



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**MODELACIÓN NUMÉRICA DE COLUMNAS A FLEXO-COMPRESIÓN
SOMETIDAS A CARGAS CÍCLICAS, UTILIZANDO PRUEBAS DE CARGAS
DE LA UNIVERSIDAD DE CALIFORNIA Y EL PROGRAMA SEISMOSTRUCT**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de INGENIERO E INGENIERA CIVIL

AUTORES: LUIS FERNANDO BORJA CHACÓN
KATHERINE SOLANGE DELGADO SOLÓRZANO
TUTOR: JOSÉ DOMINGO ALVIAR MALABET

Quito - Ecuador
2021

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Luis Fernando Borja Chacón con documento de identificación N° 1722921465 y Katherine Solange Delgado Solórzano con documento de identificación N° 2100635701; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 17 de diciembre del 2021

Atentamente,



Luis Fernando Borja Chacón
1722921465



Katherine Solange Delgado Solórzano
2100635701

CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros, Luis Fernando Borja Chacón con documento de identificación N° 1722921465 y Katherine Solange Delgado Solórzano con documento de identificación N° 2100635701; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Artículo Académico: “Modelación numérica de columnas a flexo-compresión sometidas a cargas cíclicas, utilizando pruebas de cargas de la Universidad de California y el programa SeismoStruct”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero e Ingeniera Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad PolitécnicaSalesiana.

Quito, 17 de diciembre del 2021

Atentamente,



Luis Fernando Borja Chacón
1722921465



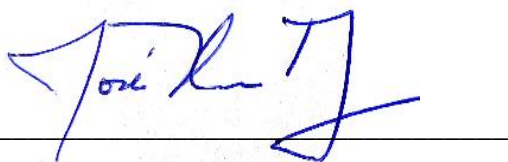
Katherine Solange Delgado Solórzano
2100635701

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, José Domingo Alviar Malabet con documento de identificación N° 1757837602, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: MODELACIÓN NUMÉRICA DE COLUMNAS A FLEXO-COMPRESIÓN SOMETIDAS A CARGAS CÍCLICAS, UTILIZANDO PRUEBAS DE CARGAS DE LA UNIVERSIDAD DE CALIFORNIA Y EL PROGRAMA SEISMOSTRUCT, realizado por Luis Fernando Borja Chacón con documento de identificación N° 1722921465 y Katherine Solange Delgado Solórzano con documento de identificación N° 2100635701, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Artículo Académico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 17 de diciembre del 2021

Atentamente,



Ing. José Domingo Alviar Malabet, PhD

1757837602

MODELACIÓN NUMÉRICA DE COLUMNAS A FLEXO-COMPRESIÓN SOMETIDAS A CARGAS CÍCLICAS, UTILIZANDO PRUEBAS DE CARGAS DE LA UNIVERSIDAD DE CALIFORNIA Y EL PROGRAMA SEISMOSTRUCT

NUMERICAL MODELING OF FLEXO-COMPRESSION COLUMNS UNDER CYCLIC LOADS, USING THE UNIVERSITY OF CALIFORNIA LOAD TEST AND THE SEISMOSTRUCT SOFTWARE

Luis Borja-Chacón¹, Katherine Delgado-Solórzano², José Alviar-Malabet³

Resumen

El artículo académico presenta la modelación numérica de columnas de concreto armado a flexo-compresión sometidas a cargas cíclicas utilizando tres pruebas de carga de la Universidad de California para cada tipo de conexión (Cantilever, doble curvatura y doble punta), además, cada una de ellas comprende tres simulaciones para cada uno de los modelos constitutivos de acero (Menegotto Pinto – stl-mp, Monti Nuti – stl-mn, Ramberg Osgood – stl-ro) y tres tipos de modelos constitutivos de concreto (Chang Mander – con_cm, Mander – con_ma, Kappos Konstantinidis – con_hs), de las cuales se obtienen ochenta y un modelaciones de pilares generados por el software SeismoStruct que serán comparados con la base de datos de la Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Los resultados indican que el mejor modelo para reproducir el comportamiento de las columnas es el concreto de Mander con refuerzo de Menegotto Pinto para las conexiones de cantilever y doble curvatura, sin embargo, Kappos Konstantinidis siendo un modelo desarrollado para concretos de alta resistencia, produjo buenos resultados en combinación con el refuerzo de Menegotto Pinto para la conexión de doble punta.

Palabras Clave: Carga cíclica, columnas, modelación numérica, pruebas de carga, resistencia a la compresión, SeismoStruct.

Abstract

The academic paper presents the numerical modeling of reinforced concrete flexural-compression columns subjected to cyclic loads was realized using three load tests of the University of California for each type of connection (Cantilever, double curvature and double ended), in addition, each of them comprised three simulations for each of the steel constitutive models (Menegotto Pinto - stl-mp, Monti Nuti - stl-mn, Ramberg Osgood - stl-ro) and three types of concrete constitutive models (Chang Mander - con_cm, Mander - con_ma, Kapos and Konstantinidis - con_hs), from which, eighty one pillar modeling generated by SeismoStruct software are obtained that will be compared with the database of the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). The results indicate that the best model to reproduce the behavior of the columns is the Mander concrete with Menegotto Pinto reinforcement for cantilever and double curvature connections, however, Kappos Konstantinidis being a model developed for high strength concrete, produced good results in combination with the reinforcement of Menegotto Pinto for the double ended connection.

Keywords: Columns, compressive strength, cyclic load, load tests, numerical modeling, SeismoStruct.

¹ Estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador
Autor por correspondencia: lborja@est.ups.edu.ec

² Estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador
Autor por correspondencia: kdelgados@est.ups.edu.ec

³ Docente de la Carrera de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador

1. Introducción

Las columnas de una edificación son los elementos estructurales de soporte más antiguos y de mayor importancia dentro del estudio de la Ingeniería Civil, debido a que deben enfrentar diversas situaciones que las destacan ante otras estructuras resistentes [1]. A su vez, arquitectónicamente se ha requerido que las columnas se tornen más esbeltas, en las cuales si la longitud se ve incrementada en gran medida y al ser sometidas a cargas de flexo-compresión puede sufrir de un fenómeno de inestabilidad elástica llamado pandeo, el cual se presenta por la aparición de desplazamientos transversales a la dirección de la compresión [2].

En consecuencia, se vuelve necesario realizar un estricto estudio del comportamiento de la columna, puesto que, si ésta falla la estructura puede colapsar. Bajo esta premisa se ha realizado el estudio de varias pruebas de carga, donde se someterá a estos elementos a cargas axiales de compresión implementando también cargas cíclicas, con el fin de obtener los lazos de histéresis a través del programa SeismoStruct, correspondientes a una variedad de modelos constitutivos de concreto y acero (elementos tipo fibra).

Se optó por el programa SeismoStruct debido a que este programa, es un software de elementos finitos que es capaz de predecir el comportamiento de cualquier tipo de sistema estructural bajo cargas estáticas o dinámicas, tomando en cuenta tanto la no linealidad geométrica y la de los materiales [3].

Por lo tanto, el estudio toma los datos de nueve pruebas de cargas desarrolladas por la Universidad de California para su posterior análisis con el software SeismoStruct, para lo cual se los clasificó de acuerdo al tipo de conexión que se presentan (Cantilever, doble curvatura y doble punta), aportando fundamentalmente la comparación entre los resultados de la base de datos de la Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) y los procedentes de la simulación numérica.

El proyecto tiene como objetivo analizar las columnas de concreto armado a flexo-compresión sometidas a las cargas antes mencionadas para determinar de manera cualitativa y cuantitativa, la combinación de los modelos constitutivos que mejor reproduzca los resultados derivados de las

pruebas de carga del banco de datos de la Universidad de California.

Finalmente, una vez determinado estos modelos, serán recomendados en caso de que se realice un posterior análisis de estructuras sometidas a cargas pseudo-estáticas o dinámicas y se desee determinar el comportamiento inelástico de éstas.

2. Materiales y Métodos

El proyecto se separa en dos etapas, la primera que trata sobre el sustento investigativo, donde se describe los parámetros que se involucran dentro del desarrollo de la modelación numérica en el programa SeismoStruct; y la parte analítica, en la cual se llevará a cabo la modelación de las pruebas de carga de las columnas [4].

2.1. Sistema estructural para columnas

2.1.1. Sistema de columna en cantilever

Consiste en un sistema estructural simple que están controladas por la flexión ocasionada por las cargas laterales (F), que pueden ser sísmicas o de viento, además de aplicar una carga axial (P) como se detalla en la Figura 1. El diagrama de momentos flectores marcará el mayor valor en la base del elemento, donde se encuentra empotrado a la fundación u otro elemento estructural [5].

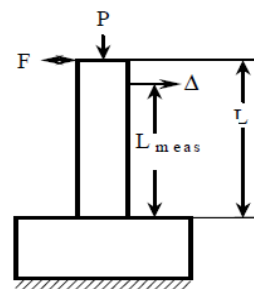


Figura 1. Cantilever [6].

2.1.2. Sistema de columna con doble curvatura

Este sistema de columna requiere que su base esté fija, en tanto que, su extremo superior se encuentra sometido a un empotramiento móvil como se observa en la Figura 2, de tal forma, al aplicarse una fuerza axial (P) provoca un punto de inflexión en el elemento y añadiéndole carga cíclica puede fallar en forma de doble curvatura [7].

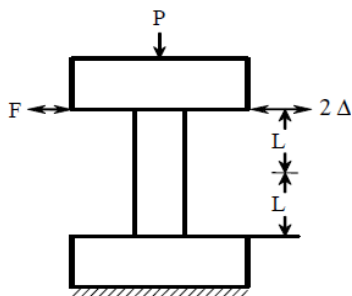


Figura 2. Doble curvatura [6].

2.1.3. Sistema de columna con doble punta

Es un sistema estructural que implica el análisis de dos columnas fundidas con un elemento rígido en medio [8], como se evidencia en la Figura 3.

En este caso los extremos de la columna se verán apoyados mientras que se aplica una fuerza axial a todo su largo y se añade una carga cíclica en su elemento rígido intermedio (empotramiento móvil) [9].

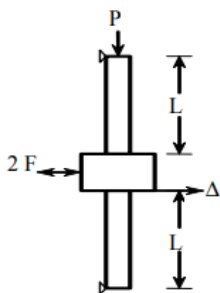


Figura 3. Doble punta [6].

2.2. Software SeismoStruct.

El programa SeismoStruct cuenta actualmente con nueve tipos de análisis, de los cuales se optó por utilizar el Análisis Estático Time-History, este análisis permite que las cargas de desplazamiento, fuerzas o su combinación, puedan variar independientemente en el tiempo de acuerdo con una repartición de carga preestablecida. Se utiliza generalmente para simularr pruebas pseudo-estáticas sobre estructuras que se someten a varias distribuciones de carga o desplazamiento (por ejemplo, cargas cíclicas) [10].

En cuanto a los modelos constitutivos, se utilizó los materiales de Menegotto Pinto, Monti Nuti y Ramberg Osgood para el refuerzo, por otra parte, se usó los materiales de Chang Mander, Mander y Kappos Konstantinidis [11].

Para definir por completo las cualidades mecánicas de los materiales de los tres modelos, tanto para acero como para concreto, antes mencionados, se detallaron los rangos utilizados en la sección de los Anexos A y B.

2.3. Cargas cíclicas

Son aquellas cargas que varían en el tiempo, aumentan, disminuyen, cambian de magnitud y sentido [12]. Partiendo del ensayo de fatiga para elementos a compresión, se puede determinar el respectivo lazo de histéresis generado por las cargas cíclicas, como se muestra en la Figura 4.

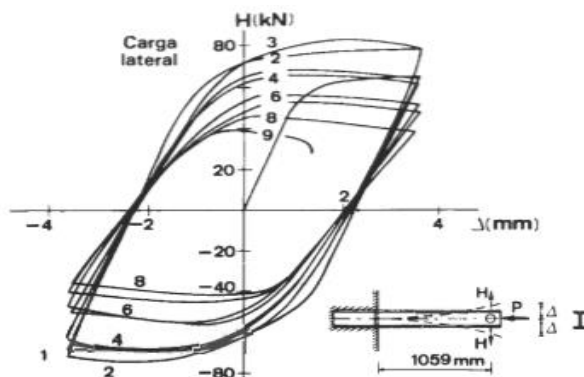


Figura4. Relaciones de carga-deformación [12].

Se presenta en la Tabla 1 las pruebas de cargas que se utilizarán para realizar la simulación [4], donde constan los diferentes tipos de conexiones y características de las columnas.

