



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA

**Correlación del
Comportamiento Estructural
con un Índice de Daño para
Condiciones de Suelo Blando**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Sebastián E. Garzón Tello

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2018

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres, *Daisy A. Tello Velastegui* y *Jony V. Garzón Herdoiza* por todo su apoyo y amor. Mis logros se ven reflejado en sus enseñanzas.

A mi hermana menor, *Gabriela C. Garzón Tello* por mostrarme la perseverancia y ambición, y por el amor que solo un hermano conoce.

Agradezco a mi mentor *Mauro P. Niño Lázaro* por su paciencia y su dirección dentro del complejo universo de la Ingeniería Estructural y la Ingeniería Sísmica. Mi esfuerzo se ve mostrado en su compromiso.

Tomo esta oportunidad para expresar mi gratitud a todos los miembros de la Facultad de Ingeniería por toda su ayuda y apoyo. Igualmente, correspondo a mi alma máter, la Universidad Nacional Autónoma de México, porque sé que es la institución que dio mi inicio.

CONTENIDO

ÍNDICE DE TABLAS	5
ÍNDICE DE FIGURAS.....	6
1 INTRODUCCIÓN	9
1.1 Justificación	10
1.2 Organización de la Tesis.....	10
2 ANTECEDENTES	12
2.1 Caracterización de la Acción Sísmica.....	12
2.1.1 Ingeniería Sísmica.....	12
2.1.2 Conceptos Básicos del Origen de los Sismos	13
2.1.3 Magnitud e Intensidad.....	14
2.1.4 Instrumentación Sísmica	16
2.1.5 Zonificación Sísmica.....	19
2.2 Parámetros de Respuesta Estructural	21
2.2.1 Grados de Libertad.....	21
2.2.2 Efectos Sísmicos en las Estructuras	23
2.2.3 Propiedades de las Estructuras	24
2.2.4 Principios Básicos de los Sistemas No Lineales	27
2.2.5 Características de la Respuesta Estructural.....	28
2.3 Respuesta Histerética	30
2.4 Índices de Daño.....	33
3 METODOLOGÍA	35
3.1 Diagrama de Flujo.....	35
4 CASOS DE ESTUDIO	38
4.1 Definición de la Amenaza Sísmica	38
4.1.1 Definición del Territorio	38
4.1.2 Zonificación de la Ciudad de México	40
4.1.3 Representación de la Amenaza Sísmica.....	41
4.2 Características Estructurales	42
4.2.1 Capacidad Dinámica	46
4.2.2 Definición Estructural	48
4.2.3 Parámetros de Desempeño de los Sistemas de 1GDL.....	48
5 ÍNDICES Y CURVAS DE DAÑO.....	63

5.1	Índices de Daño.....	63
5.1.1	Park y Ang (1985).....	63
5.1.2	Terán y Jirsa (2005)	69
5.2	Curvas de Daño.....	76
5.2.1	Curvas de Daño-Ductilidad.....	77
5.2.2	Curvas de Daño-Distorsión	82
5.2.3	Curvas de Daño-Energía Histerética.....	87
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	91
6.1	Conclusiones	91
6.2	Recomendaciones	92
7	REFERENCIAS.....	93
8	ANEXOS	100
8.1	ANEXO A.....	100
8.2	ANEXO B.....	104

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1.1 Escala de intensidades Modificada de Mercalli. (Wood y Neuman, 1931)	15
Tabla 2.1.2 Correlación entre intensidad medida con intensidad sentida.. (USGS, 2016)	15
Tabla 2.1.3 Comparación en escalas de magnitud e intensidad en terremotos. (Petak y Atkisson, 1982)..	16
Tabla 2.4.1 Clasificación para Grado de Daño, (Park y otros, 1987)	34
Tabla 4.1.1 Eventos sísmicos en México, característicos por ser de magnitud mayor a 6.	42
Tabla 4.2.1 Resistencia de diseño en términos de aceleraciones obtenidas de espectros de diseño, según las NTC-DS (GCDMX, 2017).	45
Tabla 4.2.2 Razón de endurecimiento post-fluencia calculados mediante un análisis estático de push-over.	47
Tabla 4.2.3 Porcentaje de ablandamiento asociado a cada estructura modelada en OpenSEES	56

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1.1 Mapa mundial de la distribución de las principales placas tectónicas con los epicentros de terremotos localizados. (USGS, 2016).....	14
Figura 2.1.2 Esquema básico de un sismógrafo, (CENAPRED, 2005)	17
Figura 2.1.3 Sismógrafos en dirección horizontal y vertical (CENAPRED, 2005).....	17
Figura 2.1.4 Acelerogramas de sismos percibidos en la Ciudad de México.....	19
Figura 2.1.5 Zonificación sísmica por parte de las Naciones Unidas en el proyecto GSHAP, 1999. (Giardini et al., 1999).....	20
Figura 2.2.1 Grados de libertad estáticos y dinámicos, (Cassano, 2009).....	22
Figura 2.2.2 Estructuras modeladas como un sistema de un solo grado de libertad. (a) marco; (b) el mismo marco con la masa concentrada al nivel de la viga; (c) oscilador, (Cassano, 2009)	22
Figura 2.2.3 Fuerza de inercia generada por la vibración de la estructura, (Bazán y Meli, 2014).....	23
Figura 2.2.4 Flujo de fuerzas en la estructura debido a la vibración, (Bazán y Meli, 2014).	24
Figura 2.2.5 Curva típica de respuesta estructural para sistemas sujetos a cargas horizontales (Elnashai y Di Sarno, 2008).....	25
Figura 2.2.6 Definición de resistencia o capacidad estructural (Elnashai y Di Sarno, 2008).	26
Figura 2.2.7 Fuerza en el resorte en relación con el desplazamiento (García, 1998).....	27
Figura 2.2.8 Esquema de desplazamientos (Rodríguez y Aristizabal, 1998).....	28
Figura 2.2.9 Definición de ductilidad estructural, (Elnashai y Di Sarno 2008).....	29
Figura 2.2.10 Definición de energía disipada elástica e inelástica para un sistema bajo carga cíclica, (Oviedo y Duque, 2006)	30
Figura 2.3.1 Efecto de carga y descarga, con inversión del sentido de carga, (Popov, 1968)	31
Figura 2.3.2 Respuesta histerética de una viga de concreto reforzado en voladizo (Sozen, 1974).....	32
Figura 3.1.1 Diagrama de flujo del cálculo de curvas de daño esperado	37
Figura 4.1.1 Esquema del Cinturón Volcánico Transmexicano (CVTM) y la ubicación de la Ciudad de México (MC), (D'Antonio, et al., 2008).	39
Figura 4.1.2 Diagrama de la cuenca de México en su relación geográfica con la ciudad de México (Maderey y Torres, 1990).	39
Figura 4.1.3 Diagrama del Cinturón Volcánico Transmexicano, junto con las placas tectónicas dentro de la región mexicana en relación a la Ciudad de México, el entonces Distrito Federal (DF), (Ferrari, 2000) .	39
.....	39
Figura 4.1.4 Los cuatro tipos de sismo que afectan a la Ciudad de México, (Reinoso, 2005)	40
Figura 4.1.5 Aceleraciones en una sección norte-sur del Valle de México para el sismo del 25 de abril, 1989, (Reinoso, 2005).....	40
Figura 4.1.6 Zonificación de la Ciudad de México para fines de diseño por sismo, (Gobierno del Distrito Federal, 2017).	41
Figura 4.2.1 Curva de capacidad resultante de un análisis dinámico incremental para la estructura $T=1.0[s]$, $Q=1.5$	47
Figura 4.2.2 Esquema de la Envolvente del Modelo Bilineal.....	50
Figura 4.2.3 Modelo Bilineal para estructura de $T=2.0[s]$ $Q=1$. Sismo 1 al 10.....	50
Figura 4.2.4 Modelo Bilineal para estructura de $T=2.0[s]$, $Q=1$. Sismo 11 al 20.....	51
Figura 4.2.5 Esquema de la envolvente del modelo Takeda.....	51
Figura 4.2.6 Modelo Takeda para estructura de $T=2.0[s]$, $Q=2$. Sismo 81 al 90.....	52
Figura 4.2.7 Modelo Takeda para estructura de $T=2.0[s]$, $Q=2$. Sismo 91 al 98.....	52

Figura 4.2.8 Backbone del modelo de Ibarra-Medina-Krawinkler, al igual que sus definiciones asociadas (Ibarra et al., 2005).....	53
Figura 4.2.9 Modos de deterioración para el modelo Ibarra-Medina-Krawinkler, ilustrado sobre una curva Peak-Oriented, (Ibarra et al., 2005).....	54
Figura 4.2.10 Modelo Bilineal con una resistencia limite, (Ibarra et al., 2005).....	57
Figura 4.2.11 Modelo Bilineal IMK para la estructura $T=1.0[s]$, $Q=1.5$. Sismo 60 al 69.	58
Figura 4.2.12 Modelo Bilineal IMK para la estructura $T=1.0[s]$, $Q=1.5$. Sismo 70 al 79.	58
Figura 4.2.13 Desarrollo del Modelo Peak-Oriented con parámetros de deterioración del Modelo IMK, (Ibarra et al., 2005).....	59
Figura 4.2.14 Modelo Peak-Oriented IMK para la estructura $T=0.2[s]$, $Q=1.5$. Sismo 21 al 25.	60
Figura 4.2.15 Modelo Peak-Oriented IMK para la Estructura $T=0.2[s]$, $Q=1.5$. Sismo 26 al 30.	60
Figura 4.2.16 Desarrollo del Modelo Pinching IMK, (Ibarra, et al., 2005)	61
Figura 4.2.17 Modelo Pinching IMK para la Estructura $T=0.5[s]$; $Q=1.5$, Sismo 41 al 50.....	62
Figura 4.2.18 Modelo Pinching IMK para la Estructura $T=0.5[s]$; $Q=1.5$, Sismo 51 al 60.....	62
Figura 5.1.1 Índice de daño de Park y Ang (1985) vs. valores máximos de distorsión de entre piso para distintos registros sísmicos; estructura $T = 1.0[s]$, $Q = 1.5$. Modelo Bilineal IMK.	64
Figura 5.1.2 Índice de daño de Park y Ang (1985) vs. valores máximos de ductilidad de desplazamiento para distintos registros sísmicos; estructura $T = 1.0[s]$, $Q = 1.5$. Modelo Bilineal IMK	65
Figura 5.1.3 Índice de daño de Park y Ang (1985) vs. valores máximos de energía histerética para distintos registros Sísmicos; estructura $T = 1.0[s]$, $Q = 1.5$. Modelo Bilineal IMK	66
Figura 5.1.4 ID_{PA} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T = 0.1 [s]$, $Q=1.5$	66
Figura 5.1.5 ID_{PA} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T = 0.2 [s]$, $Q=1.5$	67
Figura 5.1.6 ID_{PA} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T = 0.5 [s]$, $Q=1.5$	67
Figura 5.1.7 ID_{PA} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T = 1.0 [s]$, $Q=1.5$	68
Figura 5.1.8 ID_{PA} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T = 2.0 [s]$, $Q=1.5$	68
Figura 5.1.9 ID_{PA} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T = 4.0 [s]$, $Q=1.5$	69
Figura 5.1.10 Predicción de daño con dos índices de daño vs. valores máximos de distorsión para distintos registros sísmicos; estructura $T = 1.0[s]$, $Q = 1.5$. Modelo Bilineal IMK.	70
Figura 5.1.11 Predicción de daño con dos índices de daño vs. valores máximos de ductilidad para distintos registros sísmicos; estructura $T = 1.0[s]$, $Q = 1.5$. Modelo Bilineal IMK.	71
Figura 5.1.12 Respuesta Histerética obtenida por el modelo Bilineal IMK para la estructura con $T=1.0[s]$, $Q=1.5$. Sismo 76	72
Figura 5.1.13 Predicción de daño con dos índices de daño vs. valores máximos de energía histerética para distintos registros sísmicos; estructura $T = 1.0[s]$, $Q = 1.5$. Modelo Bilineal IMK.	72
Figura 5.1.14 ID_{PA} y ID_{TJ} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T = 0.1 [s]$, $Q=1.5$	73
Figura 5.1.15 ID_{PA} y ID_{TJ} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T = 0.2 [s]$, $Q=1.5$	73
Figura 5.1.16 ID_{PA} y ID_{TJ} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T = 0.5 [s]$, $Q=1.5$	74

Figura 5.1.17 ID_{PA} y ID_{TJ} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T = 1.0$ [s], $Q = 1.5$	74
Figura 5.1.18 ID_{PA} y ID_{TJ} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T = 2.0$ [s], $Q = 1.5$	75
Figura 5.1.19 ID_{PA} y ID_{TJ} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T = 4.0$ [s], $Q = 1.5$	75
Figura 5.2.1 Curvas de daño del ID_{PA} (izquierda) y el ID_{TJ} (derecha) en términos del parámetro distorsión de entrepiso usando los modelos de comportamiento de Ibarra et al. (2005); estructura $T = 1$ [s], $Q = 1.5$	77
Figura 5.2.2 Curvas de Daño ID_{PA} -Ductilidad para Estructuras de Periodo $T = 0.2$ [s].	79
Figura 5.2.3 Curvas de Daño ID_{TJ} -Ductilidad para Estructuras de Periodo $T = 0.2$ [s].	79
Figura 5.2.4 Curvas de Daño ID_{PA} -Ductilidad para Estructuras de Periodo $T = 2.0$ [s].	80
Figura 5.2.5 Curvas de Daño ID_{TJ} -Ductilidad para Estructuras de Periodo $T = 2.0$ [s].	80
Figura 5.2.6 Curvas de Daño ID_{PA} -Ductilidad para Estructuras de Periodo $T = 4.0$ [s].	81
Figura 5.2.7 Curvas de Daño ID_{TJ} -Ductilidad para Estructuras de Periodo $T = 4.0$ [s].	81
Figura 5.2.8 Curvas de Daño ID_{PA} -Distorsión para Estructuras de Periodo $T = 0.2$ [s].	84
Figura 5.2.9 Curvas de Daño ID_{TJ} -Distorsión para Estructuras de Periodo $T = 0.2$ [s].	84
Figura 5.2.10 Curvas de Daño ID_{PA} -Distorsión para Estructuras de Periodo $T = 2.0$ [s].	85
Figura 5.2.11 Curvas de Daño ID_{TJ} -Distorsión para Estructuras de Periodo $T = 2.0$ [s].	85
Figura 5.2.12 Curvas de Daño ID_{PA} -Distorsión para Estructuras de Periodo $T = 4.0$ [s].	86
Figura 5.2.13 Curvas de Daño ID_{TJ} -Distorsión para Estructuras de Periodo $T = 4.0$ [s].	86
Figura 5.2.14 Curvas de Daño ID_{PA} -Energía Histerética para Estructuras de Periodo $T = 0.2$ [s].	88
Figura 5.2.15 Curvas de Daño ID_{TJ} -Energía Histerética para Estructuras de Periodo $T = 0.2$ [s].	88
Figura 5.2.16 Curvas de Daño ID_{PA} -Energía Histerética para Estructuras de Periodo $T = 2.0$ [s].	89
Figura 5.2.17 Curvas de Daño ID_{TJ} -Energía Histerética para Estructuras de Periodo $T = 2.0$ [s].	89
Figura 5.2.18 Curvas de Daño ID_{PA} -Energía Histerética para Estructuras de Periodo $T = 4.0$ [s].	90
Figura 5.2.19 Curvas de Daño ID_{TJ} -Energía Histerética para Estructuras de Periodo $T = 4.0$ [s].	90

1 INTRODUCCIÓN

La evaluación sísmica en las estructuras siempre ha sido una prioridad en términos de seguridad para los ingenieros civiles, por lo que es necesario comprender el comportamiento estructural ante una excitación sísmica. A pesar de que existan métodos de diseño confiables que garanticen estructuras seguras y económicamente viables, perdura la necesidad de evaluar el desempeño de una estructura y su resiliencia ante el fenómeno sísmico. Los sismos son fenómenos complejos que definen la evaluación de la respuesta sísmica, ya que dependen de condiciones físicas inciertas, y ajustadas por necesidades sociales, lo cual previene tener un estándar universal (Moehle, 1996), tomando en cuenta que la evaluación de daño en una estructura es realizada a partir del conocimiento humano basado en la simulación y experimentación. Sin embargo, las propiedades estructurales determinantes se alteran ante influencias naturales o humanas a lo largo de su vida útil. Ante estos impedimentos, las normas que regulan los métodos de evaluación resultan ineficientes frente a estudios contemporáneos que estudian el daño de una estructura ante distintas condiciones.

