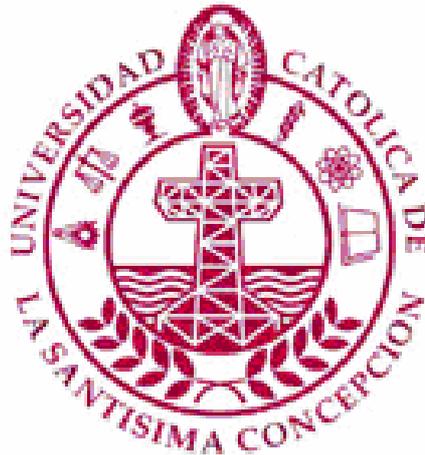


UNIVERSIDAD CATOLICA DE LA SANTISIMA CONCEPCION
Facultad de Ingeniería
Ingeniería Civil



**EVALUACIÓN DE DAÑO EN COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO
DE SECCIÓN TRANSVERSAL RECTAGULAR MEDIANTE
EL ÍNDICE DE DAÑO DE PARK & ANG**

GERARDO ANTONIO ARAVENA ALARCÓN
INFORME DE PROYECTO DE TÍTULO PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

Profesor Guía

Claudio Andrés Oyarzo Vera

Concepción, junio de 2007

A mis padres

*María Teresa Alarcón de Aravena y Gerardo Aravena Esparza
Por el amor que me han entregado.*

A mis Hermanos,

Celeste y Franco,

con quienes siempre he contado. Gracias por su apoyo y amistad.

De quienes aprendí en los momentos de felicidad y en las dificultades

*“Ora et Labora”
San Benito de Nursia*

Resumen

Este trabajo de tesis se realizó con el objetivo de corroborar el comportamiento y aplicación del índice de daño de Park & Ang, en columnas de hormigón armado, de sección transversal rectangular, con especial énfasis en la relación y validez del índice de daño como del parámetro β respecto a los resultados experimentales obtenidos.

Para este fin, se realizó una recopilación bibliográfica sobre el concepto de daño, su evaluación y, específicamente, la herramienta matemática conocida como índices de daño.

A partir de aquello, se escogió el índice de Daño de Park & Ang como objeto de estudio, analizando su aplicabilidad a un conjunto de 25 columnas de hormigón armado, ensayadas cíclicamente por diferentes investigadores. Se conocía para cada una de ellas la historia carga-desplazamiento, sus propiedades geométricas y la distribución del refuerzo de acero.

La condición de colapso se definió como la pérdida del 20% de la resistencia a flexión. La carga de fluencia y la energía de histéresis se determinaron de manera teórica a partir de datos experimentales, mientras que los desplazamientos monotónicos fueron calculados de manera teórica.

Este fue el primer criterio utilizado para escoger las columnas más adecuadas para el análisis, desechándose 14 de las 25 columnas por no cumplir con los valores esperados ($u_{max} < u_{mon}$).

Conocidos los parámetros de respuesta asociados al daño (desplazamientos y energía de histéresis disipada), se evaluó el daño teórico y se comparó con el experimental. A partir de estos resultados pudo observarse que el índice de daño no evalúa correctamente el estado de daño real del elemento, o al menos específicamente la condición de colapso. Vale decir, el índice de Park & Ang no refleja el comportamiento real de las columnas ensayas, esto se debe a que la combinación de los parámetros de desplazamientos y energía no son ponderados de forma que representen el tipo de falla que estas manifiestan, lo que se ve reflejado en los valores del parámetro beta ($\beta_{Teórico}$), pues el $\beta_{Teórico}$ sobre estima el daño acumulado producto del los ciclos.

Se correlacionó de manera lineal cada uno de los parámetros participan del término $\beta_{Teórico}$. El parámetro calculado de manera experimental es pequeño en comparación con el obtenido de manera teórica, lo cual genera una inconsistencia en la ponderación de los parámetros que determinan el daño de la columna.

De los resultados de los ensayos de las columnas se pudo ver que el valor de $\beta_{Experimental}$ oscila entre 0.009 y 0.194, siendo pequeño en comparación con el reportado teóricamente, lo cual genera una inconsistencia en la ponderación de los parámetros que determinan el daño de las columnas.

En base a los resultados sería conveniente realizar una reformulación de la expresión analítica del parámetro β .

Abstract

The purpose of this work is to confirm the behaviour and application of the Park & Ang damage index, in columns of reinforced concrete of a rectangular, transverse section. These elements are frequently subjected to the effects of cyclic actions as earthquakes are. This is the reason the parameters in which the study will be focused on correspond to deformations and to the energy of dissipated hysteresis, which will be obtained from registers of charge – displacement.

In order to accomplish this task, the test data, available for the entire scientific community at the University of Washington web page (<http://www.ce.washington.edu/~peera1/>), was used. These tests correspond to a series of columns cyclically tested with constant axial charge.

The Park & Ang damage index behaviour was calculated and analysed in order to verify its relation to the damage reported experimentally.

It was established, after the tests, that the index is applicable to columns of reinforced concrete that were cyclically tested, obtaining as a result each of their parameters in a theoretical way as the index suggests. The damage calculated through the Park & Ang index does not reflect the actual behaviour of the columns tested.

Índice

Índice de Contenidos

Índice	v
Índice de Contenidos.....	v
Índice de Figuras.....	vii
Índice de Tablas.....	viii
1 Introducción	1-1
1.1 General.....	1-1
1.2 Objetivos y Alcances	1-6
2 Recopilación Bibliográfica.....	2-1
2.1 General.....	2-1
2.2 Daño y Falla Estructural	2-1
2.3 Índices de Daño.....	2-2
2.4 Recopilación de Indices de Daño	2-5
2.4.1 Índice de Daño de Para & Ang	2-6
2.4.2 Ductilidad reducida Equivalente	2-12
2.4.3 Índice de Daño de Bozorgnia & Bertero	2-13
2.4.4 Índice de Krawintler y Zohrei	2-15
2.4.4 Índice de Daño de Rodríguez y Padilla	2-16
3 Base Experimental-Recopilación de Datos.....	3-1
3.1 General.....	3-1
3.2 Base de Datos	3-2
3.2.1 General.....	3-2
3.2.2 Propiedades de las Columnas.....	3-3
3.2.3 Progresión Típica del Daño por Flexión en Columnas HA	3-10
3.2.4 Medidas de la Deformación de las Columnas	3-12

3.2.4.1	Análisi de Rótula Plástica.....	3-16
3.2.5	Modos de Falla de las Columnas	3-25
3.2.6	Resultados de Ensayos.....	3-28
4	Evaluación del Índice de Daño	4-1
4.1	General.....	4-1
4.2	Análisis de los Datos	4-2
4.3	Evaluación del Índice de Daño	4-5
4.3.1	General.....	4-5
4.3.2	Índice de Daño de Park & Ang	4-5
4.3.2.1	Formulación del Índice	4-5
4.3.2.2	Evaluación del Parámetro β	4-8
4.3.3	Parámetro de Energía	4-10
4.3.3.1	Evaluación de la Energía de Histéresis.....	4-10
4.3.4	Determinación Experimental del Parámetro β	4-12
4.4	Análisis de Resultados	4-14
4.4.1	Resultados del Análisis Teórico y Experimental	4-24
4.4.2	Comentarios	4-32
5	Resumen y Conclusiones	5-1
5.1	Resumen	5-1
5.2	Conclusión.....	5-3
6	Bibliografía.....	6-1
7	Anexo A: Historia Carga-Desplazamiento	7-1

Índice de Figuras

Figura 2.1	Significado de la modificación propuesta por Chai al índice de Park & Ang.....	2-10
Figura 3.1	Esquema de Columna en Voladizo	3-2
Figura 3.2	Configuración de las Columnas SO1 y SO2.....	3-8
Figura 3.3	Configuración de las Columnas W1, W2, W3, W4	3-8
Figura 3.4	Configuración de las Columnas SG:1 al 10.....	3-9
Figura 3.5	Configuración de las Columnas MW1-1, MW1-2, MW1-3	3-9
Figura 3.6	Configuración de las Columnas MW2: 1-2-3, MW3: 1-2-3	3-10
Figura 3.7	Desplazamiento de Fluencia (Camarillo 2003)	3-14
Figura 3.8	Análisis de Rótula Plástica	3-17
Figura 3.9	Sección Transversal Típica de una Columna en Flexión.....	3-21
Figura 3.10	Gráfico Carga-Desplazamiento	3-25
Figura 4.1	Criterio 1 de Evaluación de la Energía de Histéresis Disipada.....	4-11
Figura 4.2	Parámetro β de Park & Ang.....	4-14
Figura 4.3	Esquema para el Análisis del Parámetro β de Park & Ang.....	4-15
Figura 4.4	Correlación lineal $\beta_{Teorico} - \eta_{0 Efectivo}$	4-17
Figura 4.5	Correlación lineal $\beta_{Teorico} - \rho_W$	4-17
Figura 4.6	Correlación lineal $\beta_{Teorico} - \eta_{0 Efectivo}$	4-19
Figura 4.7	Correlación lineal $\beta_{Teorico} - \rho_t$	4-19
Figura 4.8	Correlación lineal $\beta_{Experimental} - \eta_{0 Efectivo}$	4-21
Figura 4.9	Correlación lineal $\beta_{Experimental} - \rho_W$	4-21
Figura 4.10	Correlación lineal $\beta_{Experimental} - \eta_{0 Efectivo}$	4-22
Figura 4.11	Correlación lineal $\beta_{Experimental} - \rho_t$	4-23
Figura 4.12	Parámetro β de Park & Ang.....	4-25

Índice de Tablas

Tabla 2.1 - Comportamiento del Índice de Daño de Bracci.....	2-4
Tabla 2.2 - Comportamiento del índice de Daño de Park & Ang.....	2-8
Tabla 3.1 - Propiedades Mecánicas de las Columnas	3-4
Tabla 3.2 – Disposición del Refuerzo.de las Columnas.....	3-5
Tabla 3.3 - Desplazamientos Teóricos de las Columnas	3-26
Tabla 4.1 – Desplazamientos en el Punto de Falla Cíclicos y Monotónicos	4-3
Tabla 4.2 – Valores Calculados β según Ecuación 4.4.....	4-9
Tabla 4.3 – Energía de Histéresis Normalizada.....	4-11
Tabla 4.4 – Valores Calculados Experimentalmente de β	4-12
Tabla 4.5 - $\beta_{Teórico 2}$ Calculado con Carga Axial Efectiva.....	4-13
Tabla 4.6 – Parámetros que determinan el valor de $\beta_{Teórico}$ de Park & Ang	4-16
Tabla 4.7 - Índice de Park & Ang. Resultados del Análisis Teórico y Experimental	4-24

1 INTRODUCCIÓN

1.1 General

A lo largo de su historia, Chile se ha visto afectado por diversos desastres naturales que han causado cuantiosas pérdidas tanto humanas como materiales, entre los más importantes se cuentan los terremotos. Es la fuerza devastadora de los mismos la que por lo general determina el diseño de las estructuras en este país.

La mayoría de los códigos de diseño establecen como principio fundamental que la seguridad de las vidas humanas es la consideración más importante en el diseño de un edificio [ATC 3-06, 1978]. En este sentido, los requerimientos y recomendaciones de los códigos pretenden dar prescripciones de diseño que permitan a la mayoría de edificios cumplir con los siguientes lineamientos:

- Resistir sin daño sismos pequeños.
- Resistir sismos moderados sin que haya daño estructural de importancia, siendo admisible daños en elementos no estructurales.
- Resistir un sismo fuerte sin falla grave del sistema estructural del edificio, sus miembros componentes o equipos, manteniendo la seguridad de las vidas. Además, se debe disponer de criterios de diseño que le permitan a ciertas instalaciones esenciales permanecer en operación durante y después del sismo para la seguridad y bienestar del público en caso de una emergencia.

De esta manera, se pretende garantizar en la mayoría de las estructuras, un adecuado margen de seguridad y una razonable economía en la construcción a costa de tolerar cierta cantidad de daño como consecuencia de un terremoto.

Los criterios y metodologías de diseño propuestos están orientados fundamentalmente a prevenir la pérdida de vidas humanas como consecuencia del colapso estructural de las edificaciones, basándose en un terremoto de diseño asociado a un estado límite último de seguridad. En esta circunstancia, el edificio no debería colapsar o sufrir daño serio, capaz de poner en peligro vidas humanas; sin embargo, se puede tolerar cierto nivel de daño estructural y no estructural.

El método de diseño de edificaciones que sigue la mayoría de los códigos sísmicos, no está pensado para limitar el daño en las estructuras, mantener en funcionamiento las instalaciones y, en última instancia, facilitar la reparación, pues esto forma parte del llamado diseño exhaustivo, donde no es suficiente especificar el terremoto de diseño asociado a un nivel de seguridad o supervivencia, sino que se requiere especificar otros terremotos de diseño, asociados a otros niveles de desempeño, que complementen así los requerimientos de la filosofía general de diseño sismorresistente [Bertero, 1992]. Esto último aún no ha sido incorporado a los códigos.

El diseño tradicional de edificaciones sometidas a sismos establece como metodología la estimación de la acción sísmica como una fuerza de diseño que se traduce en desplazamientos compatibles con las propiedades mecánicas del sistema. Aunque este procedimiento está lleno de hipótesis simplificadoras e incertidumbre, constituye el fundamento del análisis y diseño sismorresistente reconocido y validado en la actualidad, que permite estimar los desplazamientos inelásticos de la estructura [Bertero & Bertero, 1992].

Sin embargo, la naturaleza del problema hace que, entre las variables de diseño de interés, destaquen no solamente la resistencia de los elementos estructurales sino el comportamiento global de la estructura, que queda al margen de las metodologías tradicionalmente implementadas. En este sentido, los códigos de diseño imponen paralelamente umbrales máximos para los desplazamientos como una medida para prevenir y/o controlar los daños en elementos no estructurales.

La experiencia de sismos pasados ha demostrado que las edificaciones, son altamente vulnerables a dicho fenómeno. Esto ha llevado a investigadores del mundo a identificar los parámetros más importantes que se relacionan con el daño en edificios causados por acciones sísmicas, dando origen al llamado índice de vulnerabilidad, el cual ha sido desarrollado y aplicado en varios países del mundo, y representa una medida relativa de la propensión al daño.

La definición de vulnerabilidad sísmica lleva implícito términos genéricos como son la afectación y el daño, los cuales conviene sean acotados con el fin de garantizar una clara interpretación. La afectación se refiere al nivel de perturbación funcional que puede sufrir una instalación relacionada con la funcionalidad de ésta. El daño se refiere al deterioro físico que pueden sufrir los diversos elementos de una edificación, para cuantificar esto se han propuesto una serie de expresiones matemáticas basadas en los parámetros asociados al daño. Estas se conocen como índice de daño y expresan el daño en una escala que va desde 0 (sin daño) hasta 1 (colapso).

Considerando como hipótesis que el daño está asociado al valor del desplazamiento relativo inelástico de un nivel con respecto al inmediatamente anterior, conocido como desplazamiento de entrepiso, los códigos de diseño sísmico establecen como estrategia de control la limitación del desplazamiento de entrepiso normalizado, entendido como el cociente del desplazamiento de entrepiso y la altura libre, los valores máximos permitidos oscilan alrededor de 0.002. Sin embargo, este límite depende estrechamente de la fragilidad y resistencia de los materiales y los componentes de los elementos no estructurales.

Con frecuencia, las edificaciones sometidas a sismos severos sufren daños significativos, pudiendo incluso producirse el colapso total de las mismas. Para el ingeniero estructural es muy importante la predicción y estimación del daño estructural. La norma chilena para el diseño sísmico de edificios (NCh 433 of 96) se refiere al daño estructural de forma escueta. Esta propone de manera indirecta

prescripciones para reducir el daño, proponiendo valores límites para los desplazamientos laterales. En general, esto apunta a la dirección correcta, pero una mala distribución de rigideces y resistencias relativas entre vigas y columnas, puede cumplir los límites de desplazamientos establecidos por ella, sin que necesariamente se reduzca el nivel de daño. En consecuencia, es más racional limitar el daño directamente y en forma cuantitativa.

Independiente de la diferencia en los materiales empleados en la construcción de una estructura, existe una importante falta de consenso en la comunidad internacional en cuanto a los controles de los desplazamientos. Por otra parte, los criterios de diseño empleados por la mayoría de los códigos sísmicos consideran la reducción de la fuerza debido al comportamiento inelástico, solamente en relación con la deformación máxima alcanzada en cualquier instante del sismo, o bien, en base a la máxima energía disipada en un ciclo, sin atender a su duración. Esto hace que se deje de lado factores tan importantes como aquellos asociados a la fatiga progresiva de los materiales, la degradación de la rigidez, la disminución de la resistencia y el aumento progresivo de las deformaciones, así como otros menos previsible como el nivel de degradación acumulado entre sismos sucesivos. Actualmente, la tendencia mundial es incorporar nuevos criterios que permitan conocer con mayor precisión el comportamiento sísmico de las estructuras ante un evento determinado.

Lamentablemente, en la etapa de diseño, no es posible conocer con total precisión el nivel de daño que ocurrirá en una estructura ante un evento sísmico determinado, pues aun cuando las estructuras se comporten aparentemente bien ante sismos intensos, algunas de ellas requieren de reparación asociada a daño no esperado.

El desempeño de una edificación durante un sismo no está dado de manera explícita en los códigos de diseño y los enfoques empleados no conducen a un eficiente control de los daños ni a una plena satisfacción de la filosofía de diseño

sismorresistente [Bertero, 1992]. De hecho, la mayoría de las metodologías de evaluación y previsiones para el diseño sísmico, sólo consideran un grado de movimiento del terreno para el cual la edificación no debería colapsar. Esto ha impulsado una serie de propuestas para la evaluación y diseño de edificaciones basadas en el concepto de desempeño sísmico. Desafortunadamente, la imposibilidad de conocer con precisión el nivel de daño esperado hace que aun cuando estas estructuras se comporten aparentemente bien ante sismos intensos, algunas de ellas requieren de reparación. Los nuevos procedimientos de diseño sísmico por desempeño (DSD), actualmente en desarrollo, se interesan en el diseño de estructuras nuevas y en el reforzamiento de existentes, y se han propuesto no sólo predecir de una manera más efectiva el comportamiento, sino también a controlarlo, ante diferentes intensidades sísmicas, según sean las necesidades de diseño [Poland y Hom, 1997].

Es bueno recordar que el objetivo final de un buen diseño en ingeniería es, entre otras cosas, lograr que la estructura resista la acción de un sismo sin que sufra daño importante que la ponga fuera de uso, ni mucho menos que ponga en riesgo la vida humana. En esto se debe considerar que la estructura será solicitada por fuerzas inducidas por sismos varias veces durante su vida útil, sin que necesariamente dichos eventos tengan una magnitud que la lleve al umbral de su resistencia, no obstante, la deteriorarán. Bajo cualquiera de estas circunstancias, siempre se debe evitar un colapso de la estructura que ponga en riesgo a las personas que la ocupen o a las construcciones que la circundan.

1.2 Objetivos y Alcance

1.2.1 Objetivo General

El objetivo general de este trabajo es corroborar el comportamiento y aplicación del índice de daño de ParK & Ang, en columnas de hormigón armado, de sección transversal rectangular. Estos elementos están sometidos frecuentemente a los efectos de acciones cíclicas como son los sismos. Es por esto que los parámetros en los cuales se focalizará el estudio son las deformaciones y la energía de histéresis disipada, los cuales serán obtenidos de registros carga desplazamiento.

Para esto se emplearán los datos de ensayos, que se encuentran disponibles para el uso de toda la comunidad científica en la página web de la Universidad de Washington (<http://www.ce.washington.edu/~peera1/>). Estos corresponden a una serie de columnas ensayados cíclicamente con carga axial constante.

1.2.2 Objetivos Específico

De acuerdo a los objetivos de este trabajo, se abordan los siguientes tópicos:

- Analizar la posibilidad de aplicar las expresiones propuestas por Park & Ang para la evaluación de daño a un conjunto de 25 columnas de hormigón armado ensayadas cíclicamente por diferentes investigadores, pertenecientes a la recopilación realizada por la Universidad de Washington, base de datos disponible en el sitio web de dicha institución (<http://www.ce.washington.edu/~peera1/>).

- Calcular y analizar el comportamiento del índice de daño de Park & Ang, verificando su relación con el daño reportado experimentalmente.
- Verificar la validez de las expresiones propuestas por Park & Ang, tanto para el índice de daño como para el parámetro β en comparación con los resultados experimentales obtenidos.

1.2.3 Alcances

En el Capítulo 2 se presenta una revisión bibliográfica y análisis de la información disponible en la literatura sobre Índices de Daño.

En el Capítulo 3 se presenta la recopilación de datos, se muestran en detalle las propiedades de las columnas que conforman la base de datos utilizada en este trabajo. Además, de los procedimientos para calcular sus desplazamientos.

En el Capítulo 4 se entregan los resultados de la evaluación del Índice de Daño propuesto por Park y Ang, comparándose los resultados entregados por esta función con los datos experimentales. Estos resultados permiten apreciar su grado de efectividad.

Finalmente, en el Capítulo 5 se presentan las conclusiones.

2 REVISIÓN BIBLIOGRAFICA

2.1 Generalidades

En este capítulo se presenta una recopilación de la literatura que se utilizó como base para el presente trabajo.

En primer término, se presenta el concepto de daño estructural. Posteriormente, se propone una definición de Índice de Daño y, finalmente, se presenta una recopilación de una serie de índices propuestos por diferentes investigadores.

2.2 Daño y Falla Estructural

El daño es el grado de degradación o deterioro causado por un fenómeno peligroso sobre las personas, los bienes, los sistemas de prestación de servicios y los sistemas naturales o sociales. Desde el punto de vista estructural, generalmente se relaciona con deformaciones irreversibles (inelásticas), por lo tanto, cualquier variable de daño debe ser preferiblemente referida a una cierta cantidad de deformación.

En muchos códigos de diseño sismorresistente de estructuras aparece el concepto de daño. La normativa chilena define el daño estructural como una pérdida o deterioro de alguna de las características estructurales, tales como resistencia, rigidez, ductilidad, masa o sistema de fundaciones. El daño provocado por un sismo se clasifica en tres categorías: leve, moderado y severo. La estimación se realiza según criterios establecidos y bajo la responsabilidad de un profesional especialista [NCh 433, 1996]

La norma chilena de “Diseño Sísmico de Edificios” [NCh 433, 1996] en el punto 5 señala que, junto con las normas específicas de diseño de cada material, dicha norma está orientada a lograr estructuras que:

- a) Resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada.
- b) Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad.
- c) Aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

A pesar del avance en los modelos de daño, hay que hacer notar que el problema de evaluar cuantitativamente el daño es complejo y que aun no existe un criterio unificado.

De acuerdo al diseño y tipo de solicitaciones a las que esté sometida una estructura, ésta podrá fallar de distintas formas.

En general, un elemento de hormigón armado con adecuadas cuantías de refuerzo y confinamiento, presentará un comportamiento dúctil. En tanto un elemento con cuantías de refuerzo por sobre o bajo los límites establecidos podrá presentar fallas no deseables.