La relación de carga axial que se presenta en la Tabla 1 es un indicador de gran importancia en la evaluación de la ductilidad y fragilidad del elemento estructural [13], se puede expresar como la Ecuación (1).

$$\eta = \frac{N}{f'c * A} \quad (1)$$

Donde:

η : Relación de carga axial

N : Carga axial aplicada

$f'c$: Resistencia a la compresión del hormigón

A : Sección transversal del elemento estructural

Tabla 1: Inventario de pruebas de cargas obtenido de la base de datos PEER

Relación entre long. y altura	Referencia	Columna			F'c (MPa)	% acero del refuerzo	Relación de carga axial	
		Geometría	Ancho (cm)	Altura (cm)				Long. (m)
Cantilever								
3.5	Mo and Wang 2000, C1-3	Cuadrada	40	40	1.4	26.1	2.14	0.216
4	Ohno and Nishioka 1984, L1	Cuadrada	40	40	1.6	24.8	1.42	0.032
4.7	Saatcioglu and Grira 1999, BG-1	Cuadrada	35	35	1.645	34	1.95	0.428
Doble curvatura								
3.22	Sezen and Moehle No. 2	Cuadrada	45.72	45.72	1.4732	21.1	2.47	0.655
3.22	Lynn et al. 1998, 2CMH18	Cuadrada	45.72	45.72	1.4732	25.5	1.94	0.284
3.22	Lynn et al. 1998, 2CLH18	Cuadrada	45.72	45.72	1.4732	33.1	1.94	0.073
Doble punta								
4	Ang et al. 1981, No.4	Cuadrada	40	40	1.60	25	1.51	0.21
5.5	Atalay and Penzien 1975, No. 4S1	Cuadrada	30.5	30.5	1.676	27.6	1.63	0.104
4	Zahn et al. 1986, No. 7	Cuadrada	40	40	1.6	28.3	1.51	0.223

3. Resultados y Discusión

Las columnas utilizadas en la modelación numérica presentan valores de relación de esbeltez (λ) comprendidas entre 22 a 42, que se detallan en el Anexo I, haciendo uso de la Ecuación (2), lo cual corresponde a columnas que van de cortas a ligeramente esbeltas. Sin embargo, cabe destacar que los modelos constitutivos disponibles en el software no consideran el efecto de esbeltez por lo cual se recomienda a futuro ubicar modelos que si tomen en cuenta esta relación.

$$\lambda = \frac{k \cdot L}{r} \quad (2)$$

Donde, k = coeficiente que depende de los apoyos de las columnas; L = longitud de la columna desde un apoyo a otro; y r = radio de giro que depende de la inercia (I) y el área de la sección (A), como se expresa con la Ecuación (3).

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (3)$$

En lo que respecta a la simulación numérica en el software SeismoStruct, los modelos constitutivos de concreto necesitaron del ajuste de algunas de las características mecánicas, para los casos de Mander

y Kappos Konstantinidis se detallan a continuación aquellos que se modificaron:

- Resistencia a la tracción (f_t): este valor se obtiene habitualmente por la Ecuación (4).

$$f_t = kt \cdot \sqrt{f'c} \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (4)$$

Donde, $kt = 0.75$ para concretos en tracción y $f'c$ es la resistencia a la compresión, dicho valor es obtenido del repertorio de la Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER).

- Módulo de Elasticidad (E_c): parámetro que simboliza la rigidez del material ante una carga asignada sobre el mismo, la Ecuación (5) es basada en el código ACI 318-14.

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'c} \quad [\text{MPa}] \quad (5)$$

Por otra parte, se puede observar que en el acero de Menegotto Pinto existe mayor estabilidad y precisión numérica ya que constan de características para aumentar su calibración, de las cuales, las que mayormente influenciaron fueron:

- Parámetro de endurecimiento por deformación: es la relación entre la rigidez post-fluencia (E_{sp}) y la rigidez elástica inicial (E_s). Su valor varía habitualmente entre 0.005 y 0.015, de los cuales, en la mayoría de los casos se colocó 0.015

debido a que influye directamente en la resistencia residual.

- Parámetro de la forma inicial de la curva de transición R_o : es el valor original (del primer ciclo de carga). Su valor por defecto es 20, sin embargo, se varió entre 18.5 a 22, debido a que interviene en la forma de la curva de transición entre la rigidez inicial y posterior de la fluencia.

- Coeficiente de calibración de la forma de la curva de transición A_1 y A_2 : son coeficientes utilizados para calibrar los cambios que deben aplicarse al parámetro R_o con el fin de obtener el parámetro de forma de la curva de transición actualizada. Mientras que al valor A_1 se le asigna habitualmente 18.5 y A_2 varía entre 0.05 y 0.15. En el caso del coeficiente A_1 se tomó un rango de 17 a 18.5, mientras que el A_2 se colocó en 0.15, ambos coeficientes influyen en la capacidad de disipación de energía.

Estos parámetros de calibración no fueron los únicos que intervinieron para el desarrollo de los modelos constitutivos, también se pueden detallar otras características para la simulación numérica, las cuales fueron:

- Para elementos inelásticos presentado por el software, el más preciso de los cuatro tipos es el elemento *infrmFB* (Elemento inelástico tipo pórtico basado en fuerzas), éste es capaz de detallar el comportamiento inelástico en toda la longitud de la estructura [11].

- El número de fibras de sección utilizadas en los cálculos es de 300 fibras, lo cual es suficiente para una representación apropiada de la distribución de esfuerzos-deformaciones en la sección del miembro estructural [11], mientras que, en secciones más complejas, es decir, que se encuentran sometidas a grandes niveles de inelasticidad normalmente se requiere 350 o más.

- Adicionalmente, para el caso del elemento *infrmFB* se requiere definir el número de secciones de integración. Por lo general se adopta hasta 7 secciones de integración que pueden ser necesarias para modelar con exactitud la respuesta de endurecimiento con deformación [11], en este estudio, de 3 a 4 secciones de integración nos resultaron aconsejables para realizar la simulación numérica de los elementos.

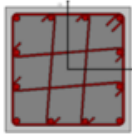
Los resultados muestran el análisis comparativo de los lazos de histéresis, basados en los siguientes criterios: la forma del lazo de histéresis, la capacidad de disipación de energía (área encerrada por el lazo de histéresis, A), la resistencia máxima (R_o), resistencia mínima alcanzada (R_f) y su variación (%red), y finalmente la degradación de la rigidez (%deg) o pendiente de la curva fuerza-desplazamiento ($M_o - M_f$); los mismos que se ven reflejados en las tablas de cada autor.

3.1. Sistema de columna en Cantilever.

3.1.1. Mo y Wang 2000, C1-3.

El autor presenta tres diferentes pruebas de carga realizados a especímenes de concreto armado [14], de los cuales se seleccionó la probeta C1-3, como se muestra en la Tabla 2.

Tabla 2. Resumen de datos de Mo y Wang.

Resumen de datos		
Prueba de carga:	Mo y Wang 2000, C1-3	
		
Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)
0.4	0.4	1.4
Tipo de conexión:	Cantilever	
f_c (Mpa):	26.1	
f_y (Mpa):	497	
P (kN):	900	
Refuerzo longitudinal		
Diámetro (mm)	19	
% acero:	2.14 %	
Refuerzo transversal		
Diámetro (mm)	6.3	
Espaciamiento (mm)	50	

Con respecto al lazo de histéresis del banco de datos se observa en la Tabla 3, mientras que la fase analítica se muestran los resultados expuestos por el programa SeismoStruct en las Tablas 4, 5 y 6.

Tabla 3. Lazo de histéresis de Mo y Wang.

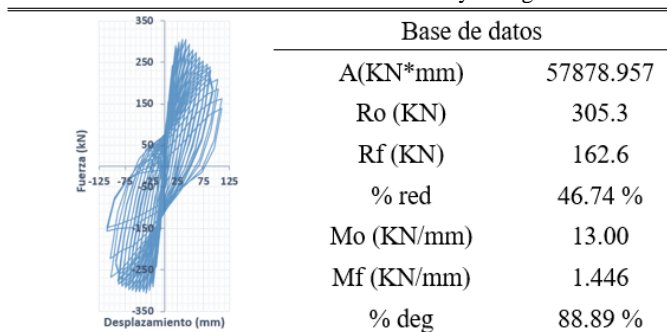


Tabla 4. Modelo constitutivo de Chang Mander.

	Concreto Chang Mander		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	42193.64	29837.82	78498.10
Ro (KN)	252.76	233.87	242.03
Rf (KN)	127.95	-26.304	234.747
% red	49.38 %	111.25 %	3.01 %
Mo (KN/mm)	38.36	38.04	29.04
Mf (KN/mm)	1.11	-0.059	1.995
% deg	97.10 %	100.16 %	93.13 %

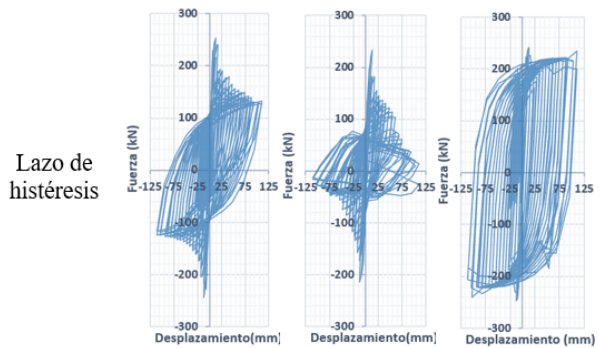


Tabla 5. Modelo constitutivo de Kappos Konstantinidis.

	Concreto Kappos Konstantinidis		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	33438.69	40922.75	70483.84
Ro (KN)	267.68	233.66	220.14
Rf (KN)	152.57	96.71	355.15
% red	43.01 %	58.61 %	-38.01 %
Mo (KN/mm)	39.68	38.96	32.24
Mf (KN/mm)	1.302	0.622	3.218
% deg	96.72 %	98.40 %	90.02 %

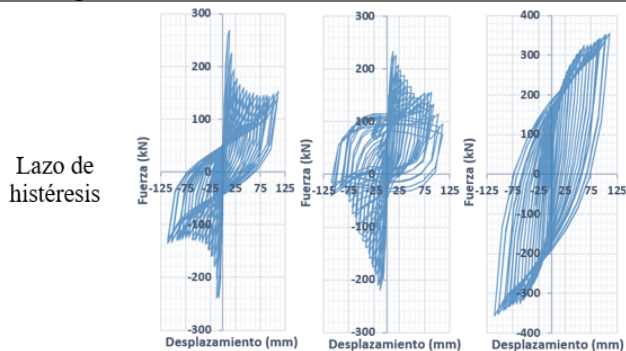
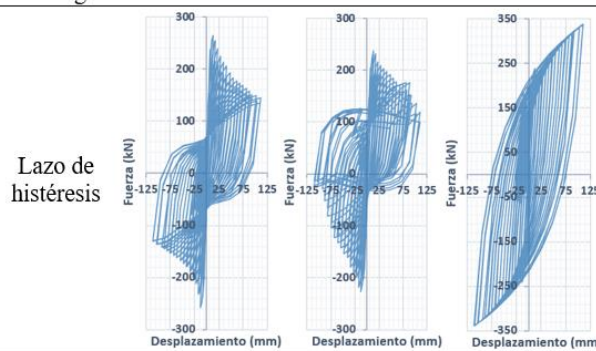


Tabla 6. Modelo constitutivo de Mander.

	Concreto Mander		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	45430.96	46549.67	71891.30
Ro (KN)	264.73	236.75	238.36
Rf (KN)	145.28	118.94	336.82
% red	45.12 %	49.76 %	-29.23 %
Mo (KN/mm)	39.96	38.26	27.42
Mf (KN/mm)	1.243	0.641	3.056
% deg	96.89 %	98.32 %	88.86 %



Como se observa en las gráficas de los diferentes modelos constitutivos del refuerzo en la de Monti Nuti la resistencia residual (Rf) se ve afectada, descendiendo a valores cercanos a cero y su lazo de histéresis pierde la simetría con respecto al eje x denotando una diferencia de la prueba de carga que nos presentan los autores Mo & Wang. En el modelo constitutivo de refuerzo de Ramberg Osgood, no se refleja una degradación de la resistencia, por el contrario, en este caso existe un aumento de ésta.

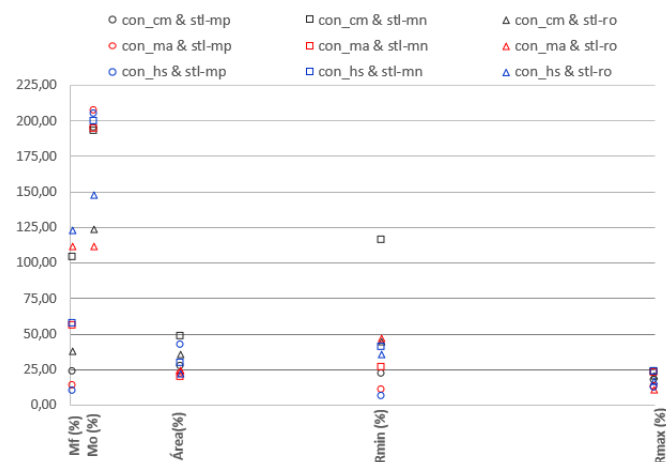


Figura 5. Gráfica de errores porcentuales de Mo y Wang.