Convencionalmente, la excitación sísmica para el diseño estructural se ha considerado como una carga lateral sobre la estructura, en donde se utiliza un análisis fuerza-deformación para determinar su respuesta asociada al daño. Con base en esto, la falla de la estructura se puede determinar con cargas monotónicas, que aumentan linealmente. Además, se puede valorar el desempeño de las estructuras a través de los esfuerzos máximos inducidos que se traducen en desplazamientos máximos. Este método de diseño da por resultado estructuras cuyos desplazamientos máximos no exceden los límites dictados por códigos específicos de construcción. En este sentido, las razones por las que distintos reglamentos y normas de construcción prefieren dicho método de diseño sísmico son claras; ya que su aplicación es útil para distintos tipos de estructuras, como son las estructuras de uno o múltiples niveles, sin embargo, no es fácil evaluar el daño en términos económicos y financieros.

Además de lo anterior, en las últimas décadas, se ha mostrado que el daño estructural considerable ocurre bajo condiciones cíclicas, dentro del rango inelástico de los materiales. Por otro lado, se ha observado que durante un sismo de larga duración, se esperan varios ciclos de carga, los cuales pueden deteriorar las propiedades mecánicas de una estructura, una vez que ésta alcanza el rango inelástico. Éste fenómeno podría, por lo tanto, causar la falla en la estructura sin que ésta haya sobrepasado su capacidad de desplazamiento (Arroyo y Ordaz 2007). Aunque se han desarrollado varios modelos de comportamiento estructural para describir la conducta mecánica de la estructura en el rango inelástico, no existe un modelo de comportamiento único que describa adecuadamente una respuesta estructural para todos los sistemas estructurales. Por esta razón, esta tesis presenta una comparación de la respuesta sísmica empleando modelos sofisticados que consideran principios de historial de daño y daño acumulado. Estos modelos consideran el comportamiento estructural en términos de parámetros de desempeño bajo cargas cíclicas causadas por el movimiento sísmico, de tal forma que sea posible asociarles un daño. Entre los modelos a discutir se incluyen dos modelos altamente conocidos y tradicionalmente utilizados: *Bilinear* (Prager, 1956) y *Takeda* (Takeda *et al.*, 1985); al igual que tres de los modelos más sofisticados que contemplan un vasto número de parámetros contribuyentes a la deterioración estructural: *Bilinear IMK*, *Pinching IMK*, y *Peak-Oriented IMK* (Ibarra *et al.*, 2005).

Para definir el daño, se emplean como parámetros de respuesta estructural, la *Distorsión* de entepiso, la *Ductilidad* de desplazamientos y la *Energía Disipada*, con lo que se busca evaluar el desempeño estructural en términos de daño esperado a través de indicadores de daño, identificados como *Índices de Daño*. A diferencia de otros indicadores de daño, el índice de daño asigna un valor para

determinar la severidad del daño estructural a partir de la respuesta sísmica de la estructura. Por lo tanto, facilita la comparación de daño esperado en una estructura afectada por distintos movimientos sísmicos. En esta tesis se considera el índice de daño tradicional de Park y Ang (1985) que traduce el daño acumulado mediante deformaciones plásticas; al igual que el índice de daño de Terán y Jirsa (2005) que lo traduce mediante valores de energía disipada.

Se busca que los resultados obtenidos ayuden en estudios de riesgo, vulnerabilidad y desempeño de la estructura. Dichos atributos reflejan gran interés en términos económicos y sociales para la planeación y el desarrollo urbano, al igual que para realizar análisis costo efectivo en situaciones de emergencia. De igual manera, provee información para evaluar la seguridad de edificios de gran valor social, como son: hospitales, escuelas, oficinas gubernamentales entre otros.

1.1 JUSTIFICACIÓN

La meta de la ingeniería sísmica siempre ha sido comprender, predecir y prevenir el colapso estructural teniendo siempre en mente la preservación de la integridad humana. Desde esta perspectiva se vuelve esencial que el ingeniero estudie plenamente el comportamiento estructural bajo amenazas sísmicas. Del punto de vista financiero, el colapso constituye un estado límite asociado a la pérdida total del edificio, su contenido y su función (Lignos, 2008). Sin embargo, en algunos casos es posible alcanzar la falla en la estructura con distorsiones de entrepiso sustancialmente más pequeñas que aquellas asociadas al colapso. Este fenómeno se presenta especialmente en sismos de larga duración que someten a la estructura a múltiples cargas cíclicas dentro de su rango inelástico. Por lo tanto, es necesario determinar adecuadamente el comportamiento estructural a lo largo del evento sísmico, considerando la deterioración mecánica de los elementos estructurales al verse amenazada su integridad. Afortunadamente, con el avance tecnológico la capacidad de predecir el daño esperado en una estructura, es afinada cada vez más por nuevos modelos analíticos que representan su comportamiento con mayor precisión. Por lo tanto, ante el uso de modelos de comportamiento que mejor representen la realidad, mayor confianza es puesta en estudios de vulnerabilidad y riesgo que ayuden a evaluar los métodos actuales de diseño.

1.2 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

El desarrollo secuencial de esta tesis se presenta en seis capítulos, exponiendo el planteamiento, desarrollo y resultado de la investigación por medio de un caso de estudio buscando distinciones entre modelos de comportamiento que evalúan el pronóstico de daño en estructuras sometidas a cargas cíclicas y a deformaciones repetitivas en el estado plástico.

El Capítulo 1 introduce la problemática a tratar en la tesis, y describe los alcances del trabajo. En este capítulo se plantea la necesidad que la sociedad tiene para estimar el daño una manera objetiva y el interés que la misma debe mostrar sobre el uso de modelos analíticos que ayudan a describir el comportamiento estructural con mayor exactitud. En el Capítulo 2 se describe el marco teórico que conlleva la evaluación de comportamiento como la de estimación de daño. Se presenta también el contexto científico de donde parte la necesidad para estimar el daño estructural. Habiendo planteado el margen del cual parte la investigación realizada en esta tesis, el Capítulo 3 describe la metodología utilizada para el desarrollo de la investigación, la cual delinea el procedimiento a seguir para poder asociar valores de daño esperado con parámetros de desempeño, partiendo de distintos modelos de comportamiento estructural. Siguiendo lo promulgado del Capítulo 3, el Capítulo 4 presenta el desarrollo de la investigación por medio de un caso

de estudio y registros sísmicos reales. En el Capítulo 5 se presentan los resultados obtenidos del caso de estudio en resultados colectivos de daño esperado asociado a parámetros de respuesta estructural, y se examinan, identifican y comparan los resultados obtenidos empleando los distintos modelos de comportamiento. Finalmente, en el Capítulo 6 se menciona la conclusión del trabajo y se mencionan algunas recomendaciones pertinentes para el uso de este trabajo, así como también, para trabajos adentrados en el campo de la evaluación de daño estructural.

2 ANTECEDENTES

La ingeniería sísmica, como otras ramas de la ingeniería estructural, tiene como objetivo salvaguardar la vida humana mediante el diseño funcional y económico de las estructuras. Por lo tanto, es el daño, la amenaza la cual ingenieros estructuristas fundamentalmente tratan de estudiar, para así comprender, predecir y prevenir tragedias humanas.

En las siguientes secciones se discutirá el margen teórico empleado para el desarrollo de esta tesis. En ellas se discutirá el fenómeno sísmico, que reclama más de 10,000 vidas cada año y que causa afectaciones urbanas reflejadas por pérdidas económicas en el orden de los miles de millones de dólares (Elnashi y Di Sarno, 2008). De igual forma, se determina la caracterización de la acción sísmica que intercede en la evaluación de daño estructural. Asimismo, en este capítulo se discute principios de la ingeniería sísmica utilizados para determinar el efecto sísmico en las edificaciones, al igual que su respuesta al movimiento. Últimamente, se presenta el uso de índices de daño como método eficiente para describir la respuesta estructural en términos de daño, y también para ponderar un daño esperado ante determinadas intensidades sísmicas.

2.1 CARACTERIZACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA

Fenómenos naturales como los ciclones, erupciones volcánicas, terremotos, tormentas, o tornados siempre han llevado consigo destrucción y estrago a los sitios que recorren, poniendo en riesgo a la población en dichos sitios. Sin embargo, ningún fenómeno natural se compara en efectos destructivos como el sismo, siendo el fenómeno con mayor ocurrencia y con mayor incertidumbre de aparición al que se le atribuye el mayor número de pérdidas de vidas.

Ocurren aproximadamente 500.000 sismos al año que son detectables alrededor del mundo, de los cuales 100,000 se pueden sentir y alrededor de 100 causan daño y ponen en peligro la vida humana (USGS, 2016). En los últimos 27 años se estiman que 916,275 muertes fueron ocasionadas por los efectos de un sismo (USGS, 2016). Entre estos, los sismos de larga duración han resultado de los más catastróficos, como fue el sismo de Sumatra-Andamán (Indonesia), en 2004, que duró entre 8.3 y 10 minutos, reclamando alrededor de 228,000 vidas (Lay *et al.* 2005).

El riesgo de los sismos, si bien no puede eliminarse, puede estudiarse y entenderse de tal manera que se pueda minimizar el peligro a la vida humana y por tanto minimizar el riesgo.

2.1.1 Ingeniería Sísmica

El estudio de los sismos comenzó como el enfoque de la disciplina académica denominada Sismología, la cual estudia el origen, la propagación y el efecto en la sociedad humana de los mismos, con la meta de reducir el riesgo sísmico a niveles socioeconómicamente estables. Dentro del campo de la sismología, aparece la *Ingeniería Sísmica*, que se fundó para poder aplicar los conceptos del estudio de los sismos para establecimientos humanos y edificaciones. El ingeniero sísmico tiene como objetivo construir estructuras que no se verán afectadas ante sismos de baja intensidad, y que a su vez que las estructuras no presenten daños severos o lleguen al colapso. El área de la Ingeniería Sísmica es una rama científica de la que se preocupa por el bien-estar de la población, la sociedad y la naturaleza al reducir el riesgo sísmico a niveles socioeconómicamente aceptables.

Desde su fundación por Robert Mallet, ingeniero civil, y John Milne, ingeniero minero, la Ingeniería Sísmica ha buscado poder comprender qué características de un sismo son las que afectan a las estructuras, encontrar una relación mecánica que se traduzca en daño al igual que explicar la sismicidad de una región (Bozorgnia y Bertero, 2006). En la actualidad se tiene un conocimiento más amplio de la respuesta estructural ante un evento sísmico, lo que ha permitido desarrollar principios del diseño estructural. Sin embargo, como las acciones sísmicas no son deterministas, se siguen realizando varios estudios para poder, no solo ampliar aún más el conocimiento de las respuestas estructurales, sino también reducir el riesgo de un evento sísmico y garantizar la seguridad de los seres humanos.

2.1.2 Conceptos Básicos del Origen de los Sismos

La ingeniería sísmica entiende a los sismos como una derivación dinámica de la Tierra. La excitación sísmica puede ser el resultado de fenómenos como la actividad volcánica, explosiones, derrumbes o inclusive hundimientos terrestres, pero ninguna se compara con el grado de sismicidad que genera la tectónica de placas.

La tectónica de placas, propuesta por Alfred Wagner en 1912, declara que la superficie terrestre es fragmentada en gigantescos bloques que se desplazan sobre un manto líquido. De acuerdo con la teoría de la tectónica de placas, la corteza terrestre está dividida a manera de un mosaico, en unas 17 placas principales que se desplazan lateralmente unas respecto a otras impulsadas por corrientes de convección que se generan en el manto (Sauter 1989). Estos bloques de corteza terrestre se les conoce como *Placas Tectónicas*.

El movimiento relativo entre las Placas Tectónicas puede ser de expansión o separación, de sumersión o subducción, puede conducir a la colisión frontal, o ser simplemente un desplazamiento lateral paralelo a la falla que separa las placas. A causa de ello los sismos provienen de la interacción entre dos o más Placas Tectónicas. Durante este proceso se generan fuerzas de fricción que mantienen entrabadas dos placas adyacentes, produciendo esfuerzos que pueden sobrepasar la resistencia de la roca y ocasionar una ruptura violenta y la liberación repentina de la energía acumulada en el material de la corteza que es percibida como un sismo.

Aunque los sismos son fenómenos impredecibles y no existe un procedimiento confiable que establezca con claridad el momento, localidad o magnitud de su ocurrencia, los sismos provenientes de la tectónica de placas se presentan en regiones bastante bien definidas a nivel internacional, ocurriendo en la periferia de las Placas Tectónicas. En la figura 2.1.1 se observa la distribución de las Placas Tectónicas a nivel global con los epicentros de sismos registrados a lo largo de la historia.

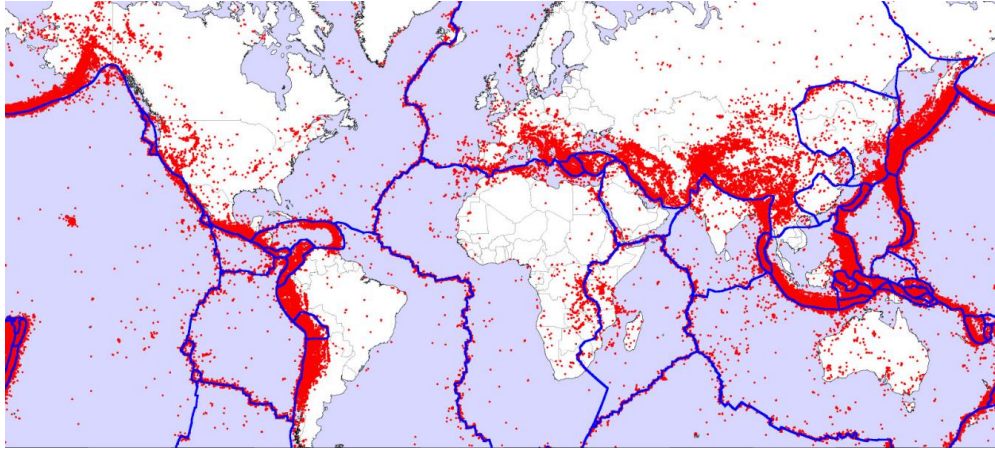


Figura 2.1.1 Mapa mundial de la distribución de las principales placas tectónicas con los epicentros de terremotos localizados. (USGS, 2016).

Por lo anterior, es claro que el grado de exposición de la población y sus obras civiles a los sismos es alto y, con fines preventivos, resulta indispensable conocer con la mayor claridad cuál es el nivel de peligro de un asentamiento humano o área específica.

2.1.3 Magnitud e Intensidad

Para que los ingenieros puedan evaluar los efectos destructivos de un sismo y el riesgo que ponen a la sociedad, es necesario poder medirlos. Las escalas más precisas son de origen instrumental, sin embargo, a falta de contar con instrumentos colocados en los diferentes sitios donde se desea conocer severidad, se prefiere recurrir a escalas de tipo cualitativo. Actualmente existen dos medidas aceptadas para poder medir la capacidad de un sismo, éstas medidas se conocen como *magnitud e intensidad*.

La magnitud de un sismo, originalmente definida por Richter en 1935, es una medida mundialmente aceptada como la cantidad de energía liberada. La medida es también independiente de la ubicación de los instrumentos que registran el movimiento sísmico. La magnitud de Richter está basada en una escala logarítmica que permite clasificar a los sismos en una escala entre 0 y 10, en donde 1 representa la energía liberada de una detonación de alrededor de 170 gramos de TNT, mientras que un sismo de magnitud 8 representa a aproximadamente 6 millones de toneladas de TNT (Ayala y Olcina, 2002). Aunque existen otras escalas de magnitud, éstas no se discutirán en esta tesis ya que el interés de este estudio recae en estudiar el efecto de la amenaza sísmica en localidades determinadas, y a su vez, los efectos causados en la integridad de la estructura.

La intensidad, a diferencia de la magnitud, es una medida de aceleración, velocidad y desplazamiento máximos basada en la percepción del sismo por instrumentos situados en estaciones sísmicas que registran la sismicidad de la región. Dichas medidas cuantitativas son de gran importancia en la ingeniería ya que permiten el diseño sismo-resistente en ubicaciones determinadas. Como la percepción del movimiento sísmico varía en distancias de algunos kilómetros, instrumentos sísmicos son utilizados por ingenieros para determinar dichos parámetros de intensidad, e cuantificar el riesgo que presentan ciertas zonas, y así determinar la amenaza sísmica de la región.