2.3 Índices de Daño

En las últimas décadas, se ha empezado a incluir la no linealidad de los materiales en el análisis y diseño sísmico, por lo cual, se dispone de información detallada sobre los fenómenos que se producen cuando se sobrepasa el límite elástico de los materiales.

La evaluación y la interpretación del daño causado por los sismos surgen de la necesidad de cuantificar y explicar los efectos de este fenómeno sobre las diferentes tipos de estructuras existentes.

La evaluación del grado de daño que ha sufrido una estructura permite además definir las necesidades de reparación y/o refuerzo, o simplemente la demolición cuando existen riesgos evidentes a vidas humanas o construcciones cercanas.

Es frecuente encontrar diferentes tipos de representación del daño que dependen tanto del modelo utilizado, como de la clase de estudio que se desea realizar. Uno de los tipos de representación más utilizada son las representaciones mecánicas, que utilizan modelos teóricos que permiten describir el comportamiento del mecanismo estructural a través de, por ejemplo, los “índices de daño”.

Los índices de daño, son un concepto introducido en los últimos años por algunos investigadores. Estos cuantifican la degradación de los elementos estructurales que forman parte de los sistemas resistentes a cargas laterales y verticales. Se fundamentan en la apropiada definición de un modelo de daño representativo de las propiedades de los materiales, la topología estructural y las características de las acciones aplicadas. Los índices de daño se han convertido en una importante herramienta, tanto para la evaluación del daño y toma de decisiones respecto de la reparación, refuerzo o demolición de una estructura; así como en el desarrollo de las nuevas tendencias de diseño por desempeño.

Los índices de daño son funciones adimensionales monotónicas, no decrecientes, que pretenden evaluar el daño estructural y permiten cuantificarlo de forma más objetiva, mediante la ponderación cuantitativa de ciertos parámetros o variables de la respuesta estructural. Para esto se utiliza una escala normalizada que varía entre el valor cero, cuando no existe daño; y el valor uno, para estado falla o situación de colapso. Estos modelos generalmente se fundamentan en la relación demanda-capacidad de alguna variable estructural específica, la evolución de la degradación de alguna propiedad estructural e incluso, en la definición de parámetros energéticos.

Algunos investigadores se han aventurado a establecer una tabla que correlacione el valor de alguno de estos índice con el daño observado [Bracci, 1989]. Tal como se presenta a continuación:

Tabla 2.1. - Comportamiento del Índice de Daño de Bracci

D_B	Estado de Daño
Menor que 0.33	Servicio
0.33-0.66	Daño reparable
0.66-1.00	Daño irreparable
Mayor que 1.00	Colapso

Dado que para definir los índices de daño, generalmente es necesario desarrollar un modelo que represente las características de la topología estructural, las propiedades de los materiales involucrados, las características de las acciones aplicadas y el tipo de falla que presenta la estructura, la definición de estos índices no es un problema sencillo y por lo mismo ha sido difícil establecer un criterio unificado.

Usualmente estos índices se expresan como función de ciertos parámetros Q_i , esto es:

$$I_D = I_D(Q_i) \qquad \text{Ec } 2.1.$$

Los parámetros de daño pueden dividirse en dos clases principales:(a) parámetros basados en el nivel alcanzado por la demanda de una cierta variable como es la deformación, la resistencia, disipación de energía, etc. Y (b) parámetros basados en la degradación experimentada por variables como la rigidez, la frecuencia fundamental, etc. La elección de las variables a utilizar está relacionada con el tipo de daño que se desea analizar: local, intermedio o global.

En el caso del hormigón armado, el daño generalmente se define en términos de deformaciones inelásticas irreversibles. Sin embargo, es posible utilizar otros parámetros de daño del tipo estructural, como son los esfuerzos, tanto de compresión como de tensión, la curvatura, los desplazamientos horizontales, los desplazamientos relativos, las fuerzas, el corte basal, la resistencia, la energía disipada o absorbida durante ciclos de carga, etc.

Es posible desarrollar distintas clasificaciones para los índices de daño: estructurales, económicas, probabilísticas, para elementos estructurales, para elementos no – estructurales, etc.

Este estudio se realizará utilizando índices de daño local, sobre elementos estructurales definidos (columnas) y desde el punto de vista estructural. Para ello se ha hecho una amplia recopilación bibliográfica sobre índices de daño propuestos por diferentes autores.

2.4 Recopilación de Índices de Daño

Para modelar la acumulación del daño que ocurre cuando una estructura se ve afectada por una carga reversible, generalmente se utiliza una formulación de degradación cíclica, en la cual el daño se considera como una función de la deformación plástica acumulada o incorporando un término relacionado con la energía histerética disipada durante el sismo.

La mayor parte de los modelos que calculan el daño a nivel local de elementos, corresponden a índices combinados, los cuales toman en cuenta tanto los efectos de la relación demanda – capacidad como los efectos de la acumulación del daño.

A continuación se presenta una serie de índices de daño (*ID*) encontrados en diferentes publicaciones.

2.4.1 Índice de Daño de Park & Ang [Park & Ang, 1985]

Este índice de daño corresponde a uno de los más conocidos y utilizados. Fue propuesto por A. Ang & Y-J. Park en 1985.

Este modelo combina linealmente el daño debido a la máxima incursión inelástica y el daño debido a la historia de deformaciones.

$$D_{P\&A} = \frac{u_{Max}}{u_{Mon}} + \beta \cdot \frac{E_H}{F_y \cdot u_{Mon}} \quad \text{Ec. 2.2.}$$

- u_{Max} : Deformación máxima alcanzada bajo cargas cíclicas.
- u_{Mon} : Deformación última medida en un test de carga monotónica
- F_Y : Carga de fluencia
- E_H : Energía disipada en los ciclos de histéresis
- β : Parámetro no negativo.

Este índice ha sido ampliamente estudiado y sometido a muchas pruebas experimentales, por lo que existe bastante información respecto a su comportamiento.

En base a datos experimentales se ha determinado que, para elementos esbeltos, el parámetro β es función de la armadura de confinamiento (ρ_w), del cociente luz de corte-altura útil (l/d), de la cuantía de armadura longitudinal (ρ_l) y del esfuerzo axial normalizado (n_0) y es independiente de la historia de carga. La expresión propuesta por Park & Ang para β en función de estos parámetros es :

$$\beta = 0.7^{\rho_w} \left(-0.447 + 0.073 \cdot \frac{l}{d} + 0.24n_0 + 0.314\rho_l \right) \quad \text{Ec. 2.3.}$$

Basados en datos empíricos, los autores afirman que esta ecuación se comporta bien para los siguientes rangos de los parámetros:

$$0.2 < \rho_w < 2.0$$

$$1.0 < l/d < 6.6$$

$$0 \leq n_0 < 0.52$$

$$0.04 < \rho_t < 0.45$$

$$2.3ksi \leq f'_c < 6.0ksi$$

Ecs. 2.4.

Los resultados experimentales también indican que el parámetro β varía entre -0.3 y 1.2, adoptando por lo general un valor cercano a 0.15.¹

Si $\beta=0$, el colapso del elemento se produce debido a excesiva deformación. Si $\beta=0.6\sim 0.8$, el colapso se produce debido a disipación de energía (daño acumulado).

En la siguiente tabla se presentan valores que adopta este índice para diferentes grados de daño.

¹ Esta afirmación aparece contenida en la referencia. Sin embargo, se debe hacer notar que el índice de daño no puede adoptar un valor negativo, pues por definición sus valores quedan acotados entre 0 y 1.

Tabla 2.2. - Comportamiento del Índice de Daño de Park & Ang

$D_{P\&A}$	Daño Observado
0-0.1	Sin daño-pequeñas grietas localizadas
0.1-0.25	Daño menor – bajo agrietamiento
0.25-0.4	Daño moderado – agrietamiento severo
0.4-1.0	Daño severo – aplastamiento del hormigón, armaduras expuestas
1.0 y más	Colapso

Las más notorias falencias de este índice son las siguientes:

- En el rango elástico, cuando la energía disipada es nula ($E_H=0$) no debiera existir daño y por lo tanto, el Índice de Park & Ang debería adoptar un valor cero ($D_{P\&A}=0$). Sin embargo, no se cumple esta condición.
- El índice no entrega resultados correctos para elementos bajo deformaciones monotónicas, pues al alcanzar la máxima deformación u_{mon} debería cumplirse que $D_{P\&A}=1.0$, pero en la práctica el índice resulta ser mayor que 1 por el término de la energía. Chai et Al. ha propuesto una modificación al índice que corrige este error.

El amplio estudio que se ha hecho sobre este índice ha permitido obtener correcciones o nuevas versiones del mismo, entre ellas se destacan las propuestas por Chai et Al. y la de Park, Ang & Wen.

a.- Índice de Daño de Park & Ang Modificado [Chai et Al, 1995].

Para corregir el segundo de los problemas que presenta el índice de daño de Park & Ang, los investigadores Y. Chai, K. Romstad y S. Bird, propusieron la siguiente modificación al índice original:

$$D_{P\&AModif} = \frac{u_{Max}}{u_{Mon}} + \beta^* \cdot \frac{(E_H - E_{H,Mon})}{F_y \cdot u_{Mon}} \quad \text{Ec. 2.5.}$$

donde:

$E_{H,Mon}$: Energía de histéresis disipada en un ensayo monotónico patrón.

β^* : Parámetro no negativo

En esta nueva expresión sólo se incorpora la energía disipada por sobre la que se disipa en un test de carga monotónica.

En la situación de daño total $D_{P\&AModif}=1.0$. Reordenando la ecuación:

$$\frac{E_H - E_{H,Mon}}{F_y \cdot u_{Mon}} = \frac{1}{\beta^*} - \frac{1}{\beta^*} \cdot \frac{u_{Max}}{u_{Mon}} \quad \text{Ec. 2.6.}$$

Mientras que el índice de Park & Ang Original en la situación de daño total ($D_{P\&A}=1.0$) toma la forma:

$$\frac{E_H}{F_y \cdot u_{Mon}} = \frac{1}{\beta} - \frac{1}{\beta} \cdot \frac{u_{Max}}{u_{Mon}} \quad \text{Ec. 2.7.}$$

Restando la ecuación 2.7 a la ecuación 2.6 se obtiene:

$$\frac{E_{H,Mon}}{F_y \cdot u_{Mon}} = \left(\frac{1}{\beta} - \frac{1}{\beta^*} \right) \cdot \left(1 - \frac{u_{Max}}{u_{Mon}} \right) \quad \text{Ec. 2.8.}$$

El modelo modificado asume que las curvas de ambos índices se cruzan para $u_{Max}/u_{mon} = 0$. Entonces la ecuación 2.8 queda:

$$\frac{1}{\beta} = \frac{1}{\beta^*} + \frac{E_{H,Mon}}{F_y \cdot u_{Mon}} \quad \text{Ec 2.9.}$$

Esta modificación se entiende mejor con el siguiente gráfico.

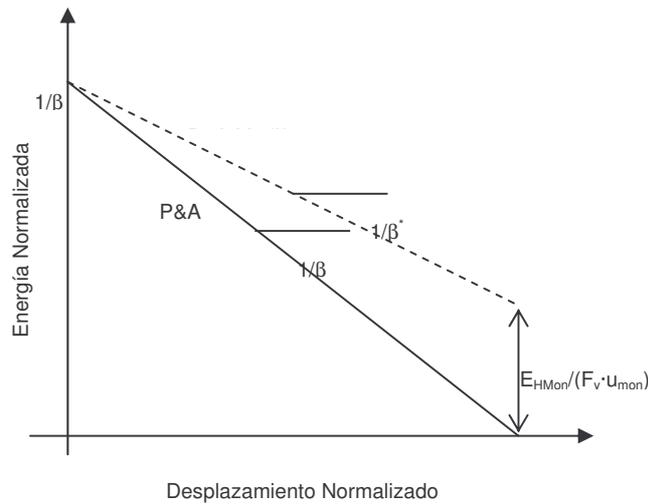


Figura 2.1. Significado de la modificación propuesta por Chai al índice de Park & Ang

En el caso de un sistema elastoplástico:

$$E_{H,Mon} = F_y \cdot (u_{Mon} - u_y) \quad \mu_{Mon} = \frac{u_{Mon}}{u_y} \quad \text{Ecs. 2.10.}$$

Entonces:

$$\frac{\beta^*}{\beta} = \frac{\mu_{Mon}}{\mu_{Mon} + (1 - \mu_{Mon}) \cdot \beta} \quad \text{Ec. 2.11}$$

b.- Índice de Daño de Park, Ang & Wen [Park, Ang & Wen, 1987]

Este índice corresponde en realidad a una formulación estocástica del índice original. Se asume que el índice de daño de Park & Ang, se ajusta a una función de probabilidades log-normal de media cercana a 1.0 ($\bar{D} \approx 1$) y desviación estándar del orden de 0.54 ($\sigma_D \approx 0.54$).

Así, a fin de incluir el grado de incertidumbre de los datos experimentales se redefinió el índice como:

$$D_i = \frac{D_r}{D_a} \quad \text{Ec. 2.12.}$$

donde:

D_i : Índice de Daño del elemento i

D_r : Índice de Daño de la estructura según $D_{P\&A}$ original

D_a : Valor Límite de D (Capacidad estructural última con $\bar{D} \approx 1$, $\sigma_D \approx 0.54$).

Además:

$$\bar{D}_i = (1 + \sigma_D^2) \cdot \frac{\bar{u}_{Max}}{u_{Mon}} + \beta \cdot \frac{\bar{E}_H}{F_y \cdot u_{Mon}} \quad \text{Ec. 2.13.}$$

$$Var[D_i] = \sigma_D^2 \cdot \bar{D}_r^2 + Var\left[\frac{u_{max}}{u_{mon}}\right] + Var\left[\beta \cdot \frac{E_H}{F_y \cdot u_{mon}}\right] \quad \text{Ec. 2.14.}$$

Luego, el D estadístico se obtiene de la media y la varianza de la deformación máxima alcanzada (u_{max}) y la energía disipada por histéresis (E_H) medida en los diferentes elementos.

2.4.2 Ductilidad Reducida Equivalente [Fajfar, 1992]:

Los estudios realizados por Fajfar lo llevaron a establecer la hipótesis de la ductilidad reducida equivalente. En ella se plantea que una vez que una estructura ha alcanzado su capacidad de deformación, su capacidad de disipar energía por histéresis ante ciclos de carga reversibles se reduce, por lo cual es necesario establecer una reducción de la ductilidad disponible que refleje el comportamiento cíclico de la respuesta. Esta nueva ductilidad reducida es la que debe usarse en lugar de la ductilidad monotónica.

$$\mu_R = \frac{\sqrt{1 + 4 \cdot DI \cdot \beta \cdot \gamma^2 \cdot \mu_u} - 1}{2 \cdot \beta \cdot \gamma^2} \quad \text{:Ductilidad reducida} \quad \text{Ec. 2.15.}$$

en que:

DI : Valor del índice de daño permisible

β : Parámetro de Park & Ang

μ_u : Ductilidad última

$$\gamma = \frac{\sqrt{E_H/m}}{\omega \cdot x} \quad \text{Ec. 2.16.}$$

:Parámetro que controla la reducción de la capacidad de deformación debido a la disipación por energía de histéresis. Depende moderadamente de parámetros estructurales y del sismo.

- E_H : Energía de histéresis disipada
 m : Masa del sistema
 ω : Frecuencia natural del sistema
 x : Desplazamiento

2.4.3 Índice de Daño de Bozorgnia & Bertero. [Bozorgnia & Bertero, 2001]

Y. Bozorgnia & V. Bertero en 2001 proponen un nuevo índice de daño, en función de los desplazamientos y la energía disipada, que resuelva los problemas presentado por el índice de Park & Ang para la respuesta elástica y deformaciones monotónica.

Sus estudios desembocaron en la confección de dos índices de daño.

$$D_{BB1} = \left[\frac{(1-\alpha_1) \cdot (\mu - \mu_e)}{\mu_{mon} - 1} \right] + \alpha_1 \cdot \left(\frac{E_H}{E_{H,mon}} \right)$$

Ecs. 2.17a. - 2.17b.

$$D_{BB2} = \left[\frac{(1-\alpha_2) \cdot (\mu - \mu_e)}{\mu_{mon} - 1} \right] + \alpha_2 \cdot \sqrt{\left(\frac{E_H}{E_{H,mon}} \right)}$$

Expresado de otra forma:

$$D_{BB1} = \left[\frac{(1-\alpha_1) \cdot (\mu - \mu_e)}{\mu_{mon} - 1} \right] + \alpha_1 \cdot \left(\frac{\mu_H - 1}{\mu_{H,mon} - 1} \right)$$

Ecs. 2.18a. - 2.18b.

$$D_{BB2} = \left[\frac{(1-\alpha_2) \cdot (\mu - \mu_e)}{\mu_{mon} - 1} \right] + \alpha_2 \cdot \sqrt{\left(\frac{\mu_H - 1}{\mu_{H,mon} - 1} \right)}$$

con:

$$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y}$$

Ecs. 2.19.

$$\mu_e = \frac{u_{elast}}{u_y} = \begin{cases} 1 & \text{comportamiento elástico} \\ \mu & \text{comportamiento inelástico} \end{cases}$$

Así para el rango elástico $(\mu - \mu_e) = 0$, y para el rango inelástico $(\mu - \mu_e) = (\mu - 1)$, lo que significa que para el rango lineal no existe daño provocado por desplazamientos, pues no se sobrepasa la capacidad elástica del elemento, mientras que para el rango no lineal el daño se origina de los desplazamientos que superan la capacidad elástica del elemento.

$E_{H,mon}$:Energía de Histéresis bajo deformación lateral monotónicamente creciente.

$0 \leq \alpha_1 \leq 1$
 $0 \leq \alpha_2 \leq 1$: Parámetros de ponderación

Ahora bien, si el sistema se considera como un sistema elastoplástico perfecto:

$$E_{H,mon} = F_y \cdot (u_{mon} - u_y)$$

Ecs. 2.20.

$$\mu_{h,mon} = \mu_{mon}$$

Entonces:

$$D_{BB1} = \left[\frac{(1 - \alpha_1) \cdot (\mu - \mu_e)}{\mu_{mon} - 1} \right] + \alpha_1 \cdot \left(\frac{E_H / F_y \cdot u_y}{\mu_{H,mon} - 1} \right)$$

Ecs. 2.21a - 2.21b.

$$D_{BB2} = \left[\frac{(1 - \alpha_2) \cdot (\mu - \mu_e)}{\mu_{mon} - 1} \right] + \alpha_2 \cdot \sqrt{\left(\frac{E_H / F_y \cdot u_y}{\mu_{H,mon} - 1} \right)}$$

Bajo estos supuestos, el índice de daño propuesto tiene las siguientes particularidades:

- Si la respuesta es elástica, entonces

$$\left. \begin{array}{l} \mu_e = \mu \\ E_H = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} D_{BB1} = 0 \\ D_{BB2} = 0 \end{array}$$

se resuelve el primer problema del índice de daño de Park & Ang.

- Si la deformación es monotónica y alcanza su máxima capacidad, entonces

$$u_{\max} = u_{\text{mon}} \Rightarrow \begin{array}{l} D_{BB1} = 1 \\ D_{BB2} = 1 \end{array}$$

se resuelve el segundo problema del índice de daño de Park & Ang.

- Si $\alpha_1=0$ y $\alpha_2=0$ entonces D_{BB1} , D_{BB2} respectivamente dependen sólo de la deformación plástica.
- Si $\alpha_1=1$ y $\alpha_2=1$ entonces D_{BB1} , D_{BB2} respectivamente dependen sólo de la energía de histéresis.

Finalmente cabe mencionar que los valores de los parámetros α_1 y α_2 se encuentran mediante una regresión comparando D_{BB1} , D_{BB2} con $D_{P\&A}$ en el rango intermedio $0.2 < D_{P\&A} < 0.8$, donde el índice de Park y Ang se comporta bien.

2.4.4 Índice de Daño de Krawinkler y Zohrei. [Krawinkler & Zohrein, 1983]

Krawinkler y Zohrein en 1983 proponen un índice en función del número de ciclos de carga n y de las deformaciones plásticas durante cada ciclo Δd_{pi} , esto es:

$$I_D = C \sum_{i=1}^n (\Delta d_{pi})^{\alpha_i} \quad \text{Ec. 2.22.}$$

C y α_i son parámetros del comportamiento estructural. Aunque originalmente este modelo fue propuesto para estructuras de acero, ciertos autores lo aplican con algunas modificaciones, a estructuras de hormigón armado (Cheng et al., 1987; Krawinkler y Nassa, 1992). Posteriormente, Hwang y Scribner (1984) sugirieron un índice energético normalizado, evaluado como:

$$I_D = \sum_{i=1}^n E_i \frac{K_i}{K_e} \left(\frac{d_i}{d_y} \right)^2 \quad \text{Ec. 2.23.}$$

Donde:

E_i : Energía disipada durante un ciclo i .

K_e : Rigidez elástica.

d_y : Deformación de fluencia.

K_i : Rigidez a flexión.

d_i : Deformación máxima alcanzada en el ciclo i .

n : es el número de ciclos para el cual la resistencia no disminuye en más del 75% de su valor máximo.

2.4.5 Índice de Daño de Rodríguez y Padilla. [Rodríguez y Padilla, 2005]

Rodríguez y Padilla en 2005 proponen un índice, el cual para tomar en cuenta el efecto de la historia de desplazamiento en la capacidad de deformación lateral de

elementos de hormigón armado se emplea un parámetro que interviene en un índice de daño por sismo propuesto por Rodríguez y Padilla (2005). Este índice se basa en una modificación del parámetro de daño por sismo propuesto por Rodríguez (1994). Para el caso de un oscilador de un grado de libertad el índice de daño por sismo propuesto por Rodríguez y Padilla (2005) se define como:

$$I_d = \frac{E_H}{E_\lambda} \quad \text{Ec. 2.24.}$$

En la expresión anterior, E_H es la energía histerética por unidad de masa disipada por un oscilador de un grado de libertad con deformación relativa máxima, resistencia y masa iguales a θ_m , r y m , respectivamente. La deformación relativa θ_m es el cociente del desplazamiento lateral máximo, U_m , del referido oscilador entre la altura de columna, h .

El parámetro E_λ se define como:

$$E_\lambda = (\omega \theta_c h)^2 \quad \text{Ec. 2.25.}$$

De acuerdo con la Ec. 2.25, E_λ es la energía absorbida por un oscilador elástico de un grado de libertad con frecuencia circular ω cuando vibra con deformación relativa máxima $\pm\theta_c$ en un ciclo completo. El parámetro θ_c es un valor de referencia en el modelo de daño propuesto y se define como la deformación relativa máxima en la estructura correspondiente al colapso en un sismo o historia de carga lateral cíclica reversible. En la condición de colapso ($ID = 1.0$), la energía E_λ es igual a la energía histerética E_H .

En la definición del parámetro ID (Rodríguez, 1994), así como en el índice de daño ID , interviene el parámetro γ , el cual se define como:

$$\gamma = \frac{\sqrt{E_H}}{\omega \theta_m h} \quad \text{Ec. 2.26.}$$

Fajfar (1992) de manera independiente ha propuesto el empleo del parámetro γ en un procedimiento de diseño por sismo en el cual se define una ductilidad en la estructura que toma en cuenta la duración del movimiento sísmico.

