen	ρ	kg/m <sup>3</sup>	Despl. [mm]	Carga [KN]	Despl. [mm] <sup>(1)</sup>	Carga [KN]	Despl. [mm] <sup>(2)</sup>	Carga [KN]	[%]	$\Delta_m^{(2)}/\Delta_y^{(1)}$
Pila inicial	0.011		21.4	94.4	55.1	223.3	200.9	320.2	3	3.6
AHA-3	0.012		21.9	118.3	61.8	272.7	220.0	347.9	+8.0	3.6
AHRFA-4	0.012	20	20.9	119.1	64.4	305.4	233.3	378.2	+15.3	3.8
AHRFA-4	0.012	40	21.0	121.5	65.5	328.0	245.4	402.0	+20.3	3.8
AHRFA-4	0.012	60	21.0	121.7	70.1	352.9	265.0	418.9	+23.6	3.8

**Tabla 4.7:** Resumen de las características de la Pila de Puente: H = 9.60 m, e = 30 cm.

De acuerdo a los diagramas pushover (carga-desplazamiento) representados en la Figura 4.28 y 4.29, se concluye que el modelo de evaluación numérica para una innovadora metodología de reparación estructural de pilas de puentes es "AHRFA-4". Este modelo representa un comportamiento de alta ductilidad.

### 4.5 ANÁLISIS PARAMÉTRICO.

Comúnmente puede presentarse el caso de que las pilas de un puente no tengan la misma altura (Figura 4.30), esto debido a que están definidas por parámetros como el perfil de la vía, el nivel de socavación y otros factores no estructurales.

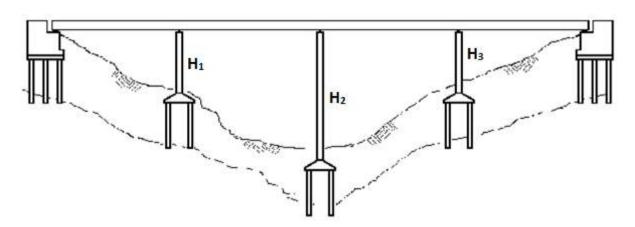


Figura 4.30: Vista lateral de un Puente, Pilas de altura variable.

Estudiar paramétricamente la influencia que tiene la altura de una pila es de suma importancia en el diseño sísmico basado en desplazamientos. Las variables paramétricas consideradas en este análisis de estudio se detallan a continuación:

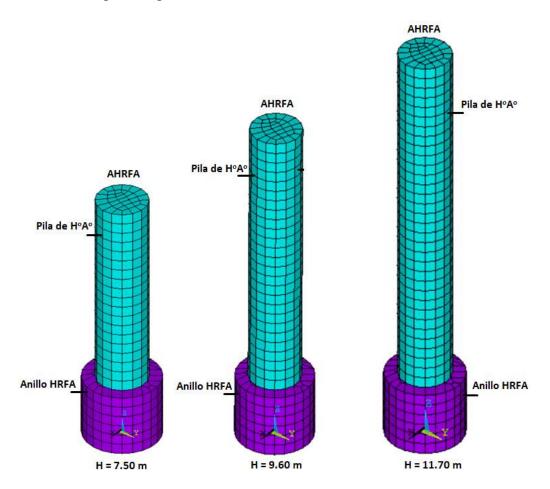
❖ Altura de la pila: 7.50 m, 9.60 m, 11.70 m

❖ Espesor del anillo de refuerzo: 20 cm, 30 cm

❖ Dosificación de las fibras de acero: 20 kg/m³, 40 kg/m³, 60 kg/m³

Para este análisis las propiedades mecánicas de los materiales son las mismas, además, se mantiene constante: la altura del anillo de refuerzo (h = 1.80 m), la armadura longitudinal ( $\phi$  = 25mm) y transversal ( $\phi$  = 8mm) de la pila como el anillo de refuerzo. Las pilas de análisis corresponden al modelo "AHRFA-4". Las condiciones de carga son las mismas que en el apartado anterior (carga lateral variable y carga axial de compresión).

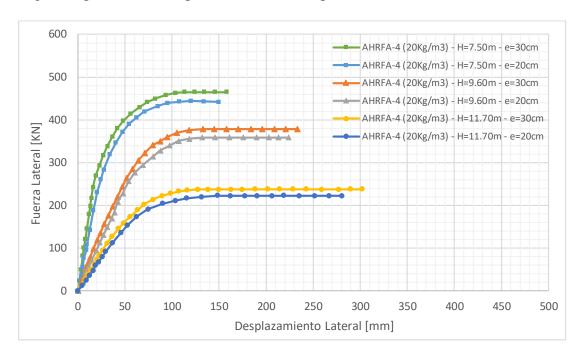
La Figura 4.31 muestra la malla de elementos finitos generados en ANSYS, para las diferentes alturas de pilas de puentes.



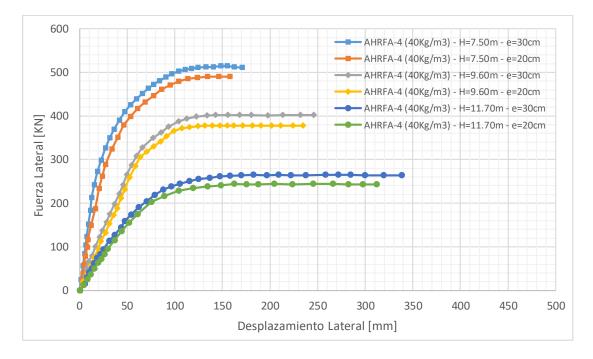
**Figura 4.31:** Malla de elementos finitos. AHRFA-4, con parámetros: (H = 7.50 m, H = 9.60 m, H = 11.70 m), (e = 20 cm, e = 30 cm).

## 4.5.1 RESULTADOS NUMÉRICOS.

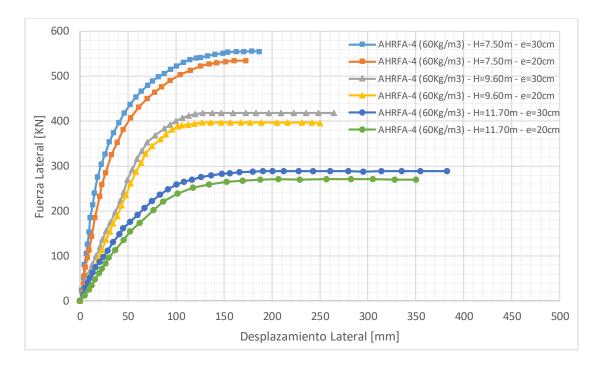
Efectuado la simulación numérica de las pilas de puente, a través del programa computacional de elementos finitos ANSYS V. 18.1, se obtienen los resultados vinculados a los diagramas pushover correspondiente al análisis paramétrico descrito.



**Figura 4.32:** Carga lateral vs. Desplazamiento lateral, un análisis paramétrico:  $(H = 7.50 \text{ m}, H = 9.60 \text{ m}, H = 11.70 \text{ m}), (e = 20 \text{ cm}, e = 30 \text{ cm}), (20 \text{ Kg/m}^3).$ 



**Figura 4.33:** Carga lateral vs. Desplazamiento lateral, un análisis paramétrico:  $(H = 7.50 \text{ m}, H = 9.60 \text{ m}, H = 11.70 \text{ m}), (e = 20 \text{ cm}, e = 30 \text{ cm}), (40 \text{ Kg/m}^3).$ 



**Figura 4.34:** Carga lateral vs. Desplazamiento lateral, un análisis paramétrico:  $(H = 7.50 \text{ m}, H = 9.60 \text{ m}, H = 11.70 \text{ m}), (e = 20 \text{ cm}, e = 30 \text{ cm}), (60 \text{ Kg/m}^3).$ 

Este análisis paramétrico (altura de pila, espesor de refuerzo y dosificación de fibras) permite observar que a medida que se incrementa la altura de la pila, la dosificación de fibras de acero y el espesor del anillo de refuerzo, la estructura misma adquiere capacidades de resistir grandes deformaciones sin perder su resistencia, es decir, se transforma en una estructura de alta ductilidad capaz de resistir comportamientos inelásticos.

La finalidad de obtener los diagramas pushover (carga-desplazamiento) se fundamenta en la necesidad de verificar la funcionalidad y rehabilitación de dicha estructura después de un evento sísmico, haciendo uso del método de diseño por capacidad basado en desplazamientos.

# CAPÍTULO V

# METODO DE DISEÑO POR CAPACIDAD BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

Este capítulo inicia con una breve introducción del método de diseño por capacidad como parte de la filosofía del diseño sismorresistente, se presentan los métodos basados en las fuerzas y los desplazamientos, para luego hacer hincapié en el método basado en desplazamientos aplicado a pilas de puentes. Se desarrollan una serie de ejemplos aplicando el método de diseño basado en desplazamientos para el caso de pilas de puente, utilizando los diagramas pushover (carga-desplazamiento) obtenidos en el CAPÍTULO IV, con la finalidad de verificar la funcionalidad y rehabilitación de la estructura.

# 5.1 INTRODUCCIÓN.

Tratar de definir con exactitud la magnitud de las fuerzas sísmicas que llegan a una estructura ha sido una labor académica y teórica compleja, ya sea porque no se tienen los suficientes registros sísmicos en la gran mayoría o porque existe una brecha conceptual entre la generación de los sismos y la forma en que estas fuerzas sísmicas afectan las estructuras que son diseñadas o estudiadas (Ospina, 2012).

El objetivo de esta metodología de diseño es realizar estructuras extremadamente tolerantes para resistir los desplazamientos producidos por la actividad sísmica, evitando el colapso, a pesar de que sus resistencias en el rango elástico hayan sido excedidas. Este procedimiento se basa principalmente en los siguientes razonamientos: Las zonas con comportamiento inelástico son previamente definidas y diseñadas para alcanzar la resistencia necesaria, las formas no deseadas de deformaciones inelásticas, tales como las fallas de corte, se deben evitar asegurando que su resistencia sea mayor que la capacidad a la flexión, incluyendo la sobre-resistencia de las rótulas plásticas.

Este método fue iniciado en la década del 60 en Nueva Zelanda por Hollings (1969), que pretendía garantizar que la influencia de las cargas sísmicas afecte solo a aquellas zonas dúctiles elegidas. Se basó en las ideas de Paulay & Priestley (1992), quien lo describió bajo

el siguiente criterio "la filosofía del diseño por capacidad se basa en el modelo de una cadena, el cual tiene un eslabón débil pero extremadamente dúctil". De esta manera, cuando la cadena se estira hasta lo máximo, solo este eslabón dúctil se deformará y se comportará inelásticamente, mientras que todos los otros eslabones al ser más resistentes se mantendrán elásticos y en consecuencia se convierten en más frágiles.

En la Figura 5.1 se observa el comportamiento de dos tipos de eslabones, frágiles y dúctiles, así como también el comportamiento de la cadena dúctil en un todo.

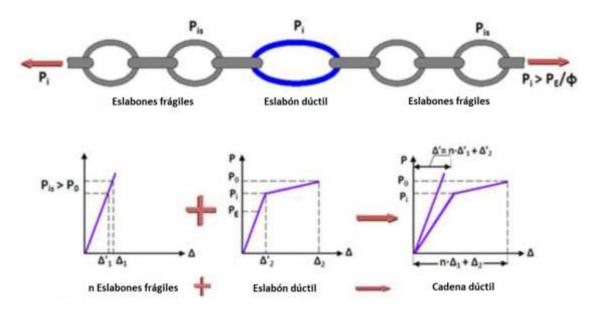


Figura 5.1: Analogía de la cadena dúctil (Paulay & Priestley, 1992).

Se puede ver en la Figura 5.1 que se asume una relación carga-desplazamiento lineal y bilineal para todos los eslabones, las deformaciones plásticas pueden suceder solamente en los eslabones dúctiles.

#### 5.2 DISEÑO BASADO EN LA FUERZA.

Para estructuras simples y regulares es factible diseñar rótulas plásticas usando este método, que consiste en afectar las fuerzas elásticas por un factor de reducción. Esto permite determinar las resistencias conservadoras de estas regiones, las cuales pueden tener un detallado adecuado para ofrecer la ductilidad requerida (Daniel, 2012). La mayoría de los códigos de diseño establecen que la ductilidad estructural se puede reemplazar con la ductilidad de los elementos y viceversa, esto implica que la ductilidad rotacional de la rótula plástica se pueda considerar igual a la ductilidad de desplazamiento de la estructura. Sin embargo, es posible verificar que esto no es realmente verdadero debido a la influencia de las vigas, fundación, apoyos y el diseño de las estructuras de los pilotes en las columnas.

El factor de reducción de fuerzas viene relacionado por la capacidad de ductilidad de desplazamiento de la estructura, expresado por la ecuación:

$$Z = 1 + 0.67(\mu_{\Delta} - 1)\frac{T}{T_o}$$
(5.1)

Donde:

Z : Factor de reducción de la fuerza.

 $\mu_{\Delta}$  : Ductilidad de desplazamiento.

T : Periodo de respuesta espectral elástica máxima.

 $T_o$ : Periodo del primer modo elástico.

Este diseño basado en las fuerzas equivalentes para considerar la acción sísmica, utiliza un espectro elástico de aceleraciones que depende de la historia de los eventos sísmicos ocurridos en la zona y un coeficiente de reducción de ese espectro para considerar la ductilidad de la estructura y la capacidad de disipar energía en el campo inelástico. A partir de estos parámetros y de las características dinámicas de la estructura, se determina el cortante basal actuante, y éste es distribuido en las masas.

Este método presenta algunas inconsistencias que se describen a continuación:

- 1. Es conocido que cuando una estructura desarrolla su comportamiento inelástico, el daño de la misma se correlaciona mejor con los desplazamientos generados que con la resistencia lateral desarrollada.
- 2. Se deben asumir las dimensiones para determinar la rigidez de los elementos, la cual interviene en las fuerzas sísmicas y en su distribución en los distintos elementos. Si luego estas dimensiones son modificadas, cambia todo el análisis.
- 3. Se supone que la ductilidad no varía de una estructura a otra similar, ni por su geometría ni por los materiales utilizados, y consecuentemente tampoco varía el factor de reducción. Según estudios realizados por Park & Paulay (1975), demostró que para vigas de igual sección y distinta longitud la ductilidad de desplazamiento es completamente diferente y, por lo tanto, tampoco puede serlo el factor de reducción.

- 4. Según lo enunciado por Priestley et al. (2007), con el método de las fuerzas se obtienen diseños seguros y satisfactorios para sismos moderados y poco frecuentes, pero los daños que se producen en eventos sísmicos severos son muy variables.
- 5. El factor de reducción se supone igual para la estructura. Generalmente en los puentes las pilas tienen diferentes alturas, y es posible que las columnas más largas permanezcan en rango elástico y las más a cortas actúen inelásticamente.
- 6. Asume que las propiedades elásticas de la estructura son buenos indicadores del comportamiento inelástico. Lo cual contradice las curvas tensión-deformación del hormigón bajo carga cíclica (Takeda, et al., 1970).

Debido a todos estos razonamientos acerca de la inconsistencia del método basado en las fuerzas, se pone en evidencia que el método basado en los desplazamientos es el más adecuado para el desarrollo de este trabajo, tomando como parámetro fundamental y más importante al desplazamiento (Priestley, et al., 2007). Así también, este método ha tenido un gran desarrollo en los últimos tiempos.

# 5.3 DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS.

En algunos problemas de la ingeniería estructural es necesario conocer el desplazamiento para poder calcular las solicitaciones, las cuales a su vez modifican nuevamente estos desplazamientos y en consecuencia el proceso se vuelve iterativo. Este es el caso de las estructuras de hormigón armado sometido a cargas sísmicas, las cuales dependen de la aceleración del terreno en el cual se encuentra el elemento y el periodo de la estructura; este a su vez depende de la masa que soporta y de la rigidez del elemento asociada al movimiento considerado. El método de diseño basado en desplazamientos puede definirse como un procedimiento en el cual los desplazamientos de la estructura, asociados a las deformaciones de los materiales constitutivos, son empleados como criterio básico de diseño.

El método de diseño basado en los desplazamientos reemplaza la estructura real por una estructura equivalente o también llamada "Estructura Sustituta" descrito por Shibata & Sozen (1976). Este método consiste en reemplazar una estructura de comportamiento inelástico, por una estructura elástica equivalente. Las propiedades de esta estructura sustituta (rigidez, periodo y amortiguamiento equivalente), serán calculadas de forma que la misma se comporte de igual manera que la estructura inelástica original (estructura real) en el punto de máximo desplazamiento (desplazamiento último de diseño).

Para pilas de puentes se considera a la misma como un grado de libertad, libre en el extremo superior y empotrada en el inferior, asociada a una masa concéntrica (Figura 5.2).

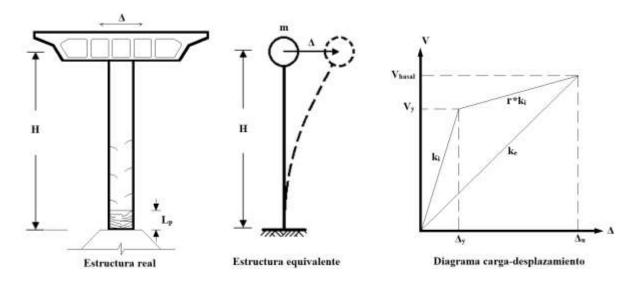
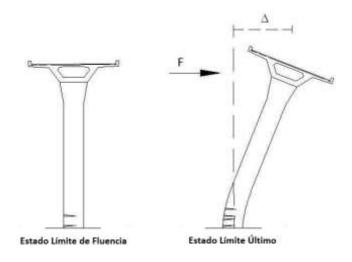


Figura 5.2: Esquema de estructura Real a Equivalente (Chopra & Goel, 2001).

La estructura equivalente considera una rigidez secante  $k_e$  (Figura 5.2), correspondiente a un desplazamiento de diseño  $\Delta_u$  y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi_{equiv}$ . Este procedimiento se contrasta con el método tradicional de diseño sismorresistente, donde el criterio de aceptación de una estructura frente a un sismo se basa simplemente en la comparación de la fuerza actuante y la fuerza resistente. Para el diseño sismorresistente es importante conocer la capacidad de desplazamiento de la estructura y con ella la capacidad de flexión (momento flector máximo) y fuerza cortante (cortante basal).



**Figura 5.3:** Niveles de daño en un puente por carga sísmica.

En la Figura 5.3 se muestra la sección de un puente en la que se observa que el daño se inicia con desplazamientos relativamente bajos, cercanos al desplazamiento de fluencia.