Para estudios particulares de ciertas regiones sísmicas, la ingeniería sísmica recurre a medir la intensidad a partir de escalas cualitativas que se basan en la severidad de los daños producidos, en el movimiento percibido por las personas y en los cambios producidos en la superficie del terreno. La escala de intensidades más usada es la de Mercalli Modificada (MM)

La escala de Mercalli, propuesta por Giuseppe Mercalli en 1906 y posteriormente modificada por Frank Newman y Harry Wood en 1931, determina la intensidad aparente de los terremotos de acuerdo a la distancia del observador y el epicentro, ubicación del sismo en la superficie terrestre, mediante descripciones subjetivas en una escala del I al XII. En la tabla 2.1.1. se puede apreciar la MM que explica las distintas intensidades que podría conllevar un sismo, donde entre mayor grado de intensidad mayor poder destructivo.

Tabla 2.1.1 Escala de intensidades Modificada de Mercalli. (Wood y Neuman, 1931)

Grado I	Sacudida sentida por muy pocas personas en condiciones especialmente favorables.
Grado II	Sacudida sentida sólo por pocas personas en reposo, especialmente en los pisos altos de los edificios. Los objetos suspendidos pueden oscilar.
Grado III	Sacudida sentida claramente en los interiores, especialmente en los pisos altos de los edificios, muchas personas no lo asocian con un temblor. Los vehículos de motor estacionados pueden moverse ligeramente. Vibración como la originada por el paso de un carro pesado. Duración estimable
Grado IV	Sacudida sentida durante el día por muchas personas en los interiores, por pocas en el exterior. Por la noche algunas despiertan. Vibración de vajillas, vidrios de ventanas y puertas; los muros crujen. Sensación como de un carro pesado chocando contra un edificio, los vehículos de motor estacionados se balancean claramente.
Grado V	Sacudida sentida casi por todo el mundo; muchos despiertan. Algunas piezas de vajilla, vidrios de ventanas, etcétera, se rompen; pocos casos de agrietamiento de aplanados; caen objetos inestables. Se observan perturbaciones en los árboles, postes y otros objetos altos. Se detienen de relojes de péndulo.
Grado VI	Sacudida sentida por todo mundo; muchas personas atemorizadas huyen hacia afuera. Algunos muebles pesados cambian de sitio; pocos ejemplos de caída de aplanados o daño en chimeneas. Daños ligeros.
Grado VII	Advertido por todos. La gente huye al exterior. Daños sin importancia en edificios de buen diseño y construcción. Daños ligeros en estructuras ordinarias bien construidas; daños considerables en las débiles o mal planeadas; rotura de algunas chimeneas. Estimado por las personas conduciendo vehículos en movimiento.
Grado VIII	Daños ligeros en estructuras de diseño especialmente bueno; considerable en edificios ordinarios con derrumbe parcial; grande en estructuras débilmente construidas. Los muros salen de sus armaduras. Caída de chimeneas, pilas de productos en los almacenes de las fábricas, columnas, monumentos y muros. Los muebles pesados se vuelcan. Arena y lodo proyectados en pequeñas cantidades. Cambio en el nivel del agua de los pozos. Pérdida de control en la personas que guían vehículos motorizados.
Grado IX	Daño considerable en las estructuras de diseño bueno; las armaduras de las estructuras bien planeadas se desploman; grandes daños en los edificios sólidos, con derrumbe parcial. Los edificios salen de sus cimientos. El terreno se agrieta notablemente. Las tuberías subterráneas se rompen.
Grado X	Destrucción de algunas estructuras de madera bien construidas; la mayor parte de las estructuras de mampostería y armaduras se destruyen con todo y cimientos; agrietamiento considerable del terreno. Las vías del ferrocarril se tuercen. Considerables deslizamientos en las márgenes de los ríos y pendientes fuertes. Invasión del agua de los ríos sobre sus márgenes.
Grado XI	Casi ninguna estructura de mampostería queda en pie. Puentes destruidos. Anchas grietas en el terreno. Las tuberías subterráneas quedan fuera de servicio. Hundimientos y derrumbes en terreno suave. Gran torsión de vías férreas.
Grado XII	Destrucción total. Ondas visibles sobre el terreno. Perturbaciones de las cotas de nivel (ríos, lagos y mares). Objetos lanzados en el aire hacia arriba.

El Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS, por sus siglas en inglés) en un intento de poder correlacionar medidas de movimiento del terreno con referencias de daño, creó la tabla 2.1.2 que correlaciona medidas de aceleración para cada grado de la escala MM.

Tabla 2.1.2 Correlación entre intensidad medida con intensidad sentida.. (USGS, 2016)

Escala de MM	Aceleración Sísmica (gal)	Velocidad Sísmica (cm/s)	Percepción del Temblor	Potencial de Daño
I	< 0.0017	< 0.1	No apreciable	Ninguno

II-III	0.0017 - 0.014	0.1 - 1.1	Muy leve	Ninguno
IV	0.014 - 0.039	1.1 - 3.4	Leve	Ninguno
V	0.039 - 0.092	3.4 - 8.1	Moderado	Muy leve
VI	0.092 - 0.18	8.1 - 16	Fuerte	Leve
VII	0.18 - 0.34	16 - 31	Muy fuerte	Moderado
VIII	0.34 - 0.65	31 - 60	Severo	Moderado a fuerte
IX	0.65-1.24	60-116	Violento	Fuerte
X+	>1.24	>116	Extremo	Muy Fuerte

Se debe reconocer que la magnitud y la intensidad no son comparables, ya que intervienen factores que afectan la percepción del mismo, como la distancia del epicentro, la geología, la profundidad del hipocentro, ubicación exacta de la ruptura donde se generó el sismo. Sin embargo, en términos de energía liberada y los daños observados la tabla 2.1.3 atenta comparar la MM con la de Richter.

Tabla 2.1.3 Comparación en escalas de magnitud e intensidad en terremotos. (Petak y Atkisson, 1982)

Magnitud Richter	Intensidad Mercalli	Energía equivalente en peso de TNT	Daños observados
Hasta 3	I-II	Menor de 181,4 [kg]	Difícilmente perceptible.
3-4	II-III	Hasta 6 [ton]	Se siente vibración como un camión cercano.
>4-5	IV-V	Hasta 200 [ton]	Pequeños objetos se vuelcan, gente se despierta.
>5-6	VI-VII	Hasta 6,270 [ton]	Dificultad para mantenerse en pie. Daños moderados en construcciones de ladrillo.
>6-7	VII-VIII	Hasta 100,000 [ton]	Pánico general; cae algún muro.
>7-8	IX-XI	Hasta 6,270,000 [ton]	Destrucción masiva, grandes deslizamientos.
>8	XI-XII	Hasta 200,000,000 [ton]	Destrucción total; se ven ondas en la superficie del suelo.

Sin embargo, la mayor desventaja de MM es que toma en cuenta sólo marginalmente la calidad sismo-resistente de los edificios que se encuentran en la zona afectada, más no el grado de daño que se espera tener ante un evento sísmico. Por lo tanto, estudios enfocados a determinar la severidad del daño esperado en una estructura afectada por el movimiento sísmico, requieren de registros cuantitativos que permitan relacionar la capacidad del sismo y su efecto en las estructuras.

2.1.4 Instrumentación Sísmica

Para determinar la capacidad de un sismo, la ingeniería sísmica hace uso de dos instrumentos sísmicos, capaces de registrar el movimiento sísmico para que pueda ser estudiado posteriormente. Estos instrumentos sísmicos son conocidos como *sismógrafos* y *acelerógrafos*, de manera que los registros que producen se conocen como *sismogramas* y *acelerogramas*, respectivos a cada instrumento. Estos registros determinan la duración y las amplitudes del movimiento terrestre, ayudando así a determinar la capacidad sísmica. Para la ingeniería sísmica, un acelerograma es la descripción más completa del movimiento del terreno y/o de una estructura, ocasionado por la ocurrencia de un sismo. De ahí que el registro, el procesamiento, análisis e interpretación de los acelerogramas sean la base de los estudios de la ingeniería sísmica. Los acelerogramas dan a la ingeniería sísmica muchas aplicaciones por lo cual conviene describir

a los acelerogramas en términos de parámetros simples, dependiendo del interés de estudio. Estos parámetros se clasifican en dos categorías: en el dominio del tiempo y el de la frecuencia (Trifunac y Brady, 1975, Seed y Idriss, 1982 y Joyner y Boore, 1988).

Sin embargo, para comprender el funcionamiento de un acelerógrafo se necesita primero discutir el funcionamiento de los sismógrafos. El sismógrafo es un instrumento sísmico de gran sensibilidad que produce una traza que representa la velocidad de movimiento del terreno en el sitio de registro, ya sea a causa de un sismo cercano muy pequeño o de uno grande lejano. El mecanismo que utiliza el sismógrafo como el acelerógrafo ya sea antiguo o moderno, se basa en el movimiento oscilatorio de una masa pesada suspendida por un resorte, asimilando un péndulo, se basa en el principio de inercia de los cuerpos, “todos los cuerpos tienen una resistencia al movimiento o a variar su velocidad”, para entonces relacionar el movimiento de la masa con la del terreno. La figura 2.1.2 y la figura 2.1.3 muestran la concepción básica de los componentes básicos de sismógrafos comunes. La figura 2.1.2 muestra un sismógrafo capaz de registrar un sismo en dos direcciones y la figura 2.1.3 muestra dos sismógrafos, uno para movimientos horizontales y el otro para movimientos verticales. Sin embargo, mientras que el sismógrafo es utilizado para determinar movimientos sutiles de la acción sísmica para determinar parámetros de origen de un terremoto, como es su epicentro, profundidad y magnitud; el acelerómetro toma en cuenta movimientos más perceptibles relacionado con la variación de en las aceleraciones del terreno para determinar la intensidad percibida en la localidad donde se realizó el registro.

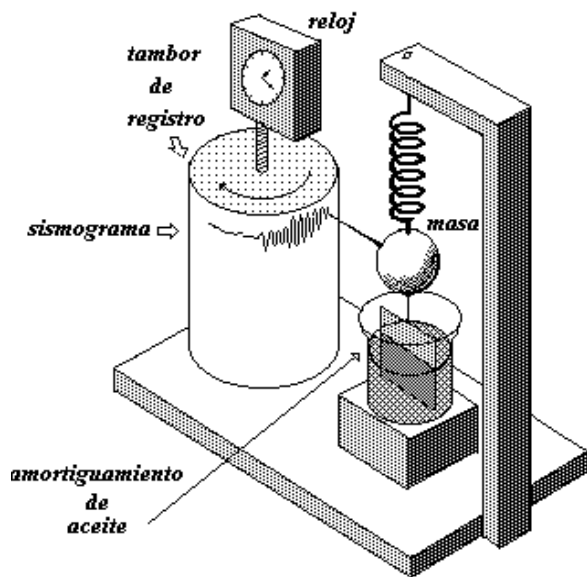


Figura 2.1.2 Esquema básico de un sismógrafo, (CENAPRED, 2005)

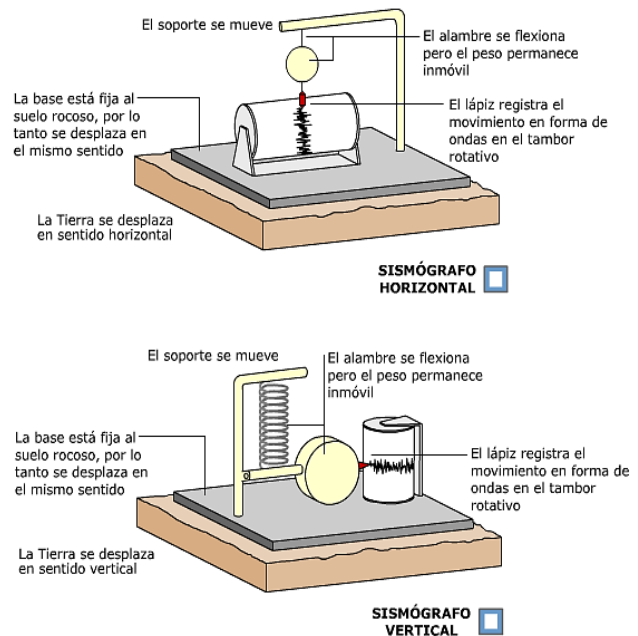


Figura 2.1.3 Sismógrafos en dirección horizontal y vertical (CENAPRED, 2005)

Como ya se había mencionado, los acelerógrafos, a diferencia de los sismógrafos no son sensibles a movimientos pequeños que son considerados imperceptibles para la noción humana. Al registrar únicamente movimientos mayores, los hace útil al momento de catalogar y el movimiento sísmico que pudiera ocasionar daño en la sociedad. En la figura 2.1.4 se observan ejemplos de acelerogramas de eventos sísmicos registrados por estaciones ubicadas en la Ciudad de México. Entre ellos se aprecia la intensidad de cada evento, en términos cegesimales conocidos como gals, o bien en cm/s^2 , en relación con la duración del evento sísmico. Cabe notar que entre los acelerogramas exhibidos, particularmente destaca el fenómeno

de larga duración, especialmente para los sismos del 7 y 19 de septiembre del 2017. De igual manera se aprecia el contraste en intensidades entre los sismos asociados con el mayor número de estragos (siendo estos el sismo del 19 de septiembre de 1985 y el ocurrido en la misma fecha del año 2017).

Actualmente se utilizan sismógrafos y acelerógrafos digitales, identificados ahora como sismómetros y acelerómetros. Estos nuevos instrumentos automatizados toman en cuenta el movimiento relativo entre la masa y el marco para producir una señal eléctrica que permite registrar el evento sísmico digitalmente, para que pueda ser consultado electrónicamente en cualquier parte del mundo. Al digitalizar los registros de los sismómetros, éstos se pueden enviar automáticamente vía electrónica, y a su vez ser conectarse en una red. Ante dichos avances tecnológicos ya no hay necesidad de registrar físicamente los sismogramas como los acelerogramas. Gracias a los avances tecnológicos, se tiene mayor precisión al momento de analizar las amplitudes de movimiento, debido a que cada oscilación es registrada digitalmente.

Para lo que concierne al análisis estructural y evaluación de daño en estructuras, el uso de acelerogramas permite tomar parámetros en el dominio del tiempo que permiten describir el comportamiento estructural a través del movimiento sísmico. Específicamente los parámetros de amplitud, que dan a conocer la aceleración horizontal máxima, y parámetros de duración del evento sísmico, son los que toman los modelos de comportamiento para describir la respuesta estructural y en algunos casos definen la acumulación de daño y/o deterioración en los elementos estructurales.