En concordancia con el estudio cualitativo del lazo de histéresis, y tras haber realizado la comparación entre los modelos constitutivos y los

parámetros utilizados, de lo cual se puede observar en la Figura 5 en términos de % de error y en el Anexo C la Figura 5-1 en términos del valor absoluto, que el modelo que mejor representa el comportamiento de la columna en Cantilever por parte del acero es el de Menegotto Pinto, ya que existe una mayor estabilidad y precisión numérica, mientras que el del concreto resultó el de Mander con porcentaje de error variable entre 10 % y 22 %, seguido de Kappos Konstantinidis, con porcentaje de error comprendido entre 6 % y 43 %, excluyendo el valor de Mo por cuanto pequeños cambios en su pendiente hacen que el error sea de 208 % y 206 % en los modelos previamente indicados. Sin embargo, el porcentaje de error de la pendiente va disminuyendo en la medida en que progresan los ciclos de carga y descarga a valores de 12 % en el modelo de Menegotto-Pinto y Mander. Estos dos modelos asumen un confinamiento constante el cual lo hace más preciso, y es aplicado en todo el rango de esfuerzos-deformaciones [11].

3.1.2. Ohno y Nishioka 1984, L1.

Los autores presentan en su trabajo varios especímenes, donde se optó tomar la probeta L-1, en la cual, cada repetición muestra amplitudes relativamente grandes lo que conlleva a obtener una mayor capacidad de disipación de energía en un corto periodo de tiempo [15]. En la Tabla 7 se muestra un resumen de los datos utilizados.

Tabla 7. Resumen de datos de Ohno y Nishioka.

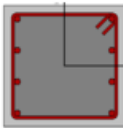
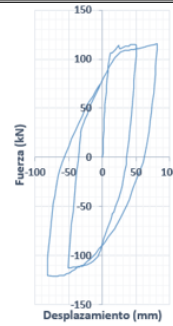
Resumen de datos		
Prueba de carga: Ohno y Nishioka 1984, L1		
		
Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)
0.4	0.4	1.6
Tipo de conexión:		Cantilever
f _c (Mpa):		24.8
f _y (Mpa):		362
P (kN):		127
Refuerzo longitudinal		
Diámetro (mm)		19
% acero:		1.42 %
Refuerzo transversal		
Diámetro (mm)		9
Espaciamiento (mm)		100

Tabla 8. Lazo de histéresis de Ohno y Nishioka.

	Base de datos	
	A(KN*mm)	21925.73
Ro (KN)	106.35	
Rf (KN)	115.75	
% red	-8.12 %	
Mo (KN/mm)	9.22	
Mf (KN/mm)	1.44	
% deg	84.38 %	



Se muestran en las Tablas 9, 10 y 11 los resultados obtenidos desde el software.

Tabla 9. Modelo constitutivo de Chang Mander.

	Concreto Chang Mander		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	21936.81	25471.19	19506.06
Ro (KN)	93.36	101.625	107.828
Rf (KN)	119.56	93.311	79.343
% red	-21.91 %	8.18 %	26.42 %
Mo (KN/mm)	10.589	8.992	9.497
Mf (KN/mm)	1.461	1.159	1.018
% deg	86.20 %	87.11 %	89.28 %

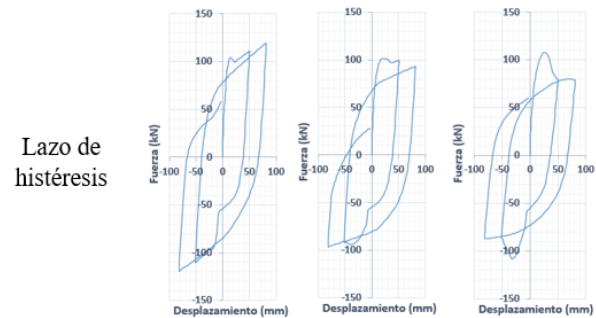


Tabla 10. Modelo constitutivo de Kappos Konstantinidis.

Concreto Kappos Konstantinidis			
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	18376.72	18092.08	19728.06
Ro (KN)	98.663	97.287	92.17
Rf (KN)	90.93	84.533	106.435
% red	7.84 %	13.11 %	-13.40 %
Mo (KN/mm)	7.833	7.724	7.317
Mf (KN/mm)	1.117	1.079	1.306
% deg	85.74 %	86.03 %	82.15 %

Lazo de histéresis			

Tabla 11. Modelo constitutivo de Mander.

Concreto Mander			
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	19399.36	19291.35	18858.39
Ro (KN)	107.724	105.348	110.593
Rf (KN)	100.273	94.549	95.395
% red	6.92 %	10.25 %	13.74 %
Mo (KN/mm)	10.568	8.702	7.468
Mf (KN/mm)	1.229	1.251	1.166
% deg	88.37 %	85.62 %	84.39 %

Lazo de histéresis			

Los modelos constitutivos de Monti Nuti y Ramberg Osgood evidencian una degradación de la resistencia a diferencia de la prueba de carga que nos presenta Ohno y Nishioka.

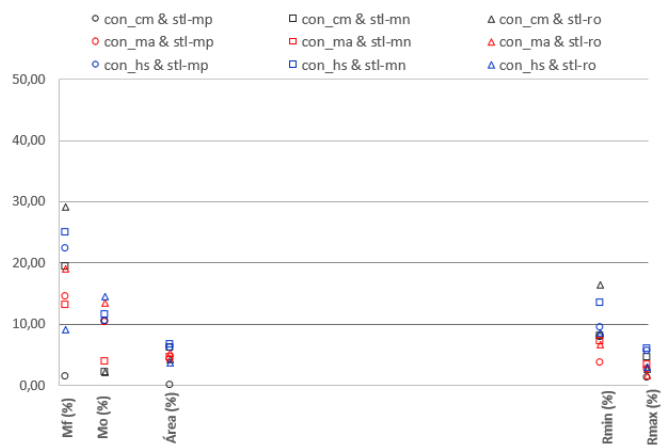


Figura 6. Gráfica de errores porcentuales de Ohno y Nishioka.

Como se indica en la Figura 6 y en el Anexo C la Figura 6-1, los modelos que se asemejan a la base de datos para el concreto son Chang Mander con un error variable entre 0-11 % y Mander entre 2-15 %, mientras que, para el acero, como se justificó en Mo y Wang, es el modelo de Menegotto Pinto.

3.1.3. Saatcioglu y Grira 1999, BG-1.

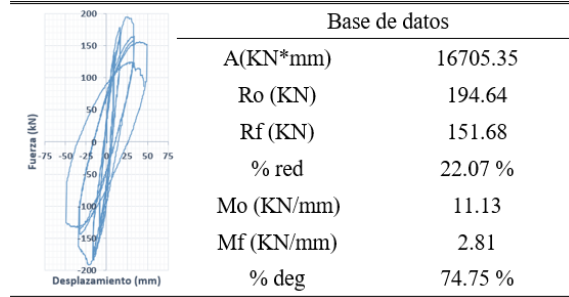
Los autores ensayan 10 columnas para realizar una evaluación sísmica, las cuales toman en cuenta la disposición del refuerzo transversal, a partir de ello se optó realizar el análisis de la probeta BG-1, la cual se diferencia de los otros especímenes debido a que utiliza una cantidad moderada de acero [16].

Se procede a especificar en la Tabla 12 las características y lazo de histéresis respectivamente.

Tabla 12. Resumen de datos de Saatcioglu y Grira.

Resumen de datos		
Prueba de carga: Saatcioglu y Grira 1999, BG-1		
Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)
0.35	0.35	1.645
Tipo de conexión:		Cantilever
f _c (Mpa):		34
f _y (Mpa):		455.6
P (kN):		1782
Refuerzo longitudinal		
Diámetro (mm)		19.5
% acero:		1.95 %
Refuerzo transversal		
Diámetro (mm)		9.5
Espaciamiento (mm)		152

Tabla 13. Lazo de histéresis de Saatcioglu y Grira.



Se detalla en las Tablas 14, 15 y 16 los modelos.

Tabla 14. Modelo constitutivo de Chang Mander.

	Concreto Chang Mander		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	12128.96	11829.46	10299.95
Ro (KN)	111.306	109.50	125.87
Rf (KN)	80.828	82.03	32.72
% red	27.38 %	25.09 %	74.00 %
Mo (KN/mm)	13.69	13.68	15.44
Mf (KN/mm)	1.70	1.682	0.704
% deg	87.58 %	87.70 %	95.44 %

Lazo de histéresis

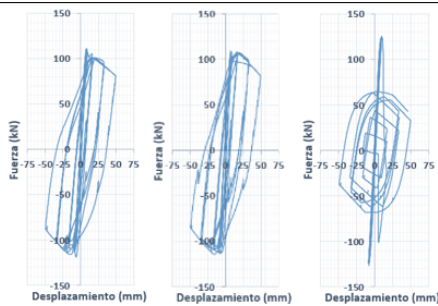


Tabla 15. Modelo constitutivo de Kappos Konstantinidis.

	Concreto Kappos Konstantinidis		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	10169.96	10222.89	13454.53
Ro (KN)	132.77	128.39	117.67
Rf (KN)	16.77	-4.722	52.67
% red	87.37 %	103.68 %	55.23 %
Mo (KN/mm)	17.11	17.11	18.09
Mf (KN/mm)	0.444	-29.88	1.089
% deg	97.41 %	274.64 %	93.98 %

Lazo de histéresis

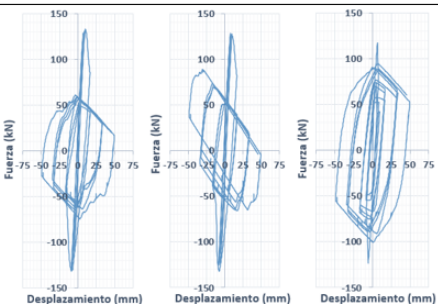
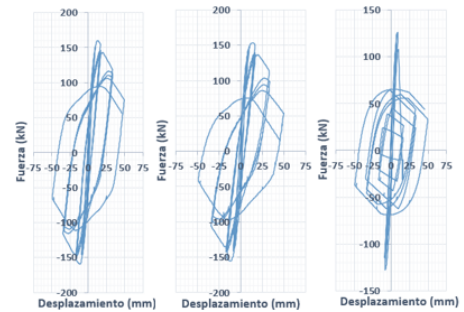


Tabla 16. Modelo constitutivo de Mander.

	Concreto Mander		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	16390.74	14704.21	10406.88
Ro (KN)	159.913	153.329	126.318
Rf (KN)	75.381	53.739	33.244
% red	52.86 %	64.95 %	73.68 %
Mo (KN/mm)	13.32	17.19	15.69
Mf (KN/mm)	1.426	0.963	0.71
% deg	89.29 %	94.39 %	95.47 %

Lazo de histéresis



Los modelos constitutivos del refuerzo de Ramberg Osgood presentan una alta degradación de la resistencia a comparación de Monti Nuti y Menegotto Pinto.

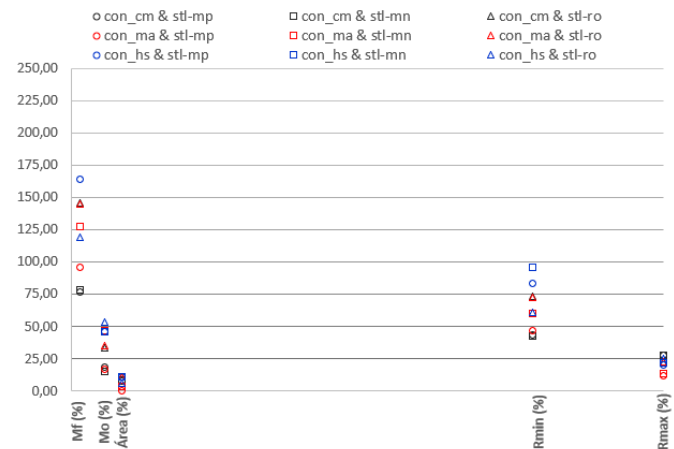


Figura 7. Gráfica de errores porcentuales de Saatcioglu y Grira.

Los modelos constitutivos que más se apegan a la base de datos son Chang Mander con Monti Nuti con porcentaje de error que oscila entre 8-43 %, seguido de Mander con acero de Menegotto Pinto entre 0-47 %, excluyendo el valor de Mf debido que se observan ligeros cambios en las pendientes en donde los porcentajes de error son del 78 % y 96 % respectivamente, las cuales se diferencian en la Figura 7 y en el Anexo C la Figura 7-1.

3.2. Sistema de columna en doble curvatura.

3.2.1. Lynn et al. 1998, 2CLH18.

El autor toma ocho columnas las cuales fueron construidas a gran escala incluyendo una fuerza axial constante e incrementos de desplazamiento lateral [17]. Se detallan las características y el lazo de histéresis del espécimen en las Tablas 17 y 18.