# 5.3.1 CONTROL DE DAÑO Y DESARROLLO DEL CRITERIO DE DEFORMACIÓN.

Reconocida la importancia del control de daño en el proceso de diseño, es necesario discutir el desarrollo de un criterio de daño por deformación para los estados límites especificados. Se considerarán tres estados límites: (1) Estado Límite de Servicio, (2) Estado Límite de Control de Daño, y (3) Estado Límite Último.

Cabe señalar que según las condicionantes del diseño podemos adoptar como variable de control del estado límite el desplazamiento en el extremo superior de la columna, la distorsión en la columna crítica, o directamente la deformación del acero o del hormigón según corresponda. Debe quedar claro que, de adoptarse como variable de control un desplazamiento o una distorsión, deberá verificarse que las deformaciones límites del acero y del hormigón no sean superadas (Dip, 1999). A continuación, se proponen criterios de deformación para controlar los estados límites.

### 5.3.1.1 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

Las deformaciones límites para el estado de servicio, deben limitarse de forma tal que la estructura no requiera reparación luego de producida una excitación de este nivel. Generalmente, las fisuras residuales para el nivel de servicio, no deberían ser mayores que 1 mm en condiciones normales de exposición.

El ancho de fisuras residuales puede relacionarse con la **deformación del acero**, suponiendo una separación para las fisuras de tracción por flexión. A partir de resultados experimentales, se observa que el desplazamiento residual para columnas excitadas a niveles bajos es de 1/3 del desplazamiento máximo del ciclo. Por lo tanto, si se asume que el ancho de fisura residual es proporcional al desplazamiento, el ancho de fisura residual de 1 mm corresponde a un ancho de fisura pico de 3 mm. Generalmente, para columnas de puente, las fisuras de tracción por flexión se encuentran espaciadas en aproximadamente 200 mm. De esto puede deducirse que la deformación específica máxima del acero será aproximadamente de 3/200 = **0.015** (Priestley, et al., 1996).

En cuanto a la **deformación del hormigón** preestablecido, el criterio de deformación tendrá como base evitar la pérdida de recubrimiento. Un valor de  $\varepsilon_c$ =**0.004** puede considerarse una estimación de deformación para la cual puede ocurrir una incipiente pérdida de recubrimiento para hormigón normal (Dip, 1999).

# 5.3.1.2 ESTADO LÍMITE DE CONTROL DE DAÑO.

Para el estado límite de control de daño es probable que las deformaciones del hormigón sean las que condicionen el diseño. Debido a que las deformaciones últimas del hormigón pueden relacionarse directamente con los niveles de armadura transversal, se pueden estimar dichas deformaciones haciendo uso del método de balance de energía de Mander, et al. (1988).

La deformación máxima del hormigón para este estado límite puede calcularse, según la propuesta de Paulay & Priestley (1992), en función de la cuantía volumétrica de armadura transversal utilizando la ecuación:

$$\varepsilon_{cmax} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}}$$
 (5.2)

Donde:

 $\varepsilon_{cmax}$ : Máxima deformación del hormigón para el estado límite de control de daño.

 $\varepsilon_{su}$ : Deformación del acero en la tensión máxima.

 $\rho_s$ : Cuantía volumétrica de armadura transversal con respecto al núcleo confinado.

 $f_{vh}$  : Tensión de fluencia del acero para la armadura transversal.

 $f'_{cc}$ : Resistencia a la compresión del hormigón confinado (Mander, et al., 1988).

Parece lógico basar la deformación del hormigón propuesta sobre un valor práctico de armadura transversal máximo. La relación volumétrica máxima de armadura transversal recomendable está cercana al 1% y coincide con una deformación del hormigón de aproximadamente 0.020. Para relaciones volumétricas en un rango de entre 0.007 a 0.008, la capacidad de deformación última correspondiente estaría en aproximadamente 0.015.

Para la **deformación admisible del acero** se estima conveniente fijar un valor de aproximadamente 50% de la deformación correspondiente a la tensión máxima de la armadura para daño cíclico, lo que resulta en una deformación del acero cercana a **0.060**. En ambos casos estos niveles de deformación son consistentes con la filosofía del estado límite de control de daño, es decir que, si bien ocurrirá daño, éste será fácilmente reparable.

# 5.3.1.3 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO.

En lo que respecta a las **deformaciones admisibles del hormigón**, teniendo en cuenta que el método de balance de energía de Mander, provee una estimación conservativa en aproximadamente un 50% de la capacidad de deformación del hormigón, se puede adoptar como deformación máxima para este limite la correspondiente a **1.5 veces la obtenida para el estado límite de control de daño**.

Como **deformación máxima del acero** para este estado límite se puede considerar, una reserva del 33% antes de la deformación que corresponde a la máxima tensión con lo que se tendría aproximadamente una deformación del acero de **0.09**.

#### 5.3.2 SELECCIÓN DE LA EXCITACIÓN.

Para la aplicación del método se hace necesario disponer de espectros de desplazamientos para distintos amortiguamientos. Si se tiene en cuenta que para cada estado límite propuesto se necesitan distintos niveles de excitación, se hace imprescindible definir algún criterio para obtener una excitación acorde a cada estado límite.

Como guía se puede citar el criterio aplicado por Paulay & Priestley (1992), quienes consideran como sismos de nivel de servicio, de control de daño y de estado límite último, a los que presentan aproximadamente 50, 500 y 5000 años respectivamente de período de recurrencia. De lo dicho anteriormente se observa que la selección del espectro de desplazamientos debe ser consistente con el estado límite considerado, se ve claramente que no es admisible utilizar el mismo espectro para todos los niveles de diseño, sin embargo, por razones prácticas es necesario encontrar una relación sencilla entre ellos.

Debido a que la mayoría de los espectros codificados están basados en niveles últimos de diseño, se sugiere relacionarlos con los otros estados límites mediante un factor de escala. Utilizando una relación propuesta por Paulay & Priestley (1992) para regiones de sismicidad alta, un sismo de nivel de servicio con un período de retorno de 50 años resulta de aplicar un factor de 0.4 al sismo de nivel de control de daño. Para el caso en que se utilice este criterio para el diseño, en conjunto con los criterios de deformaciones preestablecidas, el nivel de control de daño gobernará el diseño. Se encontró que el factor crítico, donde los criterios de control de daño y de servicio gobiernan mutuamente el diseño, corresponde a valores entre 0.45 y 0.50. En caso en que la intensidad del sismo de servicio exceda 0.5 veces el sismo de control de daño, será el criterio de servicio el que gobierne el diseño (Kowalsky, 1997).

# 5.3.3 MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (MDBD) APLICADO A PILAS DE PUENTES.

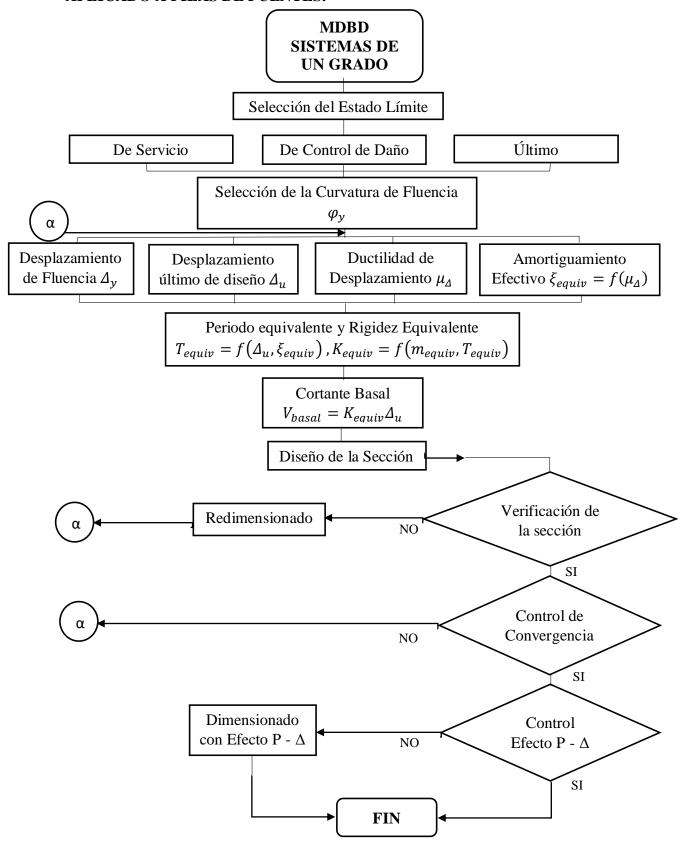


Figura 5.4: Diagrama de flujo del Método de Diseño Basado en Desplazamientos.

El procedimiento y metodología del diseño basado en los desplazamientos aplicado a pilas de puentes se resume en las siguientes etapas principales:

#### I. PRE-DIMENSIONAMIENTO:

Considerando las cargas gravitatorias (peso propio), se deben diseñar los elementos de la superestructura y hacer un pre-dimensionado de la pila de acuerdo a su geometría, dimensiones y materiales a utilizar. De manera general, para la geometría de la pila sólo se debe adoptar el diámetro si es que corresponde a una pila circular, puesto que la altura será función de otros factores externos no estructurales como ser la topografía, el perfil del camino, la altura de socavación, las características del suelo y otros factores más (Gómez, 2012).

# II. DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA $(\Delta_{v})$ .

Partiendo de los conceptos básicos de la resistencia de materiales y las ecuaciones de flexión, se obtiene que la curvatura  $\varphi$  por definición es:

$$\varphi = \frac{d\theta}{dx} = \frac{d^2\Delta}{dx^2} = \frac{M}{EI} \tag{5.3}$$

La curvatura de fluencia es un valor que tiende a ser constante para diferentes cuantías de acero de refuerzo dentro de la sección del hormigón. La curvatura de fluencia se puede estimar utilizando la ecuación dada por Priestley, et al. (2007) que es función de las propiedades geométricas de la sección y la deformación unitaria de fluencia del acero. Para el caso de pilas circulares de hormigón armado se tiene:

$$\varphi_y = \frac{2.25\varepsilon_y}{D} \tag{5.4}$$

Donde:

 $\varphi_{\nu}$  : Curvatura de fluencia.

 $\varepsilon_{v}$  : Deformación unitaria del acero para alcanzar la fluencia.

D: Diámetro de la Pila.

El desplazamiento de fluencia es determinado a través de la curvatura de fluencia y la altura de la pila con:

$$\Delta_y = C_e \varphi_y H^2 \tag{5.5}$$

#### Definiendo notación:

 $\Delta_{\nu}$ : Desplazamiento de fluencia.

 $C_e$ : Factor que depende de la cantidad de concavidades.

*H* : Altura de la Pila.

 $C_e$  es un factor que depende de las concavidades contrarias que tenga el elemento al flexionarse, empleando el valor de 1/3 cuando la deformación es como la de un voladizo y 1/6 si ocurre una doble concavidad. De acuerdo a la ecuación (5.5) la altura de la pila es el factor más predominante para determinar el desplazamiento de fluencia.

# III. LONGITUD DE PLASTIFICACIÓN $(L_n)$ .

El tramo de elemento estructural sometido a flexión, donde se considera una longitud equivalente de la rótula plástica, generándose una rotación que es independiente a la flexión pura del elemento se llama longitud de plastificación (Restrepo, 2007).



**Figura 5.5:** Trayectoria de las grietas en un ensayo a flexión (Restrepo, 2007).

Las variables que influyen en la determinación de la longitud de plastificación son el tipo de acero empleado como refuerzo longitudinal. Paulay & Priestley (1992) propuso la siguiente expresión:

$$H_{equiv} = H + 0.044 f_y d_b (5.6)$$

$$L_p = 0.08 H_{equiv} + 0.022 f_y d_b \ge 0.044 f_y d_b$$
 en MPa (5.7)

$$L_p = 0.08 H_{equiv} + 0.15 f_y d_b \ge 0.3 f_y d_b$$
 en Ksi (5.8)

 $H_{equiv}$ : Altura equivalente de columna que tiene en cuenta la penetración de la deformación de la armadura en la base, calculada según Priestley, et al. (1996).

 $L_n$ : Longitud de plastificación.

 $f_{v}$ : Tensión de fluencia del acero a tracción.

 $d_b$ : Diámetro de las barras de armadura longitudinal.

De acuerdo a (5.7) o (5.8) la longitud de plastificación se desarrolla incluso dentro de la cimentación.

# IV. DESPLAZAMIENTO ÚLTIMO DE DISEÑO $(\Delta_u)$ .

Para poder comprender lo ocurrido en la estructura durante el sismo antes de que se alcancen los esfuerzos últimos, es necesario determinar el desplazamiento elástico que se desarrolla a lo largo del elemento estructural y el desplazamiento inelástico que ocurre por la longitud de plastificación, identificando de esta forma qué tan dúctil es la estructura.

Respecto a la parte inelástica, la ecuación resultante del desplazamiento plástico  $\Delta_p$  tiene en cuenta directamente los valores obtenidos del diagrama M -  $\varphi$  en el sentido que considera que la curvatura plástica  $\varphi_p$  es la diferencia entre la curvatura última  $\varphi_u$ , la curvatura de fluencia  $\varphi_y$  y un factor  $C_i$  que también depende de las concavidades que tenga el elemento al flexionarse, siendo igual a 1.0 para voladizos. Considerando un giro plástico  $\theta_p$  constante en la longitud de plastificación, se obtiene que el desplazamiento plástico es:

$$\Delta_P = C_i \left( \varphi_u - \varphi_y \right) L_p \left( H - \frac{L_p}{2} \right) \tag{5.9}$$

Sumando ahora la parte elástica e inelástica, se determina el máximo desplazamiento que puede alcanzar la estructura, siendo este el desplazamiento último propuesto por Park & Paulay (1975):

$$\Delta_u = C_e \varphi_y H^2 + C_i (\varphi_u - \varphi_y) L_p \left( H - \frac{L_p}{2} \right)$$
 (5.10)

Previamente la curvatura última de diseño es determinada por la ecuación:

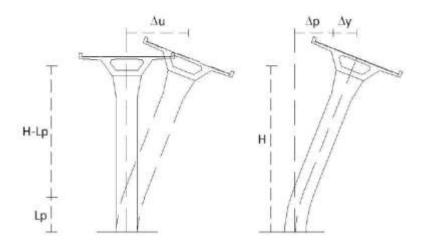
$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cmax}}{c} \tag{5.11}$$

 $\Delta_u$ : Desplazamiento último de diseño.

 $\varphi_u$ : Curvatura última de diseño.

c : Profundidad del eje neutro, obtenida luego de diseñar la sección.

La Figura 5.6 ilustra el desplazamiento último  $\Delta_u$  que experimenta una estructura de un puente ante una carga lateral. Se puede observar que dentro de la altura del puente H existe una porción donde se desarrolla la rotación de la estructura correspondiente a la longitud de plastificación.



**Figura 5.6:** Desplazamientos laterales de un puente.

#### V. DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO.

La propiedad que presentan algunos materiales de poder deformarse sin llegar a su degradación total o parcial, perdiendo su capacidad de resistir tensiones, se conoce como ductilidad y define qué tanto puede deformarse la sección hasta llegar a la falla.

La importancia de la ductilidad en los elementos estructurales, radica en su capacidad de absorción de energía por fuera del rango elástico, de manera que esta pueda deformarse sin colapsar. Esta propiedad es básica en el diseño sismorresistente, ya que, al evitarse el colapso de las estructuras por causa de un evento sísmico, se preserva la integridad humana.

La ductilidad de desplazamiento que describe los estados límites de agotamiento de la sección de hormigón armado y de fluencia del acero, matemáticamente se define como:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_v} \tag{5.12}$$

 $\mu_{\Delta}$  : Ductilidad de desplazamiento.

Según Hwang, et al. (2001): si la columna tiene fisuración menor, se considera en estado de daño ligero con una ductilidad de desplazamiento de 1.0. Cuando  $\mu_{\Delta}$  es 1.2, se asume que la resistencia a la tracción de las barras de refuerzo longitudinal se ha alcanzado y el hormigón podría tener fisuración visible. Luego, cuando  $\mu_{\Delta}$  alcanzaba 1.76, las rótulas plásticas comienzan a formarse en las columnas. Finalmente, el núcleo de las columnas empieza a desintegrarse cuando  $\mu_{\Delta}$  alcanza el valor de 4.76 y se establece que la columna ha fallado.

## VI. AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE.

El procedimiento de diseño requiere relaciones entre ductilidad de desplazamiento y amortiguamiento viscoso equivalente, este amortiguamiento es determinado por la suma de una componente elástica más una componente histerética:

$$\xi_{equiv} = \xi_{elast} + \xi_{hist} \tag{5.13}$$

Donde:

 $\xi_{equiv}$ : Amortiguamiento viscoso equivalente.

 $\xi_{elast}$ : Amortiguamiento elástico.

 $\xi_{hist}$ : Amortiguamiento histerético.

El estudio realizado por Dwairi, et al. (2007) expresa la componente de respuesta histerética como:

$$\xi_{hist} = C\left(\frac{\mu_{\Delta} - 1}{\mu_{\Delta}\pi}\right) \tag{5.14}$$

Definiendo notación:

*C* : Coeficiente que depende de la regla de histéresis.

Para el caso de pilas de puentes la regla de histéresis versa en Takeda "Delgado" (Priestley, et al., 2007), para el cual el coeficiente *C* indicado en (5.14) es igual a 0.444.

Para los casos usuales de estructuras de hormigón, el amortiguamiento elástico es del 5% y el histerético dependerá del comportamiento plástico del material, entonces (5.13) queda expresado de la forma:

$$\xi_{equiv} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu_{\Delta} - 1}{\mu_{\Delta}\pi}\right)$$
 (5.15)

La regla de histéresis considerada por Takeda "Delgado" (Figura 5.7), representa la respuesta de las pilas de hormigón armado dúctiles (Priestley, et al., 2007).

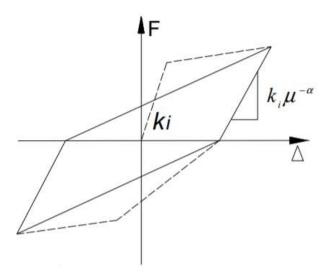


Figura 5.7: Regla de histéresis Takeda "Delgado" (TT) (Priestley, et al., 2007).