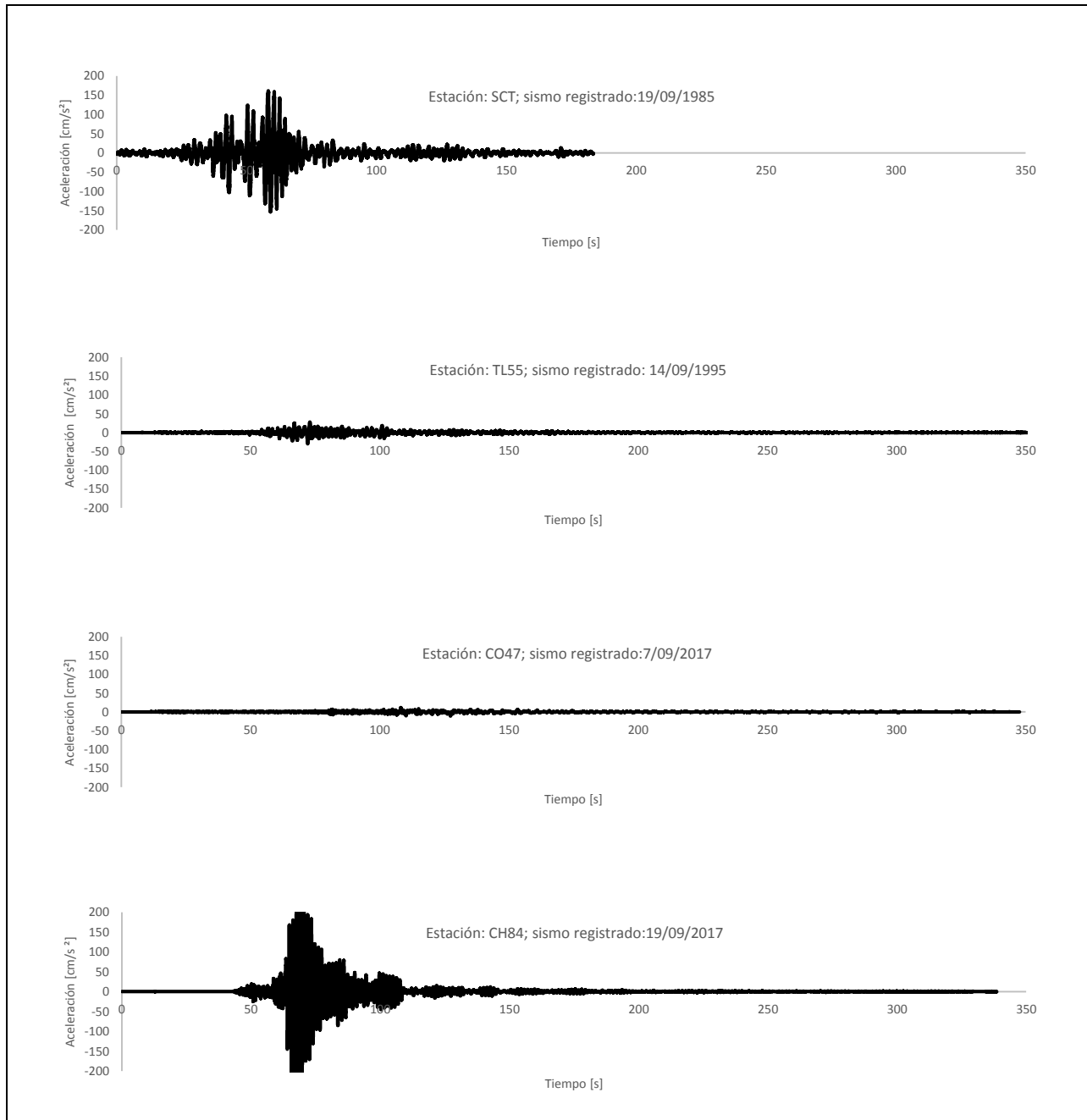


Figura 2.1.4 Acelerogramas de sismos percibidos en la Ciudad de México.

2.1.5 Zonificación Sísmica

Tras estudios geológicos y registros históricos de actividad sísmica, zonas que presentan una amenaza son identificadas como *zonas sísmicas*. Son éstas zonas las que presentan gran interés para la ingeniería sísmica, ya que son estas regiones las que presentan el mayor peligro a la sociedad. Son estas zonas también las que se concentran la mayor cantidad de estaciones sísmicas, las cuales son capaces de proveer información necesaria para la evaluación sísmica y sus efectos en la región. Por lo tanto, estudios que determinan la amenaza de daño sísmico en edificaciones, son realizados a partir de los acelerogramas obtenidos en éstas zonas de alto riesgo sísmico.

La zonificación sísmica surge a partir del interés de conocer el riesgo sísmico en una localidad. Surge de las necesidades económicas de las ciudades, ya que la vivienda, obras públicas e industria deben contemplar edificaciones de modo que la actividad sísmica no alteren su funcionamiento (Beltrán 2011). La propuesta consiste en dividir una región en zonas para poder definir áreas con mayor probabilidad de experimentar un movimiento terrestre asociado a su sismicidad. Estas zonas contemplan la frecuencia de ocurrencia junto con las intensidades medibles de los sismos para poder delinear zonas con mayor probabilidad de sismo, es decir su sismicidad. Esta información generalmente se plasma en mapas de sismicidad, que se utilizan por los gobiernos nacionales, estatales y locales, los encargados en la toma de decisiones, los ingenieros, los planificadores urbanos, las organizaciones de respuesta a emergencias, las universidades y el público en general para estimar el uso de suelo, realizar planes de preparación ante emergencias, al igual que otros enfoques de mitigación de riesgo (Giardini, y otros 1999). Siendo ésta identificación regional como el primer paso para estudios de evaluación de riesgo sísmico, obtenido al combinar la sismicidad de una región junto con factores de vulnerabilidad como son tipo, valor y edad de edificios e infraestructuras, densidad poblacional, uso de suelo, fecha y hora del evento sísmico).

Durante el periodo de 1992-1999 las Naciones Unidas, mediante el proyecto de *Programa Global de Evaluación del Peligro Sísmicos*, GSHAP por sus siglas en inglés, catalogó información histórica (pre-1900), junto con registros sísmicos que datan desde 1900 hasta la fecha que se elaboró el proyecto de GSHAP. Como resultado, se creó un mapa que muestra aceleraciones máximas en $[m/s^2]$ de movimiento terrestre con un 10 % de probabilidad de excedencia para un periodo de retorno de 2,475, y 975 años. Dentro del mapa mostrado en la figura 2.1.5 elaborado por GSHAP se identifican las regiones con mayor sismicidad (en rojo) con medidas de intensidad superiores a $3.2 [m/s^2]$ y por lo tanto aquellas que también exhiben un alto riesgo sísmico. En algunos casos como en partes del continente africano y del continente americano su sismicidad fue determinada a partir de material publicado y evaluado por expertos en temas de sismología, dando como resultado, que éstas regiones sean identificadas con baja sismicidad (en verde o blanco) o bien con intensidades menores a $0.8 [m/s^2]$.

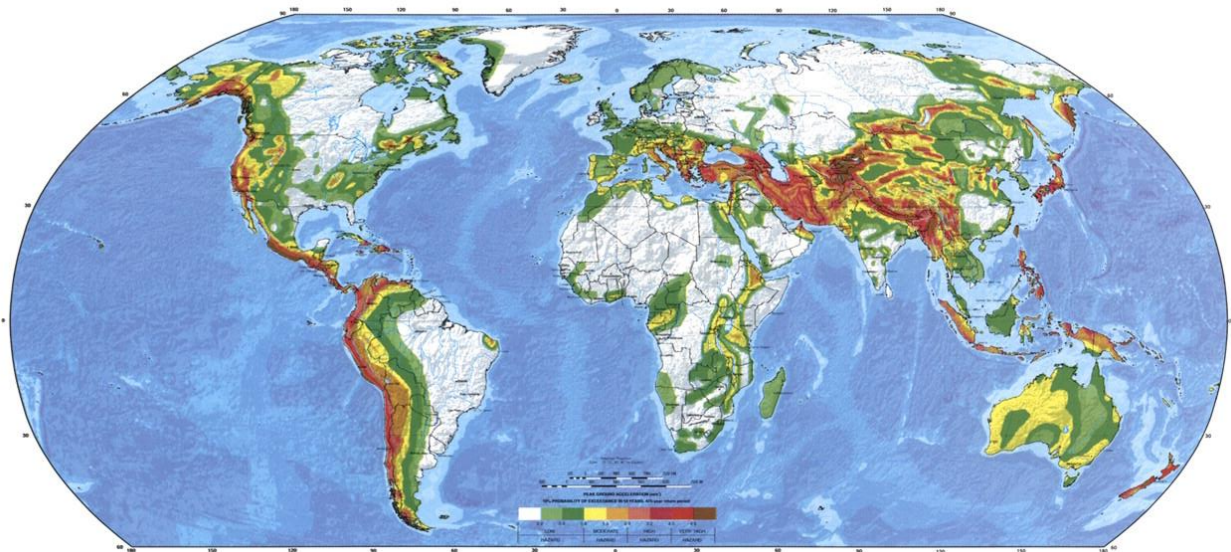


Figura 2.1.5 Zonificación sísmica por parte de las Naciones Unidas en el proyecto GSHAP, 1999. (Giardini et al., 1999)

En general se puede deducir que el mundo entero se ve afectado por acciones sísmicas, sin embargo, cabe recalcar que la zona donde se libera la mayor parte de la energía sísmica es en un gran arco, conocido como el Cinturón Circumpacífico (Bazán y Meli 2014). El Cinturón rodea casi totalmente el Océano

Pacífico y es donde aproximadamente el 75% de los sismos suceden, liberando la mayor cantidad de energía sísmica, alrededor de un 80% a un 90% anualmente. (Sauter 1989). Específicamente, se encuentran áreas con un alto peligro sísmico en la zona de subducción de la Placa del Pacífico, que incluye las costas el oeste del sur de México, América Central y América del Sur (Giardini, y otros 1999).

Consecuentemente para áreas donde el peligro sísmico es constante, es necesario contar con información suficiente que permitan la evaluación segura de la demanda sísmica que edificaciones con diseño sismo-resistente deberán resistir. Al conocer las características del movimiento sísmico del suelo, se puede entonces determinar cómo el mismo movimiento sísmico se transmite a los edificios que se apoyan sobre éste.

2.2 PARÁMETROS DE RESPUESTA ESTRUCTURAL

El comportamiento estructural ante un evento sísmico es el resultado del movimiento sísmico del suelo que se transmite en la estructura. Esto se debe a la fuerza de inercia actuante sobre la estructura cuando la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente, resultando en fuerzas de inercia que se generan esfuerzos y deformaciones que ponen en peligro la integridad del edificio.

Por lo tanto, excitación sísmica de sistemas estructurales es un problema práctico que concierne a la salvaguarda de la sociedad. Para la ingeniería sísmica, la descripción del efecto sísmico sobre los sistemas estructurales siempre ha mantenido el interés en determinar la respuesta estructural en términos de fuerzas, esfuerzos, deformaciones, aceleraciones, velocidades y desplazamientos, por esta razón, en este capítulo se describirá cuáles son los efectos sísmicos de las estructuras al igual de los métodos de análisis de daño que se abordan en esta tesis.

2.2.1 Grados de Libertad

Se denomina grado de libertad a la posibilidad que tiene un nudo de moverse de forma independiente en cierta dirección. La ingeniería estructural refiere a los grados de libertad como el número mínimo de parámetros que se necesita para determinar el número de reacciones de una estructura, ya que en ellos se generan fuerzas generalizadas de inercia.

En general, se puede considerar un sistema estructural como un sistema continuo. Sin embargo, realizar un análisis involucraría el cálculo de movimiento de un número infinito de puntos, lo cual acomplejaría el análisis. Para simplificar el análisis, la ingeniería estructural describe el movimiento de la estructura a través de algunos puntos de la estructura que se vean mayormente afectados por las fuerzas de inercia, (Martinez *et al.*, 2016). Desde el punto de vista dinámico, los nudos contemplados para una estructura son aquellos que concentren la mayor masa, por lo que en edificios es generalmente aceptable conjeturar que la mayor cantidad de masa es soportada por los pisos, lo cual permite suponer que todas las masas están concentradas en los mismos.

En vista de que la mayor parte de las masas están directamente soportadas por los pisos, es también aceptable suponer que todas las masas están concentradas en los mismos, de manera que las fuerzas de inercia generadas por desplazamientos laterales se pueden expresar como productos de masa en cada piso por sus aceleraciones lineales (en dos ejes horizontales perpendiculares) y del momento de inercia de dicha masa por la aceleración angular alrededor del eje vertical que pasa por el centro de masas, permitiendo efectuar el análisis dinámico de un edificio con modelos que tienen tres grados de libertad por piso, (Bazán

y Meli 2014, Clough y Penzien 2003, Humar 1990). La figura 2.2.1 ayuda a ilustrar el análisis estructural usando un modelo estático y un modelo dinámico, donde los subíndices hacen referencia al elemento, de tal manera que K es la rigidez del elemento, d es el desplazamiento y m es la masa concentrada. Cabe notar que, para el mismo sistema, el modelo dinámico simplifica significativamente el análisis.

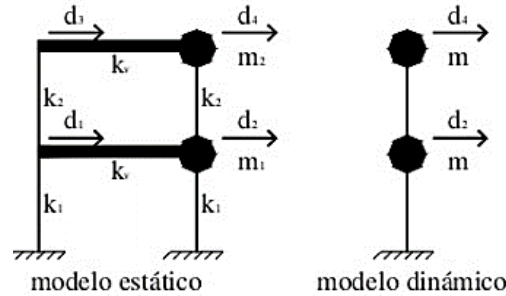


Figura 2.2.1 Grados de libertad estáticos y dinámicos, (Cassano, 2009)

Existen dos tipos de sistemas para analizar el movimiento dinámico en las estructuras; sistemas de un grado de libertad o sistemas de múltiples grados de libertad. Sin embargo, como esta tesis busca determinar el daño esperado en múltiples estructuras hipotéticas, se describirá únicamente los sistemas de un grado de libertad que dan una apreciación aproximada de la respuesta sísmica de una estructura.

i. Sistemas de un Grado de Libertad (1GDL)

Los sistemas de 1GDL representan un sistema estructural sencillo que puede ser descrito ya sea con un oscilador o mediante un marco como se muestra en la figura 2.2.2.

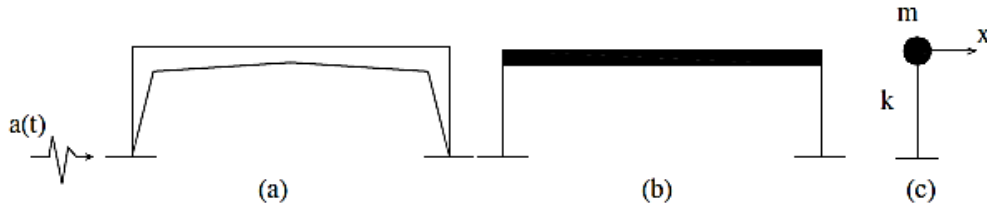


Figura 2.2.2 Estructuras modeladas como un sistema de un solo grado de libertad. (a) marco; (b) el mismo marco con la masa concentrada al nivel de la viga; (c) oscilador, (Cassano, 2009)

Se considera que la estructura presenta un comportamiento elástico, es decir, si se le impone un desplazamiento lateral, se generan fuerzas de restitución proporcionales al desplazamiento, pero en sentido contrario a la fuerza externa. En el momento que el terreno experimenta una excitación sísmica según el principio de D'Alembert, esta se puede traducir como una fuerza exterior $F(t)$, que genera aceleración, velocidad y desplazamiento para un cierto instante t ; formando las siguientes fuerzas que se reaccionan ante la excitación sísmica:

$$\therefore \text{ Fuerza de inercia.} \quad F_i(t) = m * \ddot{x}(t) \quad (2.1)$$

Donde m es la masa concentrada y $\ddot{x}(t)$ es la aceleración de la masa en relación a su base en un instante de tiempo t .

$$\therefore \text{ Fuerza de amortiguamiento.} \quad F_a(t) = c * \dot{x}(t) \quad (2.2)$$

Donde c corresponde a una constante de amortiguamiento, y $\dot{x}(t)$ representa la velocidad de la masa en relación a su base en un instante de tiempo t .

$$\therefore \text{ Fuerza de rigidez} \quad F_r(t) = k * x(t) \quad (2.3)$$

Donde k es la constante de proporcionalidad entre fuerza y restitución elástica y el desplazamiento lateral $x(t)$, que es proporcionada íntegramente por las columnas.

Resultando en la ecuación diferencial de segundo orden (2.6) que representa el movimiento de la estructura.

$$F(t) - F_i(t) - F_a(t) - F_r(t) = 0 \quad (2.4)$$

$$F_i(t) + F_a(t) + F_r(t) = F(t) \quad (2.5)$$

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F \quad (2.6)$$

En la solución de la ecuación del movimiento para sistemas en vibración libre, no se considera fuerza externa alguna, por lo cual se acostumbra a describir el comportamiento con la ecuación 2.7, donde $F = 0$.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (2.7)$$

2.2.2 Efectos Sísmicos en las Estructuras

El movimiento del suelo consta de vibraciones terrestres en dos direcciones: horizontales y verticales. Las primeras resultan en general más críticas y son las que generalmente se consideran para el diseño y la evaluación de sistemas estructurales, esto se debe a los esfuerzos y deformaciones generadas por las fuerzas de inercia presentes.

Las fuerzas de inercia que afectan la integridad de la estructura se originan al momento de que el movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios, donde la base del edificio tiene a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir a el movimiento de su base (Meli, 2014). La figura 2.2.3 muestra un esquema de la generación de fuerzas de inercia. Las fuerzas de inercia son producto que la segunda Ley de Newton define como $F = m * a$, donde m se considera como la masa del edificio y a es la aceleración de ondas sísmicas (Rosenblueth, 1991).