Tabla 17. Resumen de datos de Lynn, 2CLH18.

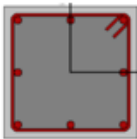
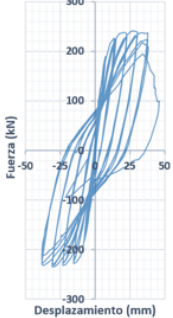
Resumen de datos		
Prueba de carga:		Lynn et al. 1998, 2CLH18
		
Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)
0.4572	0.4572	1.4732
Tipo de conexión:		Doble Cantilever
f _c (Mpa):		33.1
f _y (Mpa):		331
P (kN):		503
Refuerzo longitudinal		
Diámetro (mm)		25.4
% acero:		1.94 %
Refuerzo transversal		
Diámetro (mm)		9.5
Espaciamiento (mm)		457.2

Tabla 18. Lazo de histéresis de Lynn, 2CLH18.

Base de datos		
	A(KN*mm)	17289.67
	Ro (KN)	240.77
	Rf (KN)	100.08
	% red	58.43 %
	Mo (KN/mm)	17.65
	Mf (KN/mm)	3.658
	% deg	79.27 %

Se muestran en las Tablas 19, 20 y 21 los resultados.

Tabla 19. Modelo constitutivo de Chang Mander.

	Concreto Chang Mander		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	19788.51	18303.52	18070.66
Ro (KN)	236.23	215.534	246.781
Rf (KN)	228.111	193.577	193.601
% red	3.44 %	10.19 %	21.55 %
Mo (KN/mm)	25.02	22.77	21.65
Mf (KN/mm)	5.37	4.617	5.174
% deg	78.54 %	79.72 %	76.10 %

Lazo de histéresis

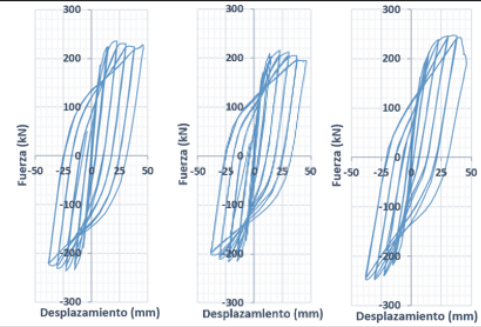


Tabla 20. Modelo constitutivo de Kappos Konstantinidis.

	Concreto Kappos Konstantinidis		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	18204.07	17565.23	16376.65
Ro (KN)	243.216	246.935	239.164
Rf (KN)	217.83	186.561	212.129
% red	10.44 %	24.45 %	11.30 %
Mo (KN/mm)	23.79	22.73	14.96
Mf (KN/mm)	5.106	4.461	5.049
% deg	78.54 %	80.37 %	66.25 %

Lazo de histéresis

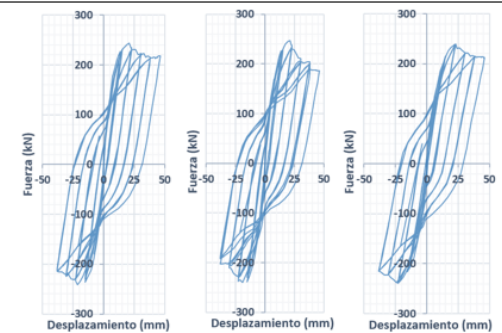


Tabla 21. Modelo constitutivo de Mander.

	Concreto Mander		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	18283.26	17041.60	16237.94
Ro (KN)	245.733	248.724	240.260
Rf (KN)	252.017	239.435	246.876
% red	-2.49 %	3.73 %	-2.68 %
Mo (KN/mm)	25.05	23.68	21.09
Mf (KN/mm)	6.466	6.096	6.418
% deg	74.19 %	74.26 %	69.57 %

Lazo de histéresis

Se refleja una brusca degradación de la resistencia (Rf) en el último ciclo de carga del lazo de histéresis del autor a diferencia de los modelos constitutivos desarrollados en el software.

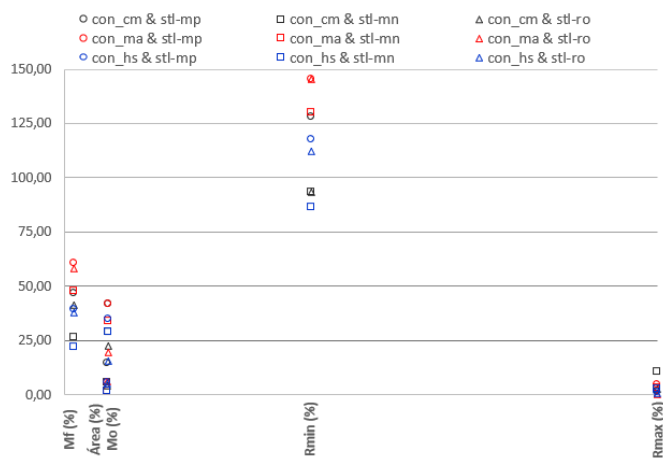


Figura 8. Gráfica de errores porcentuales de Lynn, 2CLH18.

En base a la Figura 8 y en el Anexo D la Figura 8-1, coinciden que los modelos parte del acero es Menegotto Pinto, mientras para el concreto fueron Chang Mander con un error que oscila entre el 1 y 47 % y Mander entre el 4 y 61 %, excluyendo el valor de Rf, debido a lo ya mencionado, esto hace que el error sea de 128 % y 146 % respectivamente.

3.2.2. Lynn et al. 1998, 2CMH18

Este apartado presenta uno de los ensayos de Lynn con carga axial moderada. En las Tablas 22 y 23 se mencionan los parámetros y resultados del autor.

Tabla 22. Resumen de datos de Lynn, 2CMH18.

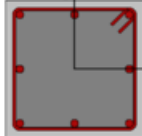
Resumen de datos		
Prueba de carga: Lynn et al. 1998, 2CMH18		
		
Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)
0.4572	0.4572	1.4732
Tipo de conexión:		Doble Cantilever
f _c (Mpa):	25.5	
f _y (Mpa):	331	
P (kN):	1512	
Refuerzo longitudinal		
Diámetro (mm)	25.4	
% acero:	1.94 %	
Refuerzo transversal		
Diámetro (mm)	9.5	
Espaciamiento (mm)	457.2	

Tabla 23. Lazo de histéresis para Lynn, 2CMH18.

Base de datos	
A(KN*mm)	3928.31
Ro (KN)	306
Rf (KN)	279
% red	8.82 %
Mo (KN/mm)	45.71
Mf (KN/mm)	18.02
% deg	60.58 %

Para la fase analítica se pueden detallar los resultados en las Tablas 24, 25 y 26.

Tabla 24. Modelo constitutivo de Chang Mander.

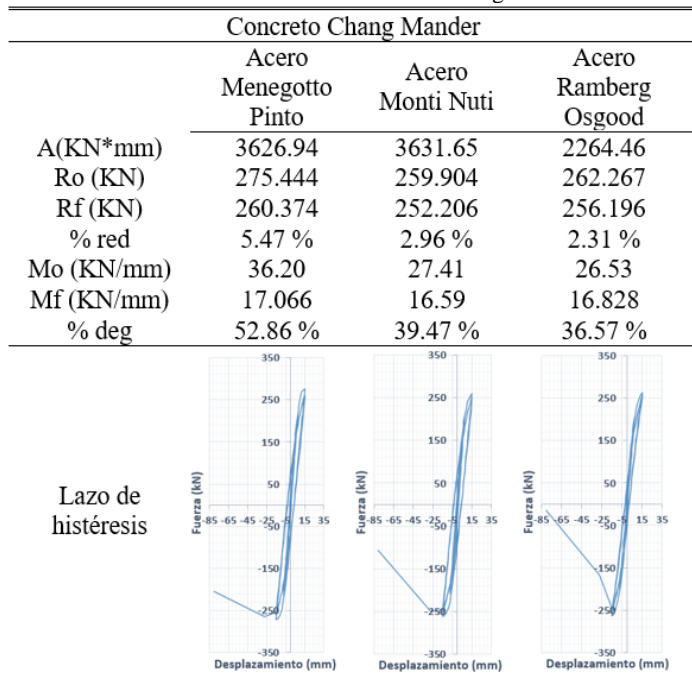


Tabla 26. Modelo constitutivo de Mander.

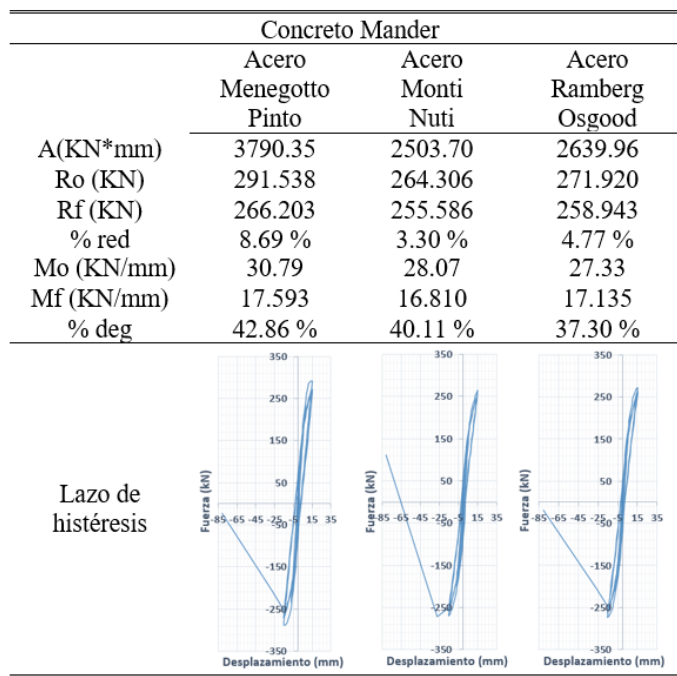


Tabla 25. Modelo constitutivo de Kappos Konstantinidis.

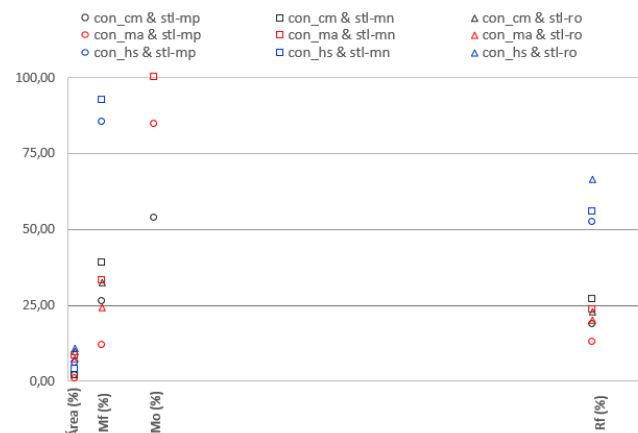
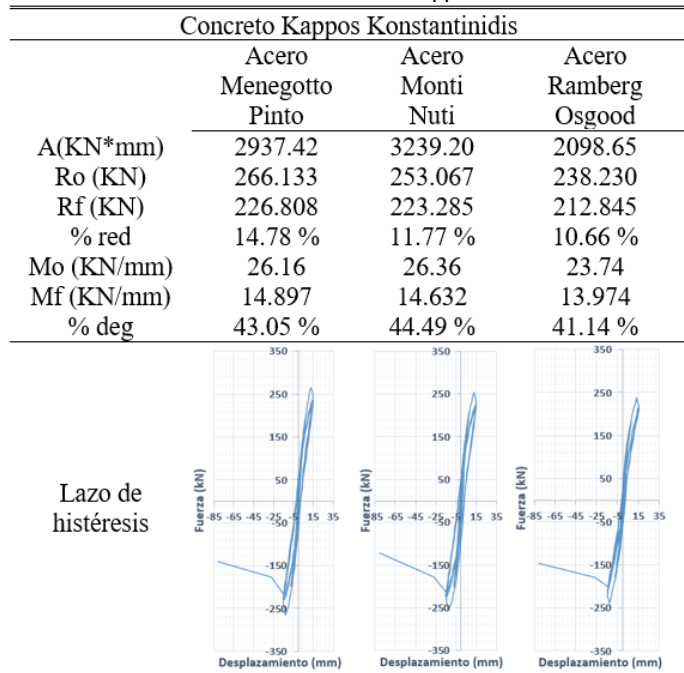


Figura 9. Gráfica de errores porcentuales de Lynn, 2CMH18.

Los resultados tabulados muestran que, en la Figura 9 y en el Anexo D la Figura 9-1, el modelo que mejor coincide es el de Mander con Menegotto Pinto con un error variable entre 0 y 13%, excluyendo el valor de Mo debido a los ligeros cambios que causan una variación importante en el porcentaje de error que es del 85%, considerando que en el modelo constitutivo del concreto actúa una presión de confinamiento constante.