#### VII. FACTOR DE MODIFICACIÓN.

El reglamento INPRES-CIRSOC 103 (2018), no considera amortiguamientos mayores al 5% para obtener los espectros elásticos de Pseudoacelación. Para tener en cuenta este comportamiento, Priestley, et al. (2007) propuso un factor de modificación de la demanda sísmica en función del amortiguamiento:

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{equiv}}\right)^{0.5} \tag{5.16}$$

Donde:

 $R_{\xi}$ : Factor de modificación de la demanda sísmica.

# VIII. DESPLAZAMIENTO EQUIVALENTE ( $\Delta_{equiv}$ ).

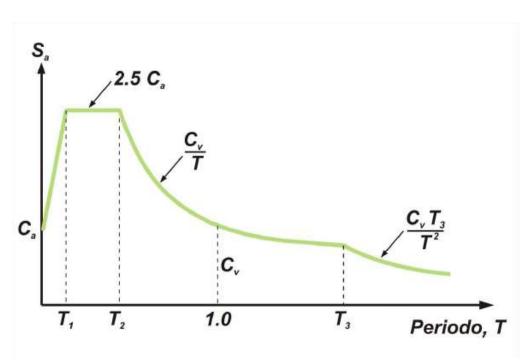
El desplazamiento equivalente es una especie de desplazamiento amplificado a través de un factor, el cual se expresa como la relación entre el desplazamiento de diseño último y el factor de modificación de la demanda sísmica:

$$\Delta_{equiv} = \frac{\Delta_u}{R_{\xi}} \tag{5.17}$$

El desplazamiento equivalente es una magnitud significativa, que permite determinar el periodo equivalente de una estructura a partir de un espectro de desplazamientos.

# IX. ESPECTRO ELÁSTICO DE PSEUDOACELERACIONES.

Según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 (2018), la excitación sísmica se define mediante los espectros de diseño para acciones horizontales para estado límite último (ELU). Los espectros elásticos de diseño que representa este reglamento difieren de los correspondientes al reglamento INPRES-CIRSOC del año 1991. Estos últimos estaban fuertemente influenciados por las investigaciones de Seed, luego del terremoto de San Fernando, 1971. Básicamente, la influencia del sitio se tenía en cuenta mediante un solo factor de amplificación aplicable a la zona de espectro controlada por la velocidad. El terremoto de México de 1985, y posteriormente, el de Loma Prieta de 1989 mostraron que la influencia del sitio impactaba no solo en la zona controlada por la velocidad, sino también en la zona controlada por la aceleración, sugiriendo la incorporación de dos factores de amplificación uno para cada zona del espectro. De esta manera, los coeficientes  $C_a$  y  $C_v$  incorporan estos factores de amplificación. Estos coeficientes, no solo son función del sitio, sino también del nivel de peligrosidad sísmica de la zona. En todos los casos, el plafón del espectro amplifica la aceleración del terreno por 2.5; en lugar de 3.0 del reglamento INPRES-CIRSOC del año 1991, de acuerdo con la tendencia actual.



**Figura 5.8:** Espectro elástico de pseudoaceleraciones (Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 2018).

Los espectros de diseño elástico se establecen para cada zona sísmica en función de la clasificación del sitio. Las Ordenadas  $S_a$  del espectro elástico de aceleración para acciones horizontales de diseño  $E_H$  para una razón de amortiguamiento del 5% se definen por las siguientes expresiones:

$$S_a = C_a \left( 1 + \frac{1.5 T}{T_1} \right) \quad \rightarrow \quad \text{para} \quad T \le T_1$$
 (5.18)

$$S_a = 2.5 C_a$$
  $\rightarrow$  para  $T_1 < T \le T_2$  (5.19)

$$S_a = \frac{C_v}{T}$$
  $\rightarrow$  para  $T_2 < T \le T_3$  (5.20)

$$S_a = \frac{C_v T_3}{T^2}$$
  $\rightarrow$  para  $T > T_3$  (5.21)

Donde:

 $S_a$ : Pseudoaceleración elástica, como fracción de la gravedad [%g].

 $C_a$ ,  $C_v$ : Parámetros característicos del espectro de diseño.

 $T_1, T_2, T_3$ : Periodos característicos del espectro de diseño en [s].

T : Periodo de vibración genérico en [s].

Los parámetros que definen los espectros son los coeficientes  $C_a$  y  $C_v$  que se presentan en la Tabla 5.1.

**Tabla 5.1:** Valores de  $a_s$ ,  $C_a$  y  $C_v$  para las distintas zonas sísmicas y tipos espectrales (Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 2018).

Tin .	Zona Sísmica									
Tipo Espectral	4		3		2		1			
(Sitio)	<b>a</b> <sub>s</sub> =	0,35	$a_s = 0.25$		$a_s = 0.15$		$a_s = 0.08$			
	C <sub>a</sub>	C <sub>v</sub>	C <sub>a</sub>	C <sub>v</sub>	C <sub>a</sub>	C <sub>v</sub>	C <sub>a</sub>	C <sub>v</sub>		
1 (S <sub>A</sub> , S <sub>B</sub> , S <sub>C</sub> )	0,37N <sub>a</sub>	0,51N <sub>v</sub>	0,29N <sub>a</sub>	0,39N <sub>v</sub>	0,18	0,25	0,09	0,13		
2 (S <sub>D</sub> )	0,40N <sub>a</sub>	0,59N <sub>v</sub>	0,32N <sub>a</sub>	0,47 N <sub>v</sub>	0,22	0,32	0,12	0,18		
3 (S <sub>E</sub> )	0,36N <sub>a</sub>	0,90N <sub>v</sub>	0,35N <sub>a</sub>	0,74N <sub>v</sub>	0,30	0,50	0,19	0,26		

En todos los casos:

$$N_a = 1 (5.22)$$

$$N_{v} = 1.2 \tag{5.23}$$

$$T_2 = \frac{C_v}{2.5C_a} \tag{5.24}$$

$$T_1 = 0.2 T_2 \tag{5.25}$$

Otro cambio importante es la incorporación del periodo  $T_3$ , que divide la zona del espectro controlada por la velocidad de la controlada por el desplazamiento. La primera varia con la inversa de T y la segunda con la inversa de  $T^2$ . Esto hace que las demandas de desplazamiento crezcan linealmente con T en la zona controlada por la velocidad y se mantengan constantes a partir de  $T_3$ , de acuerdo con las tendencias de los espectros reales (Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 2018). En realidad, las demandas de desplazamiento para periodos muy largos deberían ser iguales al desplazamiento del terreno, pero estos periodos tan largos están fuera de los periodos de interés para las estructuras usuales.

El periodo  $T_3$  es dado por la Tabla 5.2 según la zona sísmica:

**Tabla 5.2:** Valor del periodo T<sub>3</sub> (Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 2018).

Zona sísmica	T <sub>3</sub> (s)
4	13
3	8
2	5
1	3

## X. ESPECTRO ELÁSTICO DE DESPLAZAMIENTOS.

Los espectros elásticos de desplazamientos se construyen a partir de los espectros de pseudoaceleraciones codificado en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 (2018), considerando los parámetros de suelo y la zona de sismicidad local donde se emplaza la estructura. Estos espectros son construidos para una relación de amortiguamiento del 5% (amortiguamiento elástico).

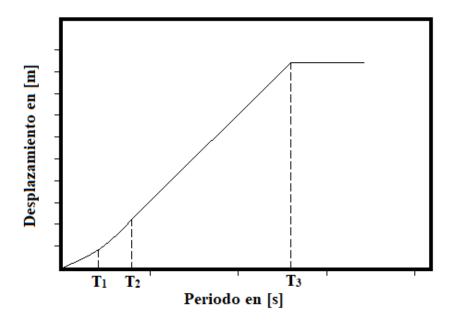


Figura 5.9: Espectro elástico de Desplazamientos.

Para confeccionar los espectros de desplazamientos en base a los espectros de pseudoaceleraciones codificado, se utiliza la siguiente ecuación:

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} = \frac{S_a T^2}{4\pi^2} \tag{5.26}$$

Donde:

 $S_d$ : Desplazamiento elástico [m].

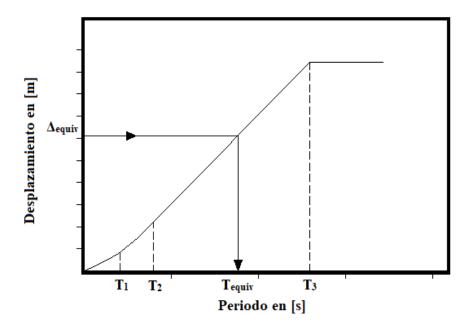
 $S_a$ : Pseudoaceleración elástica [m/s<sup>2</sup>].

T : Periodo de vibración genérico en [s].

Como puede manifestarse según la Figura 5.9, la magnitud del desplazamiento es nulo cuando el periodo igualmente lo es, alcanzando un plafón horizontal a partir de un periodo " $T_3$ ", el cual se determina en función a la zona sísmica como se detalla en la Tabla 5.2.

# XI. PERIODO EQUIVALENTE $(T_{equiv})$ .

A partir del espectro de desplazamientos, ingresando con la magnitud del desplazamiento equivalente, se obtiene el periodo equivalente de la estructura según se indica en la Figura 5.10. Así también, el periodo equivalente puede determinarse de manera más precisa haciendo uso de la técnica de interpolación lineal.



**Figura 5.10:** Determinación del periodo equivalente  $(T_{equiv})$  a partir del desplazamiento equivalente  $(\Delta_{equiv})$ .

# XII. RIGIDEZ EQUIVALENTE $(K_{equiv})$ .

La rigidez efectiva del sistema equivalente en el desplazamiento máximo, es definida a partir de la ecuación de un oscilador de un grado de libertad en el modo fundamental de vibración. La rigidez equivalente se expresa como función de la masa equivalente asociada a la pila y el periodo equivalente de la estructura:

$$K_{equiv} = \frac{4\pi^2 m_{equiv}}{T_{equiv}^2} \tag{5.27}$$

Donde:

 $K_{equiv}$ : Rigidez equivalente.

 $m_{equiv}$ : Masa equivalente asociada a la pila.

 $T_{equiv}$ : Periodo equivalente de la estructura.

# XIII. CORTANTE BASAL ( $V_{basal}$ ).

Los efectos sísmicos siempre estarán presentes debido a que una estructura está cimentada sobre suelo con capacidades portantes dependiendo de la zona sísmica. El corte basal es uno de los principales problemas que se pueden suscitar en una estructura posterior a

un evento sísmico motivado al movimiento de masas. El cortante basal representa una fuerza de reacción localizada en la base, definida por:

$$V_{basal} = K_{equiv} \, \Delta_u \tag{5.28}$$

Donde:

 $V_{basal}$ : Cortante basal.

# XIV. FUERZA DE FLUENCIA $(V_{\nu})$ .

A partir del cortante basal, se procede a calcular la fuerza de fluencia definida como función de la ductilidad de desplazamiento y la relación de pendientes entre la zona elástica y plástica descrita en el diagrama carga-desplazamiento. La fuerza de fluencia es definida matemáticamente por:

$$V_y = \frac{V_{basal}}{1 + \alpha \mu_A - r} \tag{5.29}$$

Donde:

 $V_{\nu}$ : Fuerza de fluencia.

r : Relación entre la rigidez luego de la fluencia y la rigidez inicial.

# XV. MOMENTO DE FLUENCIA $(M_y)$ Y MOMENTO ÚLTIMO $(M_u)$ .

El momento de fluencia es aquel momento que produce una rotación del elemento en una magnitud superior a la obtenida por un análisis estático lineal, lugar donde se produce la rótula plástica. El momento de fluencia es determinado por la fuerza de fluencia y la altura de la pila:

$$M_{\nu} = V_{\nu} H \tag{5.30}$$

Donde:

 $M_{\nu}$ : Momento de fluencia.

El momento último es aquel momento máximo que puede alcanzar una estructura cuando se produce el máximo desplazamiento. El momento último es determinado por el cortante basal y la altura de la pila:

$$M_{u} = V_{hasal} H \tag{5.31}$$

 $M_u$ : Momento último.

A partir de las fuerzas internas del paso anterior  $(V_y)$  y el momento último  $(M_u)$ , se determina el refuerzo longitudinal y transversal respectivamente.

#### XVI. CONTROL DEL EFECTO P - Δ.

Se calcula la rigidez lateral del sistema a partir de:

$$K = \frac{3E_c I}{L_e^3} \tag{5.32}$$

Con:

$$I = \frac{\pi D^4}{64} \tag{5.33}$$

Donde:

K: Rigidez lateral del sistema.

 $L_e$ : Longitud equivalente,  $L_e = 2H$  (para columnas empotradas en la base y libres en el extremo superior).

Luego se determina el desplazamiento de fluencia utilizando la rigidez lateral del sistema (5.32) y la fuerza de fluencia (5.29) a través de la ecuación:

$$\Delta_y^i = \frac{V_y}{K} \tag{5.34}$$

Donde:

 $\Delta_{y}^{i}$ : Desplazamiento de fluencia cuando se ha alcanzado la convergencia.

Si el desplazamiento de fluencia calculado en (5.34) no coincide con el desplazamiento de fluencia determinado en (5.5), se debe regresar a (5.4) asumiendo un nueva curvatura de fluencia. Además, se debe revisar la profundidad del eje neutro, el diámetro del acero de refuerzo longitudinal y la cuantía de refuerzo transversal, repitiendo el proceso hasta que se cumpla la igualdad entre los desplazamientos de fluencia (5.5 y 5.34).

# XVII. ÍNDICE DE ESTABILIDAD $(\theta_{\Delta})$ .

Se deben evaluar los efectos de segundo orden en la pila y en caso de ser necesario amplificar los momentos obtenidos. Este efecto es determinado en base a un factor llamado índice de estabilidad, definido de la forma:

$$\theta_{\Delta} = \frac{N\Delta_{max}}{M_{yy}} \tag{5.35}$$

Donde:

 $\theta_{\Delta}$  : Índice de estabilidad.

 $\Delta_{max}$ : Desplazamiento máximo.

N : Esfuerzo normal de compresión debido a la superestructura.

El valor límite del índice de estabilidad para despreciar los efectos de segundo orden es del 10%. En consecuencia, si es mayor, se deben amplificar los momentos, sumando el producto del esfuerzo normal actuante y el desplazamiento máximo que sufrirá la pila. Las expresiones para los momentos amplificados son:

$$M_y^d = M_y + N\Delta_{max} (5.36)$$

$$M_u^d = M_u + N\Delta_{max} (5.37)$$

Donde:

 $M_{\nu}^{d}$ : Momento de fluencia amplificado.

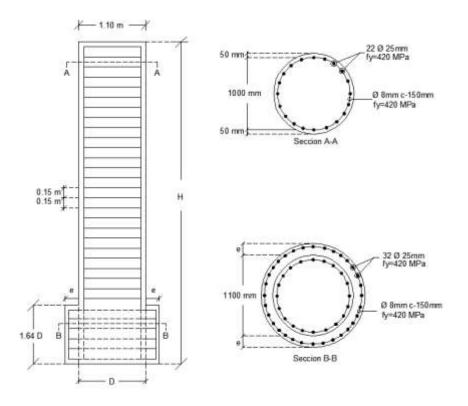
 $M_u^d$ : Momento último amplificado.

### XVIII. VERIFICACIÓN.

El procedimiento final para el proceso del diseño basado en desplazamientos consiste en: verificar que los desplazamientos y momentos últimos obtenidos de los diagramas carga lateral vs. desplazamiento lateral (numérico), sean mayores a los calculados en los pasos descriptos anteriormente (teórico). En caso de no verificarse alguna de las condiciones, se debe redimensionar la sección, ya sea cambiando las propiedades geométricas de los materiales, o la cuantía de acero utilizada y regresando al paso II.

# 5.3.4 EJEMPLO DE DISEÑO APLICANDO EL MÉTODO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS.

Para desarrollar el método de diseño sísmico basado en desplazamientos se toma como ejemplo numérico las pilas de puente que fueron analizadas en el CAPÍTULO 4.5.

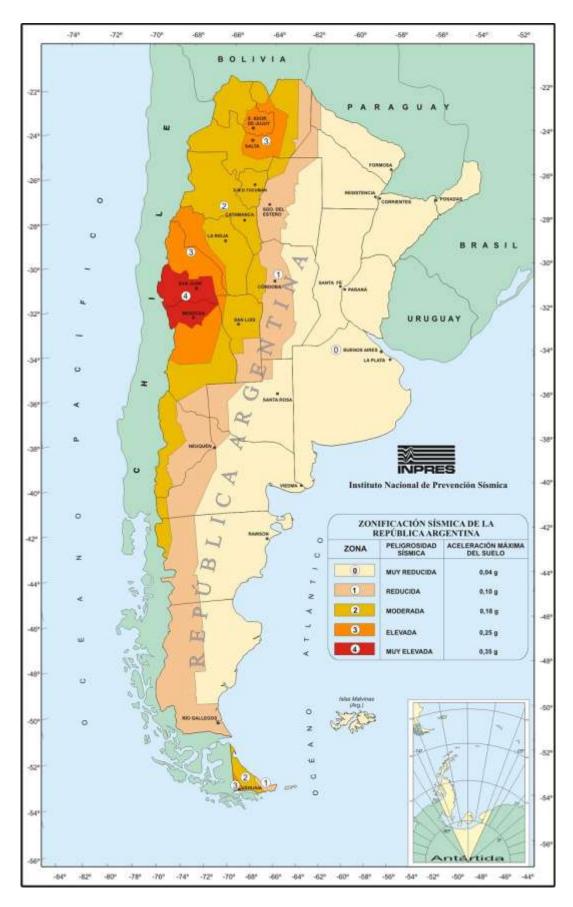


**Figura 5.11:** Pila de Hormigón Armado con Anillo de HRFA, con parámetros: (H = 7.50 m, H = 9.60 m, H = 11.70 m), (e = 20 cm, e = 30 cm).

De acuerdo al Reglamento INPRES-CIRSOC 103 (2018), el territorio nacional argentino se divide en cinco zonas sísmicas de acuerdo con la peligrosidad sísmica existente en cada región. La Tabla 5.3 detalla el nivel de peligrosidad asignado a cada zona, la Figura 5.12 la zonificación sísmica y La Tabla 5.4 la clasificación del sitio y la influencia del suelo:

**Tabla 5.3:** Peligrosidad sísmica (Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 2018).

Zona sísmica	Peligrosidad
0	Muy reducida
1	Reducida
2	Moderada
3	Elevada
4	Muy elevada



**Figura 5.12:** Zonificación sísmica de la República Argentina (Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 2018).