El parámetro E_H se obtiene de la Ec. 2.26:

$$E_H = \gamma^2 (\omega \theta_m h)^2 \quad \text{Ec. 2.27.}$$

El índice de daño por sismo, I_d , propuesto por Rodríguez y Padilla (2005) se obtiene de combinar las Ecs. 2.24, 2.25 y 2.27:

$$I_d = \left(\frac{\gamma \theta_m}{\theta_c} \right)^2 \quad \text{Ec. 2.28.}$$

Es de interés mostrar la manera como la deformación relativa de colapso θ_c se relaciona con el parámetro γ . Esta relación se obtiene de considerar la condición de colapso, lo que lleva a $ID = 1.0$ en la Ec. 2.28, de donde se obtiene:

$$\theta_c = \gamma \theta_m \quad \text{Ec. 2.29.}$$

El parámetro γ toma en cuenta el efecto de la historia de desplazamientos en la capacidad de deformación lateral de elementos de concreto reforzado.

Las características del parámetro θ_c también se evalúan con la siguiente expresión, la cual se obtiene combinando las Ecs. 2.24 y 2.25 en la condición de colapso ($ID = 1.0$):

$$\theta_c^2 = \frac{E_H}{(\omega h)^2} \quad \text{Ec. 2.30.}$$

3 Base Experimental – Recopilación de Datos

3.1 General

Para aplicar el diseño por desempeño de estructuras solicitadas por cargas reversibles es necesario predecir el daño y valorar la probabilidad de alcanzar distintos estados de daño. Aunque el daño a otros elementos pueda tener impactos económicos y a la seguridad de la vida, las columnas son a menudo los elementos más vulnerables en una estructura. Las deformaciones excesivas en columnas de hormigón armado pueden generar desprendimiento del recubrimiento de hormigón, pandeo del refuerzo longitudinal, reducción de resistencia a la flexión, falla por corte, y finalmente, el colapso estructural. Este trabajo se enfoca en evaluación del daño por flexión en columnas de hormigón armado, teniendo como horizonte más lejano el desarrollo de herramientas de predicción de daño.

Las secciones siguientes discuten la progresión típica del daño por flexión en columnas de hormigón armado.

Las columnas fueron ensayadas con carga axial constante y carga lateral reversible. Se ha puesto especial atención en seleccionar elementos cuya falla predominante sea por flexión antes que por corte. La configuración de los ensayos corresponde a columnas en voladizo sobre las cuales se aplicó una carga axial constante y una carga lateral reversible al tope tal como lo muestra la figura 3.1. Estos ensayos fueron desarrollados principalmente en Estados Unidos (Saatcioglu & Ozcebe, Wehbe et al, Saatcioglu & Gira, Mo & Wang).

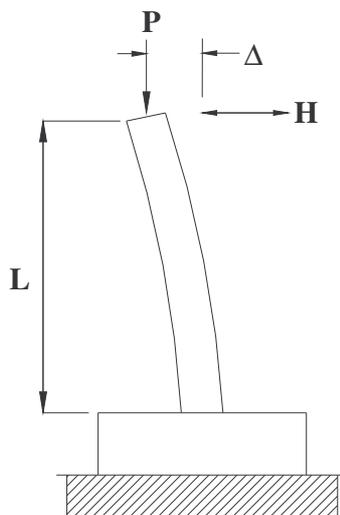


Figura 3.1. Esquema de Columna en Voladizo.

3.2 BASE DE DATOS

3.2.1 General

Los datos utilizados en esta investigación provienen de una base de datos que contiene los resultados de pruebas cíclicas de carga lateral en columnas de hormigón armado reunidos por la Universidad de Washington con el apoyo de Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Esta base de datos está disponible en el sitio web <http://www.ce.washington.edu/~peera1>.

Para cada prueba de las columnas, la base de datos proporciona la geometría, el material, el refuerzo, y la carga aplicada. Además se incluyen las propiedades; los resultados de la prueba, y una referencia. Los resultados de la prueba incluyen en formato digital la historia de carga-desplazamiento y el máximo registro de desplazamientos al tope antes del comienzo de los estados particulares del daño.

3.2.2 Propiedades de las columnas

Las propiedades de las columnas proporcionadas en la base de datos son organizadas en términos de las propiedades de los materiales, la geometría de las columnas, detalles de confinamiento y configuración de las pruebas de ensayo.

Los ensayos seleccionados fueron clasificados en cinco grupos, de acuerdo al investigador que los desarrollo. A continuación se presentan las propiedades de estos.

a.- Saatcioglu y Ozcebe , 1989.

Estos investigadores presentan los resultados de 2 columnas (SO1 y SO2) ensayadas de manera reversible, cuyas principales características se muestran en la tabla 3.1 y en la tabla 3.2.

b.- Wehbe et al., 1998.

Estos investigadores presentan los datos correspondientes a 4 columnas (W1, W2, W3 y W4) ensayadas en forma reversible, cuyas principales característica se muestran en la tabla 3.1 y en la tabla 3.2.

c.- Saatcioglu y Grira, 1999.

Estos investigadores presentan los datos correspondientes a 10 columnas (SG1 a SG10) ensayadas en forma reversible, cuyas principales característica se muestran en las tabla 3.1 y en la tabla 3.2.

d.- Mo y Wang, 2000.

Estos investigadores presentan los datos que corresponden a 9 columnas (MW1-1, MW1-2, MW1-3; MW2-1, MW2-2, MW2-3; MW3-1, MW3-2, MW3-3) ensayadas en forma reversible, cuyas principales características se muestran en las tabla 3.1 y en la tabla 3.2.

Tabla 3.1. - Propiedades Mecánicas de las Columnas							
Columna	f'_c (Mpa)	Carga Axial (KN)	Capacidad Axial	Ref. Longitudinal		Ref. Transversal	
				ρ_t	f_{yL} (Mpa)	ρ_w	f_{yT} (Mpa)
SO1	34.8	600	0.141	0.0321	430	0.0169	470
SO2	32	600	0.153	0.0321	438	0.0254	470
W1	27.2	615	0.097	0.0222	448	0.0037	428
W2	27.2	1505	0.24	0.0222	448	0.0037	428
W3	28.1	601	0.09	0.0222	448	0.0048	428
W4	28.1	1514	0.23	0.0222	448	0.0048	428
SG-1	34	1782	0.43	0.0195	455.56	0.01	570
SG-2	34	1782	0.43	0.0195	455.56	0.02	570
SG-3	34	831	0.2	0.0195	455.56	0.02	570
SG-4	34	1923	0.46	0.0293	455.56	0.0133	570
SG-5	34	1923	0.46	0.0293	455.56	0.0266	570
SG-6	34	1900	0.45	0.0229	427.78	0.0266	570
SG-7	34	1923	0.46	0.0293	455.56	0.0126	580
SG-8	34	961	0.23	0.0293	455.56	0.0126	580

Capítulo 3 - Base Experimental – Recopilación de Datos

Tabla 3.1. - Propiedades Mecánicas de las Columnas (Continuación)							
Columna	f'_c (Mpa)	Carga Axial (KN)	Capacidad Axial	Ref. Longitudinal		Ref. Transversal	
				ρ_t	f_{yL} (Mpa)	ρ_w	f_{yT} (Mpa)
SG-9	34	1923	0.46	0.0328	427.78	0.0126	580
SG-10	34	1923	0.46	0.0328	427.78	0.0266	570
MW1-1	24.9	450	0.11	0.0214	497	0.015	459.5
MW1-2	26.7	675	0.16	0.0214	497	0.015	459.5
MW1-3	26.1	900	0.21	0.0214	497	0.015	459.5
MW2-1	25.3	450	0.11	0.0214	497	0.0144	459.5
MW2-2	27.1	675	0.15	0.0214	497	0.0144	459.5
MW2-3	26.8	900	0.2	0.0214	497	0.0144	459.5
MW3-1	26.38	450	0.1	0.0214	497	0.0139	459.5
MW3-2	27.48	675	0.15	0.0214	497	0.0139	459.5
MW3-3	26.9	900	0.2	0.0214	497	0.0139	459.5

Tabla 3.2.- Disposición del Refuerzo de las Columnas						
Columna	Región Plástica			B (mm)	H (mm)	r (mm)
	Nº Estribos	Diámetro (mm)	Espaciamiento (mm)			
SO1	uniforme	10	75	350	350	22.5
SO2	uniforme	10	50	350	350	22.5
W1	9	6	110	380	610	28
W2	9	6	110	380	610	28
W3	11	6	83	380	610	28

Capítulo 3 - Base Experimental – Recopilación de Datos

Tabla 3.2.- Disposición del Refuerzo de las Columnas (Continuación)						
Columna	Región Plástica			B (mm)	H (mm)	r (mm)
	Nº Estribos	Diámetro (mm)	Espaciamiento (mm)			
W4	11	6	83	380	610	28
SG-1	11	9.53	152	350	350	29
SG-2	22	9.53	76	350	350	29
SG-3	22	9.53	76	350	350	29
SG-4	11	9.53	152	350	350	29
SG-5	22	9.53	152	350	350	29
SG-6	22	9.53	152	350	350	29
SG-7	22	6.6	152	350	350	29
SG-8	22	6.6	152	350	350	29
SG-9	22	6.6	152	350	350	29
SG-10	22	9.53	152	350	350	29
MW1-1	uniforme	6.35	50	400	400	34
MW1-2	uniforme	6.35	50	400	400	34
MW1-3	uniforme	6.35	50	400	400	34
MW2-1	uniforme	6.35	52	400	400	34
MW2-2	uniforme	6.35	52	400	400	34
MW2-3	uniforme	6.35	52	400	400	34
MW3-1	uniforme	6.35	54	400	400	34
MW3-2	uniforme	6.35	54	400	400	34
MW3-3	uniforme	6.35	54	400	400	34

Capítulo 3 - Base Experimental – Recopilación de Datos

En las tablas anteriores se utilizó la siguiente nomenclatura:

- f'_c (Mpa) : Resistencia especificada a la compresión del concreto.
- ρ_l : Cuantía de refuerzo longitudinal
- f_{yL} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo longitudinal
- ρ_w : Cuantía volumétrica del refuerzo transversal
- f_{yT} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal
- H : Altura de la sección transversal al eje de la columna de la columna, medida en forma paralela a la carga lateral.
- B : Ancho de la sección transversal al eje de la columna de la columna, medida en forma perpendicular a la carga lateral.
- r : Recubrimiento de hormigón, del refuerzo de acero.

La configuración geométrica de armaduras de cada una de las columnas se muestra en las figuras 3.2 a la 3.6.

Confinamiento Tipo R

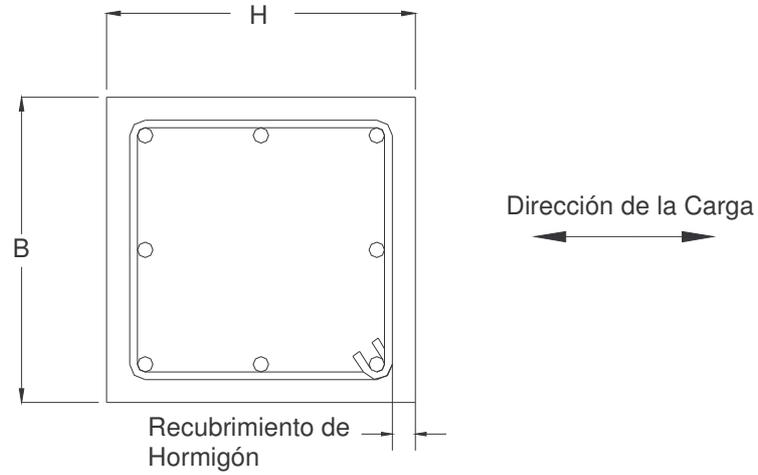


Figura 3.2: Configuración de las Columnas SO1 y SO2

Confinamiento Tipo RJ

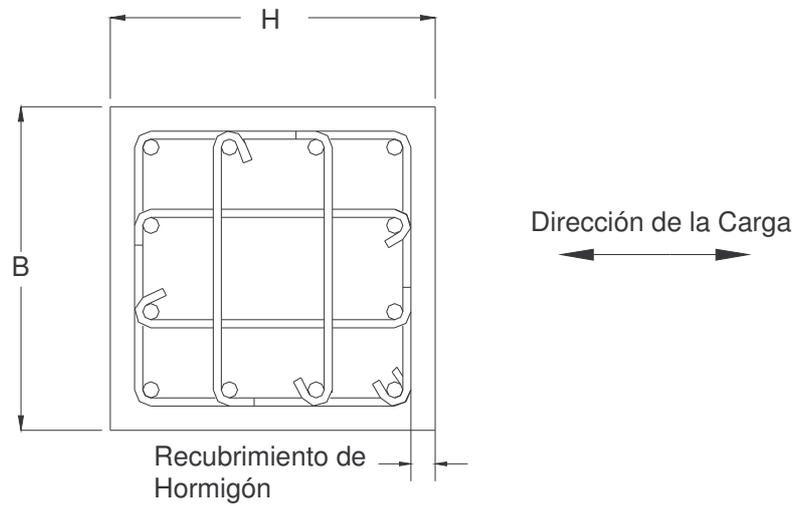


Figura 3.3: Configuración de las columnas W1,W2,W3 y W4

Confinamiento Tipo RI

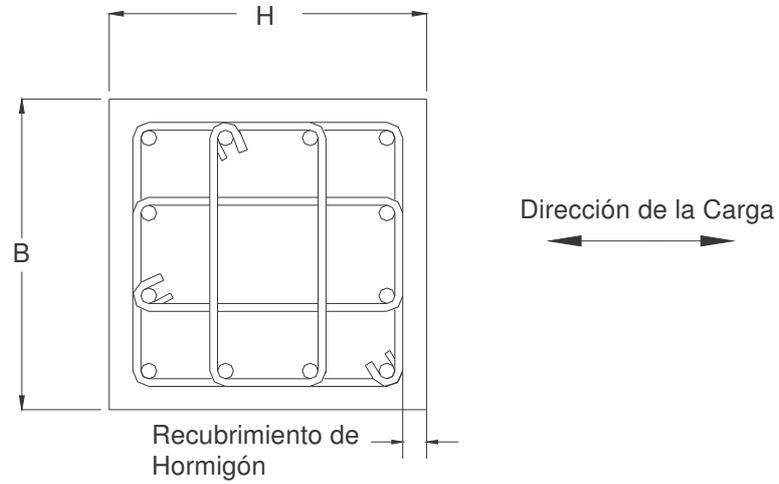


Figura 3.4: Configuración de las Columnas SG:1 al 10

Confinamiento Tipo RJ

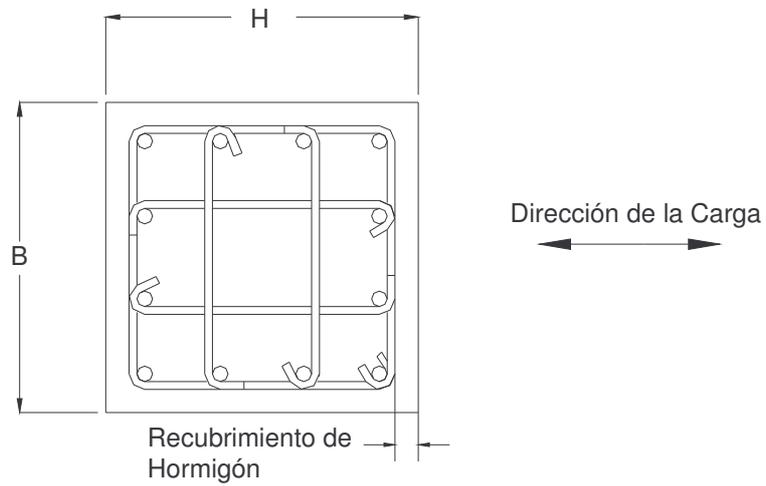


Figura 3.5: Configuración de las columnas MW1-1, MW1-2, MW1-3

Confinamiento Tipo RI

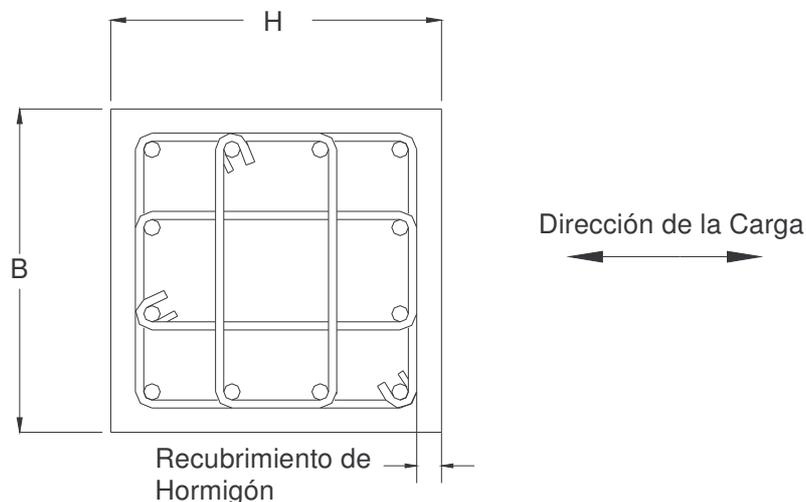


Figura 3.6: Configuración de las Columnas MW2: 1-2-3, MW3: 1-2-3

3.2.3 Progresión Típica del daño por Flexión en Columnas HA.

El daño en columnas de hormigón armado que están sujetas a deformaciones laterales cíclicas es controlado por una serie de interacciones complejas. La progresión típica del desarrollo del daño por flexión es revisada aquí. Considere una columna sujeta a la compresión uniaxial:

- Las deformaciones axiales en la columna, aumentan la tensión en el recubrimiento de concreto hasta las grietas y la caída de este (Bresler, 1961).
- La pérdida de área transversal impone tensiones adicionales en el centro del hormigón y en el acero de refuerzo longitudinal (Bresler, 1961).
- El acero longitudinal en compresión comienza a fluir y finalmente endurece.

- El efecto de Poisson causa que el centro del hormigón ensanche, lo cual ejerce presión sobre el refuerzo longitudinal y transversal.
- El refuerzo transversal limita el pandeo lateral del refuerzo longitudinal, y limita la expansión del centro de la columna. La presión de confinamiento no es uniforme; depende de la tensión y rigidez del refuerzo de confinamiento (Bresler & Gilbert, 1961). Adicionalmente, la rigidez de los estribos será función de su esfuerzo, que es afectado por la deformación axial de la columna y la expansión del centro (Pantazopoulou, 1998). El impedimento de flexión en el refuerzo longitudinal afectará también los esfuerzos en los estribos.
- El aumento del esfuerzo axial y las deformaciones laterales impuestas (debido a la expansión del centro) lleva a la inestabilidad de las barras longitudinales (Bayrak & Sheik, 2001). Cuando los estribos de confinamiento laterales son muy rígidos, las barras de refuerzo longitudinales son muy esbeltas, y/o cuando el espaciamiento de los estribos es muy grande, la barra longitudinal puede pandearse entre dos estribos adyacentes (Dhakal & Maekawa, 2002).

En otras situaciones, el pandeo de las barras puede ocurrir sobre varios espaciamientos de los estribos.

La progresión del daño es complicada más aun si, además de la compresión, la columna esta sujeta deformación lateral.

No todas barras tendrán el mismo esfuerzo debido a la disminución del esfuerzo a través de la sección transversal.

- La disminución de momento en la longitud de la columna creará un decaimiento del esfuerzo en la dirección longitudinal de ésta.

La carga cíclica agrega complejidad adicional.

- El pandeo de las barras de acero es afectado por el esfuerzo máximo de tensión y el aumento de la deformación de tensión en el refuerzo longitudinal. Esto se asocia con deformaciones inelásticas cíclicas (Moyer & Kowalsky, 2001).
- La historia de carga y los ciclos afectan la progresión del daño y, específicamente, el pandeo del acero longitudinal (Kunnath et al., 1997).
- El efecto de los ciclos en las propiedades constitutivas del hormigón y el acero, es significativo. Gomes y Appleton (1997), Monti y Nuti (1992), y Rodríguez et al. (1999) todos identificaron la importancia de los ciclos al modelar la respuesta no lineal del esfuerzo-deformación de las barras de refuerzo. Un modelo completo necesitaría justificar los efectos de la historia de carga y los ciclos.

En este trabajo, se ha definido un estado de daño, el cual corresponde a la reducción del 20% en la capacidad de flexión, el cual se puede asociar a un índice de daño igual a uno ($ID=1$) correspondiente al colapso de la columna [Berry & Eberhard 2004]

3.2.4 Medidas de la Deformación de las Columnas

Los datos de las columnas se utilizaron en esta investigación para estudiar las influencias de propiedades claves de estas en las deformaciones en el comienzo del pandeo de las barras de acero longitudinales, la caída del hormigón de recubrimiento, y para evaluar la certeza de los modelos propuestos de daño.

Las deformaciones se pueden expresar como medidas globales de la estructura, tal como la ductilidad de desplazamiento y razón de desplazamiento, o las medidas locales de la deformación, tal como la rotación plástica, $\theta_{P_daño}$ y la deformación unitaria de compresión, $\epsilon_{daño}$.

Generalmente, sólo los desplazamientos al tope de la columna en estados particulares de daño fueron informados por los investigadores. Para un desplazamiento al tope, los siguientes procedimientos se utilizaron para calcular razón de desplazamiento, la ductilidad de desplazamiento, la rotación plástica, y la deformación de compresión en el comienzo de un estado particular de daño.

El desplazamiento de entre piso al comienzo de un estado particular de daño fue definido como $\frac{\Delta_{Daño}}{L}$, donde $\Delta_{daño}$ es el máximo desplazamiento de daño en el tope informado antes del comienzo de un estado particular del daño, y L es la distancia de la base de la columna al tope de ésta.

La ductilidad de desplazamiento en el comienzo de un estado particular de daño fue definida como, el daño $\frac{\Delta_{Daño}}{\Delta_y}$, donde Δ_y es el desplazamiento de fluencia.

En esta investigación Δ_y , ha sido considerada según lo establecido por Berry y Eberhard [Berry & Eberhard 2004], quienes la han definido de la siguiente manera:

$$\Delta_y = \frac{F_{0.004} \Delta_{primera\ fluencia}}{F_{primera\ Fluencia}} \quad \text{Ec. 3.1}$$

Dónde:

- $F_{primera\ Fluencia}$: Fuerza efectiva al principio de la fluencia, que fue obtenido dividiendo el momento al principio de la fluencia por la longitud efectiva.