3.2.3. Sezen y Moehle No. 2

Estos autores hacen uso de una carga axial alta, lo cual permite analizar el comportamiento cíclico de las columnas sometidas a diferentes magnitudes de carga. Se presentan las Tablas 27 y 28, que contienen los datos empleados en la fase analítica.

Tabla 27. Resumen de datos de Sezen y Moehle.

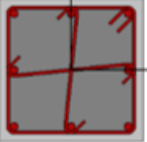
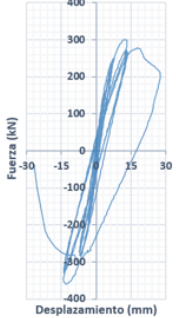
Resumen de datos		
Prueba de carga:	Sezen y Moehle No. 2	
		
Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)
0.4572	0.4572	1.4732
Tipo de conexión:	Doble Curvatura	
f _c (Mpa):	21.1	
f _y (Mpa):	434.4	
P (kN):	2669	
Refuerzo longitudinal		
Diámetro (mm)	28.7	
% acero:	2.47 %	
Refuerzo transversal		
Diámetro (mm)	9.5	
Espaciamiento (mm)	304.8	

Tabla 28. Lazo de histéresis para Sezen y Moehle.

Base de datos		
	A(KN*mm)	9922.35
	Ro (KN)	300.99
	Rf (KN)	201.705
	% red	32.99 %
	Mo (KN/mm)	48.52
	Mf (KN/mm)	12.618
	% deg	73.99 %

Se presentan en las Tablas 29, 30 y 31 los resultados de los modelos constitutivos.

Tabla 29. Modelo constitutivo de Chang Mander.

	Concreto Chang Mander		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	7708.13	8909.45	8514.28
Ro (KN)	261.596	261.549	268.576
Rf (KN)	285.973	255.662	276.256
% red	-8.52 %	2.25 %	-2.78 %
Mo (KN/mm)	29.47	28.91	19.81
Mf (KN/mm)	13.047	12.027	13.009
% deg	55.73 %	58.39 %	34.33 %

Lazo de histéresis

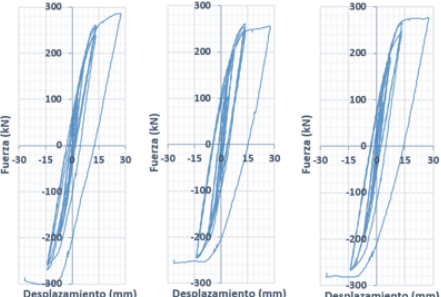


Tabla 30. Modelo constitutivo de Kappos Konstantinidis.

	Concreto Kappos Konstantinidis		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	8274.63	6886.48	7137.46
Ro (KN)	236.242	231.346	211.653
Rf (KN)	102.757	48.255	137.111
% red	56.50 %	79.14 %	35.22 %
Mo (KN/mm)	31.82	47.64	30.69
Mf (KN/mm)	4.724	2.959	5.321
% deg	85.15 %	93.73 %	82.66 %

Lazo de histéresis

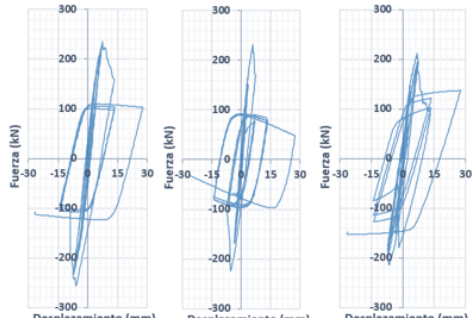
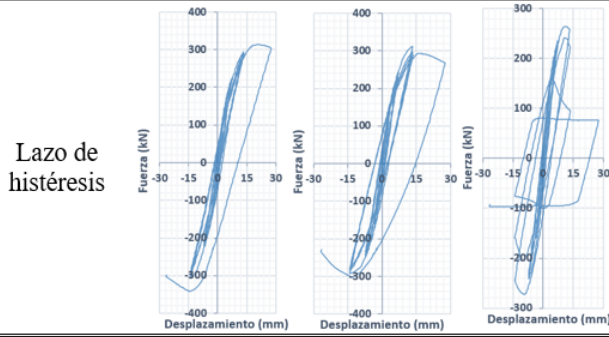


Tabla 31. Modelo constitutivo de Mander.

Concreto Mander			
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	7444.70	9223.16	8690.00
Ro (KN)	312.873	323.59	264.463
Rf (KN)	304.128	267.22	76.977
% red	27.95 %	17.42 %	70.89 %
Mo (KN/mm)	43.54	33.24	46.94
Mf (KN/mm)	14.257	13.094	3.667
% deg	67.26 %	60.61 %	92.19 %



Lazo de histéresis

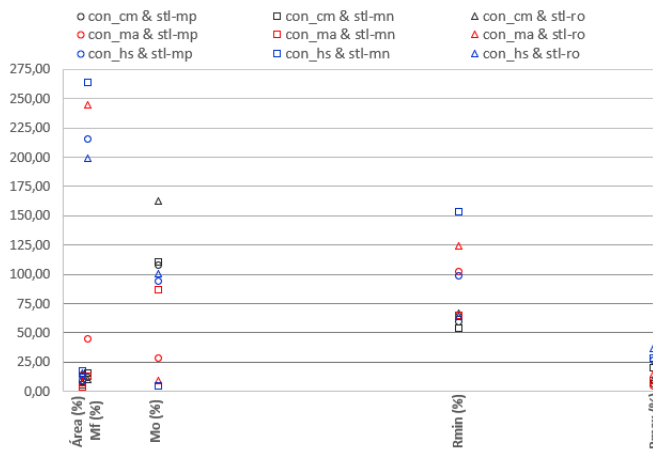


Figura 10. Gráfica de errores porcentuales de Sezen y Moehle.

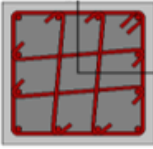
En cuanto a la variación de los parámetros se puede notar en la Figura 10 y en el Anexo D la Figura 10-1, que el modelo que mejor simula el comportamiento de las columnas es Mander con el refuerzo de Menegotto Pinto donde se tiene un porcentaje de error variable entre 4 y 45 %, excluyendo el valor de Rf debido a que refleja un cambio importante en la resistencia y no muestra simetría en el resultado de la prueba de los autores haciendo que el error sea de 102.34 %.

3.3. Sistema de columna en doble punta.

3.3.1. Ang et al. 1981, No. 4

El autor realiza un total de 4 ensayos variando tanto las cargas, forma y acero de refuerzo de las columnas con el objetivo de hallar una manera de aumentar la ductilidad de éstas sin la necesidad de implementar disipadores de energía mecánica [18], a partir de lo cual se realizó el análisis en el software SeismoStruct. La Tabla 32 muestra algunas de las características de la probeta analizada.

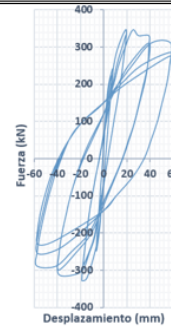
Tabla 32. Resumen de datos de Ang.

Resumen de datos		
Prueba de carga:	Ang et al. 1981. No. 4	
		
Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)
0.40	0.40	3.6
Tipo de conexión:	Doble Punta	
f _c (Mpa):	25	
f _y (Mpa):	427	
P (kN):	840	
Refuerzo longitudinal		
Diámetro (mm)	16	
% acero:	1.51 %	
Refuerzo transversal		
Diámetro (mm)	10	
Espaciamiento (mm)	90	

A continuación, la Tabla 33 tabula el lazo de histéresis que establece la base de datos.

Tabla 33. Lazo de histéresis para Ang.

Base de datos	
A(KN*mm)	35912.98
Ro (KN)	345
Rf (KN)	310
% red	10.14 %
Mo (KN/mm)	32.59
Mf (KN/mm)	4.675
% deg	85.66 %



Los lazos de histéresis se muestran en las Tablas 34, 35 y 36.

Tabla 34. Modelo constitutivo de Chang Mander.

	Concreto Chang Mander		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	28556.78	29243.95	31707.06
Ro (KN)	229.698	227.23	230.701
Rf (KN)	203.988	208.33	218.757
% red	11.19 %	8.32 %	5.18 %
Mo (KN/mm)	25.46	24.86	23.99
Mf (KN/mm)	3.459	3.589	3.754
% deg	86.41 %	85.56 %	84.35 %

Lazo de histéresis

Tabla 36. Modelo constitutivo de Mander.

	Concreto Mander		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	24936.54	25580.15	27319.38
Ro (KN)	231.219	228.11	232.89
Rf (KN)	209.42	198.73	239.39
% red	9.43 %	12.88 %	-2.72 %
Mo (KN/mm)	22.79	23.77	21.24
Mf (KN/mm)	3.519	3.34	4.09
% deg	84.56 %	85.95 %	80.75 %

Lazo de histéresis

Tabla 35. Modelo constitutivo de Kappos Konstantinidis.

	Concreto Kappos Konstantinidis		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	24055.47	25119.39	26922.99
Ro (KN)	228.827	218.373	241.77
Rf (KN)	226.799	211.504	241.30
% red	0.886 %	3.15 %	0.194 %
Mo (KN/mm)	22.94	23.84	21.39
Mf (KN/mm)	3.835	3.603	4.15
% deg	83.28 %	84.89 %	80.60 %

Lazo de histéresis

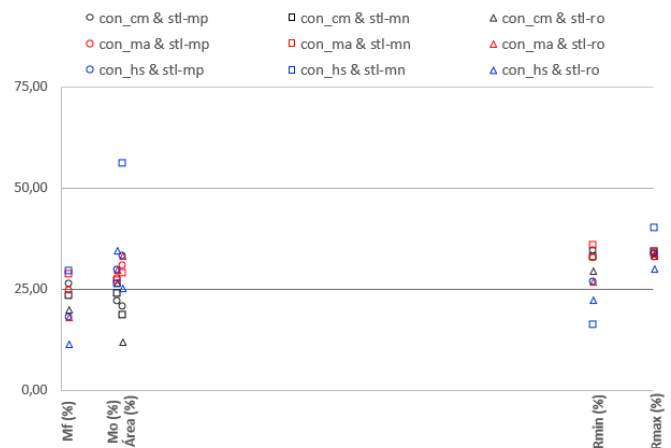


Figura 11. Gráfica de errores porcentuales de Ang.

Como se observa en la Figura 11 y en el Anexo E la Figura 11-1, los modelos que mejor se adaptan al lazo de histéresis de la base de datos son: Kappos Konstantinidis con Menegotto Pinto dando un porcentaje de error variable del 17 % al 34 % y Chang Mander con Menegotto Pinto cuyo porcentaje es del 20 al 35 %, donde se recalca que Menegotto Pinto ofrece el modelo con mayor semejanza a la prueba de carga.

3.3.2. Zahn et al. 1986, No.7

El autor menciona la influencia de la carga cíclica sobre el deterioro de la resistencia de columnas de hormigón armado, haciendo énfasis en las altas cargas axiales [19], es por ello que se tomó el espécimen No. 7 con el fin de analizar su comportamiento.

Para el análisis de los modelos constitutivos, se presentan las características y lazo de histéresis en las Tablas 37 y 38.

Tabla 37. Resumen de datos de Zahn.

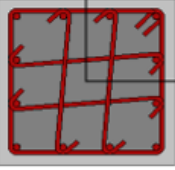
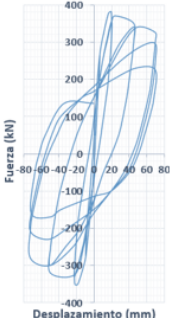
Resumen de datos		
Prueba de carga: Zahn et al. 1986, No. 7		
		
Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)
0.4	0.4	3.6
Tipo de conexión:		Doble Punta
f _c (Mpa):		28.3
f _y (Mpa):		440
P (kN):		1010
Refuerzo longitudinal		
Diámetro (mm)		16
% acero:		1.51 %
Refuerzo transversal		
Diámetro (mm)		10
Espaciamiento (mm)		117

Tabla 38. Lazo de histéresis para Zahn.

Base de datos	
	A(KN*mm) 54237.00
	Ro (KN) 380
	Rf (KN) 250
	% red 34.21 %
	Mo (KN/mm) 38.41
	Mf (KN/mm) 4.249
	% deg 88.94 %

Los resultados obtenidos por el software, se presentan en las Tablas 39, 40 y 41.

Tabla 39. Modelo constitutivo de Chang Mander.

	Concreto Chang Mander		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	37920.71	40050.29	42743.54
Ro (KN)	251.047	245.744	247.359
Rf (KN)	207.312	192.833	233.492
% red	17.42%	21.53%	3.22%
Mo (KN/mm)	26.99	26.48	25.62
Mf (KN/mm)	2.948	2.743	3.291
% deg	89.08%	89.64%	87.15%

Lazo de histéresis

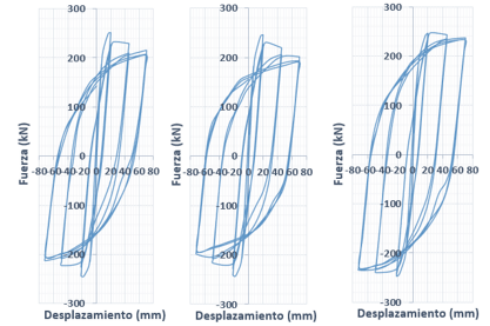


Tabla 40. Modelo constitutivo de Kappos Konstantinidis.