**Tabla 5.4:** Clasificación del sitio - influencia del suelo (Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 2018).

			PROPIEDADES DE SUELO PROMEDIO					
Tipo espectral Sitio		DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DE SUELOS	Velocidad media de la onda de corte, V <sub>sm</sub> (m/s)	Nº de golpes medio del ensayo de penetración normalizado N <sub>m</sub>	Resistencia media al corte no drenado S <sub>um</sub> (kPa)			
	SA	Formación de roca dura, con presencia superficial y escasa meteorización.	>1500	\$	150			
Tipo 1	SB	Formación de roca dura con pequeña capa de suelo denso y/o roca meteorizada <3m	760 a 1500	<b>-</b> €	- <del>-</del>			
	Sc	Formación de roca blanda o meteorizada que No cumple con S <sub>A</sub> y S <sub>B</sub> .  Gravas y/o arenas muy densas.  Suelo cohesivo pre-consolidado, muy duro.  Gravas y/o arenas de densidad media.	360 a 760	>50	>100			
Tipo 2	SD	Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravas y/o arenas de baja densidad.	180 a 360	15 a 50	50 a 100			
Tipo 3	SE	Suelo cohesivo blando de baja plasticidad.	<180	<15	< 50			
	F	Suelos dinámicamente inestables. Requier	en estudios es	peciales.	57			

De acuerdo a la zona sísmica (Tabla 5.3) y la influencia del suelo (Tabla 5.4), el tipo de puente analizado sobre avenida Circunvalación y vías del Ferrocarril Mitre corresponde a una "ZONA SÍSMICA 2" y "SUELO TIPO 3". A partir de esta clasificación se procede a construir el espectro de aceleraciones para un periodo específico por medio de las ecuaciones: (5.18), (5.19), (5.20), (5.21), (5.24) y (5.25), con los datos de  $C_a$ ,  $C_v$  y  $T_3$  especificados en la Tabla 5.1 por el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 (2018).

Definido el espectro de pseudoaceleraciones, se procede a construir el espectro de desplazamientos para un periodo en específico a través de la ecuación (5.26), este espectro de desplazamientos es fundamental para determinar el periodo equivalente  $(T_{equiv})$  para el diseño basado en desplazamientos.

A continuación, se muestran los espectros elásticos de pseudoaceleraciones y de desplazamientos de acuerdo a la clasificación descrita en el párrafo anterior:

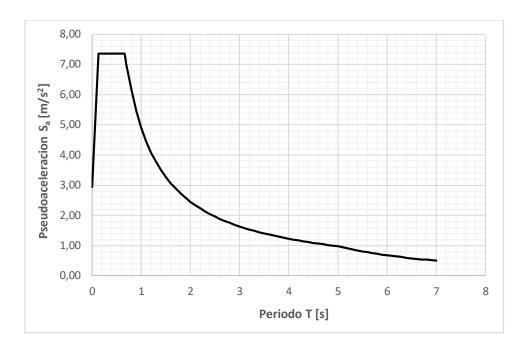


Figura 5.13: Espectro elástico de Pseudoaceleraciones (Zona Sísmica 2 - Suelo Tipo 3).

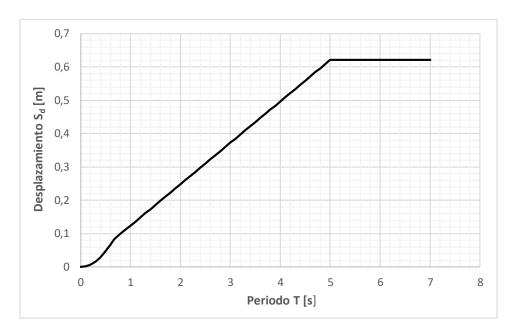


Figura 5.14: Espectro elástico de Desplazamientos (Zona Sísmica 2 - Suelo Tipo 3).

Definido los espectros de pseudoaceleraciones y de desplazamientos para las pilas de puente según la zona sísmica y clasificación del sitio (Zona Sísmica 2 y Suelo Tipo 3), se procede a desarrollar el método de diseño basado en desplazamientos. Se utilizan los valores de los diagramas pushover (carga-desplazamiento) obtenidos en el CAPÍTULO 4.5.1 (Figura 4.31, 4.32 y 4.33).

La Tabla 5.5 presenta los resultados obtenidos del diseño basado en desplazamientos para la primera iteración.

Tabla 5.5: Valores obtenidos en la primera iteración - MDBD.

	Pila H=7.50m	Pila H=9.60m	Pila H=11.70m	
φ <sub>γ</sub> [1/m]	0.003	0.003	0.003	Curvatura de fluencia
Δ <sub>y</sub> [m]	0.056	0.092	0.137	Desplazamiento de fluencia
L <sub>b</sub> [m]	0.831	1.00	1.167	Longitud de rótula plástica
φ <sub>u</sub> [1/m]	0.017	0.015	0.013	Curvatura última de diseño
Δ <sub>u</sub> [m]	0.139	0.201	0.267	Desplazamiento último de diseño
$\mu_{\Delta}$	2.47	2.18	1.95	Ductilidad de desplazamiento
ξ <sub>equiv</sub> [%]	13.40	12.66	11.88	Amortiguamiento equivalente
T <sub>equiv</sub> [s]	1.658	2.342	3.018	Periodo equivalente
V <sub>basal</sub> [KN]	378.50	275.31	219.64	Cortante Basal
V <sub>y</sub> [KN]	317.94	233.80	189.16	Fuerza de fluencia
Δ <sub>y</sub> [m]	0.061	0.094	0.138	Control efecto P-∆

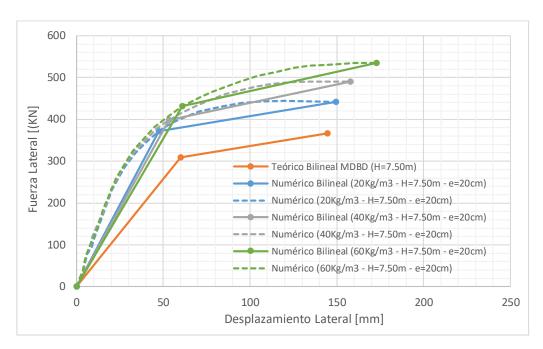
La Tabla 5.6 presenta los resultados obtenidos del diseño basado en desplazamientos para la última iteración logrando la convergencia.

Tabla 5.6: Valores obtenidos en la última iteración - MDBD.

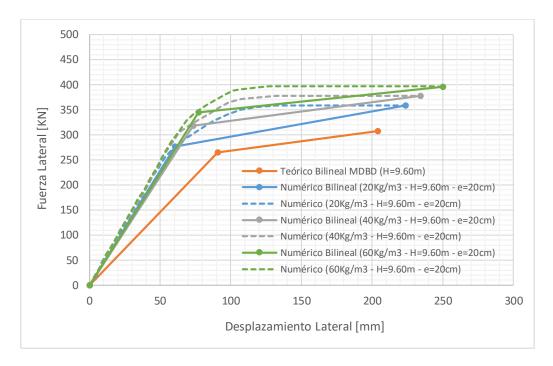
	Pila H=7.50m	Pila H=9.60m	Pila H=11.70m
φ <sub>γ</sub> [1/m]	0.0032	0.00295	0.00293
Δ <sub>y</sub> [m]	0.060	0.091	0.134
L <sub>b</sub> [m]	0.868	1.036	1.204
φ <sub>u</sub> [1/m]	0.017	0.015	0.013
Δ <sub>u</sub> [m]	0.145	0.204	0.268
$\mu_{\Delta}$	2.41	2.25	2.01
ξ <sub>equiv</sub> [%]	13.27	12.85	12.09
Δ <sub>equiv</sub> [m]	0.214	0.297	0.381
T <sub>equiv</sub> [s]	1.722	2.390	3.067
V <sub>basal</sub> [KN]	365.98	267.97	213.97
V <sub>y</sub> [KN]	309.27	225.63	182.71
M <sub>y</sub> [KN_m]	2319.52	2166.01	2137.74
M <sub>u</sub> [KN_m]	2744.86	2572.48	2503.48
Δ <sub>y</sub> [m]	0.060	0.091	0.134
θ <sub>Δ</sub> [%]	9.77	14.70	19.87
My <sup>d</sup> [KN_m]	2319.52	2544.22	2635.07
M <sub>u</sub> <sup>d</sup> [KN_m]	2744.86	2950.69	3000.81

# 5.3.4.1 RESULTADOS NUMÉRICOS

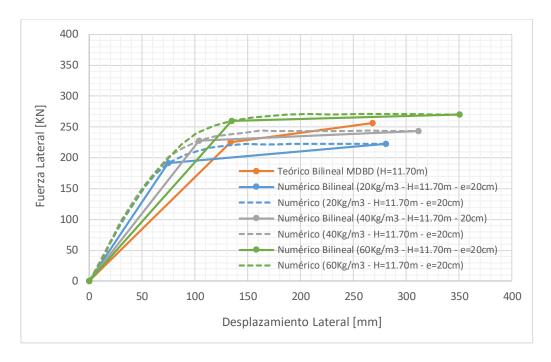
A continuación, se muestran los diagramas carga-desplazamiento obtenido por el método de diseño basado en desplazamientos (teórico), como así también, a través del programa ANSYS (numérico) desarrollado en el CAPÍTULO 4.5.1.



**Figura 5.15:** Carga-desplazamiento Pila de Puente. Teórico (MDBD) vs. Numérico, con parámetros: (H = 7.50 m, e = 20 cm), ( $20 \text{ Kg/m}^3$ ,  $40 \text{ Kg/m}^3$ ,  $60 \text{ Kg/m}^3$ ).

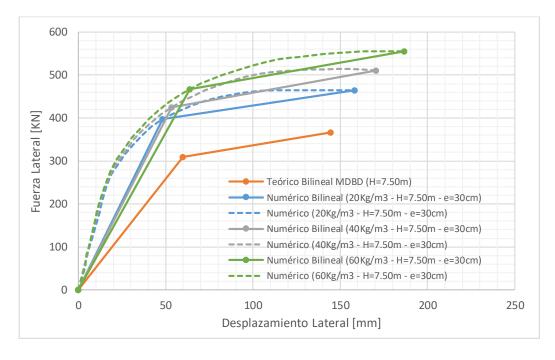


**Figura 5.16:** Carga-desplazamiento Pila de Puente. Teórico (MDBD) vs. Numérico, con parámetros: (H = 9.60 m, e = 20 cm), ( $20 \text{ Kg/m}^3$ ,  $40 \text{ Kg/m}^3$ ,  $60 \text{ Kg/m}^3$ ).

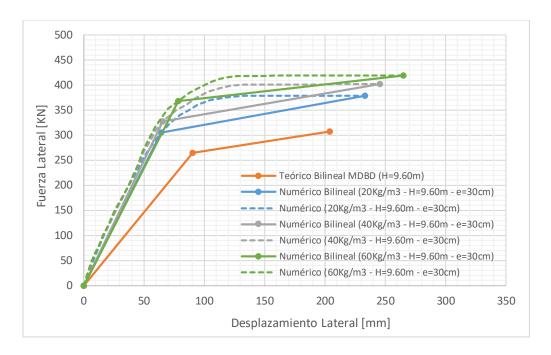


**Figura 5.17:** Carga-desplazamiento Pila de Puente. Teórico (MDBD) vs. Numérico, con parámetros: (H = 11.70 m, e = 20 cm), (20 Kg/m<sup>3</sup>, 40 Kg/m<sup>3</sup>, 60 Kg/m<sup>3</sup>).

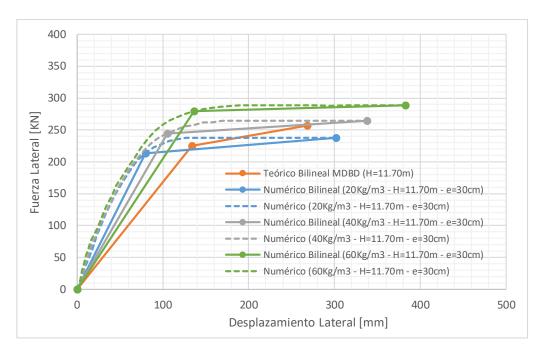
De igual manera, se presentan los diagramas carga-desplazamiento (teórico y numérico) para un espesor de refuerzo de 30 cm, alturas de pilas 7.50 m, 9.60 m y 11.70 m y dosificaciones de fibras de acero 20 kg/m³, 40 kg/m³ y 60 kg/m³ respectivamente.



**Figura 5.18:** Carga-desplazamiento Pila de Puente. Teórico (MDBD) vs. Numérico, con parámetros: (H = 7.50 m, e = 30 cm), ( $20 \text{ Kg/m}^3$ ,  $40 \text{ Kg/m}^3$ ,  $60 \text{ Kg/m}^3$ ).



**Figura 5.19:** Carga-desplazamiento Pila de Puente. Teórico (MDBD) vs. Numérico, con parámetros: (H = 9.60 m, e = 30 cm), ( $20 \text{ Kg/m}^3$ ,  $40 \text{ Kg/m}^3$ ,  $60 \text{ Kg/m}^3$ ).



**Figura 5.20:** Carga-desplazamiento Pila de Puente. Teórico (MDBD) vs. Numérico, con parámetros: (H = 11.70 m, e = 30 cm), (20 Kg/m³, 40 Kg/m³, 60 Kg/m³).

El procedimiento analítico del método de diseño basado en desplazamientos se detalla en el **Anexo A-2**. La Tabla 5.7 y Tabla 5.8 muestra los estados últimos de carga y de desplazamiento, obtenidos por el método de diseño basado en desplazamientos (MDBD) y el programa computacional ANSYS (AHRFA-4).

**Tabla 5.7:** MDBD vs. Numérico, con parámetros:  $(H = 7.50 \text{ m}, H = 9.60 \text{ m}, H = 11.70 \text{ m}), (20 \text{ Kg/m}^3, 40 \text{ Kg/m}^3, 60 \text{ Kg/m}^3) \text{ y (e} = 20 \text{ cm}).$ 

Nombre del	Dosificación: fibras (acero)	Parámetros		Estado	Estado Último		icación	Estado de		
espécimen	kg/m <sup>3</sup>	Altura [m]	Espesor [cm]	Despl. [mm]	Carga [KN]	Despl.	Carga	servicio		
MDBD	-			142.5	378.0	-	-	-		
AHRFA-4	20	7.50	20.0	143.6	441.6	SI	SI	VERIFICA		
AHRFA-4	40	7.50		152.8	490.3	SI	SI	VERIFICA		
AHRFA-4	60				169.8	535.0	SI	SI	VERIFICA	
MDBD	-	9.60		203.4	313.8	-	-	-		
AHRFA-4	20		20.0	223.8	358.6	SI	SI	VERIFICA		
AHRFA-4	40		20.0	234.3	377.8	SI	SI	VERIFICA		
AHRFA-4	60			250.0	396.2	SI	SI	VERIFICA		
MDBD	-	11.70		267.6	261.7	-	-	-		
AHRFA-4	20		20.0	280.6	222.2	NO	NO	No Verifica		
AHRFA-4	40		20.0	20.0	20.0	311.7	243.3	NO	NO	No Verifica
AHRFA-4	60			350.4	270.3	SI	SI	VERIFICA		

**Tabla 5.8:** MDBD vs. Numérico, con parámetros:  $(H = 7.50 \text{ m}, H = 9.60 \text{ m}, H = 11.70 \text{ m}), (20 \text{ Kg/m}^3, 40 \text{ Kg/m}^3, 60 \text{ Kg/m}^3) \text{ y (e = 30 cm)}.$ 

Nombre del	Dosificación: fibras (acero)	Parámetros		Estado Último			Verificación		Estado de		
espécimen	kg/m <sup>3</sup>	Altura [m]	Espesor [cm]		Despl. [mm]	Carga [KN]		Despl.	Carga	servicio	
MDBD	-				142.5	378.0		-	-	-	
AHRFA-4	20	7.50	30.0		153.2	464.7		SI	SI	VERIFICA	
AHRFA-4	40	7.50			170.7	510.6		SI	SI	VERIFICA	
AHRFA-4	60				186.7	554.6		SI	SI	VERIFICA	
MDBD	-				210.4	284.7		-	-	-	
AHRFA-4	20	9.60	30.0		233.3	378.2		SI	SI	VERIFICA	
AHRFA-4	40		30.0	30.0	245.5	402.0		SI	SI	VERIFICA	
AHRFA-4	60				265.0	418.9		SI	SI	VERIFICA	
MDBD	-				267.6	261.7		-	-	-	
AHRFA-4	20	11.70	30.0		301.9	237.6		SI	NO	No Verifica	
AHRFA-4	40			30.0	338.0	264.1		SI	SI	VERIFICA	
AHRFA-4	60						382.9	288.9		SI	SI

La Tabla 5.9 resume el tipo de pilas de puente que verifican el método de diseño basado en desplazamiento (MDBD).

**Tabla 5.9:** Tipos de Pilas de Puente que verifican el Método de Diseño Basado en Desplazamientos (MDBD).

Nombre del	Dosificación: fibras (acero)	Parámetros		Estado Último		Verificación		Estado de	
espécimen	kg/m <sup>3</sup>	Altura [m]	Espesor [cm]	Despl. [mm]	Carga [KN]	Despl.	Carga	servicio	
	20			143.6	441.6		SI	VERIFICA	
	40	7.50	20	152.8	490.3	SI			
	60			169.8	535.0				
AHRFA-4	20			223.8	358.6				
	40	9.60		234.3	377.8				
	60			250.0	396.2				
	60	11.70		350.4	270.3				
	20			153.2	464.7	SI	SI	VERIFICA	
	40	7.50	30	170.7	510.6				
	60			186.7	554.6				
AHRFA-4	20			233.3	378.2				
Alinta-4	40	9.60		245.5	402.0				
	60			265.0	418.9				
	40	11.70		338.0	264.1				
	60	11.70		382.9	288.9				

Se concluye que, asumiendo un espesor de refuerzo de 20 cm, se verifica el diseño basado en desplazamientos para alturas de pilas de puente de 7.50 m y 9.60 m con dosificaciones de fibras de acero de 20 kg/m³, 40 kg/m³ y 60 kg/m³ respectivamente. Sin embargo, la pila de 11.70 m de altura verificó solo con una dosificación de fibras de 60 kg/m³.