El momento al principio de la fluencia se calculó con el análisis de momento-curvatura, asumiendo que el refuerzo de tensión extremo había fluido o el hormigón había alcanzado una deformación de compresión de 0.002, el que se alcance primero. En este análisis del momento-curvatura,

Según el análisis de rótula plástica (ver 3.2.4.1), el desplazamiento en el comienzo de un estado particular de daño se puede aproximar con la siguiente ecuación:

$$\Delta = \Delta_y + (\phi - \phi_y)L_p(L - L_p / 2) \quad \text{Ec. 3.2}$$

Conocido el máximo registró de desplazamiento para un estado particular de daño, la rotación plástica nominal se puede calcular con la Ec. 3.3. La palabra "nominal" se utiliza para enfatizar que estas rotaciones plásticas no son los valores medidos; sino son estimados con el análisis de rótula plástica.

$$\theta_{P_daño} = (\phi_{daño} - \phi_y)L_p = \frac{\Delta_{daño} - \Delta_y}{L - \frac{L_p}{2}} \quad \text{Ec. 3.3}$$

La ecuación 3.3 fue utilizada en este trabajo para aproximar la rotación plástica en los estados particulares de daño. En esta aproximación, la longitud de la rótula plástica fue calculada con la ecuación propuesta por Priestley et al. [1996], y Δ_y fue calculado con el procedimiento descrito previamente.

Conocido el desplazamiento al tope de la columna para un estado de daño, la curvatura nominal de la columna en el estado de daño, ϕ_y se puede aproximar utilizando la siguiente ecuación.

$$\phi_{daño} = \frac{\Delta_{daño} - \Delta_y}{L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)} + \phi_y \quad \text{Ec. 3.4}$$

Dónde, ϕ_y es la curvatura de fluencia. Una vez obtenido la curvatura con la ecuación 3.4, la deformación unitaria para el estado particular de daño, $\epsilon_{daño}$, se puede obtener de los resultados del análisis momento-curvatura.

La ecuación 3.4 se utilizó para aproximar la curvatura en cada estado de daño.

En este trabajo ϕ_y se calculó con el análisis de momento-curvatura asumiendo que el refuerzo extremo en tracción había fluido, y L_p fue calculada con la ecuación propuesta por Priestley [Priestley et al., 1996].

El análisis de momento-curvatura se utilizó para calcular las deformaciones nominales y las curvaturas de fluencia, para el hormigón se utilizó el modelo propuesto por Mander (1988).

Se debe enfatizar que el modelo de longitud de la rótula plástica propuesto por Priestley [Priestley et al., 1996] se derivó de datos experimentales medidos en la falla. Por lo tanto, es probable que la longitud de la rótula plástica calculada con esta ecuación sea más grande que una estimación razonable de esta para estados intermedios de daño (por ejemplo, spalling). Consecuentemente, es probable que las rotaciones plásticas nominales en estados intermedios de daño sobreestimen los valores verdaderos, y las deformaciones nominales de compresión subestiman los valores verdaderos.

3.2.4.1 Análisis de Rótula Plástica

El análisis de rótula plástica asume que el desplazamiento post-fluencia, de un miembro de hormigón armado puede ser descompuesto en dos partes, la respuesta hasta el desplazamiento de fluencia, Δ_y , y hasta la deformación plástica, Δ_p .

$$\Delta = \Delta_y + \Delta_p \quad \text{Ec. 3.5}$$

Donde $\Delta > \Delta_y$

La deformación plástica es asumida como el resultado de la rotación rígida del miembro alrededor de una rótula plástica cerca de la base de la columna. Para simplificar, la curvatura en la rótula plástica es asumida para ser constante ($\phi_p = \phi - \phi_y$) sobre una longitud equivalente de la rótula plástica, L_p , como se muestra en la Figura 3.8. Con esta suposición, la rotación plástica puede ser expresada con la siguiente ecuación:

$$\theta_p = \int_0^{L_p} \phi_p dx = \phi_p L_p \quad \text{Ec. 3.6}$$

Esta rotación plástica justifica principalmente la rotación debido a la distribución no lineal de la curvatura cerca de la base de la columna. Además, la rotación debida al deslizamiento del refuerzo longitudinal y la influencia de corte a menudo son incluidos también en la rotación plástica. En tales casos, la longitud de la región plástica es aumentada [Priestley & Park, 1987]. Varios modelos están disponibles para estimar la longitud de rotación plástica como una función de propiedades de la columna.

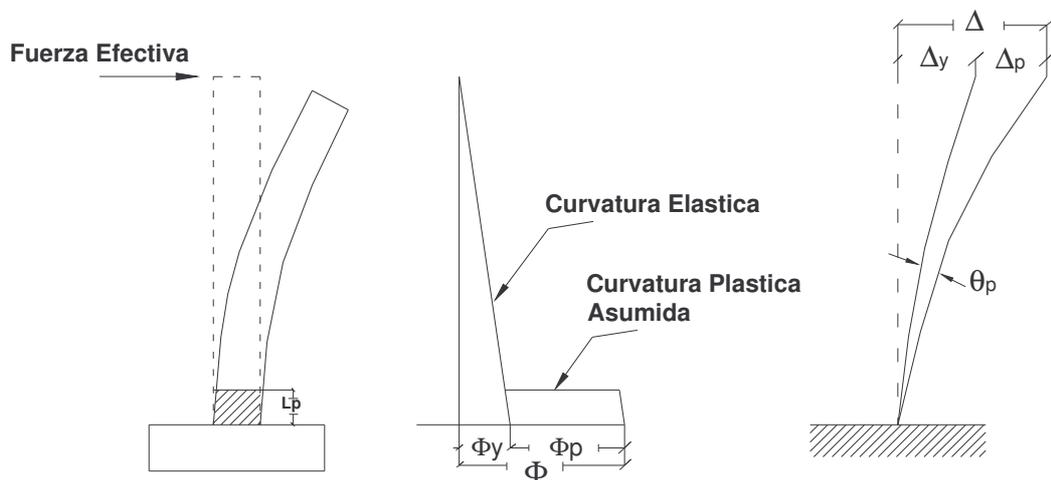


Figura 3.8: Análisis de Rótula Plástica.

Usando la ecuación 3.5 y asumiendo que la rotación plástica está concentrada en el centro de la rótula plástica, el desplazamiento de rotación plástica puede ser representado por la siguiente ecuación:

$$\Delta_p = \theta_p(L - L_p/2) = (\phi - \phi_Y)L_p(L - L_p/2) \quad \text{Ec. 3.7}$$

a.- Longitud de la Rótula Plástica

Varios modelos han sido propuestos para estimar la longitud de la rótula plástica, basados en las propiedades de las columnas. Investigaciones previas (Priestley et al., 1996; Mattock, 1967, entre otras) sugieren que la longitud de la rótula plástica es proporcional a la longitud de la columna, L , a la profundidad de esta, D , y a las propiedades del refuerzo longitudinal, como en la siguiente ecuación:

$$L_p = \alpha L + \beta D + \xi f_y d_b \quad \text{Ec. 3.8}$$

Dónde D es la altura transversal al eje longitudinal de la columna, f_y y d_b son la tensión de fluencia y el diámetro de las barras de refuerzo que están en tracción.

La longitud de la columna es incluida en la ecuación 3.8 para justificar la disminución de momento en la longitud de la columna voladiza, y la profundidad de la columna es incluida para justificar la influencia del corte en el tamaño de la región plástica. Las propiedades de las barras longitudinales son incluidas para justificar la rotación adicional en la rótula plástica que resulta de la penetración del esfuerzo del refuerzo longitudinal en el elemento soportante.

Priestley y Mattock utilizaron esta forma de la ecuación y la calibraron con resultados experimentales para obtener los valores de α , β y ξ . Mattock [1967] propuso una ecuación para calcular la longitud de la rótula plástica de la columna,

en cuál $\alpha = \frac{1}{20}$, $\beta = \frac{1}{2}$ y $\xi = 0$. Priestley [1998] propuso una ecuación para calcular la longitud de la rótula plástica en columnas, en la cual $\alpha = 0.08$, $\beta = 0$, $\xi = 0.022$ (f_y en MPa) con un límite superior L_p de $0.044f_y d_b$.

La forma general de la ecuación de rótula plástica (Ec. 3.8) será utilizada en esta investigación para representar la longitud de rótula plástica, y para estudiar la influencia esperada de propiedades de columna en la respuesta flexural y el daño en esta.

La respuesta a flexión de una columna de hormigón armado es influida por su geometría, por el refuerzo, y por la carga, de modo que es importante para los modelos de daño propuestos, considerar estas influencias.

Si se asume que $\frac{L_p}{2} \ll L$, el desplazamiento se puede aproximar a:

$$\Delta = \Delta_y + \theta_p L \quad \text{Ec. 3.9}$$

La ecuación 3.9 fue utilizada para estimar el desplazamiento local de la columna, tal como la deformación, la curvatura y la rotación plástica, deflexiones reportadas al tope de las columnas, como lo descrito en secciones subsiguientes. Esta ecuación proporcionó también un mecanismo para estimar las influencias de propiedades claves en la deformación por flexión de las columnas.

b.- Curvatura Plástica Esperada.

La curvatura plástica en un estado particular de daño puede ser ligada a la deformación máxima de compresión para ese estado de daño a través del análisis de momento-curvatura. Esta relación es función de la carga axial de la columna,

cuantía del refuerzo longitudinal, ρ_l y la razón entre la tensión de fluencia del acero y la tensión de compresión del hormigón (f_y/f'_c). Los párrafos siguientes proporcionan medios sencillos de aproximar esta relación.

La curvatura normalizada de la sección transversal de una columna es definida de la siguiente manera:

$$\phi_{norm} = \frac{D}{C} = \frac{\phi_n D}{\epsilon_n} \quad \text{Ec. 3.10}$$

Donde ϕ_{nom} , es la curvatura nominal asociada a la deformación de compresión ϵ_n , y C es la profundidad del eje neutro como se muestra en la figura 3.9.

Una sección transversal rectangular típica de una columna bajo carga de flexión es mostrada en la Figura 3.9. En esta sección transversal, se asume que el acero se comportara elasto-plásticamente, y el bloque de tensión de Whitney se asume para modelar adecuadamente las tensiones del hormigón en compresión (ACI-318 2002). Imponiendo condiciones de equilibrio en la sección transversal, la curvatura normalizada para un esfuerzo dado de compresión, se puede aproximar con la siguiente ecuación:

$$\frac{\phi_n D}{\epsilon_n} = \frac{0.85 f'_c \beta_1 B D}{P + A_s f_s - A'_s f'_s} \quad \text{Ec. 3.11}$$

Donde f'_c , es la tensión de compresión del hormigón, β_1 es la constante de tensión de Whitney la cual varia de 0.65 a 0.85, dependiendo de la tensión de compresión del hormigón; A'_s y f'_s son el área y la tensión del acero en compresión respectivamente.

Las direcciones positiva para la carga axial y la tensión del acero son mostradas en la Figura 3.9.

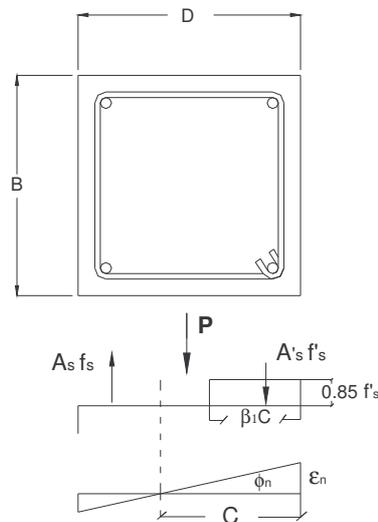


Figura 3.9: Sección transversal típica de una columna en flexión

La ecuación 3.11 simplifica la siguiente ecuación:

$$\frac{\phi_n D}{\epsilon_n} = \frac{0.85 \beta_1}{\frac{P}{A_g f'_c} + \eta \omega} \quad \text{Ec. 3.12}$$

Donde $A_g = BD$, $\omega = \rho_l \left(\frac{f_y}{f'_c} \right)$, y η esta en el rango de -1 a 1 dependiendo de la localización del eje neutro, η se puede aproximar por la siguiente expresión:

$$\eta = A_0 \omega^{A_1} \left(1 - \frac{P}{A_g f'_c} \right) \quad \text{Ec. 3.13}$$

Donde A_0 y A_1 son constantes igual a -0.0675 y -0.75 respectivamente para una deformación de compresión de 0.004. la ecuación 3.12 proporciona una conexión apropiada y sencilla entre la curvatura y la deformación de compresión.

Como lo mostrado en la Figura 3.8, la curvatura plástica es la diferencia entre la curvatura total y la curvatura de fluencia. Priestley et al. (1996) propuso que la curvatura de fluencia puede ser aproximada como una función de la profundidad de la columna y de la deformación de fluencia del refuerzo en tensión.

$$\phi_y = \lambda \frac{\epsilon_y}{D} \quad \text{Ec. 3.14}$$

Donde $\lambda = 2.14$ para columnas rectangulares.

Utilizando esta aproximación para la curvatura de fluencia, la definición de curvatura plástica $(\phi_n - \phi_y)$, y la ecuación 3.12 la curvatura plástica normalizada puede ser aproximada con la siguiente ecuación:

$$\frac{\phi_{pn} D}{\epsilon_n} = \frac{\phi_n D}{\epsilon_n} - \frac{\phi_y D}{\epsilon_n} = \frac{0.85\beta_1}{\frac{P}{A_g f'_c} + \eta\omega} - \lambda \frac{\epsilon_y}{\epsilon_n} \quad \text{Ec. 3.15}$$

Sustituyendo la ecuación 3.13 en la ecuación 3.15, combinando las constantes y simplificando se obtiene la siguiente ecuación:

$$\frac{\phi_{pm} D}{\epsilon_n} = \frac{C_0}{\frac{P}{A_g f'_c} + C_1 \omega^{C_2+1} \left(1 - \frac{P}{A_g f'_c}\right)} - \lambda \frac{\epsilon_y}{\epsilon_n} \quad \text{Ec. 3.16}$$

La ecuación 3.16 fue calibrada utilizando 288 columnas dominadas por flexión, de la base de datos UW-PEER. El coeficiente de variación de la razón de curvatura calculada (análisis momento-curvatura para una deformación de 0.004) a la curvatura pronosticada (Ec. 3.16) fue aminorado. C_0 , C_1 y C_2 fueron determinados como 0.43, 0.105 y 0.18 respectivamente. Esta forma de la ecuación aproximada de curvatura plástica normalizada presenta un coeficiente de variación del 16%.

La ecuación 3.16 puede ser simplificada considerando $\omega^{C_2+1} \left(1 - \frac{P}{A_g f_c}\right) = 1$ y desestimando el efecto de $\lambda \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_n}$.

$$\frac{\phi_{pm} D}{\varepsilon_n} = \frac{G_0}{1 + G_1 \frac{P}{A_g f_c}} = G_0 \left(1 + G_1 \frac{P}{A_g f_c}\right)^{-1} \quad \text{Ec. 3.17}$$

Esta ecuación también fue calibrada utilizando la base de datos aminorando el coeficiente de variación de la razón de la curvatura calculada (del análisis del momento-curvatura) a la curvatura predicha (Ec. 3.17) para las 288 columnas dominadas por flexión en la base de datos. G_0 y G_1 fueron determinados siendo 5,3 y 9,4, respectivamente. Esta forma de la ecuación estimó la curvatura plástica con un coeficiente de variación del 18%.

Al simplificar la Ecuación 3.16 a la ecuación 3.17 se obtuvo como resultado sólo un aumento leve en el coeficiente de variación. Por la simplicidad y porque los cálculos adicionales en la ecuación 3.16 no proporcionan un aumento significativo en la certeza, la ecuación 3.17 será utilizada para estimar la curvatura plástica normalizada.

La ecuación 3.17 puede ser utilizada para calcular la curvatura plástica como una función de la deformación máxima de compresión y la razón de carga axial. Asumiendo que la profundidad del eje neutro es independiente del nivel de deformación, esta ecuación se puede utilizar para expresar la curvatura plástica en el comienzo de un estado particular de daño como una función de la carga axial y de la deformación crítica de compresión, $\varepsilon_{daño}$.

$$\phi_{p_daño} = \phi_{daño} - \phi_y \cong C_0 \left(\frac{\epsilon_{daño}}{D} \right) \left(1 + C_1 \frac{P}{A_g f_c} \right)^{-1} \quad \text{Ec. 3.18}$$

c.- Rotación Plástica

La rotación plástica en una columna de hormigón armado para un estado de daño, $\theta_{p_daño}$ se puede representar con la siguiente ecuación:

$$\theta_{p_daño} = \phi_{p_daño} L_P = (\phi_{daño} - \phi_y) L_P \quad \text{Ec. 3.19}$$

Sustituyendo la expresión de longitud de la rótula plástica, la rotación plástica se puede expresar como:

$$\theta_{p_daño} = \phi_{p_daño} (\alpha L + \beta D + \xi f_y d_b) \quad \text{Ec. 3.20}$$

Remplazando la ecuación 3.17 en la ecuación 3.20, la rotación plástica se puede representar como:

$$\theta_{p_daño} = C_0 \frac{1}{D} (\epsilon_{daño}) \left(1 + C_1 \frac{P}{A_g f_c} \right)^{-1} (\alpha L + \beta D + \xi f_y d_b) \quad \text{Ec. 3.21}$$

Arreglando esta ecuación, la rotación plástica llega a ser:

$$\theta_{p_daño} = \frac{C_0}{\beta} (\epsilon_{daño}) \left(1 + C_1 \frac{P}{A_g f_c} \right)^{-1} \left(1 + \alpha \beta \frac{L}{D} + \xi \beta \frac{f_y d_b}{D} \right) \quad \text{Ec. 3.22}$$

Para una sección transversal dada de columna y la deformación crítica, la rotación plástica se espera que disminuya con un aumento en la carga axial. Opuestamente, la rotación plástica aumentará con un aumento en la proporción

$\frac{L}{D}$, y la normalización del diámetro de la barra multiplicado por la tensión de fluencia del acero, $\frac{d_b f_y}{D}$.

3.2.5 Modos de Falla de las Columnas

Las columnas presentaron tres tipos de daño, los cuales corresponden al pandeo del refuerzo de acero longitudinal, caída del recubrimiento de hormigón y la pérdida del 20% de la resistencia a flexión. Se focalizara el estudio en la falla por perdida del 20% de la resistencia a flexión, debido a que es la única posible de detectar a través de los registros carga desplazamiento. Los desplazamientos de falla pueden ser obtenidos según lo descrito en la sección 3.2.4.

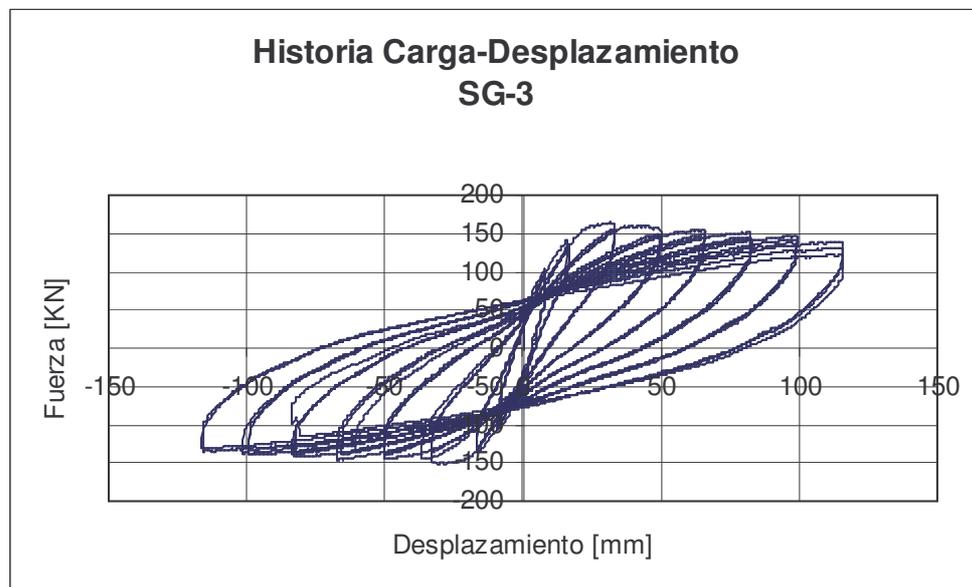


Figura 3.10: Gráfico Carga-Desplazamiento

A continuación se presenta el modo de falla para cada uno de los ensayos.

Tabla 3.3 Desplazamientos teóricos de las Columnas						
N°	Nombre del Ensayo	D_y	$D_{20\%}$	$\epsilon_{20\%}$	$\theta_{p_{20\%}}$	Tipo de falla
1	SO1	20.78	51.10	0.015	0.036	20% pérdida resistencia
2	SO2	13.08	89.90	0.036	0.092	20% pérdida resistencia
3	W1	23.58	122.10	0.027	0.046	Pandeo y 20% pérdida resistencia
4	W2	22.03	102.26	0.027	0.037	Pandeo y 20% pérdida resistencia
5	W3	27.31	160.79	0.036	0.062	20% pérdida resistencia
6	W4	26.84	129.78	0.034	0.048	Pandeo y 20% pérdida resistencia
7	SG1	10.00	41.01	0.013	0.021	20% pérdida resistencia
8	SG2	9.63	66.52	0.020	0.038	20% pérdida resistencia
9	SG3	15.42	116.02	0.024	0.068	20% pérdida resistencia
10	SG4	11.01	50.50	0.016	0.027	20% pérdida resistencia
11	SG5	13.76	100.03	0.027	0.058	20% pérdida resistencia
12	SG6	11.31	100.03	0.021	0.062	20% pérdida resistencia
13	SG7	11.97	100.03	0.033	0.059	20% pérdida resistencia
14	SG8	20.65	118.00	0.028	0.066	20% pérdida resistencia
15	SG9	12.41	116.00	0.045	0.069	20% pérdida resistencia
16	SG10	13.60	99.51	0.032	0.057	20% pérdida resistencia
17	MW1-1	14.95	88.39	0.024	0.059	20% pérdida resistencia
18	MW1-2	14.80	96.57	0.029	0.066	20% pérdida resistencia
19	MW1-3	14.87	88.10	0.028	0.059	20% pérdida resistencia
20	MW2-1	16.71	98.02	0.026	0.066	20% pérdida resistencia

Tabla 3.3 Desplazamientos teóricos de las Columnas (Continuación)						
N°	Nombre del Ensayo	D_y	$D_{20\%}$	$\epsilon_{20\%}$	$\theta_{p-20\%}$	Tipo de falla
21	MW2-2	15.63	94.86	0.028	0.064	20% pérdida resistencia
22	MW2-3	13.46	77.02	0.024	0.051	20% pérdida resistencia
23	MW3-1	17.91	93.81	0.024	0.061	20% pérdida resistencia
24	MW3-2	17.92	104.49	0.031	0.070	20% pérdida resistencia
25	MW3-3	15.43	99.02	0.032	0.067	20% pérdida resistencia

En las tablas anteriores (Tabla 3.3a. y Tabla 3.3b.) se utilizó la siguiente nomenclatura:

D_y : Desplazamiento de fluencia al tope de la columna.

D_{pb} : Desplazamiento máximo, falla por pandeo del refuerzo longitudinal.

ϵ_{pb} : Deformación unitaria del hormigón en la falla por pandeo.

θ_{p-pb} : Rotación plástica en la falla por pandeo del refuerzo longitudinal.

$D_{20\%}$: Desplazamiento máximo, falla por pérdida del 20% de resistencia a flexión.