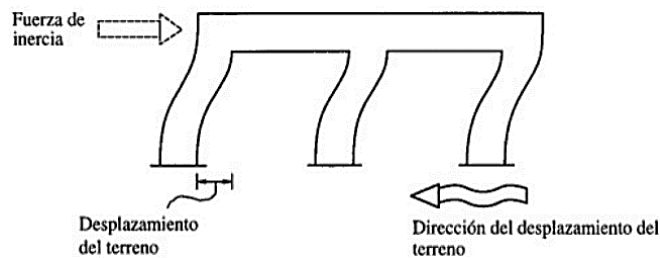


Figura 2.2.3 Fuerza de inercia generada por la vibración de la estructura, (Bazán y Meli, 2014).

La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que la estructura vibre de forma distinta a la del suelo mismo. Las fuerzas de inercia que se generan por la vibración se transmiten por la estructura por trayectorias que dependen de la configuración estructural, generando esfuerzos y deformaciones que pueden poner en peligro la estabilidad de la construcción. Se ha encontrado que, en las uniones entre elementos estructurales, son las regiones más críticas dentro del flujo de fuerzas y gracias al cambio de sección son ahí donde existe mayor esfuerzo cortante. La figura 2.2.4 ilustra el flujo de fuerzas a causa de la vibración estructural. Por lo tanto, la resistencia de una edificación ante movimientos

horizontales dinámicos, al igual que la rigidez, son tomadas de los elementos estructurales más vulnerables a la deformación, que son los sistemas verticales como columnas y muros.

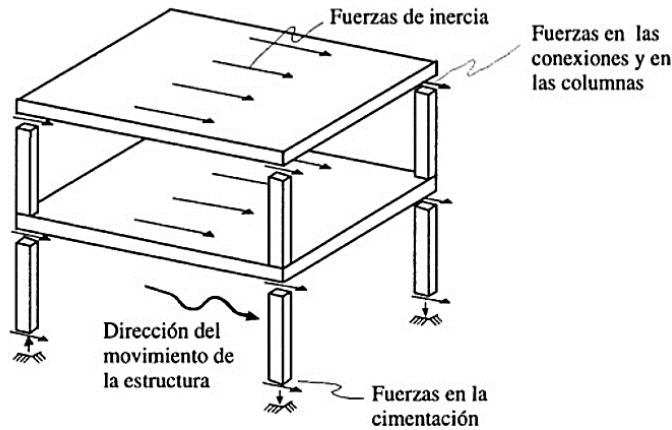


Figura 2.2.4 Flujo de fuerzas en la estructura debido a la vibración, (Bazán y Meli, 2014).

2.2.3 Propiedades de las Estructuras

El objeto de la dinámica estructural es el análisis de estructuras bajo cargas dinámicas, es decir que varían en el tiempo. Las propiedades de los sistemas estructurales que definen el comportamiento dinámico de la estructura, son aquellas que describen la vibración de las estructuras ante movimientos dinámicos, como son los sismos. A continuación, se presentan las propiedades con las que se define el comportamiento dinámico de un sistema estructural.

Cabe mencionar que para la evaluación estructural de estructuras existentes propiedades como su *masa*, *rigidez* y *amortiguamiento* elementos suficientes para componer un sistema dinámico. Al conjunto de constituido por el sistema estructural y la excitación externa se le denomina *sistema dinámico*. Sin embargo, como el trabajo realizado en ésta tesis contempla estructuras hipotéticas representadas por sistemas de 1GDL, se traduce la masa del sistema en *Periodo Natural* y *Frecuencia Angular Natural*.

Periodo Natural (T)

Para determinar si los cambios ocurridos en las cargas varían de forma “rápida” o “lenta”, se consulta su periodo natural de vibrar (Clough y Penzien, 2003). El periodo natural de una estructura es el tiempo que tarda la misma en recorrer un ciclo de vibración libre, es decir la vibración que ocurre después que finaliza la excitación externa o después que la carga deja de variar y se mantiene constante. El cálculo del periodo natural de vibrar de una estructura se aprecia en la ecuación 2.8, donde ω_n es la frecuencia angular natural. El periodo de una estructura es una característica única de sí misma y no se altera siempre y cuando la masa y geometría de la estructura no cambie. En estructuras con periodo de vibrar más alto, en el caso de la ingeniería sísmica, son consideradas más flexibles, que quiere decir que poseen un rango de deformación más amplio en el campo elástico que estructuras de periodos cortos, identificadas también como estructuras rígidas.

$$T = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (2.8)$$

Frecuencia Angular Natural (ω_n)

La frecuencia angular natural de un sistema describe la vibración del sistema independiente al evento sísmico. Por lo tanto se define que la ω_n es definida por la rigidez y la masa del propio sistema. La expresión que define el cálculo de la frecuencia angular natural se presenta en la ecuación 2.9 donde K es

la rigidez del sistema y m , la masa. La ω_n se considerada como el número de veces que la estructura vibrará en un segundo, por lo que se le asocian unidades de [rad/s].

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{m}} \quad (2.9)$$

Rigidez (K) y Resistencia

La rigidez se define como la capacidad de un elemento o un conjunto de elementos estructurales de resistir esfuerzos sin presentar grandes deformaciones o desplazamientos. Esto quiere decir que al aplicarle alguna fuerza (o momento) a un elemento o un sistema estructural va responder presentando determinadas deformaciones. Sin embargo, la rigidez no es un valor constante en el tiempo o en la estructura ya que está en función de las propiedades de su sección, la longitud y otras condiciones. De igual manera la rigidez del sistema estructural tiende a cambiar si bajo cargas dinámicas el sistema sufre daños. No obstante, para fines de ingeniería, se maneja la rigidez que describe el rango elástico del sistema, es decir antes de que éste presente daño o llegue a la fluencia.

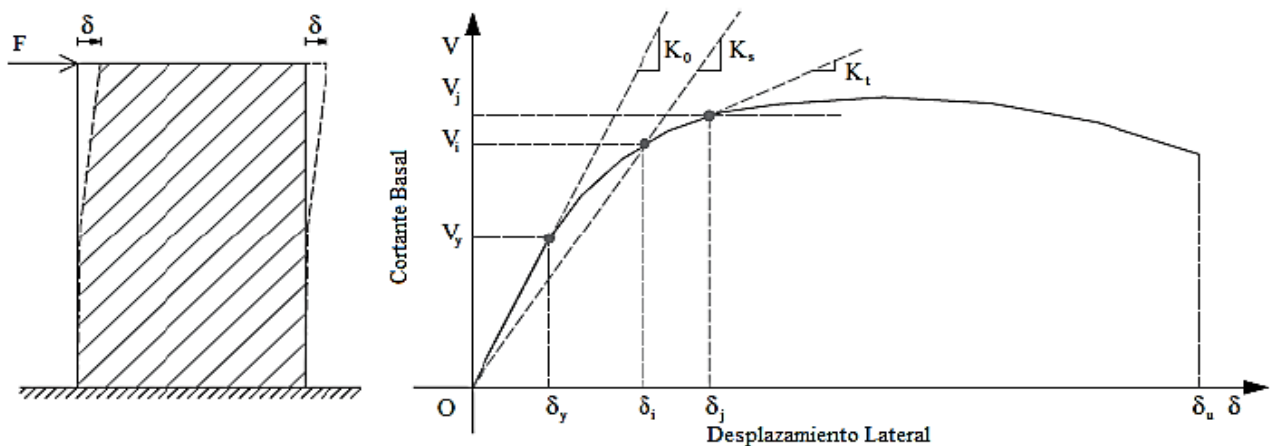


Figura 2.2.5 Curva típica de respuesta estructural para sistemas sujetos a cargas horizontales (Elnashai y Di Sarno, 2008).

Para cuestiones ilustrativas en la figura 2.2.5 se muestran distintas rigideces a la elástica K_0 para mostrar la posible variación de rigideces. En la figura la pendiente inicial k_0 corresponde a la rigidez elástica de la estructura que se delimita define por el origen y el punto de fluencia (δ_y, V_y) donde δ_y representa el desplazamiento de fluencia antes de que daño se presente en el sistema, y V_y representa el cortante de fluencia que resiste el sistema antes de que se presenten daños. De igual forma K_s es la rigidez secante encontrada en el punto i (δ_i, V_i) que determina la rigidez asociada a un nivel de carga dado desde el origen del diagrama. Finalmente, K_t representa la rigidez tangencial del punto j (δ_j, V_j) en el rango inelástico, del cual muestra las variaciones en rigidez en el rango inelástico, y como su nombre lo indica, es tangente a la curva del diagrama fuerza-deformación.

Como los sismos generan fuerzas de inercia, la rigidez lateral resulta de gran importancia para la evaluación de daño de una edificación bajo movimientos sísmicos. Ya que al conocer la respuesta dinámica de una estructura se puede estimar su rigidez lateral dentro del rango inelástico, y al compararla con la rigidez inicial, es posible localizar y estimar el daño en una estructura, (Escobar Sánchez, 2007).

Por otra parte, la resistencia de un sistema estructural es el esfuerzo resultante de resistir la excitación de fuerzas externas. Sin embargo, igual que la rigidez, esta propiedad también varía en el tiempo y se ve afectada por su historial de cargas y el uso de la estructura. La resistencia ayuda a cuantificar la

capacidad de un sistema estructural en términos de resistencias mecánicas (fuerzas axiales, momentos y fuerzas cortantes). De tal manera que en la curva que se muestra en la figura 2.2.6, la capacidad a cortante V de la estructura se define por V_y , que divide el comportamiento elástico del inelástico, como por la máxima resistencia a cortante V_{max} . Cabe mencionar que la curva en el espacio descrito anteriormente se le conoce como curva de capacidad, de igual manera el cortante basal mostrado en el eje de las ordenadas se define como las fuerzas laterales causadas por terremotos proporcionales al peso de la estructura.

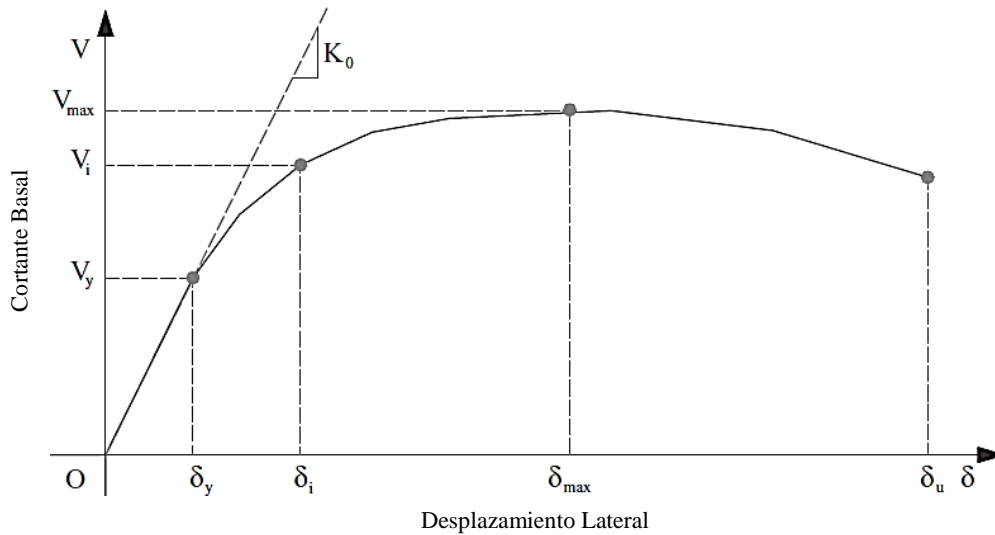


Figura 2.2.6 Definición de resistencia o capacidad estructural (Elnashai y Di Sarno, 2008).

La combinación de cargas verticales con horizontales durante un evento sísmico, incrementa el nivel de esfuerzo de los elementos y uniones, y si este total de esfuerzos excede la capacidad de cada elemento, el fallo estructural es eminente, (Jiménez 2014). Sin embargo, en el caso de que no se sobrepase la capacidad del elemento, pero oscile mediante una carga cíclica, puede causar pérdida en la resistencia mecánica en los elementos estructurales debilitando considerablemente la capacidad global de la estructura.

La resistencia generalmente se asocia con el control de daño estructural ya que la falla de resistencia puede provocarse por la acumulación de esfuerzos mayores que la capacidad del material en elementos estructurales. La ocurrencia de daño se liga también con la asociación de valores límites de deformación en los materiales, curvaturas en las secciones, rotaciones en las uniones de elementos, distorsiones en subsistemas o desplazamiento global para todo el sistema, por lo que la resistencia facilita describir el daño local y global de una estructura.

Como la resistencia es una característica que se emplea a disposición del uso de la estructura, en zonas sísmicas, es deseable que la resistencia a cortante sea más alta, especialmente para edificaciones de alta importancia como son hospitales, escuelas, oficinas de gobierno, etc.

Amortiguamiento (ξ)

El amortiguamiento es una característica estructural que influye en la respuesta sísmica porque decrece el movimiento oscilatorio, se expresa normalmente como una fracción del amortiguamiento crítico, amortiguamiento donde el movimiento resultante en vez de ser oscilatorio, es exponencial con el tiempo hasta regresar a un estado de reposo. Físicamente el amortiguamiento en sistemas estructurales es la atenuación del movimiento a causa de fricciones internas de los elementos estructurales al disipar energía.

Aunque se conozca que la relación de amortiguamiento varía dependiendo del sistema estructural, se toma un valor promedio que es el 5 por ciento de forma general. En la bibliografía se pueden encontrar valores de esta relación para distintos sistemas. Sin embargo, para requisitos de cálculo el valor del amortiguamiento podría ser distinto a 5 por ciento, por lo tanto, se recomienda modificar éste valor tanto para la demanda como la capacidad, (Espinoza, 2011).

2.2.4 Principios Básicos de los Sistemas No Lineales.

Partiendo del principio de D'Alembert y el equilibrio entre las fuerzas aplicadas, las fuerzas que reaccionan ante excitaciones sísmicas dependen de las propiedades físicas del sistema (masa, amortiguamiento y rigidez). Cuando estas propiedades son invariantes en el tiempo se le reconoce al análisis como un sistema lineal. Sin embargo, con objeto de poder evaluar modelos que contemplan deterioro en la propiedad física del sistema, ésta tesis se enfoca en sistemas no lineales. Estos sistemas son cuando alguna de sus propiedades varía en el tiempo, o bien en el momento que se presenta daño en la estructura (García, 1998). Es importante que se tome en cuenta la inelasticidad de los materiales al momento de realizar un análisis dinámico no lineal ya que estos se acercan más a la realidad y contemplan las afectaciones que el daño estructural tiene ante la rigidez y resistencia del sistema.

Por practicidad, la ingeniería civil no considera la masa como una propiedad variante en el tiempo, ya que no existen modelos que puedan predecir el desprendimiento de material estructural. En cuanto al amortiguamiento, como es una propiedad no del todo entendida, donde cualquier aproximación a su variación en el tiempo riñe con una precisión no muy exacta. Por ésta razón, la ingeniería civil la característica de no linealidad del sistema o la categoriza como la variación de rigidez del sistema en el tiempo. En la figura 2.2.7 se muestra la variación de la rigidez, k , en términos de Fuerza del resorte, F , y el desplazamiento, x , en el tiempo t_i y t_{i+1} .

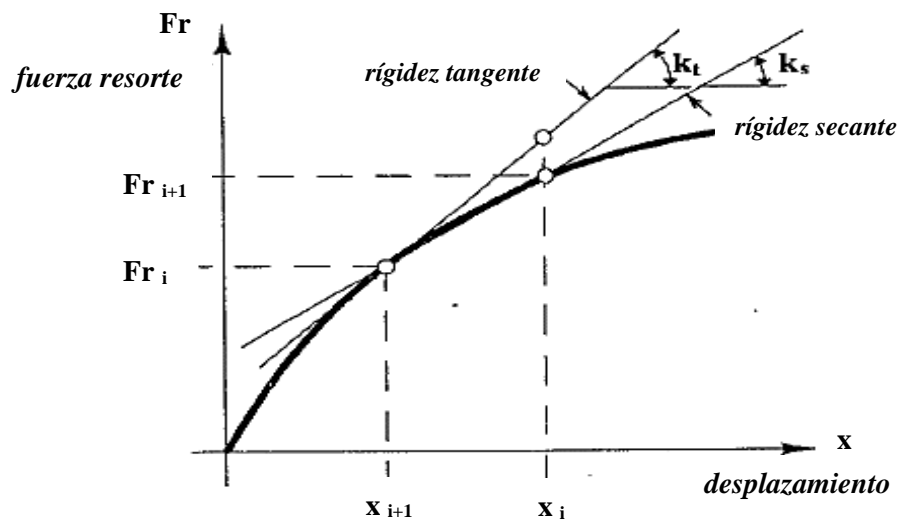


Figura 2.2.7 Fuerza en el resorte en relación con el desplazamiento (García, 1998).