Finalmente, asumiendo un espesor de refuerzo de 30 cm, se verifica el diseño para alturas de pilas de 7.50 m y 9.60 m con dosificaciones de 20 kg/m³, 40 kg/m³ y 60 kg/m³ respectivamente. No obstante, la pila de 11.70 m de altura verificó con dosificaciones de fibras de 40 kg/m³ y 60 kg/m³, quedando relegado la dosificación de 20 kg/m³.

# **CAPÍTULO VI**

# **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### 6.1 CONCLUSIONES.

Las conclusiones de este trabajo de investigación se describen a continuación:

- Se presenta una propuesta de refuerzos de pilas de puentes empleando nuevos materiales como el hormigón reforzado con fibras. Los análisis numéricos llevados a cabo brindan resultados alentadores teniendo en cuenta el comportamiento dúctil de la pila reforzada considerándose el incremento de las dosificaciones de fibras en el hormigón.
- ❖ El modelo numérico utilizado en el programa computacional ANSYS para la descripción del comportamiento del hormigón reforzado con fibras de acero ha sido calibrado de forma satisfactoria con resultados obtenidos de trabajos experimentales y numéricos llevados a cabo por diferentes investigadores.
- ❖ La metodología numérica propuesta permite el estudio del comportamiento de pilas de puentes de hormigón armado de diferentes alturas sometidas a carga horizontal para varias alternativas de refuerzo con distintos espesores y dosificaciones de fibras.
- ❖ El análisis de las pilas de puente es realizado siguiendo los lineamientos del método de diseño sísmico por capacidad basado en desplazamientos. Los diagramas cargadesplazamiento obtenidos mediante el análisis numérico no lineal pueden ser empleados en la verificación estructural de la capacidad de deformación de las pilas reforzadas con hormigón con fibras de acero.
- ❖ Se verificó el comportamiento para tres alturas de pilas de puente. A saber, 7.50 m, 9.60 m y 11.70 m. Las pilas de alturas menores presentan un buen comportamiento con el refuerzo del anillo de hormigón con fibras de acero. No obstante, la pila de mayor altura debe ser analizada teniendo en cuenta las diferentes dosificaciones de fibras incorporadas al hormigón. Puede concluirse que la verificación de esta última pila puede llevarse a cabo con una dosificación de 40 kg/m³ o más de fibra sin necesidad de incorporar mayor armadura perimetral.

- ❖ El análisis del espesor empleado para el anillo de refuerzo de hormigón con fibras también es evaluado a través de este estudio numérico y permite determinar de forma eficiente el espesor óptimo a tenerse en cuenta en este tipo de reparación estructural.
- ❖ La influencia del contenido de fibras del anillo de refuerzo en la respuesta cargadesplazamiento muestra un incremento en la capacidad portante y en la ductilidad al aumentar la proporción de fibras hasta 60 kg/m³.
- ❖ En resumen, el análisis numérico llevado a cabo con el programa computacional ANSYS, empleado en esta tesis, permite optimizar el diseño sísmico por capacidad basado en desplazamientos según los distintos parámetros involucrados en la construcción de un anillo de refuerzo de hormigón armado reforzado con fibras de acero. A saber, dosificación de fibra de acero, armadura de refuerzo, altura de la pila y el espesor del anillo de refuerzo, teniendo como objetivo principal lograr una estructura dúctil apta para resistir eventos sísmicos.
- ❖ Por último, el presente trabajo de investigación procura promover esta técnica de rehabilitación y reparación de pilas de puentes de hormigón armado reforzadas con hormigón con fibras de acero de manera eficiente en el comportamiento estructural resultante. El estudio sigue los lineamientos del método del diseño por capacidad basado en desplazamientos según la nueva reglamentación sismorresistente vigente.

#### **6.2 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.
- ❖ Los ensayos de arrancamiento de fibras en matrices de hormigón en su mayoría en lugar de romperse son arrancadas de la matriz sin haber llegado a alcanzar su tensión de fluencia. Por tal razón, las tensiones máximas (umbrales de deslizamiento) deberán ser empleados como límites de fluencia en los modelos bilineales para la caracterización de las fibras.

# 6.3 FUTURAS INVESTIGACIONES.

A los fines de continuar esta línea de investigación se recomienda como futuro desarrollo lo siguiente:

❖ Realizar un estudio teniendo en cuenta cómo influye la altura del anillo de refuerzo en el comportamiento estructural y en la rehabilitación de pilas de puentes, a los fines de lograr el objetivo de optimizar espesores, armadura longitudinal y la cantidad de fibras añadidas al hormigón de refuerzo.

# **ANEXO A**

# A RESULTADOS ANALÍTICOS

# A-1 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS.

Este anexo incluye el procedimiento analítico correspondiente a las propiedades del hormigón reforzado con fibras de acero utilizadas en los ejercicios de calibración y simulación numérica. Para describir el comportamiento elastoplástico del hormigón con fibras, se efectúa a partir de la superposición de las características mecánicas del hormigón simple con la resistencia equivalente de la fibra, de tal manera que la curva tensión-deformación de ambos materiales representen el comportamiento real del material compuesto.

#### A-1.1 VIGA SFRC.

De acuerdo a ensayos experimentales (Figura 4.7) y expresiones analíticas, las características mecánicas del hormigón y el acero son:

$$E_c = \frac{10}{0.000363} = 27500 \text{ MPa}$$

$$f_c' = 20.6 \text{ MPa}$$

$$f_t = 0.35\sqrt{f_c'} = 0.35\sqrt{20.6} = 1.59 \text{ MPa}$$

$$\beta_{wn} = 1.25 f_c' = 1.25(20.6) = 25.75$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Empleando fibras de acero (con ganchos en los extremos), de acuerdo a la Tabla 2.1 su densidad corresponde a:

$$\rho_f = 7840 \text{ kg/m}^3.$$

La fracción de volumen de fibras adicionadas al hormigón  $(V_f)$  para una dosificación de fibras de 30 kg/m³ resulta:

$$V_f = \frac{30 \, kg}{m^3} \left( \frac{1m^3}{7840 \, kg} \right) = 0.0038 = 0.38\%$$

Los coeficientes de transferencia para fisuras abiertas ( $\beta_t$ ) y cerradas ( $\beta_c$ ), son obtenidos por la interpolación de los parámetros empleados por Padmarajaiah & Ramaswamy (2002) en función de la fracción de volumen de fibras ( $V_f = 0.38$ ).

$$\beta_t = 0.36$$

$$\beta_c = 0.74$$

El factor de forma es determinado de acuerdo al tipo de fibra, siendo  $\left(L_f/\phi_f\right)$  la esbeltez de la fibra.

$$k = 0.3 \frac{L_f}{\phi_f} = 0.3 \left(\frac{60}{0.75}\right) = 24$$

El límite elástico equivalente de la fibra metálica en tracción  $(\overline{\beta}_s)$  se determina por (3.3):

$$\overline{\beta}_s = E_f \varepsilon_R' = (210000)(0.0002) = 42 \text{ MPa}$$

Como no se cuenta con un ensayo de flexo-tracción, la resistencia residual a tracción del SFRC se determina por la formula empírica presentada por Huang (1995), a través de (3.9):

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

$$\beta_{Z,f} = 24(0.0038)[1 - (24)(0.0038)](25.75)^{2/3} = 0.722 \text{ MPa}$$

Finalmente, la cuantía de armadura equivalente (armadura dispersa)  $\bar{\rho}_s$  se determina por (3.12):

$$\bar{\rho}_s = \frac{\beta_{Z,f}}{\bar{\beta}_s} = \left(\frac{0.722}{42}\right) = 0.0172$$

Para obtener la respuesta estructural de la viga SFRC, se utiliza una distribución de fisura direccionadas principalmente en el eje "x" predominado en mayor magnitud por flexión, por tal razón, se establece en la dirección "x" un 70% del total de la cantidad de armadura equivalente y en las otras direcciones "y" e "z" un 15%:

$$\bar{\rho}_x = 0.70\bar{\rho}_s = 0.70(0.0172) = 0.012$$

$$\bar{\rho}_y = \bar{\rho}_z = 0.15\bar{\rho}_s = 0.15(0.0172) = 0.0026$$

#### A-1.2 COLUMNA HPFRC.

De acuerdo a ensayos experimentales y expresiones analíticas, las características mecánicas del hormigón y el acero son:

$$f_c' = 28.7 \text{ MPa}$$

$$f_t = 0.35\sqrt{f_c'} = 0.35\sqrt{28.7} = 1.88 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} = 4700(\sqrt{28.7}) = 25200 \text{ MPa}$$

$$\beta_{wn} = 1.25 f_c' = 1.25(28.7) = 35.875$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Las fibras de PVA (fibras rectas y de sección constante) de acuerdo a sus propiedades mecánicas presenta una densidad:

$$\rho_f = 1300 \, \text{kg/m}^3$$

La Tabla 4.1 muestra los valores ( $V_f$ ) de la fracción de volumen de fibras adicionadas al hormigón para cada una de las muestras de ensayo. Por lo tanto, se determinan los valores de las cuantías de armadura equivalente para las fracciones de volumen de fibras de PVA (polivinil-alcohol).

#### **1.** Fracción de volumen de fibras de PVA:

$$V_f = 1.5\% = 0.015$$

Los coeficientes de transferencia para fisuras abiertas ( $\beta_t$ ) y cerradas ( $\beta_c$ ), son obtenidos por la interpolación de los parámetros empleados por Padmarajaiah & Ramaswamy (2002) en función de la fracción de volumen de fibras ( $V_f = 1.5$ ):

$$\beta_t = 0.65$$

$$\beta_c = 0.90$$

El factor de forma es determinado de acuerdo al tipo de fibra, siendo  $(L_f/\phi_f)$  la esbeltez de la fibra.

$$k = 0.3 \frac{L_f}{\phi_f} = 0.3 \left(\frac{12}{0.039}\right) = 92.3$$

El límite elástico equivalente de la fibra de polivinil-alcohol (PVA) en tracción  $(\overline{\beta}_s)$  se determina por (3.3):

$$\overline{\beta_s} = E_f \varepsilon_R' = (40000)(0.0002) = 80 \text{ MPa}$$

Como no se cuenta con un ensayo de flexo-tracción, la resistencia residual a tracción del HPFRC se determina por la formula empírica presentada por Huang (1995) a través de (3.9):

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

$$\beta_{Z,f} = 92.3(0.015)[1 - (92.3)(0.015)](35.875)^{2/3} = -5.79 \text{ MPa} = 5.79 \text{ MPa}$$

Finalmente, la cuantía de armadura equivalente (armadura dispersa)  $\bar{\rho}_s$  se determina por (3.12):

$$\bar{\rho}_s = \frac{\beta_{Z,f}}{\overline{\beta_s}} = \left(\frac{5.79}{8}\right) = 0.724$$

Para obtener la respuesta estructural de la columna HPFRC, se ha utilizado una distribución de fisura direccionadas principalmente en el eje "y" predominado en mayor magnitud por flexión, por tal razón, se establece en la dirección "y" un 70% del total de la cantidad de armadura equivalente y en las otras dos direcciones "x" y "z" un 15%:

$$\bar{\rho}_y = 0.70\bar{\rho}_s = 0.70(0.0724) = 0.507$$

$$\bar{\rho}_x = \bar{\rho}_z = 0.15\bar{\rho}_s = 0.15(0.3881) = 0.109$$

**2.** Fracción de volumen de fibras de PVA:

$$V_f = 2\% = 0.02$$

Los coeficientes de transferencia para fisuras abiertas ( $\beta_t$ ) y cerradas ( $\beta_c$ ), en función de la fracción de volumen de fibras utilizado ( $V_f = 2.0$ ).

$$\beta_t = 0.75$$

$$\beta_c = 1.0$$

Como no se cuenta con un ensayo de flexo-tracción, la resistencia residual a tracción del SFRC se determina por la formula empírica presentada por Huang (1995) a través de (3.9):

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

$$\beta_{Z,f} = 92.3(0.02)[1 - (92.3)(0.02)](35.875)^{2/3} = -17.0 \text{ MPa} = 17.0 \text{ MPa}$$

Finalmente, la cuantía de armadura equivalente (armadura dispersa)  $\bar{\rho}_s$  se determina por (3.12):

$$\bar{\rho}_s = \frac{\beta_{Z,f}}{\bar{\beta}_s} = \left(\frac{17.0}{8}\right) = 2.125$$

Para obtener la respuesta estructural de la columna HPFRC, se ha utilizado una distribución de fisura direccionadas principalmente en el eje "y" predominado en mayor magnitud por flexión, por tal razón, se establece en la dirección "y" un 70% del total de la cantidad de armadura equivalente y en las otras direcciones "x" y "z" un 15%:

$$\bar{\rho}_{v} = 0.70\bar{\rho}_{s} = 0.70(2.125) = 1.487$$

$$\bar{\rho}_x = \bar{\rho}_z = 0.15\bar{\rho}_s = 0.15(2.125) = 0.319$$

#### A-1.3 PILA DE PUENTE DE HRFA.

Las propiedades mecánicas para un hormigón H-25 y acero A-42, utilizando ecuaciones analíticas son:

$$f_c' = 25.0 \text{ MPa}$$

$$f_t = 0.35\sqrt{f_c'} = 0.35\sqrt{25.0} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} = 4700(\sqrt{25.0}) = 23500 \text{ MPa}$$

$$\beta_{wn} = 1.25 f_c' = 1.25(25.0) = 31.25$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Empleando fibras de acero (con ganchos en los extremos), de acuerdo a la Tabla 2.1 su densidad corresponde a:

$$\rho_f = 7840 \: kg/m^3$$

Se desarrollan los respectivos cálculos para determinar las cuantías de armadura equivalente bajo dosificaciones de 20 kg/m³, 40 kg/m³ y 60 kg/m³.

# 1. Dosificación 20 kg/m<sup>3</sup>:

$$V_f = \frac{20 \, kg}{m^3} \left( \frac{1m^3}{7840 \, kg} \right) = 0.0025 = 0.255\%$$

Los coeficientes de transferencia para fisuras abiertas ( $\beta_t$ ) y cerradas ( $\beta_c$ ), son obtenidos por la interpolación de los parámetros empleados por Padmarajaiah & Ramaswamy (2002) en función de la fracción de volumen de fibras ( $V_f = 0.255$ ).

$$\beta_t = 0.33$$

$$\beta_c = 0.73$$

El factor de forma es determinado de acuerdo al tipo de fibra, siendo  $(L_f/\phi_f)$  la esbeltez de la fibra.

$$k = 0.3 \frac{L_f}{\phi_f} = 0.3 \left(\frac{60}{1}\right) = 18$$

El límite elástico equivalente de la fibra metálica en tracción  $(\bar{\beta}_s)$  se determina por (3.3):

$$\overline{\beta_s} = E_f \varepsilon_R' = (210000)(0.0002) = 42 \text{ MPa}$$

Como no se cuenta con un ensayo de flexo-tracción, la resistencia residual a tracción del HRFA se determina por la formula empírica presentada por Huang (1995) a través de (3.9):

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

$$\beta_{Z,f} = 18(0.0025)[1 - (18)(0.0025)](31.25)^{2/3} = 0.426 \text{ MPa}$$

Finalmente, la cuantía de armadura equivalente (armadura dispersa)  $\bar{\rho}_s$  se determina por (3.12):

$$\bar{\rho}_s = \frac{\beta_{Z,f}}{\bar{\beta}_s} = \left(\frac{0.426}{42}\right) = 0.010$$

Para obtener la respuesta estructural de la pila de HRFA, se ha utilizado una distribución de fisura direccionadas principalmente en el eje "y" predominado en mayor magnitud por

flexión, por tal razón, se establece en la dirección "y" un 70% del total de la cantidad de armadura equivalente y en las otras direcciones "x" y "z" un 15%:

$$\bar{\rho}_{v} = 0.70\bar{\rho}_{s} = 0.70(0.010) = 0.007$$

$$\bar{\rho}_x = \bar{\rho}_z = 0.15\bar{\rho}_s = 0.15(0.010) = 0.0015$$

2. Dosificación 40 kg/m<sup>3</sup>:

$$V_f = \frac{40 \, kg}{m^3} \left( \frac{1m^3}{7840 \, kg} \right) = 0.0051 = 0.51\%$$

Los coeficientes de transferencia para fisuras abiertas ( $\beta_t$ ) y cerradas ( $\beta_c$ ), son obtenidos por la interpolación de los parámetros empleados por Padmarajaiah & Ramaswamy (2002) en función de la fracción de volumen de fibras ( $V_f = 0.51$ ).

$$\beta_t = 0.40$$

$$\beta_c = 0.75$$

Como no se cuenta con un ensayo de flexo-tracción, la resistencia residual a tracción del HRFA se determina por la formula empírica presentada por Huang (1995) a través de (3.9):

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

$$\beta_{Z,f} = 18(0.0051)[1 - (18)(0.0051)](31.25)^{2/3} = 0.827 \text{ MPa}$$

Finalmente, la cuantía de armadura equivalente (armadura dispersa)  $\bar{\rho}_s$  se determina por (3.12):

$$\bar{\rho}_s = \frac{\beta_{Z,f}}{\bar{\beta}_s} = \left(\frac{0.827}{42}\right) = 0.020$$

Para obtener la respuesta estructural de la pila de HRFA, se ha utilizado una distribución de fisura direccionadas principalmente en el eje "y" predominado en mayor magnitud por flexión, por tal razón, se establece en la dirección "y" un 70% del total de la cantidad de armadura equivalente y en las otras direcciones "x" y "z" un 15%:

$$\bar{\rho}_{v} = 0.70\bar{\rho}_{s} = 0.70(0.020) = 0.014$$

$$\bar{\rho}_x = \bar{\rho}_z = 0.15\bar{\rho}_s = 0.15(0.020) = 0.003$$

3. Dosificación 60 kg/m<sup>3</sup>:

$$V_f = \frac{60 \, kg}{m^3} \left( \frac{1m^3}{7840 \, kg} \right) = 0.0076 = 0.765\%$$

Los coeficientes de transferencia para fisuras abiertas ( $\beta_t$ ) y cerradas ( $\beta_c$ ), son obtenidos por la interpolación de los parámetros empleados por Padmarajaiah & Ramaswamy (2002) en función de la fracción de volumen de fibras ( $V_f = 0.765$ ).

$$\beta_t = 0.48$$

$$\beta_c = 0.78$$

Como no se cuenta con un ensayo de flexo-tracción, la resistencia residual a tracción del HRFA se determina por la formula empírica presentada por Huang (1995) a través de (3.9):

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

$$\beta_{Z,f} = 18(0.0076)[1 - (18)(0.0076)](31.25)^{2/3} = 1.172 \text{ MPa}$$

Finalmente, la cuantía de armadura equivalente (armadura dispersa)  $\bar{\rho}_s$  se determina por (3.12):

$$\bar{\rho}_s = \frac{\beta_{Z,f}}{\bar{\beta}_s} = \left(\frac{1.172}{42}\right) = 0.028$$

Para obtener la respuesta estructural de la pila de HRFA, se ha utilizado una distribución de fisura direccionadas principalmente en el eje "y" predominado en mayor magnitud por flexión, por tal razón, se establece en la dirección "y" un 70% del total de la cantidad de armadura equivalente y en las otras direcciones "x" y "z" un 15%:

$$\bar{\rho}_{v} = 0.70\bar{\rho}_{s} = 0.70(0.028) = 0.0196$$

$$\bar{\rho}_x = \bar{\rho}_z = 0.15\bar{\rho}_s = 0.15(0.028) = 0.0042$$

# A-2 MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (MDBD)

A continuación, se describe el procedimiento analítico del método de diseño basado en desplazamientos para pilas de puentes descritas en el CAPÍTULO IV. Se presenta una secuencia de pasos establecidos.