$\epsilon_{20\%}$: Deformación unitaria del hormigón en la falla por pérdida del 20% de resistencia a flexión.

$\theta_{p-20\%}$: Rotación plástica en la falla por pérdida del 20% de resistencia a flexión.

3.2.6 Historias Carga – Desplazamiento

En el anexo 1 se muestran las historias completas de los datos, en términos de los ciclos fuerza – desplazamiento al tope de cada columna.

Los ciclos más cerrados muestran la influencia de la carga axial. Los ciclos más abiertos muestran la influencia del confinamiento trasversal, presentando un comportamiento dominado por flexión, y por lo tanto una respuesta más estable.

3.2.7 Resultados de Ensayos

Se ha podido observar que la degradación de la resistencia con los ciclos aumenta considerablemente con el valor de la fuerza axial, especialmente cuando la capacidad axial se aproxima al valor de carga balanceada equivalente a 0.4 los lazos de histéresis se estrechan reflejando un comportamiento más frágil, mostrando una baja capacidad de disipación de energía.

El efecto de la carga axial, hace que el comportamiento cíclico de las columnas sea diferente al de otros elementos estructurales como las vigas, debido a que la carga axial ayuda a cerrar las grietas, evitando de esta manera que se presente el efecto de estrechamiento del núcleo de hormigón.

En cada ciclo reversible, experimenta un deterioro de la resistencia, debido a las fisuras que se van produciendo en el hormigón y al deterioro de la adherencia a lo largo de las barras de refuerzo.

4 EVALUACIÓN DE ÍNDICES DE DAÑO

4.1 General

Según lo explicado en el capítulo 2, los Índices de Daño, son funciones que pretenden evaluar el daño estructural, cuantificándolo en forma objetiva mediante una combinación de ciertos parámetros de la respuesta mensurables. Es característico de los Índices de Daño asignar el valor 0 a la situación sin daño y el valor 1 para estado falla o colapso.

Para modelar la acumulación del daño que ocurre cuando una estructura se ve afectada por una carga cíclica, generalmente se utiliza una formulación de fatiga de ciclos, en la cual el daño se considera como una función de la deformación plástica acumulada o incorporando un término relacionado con la energía histerética disipada.

En este Capítulo se abordan los siguientes tópicos:

- Análisis de los datos disponibles.
- Evaluación de daño utilizando el índice de daño de Park & Ang.
- Discusión sobre los resultados obtenidos.

4.2 Análisis de los Datos

En el capítulo anterior se presentaron los resultados de los ensayos seleccionados, correspondientes a 25 columnas de hormigón armado de sección transversal rectangular. En ninguno de estos casos se cuentan con ensayos monotónicos que permitan determinar de forma experimental el desplazamiento monotónico último, por lo que se ha hecho necesario calcularlo en forma teórica. El desplazamiento monotónico teórico se calculó según la siguiente expresión:

$$u_{Mon} = \mu \cdot u_y \quad \text{Ec. 4.1}$$

Donde:

μ : Coeficiente de ductilidad

u_y : Deformación de fluencia

El coeficiente de ductilidad se puede calcular a partir de la ecuación propuesta por Park & Ang [Park & Ang, 1985].

$$\mu = \left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_0} \right)^{0.218 \cdot \rho_w - 2.15} \cdot e^{0.654 \cdot \rho_w + 0.38} > 1 \quad \text{Ec. 4.2}$$

Donde:

ε_p : Deformación unitaria del hormigón, al comienzo de la fluencia del acero del refuerzo en tracción.

ε_0 : Deformación unitaria del hormigón en compresión, para máxima tensión.

ρ_w : Cuantía de refuerzo de confinamiento (%) < 2%.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 4.1. Desplazamientos en el Punto de Falla Cíclicos y Monotónicos		
Columna	$u_{m\acute{a}x}$ [mm]	u_{Mon} [mm]
SO1	51.10	275
SO2	89.90	249
W1	122.10	212.6
W2	102.26	94.95
W3	160.79	279.9
W4	129.78	129.66
SG1	41.01	20.87
SG2	66.52	39.9
SG3	116.02	182.46
SG4	50.50	24.75
SG5	100.03	79.06
SG6	100.03	62.39
SG7	100.03	25.61
SG8	118.00	123.15
SG9	116.00	27.92
SG10	99.51	81.49
MW1-1	88.39	142.15
MW1-2	96.57	119.78
MW1-3	88.10	91.22
MW2-1	98.02	156.86
MW2-2	94.86	122.27
MW2-3	77.02	82.21
MW3-1	93.81	172.25
MW3-2	104.49	137.53
MW3-3	99.02	91.48

En la tabla 4.1 se utilizó la siguiente nomenclatura:

$u_{m\acute{a}x}$: Desplazamiento de falla Cíclico. Reportado.

u_{Mon} : Desplazamiento de falla Monotónico. Teórico.

Tal como se observa en la tabla 4.1, existen algunas discrepancias en lo que respecta al valor de la relación entre el desplazamiento máximo de falla reportado y el desplazamiento monotónico calculado teóricamente. Se debería esperar que el desplazamiento monotónico último siempre fuera mayor o a lo sumo igual al desplazamiento máximo alcanzado en un ensayo cíclico.

Sólo en 11 de los 25 ensayos, el desplazamiento monotónico presenta una respuesta según lo esperado, esto es, el valor del desplazamiento monotónico es mayor al desplazamiento de falla reportado en los ensayos de carga reversible. Esto podría estar asociado al efecto de la carga axial aplicada, pues es posible observar que para una fuerza axial normalizada (n_0) inferior o igual a 0.2 la respuesta monotónica teórica alcanza los valores esperados.

Esto se podría explicar debido a que para una carga axial muy alta el hormigón en compresión alcanza deformaciones unitarias mayores a 0.0035, lo cual genera la pérdida del recubriendo del refuerzo longitudinal y la fluencia del acero en compresión, mientras que el acero en tracción no logra llegar a la fluencia. Todo lo anterior hace que no sea adecuado considerar estos ensayos en nuestro análisis, pues los valores obtenidos para el desplazamiento monotónico son anómalos y no permiten normalizar de forma adecuada las expresiones propuestas.

4.3 Evaluación del Índice de Daño

4.3.1 Generalidades

Conocidos los desplazamientos y el punto de falla de las columnas, se evalúa el índice de daño de Park & Ang, con los siguientes objetivos:

- Obtener valores teórico del índice de daño de Park & Ang en el punto de falla.
- Obtener en forma experimental el valor del parámetro β a partir del punto de falla reportado.
- Comparar el punto de falla obtenido experimentalmente con el que entregan de manera teórica los índices de daño.

4.3.2 Índice de Park & Ang

4.3.2.1 Formulación del Índice

Como se mencionó anteriormente, el índice de Park & Ang corresponde a uno de los más conocidos y utilizados. Este modelo combina linealmente el daño debido a la máxima incursión inelástica y el daño debido a la historia de deformaciones, su evaluación resulta relativamente sencilla.

Este índice emplea como parámetros de daño la energía de histéresis disipada y el desplazamiento máximo alcanzado por la estructura.

La expresión del índice como se explicó en el capítulo 2 es:

$$D_{P\&A} = \frac{u_{Max}}{u_{Mon}} + \beta \cdot \frac{\int dE}{F_y \cdot u_{Mon}} \quad \text{Ec. 4.3.}$$

- $u_{Máx}$: Deformación máxima alcanzada bajo cargas cíclicas.
 u_{Mon} : Deformación última medida en un test de carga monotónica.
 F_Y : Carga de fluencia.
 $\int dE$: Energía disipada en los ciclos de histéresis
 β : Parámetro no negativo.

El parámetro β es independiente de la historia de carga, representa el efecto de las cargas cíclicas en el daño estructural. Éste, puede ser definido como una función del corte, de la fuerza axial en la sección, de la cuantía de acero longitudinal y de la cuantía de acero de confinamiento.

La formulación analítica para el parámetro β , fue obtenida de resultados de 261 ensayos cíclicos de vigas y columnas. Para cada uno de estos ensayos se trazó la deformación sobre la curva de carga – deformación para el punto de falla, luego para este punto, $D=1.0$, se evaluó el valor de β .

De esta forma se obtuvo la siguiente ecuación:

$$\beta = 0.7^{\rho_w} \left(-0.447 + 0.073 \cdot \frac{l}{d} + 0.24n_0 + 0.314\rho_t \right) \quad \text{Ec. 4.4.}$$

Donde:

l/d : Largo del elemento dividido por la distancia entre el borde superior de la sección transversal y el eje del refuerzo longitudinal traccionado (reemplazar por 1.7 si $l/d < 1.7$).

n_0 : Fuerza axial normalizada (reemplazar por 0.2 si $n_0 < 0.2$). El cual se define como: $P/(H * D * f'_c)$, donde P es la carga axial aplicada H y D son el largo y ancho respectivamente de la sección transversal de la columna.

ρ_t : Cuantía de refuerzo longitudinal como porcentaje (reemplazar por 0.75% si $\rho_t < 0.75\%$).

ρ_w : Cuantía de refuerzo de confinamiento.

Experimentalmente se ha determinado que el valor de β oscila generalmente entre -0.3 y 1.2, teniendo un valor promedio de 0.15.

Se debe recordar que este índice presenta algunas falencias. En primer lugar, sobreestima el daño en el rango elástico donde debería tener un valor cero, pues las deformaciones no han superado la capacidad elástica de la estructura y no existe daño acumulado atribuible a ciclos ($E_H = 0$). La segunda observación se refiere al caso de respuesta monotónica, pues al alcanzar la deformación u_{Mon} el índice debería tener el valor 1, pero en la práctica supera este límite.

Este índice requiere como referencia los resultados de un ensayo monotónico. En este caso se utilizó el desplazamiento teórico descrito anteriormente.

En lo que sigue se considerarán solamente los ensayos que cumplen con lo establecido en el punto 4.2 ($u_{Mon} > u_{Max}$)

4.3.2.2 Evaluación de β mediante la fórmula de Park y Ang.

Conocidas las propiedades de las columnas, es posible calcular el parámetro β utilizando la fórmula propuesta por Park y Ang.

Las columnas fueron diferenciadas en cuatro grupos según el investigador que desarrolló los ensayos. Todas las columnas pertenecientes a un mismo investigador son de igual geometría, con diferencias en el refuerzo transversal, en la resistencia del hormigón y la carga axial aplicada.

Los valores teóricos calculados de β según la Ec. 4.4 para cada una de las columnas que cumplen con el desplazamiento monotónico esperado aparecen en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 - Valores calculados de β según Ec. 4.4						
Columna	l [cm]	d [cm]	n_0	ρ_t %	ρ_w %	$\beta_{\text{Teórico}}$
SO-1	100.0	30.5	0.15	3.21	1.69	0.464
SO-2	100.0	30.5	0.15	3.21	2.54	0.343
W1	233.5	56.6	0.09	2.22	0.37	0.525
W3	233.5	56.6	0.24	2.22	0.48	0.505
SG-3	164.5	30.6	0.20	1.95	2.00	0.300
SG-8	164.5	30.6	0.23	2.93	1.26	0.580
MW1-1	140.0	35.0	0.11	2.14	1.50	0.330
MW1-2	140.0	35.0	0.16	2.14	1.50	0.330
MW2-1	140.0	35.0	0.11	2.14	1.44	0.340
MW2-2	140.0	35.0	0.15	2.14	1.44	0.340
MW2-3	140.0	35.0	0.20	2.14	1.44	0.340

El esfuerzo axial normalizado n_0 que se usó en la evaluación del parámetro β es 0.2 para las columnas cuyo n_0 es menor a éste valor, y el valor efectivo si éste es igual o superior a 0.2.

Los valores obtenidos de $\beta_{\text{Teórico}}$, son superiores a los esperados, Park & Ang proponen que el valor promedio es cercano a 0.15.

4.3.3 Parámetro de Energía

La energía disipada en los ciclos de histéresis es una variable frecuentemente utilizada para evaluar el daño debido cargas cíclicas.

4.3.3.1 Evaluación de la Energía de Histéresis

La energía de histéresis disipada durante los ciclos de carga se evalúa integrando numéricamente las curvas de los registros carga-desplazamiento de los ensayos. El inconveniente que existe en este procedimiento radica en que los ciclos, en general, no son cerrados y la evaluación de la energía de histéresis disipada a un cierto nivel de desplazamiento no es directa, requiriéndose establecer criterios de evaluación a fin de obtener un valor representativo.

El criterio utilizado consiste en evaluar las áreas que quedan encerradas entre la mitad de un ciclo y el eje de ordenadas. La energía evaluada corresponde entonces a la que se disipa bajo un desplazamiento de igual signo. Luego la energía disipada hasta determinado nivel de desplazamientos corresponde a la suma de todos los medios ciclos anteriores incluyendo al medio ciclo en que se produce el desplazamiento.

Para obtener un valor más representativo de la energía se realizó una modificación a lo anterior, el cual sobrestima la energía, pues se considera la energía de un ciclo que aún no se completa. En este último procedimiento sólo se considera la sumatoria de las energías disipadas hasta el medio ciclo inmediatamente anterior al nivel de desplazamiento de interés, vale decir, hasta su último cruce por el eje de ordenadas [Leiva & Oyarzo, 2003.].

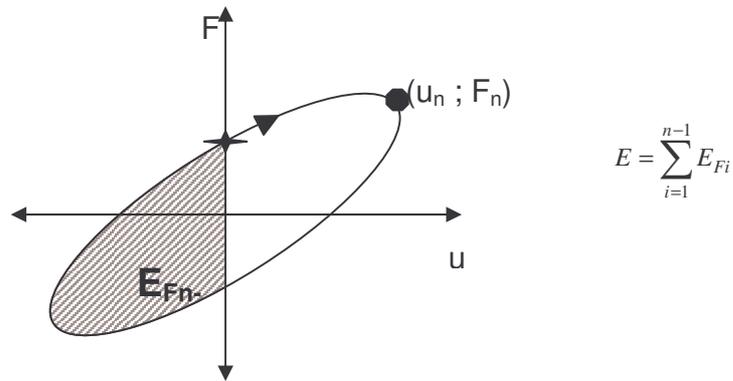


Figura 4.1. Criterio de evaluación de la energía de histéresis disipada

En la siguiente tabla se presentan los valores de la energía de histéresis normalizada, para la falla reportada y la falla teórica con $ID_{P\&A} = 1$ con el $\beta_{Teórico}$.

Tabla 4.3. – Energía de Histéresis Normalizada		
Columnas	Falla Reportada	Falla Teórica $ID_{P\&A} = 1$
	$E_{H. Normalizada.}$	$E_{H. Normalizada.}$
SO-1	0.60	0.60
SO-2	3.30	2.11
W1	4.96	1.34
W3	5.75	1.34
SG-3	9.24	2.34
SG-8	15.41	1.43
MW1-1	8.60	2.02
MW1-2	15.93	2.19
MW2-1	12.31	2.16
MW2-2	14.64	1.89
MW2-3	9.90	1.52

4.3.4 Determinación experimental de β

Conocido el punto de falla reportado por los investigadores, es posible determinar el valor de β , tal que el índice adopte el valor uno en dicho punto. Para esto, basta con evaluar los valores de desplazamiento y energía de histéresis disipada al momento en que se determinó la falla experimental. Este análisis se realizó para cada una de las columnas, considerando su comportamiento global en ambos sentidos como un sólo conjunto.

En la tabla 4.4 se muestran los valores experimentales que adopta el parámetro β para cada columna.

<i>Tabla 4. 4 - Valores calculados experimentalmente de β</i>		
Columna	ρ_w	β_{Exp}
SG-1	0.0169	1.3000
SG-2	0.0254	0.1940
W1	0.0037	0.0857
W3	0.0480	0.0739
SG-3	0.0200	0.0394
SG-8	0.0126	0.0037
MW1-1	0.0150	0.0439
MW1-2	0.0150	0.0121
MW2-1	0.0144	0.0304
MW2-2	0.0144	0.0146
MW2-3	0.0144	0.0090

Se puede apreciar en la tabla que la mayor diferencia se manifiesta en el ensayo SG1. Esto se puede atribuir a una anomalía en el registro carga desplazamiento, debido a que la pérdida del 20% de la resistencia a flexión se alcanza en un número de ciclos correspondientes a la mitad de los que fue sometida la columna SO2 hasta alcanzar el colapso, siendo ambos elementos de un mismo investigador y con características similares. Por lo tanto éste ensayo se deja fuera del análisis debido a que el registro carga-desplazamiento, no permite evaluar el colapso en forma teórica, lo cual no se condice con el resto de los ensayos.

Ahora bien, es posible repetir este análisis considerando los resultados obtenidos para β calculados según la ecuación propuesta por Park & Ang (Ec.4.4), pero considerando el valor efectivo de n_0 . A este parámetro se le ha llamado $\beta_{\text{Teórico 2}}$. Sin embargo, se puede observar en la Tabla 4.5 que el valor de β disminuye levemente, sin que el cambio sea significativo.

Tabla 4.5.- $\beta_{\text{Teórico 2}}$ calculado con carga axial efectiva

Columnas	n_0 Efectivo	$\beta_{\text{Teórico}}$	$\beta_{\text{Teórico 2}}$
SO-2	0.150	0.343	0.337
W-1	0.090	0.525	0.502
W-3	0.240	0.505	0.482
SG-3	0.200	0.300	0.300
SG-8	0.230	0.580	0.580
MW1-1	0.110	0.330	0.318
MW1-2	0.160	0.330	0.325
MW2-1	0.110	0.340	0.322
MW2-2	0.150	0.340	0.330
MW2-3	0.200	0.340	0.338

En la Fig. 4.2 se ha graficado los valores teóricos y experimentales de β para cada uno de las columnas.

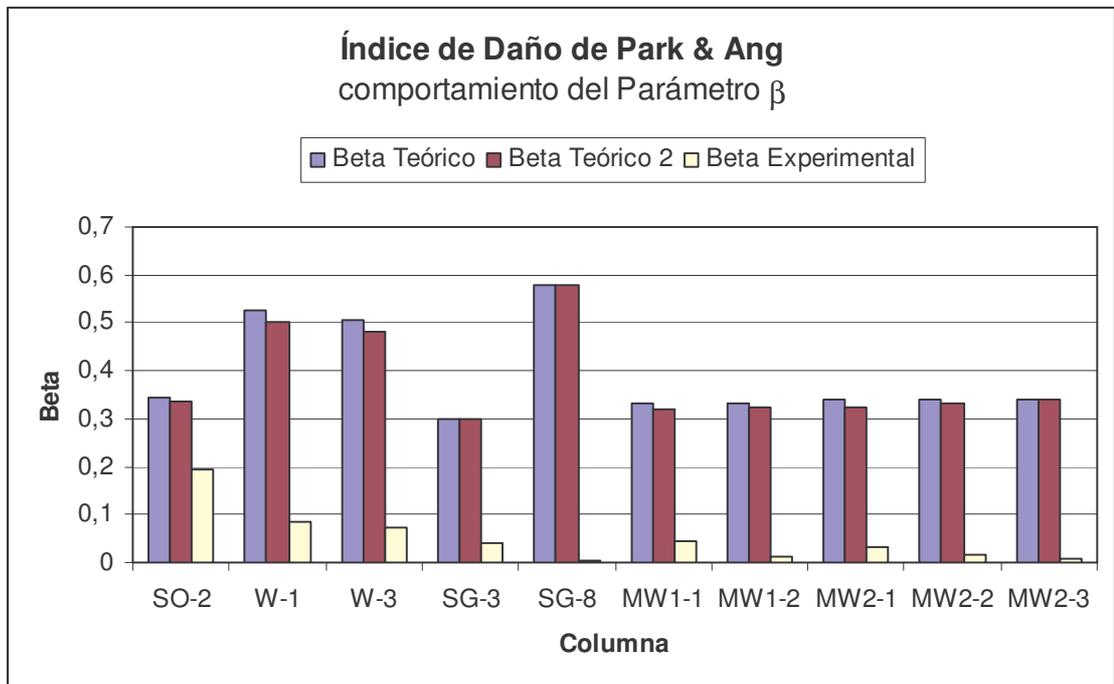


Figura 4.2. Parámetro β de Park & Ang

4.4 Análisis de Resultados

En los resultados de los ensayos de las columnas se puede ver que el valor de $\beta_{Exp.}$ oscila entre 0.009 y 0.194. En base a esto se aprecia que no es posible hablar de un β único para todas las columnas.

El valor del $\beta_{Teórico}$ es muy alto en relación al valor promedio que propone Park & Ang, lo cual otorga mayor importancia al daño acumulativo producido por ciclos y

una menor ponderación para el efecto relativo a los desplazamientos. Lo mismo ocurre con $\beta_{\text{Teórico } 2}$. El β calculado de manera experimental es pequeño en comparación con el reportado, lo cual genera una inconsistencia en la ponderación de los parámetros que determinan el daño de la columna.

La energía de histéresis normalizada calculada para la condición de falla reportada, es muy superior a la obtenida de manera teórica para la condición $ID_{P\&A} = 1$, lo cual se contradice con el alto valor de β calculado de manera teórica.

En las siguientes figuras se muestra la relación que existe entre el parámetro β y los parámetros que lo conforman, según lo descrito en el punto 4.3.2. Los gráficos se obtuvieron fijando un parámetro como patrón de comparación, para lo cual se agruparon los valores más cercanos del patrón de comparación, como se muestra en la figura 4.3.

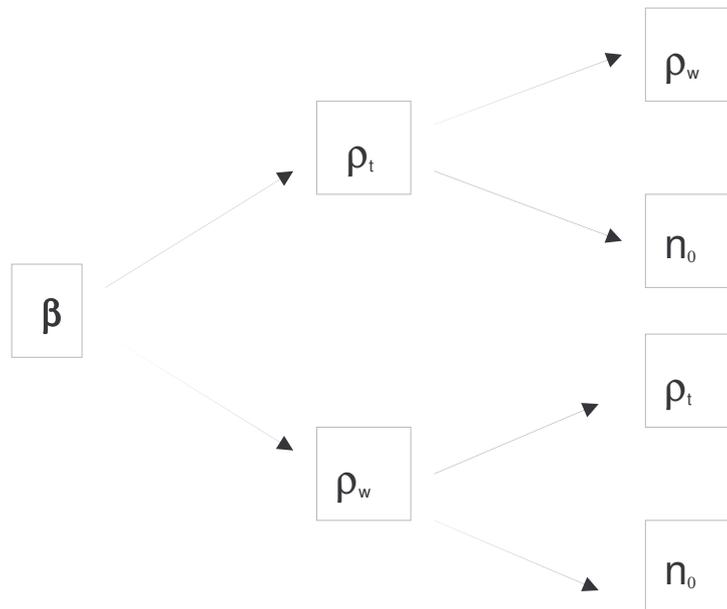


Figura 4.3. Esquema para el análisis del Parámetro β de Park & Ang

Tabla 4.6. - Parámetros que determinan el valor de $\beta_{Teórico}$ de Park & Ang					
Columnas	$\beta_{Teórico}$	β_{Exp}	$\rho_{\omega} \%$	$\rho_{\tau} \%$	n_0 Efectivo
SO-2	0,343	0.1940	2,54	3,21	0,153
W-1	0,525	0.0857	0,37	2,22	0,097
W-3	0,505	0.0739	0,48	2,22	0,090
SG-3	0,300	0.0394	2,00	1,95	0,200
SG-8	0,580	0.0037	1,26	2,93	0,230
MW1-1	0,330	0.0439	1,50	2,14	0,110
MW1-2	0,330	0.0121	1,50	2,14	0,160
MW2-1	0,340	0.0304	1,44	2,14	0,110
MW2-2	0,340	0.0146	1,44	2,14	0,150
MW2-3	0,340	0.0090	1,44	2,14	0,200

En las figuras: 4.4. y 4.5., se tomó como patrón de comparación la cuantía longitudinal ρ_i , pudiéndose observar la influencia de los otros parámetros en el valor de β .