	Concreto Kappos Konstantinidis		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	32259.98	34161.59	37799.61
Ro (KN)	245.673	242.108	258.247
Rf (KN)	213.152	200.390	251.385
% red	13.24 %	17.23 %	2.66 %
Mo (KN/mm)	26.29	25.74	25.07
Mf (KN/mm)	3.027	2.874	3.526
% deg	88.49 %	88.84 %	85.93 %

Lazo de histéresis

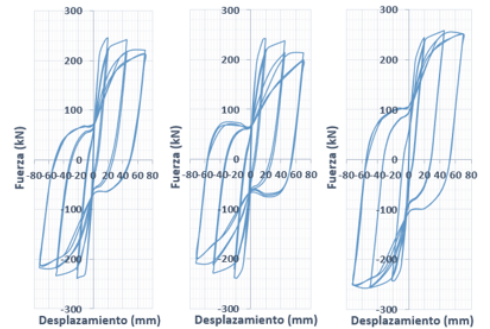
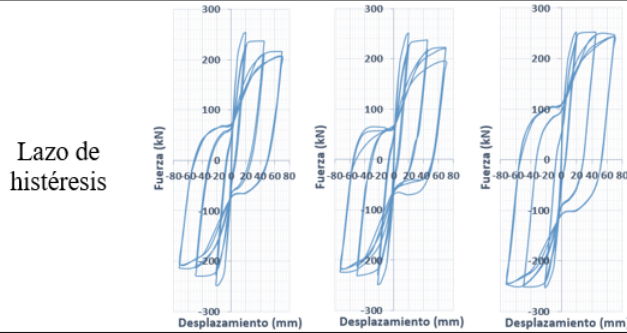


Tabla 41. Lazos de histéresis para concreto de Mander.

	Concreto Mander		
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	32459.81	33422.69	37886.29
Ro (KN)	254.201	252.113	252.209
Rf (KN)	207.365	221.765	243.823
% red	18.42 %	12.04 %	3.33 %
Mo (KN/mm)	26.03	25.54	24.79
Mf (KN/mm)	2.957	3.126	3.435
% deg	88.64 %	87.76 %	86.14 %



Lazo de histéresis

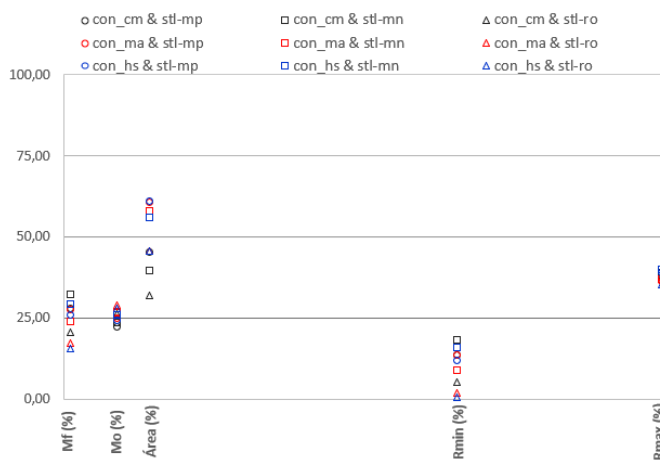


Figura 12. Gráfica de errores porcentuales de Zahn.

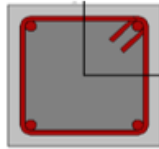
Como se evidencia en la Figura 12 y en el Anexo E la Figura 12-1, al tabularse estos parámetros se justifica la elección de los modelos constitutivos de Chang Mander con Menegotto Pinto donde se muestra un error porcentual que oscila entre 13 % al 46 % y Kappos Konstantinidis con Menegotto Pinto con un error del 11 al 62 %.

3.3.3. Atalay and Penzien 1975, No. 4S1

Según las investigaciones, al aumentar la magnitud de la carga axial disminuye la capacidad de desplazamiento lateral y mejora los degradantes de resistencia y rigidez [20], se tomó la probeta No. 4S1 para analizar su comportamiento, debido a que, en este caso la fuerza axial es menor.

En la Tabla 42 se presentan las particularidades, acorde a los autores.

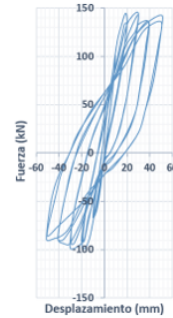
Tabla 42. Resumen de datos de Atalay y Penzien.

Resumen de datos		
Prueba de carga: Atalay and Penzien 1975, No. 4S1		
		
Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)
0.305	0.305	3.752
Tipo de conexión:		Doble Punta
f'c (Mpa):		27.6
fy (Mpa):		429
P (kN):		267
Refuerzo longitudinal		
Diámetro (mm)		22
% acero:		1.63 %
Refuerzo transversal		
Diámetro (mm)		9.5
Espaciamiento (mm)		127

Se enseñan en la Tabla 43 los parámetros derivados de la base de datos.

Tabla 43. Lazo de histéresis para Atalay y Penzien.

Base de datos	
A(KN*mm)	9702.269
Ro (KN)	144.625
Rf (KN)	142.40
% red	1.54 %
Mo (KN/mm)	10.60
Mf (KN/mm)	2.278
% deg	78.52 %



Se presentan los lazos de histéresis de los modelos constitutivos en las Tablas 44, 45 y 46.

Tabla 44. Modelo constitutivo de Chang Mander.

Concreto Chang Mander			
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	8618.721	7424.857	9498.452
Ro (KN)	93.66	89.809	90.185
Rf (KN)	81.197	75.621	96.273
% red	13.31 %	15.8 %	-6.32 %
Mo (KN/mm)	7.33	7.09	6.81
Mf (KN/mm)	1.60	1.506	1.90
% deg	78.17 %	78.76 %	72.11 %

Lazo de histéresis			

Tabla 46. Modelo constitutivo de Mander.

Concreto Mander			
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	8255.731	6932.240	8647.370
Ro (KN)	93.738	92.722	90.349
Rf (KN)	81.601	74.778	97.402
% red	12.95 %	19.35 %	-7.24 %
Mo (KN/mm)	6.81	6.71	6.26
Mf (KN/mm)	1.605	1.438	1.919
% deg	76.45 %	78.58 %	69.34 %

Lazo de histéresis			

Tabla 45. Modelo constitutivo de Kappos Konstantinidis.

Concreto Kappos Konstantinidis			
	Acero Menegotto Pinto	Acero Monti Nuti	Acero Ramberg Osgood
A(KN*mm)	8277.730	7790.233	8608.772
Ro (KN)	93.847	92.416	96.796
Rf (KN)	80.345	73.482	95.003
% red	14.39 %	20.49 %	1.85 %
Mo (KN/mm)	6.82	6.66	6.25
Mf (KN/mm)	1.578	1.441	1.854
% deg	76.86 %	78.35 %	70.32 %

Lazo de histéresis			

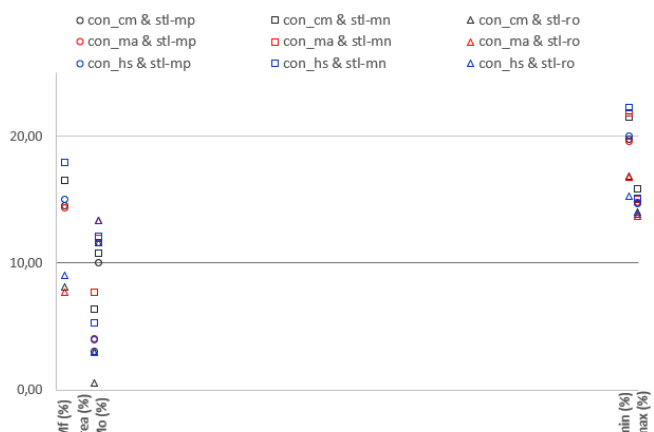


Figura 13. Gráfica de errores porcentuales de Atalay y Penzien.

Una vez obtenidos los resultados de los modelos constitutivos, se refleja en la Figura 13 y en el Anexo E la Figura 13-1 un comportamiento similar a los derivados de la simulación numérica que se realizó en los anteriores autores, que son Chang Mander con Menegotto Pinto y Kappos Konstantinidis con Menegotto Pinto, ambos modelos presentan un porcentaje del 3 % al 20 %.

4. Conclusiones

El presente artículo académico, con base en a los resultados del análisis comparativo entre la etapa analítica y el repertorio de la Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), en el cual se especifican tres pruebas de carga para cada tipo de conexión (cantilever, doble curvatura y doble punta), y, por consiguiente, se observan diferentes características dependiendo de la investigación de cada uno de los autores. De manera puntual se concluye que:

- En lo que respecta a los especímenes clasificados dentro de la conexión de Cantilever, la evaluación de los modelos constitutivos realizados en el software SeismoStruct refleja, por la parte cuantitativa, que varios de los modelos de concreto son funcionales, no obstante, por parte del acero existe un solo modelo representativo que es Menegotto Pinto, por lo cual, para tomar la decisión se vio necesario basarse en la parte cualitativa, donde se determinó que la combinación de materiales que mejor reproducen el gráfico carga-deformación de la base de datos es el concreto de Mander con refuerzo de Menegotto Pinto, como se puede evidenciar en el Anexo F.

- Por otro lado, las probetas que constan dentro de la conexión de doble curvatura, pertenecientes a Lynn, Sezen y Moehle, que se puede observar en el Anexo G, no presentan una amplia variación en lo que se refiere a los modelos constitutivos, de esta manera se ha definido una sola combinación de materiales que simulan en mayor medida el lazo de histéresis expuesto por los autores, éstos son: el hormigón de Mander con acero de Menegotto Pinto.

- En cuanto a la conexión de doble punta, se puede mencionar que dos de los modelos constitutivos de hormigón son los que más destacan, lo cual se refleja en el Anexo H, éstos son Chang Mander y Kappos Konstantinidis, en tanto que para el acero nuevamente se especifica que Menegotto Pinto resulta una mayor precisión en el gráfico, sin embargo, basados en la forma del lazo de histéresis se puede definir que la combinación de materiales seleccionada es el concreto de Kappos Konstantinidis con varillas de acero de Menegotto Pinto, no obstante, cabe recalcar que este modelo es

sugerido para altas resistencias a la compresión del hormigón ($f'_c > 42$ MPa)

Por lo que, en resumen y tomando en cuenta lo ya mencionado, se puede recomendar los modelos de Mander con Menegotto Pinto, debido a que Mander asume un confinamiento constante el cual lo hace más preciso, así la estabilidad de análisis será alcanzada con mayor facilidad, esta premisa también se ajusta a Kappos Konstantinidis con la diferencia de que este modelo constitutivo fue desarrollado para concretos de alta resistencia, sin embargo produjo buenos resultados en la conexión de doble punta.

- Se recomienda realizar estudios similares al presentado, utilizando otros programas y otros modelos constitutivos a fin de determinar cuál produce menor error y cuál se adapta mejor a las pruebas de carga, con el objetivo de ser utilizados en el modelamiento de estructuras bajo comportamiento no lineal.

Referencias

- [1] J. Bernal, Hormigón Armado: Columnas, Buenos Aires: Nobuko, 2005.
- [2] M. Á. Martínez, M. Doblaré y L. Gracia, «Estudio mediante elementos finitos del fenómeno de pandeo lateral en perfiles conformados en frío,» *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño de Ingeniería*, vol. XVII, nº 4, p. 1, 2001.
- [3] C. Teodoro, J. Ibañez y C. Carames, «Dynamis Consultants & Engineers,» OHL Construcción, 2020. [En línea]. Available: https://www.dynamisassociates.com/software_es/seismostruct_es/. [Último acceso: 6 Marzo 2021].
- [4] M. Eberhard y D. Barling, «PEER Structural Performance Database,» Universidad de California, 2003. [En línea]. Available: <https://nisee.berkeley.edu/spd/>. [Último acceso: 5 Marzo 2021].