#### A-2.1 PILA DE PUENTE: H = 7.50m - D = 1.50m

De acuerdo a las propiedades mecánicas del acero se establece que los valores del módulo de elasticidad y la tensión de fluencia son:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$
 ,  $f_y = 420 \text{ MPa}$ 

La deformación unitaria de fluencia del acero  $(\varepsilon_y)$  es definida por:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{210000} = 0.002$$

#### Paso 1:

A partir de la deformación unitaria de fluencia del acero  $(\varepsilon_y)$  se procede a determinar la curvatura aproximada de fluencia  $(\varphi_y)$  a través de (5.4), en la primera iteración se obtiene:

$$\varphi_y = \frac{2.25\varepsilon_y}{D} = \frac{2.25(0.002)}{[1.10 + 2(0.20)]} = 0.003 \text{ 1/m}$$

Luego para un paso de iteración final (4<sup>ta</sup> iteración), la curvatura de fluencia alcanza un valor de:

$$\varphi_y = 0.0032 \ 1/m$$

El desplazamiento de fluencia  $(\Delta_y)$  se obtiene a través de (5.5):

$$\Delta_y = C_e \varphi_y H^2 = \left(\frac{1}{3}\right) (0.0032)(7.50)^2 = 0.060 \text{ m}$$

#### Paso 2:

La longitud de plastificación  $(L_p)$  se calcula eligiendo el mayor valor de (5.7), previa determinación de la altura equivalente por (5.6). Se adopta un diámetro de barra de refuerzo longitudinal  $d_b = 25$  mm:

$$H_{equiv} = H + 0.044 f_y d_b \label{eq:hequiv}$$

$$H_{equiv} = 7.50 + 0.044(420)(0.025) = 7.962 \text{ m}$$

$$L_p = 0.08 H_{equiv} + 0.022 f_y d_b \ge 0.044 f_y d_b$$

$$L_p = 0.08(7.962) + 0.022(420)(0.025) \geq 0.044(420)(0.025)$$

$$L_p = 0.868 \ge 0.462$$
 definiendo el mayor valor  $\rightarrow$   $L_p = 0.868$  m

Determinando la deformación máxima del hormigón ( $\varepsilon_{cmax}$ ) a través de (5.2) y asumiendo la profundidad del eje neutro (c), se obtiene la curvatura última de diseño a través de (5.11):

$$\varphi_u = 0.017 \text{ 1/m}$$

A partir de la curvatura última de diseño, se determina el desplazamiento último ( $\Delta_u$ ) de acuerdo a la expresión (5.10):

$$\Delta_u = C_e \varphi_y H^2 + C_i (\varphi_u - \varphi_y) L_p \left( H - \frac{L_p}{2} \right)$$

$$\Delta_u = \frac{1}{3}(0.0032)(7.50)^2 + (1.0)(0.017 - 0.0032)(0.868)\left(7.50 - \frac{0.868}{2}\right) = 0.145 \text{ m}$$

La ductilidad de desplazamiento ( $\mu_{\Delta}$ ) está definida por (5.12):

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_v} = \frac{0.145}{0.060} = 2.41$$

#### Paso 3:

El amortiguamiento histerético ( $\xi_{hist}$ ) es expresado por medio de (5.14):

$$\xi_{hist} = C\left(\frac{\mu_{\Delta} - 1}{\mu_{\Delta}\pi}\right) = (0.444)\left(\frac{2.41 - 1}{2.41\pi}\right) = 0.083$$

El amortiguamiento equivalente  $(\xi_{equiv})$  como función del amortiguamiento elástico e histerético es definido por (5.13):

$$\xi_{equiv} = \xi_{elast} + \xi_{hist}$$

$$\xi_{equiv} = 0.05 + 0.083 = 0.133$$

$$\xi_{equiv} = 13.27 \%$$

#### Paso 4:

El factor de modificación  $(R_{\xi})$  de la demanda sísmica en función del amortiguamiento equivalente es determinado a través de (5.16):

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{equiv}}\right)^{0.5} = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.133}\right)^{0.5} = 0.677$$

Determinado el desplazamiento último como así también el factor de modificación, se obtiene el desplazamiento equivalente ( $\Delta_{equiv}$ ) por la expresión (5.17):

$$\Delta_{equiv} = \frac{\Delta_u}{R_{\xi}} = \frac{0.145}{0.677} = 0.214 \text{ m}$$

Con el espectro elástico de desplazamientos descrito en la Figura 5.14 (**Zona Sísmica 2 - Suelo Tipo 3**) construido a partir de las ecuaciones (5.18), (5.19), (5.20), (5.21), (5.24), (5.25) y (5.26), como así también, por la Tabla 5.1 y Tabla 5.2, se procede a determinar el periodo equivalente ( $T_{equiv}$ ) a través de la técnica de interpolación en correspondencia al desplazamiento equivalente ( $\Delta_{equiv}$ ):

0.211 1.7 
$$\Delta_{equiv} = 0.214 \qquad T_{equiv} \qquad \rightarrow \qquad T_{equiv} = 1.722 \, \mathrm{s}$$
 0.224 1.80

#### Paso 5:

La masa equivalente asociada a la pila debido a la superestructura es:

$$m_{equiv} = 190.06 \, \text{KN/m/s}^2$$

La rigidez efectiva del sistema equivalente  $(K_{equiv})$  se obtiene a través de (5.27):

$$K_{equiv} = \frac{4\pi^2 m_{equiv}}{T_{equiv}^2} = \frac{4\pi^2 (190.06)}{(1.722)^2} = 2530.37 \text{ KN/m}$$

El cortante basal ( $V_{basal}$ ) es una fuerza de reacción localizado en la base, está definido a través de (5.28):

$$V_{basal} = K_{equiv} \Delta_u = (2530.37)(0.145) = 365.98 \text{ KN}$$

#### Paso 6:

Determinado el cortante basal, se procede a calcular la fuerza de fluencia  $(V_y)$  a través de (5.29):

$$V_y = \frac{V_{basal}}{1 + \alpha \mu_A - r} = \frac{365.98}{1 + (0.13)(2.41) - (0.13)} = 309.27 \text{ KN}$$

El momento de fluencia  $(M_y)$  y el momento último  $(M_u)$  se evalúan a través de (5.30) y (5.31):

$$M_v = V_v H = (309.27)(7.50) = 2319.52 \text{ KN }_m$$

$$M_u = V_{basal} H = (365.98)(7.50) = 2744.86 \text{ Kn_m}$$

El momento de inercia de la sección transversal y la rigidez lateral de la pila están definidos por (5.33) y (5.32), con  $E_c = 23500000$  KN/m<sup>2</sup>:

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (1.5^4)}{64} = 0.2485 \, m^4$$

$$K = \frac{3E_cI}{L_e^3} = \frac{3(23500000)(0.2485)}{[2(7.50)]^3} = 5190.99 \text{ KN/m}$$

A través de la fuerza de fluencia  $(V_y)$  y la rigidez lateral (K), se calcula nuevamente el desplazamiento de fluencia por medio de (5.34):

$$\Delta_y^i = \frac{V_y}{K} = \frac{309.27}{5190.99} = 0.060 \text{ m} \rightarrow \text{por lo tanto} \quad \Delta_y^i = \Delta_y$$

Por lo tanto, se ha logrado la convergencia para el desplazamiento de fluencia (efecto  $P-\Delta$ ).

## Paso 7:

Se deben evaluar los efectos de segundo orden en la pila de puente a través de un índice de estabilidad definido por la expresión (5.35), la carga axial constante de compresión tiene una magnitud de 1854 KN.

$$\theta_{\Delta} = \frac{N\Delta_{max}}{M_{vi}} = \frac{1854(0.143)}{2744.86} = 0.098$$

$$\theta_{\Lambda} = 9.77\%$$

El valor límite del índice de estabilidad para despreciar los efectos de segundo orden es del 10%, por lo tanto, se mantienen constantes los momentos calculados en el paso anterior.

$$M_{\nu}^{d} = M_{\nu} = 2319.52 \text{ KN_m}$$

$$M_{\nu}^{d} = M_{\nu} = 2744.86 \text{ KN_m}$$

# A-2.2 PILA DE PUENTE: H = 9.60m - D = 1.50m

#### Paso 1:

A partir de la deformación unitaria de fluencia del acero  $(\varepsilon_y)$  se procede a determinar la curvatura aproximada de fluencia  $(\varphi_y)$  a través de (5.4), en la primera iteración se obtiene:

$$\varphi_y = \frac{2.25\varepsilon_y}{D} = \frac{2.25(0.002)}{[1.10 + 2(0.20)]} = 0.003 \text{ 1/m}$$

Luego para un paso de iteración final (3<sup>ra</sup> iteración) la curvatura de fluencia alcanza un valor de:

$$\varphi_y = 0.00295 \ 1/m$$

El desplazamiento de fluencia  $(\Delta_v)$  se obtiene a través de (5.5):

$$\Delta_y = C_e \varphi_y H^2 = \left(\frac{1}{3}\right) (0.00295)(9.60)^2 = 0.091 \text{ m}$$

# Paso 2:

La longitud de plastificación  $(L_p)$  se calcula eligiendo el mayor valor de (5.7), previa determinación de la altura equivalente por (5.6). Se adopta un diámetro de barra de refuerzo longitudinal  $d_b = 25$  mm:

$$H_{equiv} = H + 0.044 f_v d_b$$

$$H_{equiv} = 9.60 + 0.044(420)(0.025) = 10.062 \text{ m}$$

$$L_p = 0.08 H_{equiv} + 0.022 f_v d_b \ge 0.044 f_v d_b$$

$$L_p = 0.08(10.062) + 0.022(420)(0.025) \geq 0.044(420)(0.025)$$

$$L_p = 1.036 \ge 0.462$$
 definiendo el mayor valor  $\rightarrow$   $L_p = 1.036$  m

Determinando la deformación máxima del hormigón ( $\varepsilon_{cmax}$ ) a través de (5.2) y asumiendo la profundidad del eje neutro (c), se obtiene la curvatura última de diseño a través de (5.11):

$$\varphi_u = 0.015 \text{ 1/m}$$

A partir de la curvatura última de diseño, se determina el desplazamiento último ( $\Delta_u$ ) de acuerdo a la expresión (5.10):

$$\Delta_u = C_e \varphi_y H^2 + C_i (\varphi_u - \varphi_y) L_p \left( H - \frac{L_p}{2} \right)$$

$$\Delta_u = \frac{1}{3}(0.00295)(9.60)^2 + (1.0)(0.015 - 0.00295)(1.036)\left(9.60 - \frac{1.036}{2}\right) = 0.204 \text{ m}$$

La ductilidad de desplazamiento ( $\mu_{\Delta}$ ) está definida por (5.12):

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.204}{0.091} = 2.25$$

#### Paso 3:

El amortiguamiento histerético ( $\xi_{hist}$ ) es expresado por medio de (5.14):

$$\xi_{hist} = C\left(\frac{\mu_{\Delta} - 1}{\mu_{\Delta}\pi}\right) = (0.444)\left(\frac{2.25 - 1}{2.25\pi}\right) = 0.079$$

El amortiguamiento equivalente  $(\xi_{equiv})$  como función del amortiguamiento elástico e histerético es definido por (5.13):

$$\xi_{equiv} = \xi_{elast} + \xi_{hist}$$

$$\xi_{equiv} = 0.05 + 0.079 = 0.129$$

$$\xi_{equiv} = 12.85\%$$

#### Paso 4:

El factor de modificación  $(R_{\xi})$  de la demanda sísmica en función del amortiguamiento equivalente es determinado a través de (5.16):

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{equiv}}\right)^{0.5} = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.129}\right)^{0.5} = 0.686$$

Determinado el desplazamiento último como así también el factor de modificación, se obtiene el desplazamiento equivalente ( $\Delta_{equiv}$ ) por la expresión (5.17):

$$\Delta_{equiv} = \frac{\Delta_u}{R_{\xi}} = \frac{0.204}{0.686} = 0.297 \text{ m}$$

Se procede a determinar el periodo equivalente  $(T_{equiv})$  a través de la técnica de interpolación en correspondencia al desplazamiento equivalente  $(\Delta_{equiv})$ :

0.286 2.3 
$$\Delta_{equiv} = 0.297 \qquad T_{equiv} \qquad \rightarrow \qquad T_{equiv} = 2.390 \text{ s}$$
0.298 2.4

#### Paso 5:

La masa equivalente asociada a la pila debido a la superestructura es:

$$m_{equiv} = 190.06 \, \text{KN/m/s}^2$$

La rigidez efectiva del sistema equivalente  $(K_{equiv})$  se obtiene a través de (5.27):

$$K_{equiv} = \frac{4\pi^2 m_{equiv}}{T_{equiv}^2} = \frac{4\pi^2 (190.06)}{(2.390)^2} = 1313.57 \text{ KN/m}$$

El cortante basal ( $V_{basal}$ ) es una fuerza de reacción localizado en la base, está definido a través de (5.28):

$$V_{basal} = K_{equiv} \Delta_u = (1313.57)(0.204) = 267.97 \text{ KN}$$

#### Paso 6:

Determinado el cortante basal, se procede a calcular la fuerza de fluencia  $(V_y)$  a través de (5.29):

$$V_y = \frac{V_{basal}}{1 + \alpha \mu_A - r} = \frac{267.97}{1 + (0.15)(2.25) - (0.15)} = 225.63 \text{ KN}$$

El momento de fluencia  $(M_y)$  y el momento último  $(M_u)$  se evalúan a través de (5.30) y (5.31):

$$M_v = V_v H = (225.63)(9.60) = 2166.01 \text{ KN _m}$$

$$M_u = V_{basal} H = (267.97)(9.60) = 2572.48 \text{ KN_m}$$

La rigidez lateral de la pila está definido por (5.32), con  $E_c = 23500000 \text{ KN/m}^2$ :

$$K = \frac{3E_cI}{L_e^3} = \frac{3(23500000)(0.2485)}{[2(9.60)]^3} = 2475.26 \text{ KN/m}$$

A través de la fuerza de fluencia  $(V_y)$  y la rigidez lateral (K), se calcula nuevamente el desplazamiento de fluencia por medio de (5.34):

$$\Delta_y^i = \frac{V_y}{K} = \frac{225.63}{2475.26} = 0.091 \,\text{m} \rightarrow \text{por lo tanto} \quad \Delta_y^i = \Delta_y$$

Por lo tanto, se ha logrado la convergencia para el desplazamiento de fluencia (efecto  $P-\Delta$ ).

#### Paso 7:

Se deben evaluar los efectos de segundo orden en la pila a través de un índice de estabilidad definido por la expresión (5.35):

$$\theta_{\Delta} = \frac{N\Delta_{max}}{M_{vi}} = \frac{1854(0.203)}{2572.48} = 0.147$$

$$\theta_{\Delta} = 14.70\%$$

El valor límite del índice de estabilidad para despreciar los efectos de segundo orden es del 10%, por lo tanto, al superar este valor límite corresponde amplificar los momentos de acuerdo a las ecuaciones (5.36) y (5.37):

$$M_y^d = M_y + N\Delta_{max} = 2166.01 + 1854(0.204) = 2544.22 \text{ KN_m}$$

$$M_u^d = M_u + N\Delta_{max} = 2572.48 + 1854(0.203) = 2950.69 \text{ KN_m}$$

#### A-2.3 PILA DE PUENTE: H = 11.70m - D = 1.50m

#### Paso 1:

A partir de la deformación unitaria de fluencia del acero, se procede a determinar la curvatura aproximada de fluencia  $(\varphi_v)$  a través de (5.4), para la primera iteración se obtiene:

$$\varphi_y = \frac{2.25\varepsilon_y}{D} = \frac{2.25(0.002)}{[1.10 + 2(0.20)]} = 0.003 \text{ 1/m}$$

Luego para un paso de iteración final (3<sup>ra</sup> iteración) la curvatura de fluencia alcanza un valor de:

$$\varphi_{v} = 0.00293 \ 1/m$$

El desplazamiento de fluencia  $(\Delta_y)$  se obtiene a través de (5.5):

$$\Delta_y = C_e \varphi_y H^2 = \left(\frac{1}{3}\right) (0.00293)(11.70)^2 = 0.134 \text{ m}$$

#### Paso 2:

La longitud de plastificación  $(L_p)$  se calcula eligiendo el mayor valor de (5.7), previa determinación de la altura equivalente por (5.6). Se adopta un diámetro de barra de refuerzo longitudinal  $d_b = 25$  mm:

$$H_{equiv} = H + 0.044 f_v d_b$$

$$H_{equiv} = 11.70 + 0.044(420)(0.025) = 12.162 \text{ m}$$

$$L_p = 0.08 H_{equiv} + 0.022 f_y d_b \ge 0.044 f_y d_b$$

$$L_p = 0.08(12.162) + 0.022(420)(0.025) \ge 0.044(420)(0.025)$$

$$L_p = 1.204 \ge 0.462$$
 definiendo el mayor valor  $\rightarrow$   $L_p = 1.204$  m