Para cada caso, se obtuvo una relación lineal, la cual asocia el $\beta_{Teórico}$ con los parámetros que lo conforman. Se determinó el coeficiente de correlación muestral (R^2), que es un indicador de la dispersión de los datos respecto al ajuste lineal propuesto, un valor cercano a 1 indica una buena correlación de los datos y baja dispersión de estos, los valores más cercanos a 0 indican una correlación deficiente y mayor dispersión.

- Primer grupo con ρ_i en el intervalo 2.14-2.22.

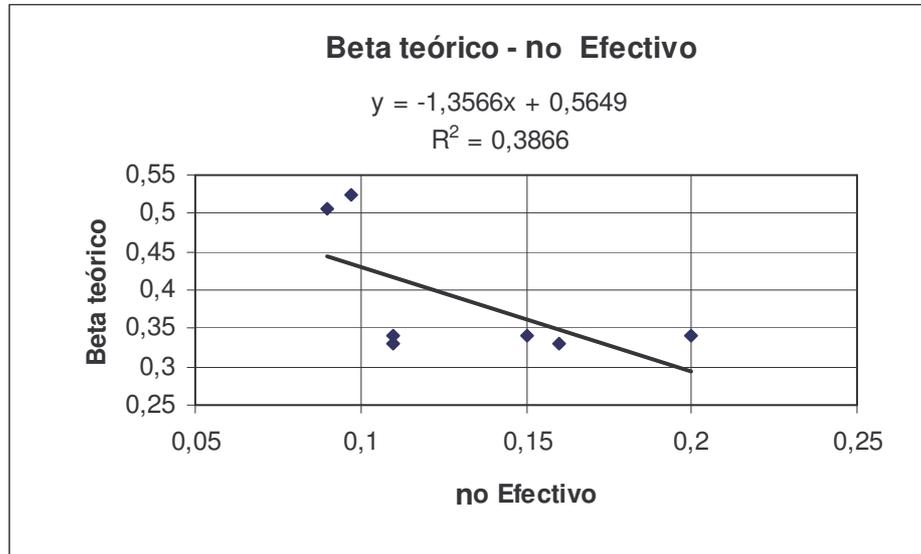


Figura 4.4. $\beta_{Teorico} - n_0 Efectivo$

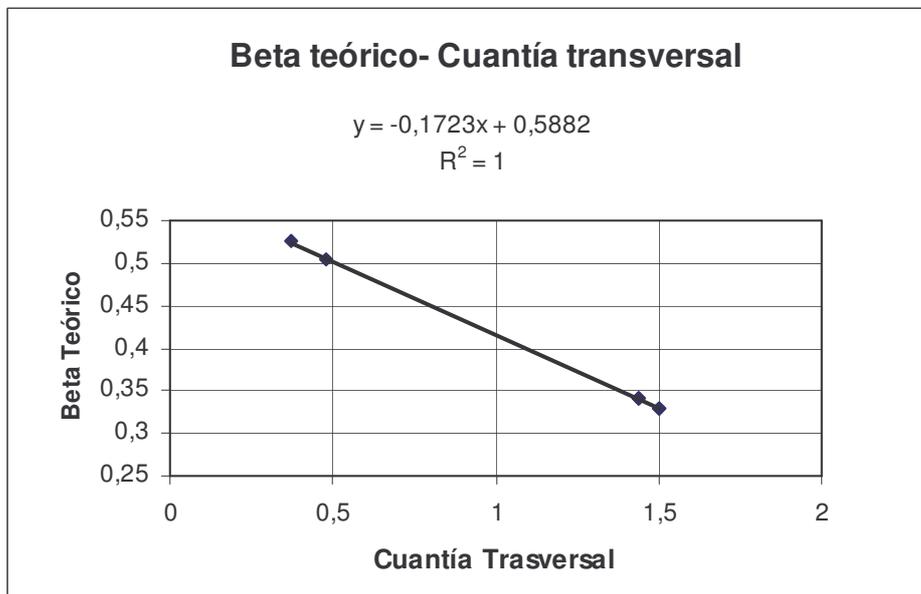


Figura 4.5. $\beta_{Teorico} - \rho_w$

- El segundo grupo con ρ_i en el intervalo 3.21-2.93, no se consideró puesto que esta compuesto solo por dos puntos.

Se puede observar que la cuantía transversal (ρ_w) presenta una muy buena correlación lineal, ratificando la dependencia lineal de $\beta_{Teorico}$ de estos parámetros. En el caso de la fuerza axial normalizada efectiva (n_0), su relación lineal no es tan buena, esto se debe a que todos los ensayos seleccionados tienen un n_0 , igual o inferior a 0.2, por lo cual se empleo el valor 0.2 según lo descrito en el punto 4.4, no representando el parámetro $\beta_{Teorico}$, la real incidencia de la carga axial, en este caso la sobre estima.

En las figuras: 4.6. y 4.7. se tomó como patrón de comparación la cuantía transversal ρ_w , pudiendo observar la influencia de los otros parámetros en el valor de β .

- El primer grupo con la cuantía transversal ρ_w en el intervalo 0.37-0.48 no fue considerado en el análisis, debido a que contenía datos de solo dos columnas, las cuales no fueron incorporadas en el segundo grupo, ya que afectaban la correlación de los parámetros.

- Segundo grupo con la cuantía transversal ρ_w en el intervalo 1.26-1.5.

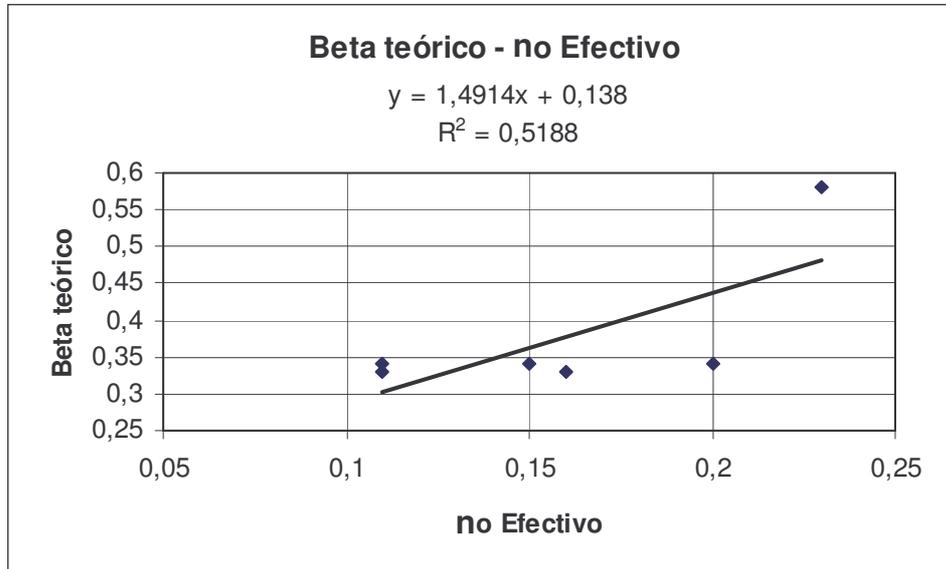


Figura 4.6. $\beta_{Teórico} - \eta_{0 Efectivo}$

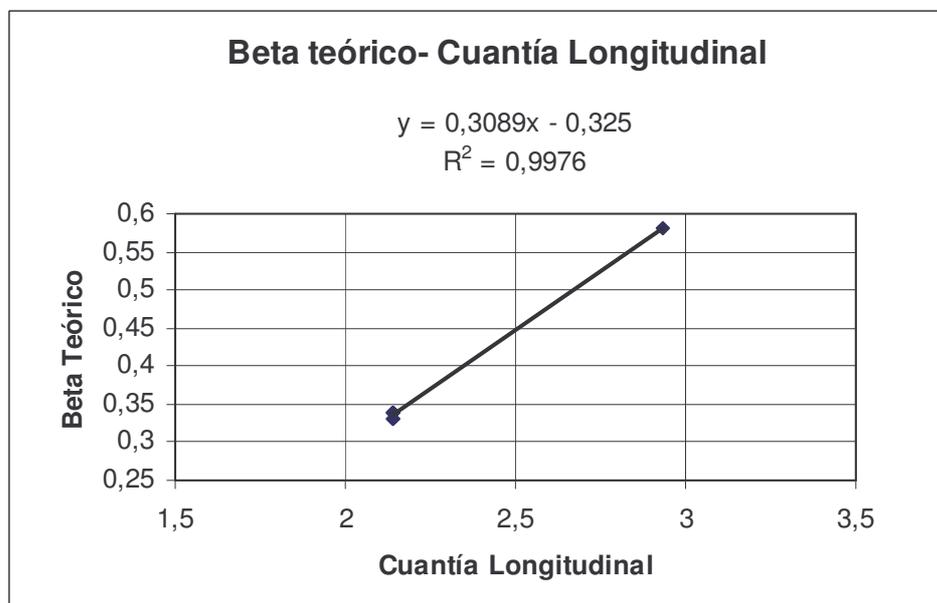


Figura 4.7. $\beta_{Teórico} - \rho_t$

- El tercer grupo con la cuantía transversal ρ_w en el intervalo 2-2.54, no se fueron considerados en el análisis, debido a que contenía datos de sólo dos columnas, las cuales no fueron incorporadas en el segundo grupo, ya que afectaban la correlación de los parámetros.

En el caso de la fuerza axial normalizada efectiva (n_0), su relación lineal no es tan buena. esto se debe a que todos los ensayos seleccionados tienen un n_0 diferente para cada columna, cuyo valor es igual o inferior a 0.2, por lo cual se empleo el valor 0.2 según lo descrito en el punto 4.3, no representando el parámetro $\beta_{Teorico}$, la real incidencia de la carga axial, en este caso la sobre estima.

Se analizó la relación que existe entre el beta experimental ($\beta_{Experimental}$) y los parámetros que lo forman, en las figuras: 4.8. y 4.9., se tomó como patrón de comparación la cuantía longitudinal ρ_t , pudiéndose observar la influencia de los otros parámetros en el valor de β .

- Grupo con ρ_i en el intervalo 2.14-2.22.

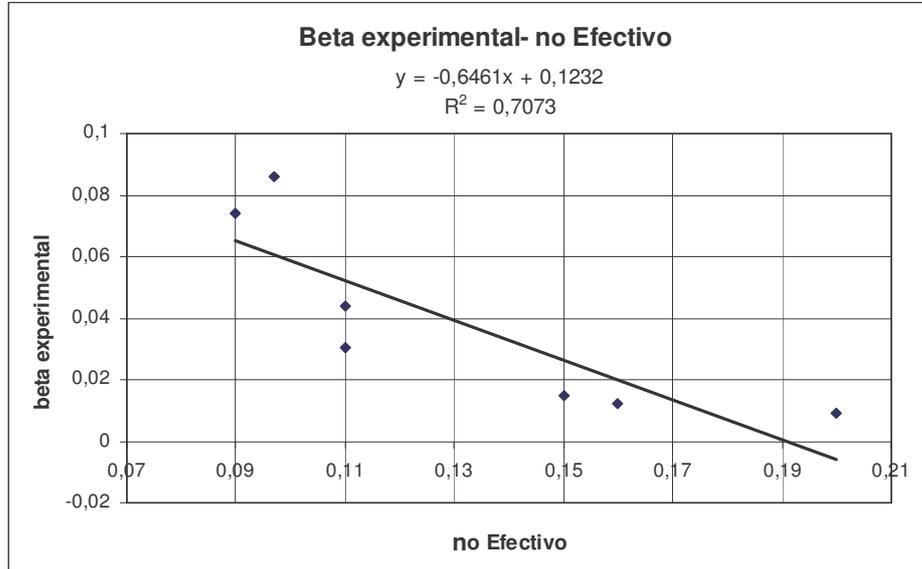


Figura 4.8. $\beta_{Experimental} - n_{0 Efectivo}$

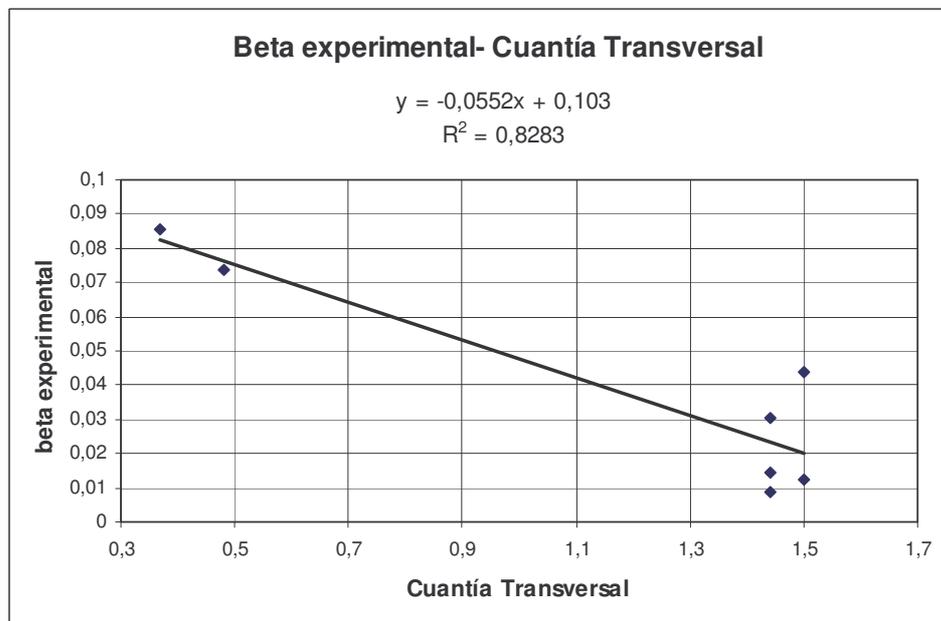


Figura 4.9. $\beta_{Experimental} - \rho_W$

Se puede observar que tanto la cuantía transversal (ρ_w), la carga axial normalizada efectiva (n_0), presentan una muy buena correlación lineal, ratificando la tendencia y dependencia lineal de $\beta_{Teórico}$ de estos parámetros.

En las figuras: 4.10.y 4.11. Se tomó como patrón de comparación la cuantía transversal ρ_w , pudiendo observar la influencia de los otros parámetros en el valor de β .

- Segundo grupo con la cuantía transversal ρ_w en el intervalo 1.26-1.5.

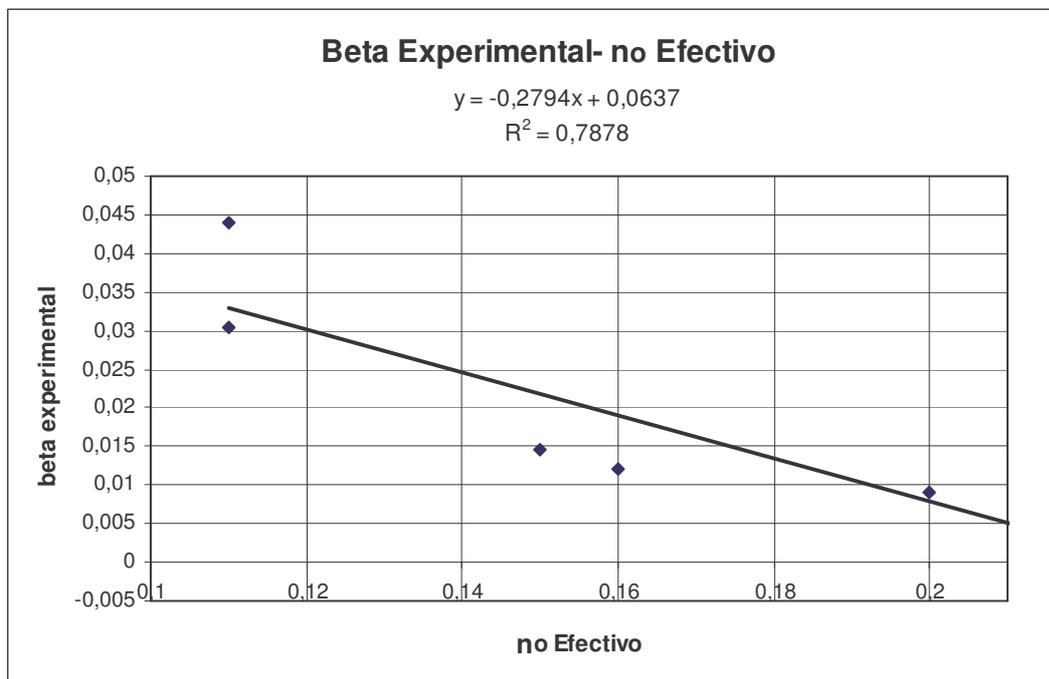


Figura 4.10. $\beta_{Experimental} - n_0 Efectivo$

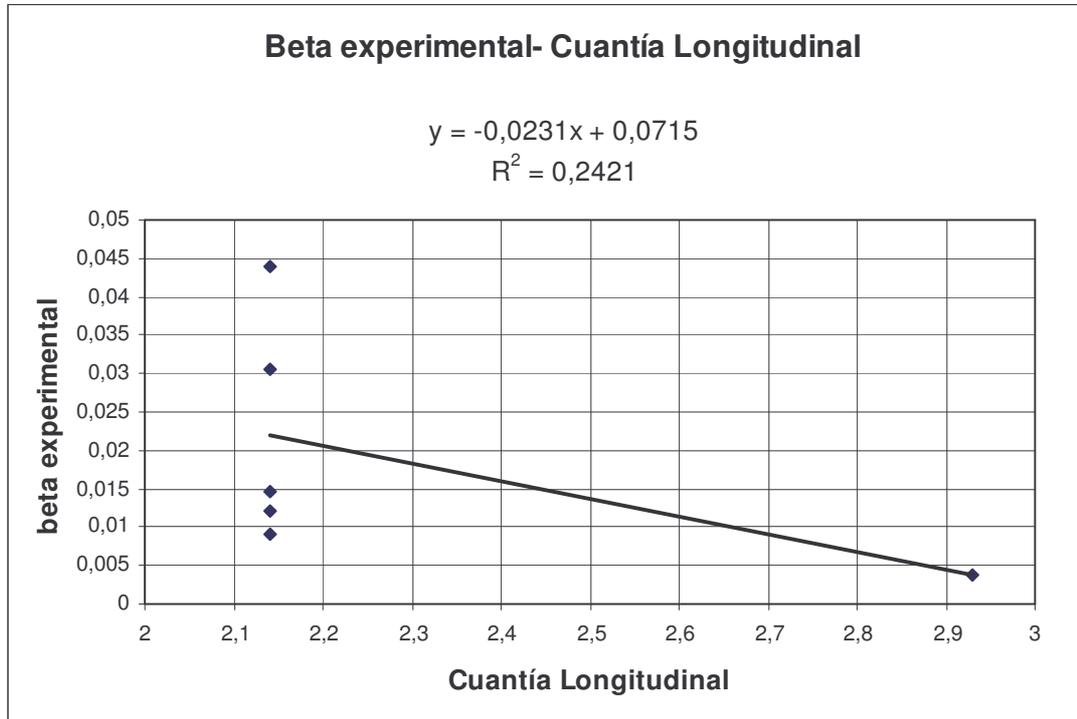


Figura 4.11. $\beta_{Experimental} - \rho_t$

Se puede observar que la carga axial normalizada efectiva (n_0), presenta una muy buena correlación lineal, ratificando la tendencia y dependencia lineal de $\beta_{Teórico}$, no así en el caso de la cuantía longitudinal, donde la correlación no es buena y la tendencia lineal presenta pendiente positiva, opuesta a la que presenta con el $\beta_{Teórico}$. Sin embargo este resultado no es del todo representativo debido a la distribución de los valores del parámetro, que en realidad no permiten ajustar una curva adecuada, pues se concentran en un sólo valor existiendo un único punto que escapa a esta condición.

4.4.1 Resultados del Análisis Teórico y Experimental

En la tabla 4.7 se presenta un resumen de los resultados obtenidos. En ella se indica la falla teórica, es decir el punto de colapso definido por la condición $ID_{P\&A} = 1$, con el $\beta_{Teórico}$ calculado con la ecuación 4.4, señalándose el ciclo de carga correspondiente. Se indica además la falla experimental, la cual corresponde a la pérdida del 20% de la resistencia a flexión, con el correspondiente $\beta_{Experimental}$ que permite que la ecuación 4.3 adopte el valor 1, además se evaluó para un valor 1.25 y 1.5.

Tabla 4.7.- Índice de Park & Ang. Resultados del Análisis Teórico y Experimental								
Columna	Falla Teórica			Falla Experimental				
	Ciclo	μ_{ac}	$\beta_{Teórico}$	$ID=1$			$ID=1.25$	$ID=1.50$
				Ciclo	μ_{ac}	$\beta_{ID=1.00}$	$\beta_{ID=1.25}$	$\beta_{ID=1.50}$
SG-2	12	55.405	0.343	15	85.01	0.194	0,269	0,345
W1	7	20.7	0.525	10	51.76	0.0857	0.136	0.186
W3	7	20.11	0.505	11	63.71	0.0739	0.117	0.160
SG-3	13	47.55	0.3	22	150.38	0.0394	0.066	0.09
SG-8	10	14.60	0.58	24	130.54	0.0037	0.02	0.036
MW1-1	16	45.11	0.33	25	117.51	0.0439*	0.73	0.103
MW1-2	17	43.34	0.33	31	179.94	0.0121	0.028	0.043
MW2-1	19	54.43	0.34	32	175.48	0.0304	0.05	0.071
MW2-2	17	43.98	0.34	31	173.49	0.0146	0.031	0.048
MW2-3	18	41.65	0.34	28	132.2	0.009	0.034	0.059

En la figura 4.12. Se ha graficado los valores teóricos y experimentales de β para cada una de las columnas, considerando ID=1, ID=1.25, ID=1.5.