La rigidez se toma como la pendiente de la tangente a la curva fuerza deformación en un punto en el tiempo, por lo cual se puede entonces definir también que, para sistemas dentro del rango inelástico, la rigidez no varía linealmente, reflejando daño.

2.2.5 Características de la Respuesta Estructural

A continuación, se introducirá algunos términos asociados con la respuesta inelástica de elementos estructurales, obtenidos de evaluar la ecuación diferencial mostrada anteriormente, los cuales se emplean posteriormente para definir y calificar patrones de comportamiento, y que a su vez se han utilizado para evaluar la capacidad estructural.

Distorsión

Durante un movimiento sísmico, los desplazamientos de una estructura están estrechamente relacionados con los daños estructurales. Por ello, los desplazamientos evaluados relativos a su base, conocidos también como distorsiones, permiten conocer la distribución de daño en edificios. En la actualidad muchos códigos de construcción toman en cuenta la distorsión como un indicador de desempeño que define el desplazamiento lateral y evita el daño estructural (Rodríguez y Aristizabal, 1998).

Estudios realizados por Uang (1988), Bertero (1991) y Moehle (1992) entre otros, han realizado estudios empíricos para poder definir valores máximos de desplazamiento lateral de servicio, y así determinar el desempeño de una estructura. No obstante, estos estudios se realizan mediante cargas monotónicas, que reflejan que una estructura puede fallar cuando tiene un desplazamiento lateral máximo mayor que su capacidad de desplazarse.

Cabe mencionar que la distorsión de entrepiso no es constante en la altura del edificio y ésta tiende a concentrarse en ciertos niveles, dependiendo de cómo se deforme lateralmente el sistema estructural, como puede observarse en la figura 2.2.8, lo cual dificulta obtener la distorsión global de la estructura, (Algan, 1982).

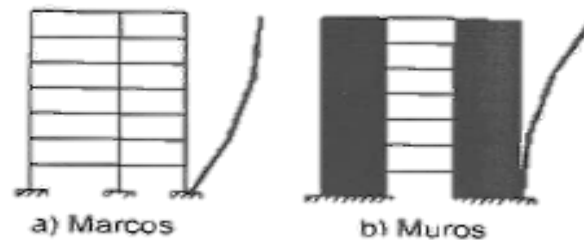


Figura 2.2.8 Esquema de desplazamientos (Rodríguez y Aristizabal, 1998).

La generalidad de los códigos de construcción determinan el desempeño de una estructura mediante su distorsión permisible, cuando ésta no sobrepasa su capacidad de seguridad, a pesar de que algunos investigadores han mostrado deficiencias en esta característica de respuesta como indicador de daño, ya que la estructura puede presentar daños mediante una carga cíclica aun cuando ésta no haya sobrepasado su capacidad de desplazamiento, (Arroyo y Ordaz 2007).

Ductilidad

Es la capacidad que tiene un elemento estructural en deformarse más allá del límite elástico sin falla, con aceptable degradación de rigidez y de resistencia. La ductilidad, μ , se puede expresar con la ecuación 2.10, donde x_m es el punto de desplazamiento donde se descarga el sistema, y x_y es el desplazamiento en donde se encuentra la fuerza de fluencia del sistema (límite del rango elástico e inelástico). Sin embargo, como la ductilidad es un valor adimensional los desplazamientos pueden ser reemplazados por curvaturas, rotaciones u otra cantidad de deformación, δ .

$$\mu = \frac{x_m}{x_y} \quad (2.10)$$

Como la rigidez y la resistencia no describen el comportamiento de una estructura en el ámbito inelástico, la ductilidad provee información una vez que las cargas dinámicas actuantes lleven a la estructura al rango plástico, ya que las mismas pueden resultar dúctiles o frágiles. En la figura 2.2.9 se muestra un diagrama de cortante-desplazamiento para sistemas estructurales con la misma rigidez y resistencia, pero con distinto comportamiento inelástico. La curva A muestra una estructura frágil mientras que la curva B muestra una estructura dúctil. Las estructuras frágiles, como se puede observar, fallan a poca deformación inelástica después de alcanzar su resistencia máxima, mientras que las estructuras dúctiles pueden resistir deformaciones mayores.

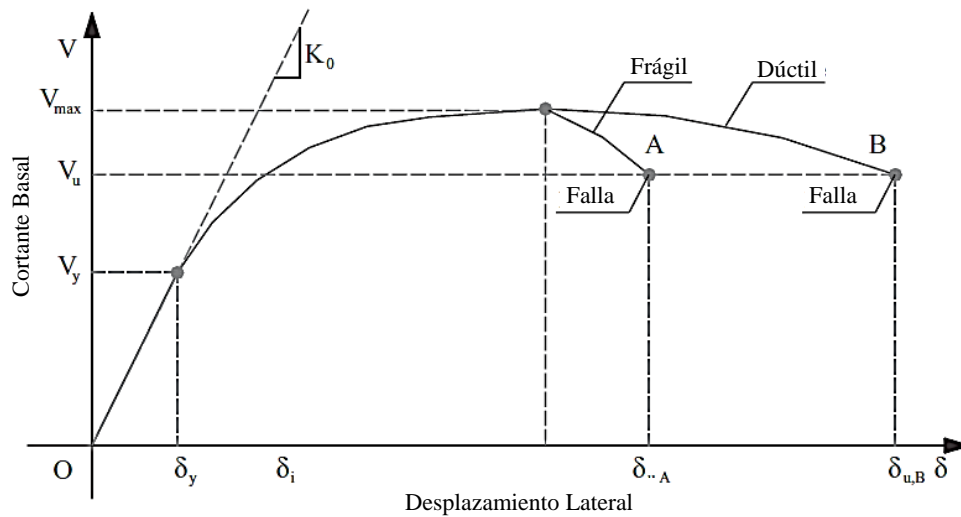


Figura 2.2.9 Definición de ductilidad estructural, (Elnashai y Di Sarno 2008).

Es evidente que se prefieren las estructuras dúctiles ya que son capaces de resistir mayores deformaciones. Las estructuras dúctiles no fallan repentinamente, como lo hacen estructuras frágiles, sino que presentan daño a mayores desplazamientos. Como existe un mayor umbral de desplazamiento para estructuras dúctiles, estas estructuras son capaces de resistir fuertes movimientos sísmicos presentando poco daño, a diferencia de estructuras frágiles con la misma resistencia que sean sometidas ante los mismos movimientos. Es por ello que la mayoría de las estructuras son diseñadas por razones económicas para comportarse inelásticamente bajo fuertes terremotos, (Jiménez, 2014).

El concreto reforzado es un ejemplo de un material dúctil ya que presenta deformaciones notorias como el agrietamiento antes de romperse, conservando aún una cierta reserva de resistencia. Mientras materiales frágiles se rompen sin previo aviso, perdiendo continuidad en el elemento y perdiendo resistencia.

Energía Disipada

Durante un movimiento sísmico, el suelo transmite energía a la estructura a través de su base. Parte de esa energía se almacena temporalmente en la estructura en forma de energía cinética y de deformación. El resto se disipa por amortiguamiento y deformación inelástica, ésta última corresponde a la energía disipada, la cual se utiliza para definir el comportamiento de la estructura, (Cáceres, 2001). El uso de energía

sísmica inicialmente fue propuesto por Housner (1956) en donde observó que, para energía de disipación baja, las estructuras desarrollan esfuerzos que corresponden a grandes cargas laterales. (Housner 1956).

Housner propone utilizar el concepto de energía como herramienta para determinar el comportamiento y la respuesta de una estructura bajo cargas dinámicas. Debido a que la ecuación de equilibrio de movimiento maneja fuerzas, al multiplicarlas por una deformación variante en el tiempo se puede encontrar el trabajo realizado. Es por ello que la energía disipada por una estructura debido a la ocurrencia de un sismo, se define por la ecuación 2.11, donde E_H es la energía disipada, δ es la deformación y $F(\delta)$ es la fuerza del elemento en función de su deformación.

$$E_H = \int_0^t F(\delta) \dot{\delta} dt \quad (2.11)$$

En el caso del rango inelástico del sistema, se debe concebir una participación de energía en el rango elástico e inelástico. Es por ello que la energía disipada se puede traducir a la suma de las áreas encerradas en cada ciclo de carga y descarga a causa del movimiento sísmico. Como resultado es posible determinar una ductilidad de energía disipada, partiendo de la relación del comportamiento que se tiene en el rango inelástico obtenido en el rango elástico en términos de energía. La ecuación 2.12 muestra dicha relación de ductilidad ante cargas cíclicas.

$$\mu = \frac{E_H^{TOT}}{E_E} \quad (2.12)$$

Donde E_H^{TOT} se define en la ecuación 2.13, que muestra la suma de todos los ciclos N de carga hasta la falla y E_H^i es la energía disipada en el i-ésimo ciclo.

$$E_H^{TOT} = \sum_{i=1}^N E_H^i \quad (2.13)$$

Donde E_E se define en la ecuación 2.14, que refleja la energía elástica que depende de la fuerza de fluencia, F_y , y la deformación de fluencia, δ_y .

$$E_E = \frac{1}{2} F_y \delta_y \quad (2.14)$$

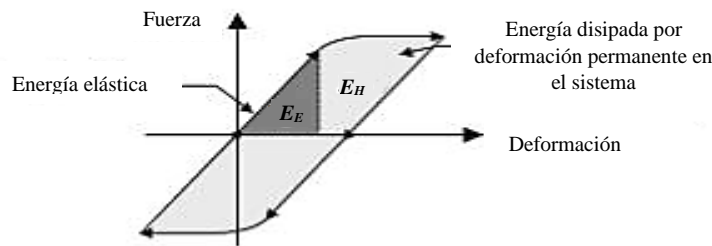


Figura 2.2.10 Definición de energía disipada elástica e inelástica para un sistema bajo carga cíclica, (Oviedo y Duque, 2006)

La figura 2.2.10 se muestra el delineamiento correspondiente para la energía disipada de un sistema inelástico bajo carga cíclica.

2.3 RESPUESTA HISTERÉTICA

La histéresis es un fenómeno por medio del cual dos o más propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo, (Mayorga, 2011). La histéresis se utiliza

como referencia al comportamiento de elementos estructurales que se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos alternantes que se presentan en el rango inelástico por cargas cíclicas que cargan, descargan y recargan lateralmente en el sentido opuesto a la estructura.

En la figura 2.3.1 se muestra la respuesta estructural de un material bajo cargas cíclicas con deformaciones alternadas. Desde el punto 0 al punto A se presencia una fuerza lateral que deforma al elemento dentro del rango inelástico, contemplando una deformación permanente; luego en el segmento del punto A al punto B se presencia una descarga que es proporcional a la rigidez inicial del sistema; Al cargar nuevamente el elemento desde el punto B, se conserva la rigidez anterior, comportándose como un elemento elástico hasta alcanzar el punto C; Al continuar la carga desde el Punto C al punto D, se aprecia que la tendencia continua como lo haría si el elemento fuera cargado monotónicamente; La descarga del punto D al punto E muestra un vez más una proporcionalidad en rigidez a la anterior carga; Al cargar el sistema lateralmente en el sentido opuesto se puede observar del punto E al punto F un comportamiento elástico hasta llegar al punto G desde el punto F donde el sistema entra en el rango inelástico. Este fenómeno es el principio de los diagramas de respuesta histerética, siguiendo el efecto de Bauschinger.

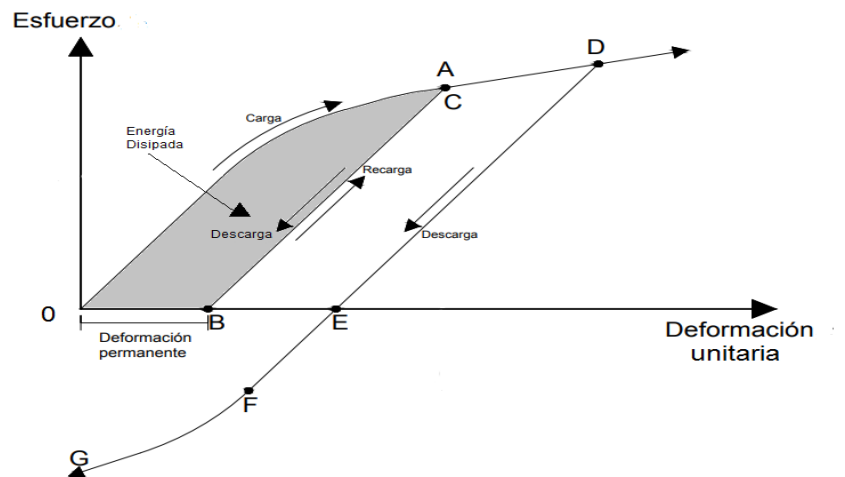


Figura 2.3.1 Efecto de carga y descarga, con inversión del sentido de carga, (Popov, 1968)

El efecto Bauschinger dicta que la respuesta de un material a una acción mecánica no sólo depende del estado actual de esfuerzos que soporta, sino también de la historia de deformaciones plásticas que ha sufrido, (Lorenzo *et al.*, 2009). Cabe resaltar también que una gran parte de la energía disipada del material estructural en el rango inelástico de respuesta se asocia con el área comprendida dentro de los ciclos histeréticos.

Como los modelos histeréticos se obtienen a partir de diagramas de fuerza-deformación de elementos estructurales, su comportamiento radica en la elasticidad de los materiales, (Timochenko y Goodler, 1970), su geometría o inclusive su proceso constructivo, por lo que resulta complicado definir el comportamiento estructural de distintos elementos mecánicos ante cargas cíclicas.

A continuación, en la figura 2.3.2 se presenta una imagen que ayuda a ejemplificar la formación de los ciclos histeréticos mediante cargas alternas de una viga en voladizo, con refuerzo longitudinal simétrico. Las deformaciones se logran por medio de fuerzas verticales iguales en las dos direcciones. García Reyes (1998) provee una descripción detallada del esquema de Sózen (1974):

“En la figura 2.3.2(a) se muestra la viga, su sección y el programa de deflexiones. En la figura 2.3.2(b) se muestra el primer ciclo de respuesta histerética bajo una carga alterna. La etapa AB representa la respuesta de la viga antes de que

ocurra fisuración del concreto en tensión en la parte superior de la sección. La aparición de la primera fisura, usualmente en la base del voladizo, reduce apreciablemente la rigidez de la viga. Ésta reducción es mayor al comienzo, carga a B, y luego va disminuyendo gradualmente en la medida que se acerca al punto C; y es consecuencia de la mayor fisuración, con la aparición de deformaciones en el rango inelástico del concreto de la reducción de la zona de compresión al subir la localización del eje neutro de la sección, y del resbalamiento del acero de refuerzo debido a la disminución de su adherencia al concreto. La reducción en rigidez puede verse a través de la diferencia entre k_g y k_{cr} correspondiendo a la primera sección no fisurada y la segunda a la sección fisurada, cuando el refuerzo en tensión está llegando al punto de fluencia. En el punto C el acero superior de la viga, el cual está en tensión, fluye llegando a f_y como se aprecia en la figura 2.3.2(a). En este punto, la viga típicamente tiene una serie de *microfisuras* de diferente longitud vertical, como muestra la figura 2.3.2(c), con su trayectoria dictada por el estado de esfuerzos principales que existen en una viga no fisurada. Hasta este momento la distribución de la curvatura de las secciones de la viga es directamente proporcional al diagrama de momentos, con la excepción de pequeñas desviaciones causadas por la separación finita entre microfisuras. Éstas desviaciones son mayores para vigas con muy poco refuerzo longitudinal, a medida que la deformación se aumenta más allá del punto C, hay un aumento importante de la deformación causado por un pequeño aumento de la carga; con un cambio apreciable en la distribución de curvatura a lo largo de la viga. En el punto D las fisuras son mayores dentro de una distancia de apoyo igual a la altura del elemento, que en el resto de él como se observa en la figura 2.3.2 (d). El cambio de rigidez es mucho más marcado entre el tramo CD que en el tramo BC. La rigidez del tramo CD está descrita por k_s . Esta pendiente está dictada por el endurecimiento que tenga el hacer de refuerzo. Al ir de d hacia E, disminuyen los esfuerzos en el acero de refuerzo y en el concreto, reduciéndose la carga y la deflexión. En el punto E la viga tiene una deflexión permanente. Las fisuras son visibles, pero tienen un espesor muy pequeño, si es que no han cerrado totalmente. La variación de la rigidez está descrita a través de la pendiente k_u . Desde el punto E comienza la inversión de la carga, la viga es casi tan rígida como el punto inicial A. Esto se debe a que el concreto en la zona inferior (ahora a tensión) está todavía intacto, aunque haya fisuras en la zona superior. Por ésta razón, la curva procede hacia el punto F con una pendiente aproximadamente igual a la inicial (tramo AB). En F se produce la fisuración por tensión en la parte inferior de la viga. En los ciclos de carga subsiguientes, esta parte de la respuesta histerética es diferente, como puede verse en la figura 2.3.2 (f) correspondiente al segundo ciclo de carga y donde el primer ciclo se ha dibujado punteado.