Determinando la deformación máxima del hormigón ( $\varepsilon_{cmax}$ ) y asumiendo la profundidad del eje neutro (c), se obtiene la curvatura última de diseño a través de (5.11):

$$\varphi_u = 0.013 \text{ 1/m}$$

A partir de la curvatura última de diseño, se determina el desplazamiento último ( $\Delta_u$ ) de acuerdo a la expresión (5.10):

$$\Delta_u = C_e \varphi_y H^2 + C_i (\varphi_u - \varphi_y) L_p \left( H - \frac{L_p}{2} \right)$$

$$\Delta_u = \frac{1}{3}(0.00293)(11.70)^2 + (1.0)(0.013 - 0.00293)(1.204)\left(11.7 - \frac{1.204}{2}\right) = 0.268 \text{ m}$$

La ductilidad de desplazamiento ( $\mu_{\Delta}$ ) está definida por (5.12):

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.268}{0.134} = 2.01$$

#### Paso 3:

El amortiguamiento histerético ( $\xi_{hist}$ ) es expresado por medio de (5.14):

$$\xi_{hist} = C\left(\frac{\mu_{\Delta} - 1}{\mu_{\Delta}\pi}\right) = (0.444)\left(\frac{2.01 - 1}{2.01\pi}\right) = 0.071$$

El amortiguamiento equivalente  $(\xi_{equiv})$  como función del amortiguamiento elástico e histerético es definido por (5.13):

$$\xi_{equiv} = \xi_{elast} + \xi_{hist}$$

$$\xi_{equiv} = 0.05 + 0.071 = 0.121$$

$$\xi_{equiv}=12.09\%$$

#### Paso 4:

El factor de modificación  $(R_{\xi})$  de la demanda sísmica en función del amortiguamiento equivalente es determinado a través de (5.16):

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{equiv}}\right)^{0.5} = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.121}\right)^{0.5} = 0.705$$

Determinado el desplazamiento último como así también el factor de modificación, se obtiene el desplazamiento equivalente  $(\Delta_{equiv})$  por la expresión (5.17):

$$\Delta_{equiv} = \frac{\Delta_u}{R_{\mathcal{E}}} = \frac{0.268}{0.705} = 0.381 \text{ m}$$

Se procede a determinar el periodo equivalente  $(T_{equiv})$  a través de la técnica de interpolación en correspondencia al desplazamiento equivalente  $(\Delta_{equiv})$ :

0.373 3.0 
$$\Delta_{equiv} = 0.381 \qquad T_{equiv} \qquad \rightarrow \qquad T_{equiv} = 3.067 \, \mathrm{s}$$
0.385 3.1

## Paso 5.

La masa equivalente asociada a la pila debido a la superestructura es:

$$m_{equiv} = 190.06 \,\mathrm{KN/m/s^2}$$

La rigidez efectiva del sistema equivalente  $(K_{equiv})$  se obtiene a través de (5.27):

$$K_{equiv} = \frac{4\pi^2 m_{equiv}}{T_{equiv}^2} = \frac{4\pi^2 (190.06)}{(3.067)^2} = 797.67 \text{ KN/m}$$

El cortante basal ( $V_{basal}$ ) es una fuerza de reacción localizado en la base, está definido a través de (5.28):

$$V_{basal} = K_{equiv} \Delta_u = (797.67)(0.268) = 213.97 \text{ KN}$$

#### Paso 6.

Determinado el cortante basal, se procede a calcular la fuerza de fluencia  $(V_y)$  a través de (5.29):

$$V_y = \frac{V_{basal}}{1 + \alpha \mu_A - r} = \frac{213.97}{1 + (0.17)(2.01) - (0.17)} = 182.71 \text{ KN}$$

El momento de fluencia  $(M_y)$  y el momento último  $(M_u)$  se evalúan a través de (5.30) y (5.31):

$$M_y = V_y H = (182.71)(11.70) = 2137.74 \text{ KN _m}$$

$$M_u = V_{basal} H = (213.97)(11.70) = 2503.48 \text{ KN_m}$$

La rigidez lateral de la pila está definido por (5.32), con  $E_c=23500000~{\rm KN/m^2}$ :

$$K = \frac{3E_cI}{L_e^3} = \frac{3(23500000)(0.2485)}{[2(11.70)]^3} = 1367.34 \text{ KN/m}$$

A través de la fuerza de fluencia  $(V_y)$  y la rigidez lateral (K), se calcula nuevamente el desplazamiento de fluencia por medio de (5.34):

$$\Delta_y^i = \frac{V_y}{K} = \frac{182.71}{1367.34} = 0.134 \,\mathrm{m}$$
 por lo tanto  $\Delta_y^i = \Delta_y$ 

Por lo tanto, se ha logrado la convergencia para el desplazamiento de fluencia (efecto  $P-\Delta$ ).

#### Paso 7.

Se deben evaluar los efectos de segundo orden en la pila a través de un índice de estabilidad definido por la expresión (5.35):

$$\theta_{\Delta} = \frac{N\Delta_{max}}{M_u} = \frac{1854(0.268)}{2503.48} = 0.199$$

$$\theta_{\Delta} = 19.87\%$$

El valor límite del índice de estabilidad para despreciar los efectos de segundo orden es del 10%, por lo tanto, al superar este valor límite corresponde amplificar los momentos de acuerdo a las ecuaciones (5.36) y (5.37):

$$M_y^d = M_y + N\Delta_{max} = 2137.74 + 1854(0.268) = 2635.07 \text{ KN_m}$$

$$M_u^d = M_u + N\Delta_{max} = 2565.57 + 1854(0.268) = 3000.81 \text{ KN_m}$$

# **ANEXO B**

# B FUERZA DE ARRANCAMIENTO DE LAS FIBRAS DE ACERO

En la mayoría de los casos, las fibras en vez de romperse son arrancadas una vez que perdieron la adherencia con la matriz sin haber llegado a alcanzar su tensión de fluencia. En el proceso de arrancamiento se produce una combinación de despegue y deslizamiento en la interfaz fibra-matriz. Por lo tanto, cuanto más largas sean las fibras, mayor será la capacidad de resistir las fuerzas de arrancamiento. Este fenómeno de arrancamiento de barras embebidas en una matriz, regularmente se estudia mediante ensayos de arrancamiento que se denominan ensayos de pullout.

#### B-1 ENSAYO DE ARRANCAMIENTO DE FIBRAS O PULLOUT.

El ensayo de arrancamiento de fibras se usa para estudiar el mecanismo de anclaje de las fibras en una matriz cementicia. Se emplean diversos tipos de especímenes de arrancamiento, los especímenes más usados son los tipos dogbone, dogbone de una mitad, prismáticos y cilíndricos.

Basado en la tesis de maestría de Fiengo (2016), se presentan las curvas de arrancamiento (tensión-deslizamiento), obtenidas para fibras de acero con ganchos en los extremos, embebidas en una matriz de hormigón con resistencia característica uniaxial a compresión de 30 MPa. Las curvas de arrancamiento fueron obtenidas a través de la simulación numérica del ensayo de arrancamiento, estas se obtienen como un promedio de una familia de curvas que considera diferentes longitudes embebidas e inclinaciones, esta implementación fue desarrollada en un programa computacional de elementos finitos en la tesis doctoral por Isla (2014).

Las características geométricas y mecánicas de las fibras empleadas se detallan a continuación:

Fibra Tipo 1 
$$\rightarrow$$
  $L_f=30$   $mm$ ,  $\phi_f=0.62$   $mm$ ,  $f_y=1119$  MPa

Fibra Tipo 2 
$$\rightarrow$$
  $L_f=50~mm$ ,  $\phi_f=1.0~mm$ ,  $f_y=1100~\mathrm{MPa}$ 

La Figura B.1 muestra la curva tensión-deslizamiento para las fibras de acero descritas anteriormente.

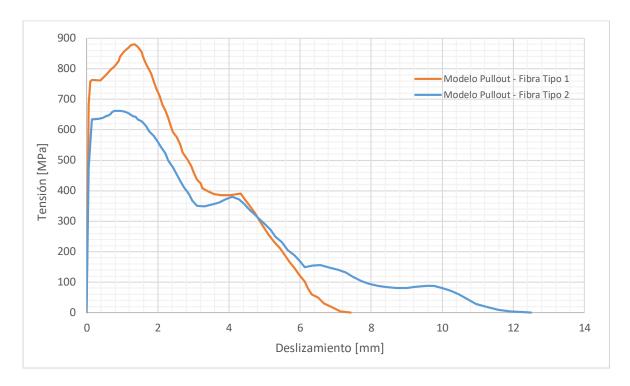


Figura B.1: Curva tensión-deslizamiento, fibras de acero (Fiengo, 2016).

De acuerdo a la Figura B.1 se pone en evidencia que las fibras de acero en ninguno de los casos (Fibra Tipo 1 y Fibra Tipo 2) alcanza su tensión de fluencia especificada, sino más bien, son arrancadas una vez que perdieron la adherencia con la matriz de hormigón. La fibra de 50 mm alcanza una tensión máxima de 650 MPa (valor promedio), mientras que la fibra de 30 mm alcanza una tensión máxima de 800 MPa (valor promedio). Las tensiones máximas hacen referencia a los umbrales de deslizamiento  $(f_{po})$  empleados como límites de fluencia en los modelos bilineales en la caracterización de las fibras de acero.

# **ANEXO C**

# C DESCRIPCIÓN DE LOS DATOS DE ENTRADA PROGRAMA ANSYS V. 18.1

Este anexo describe todas las etapas para el ingreso de datos en las diferentes ventanas establecidas por el programa ANSYS MECHANICAL APDL V.18.1, haciendo referencia a los elementos finitos SOLID65 y LINK180, los cuales caracterizan al hormigón simple, la armadura dispersa (fibras) y la armadura discreta (barras de acero).

Los valores ingresados en las distintas ventanas del programa ANSYS V. 18.1, corresponden al ejercicio de la pila de puente descrito en el CAPÍTULO IV.

# C-1 HORMIGÓN SIMPLE

El elemento finito **SOLID65** presenta cualidades capaces de modelar el hormigón simple. La secuencia de instrucciones para definir este tipo de elemento se describe a continuación:

#### Library of Element Types Library of Element Types Structural Mass Quad 4 node 182 8 node 183 Link Brick 8 node 185 Beam Pipe 20node 186 Shell Solid-Shell concret 65 Element type reference number OK Cancel Help Apply

# » Preprocessor » Element Type » Add/Edit/Delete » Add

Figura C.1: Biblioteca tipos de elementos (SOLID65).

Una vez seleccionado el elemento finito **SOLID65**, queda establecido como se muestra en la Figura C.2.

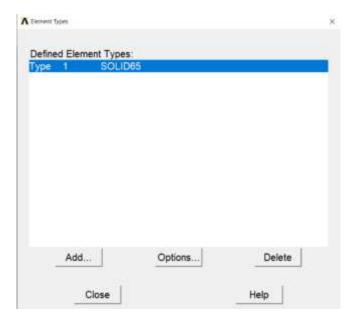


Figura C.2: Tipo de elemento definido (SOLID65).

A través de la elección "**Options**" (Figura C.2), se accede a una serie de opciones que modifican las características que describen al elemento (Figura C.3).

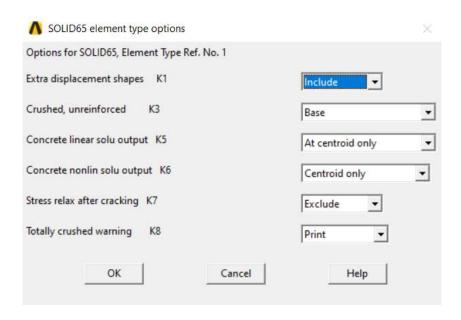


Figura C.3: Elemento SOLID65, tipo de opciones.

Para determinar las propiedades lineales isotrópicas del material, es necesario definir el módulo de elasticidad (EX) y el coeficiente de Poisson (PRXY). Para ingresar estos datos en el programa se emplea la siguiente secuencia de instrucciones:

» Preprocessor » Material Props » Material Models » Estructural
» Linear » Elastic » Isotropic

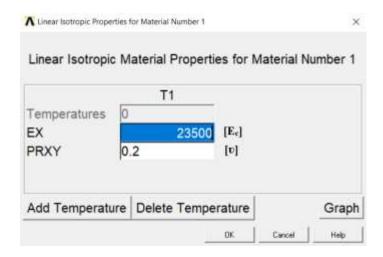


Figura C.4: Propiedades lineales isotrópicas, hormigón (H-25).

La rama en compresión del hormigón (H-25) es introducida a partir de un conjunto de valores positivos de tensión para una deformación específica, estos valores fueron obtenidos a través de la ecuación (2.11). El ingreso de datos presenta la secuencia de instrucciones:

» Preprocessor » Material Props » Material Models » Estructural

» Nonlinear » Inelastic » Rate independent » Isotropic Hardening Plast

» Mises Plasticity » Multilinear

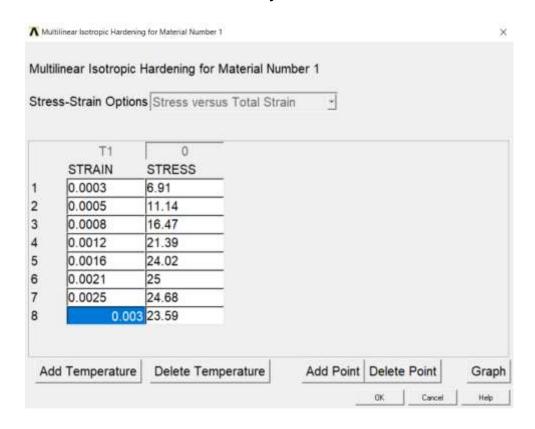


Figura C.5: Endurecimiento isotrópico multilineal, hormigón (H-25).

El criterio de falla de Willam & Warnke (1975) empleado para modelar el hormigón (definido en ANSYS mediante el modelo "CONCRETE") es definido a través de cinco parámetros detallados en la Figura C.6. El ingreso de datos presenta la siguiente secuencia de instrucciones:

- » Preprocessor » Material Props » Material Models » Estructural
  - » Nonlinear » Inelastic » Non metal Plasticity » Concrete

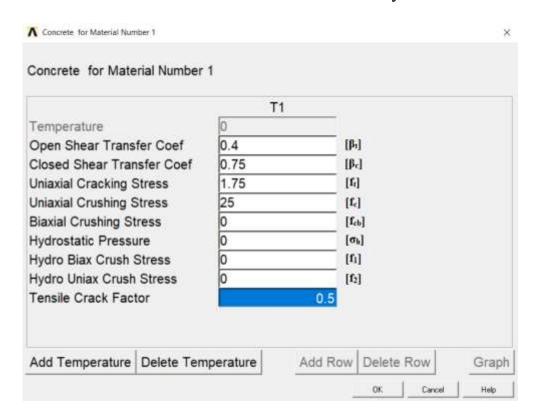


Figura C.6: Parámetros que definen el criterio de falla, hormigón (H-25).

# C-2 ARMADURA DISPERSA (FIBRAS)

El elemento SOLID65 tiene la característica de incorporar armadura del tipo disperso (fibras), el cual modela las fibras de acero añadidas en la matriz del hormigón.

Para determinar las propiedades lineales isotrópicas del material, es necesario definir el módulo de elasticidad (EX) y el coeficiente de Poisson (PRXY). El ingreso de datos presenta la siguiente secuencia de instrucciones:

» Preprocessor » Material Props » Material Models » Estructural» Linear » Elastic » Isotropic

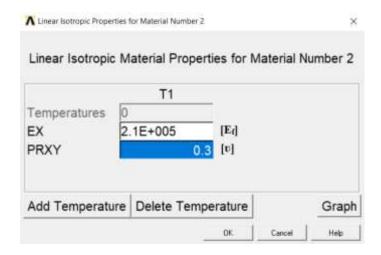
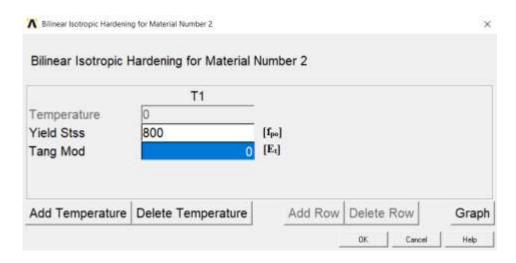


Figura C.7: Propiedades lineales isotrópicas, fibras de acero.

El criterio de falla empleado para modelar las fibras metálicas, corresponde a un comportamiento elastoplástico perfecto definido por el criterio de Von Mises. Se establece como límite de fluencia el umbral de deslizamiento de las fibras  $(f_{po})$ .

El ingreso de datos en el programa emplea la siguiente secuencia de instrucciones:

- » Preprocessor » Material Props » Material Models » Estructural
- » Nonlinear » Inelastic » Rate independent » Isotropic Hardening Plast
  - » Mises Plasticity » Bilinear



**Figura C.8:** Endurecimiento isotrópico bilineal, fibras de acero.

Los valores que caracterizan a la armadura dispersa se ingresan como constantes reales incluyendo el número de material (MAT), la relación de volumen (VR) y los ángulos de orientación (THETA, PHI), tal como se muestra en la Figura C.9.

Para una dosificación de fibras de acero de 40 kg/m³, la secuencia de instrucciones es la siguiente:

# » Preprocessor » Real Constants » Add/Edit/Delete » Add » Ok Real Constant Set Number 1, for SOLID65

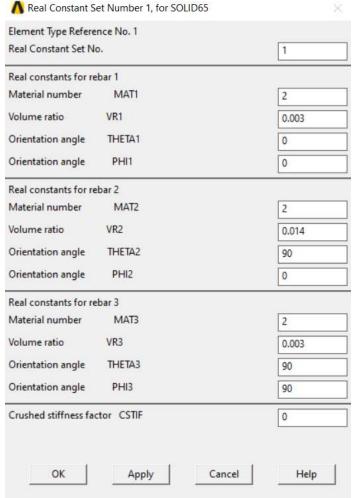


Figura C.9: Parámetros "Real Constants", fibras de acero.

La ventana de acceso (Figura C.9) permite definir hasta tres tipos de materiales diferentes (MAT1, MAT2 y MAT3), relacionado al tipo de fibra añadido en la matriz de hormigón.

### C-3 ARMADURA DISCRETA (BARRAS DE ACERO)

El elemento finito **LINK180** presenta cualidades capaces de modelar la armadura discreta constituida por las barras de acero. La secuencia de instrucciones para definir este elemento se describe a continuación:

#### Library of Element Types Only structural element types are shown Library of Element Types Structural Mass actuator 11 Beam Pipe Solid Shell Solid-Shell 3D finit stn 180 Element type reference number OK Apply Help Cancel

### » Preprocessor » Element Type » Add/Edit/Delete » Add

Figura C.10: Biblioteca tipos de elementos (LINK180).