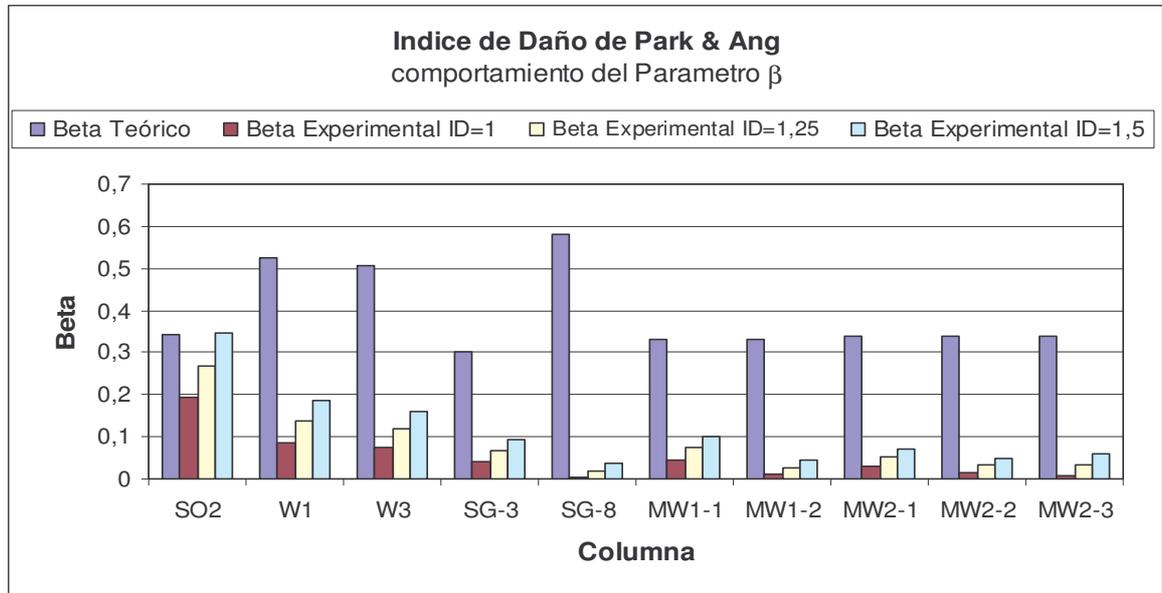


Figura 4.12. Parámetro β de Park & Ang

Se aprecia con claridad la diferencia entre los valores experimentales y el teórico, el ensayo SO2 es el que mejor relaciona el $\beta_{Teórico}$ con el $\beta_{Experimental}$.

a. SO2

En capítulo 3 ha quedado definido el punto de falla el cual corresponde a la pérdida del 20% de la resistencia a flexión. En la tabla 4.7 se muestra que para el punto de colapso el ciclo de falla es el 12, la ductilidad de desplazamiento acumulada tiene un valor de 55,405. En este punto el índice de daño calculado con $\beta_{Teórico}=0,343$ alcanza el valor $D_{P\&A}=1,31$. La condición $D_{P\&A}=1$ ocurre para un nivel de ductilidad de desplazamiento acumulada de 85,01 en el ciclo 15.

En la figura 4.10 se aprecia la diferencia que existe entre $\beta_{Teórico}=0,343$ y $\beta_{Experimental}=0,0194$. Un menor valor de β representa una menor importancia del daño acumulativo producido por los ciclos en el mecanismo de falla de la columna y una mayor ponderación del efecto relativo a los desplazamientos.

Esto va en concordancia con el tipo de falla que se observó, dominado por flexión, dando mayor importancia a los niveles de desplazamiento y ductilidad.

Esta columna presentó el $\beta_{Experimental}$ más cercano al $\beta_{Teórico}$. Esto fue para la condición ID=1.5, lo que se debe a que el índice de daño con el $\beta_{Teórico}$ es ID=1,31. Este es el elemento donde el daño acumulativo presenta mayor importancia.

b. W1

El punto de falla teórico se alcanzó en el ciclo 7, la ductilidad de desplazamiento acumulada tiene un valor de 20,7. En este punto el índice de daño calculado con $\beta_{Teórico}=0,525$ alcanza el valor $D_{P\&A}=3,17$. La condición $D_{P\&A}=1$ ocurre para un nivel de ductilidad de desplazamiento acumulada de 51.76 en el ciclo 10. Para la condición ID=1,25 el $\beta_{Experimental}$ es 0,0857 y para la condición ID=1,5, el $\beta_{Experimental}$ es 0,36, ambos muy lejanos del valor de $\beta_{Teórico}=0,525$.

Un menor valor de β representa una menor importancia del daño acumulativo producido por los ciclos en el mecanismo de falla de la columna y una mayor ponderación del efecto relativo a los desplazamientos.

Esto va en concordancia con el tipo de falla que se observó que es por flexión, dando mayor importancia a los niveles de desplazamiento y ductilidad.

c. W3

El punto de falla teórico se alcanzó en el ciclo 7, la ductilidad de desplazamiento acumulada tiene un valor de 20,11. En este punto el índice de daño calculado con $\beta_{Teórico}=0,505$ alcanza el valor $D_{P\&A}=3,48$. La condición $D_{P\&A}=1$ el $\beta_{Experimental}$ es 0,0739 ocurre para un nivel de ductilidad de desplazamiento acumulada de 63,71 en el ciclo 11. Para la condición ID=1,25 el $\beta_{Experimental}$ es 0,117 y para la condición ID=1,5, el $\beta_{Experimental}$ es 0,160, ambos muy lejanos del valor de $\beta_{Teórico}=0,505$.

Un menor valor de β representa una menor importancia del daño acumulativo producido por los ciclos en el mecanismo de falla de la columna y una mayor ponderación del efecto relativo a los desplazamientos. Esto se aprecia con claridad en el valor de la ductilidad acumulada (μ_{ac}), en la falla teórica alcanza el valor de 20,11, para la condición experimental con ID=1 su valor es de 63,71, siendo esto tres veces mayor, predominando el efecto de los desplazamiento en la condición de falla.

Esto va en concordancia con el tipo de falla que se observó, dominado por flexión, dando mayor importancia a los niveles de desplazamiento y ductilidad.

d. SG-3

En la falla teórica, el elemento colapsa en el ciclo 13, en este punto el índice de daño calculado con $\beta_{Teórico}=0,3$ alcanza el valor $D_{P\&A}=3,40$. La falla experimental con $D_{P\&A}=1$, el $\beta_{Experimental}$ es 0.0394 ocurre en el ciclo 22. Para la condición ID=1,25 el $\beta_{Experimental}$ es 0,066 y para la condición ID=1,5, el $\beta_{Experimental}$ es 0,09, ambos muy lejanos del valor de $\beta_{Teórico}=0,3$.

Un menor valor de β representa una menor importancia del daño acumulativo producido por los ciclos en el mecanismo de falla de la columna y una mayor ponderación del efecto relativo a los desplazamientos. Esto se aprecia con claridad en el valor de la ductilidad de desplazamiento acumulada μ_{ac} , en la falla teórica alcanza el valor de 47,55, para la condición experimental con ID=1 su valor es de 150,38, siendo esto tres veces mayor, predominando el efecto de los desplazamiento en la condición de falla.

Esto va en concordancia con el tipo de falla que se observó, dominado por flexión, dando mayor importancia a los niveles de desplazamiento y ductilidad.

e. SG-8

En la falla teórica, el elemento colapsa en el ciclo 10, en este punto el índice de daño calculado con $\beta_{Teórico}=0,58$ alcanza el valor $D_{P\&A}=9,91$. La falla experimental con $D_{P\&A}=1$, el $\beta_{Experimental}$ es 0,0037 ocurre en el ciclo 24. Para la condición ID=1,25 el $\beta_{Experimental}$ es 0,02 y para la condición ID=1,5, el $\beta_{Experimental}$ es 0,036, ambos muy lejanos del valor de $\beta_{Teórico}=0,58$.

Un menor valor de β representa una menor importancia del daño acumulativo producido por los ciclos en el mecanismo de falla de la columna y una mayor ponderación del efecto relativo a los desplazamientos. Esto se aprecia con claridad en el valor de la ductilidad de desplazamiento acumulada μ_{ac} , en la falla teórica alcanza el valor de 14.6, para la condición experimental con ID=1 su valor es de 130.54, siendo esto tres veces mayor, predominando el efecto de los desplazamiento en la condición de falla.

Esto va en concordancia con el tipo de falla que se observó, dominado por flexión, dando mayor importancia a los niveles de desplazamiento y ductilidad.

f. MW1-1

En la falla teórica, el elemento colapsa en el ciclo 16, en este punto el índice de daño calculado con $\beta_{Teórico}=0,33$ alcanza el valor $D_{P\&A}=3,46$. En la falla experimental con $D_{P\&A}=1$, el $\beta_{Experimental}$ es 0,0439 ocurre en el ciclo 25. Para la condición ID=1,25 el $\beta_{Experimental}$ es 0,73 y para la condición ID=1,5, el $\beta_{Experimental}$ es 0,103, ambos muy lejanos del valor de $\beta_{Teórico}=0,33$.

Un menor valor de β representa una menor importancia del daño acumulativo producido por los ciclos en el mecanismo de falla de la columna y una mayor ponderación del efecto relativo a los desplazamientos. Esto se aprecia con claridad en el valor de la ductilidad de desplazamiento acumulada μ_{ac} , en la falla teórica alcanza el valor de 45,11, para la condición experimental con ID=1 su valor es de 117,51, siendo esto tres veces mayor, predominando el efecto de los desplazamiento en la condición de falla.

Esto va en concordancia con el tipo de falla que se observó que es por flexión, dando mayor importancia a los niveles de desplazamiento y ductilidad.

g. MW1-2

En la falla teórica, el elemento colapsa en el ciclo 17, en este punto el índice de daño calculado con $\beta_{Teórico}=0,33$ alcanza el valor $D_{P\&A}=6,06$. La falla experimental con $D_{P\&A}=1$, el $\beta_{Experimental}$ es 0,0121 ocurre en el ciclo 31. Para la condición ID=1,25 el $\beta_{Experimental}$ es 0,028 y para la condición ID=1,5, el $\beta_{Experimental}$ es 0,043, ambos muy lejanos del valor de $\beta_{Teórico}=0,33$.

Un menor valor de β representa una menor importancia del daño acumulativo producido por los ciclos en el mecanismo de falla de la columna y una mayor

ponderación del efecto relativo a los desplazamientos. Esto se aprecia con claridad en el valor de la ductilidad de desplazamiento acumulada (μ_{ac}), en la falla teórica alcanza el valor de 43,34, para la condición experimental con ID=1 su valor es de 179,94, siendo esto tres veces mayor, predominando el efecto de los desplazamiento en la condición de falla.

Esto va en concordancia con el tipo de falla que se observó, dominado por flexión, dando mayor importancia a los niveles de desplazamiento y ductilidad.

h. MW2-1

El punto de falla teórico se alcanzó en el ciclo 19, la ductilidad de desplazamiento acumulada tiene un valor de 54.43. En este punto el índice de daño calculado con $\beta_{Teórico}=0,34$ alcanza el valor $D_{P\&A}=4,5$. La condición experimental con $D_{P\&A}=1$ ocurre para un nivel de ductilidad de desplazamiento acumulada de 175,48 en el ciclo 32. Para la condición ID=1.25 el $\beta_{Experimental}$ es 0,05 y para la condición ID=1,5, el $\beta_{Experimental}$ es 0,071, ambos muy lejanos del valor de $\beta_{Teórico}=0,34$.

Un menor valor de β representa una menor importancia del daño acumulativo producido por los ciclos en el mecanismo de falla de la columna y una mayor ponderación del efecto relativo a los desplazamientos.

Esto va en concordancia con el tipo de falla que se observó, dominado por flexión, dando mayor importancia a los niveles de desplazamiento y ductilidad.

i. MW2-2

El punto de falla teórico se alcanzó en el ciclo 17, la ductilidad de desplazamiento acumulada tiene un valor de 43.98. En este punto el índice de daño calculado con

$\beta_{Teórico} = 0,34$ alcanza el valor $D_{P\&A} = 5,76$. La condición experimental con $D_{P\&A} = 1$ ocurre para un nivel de ductilidad de desplazamiento acumulada de 173,49 en el ciclo 31. Para la condición $ID=1,25$ el $\beta_{Experimental}$ es 0,31 y para la condición $ID=1,5$, el $\beta_{Experimental}$ es 0,048, ambos muy lejanos del valor de $\beta_{Teórico} = 0,34$.

Un menor valor de β representa una menor importancia del daño acumulativo producido por los ciclos en el mecanismo de falla de la columna y una mayor ponderación del efecto relativo a los desplazamientos.

j. MW2-3

En la falla teórica, el elemento colapsa en el ciclo 18, en este punto el índice de daño calculado con $\beta_{Teórico} = 0,34$ alcanza el valor $D_{P\&A} = 4,8$. La falla experimental con $D_{P\&A} = 1$, el $\beta_{Experimental}$ es 0.009 ocurre en el ciclo 28. Para la condición $ID=1,25$ el $\beta_{Experimental}$ es 0,034 y para la condición $ID=1,5$, el $\beta_{Experimental}$ es 0,059, ambos muy lejanos del valor de $\beta_{Teórico} = 0,34$.

Un menor valor de β representa una menor importancia del daño acumulativo producido por los ciclos en el mecanismo de falla de la columna y una mayor ponderación del efecto relativo a los desplazamientos. Esto se aprecia con claridad en el valor de la ductilidad de desplazamiento acumulada μ_{ac} , en la falla teórica alcanza el valor de 41,65, para la condición experimental con $ID=1$ su valor es de 132,2, siendo esto tres veces mayor, predominando el efecto de los desplazamiento en la condición de falla

4.5 Comentarios

Los resultados obtenidos de la evaluación del índice de daño de Pak & Ang, muestran que este no logra representar de buena forma el daño del elemento bajo la condición de colapso.

En general la ductilidad de desplazamiento alcanzada en la condición de falla experimental con $ID=1$, es tres veces mayor que la obtenido en la falla teórica.

La variable l/d que forma parte del parámetro β , no se utilizó en la correlación, debido a que cuando se fija una variable para comparación, como es el caso de ρ_t , el valor de esta no es constante, sino que ésta en un rango que no deja de ser proporcional a las otras variables como es el caso de l/d que se comparan con el parámetro

De lo anterior se puede inferir que la ecuación propuesta por Park & Ang para el cálculo del parámetro β no tiene un comportamiento satisfactorio al representar el comportamiento de una columna cuando es sometida a cargas cíclicas reversibles. El parámetro β , sobreestima el daño acumulado producido por los ciclos en el mecanismo de falla.

En general la correlación de los parámetros que determinan el $\beta_{Teórico}$ es buena. La carga axial es la que presenta mayor dispersión, pero su influencia en el valor de $\beta_{Teórico}$, no es relevante para valores de la carga axial normalizada efectiva (n_0) inferior a 0.2. En el caso de $\beta_{Experimental}$, la correlación con la carga axial normalizada efectiva (n_0) y la cuantía transversal ρ_w , es buena y ratifica la tendencia que se presenta para el $\beta_{Teórico}$, la discordancia que se presenta entre la relación teórica y experimental de la cuantía longitudinal ρ_t , muestra que los datos con los que se cuenta al fijar como patrón de comparación la cuantía transversal ρ_w , no son los suficiente dispersos en comparación a ρ_w . Es por esto que se

obvia el análisis de correlación lineal fijando como parámetro de comparación la cuantía transversal.

Sin embargo, a partir del análisis con $\beta_{Experimental}$, logró determinarse que al menos la tendencia que existe entre $\beta_{Teórico}$ y los parámetros que los describes es la adecuada. Pues al comparar los gráficos con $\beta_{Teórico}$ y $\beta_{Experimental}$ correspondientes, ambos son decrecientes o creciente, según corresponda.

5 Resumen y Conclusiones

5.1 Resumen

Tal como se planteó al inicio de este documento, el objetivo del trabajo desarrollado fue corroborar el comportamiento y aplicación del índice de daño de Park & Ang, en columnas de hormigón armado, de sección transversal rectangular, con especial énfasis en la validez del parámetro β respecto a los resultados experimentales obtenidos.

Para este fin, se realizó una recopilación bibliográfica sobre el concepto de daño, su evaluación y , específicamente, la herramienta matemática conocida como índices de daño.

A partir de aquello, se escogió el índice de Daño de Park & Ang como objeto de estudio, analizando su aplicabilidad a un conjunto de 25 columnas de hormigón armado, ensayadas cíclicamente por diferentes investigadores. Se conocía para cada una de ellas la historia carga-desplazamiento, sus propiedades geométricas y la distribución del refuerzo de acero.

La condición de colapso se definió como la pérdida del 20% de la resistencia a flexión. La carga de fluencia y la energía de histéresis se determinaron de manera teórica a partir de datos experimentales, mientras que los desplazamientos monotónicos fueron calculados de manera teórica.

Este fue el primer criterio utilizado para escoger las columnas más adecuadas para el análisis, desechándose 14 de las 25 columnas por no cumplir con los valores esperados ($u_{\max} < u_{\text{mon}}$).

Conocidos los parámetros de respuesta asociados al daño (desplazamientos y energía de histéresis disipada), se evaluó el daño teórico y se comparó con el experimental. A partir de estos resultados pudo observarse que el índice de daño no evalúa correctamente el estado de daño real del elemento, o al menos específicamente la condición de colapso. Vale decir, el índice de Park & Ang no refleja el comportamiento real de las columnas ensayas, esto se debe a que la combinación de los parámetros de desplazamientos y energía no son ponderados de forma que representen el tipo de falla que estas manifiestan, lo que se ve reflejado en los valores del parámetro beta ($\beta_{\text{Teórico}}$), pues el parámetro $\beta_{\text{Teórico}}$ sobre estima el daño acumulado producto del los ciclos.

Se correlacionó de manera lineal cada uno de los parámetros participan del término $\beta_{\text{Teórico}}$. El parámetro calculado de manera experimental es pequeño en comparación con el obtenido de manera teórica, lo cual genera una inconsistencia en la ponderación de los parámetros que determinan el daño de la columna.

De los resultados de los ensayos de las columnas se pudo ver que el valor de $\beta_{\text{Experimental}}$ oscila entre 0.009 y 0.194, siendo pequeño en comparación con el reportado teóricamente, lo cual genera una inconsistencia en la ponderación de los parámetros que determinan el daño de las columnas, pero acorde a lo indicado por Park & Ang, quienes señalan que el valor promedio corresponde a 0.15.

En base a los resultados sería conveniente realizar una reformulación de la expresión analítica del parámetro β .

5.2 Conclusiones

Al abordar el tema de la evaluación de daño en columnas de hormigón armado de sección transversal rectangular a través del Índice de Daño de Park & Ang, son diversos los parámetros que es preciso analizar para obtener una representativa evaluación del daño, esto depende en gran manera de la adecuada relación y ponderación de los parámetros que conforman este índice de daño.

Como resultado final de este trabajo es posible establecer las siguientes conclusiones:

- El índice de Park & Ang es aplicable a columnas de hormigón armado ensayadas cíclicamente, pudiéndose obtener cada uno de sus parámetros de manera teórica como el lo propone, sin embargo, el desplazamiento máximo monotónico calculado según lo propuesto por Park & Ang no cumple para todos los casos la condición que este sea mayor o a lo sumo igual al desplazamiento máximo reportado durante el ensayo, por lo cual se hace necesario contar con un registro experimental de este desplazamiento. Además los valores del parámetro $\beta_{Teórico}$, son muy superiores al valor promedio 0.15, que propone Park & Ang, lo cual otorga mayor importancia al daño acumulativo producido por ciclos y una menor ponderación para el efecto relativo a los desplazamientos, lo cual se contradice con los resultados reportados.

- El daño teórico calculado obtenido a través del índice de Park & Ang no refleja el comportamiento real de las columnas ensayas, esto se debe a que la combinación de los parámetros de desplazamientos y energía no son ponderados de forma que representen el tipo de falla que estas presentan, esto se refleja en los valores del parámetro $\beta_{Teórico}$.
- El parámetro β calculado de manera experimental es pequeño en comparación con el obtenido de manera teórica, lo cual genera una inconsistencia en la ponderación de los parámetros que determinan el daño de la columna.
- Se observó que debido al bajo de valor del parámetro β experimental el daño esta determinado por las deformaciones, la energía de histéresis disipada no es determinante en el colapso de la columna. Lo anterior se contrapone con la energía de histéresis normalizada calculada para la condición de falla reportada, es muy superior a la obtenida de manera teórica para la condición de falla. Por lo tanto el índice de daño de Park & Ang, no estima de manera adecuada el daño en las columnas.
- La ecuación propuesta por Park & Ang para calcular el parámetro β no es adecuada, sobrestima el daño acumulado producto de los ciclos de histéresis, se puede deducir que el valor de β depende de otra manera de los parámetros propuestos, o bien, depende de otras variables no consideradas en su formulación original.
- Existe relación entre las variables que forman el parámetro β y el valor de este, presentando la misma tendencia para el $\beta_{Teórico}$ y el $\beta_{Experimental}$. Lo cual

permite inferir que si bien el tipo de combinación es la adecuada, la ponderación utilizada no lo es tanto.

En base a los resultados sería conveniente realizar una reformulación de la expresión analítica del parámetro β , para que pudiese incorporar los efectos que actualmente excluye, o bien, recombine los existentes. Sería recomendable trabajar en base a la combinación de ductilidades y energía disipada, la primera refleja el daño producido por los desplazamiento y el segundo el daño acumulado por producido por los ciclos de histéresis.

6 Bibliografía

- American Concrete Institute. Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05). USA: American Concrete Institute, 2005. ISBN 0-087031-183-2.
- [ATC 3-06, 1978]. "Tentative Provisions for the development of seismic regulations for building". Applied Technology Council. California. USA.
- Bertero, V.V. "Lecciones Aprendidas de Terremotos Catastróficos Recientes y otras Investigaciones". Madrid: ICCET, 1992, Monografía N° 410-411.
- Berry, M. Eberhard, M. "Performance Models for Flexural Damage in Reinforced Concrete Columns". Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley, 2003.
- Bertero R. Bertero V. "Tall Reinforced Concrete Building: Conceptual Earthquake-Resistance Design Methodology". USA. 1992, Report N° UCB/EERC-92/16. EERC. University of California at Berkeley.
- Bonett Díaz, Ricardo León. "Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a Entornos Urbanos en Zonas de Amenaza Alta y Moderada" [En línea]. Cataluña. TDX, 2003 < http://www.tdx.cesca.es/TESIS_UPC/AVAILABLE/TDX-1222103-092523// > [consulta: 13 noviembre 2006]

- Bozorgnia, Yousef; Bertero, Vitelmo. "Improved Shaking and Damage Parameters for Post-Earthquake Applications" [En línea], Procedente de Seminar on Utilization of Strong Motion Data, Los Angeles, California, pp. 1-22,. <<http://nise.berkeley.edu/library/bozorgnia/bozorgnia.pdf>> [Consulta:14 noviembre 2006]
- Bracci, J. ; Reinhorn, A.; Mander, J; Kunnant, S. "Deterministic Model For Seismic Damage Evaluation Of Reinforced Concrete Structures". Technical Report NCEER-89-0033. National Center for earthquake Engineering Research, State Univ. Of New York, Buffalo. 1989.
- Chai, Y; Romstad, K; Bird, S. "Energy-Based Linear Damage Model for High-Intensity Seismic Loading", Journal of Structural Engineering, Vol. 121, N° 5, pp. 857-864,1995.
- Fajfar, Peter. "Equivalent Ductility Factors, Taking Into Account Low-Cycle Fatigue", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, 1992. pp. 837-848.
- INN-Chile. Norma Chilena Oficial "Diseño sísmico de Edificios", NCh 433 Of.96
- Krawinkler, K. Zohrein, M. "Cumulative Damage in Steel Structures Subjeted to earthquake Ground Motions". Computers Structures. Pp 531-541, 1983.
- Oyarzo Vera, C. "Evaluación de Daño en Muros de Hormigón Armado, Sometidos a Altas Demandas de Ductilidad". Gilberto Leiva H (Guía). Memoria para Optar al Título de Ingeniero Civil. Universidad Técnica Federico Santa María. Valparaíso, 2003.