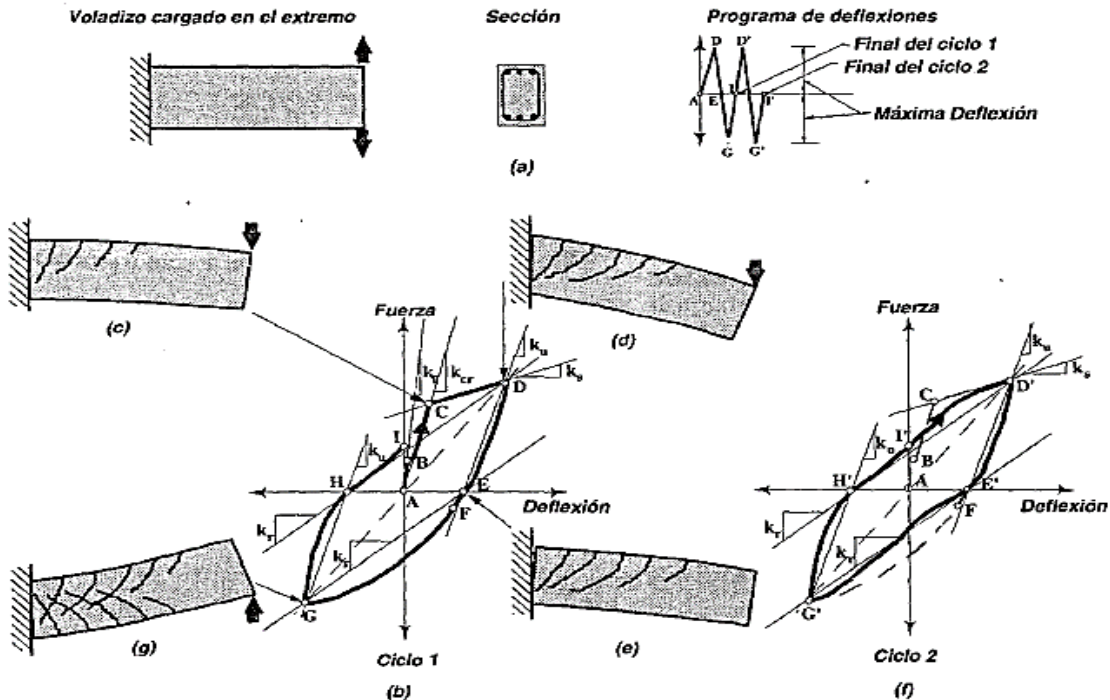


Figura 2.3.2 Respuesta histerética de una viga de concreto reforzado en voladizo (Sozen, 1974).

Para poder representar la respuesta histerética, se han desarrollado modelos matemáticos que permiten describir el comportamiento estructural de distintos materiales y sistemas para describir la respuesta estructural. El número de modelos matemáticos de histéresis ha aumentado al ritmo de la

investigación sobre el tema, sofisticándose cada vez más al considerar parámetros que definen o varían con la respuesta dinámica de la estructura. Aunque no existe en la actualidad un modelo de histéresis único que describa a todos los materiales y sistemas estructurales, las peculiaridades encontradas en los resultados experimentales, gracias al avance tecnológico y la sofisticación de los modelos matemáticos, se puede representar con distintos modelos histeréticos sin mucha dificultad.

2.4 ÍNDICES DE DAÑO

Una estructura expuesta al movimiento sísmico, puede sufrir deformaciones excesivas causando daño en sus elementos, y deficiencias en su sistema estructural, especialmente en casos donde el número de ciclos de carga causadas por el movimiento oscilatorio causan una degradación excesiva en sus propiedades estructurales. Es por eso que diversos investigadores han propuesto medidas de daño por sismo, como son los índices de daño, en un intento de proporcionar una herramienta que permita cuantificar el daño en las edificaciones. Como los índices de daño se establecen a partir del deterioro de la capacidad resistente de un sistema estructural, son estos los que se utilizan ampliamente para predecir daño. En otras palabras, debido a que los índices de daño son medidas calculadas a partir de una evaluación analítica del comportamiento estructural, estas resultan convenientes para estudios de vulnerabilidad, riesgo o desempeño. La extensión del daño que se cuantifica mediante índices de daño, es comúnmente normalizada en una escala de 0 a 1, donde el cero representa una respuesta elástica, es decir que el sistema permanece sin daño, mientras que la unidad refiere al colapso total de la estructura.

El desarrollo de modelos de índice de daño lo han realizado Krawinkler y Zohrei (1983), (Park y Ang (1985), Bozorgnia y Bertero (2001), Terán y Jirsa (2005) y Rodríguez y Padilla (2008) entre otros, sin embargo, en la actualidad no existe ningún modelo que describa el daño esperado para todos los tipos de elementos o sistemas estructurales.

Los modelos de índice de daño se pueden dividir en tres grupos, (Mousavi, 2013): el primero incluye modelos que utilizan máximas deformaciones a elementos cargados para asociarles un índice de daño. El segundo grupo incluye modelos que toman en cuenta cargas cíclicas para asociar un índice de daño al elemento según su máxima energía disipada de ciclos histeréticos. Finalmente, el último grupo define al índice de daño como un tipo de combinación entre factores de desplazamientos máximos y energía histerética. Mediante la idea de que una estructura puede sufrir daños a partir de desplazamientos excesivos o a causa del número de ciclos de movimiento sísmico, los índices de daño más aceptados son aquellos que combinan ambos fenómenos en la cuantificación de daño esperado (Villemure, 1993).

Entre diferentes modelos de índices de daño el que más destaca en la literatura para elementos de concreto reforzado es el índice de daño de Park y Ang (1985). El modelo combina linealmente el daño debido al máximo desplazamiento en el rango inelástico y el daño debido a la historia cíclica de deformaciones. La ecuación 2.16 muestra el cálculo de daño según Park y Ang (1985), donde δ_m es la máxima deformación experimentada, δ_u es la última deformación del elemento (donde falla), F_y es la fuerza de fluencia o bien la resistencia del elemento, β es una constante que determina nivel de degradación y E_H , es la energía histerética disipada por el elemento durante la historia de respuesta.

$$DI_{PA} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u F_y} \int dE_H \quad (2.16)$$

La clasificación de daño a asociado para distintos valores de índice de daño se presentan en la tabla 2.4.1, descrito por Park, Ang y Wen (1987).

Tabla 2.4.1 Clasificación para Grado de Daño, (Park y otros, 1987)

DI_{PA}	NIVEL DE DAÑO	DESCRIPCIÓN FÍSICA DEL DAÑO
$0.0 \leq DI_{PA} < 0.1$	Mínimo	Menor, localizado, fisuras/grietas
$0.1 \leq DI_{PA} < 0.25$	Menor	Fisuras/grietas menores localizadas a través de toda la estructura. Aplastamiento local de concreto.
$0.25 \leq DI_{PA} < 0.40$	Moderado	Grietas en superficies amplias. Falla de elementos flexibles de concreto reforzado.
$0.40 \leq DI_{PA} < 1.0$	Severo	Falla en elementos de concreto reforzado a través de toda la estructura.
$DI_{PA} = 1.0$	Total	Colapso parcial o total.

Consecuentemente, debido al interés que la ingeniería sísmica ha empezado a considerar, con cada vez mayor frecuencia, el comportamiento inelástico de los sistemas estructurales, estudios dedicados a la estimación de daño son cada vez más sofisticados. Por lo tanto, es obligación del proyectista estructural incorporar al diseño sísmico información que permita caracterizar numéricamente la severidad de las demandas plásticas. Esta obligación es aún más necesaria para estructuras localizadas en zonas sísmicas, donde los efectos nocivos del daño ponen en riesgo a la población. A sí mismo, resulta conveniente utilizar índices de daño ya que deja evaluar distintos niveles de daño a partir de la demanda plástica de la estructura ante la amenaza sísmica de la región. Es decir, que se puede estimar el daño esperado de una estructura asociada a parámetros de desempeño estructural como la distorsión de entre piso, la ductilidad de desplazamiento y la energía disipada; resultados que facilitan la determinación de daño esperado en la práctica profesional.

3 METODOLOGÍA

Ante la necesidad social de asegurar resiliencia en edificaciones que albergan vidas humanas e infraestructura vital para el funcionamiento urbano, se han propuesto métodos de detección y evaluación de daño. Sin embargo, como el daño esperado en estructuras aparece una vez que ésta se adentra en el rango inelástico, resulta difícil describir el comportamiento no lineal de una estructura ante un evento sísmico. En los últimos años, se han desarrollado modelos que describen el comportamiento estructural en relación al movimiento del suelo, de tal forma que los modelos más sofisticados hacen referencia a los estados de daño sucesivo y consideran parámetros de deterioración mecánica en los elementos estructurales. Al hacer éstas referencias dichos modelos ayudan a reflejar con mayor precisión el estado de daño de la estructura, el cual se refleja en este trabajo mediante índices de daño.

La finalidad de ésta tesis es poder traducir la respuesta estructural en daño esperado de una estructura de tal forma que permita conocer el desempeño de una estructura ante eventos sísmicos. En la figura 3.1.1 se presenta un diagrama de flujo que describe el procedimiento propuesto para determinar las relaciones de daño resultantes de distintos análisis de comportamiento histerético. Cabe mencionar que la metodología presentada a continuación presenta como principal consideración, que el desempeño estructural se puede aproximar por medio de una representación del desempeño de un sistema de 1GDL. Al suponer el sistema de 1GDL, el método funcionará independientemente de la etapa del proceso constructivo en el que la edificación se encuentre ya sea (diseño, construcción u operación), por lo que el método puede contemplar estructuras existentes o idealizadas. Entiéndase como existente a aquellas estructuras con presencia física, por lo que se asume que el daño esperado asociado a eventos sísmicos puede contemplarse mediante sus características mecánicas. En cambio, entiéndase como estructuras idealizadas a aquellas en las que sus características mecánicas se definen en su diseño y se basan en los códigos de construcción. Aunque los códigos de construcción puedan definir también dichos parámetros de desempeño para estructuras existentes, se recomienda medirlos, de ser posible.

3.1 DIAGRAMA DE FLUJO

En general el procedimiento para la obtención de daño esperado se resume en los siguientes pasos:

1. Como paso inicial el proyectista estructural deberá conocer ampliamente la amenaza sísmica en la cual se desplanta proyecto estructural. Para ello se representan las intensidades sísmicas presentes a través de registros sísmicos locales acordes a los sismos percibidos en la región. En caso de no contar con suficientes acelerogramas para este propósito se sugiere generar un número de registros sísmicos sintéticos proporcionales a los registros obtenidos, tal que sean capaces de representar la sismicidad de la zona de estudio. Para el estudio descrito en ésta tesis, se considera la sismicidad en las zonas con características de suelo blando, como el de la Ciudad de México.
2. Una vez definida la amenaza sísmica de la zona de estudio, el proyectista estructural deberá conocer completamente al proyecto estructural, ya sea este existente o hipotético. Es decir, que a través de lineamientos y códigos de construcción correspondientes, se deberá determinar los parámetros de diseño a emplear, además de definir también las propiedades mecánicas de la estructura.
3. Al contar con la información técnica del proyecto estructural que se desea evaluar, se deberá determinar su capacidad dinámica a nivel global. Como la estimación del comportamiento de una

estructura depende de los parámetros empleados para representar analíticamente la afectación sísmica, se recomienda utilizar parámetros obtenidos de ensayos experimentales que representen la realidad, o bien, modelos de comportamiento analítico. Para ello, se recomienda utilizar un análisis dinámico incremental (Vamvatsikos y Cornell, 2001) ya que, al considerar una acción rica en frecuencias e intensidades, delinea la no linealidad del comportamiento estructural, y a su vez ayuda a determinar la demanda inelástica del sistema. Sin embargo, como el objetivo es determinar las capacidades plásticas del sistema antes de que este llegue a la falla, cualquier modelo analítico que describa los esfuerzos percibidos ante distintos niveles de deformación puede ser empleado.

4. Una vez definida completamente la estructura, esta deberá ser representada como un sistema estructural que permita analizar el movimiento dinámico del sistema. Para ello se recomienda representar el proyecto estructural en un sistema de múltiples grados de libertad y así obtener resultados más precisos. No obstante, debido a su sencillez y aproximación en convergencia a sistemas más complicados (Serras *et al.*, 2015), sistemas de 1GDL pueden también emplearse, especialmente si no se cuentan con diseños arquitectónicos o bien se trata de estructuras hipotéticas.
5. Con la finalidad correlacionar el comportamiento estructural con la demanda sísmica de la zona de estudio, se opta por realizar un análisis no lineal paso a paso, ya que éste se considera aún como el mejor método para describir el comportamiento estructural ante eventos sísmicos (Gholampour *et al.*, 2011). El análisis es realizado mediante modelos de comportamiento histerético para cada registro sísmico, anteriormente utilizado para determinar la sismicidad de la zona de estudio. A su vez, a través del análisis paso a paso no lineal se determina la demanda estructural donde conviene definirla en términos de los parámetros de desempeño: *Distorsión* de entrepiso, *Ductilidad* de desplazamientos y *Energía Disipada*, ya que en la vida profesional funcionan también como indicadores de daño. Cabe mencionar que, para para ésta Tesis se hizo uso de cinco modelos de comportamiento histerético: *Bilineal*, *Takeda* (1985) y tres modelos de Ibarra Medina Krawinkler (IMK): *Bilineal*, *Peak-Oriented* y *Pinching*.
6. Habiendo determinado el desempeño de la estructura ante un evento sísmico, se asocia un respectivo daño esperado a cada nivel de desempeño, es decir, utilizando modelos de evaluación de daño acumulado como es el índice de daño de Park y Ang (1985) se determina un grado de daño esperado asociado a los distintos parámetros de desempeño. Aunque se puede utilizar cualquier modelo de daño que considere parámetros de desempeño, se recomienda siempre utilizar en índice de daño de Park y Ang como referenciad debido a su aceptación científica. Para el caso de estudio descrito en la siguiente sección se utilizó además del índice de daño de Park y Ang (1985), el índice de daño de Terán y Jirsa (2005) que fue desarrollado también con intensidad sísmicas con características de suelo blando.
7. Se forman *curvas de daño* a partir de los índices de daño asociado a los parámetros de desempeño. Al generar una curva de daño para cada respectivo parámetro de desempeño, se puede evaluar el desempeño de la estructura en términos de daño ante la sismicidad de la zona de estudio. Las curvas de daño sirven también en el ámbito profesional para evaluar la demanda sísmica de la estructura, y funcionan como referencias al daño esperado de una estructura afectada por un evento sísmico. Sin embargo, como la finalidad de éste trabajo es comparar modelos de comportamiento que contemplan parámetros de deterioración, las curvas de daño aquí calculadas funcionan como curvas de desempeño que describen la sobreestimación o subestimación de daño esperado ante la influencia de la degradación estructural.