- [5] F. Crisafulli, Diseño Sismorresistente, Mendoza: Asociación Latinoamericana de Acero, 2018.
- [6] M. Berry, M. Parrish y M. Eberhard, PEER Structural Performance Database User's Manual, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2004.
- [7] N. N. Linh, N. V. Hung, N. X. Huy, M. L. Cuong y P. X. Dat, «Double-Curvature Test of Reinforced Concrete Columns Using Shaking Table: A New Test Setup,» *Civil Engineering Journal*, vol. v, n° 9, p. 2, 2019.
- [8] W. A. Aules, Behavior of Non-Ductile Slender Reinforced Concrete Columns Retrofit by CFRP, Portland State: Portland State University, 2019.
- [9] K. Mohammad, G. Katsuichiro, R. S. Mohammad y A. Nicholas, «Nonlinear flexural behaviour of RC columns including bar buckling and fatigue degradation,» *Magazine of Concrete Research*, vol. 70, n° 5, pp. 4-5, 2018.
- [10] Seismosoft, «Análisis Estático Time-History,» de *SeismoStruct Manual de Usuario 2020*, Italia, Seismosoft LTD, 2020, p. 307.
- [11] Seismosoft, *SeismoStruct Manual de Usuario 2018*, Italia: Seismosoft LTD, 2018.
- [12] M. Wakabayashi y E. Martínez, Diseño de Estructuras Sismorresistentes, México: McGraw-Hill Interamericana, S. A., 2006.
- [13] Y. Yuen y J. Kuang, «The European Association for Earthquake Engineering,» 25 Agosto 2014. [En línea]. Available: http://www.eaee.org/Media/Default/2EC/CES/2ecces_eaee/2957.pdf. [Último acceso: 9 Marzo 2021].
- [14] Y. L. Mo, S. J. Wang y ASCE, «Seismic Behavior of RC Columns with Various Tie Configurations,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 126, n° 10, pp. 1122-1130, 2000.
- [15] T. Ohno y T. Nishioka, «An Experimental Study on Energy Absorption Capacity of Columns in Reinforced Concrete Structures,» *Structural Eng. / Earthquake Eng.*, vol. 1, n° 2, p. 28, 1984.
- [16] M. Saatcioglu y M. Gira, «Confinement of Reinforced Concrete Columns with Welded Reinforcement Grids,» *ACI Structural Journal*, vol. 96, n° 1, pp. 29-39, 1999.
- [17] A. C. Lynn, Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings Columns, Berkeley: University of California at Berkeley, 2001.
- [18] B. G. Ang, Ductility of Reinforced Concrete Bridge Piers, Canterbury: Universidad de Canterbury, 1981.
- [19] F. A. Zahn, Design of Reinforced Concrete Bridge Columns for Strength and Ductility, Christchurch, New Zealand: University of Canterbury, 1985.
- [20] M. B. Atalay y J. Penzien, The Seismic Behavior of Critical Regions of Reinforced Concrete Components as Influenced by Moment, Shear and Axial Force, Berkeley: University of California at Berkeley, 1975.

Anexo A

Tabla 47. Parámetros de calibración para los modelos constitutivos de acero.

Propiedades del material	Menegotto Pinto		Monti Nuti		Ramberg Osgood	
	Valores típicos	Valores por defecto	Valores típicos	Valores por defecto	Valores típicos	Valores por defecto
Módulo de elasticidad – E_s (KPa)	2.00E+08 – 2.10E+08	2.00E+08	2.00E+08 – 2.10E+08	2.00E+08		
Deformación de la fluencia					–	0.0025
Límite de fluencia – f_y (KPa)	230000 – 650000	500000	230000 – 650000	500000	230000 – 650000	500000
Parámetro de endurecimiento por deformación – μ	0.005 – 0.015	0.005	0.005 – 0.015	0.005		
Parámetro de forma inicial de la curva de transición – R_o	18.5 - 22	20	18.5 - 22	20		
Coefficiente de calibración de la forma de la curva de transición – A1	17-18.5	18.5	17-18.5	18.5		
Coefficiente de calibración de la forma de la curva de transición – A2	0.05 – 0.15	0.15	0.05 – 0.15	0.15		
Coefficiente de calibración de endurecimiento isotrópico – A3	0.01 – 0.025	0				
Coefficiente de calibración de endurecimiento isotrópico – A4	2 – 7	1				
Deformación de rotura/pandeo – ϵ_{ult}	–	0.1	–	0.1	–	0.10
Peso específico – γ (KN/m ³)	78	78	78	78	78	78
Coefficiente de ponderación cinemático/isotrópico – P			Alrededor de 0.9	0.9		
Parámetro correctivo de carga espuria – r			2.5 – 5 (%)	2.5%		
Espaciamiento de la armadura transversa – L (m)			–	0.1		
Parámetro Ramberg Osgood – γ					10-30	20
Límite de convergencia para el procedimiento de Newton-Raphson – β_1					1.00E-02 – 1.00E-04	0.001

Nota: Para el modelo constitutivo de Menegotto Pinto, el coeficiente de calibración de endurecimiento isotrópico (A3-A4). Suele ser considerablemente menor que la de los valores típicos que nos muestra en la tabla (valores que oscilan entre 0.01-0.025 para A3 y 2-7 para A4), la variación de estos parámetros no afecta significativamente las características de respuesta cíclica del material. Sin embargo, cuando tienen lugar respuestas cíclicas grandes, el endurecimiento isotrópico puede generar capacidades de los miembros elevadas e irreales. Por esta razón, por defecto el endurecimiento isotrópico se encuentra inhabilitado y, por lo tanto, los valores por defecto de los coeficientes A3 y A4 son 0 y 1, respectivamente.

Anexo B

Tabla 48. Parámetros de calibración para los modelos constitutivos de concreto.

Propiedades del material	Chang Mander		Mander		Kappos Konstantinidis	
	Valores típicos	Valores por defecto	Valores típicos	Valores por defecto	Valores típicos	Valores por defecto
Resistencia a la compresión – f_c (KPa)	15000 – 45000	28000	15000 – 45000	28000	50000 – 120000	70000
Resistencia a tracción – f_t (KPa)	-	2200	-	0	-	0
Módulo de elasticidad – E_c (MPa)	10000 – 30000	22960				
Deformación al valor pico del esfuerzo – ϵ_c (m/m)	0.002 – 0.0022	0.002	0.002 – 0.0022	0.002		
Deformación pico de tracción – ϵ_t (m/m)	0.0002 – 0.00022	0.0002				
Deformación adimensional crítica compresiva – r	1.1 – 1.5	1.3				
Deformación adimensional crítica a tracción – x_{cr}	1 – 5	3				
Peso específico – γ (KN/m ³)	24	24	24	24	24	24
Factor de confinamiento – K_c			1.0 – 1.3 Para Hormigón Armado 1.5 – 4.0 Para elementos compuestos en acero y Hormigón Armado	1.2		
Cuántía volumétrica de la armadura transversal – ρ_h					0.008 – 0.05	0.02
Límite de fluencia de la armadura transversal – f_{yh} (KPa)					340000 – 700000	400000
Coef. de eficiencia del confinamiento – α					0.3 – 0.6	0.5

Anexo C

Cantilever

Figura 5-1. Mo & Wang 2000, C1-3

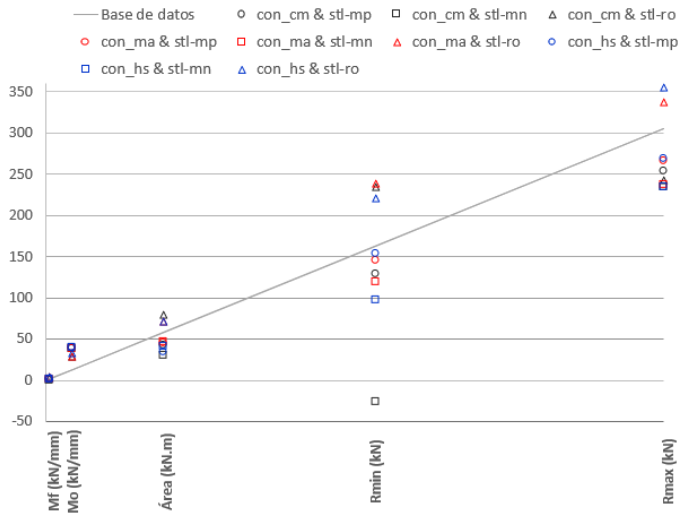


Figura 6-1. Ohno & Nishioka 1984, L1

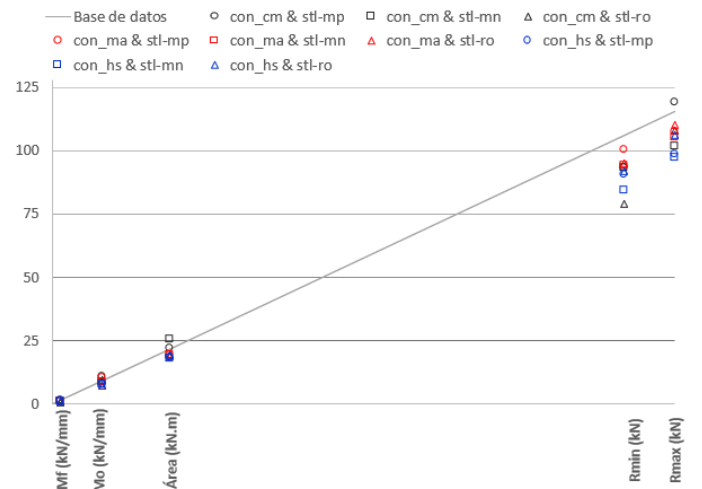
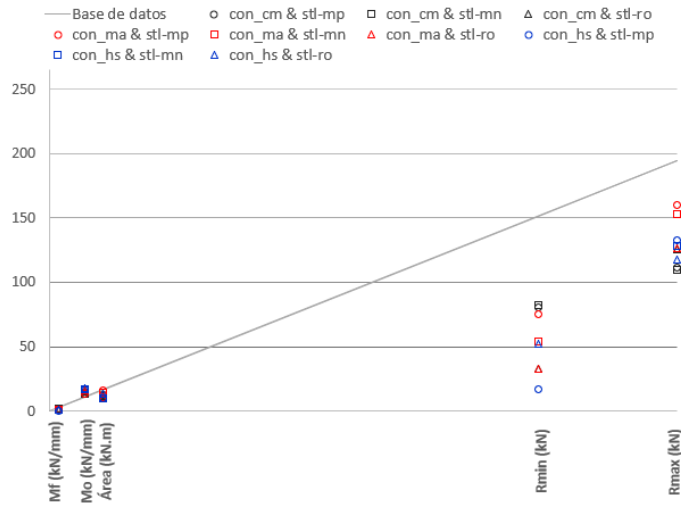


Figura 7-1. Saatcioglu & Grira 1999, BG-1



Anexo D

Doble curvatura

Figura 8-1. Lynn et al. 2CLH18

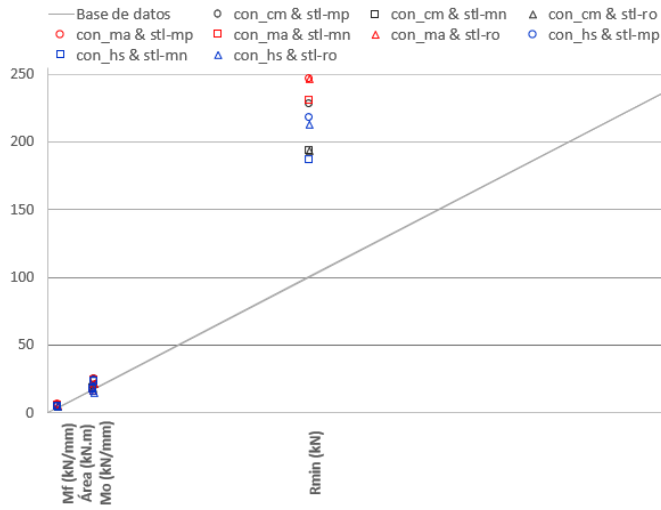


Figura 9-1. Lynn et al. 2CMH18

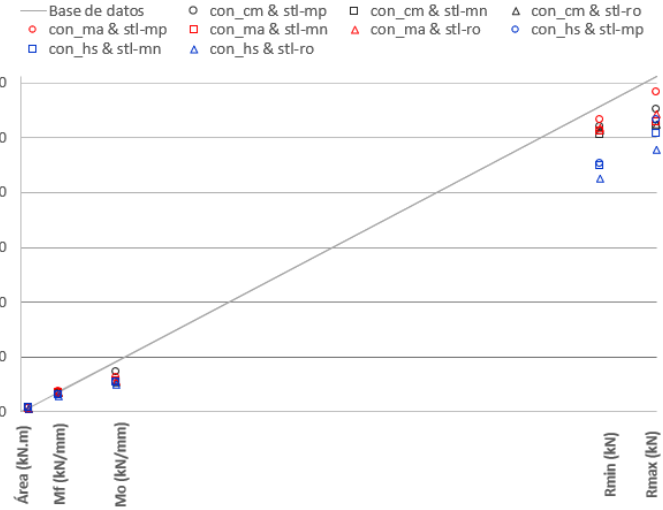
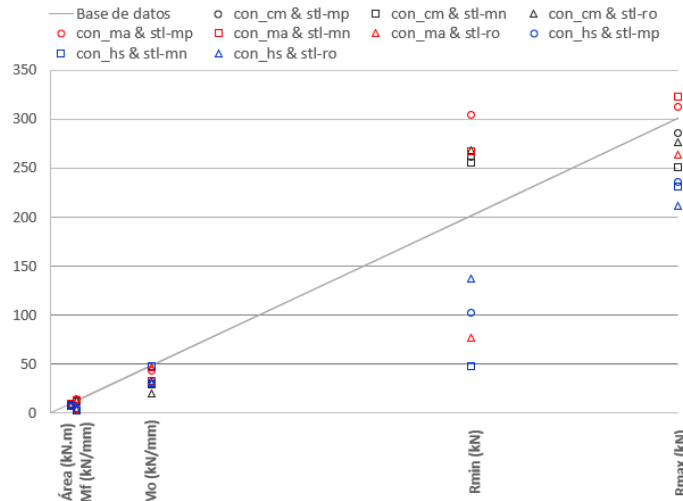