- Park R, Paulay T. “Estructuras de Concreto reforzado”. México: Limusa S.A, 1999. ISBN 968-18-0100-8
- Park Young-Ji; Ang Alfredo. “Mechanistic Seismic Damage Model For Reinforced Concrete”, Journal of Structural Engineering, Vol. 111, 1985, N° 4. pp. 722-739.
- Park, Young-Ji; Ang, Alfredo; Wen, Yi-Kei “Damage-Limiting Aseismic Design Of Buildigs”, Earthquake Spectra, Vol. 3, N° 1, pp.1-26, 1987.
- Poland, C. y Hom, D. "Opportunities and Pitfalls of Performance Based Seismic Engineering".1997.
- Rodríguez M, Aristizabal J. “Evaluation of a Seismic Damage Parameter”, Earthquake Engineering And Structural Dynamics, 1999. pp. 463-477

ANEXO : Historias Carga – Desplazamiento

a.- Saatcioglu y Ozcebe (1989).

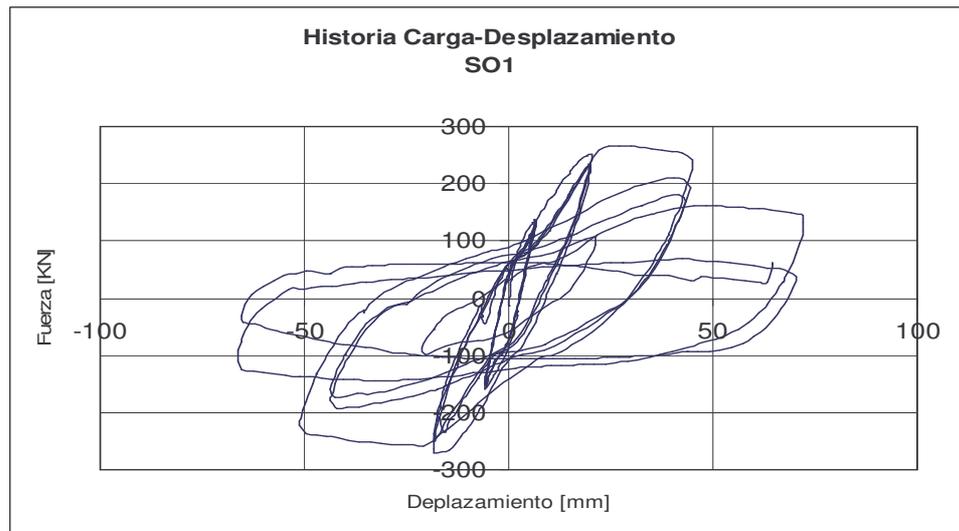


Figura A.01 Columna SO1 – Historia carga-desplazamiento al tope

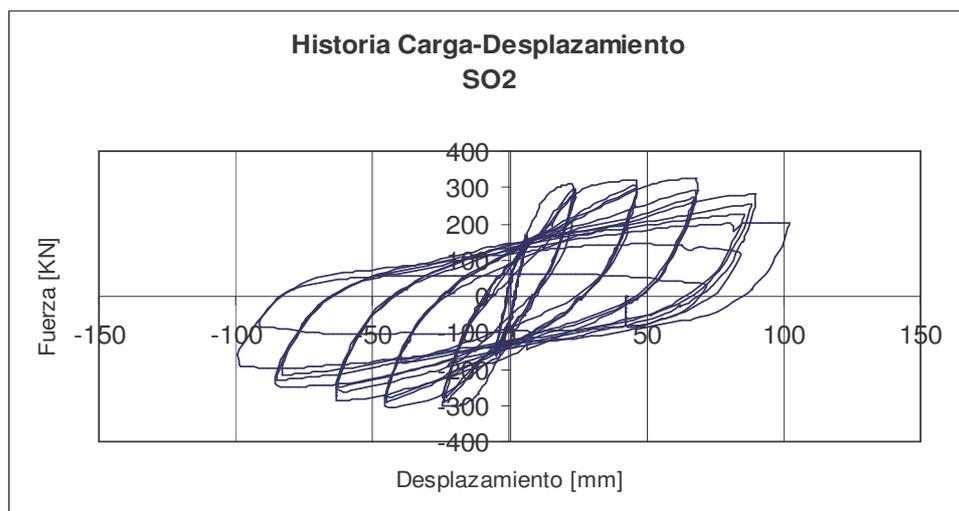


Figura A.02 Columna SO1 – Historia carga-desplazamiento al tope

b.- Wehbe y otros (1998).

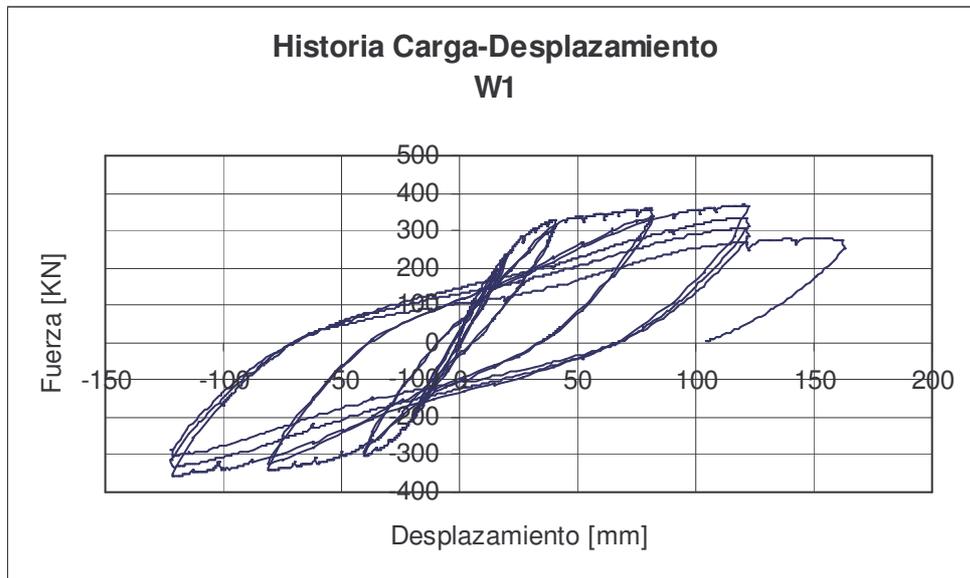


Figura A.03 Columna W1 – Historia carga-desplazamiento al tope

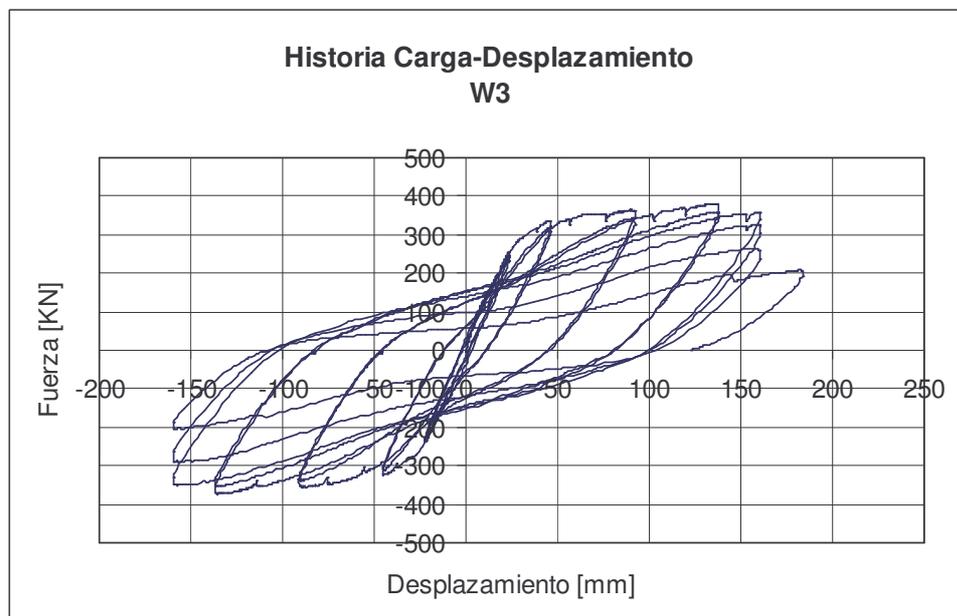


Figura A.04 Columna W3 – Historia carga-desplazamiento al tope

c.- Saatcioglu y Gira (1999).

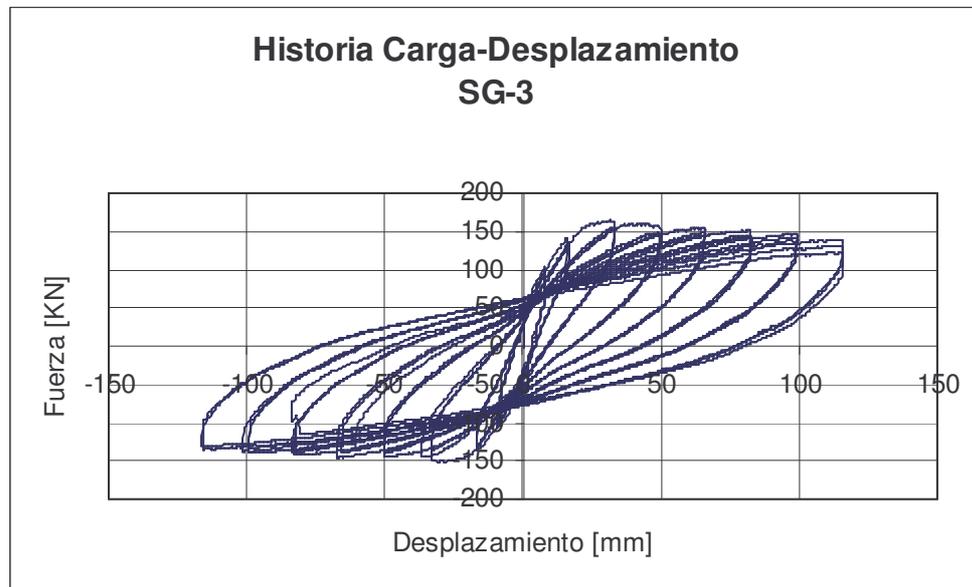


Figura A.05 Columna SG-3 – Historia carga-desplazamiento al tope

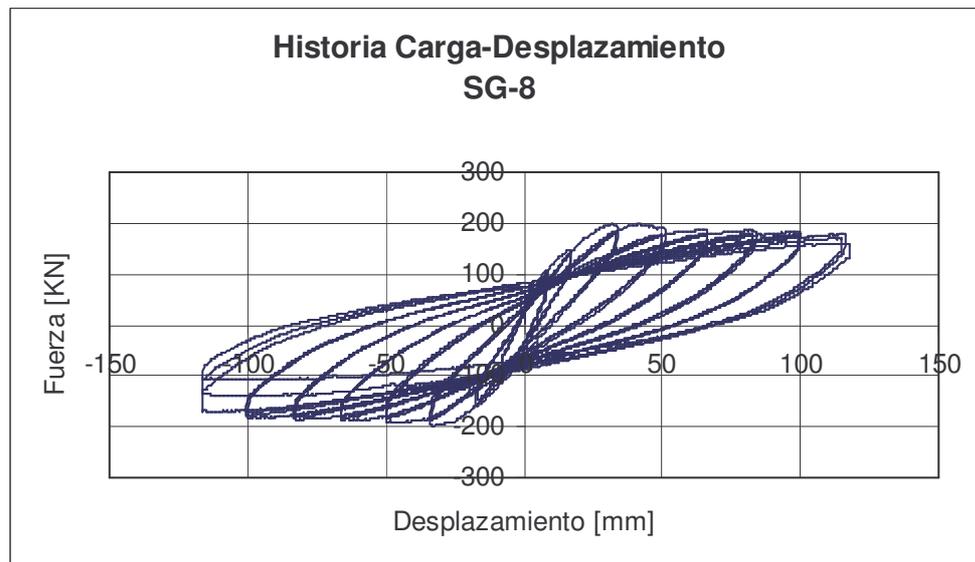


Figura A.06 Columna SG-8 – Historia carga-desplazamiento al tope

d.- Mo y Wang (2000).

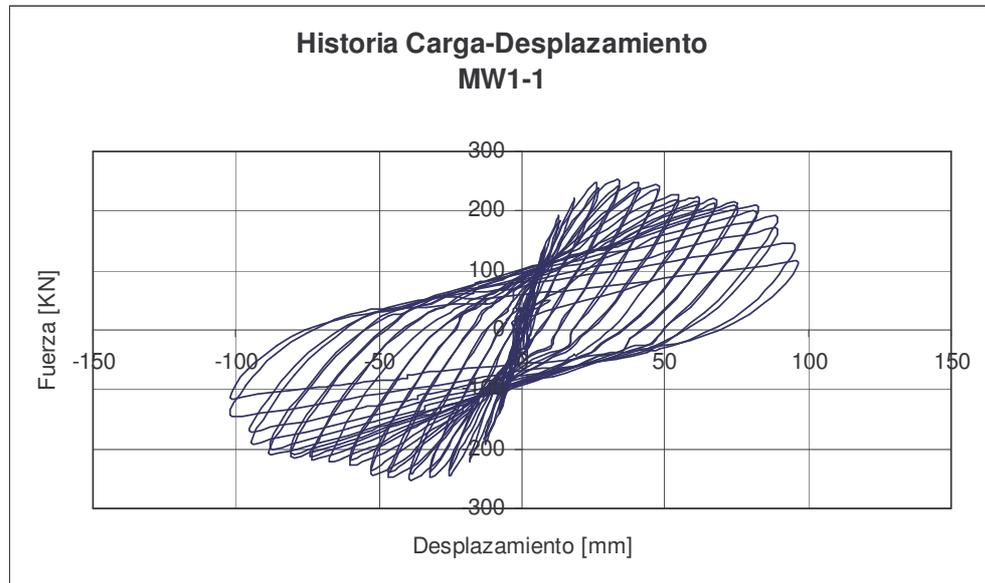


Figura A.07 Columna MW1-1 – Historia carga-desplazamiento al tope

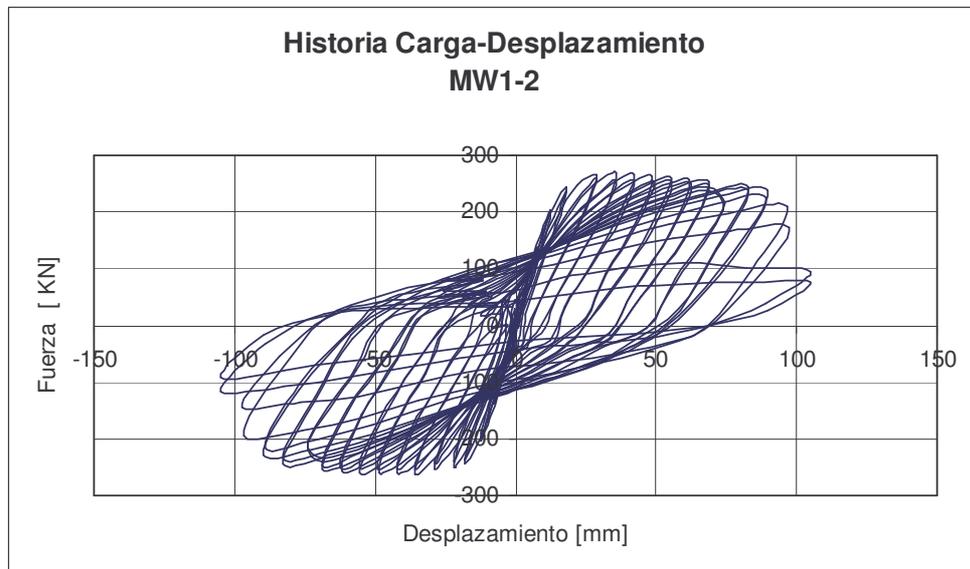


Figura A.08 Columna MW1-2 – Historia carga-desplazamiento al tope

Anexo A: Historia Carga-Desplazamiento

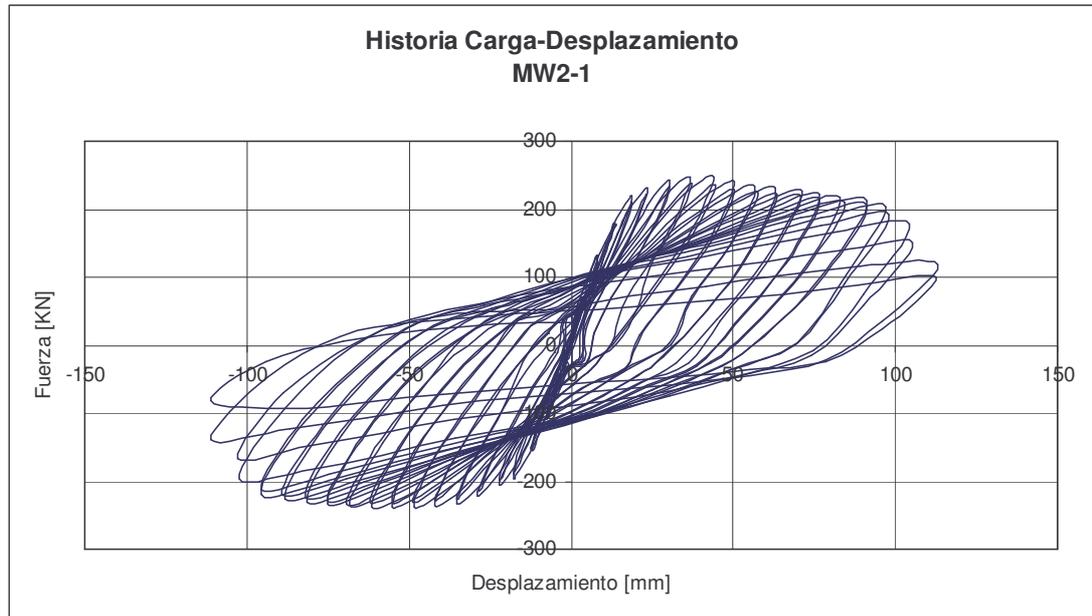


Figura A.09 Columna MW2-1 – Historia carga-desplazamiento al tope

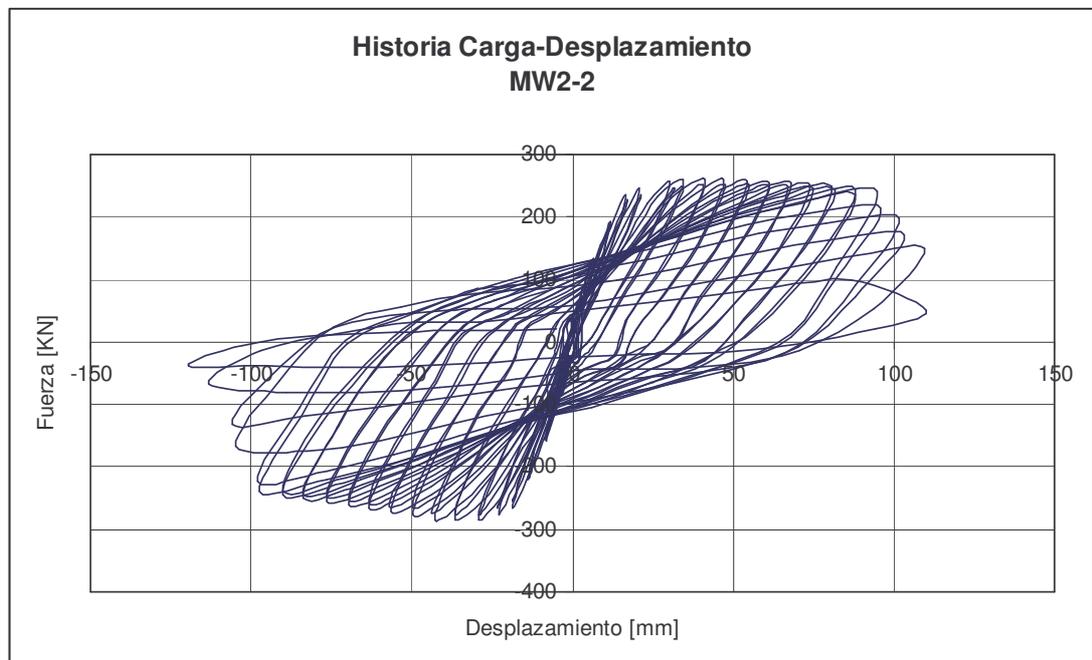


Figura A.10 Columna MW2-2 – Historia carga-desplazamiento al tope

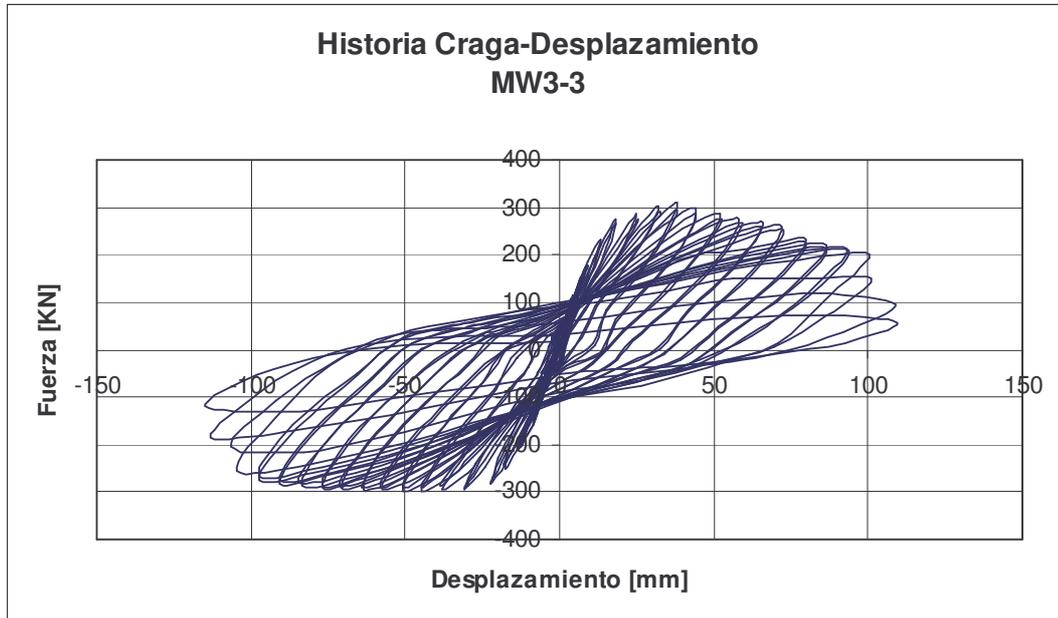


Figura A.11 Columna MW2-2 – Historia carga-desplazamiento al tope