Una vez seleccionado el elemento finito **LINK180**, el elemento queda definido como se muestra en la Figura C.11, incluyendo además al elemento finito SOLID65 definido anteriormente.



Figura C.11: Tipo de elemento definido (LINK180).

A través de la elección "**Options**" es posible acceder a las opciones que modifican algunas características del elemento (Figura C.12).

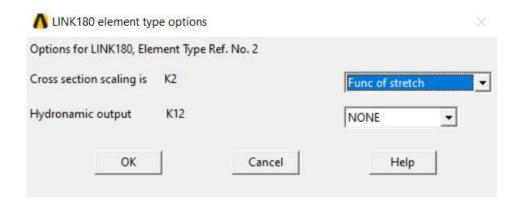
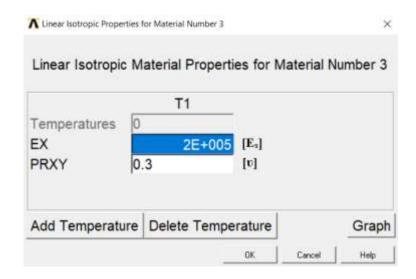


Figura C.12: Elemento LINK180, tipo de opciones.

Para determinar las propiedades lineales isotrópicas del material (módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson), el ingreso de datos emplea la siguiente secuencia de instrucciones:



**Figura C.13:** Propiedades lineales isotrópicas, barras de acero (A-42).

El criterio de falla empleado para modelar las barras de acero, corresponde a un comportamiento elastoplástico perfecto definido por el criterio de Von Mises. Se establece como límite de fluencia  $(f_v)$  el especificado en las propiedades mecánicas del acero tipo A-42.

Para ingresar estos datos en el programa se emplea la siguiente secuencia de instrucciones:

- » Preprocessor » Material Props » Material Models » Estructural
- » Nonlinear » Inelastic » Rate independent » Isotropic Hardening Plast
  - » Mises Plasticity » Bilinear

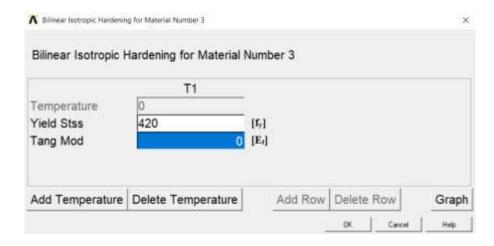


Figura C.14: Endurecimiento isotrópico bilineal, barras de acero (A-42).

Finalmente, el ingreso de datos correspondiente a la sección transversal es caracterizado a través del área de las barras de acero (Ej.  $\phi = 12$ mm). La secuencia de instrucciones establecidas en el programa es la siguiente:

### » Preprocessor » Sections » Link » Add



**Figura C.15:** Propiedades de la sección transversal, barras de acero ( $\phi = 12$ mm).

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- ACI 318-14, 2014. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary, American Concrete Institute. USA.
- Ansys Inc., 2009. Theory Reference for the Mechanical APDL and Mechanical Applications. SAS, Canonsburg, USA.
- Ansys Inc., 2010. ANSYS Mechanical APDL Element Reference. SAS, Canonsburg, USA.
- Balaguru, P. N., Shah, S. P., 1992. Fibre-reinforced cement composites. New York: Mc Graw Hill, Inc.
- Bekaert, 1994. DRAMIX: Stahlfasern die neuzeitliche Betonbewehrung, Bekaert, Belgien.
- Carreira, D. J. & Chu, K.-H., 1985. Stress-strain Relationship for plain concrete in compression. ACI Journal Proceedings, Vol. 82, n.º 6, pp. 797-804.
- CIRSOC, 2005. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón. CIRSOC 201. INTI, Buenos Aires, Argentina.
- Cho, C., Yun, Kim, Y., Feo, L., Hui, D., 2012. Cyclic Responses of Reinforced Concrete Composite Columns Strengthened in the Plastic Hinge Region by HPFRC Mortar. Composite Structures, 94, pp. 2246-2253.
- Chopra, A. K. & Goel, R. K., 2001. Improved Direct Displacement-Based Design Procedure for Performance-Based Seismic Design of Structures. Washington.
- Collins, M. P., Mitchell, D. y MacGregor, J. G., 1993. Structural design considerations for highstrength concrete. Concrete International: Design and Construction, 15(5): pp. 27-34.
- 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.
- Demagistri, A. & Gutiérrez, S., 2014. Evaluación Numérica de la Ductilidad de Pilas de Puentes Reparadas con Hormigón Reforzado con Fibras. XXIII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, Argentina.
- Desayi, P. & Krishnan, S., 1964. Equation for the stress-strain curve of concrete. ACI Journal Pro ceedings, 61(3): pp. 345-350.

- DIN 1045, 1999. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Betonkalender, Ernst & Sohn, Berlín.
- Dip, O., 1999. Análisis Sísmico de Puentes de Hormigón Basado en Desplazamientos. Instituto de Estructuras Ing. Arturo M. Guzmán. Tesis de Maestría. Tucumán, Argentina, Universidad Nacional de Tucumán.
- Dixon, J. & Mayfield, B., 1971. Concrete Reinforced with fibrous wire, Journal of the Concrete Society, Concrete, Vol. 5, No. 3, p.p. 73-76.
- Dwairi, H. M., Kowalsky, M. J., Nau, J. M., 2007. Equivalent Damping in Support of Direct Displacement-Based Design. Journal of Earthquake Engineering, 11: pp. 512-530.
- El-Niema E.I., 1991. Reinforced concrete beams with steel fibers under shear. ACI Structural Journal, 88 (2), p.p. 178-183.
- EQE International, 1994. The January 17, 1994 Northridge, CA Earthquake. Página web de EQE International.
- EQE International, 1995. The January 17, 1995 Kobe Earthquake. Página web de EQE International.
- Erdélyi, A., 1993. The toughness of steel fiber reinforced concrete, Periodica Politechnica, Vol. 37 (4), p.p. 329-344.
- Fiengo, F., 2016. Análisis numérico Computacional del Punzonado en Losas de HºAº Reforzado con Fibras. Tesis de Maestría. Instituto de Estructuras Ing. Arturo M. Guzmán. 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, pp. 40-62.
- Gómez, C., Barbat, A., Oller, S., 2000. Vulnerabilidad de puentes de autopista: un estado del arte. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Barcelona, España.
- Hannant, D. J., 1978. Fibre cements and fibre concretes, Jhon Wiley & Sons, Ltd., Chichester, United Kingdom, p. 53.
- Hannant, D. J., 1978. Fibre cements and fibre concretes, Jhon Wiley & Sons, Ltd., Chichester, United Kingdom, p. 53.
- Hollings, J. P., 1969. Reinforced Concrete Seismic Design. Boletín de la sociedad Neozelandesa de Ingeniería Sísmica, Volumen 2, N°3, pp. 217-250.
- Hwang, H., Liu, J., Chiu, Y., 2001. Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges. Report No. MAEC RR-4, The University of Memphis, Tennessee: s.n.
- Isla, F. A., 2014. Modelo para Hormigones Reforzados con Fibras de Acero. Tesis de Doctorado. Instituto de Estructuras Ing. Arturo M. Guzmán. Tucumán, Argentina, Universidad Nacional de Tucumán.

- Johnston, C. D., 1974. Steel Fiber Reinforced Mortar and Concrete, A Review of Mechanical Properties. Fiber Reinforced Concrete, SP-44, American Concrete Institute, Detroit, pp. 195-207.
- Kachlakev, D., 2001. Finite Element Modeling of reinforced Concrete Structures Strenghthened with FRP Laminates. Washington DC Oregon Department of Transportation.
- Kausay, T., 1994. "Acélhuzal-szálerösítésü betonok tulajdonságai és teherbírása", BETON, II evfolyam, 6, Szam, pp. 5-11.
- Krstulovic-Opara, N. & Malak, S., 1997. Micromechanical tensile behavior of slurry infiltrated continuous-fiber-mat reinforced concrete (SIMCON). ACI Material Journal, Vol. 94 (5), pp. 373-387.
- Kooiman, A.G., 2000. Modelling steel fibre reinforced concrete for structural design. PhD. Thesis. Technische Universiteit Delft. Delft-Netherlands.
- Konig, G. & Kutzing, L., 1999. Modelling the increase of ductility of HPC under compressive forces, a fracture mechanical approach, Proceedings of the III International Rilem Workshop: High Performance Fibre Reinforced Cementitious Composites, HPFRCC 3, Mainz, pp. 251-260.
- Kowalsky, M.J., 1997. Direct Displacement-Based Design: A Seismic Design Methodology and its Application to Concrete Bridges, A dissertation submitted in partial satisfaction of the requiremens for the degree Doctor of Philosophy in Engineering Sciences (Structural Engineering), University of California, San Diego.
- Kowalsky M.J., Priestley M.J.N., 1996. A Direct Displacement-Based Design Approach for Reinforced Concrete Bridges, Proceedings: Fourth Caltrans Seismic Research Workshop, Sacramento, CA.
- Leonhardt, F., Monnig, E., 1984. Estructuras de Hormigo Armado Bases para el dimensionamiento de estructuras de hormigón armado Tomo I, El Ateneo Editorial.
- López, P. A., 2012. Simulación Numérica de Vigas en Concreto Reforzado con Barras Longitudinales, Transversales y Fibras Cortas de Acero Mediante el Método de los Elementos Finitos. Tesis de Maestría. Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola. Bogotá, Colombia, Universidad Nacional de Colombia.
- Luccioni, B., Ruano, G., Isla, F., Zerbino, R., Giaccio, G., 2012. A simple approach to model SFRC. Construction and Building Materials, Vol. 37, pp. 111-124
- Maccaferri, Manual Técnico, 2015. Fibras como elemento Estructural para el Refuerzo del Hormigón.
- Maidl, B.R., 1995. "Steel fibre reinforced concrete", Ernst & Sohn, p.p. 292.

- Majeed, H. Q., 2012. Nonlinear Finite Element Analysis of Steel Fiber Reinforced Concrete Deep Beams with and without Opening. Journal of Engineering, Vol. 18, 12, pp. 1221-1438.
- Mander J. B., Priestley M. J.N. and Park R., 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of the Structural Division ASCE, 114(8), pp. 1804-1826.
- Mansur, M.A., Ong, K.C. G., and Paramasivam, P., 1986. Shear strength of fibrous concrete beams without stirrups. Journal Structures Engineering, ASCE, 112 (9), pp. 2066-2079.
- Mase, G., 1970. Continuum Mechanics, Shaum Outline Series, USA.
- Méndez, J., 2012. Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Existentes de Hormigón Armado. Tesis de Maestría. Instituto de Estructuras Ing. Arturo M. Guzmán. Tucumán, Argentina, Universidad Nacional de Tucumán.
- Naaman, A.E. Otter, D., and Najm, H., 1991. Elastic modulus of SIFCON in Tension an Compression. ACI Materials Journal, Nov-Dec., pp. 603-612.
- Naaman, A. E. & Reinhardt, H. W., 1998. High performance fiber reinforced cement composits 2, Proceedings of the 2<sup>nd</sup> Int. RILEM Workshop, Ann Arbor, USA, June, EFN Spon, Suffolk.
- Narayant, R., Jones, R., Chiam, T. P., 1993. Influence of steel fibers on the shear resistance of lightweight concrete i-beams, ACI Structural Journal, Vol. 90 (1), pp. 103-114.
- Núñez, A. M., 2011. Análisis Numérico-Experimental de Elementos de Hormigón Reforzado con Fibras de Acero. Tesis de Doctorado. 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. Centro Internacional de Métodos Numéricos. Barcelona, España.
- Ospina, A., 2012. Método Basado en Desplazamientos para el Diseño y Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes de Concreto Reforzado. Medellín, Colombia. Universidad EAFIT.
- Özcan, D. M., Bayraktar, A., Şahin, A., Haktanir, T. & Türker, T., 2009. Experimental and finite element analysis on the steel fiber-reinforced concrete (SFRC) beams ultimate behavior. Construction and Building Materials, 23, pp. 1064-1077.
- Padmarajaiah, S.K. & Ramaswamy, A., 2002. A finite element assessment of flexural strength of presstressed concrete beams with fiber reinforcement. Cement & Concrete Composites, 24, p.p. 229-241. Elsevier Science Ltda.
- Park, R. & Paulay, T., 1975. Reinforced concrete structures, John Whiley & Sons, New York.
- Paulay, T. & Priestley, M.J.N., 1992. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley & Sons, INC., Nueva York.

- Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G. M., 1996. Seismic design and Retrofit of Bridges, John Wiley and Sons, New York.
- Priestley, M.J.N., Calvi, G. & Kowalsky, M.J, 2007. Displacement-based seismic design of structures, Pavia: IUSS Press.
- Popovics, S., 1973. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. Cement and Concrete Research, 3(5): pp. 583-599.
- Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 2018. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, Parte I, Construcciones en General, www.inpres.gov.ar.
- Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 2018. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, Comentarios a la Parte I, Construcciones en General, www.inpres.gov.ar.
- Reinhardt, H.W. & Naaman, A.E., 1999. High performance fiber reinforced cement composites HPFRCC 3. RILEM Proc., PRO 6, RILEM Publications S.A.R.L., Cachan (France).
- Restrepo, J., 2007. Curso Internacional de Diseño por Desplazamiento. Universidad de Medellín. Medellín, Colombia.
- Ribeiro, T. S. A. & Serna, P., 2009. Numerical Analysis of Steel Fiber Reinforced Concrete Shells. Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS), pp. 1731-1742.
- Ribeiro, T. S. A., Serna, P., Ribeiro, G. O., López, A. M. N., 2009. Numerical Modelling of Steel Fibre Reinforced Concrete Structures A Comparative Study, Seventh Intnl. RILEM symp. On Fibre Reinforced Concrete: Design and Applications, pp. 345-355.
- Ritter, K. W., 1899. Die Bauweise Hennebique. Schweizerische Bauzeitung, 33(7): pp. 59-61.
- Romualdi, J. P. & Mandel, J. A., 1964. Tensile strength of concrete affected by uniformly distributes closely spaced short lengths of wire reinforcement, ACI Journal, Proceedings, Vol. 61 (6).
- Saenz, L. P., 1964. Discussion of "Equation for the stress-strain curve of concrete" by P. Desayi and S. Krishnan. ACI Journal Proceedings, 61(9): pp. 1229-1235.
- Salguero, F., Romero, S., Melgar, S. G., Prat, F., Moreno, F., 2013. Las curvas tensión-deformación de hormigones ensayados bajo compresión uniaxial monotónica: una revisión sistemática. Informes de la Construcción, Vol. 65, 529, pp. 41-54.
- Sargin, M., 1971. Stress-strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections. Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo, Ontario.
- Serna, P., 1984. Étude de la contribution des fibres métalliques a l'amélioration du comportement du béton au cisaillement. L'École Nationale des Ponts et Chaussées. France.

- Shah, S. P. & Rangan, R. V., 1971. Fiber reinforced concrete properties. ACI JOURNAL, Proceedings, Vol. 68 (2), pp. 126-135.
- Shibata, A. & Sozen, M., 1976. Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete. Journal of the Structural Division, 102(1), pp. 1-18.
- Smith, G. M. & Young, L. E., 1955. Ultimate theory by exponential function. ACI Journal Procee dings, 52(11): pp. 349-359.
- Smith, G. M. & Young, L. E., 1956. Ultimate flexural analysis on stress-strain curves for cylinders. ACI Journal Proceedings, 53(12): pp. 597-609.
- Stang, H., Li, Z., Shah, S.P., 1990. Pullout problem: stress versus fracture mechanical approach. Journal of Eng. Mech., Vol. 116, pp. 2136-2150.
- Tasnimi, A., 2004. A. Mathematical model for complete stress-strain curve prediction of normal, light-weight and high-strength concretes. Magazine of concrete Research, 56(1): pp. 23-34.
- Tavarez, F. A., 2001. Simulation of Behavior of Composite Grid Reinforced Concrete Beams Using Explicit Finite Element Methods. Master's Degree Thesis, University of Wisconsin, Madison.
- Tsai, W. T., 1988. Uniaxial compressional stress-strain relation of concrete. Journal of Structural Engineering, 14(9): pp. 2133-2136.
- Takeda, T., Sozen, M., Nielsen, N., 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. Journal of the Structural Division, 96 (12), pp. 2557-2573.
- Thomas J. & Ramaswamy A., 2006. Finite element analysis of shear critical pre-stressed SFRC beams. Computers and Concrete, Vol. 3, pp. 65-77.
- Thomeé, B., Schikora, K., Bletzinger, 2006. Material Modelling of steel fiber reinforced concrete. Computers and concrete, 3, pp. 67-77.
- Tulin, L. G. & Gerstle, K. H., 1964. Discussion of "Equation for the stress-strain curve of concrete" by P. Desayi and S. Krishnan. ACI Journal Proceedings, 61(9): pp. 1236-1238.
- Valencia, G., 1997. Estructuras de acero, Diseño con Factores de Carga y Resistencia, Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá, Colombia.
- Vieira, E., 2013. Notes on Continuum Mechanics. CIMNE. Barcelona, España.
- Wang, P. T., Shah, S. P. y Naaman, A. E., 1978. Stress-strain curves of normal and lightweight concrete in compression. ACI Journal Proceedings, 75(11): pp. 603-611.
- Willam K.J., Warnke E.P., 1975. Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete", Proc. IABSE, 19, pp. 1-30.
- Williamson, G. R., 1974. The effect of steel fibers on the compressive strength of concrete. SP-44: Fiber Reinforced Concrete, American Concrete Institute, Detroit, pp. 195-207.

- Yip, W. K., 1997. Generic form of stress-strain equations for concrete. Cement and Concrete Research, 28(4): pp. 499-508.
- Zerbino, R., Irassar, E., Giaccio, G., Fava, C., Fornaiser, C., Bonavetti, V., Fernández, L., 2004. Hormigones Especiales. La Plata, Argentina.
- Zhang, Q., 2004. Finite Element Application to Slab Column Connections Reinforced with Glass Fibre Reinforced Polymer. Master's Degree Thesis, Memorial University of Newfoundland, Terranova.
- Zhu, E. C., Guan, Z. W., Shen, S. Z., 2002. Nonlinear finite element analysis of thin shell SFRC structures. Magazine of Concrete Research, Vol. 54, (4), pp. 291-298.