Figura 10-1. Sezen & Moehle No. 2



Anexo E

Doble punta

Figura 11-1. Ang et al. 1981, No. 4

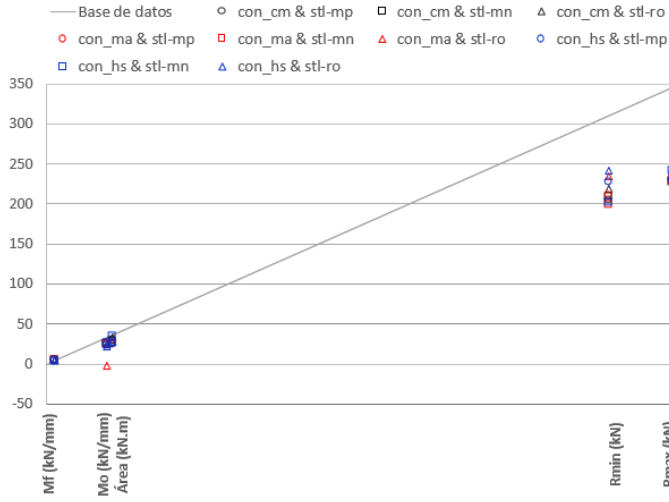


Figura 12-1. Zahn et al. 1986, No. 7

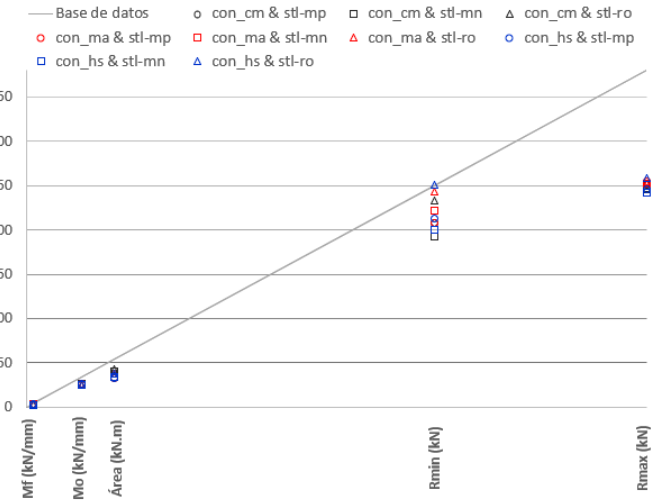
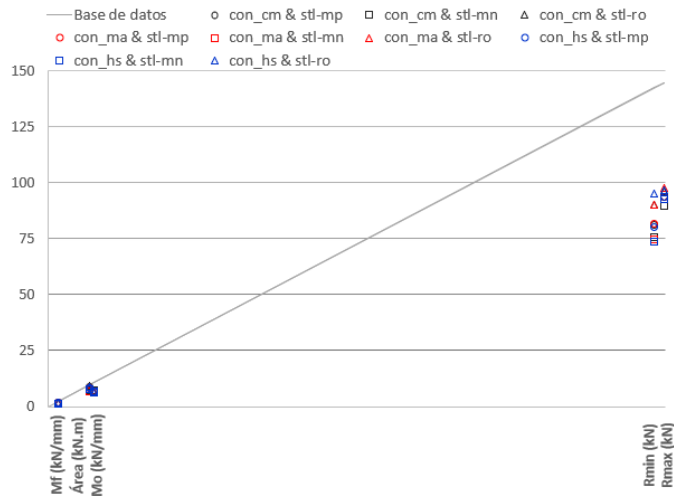


Figura 13-1. Atalay & Penzien 1975, No. 4S1



Anexo F

Cantilever

Lazos de histéresis obtenido de la base de datos

Figura 14-1. Mo & Wang 2000, C1-3

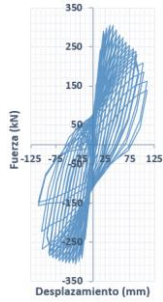


Figura 14-2. Ohno & Nishioka 1984, L1

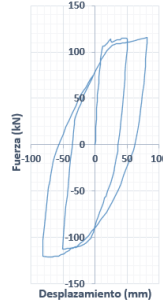
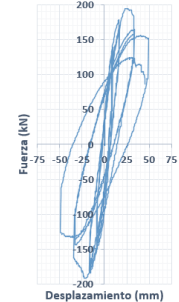


Figura 14-3. Saatcioglu & Grira 1999, BG-1



Lazos de histéresis de Mander con Menegotto Pinto

Figura 15-1. Mo & Wang 2000, C1-3

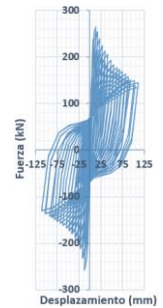


Figura 15-2. Ohno & Nishioka 1984, L1

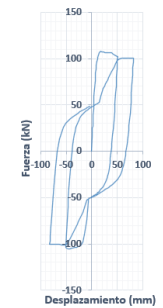
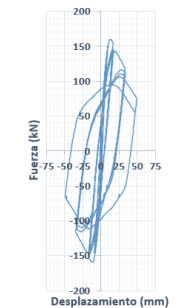


Figura 15-3. Saatcioglu & Grira 1999, BG-1



Anexo G

Doble Curvatura

Lazos de histéresis obtenido de la base de datos

Figura 16-1. Lynn et al. 2CLH18

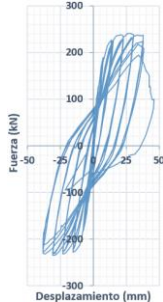


Figura 17-2. Lynn et al. 2CMH18

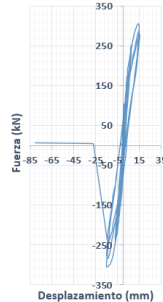
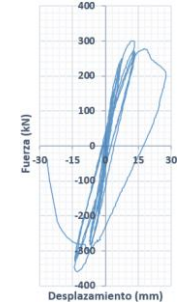


Figura 17-3. Sezen & Moehle No. 2



Lazos de histéresis de Mander con Menegotto Pinto

Figura 18-1. Lynn et al. 2CLH18

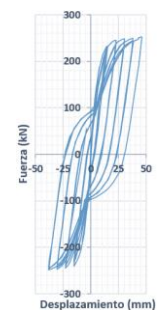


Figura 18-2. Lynn et al. 2CMH18

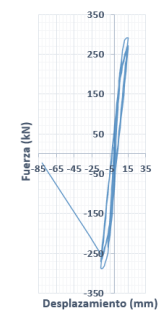
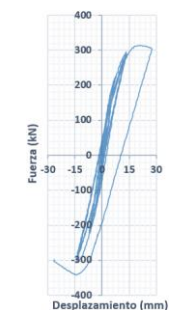


Figura 18-3. Sezen & Moehle No. 2



Anexo H

Doble Punta

Lazos de histéresis obtenido de la base de datos

Figura 19-1. Ang et al. 1981, No. 4

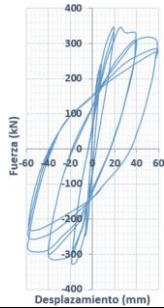


Figura 19-2. Zahn et al. 1986, No. 7

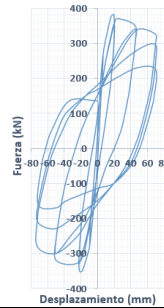
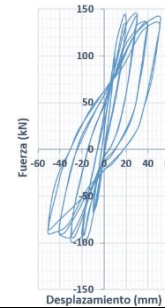


Figura 19-3. Atalay & Penzien 1975, No. 4S1



Lazos de histéresis de Kappos Konstantinidis con Menegotto Pinto

Figura 20-1. Ang et al. 1981, No. 4

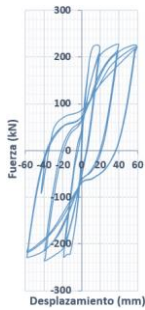


Figura 20-2. Zahn et al. 1986, No. 7

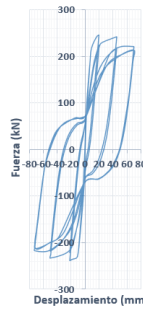
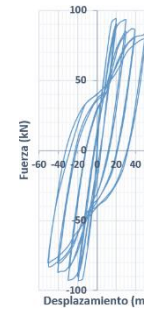


Figura 20-3. Atalay & Penzien 1975, No. 4S1



Anexo I

Relación de esbeltez

Cantilever ($K = 2$)

Mo & Wang 2000, C1-3

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \lambda = \frac{K \cdot L}{r}$$

$$r = \sqrt{\frac{2.13 \times 10^{-3} \text{ m}^4}{0.16 \text{ m}^2}} \quad \lambda = \frac{2 \cdot 1.4 \text{ m}}{0.115 \text{ m}}$$

$$r = 0.115 \text{ m} \quad \lambda = 24.35$$

Ohno & Nishioka 1984, L1

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \lambda = \frac{K \cdot L}{r}$$

$$r = \sqrt{\frac{2.13 \times 10^{-3} \text{ m}^4}{0.16 \text{ m}^2}} \quad \lambda = \frac{2 \cdot 1.6 \text{ m}}{0.115 \text{ m}}$$

$$r = 0.115 \text{ m} \quad \lambda = 27.83$$

Saatcioglu & Grira 1999, BG-1

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \lambda = \frac{K \cdot L}{r}$$

$$r = \sqrt{\frac{1.25 \times 10^{-3} \text{ m}^4}{0.1225 \text{ m}^2}} \quad \lambda = \frac{2 \cdot 1.645 \text{ m}}{0.101 \text{ m}}$$

$$r = 0.101 \text{ m} \quad \lambda = 32.57$$

Doble Curvatura ($K = 1$)

Lynn et al. 2CLH18

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \lambda = \frac{K \cdot L}{r}$$

$$r = \sqrt{\frac{3.64 \times 10^{-3} \text{ m}^4}{0.209 \text{ m}^2}} \quad \lambda = \frac{1 \cdot 1.4732 \text{ m} \cdot 2}{0.132 \text{ m}}$$

$$r = 0.132 \text{ m} \quad \lambda = 22.32$$

Lynn et al. 2CMH18

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \lambda = \frac{K \cdot L}{r}$$

$$r = \sqrt{\frac{3.64 \times 10^{-3} \text{ m}^4}{0.209 \text{ m}^2}} \quad \lambda = \frac{1 \cdot 1.4732 \text{ m} \cdot 2}{0.132 \text{ m}}$$

$$r = 0.132 \text{ m} \quad \lambda = 22.32$$

Sezen & Moehle No. 2

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \lambda = \frac{K \cdot L}{r}$$

$$r = \sqrt{\frac{3.64 \times 10^{-3} \text{ m}^4}{0.209 \text{ m}^2}} \quad \lambda = \frac{1 \cdot 1.4732 \text{ m} \cdot 2}{0.132 \text{ m}}$$

$$r = 0.132 \text{ m} \quad \lambda = 22.32$$

Doble Punta ($K = 1$)

Ang et al. 1981, No. 4

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \lambda = \frac{K \cdot L}{r}$$

$$r = \sqrt{\frac{2.13 \times 10^{-3} \text{ m}^4}{0.16 \text{ m}^2}} \quad \lambda = \frac{1 \cdot 3.6 \text{ m}}{0.115 \text{ m}}$$

$$r = 0.115 \text{ m} \quad \lambda = 31.30$$

Zahn et al. 1986, No. 7

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \lambda = \frac{K \cdot L}{r}$$

$$r = \sqrt{\frac{2.13 \times 10^{-3} \text{ m}^4}{0.16 \text{ m}^2}} \quad \lambda = \frac{1 \cdot 3.6 \text{ m}}{0.115 \text{ m}}$$

$$r = 0.115 \text{ m} \quad \lambda = 31.30$$

Atalay & Penzien 1975, No. 4S1

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \lambda = \frac{K \cdot L}{r}$$

$$r = \sqrt{\frac{7.21 \times 10^{-4} \text{ m}^4}{0.093 \text{ m}^2}} \quad \lambda = \frac{1 \cdot 3.752 \text{ m}}{0.088 \text{ m}}$$

$$r = 0.088 \text{ m} \quad \lambda = 42.64$$