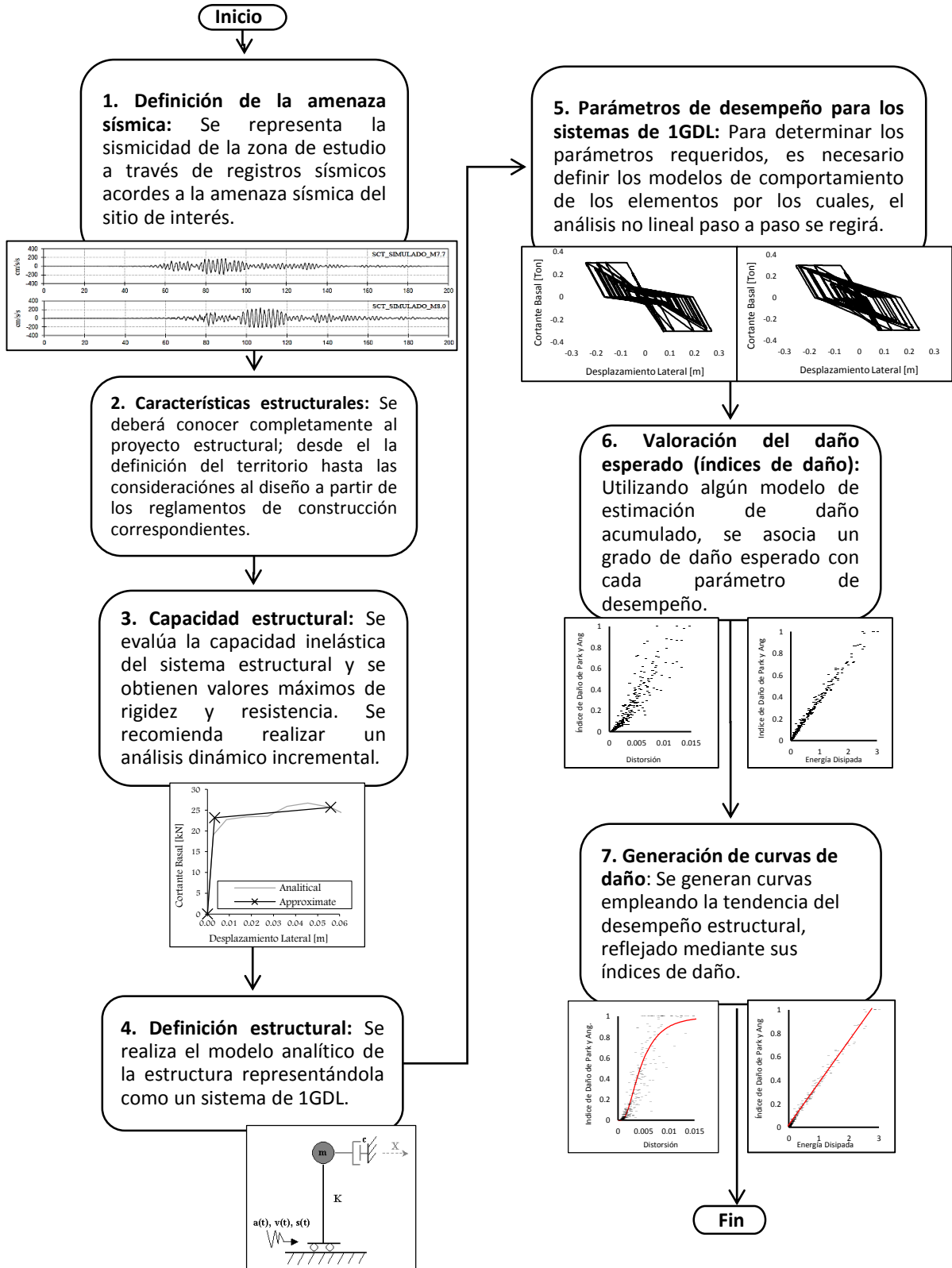


Figura 3.1.1 Diagrama de flujo del cálculo de curvas de daño esperado .

4 CASOS DE ESTUDIO

Los casos de estudio descritos a continuación ejemplifican el objetivo de esta tesis. De esta forma, se evalúa mediante modelos de comportamiento el fenómeno de degradación mecánica a través del estudio del desempeño de una estructura en términos de daño. El estudio realizado contempla estructuras, representadas por osciladores de un grado de libertad (1GDL) a través de su periodo fundamental de vibración, abarcando un amplio espectro: desde estructuras rígidas ($T = 0.1[s]$) hasta estructuras flexibles ($T = 4.0[s]$). A su vez, se prefirió que este estudio represente la amenaza sísmica que exhiben zonas geotécnicamente desfavorables. Entre las regiones de alta sismicidad destaca la Ciudad de México, la cual se encuentra desplantada sobre características de suelo blando, es decir, que manifiesta fenómenos de amplificación de ondas sísmicas como predisposición a movimientos sísmicos de larga duración, condiciones en las cuales las estructuras reflejan mayor degradación en sus elementos. Así mismo, las características estructurales de los sistemas aquí presentados se apegan a los códigos de construcción vigentes al momento del desarrollo de esta tesis, en el caso de la Ciudad de México al Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México-2017 (GCDMX, 2017), abreviado a partir de ahora como RC-CDMX-2017.

Los casos de estudio presentados en esta sección obedecen a la metodología propuesta en el capítulo anterior. Sin embargo, cabe mencionar que en esta sección se discuten únicamente los primeros cinco pasos de la metodología propuesta, ya que los pasos seis y siete, se manejan como obtención e interpretación de resultados, por lo que se discuten en el siguiente capítulo.

4.1 DEFINICIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA

4.1.1 *Definición del Territorio*

Con el fin de evaluar la respuesta estructural ante el movimiento sísmico, el Cinturón Circumpacífico resulta ser la región de mayor interés para el desarrollo del estudio. Entre los países que componen al Cinturón, se eligió México, específicamente la Ciudad de México, por sus características excepcionales desde el punto de vista de Ingeniería Sísmica, en donde el suelo sobre el cual se levanta esta ciudad proyecta una amenaza sísmica sustancial. Igualmente, interés en la región parte de su memoria sísmica, donde sismos como los ocurridos en 1957, 1985 y recientemente en 2017 provocaron afectaciones severas en edificaciones y pérdidas de vidas humanas.

La Ciudad de México se encuentra situada en llanuras lacustres en el fondo del llamado valle de México. Este valle está conformado por el Eje Neo volcánico Transmexicano, presentado en la Imagen 4.1.1, el cual atraviesa la República Mexicana de la costa pacífica al Golfo de México. Sin embargo, el denominado Valle de México no es propiamente un valle, pues no tiene un sistema de drenaje natural hacia otros territorios, calificándolo más como una cuenca endorreica completamente rodeada por altas montañas, (Flores *et al.*, 2009), geográficamente identificado en el diagrama de la figura 4.1.2.

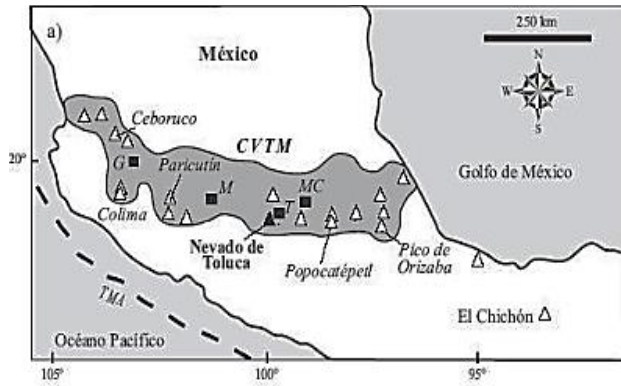


Figura 4.1.1 Esquema del Cinturón Volcánico Transmexicano (CVTM) y la ubicación de la Ciudad de México (MC), (D'Antonio, et al., 2008).

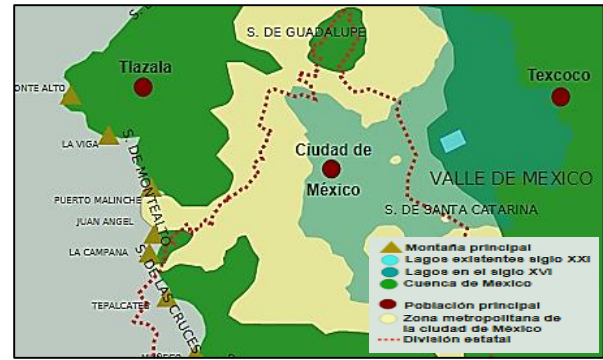


Figura 4.1.2 Diagrama de la cuenca de México en su relación geográfica con la ciudad de México (Maderey y Torres, 1990).

La estructura geológica de esta cuenca es producto y causa de la sismicidad de la región, debido a que en la zona se encuentran depósitos superficiales, que consisten de arcillas altamente hidratadas, que llegan a tener espesores de hasta 50 metros de profundidad, (Flores *et al.*, 2009). Debido a estas características geológicas, se le califica a la región como una zona que presenta características de suelo blando, desfavorable ante la actividad sísmica proveniente de la tectónica de placas. En la figura 4.1.3 se presenta un mapa identificando las placas causantes de sismos en México, la placa de Norteamérica, de Cocos y de Rivera.

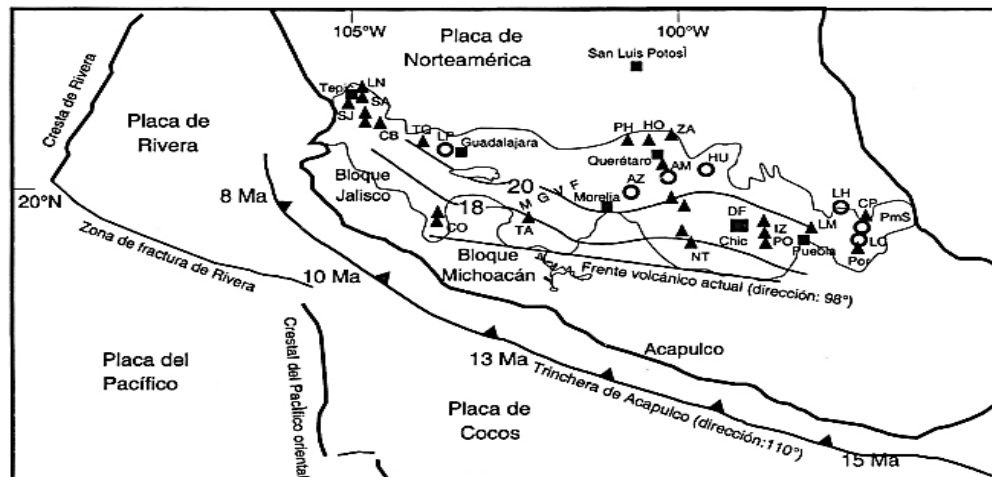


Figura 4.1.3 Diagrama del Cinturón Volcánico Transmexicano, junto con las placas tectónicas dentro de la región mexicana en relación a la Ciudad de México, el entonces Distrito Federal (DF), (Ferrari, 2000).

En cuanto a la sismicidad de la Ciudad de México, esta ha sido afectada por sismos de muchos tipos y diversas intensidades, en las figura 4.1.3 y 4.1.4 se muestra el origen de la sismicidad de la Ciudad de México. Las principales fuentes sísmicas que la afectan pueden clasificarse en cuatro grupos: (1) Temblores locales ($M \leq 5.5$), originados dentro o cerca de la cuenca; (2) Temblores tipo Acambay ($M \leq 7.0$), que se originan en el resto de la placa de Norteamérica; (3) Temblores de profundidad intermedia de falla normal, causados por rompimientos de la placa de Cocos ya subducida, pudiendo llegar hasta $M=6.5$ debajo del valle de México; y (4) Temblores de subducción ($M \leq 8.2$), (Rosenblueth, Sánchez-Sesma, y otros 1987)

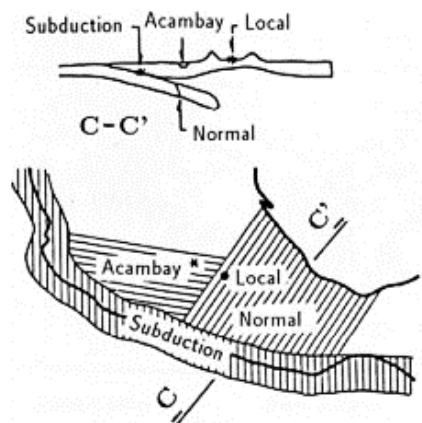


Figura 4.1.4 Los cuatro tipos de sismo que afectan a la Ciudad de México, (Reinoso, 2005)

A pesar su gran distancia a la zona donde se generan los sismos (entre 280 a 600 km), la Ciudad de México es particularmente vulnerable ante sismos de subducción, porque el tipo de ondas que producen tienden a que los periodos largos sufran menos atenuación y experimentan gran amplificación al atravesar el suelo arcilloso-lacustre, del cual emerge la ciudad (Reinoso, 2007). La amplificación se debe al entrapamiento de ondas por la discontinuidad de las características dinámicas entre depósitos superficiales. Este fenómeno, como el que se observa en la figura 4.1.5, ha sido ampliamente estudiado en cuanto a términos regionales gracias a las redes de monitoreo sísmico como la Red Acelerográfica de la Ciudad de México y la Red de Estaciones Sismológicas de México.

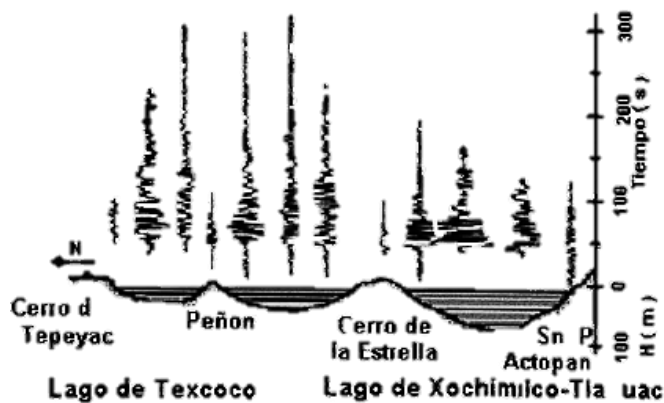


Figura 4.1.5 Aceleraciones en una sección norte-sur del Valle de México para el sismo del 25 de abril, 1989, (Reinoso, 2005).

4.1.2 Zonificación de la Ciudad de México

A causa de los daños que los terremotos de 1957, 1979, 1985 y 2017 causaron a la Ciudad de México, el RC-CDMX-2017 dividen a la Ciudad en tres zonas geoténicas con distinto nivel de peligrosidad sísmica. Así mismo, Actualmente el RC-CDMX-2017, junto con sus Normas Técnicas Complementarias NTC para Diseño por Sismo (NTC-DS) contemplan tres zonas características: la Zona I (de lomas), la Zona II (de transición) y la Zona III (de lago), congruentes con la distribución de los daños producidos por los grandes terremotos anteriormente referenciados. No obstante, dado a la particularidad que padece la Zona III, se ha caracterizado con una mejor aproximación considerando el periodo del suelo, ya que el fenómeno de resonancia de las ondas sísmicas no es igual en toda la zona de lago. La figura 4.1.6 muestra las anteriormente zonas descritas, como aparecen en las NTC-DS (GCDMX, 2017). En síntesis, para cada zona

de la Ciudad se han estipulado distintos espectros de diseño sísmico, atendiendo a las características del subsuelo, para garantizar que las construcciones en las diferentes zonas puedan resistir sismos severos que ocurren en un determinado periodo de retorno sin que colapsen.

Para efectos de esta tesis, la mayor susceptibilidad a daño estructural se da gracias al fenómeno de amplificación de ondas que se presenta en la zona de lago. La idea parte de que no basta con diseñar estructuras que resistan una determinada fuerza, sino que se debe considerar el deterioro que sufren las estructuras ante un cierto número de ciclos. Por lo mismo, resalta la necesidad de analizar las respuestas estructurales para las edificaciones en la zona de lago, donde la duración sísmica, y su consecuente degradación pueden llegar a ser parámetros vitales en el desempeño estructural.

Las edificaciones consideradas en esta tesis se asumen ubicadas en la zona de lago de la Ciudad de México, en un suelo cuyo periodo dominante del terreno es de $T_s = 2$ [s]. Se eligió esta zona ya que fue donde los sismos de 1957, 1979 y 1985 causaron mayor daño a las edificaciones, es también a la zona que se le atribuye el mayor coeficiente sísmico y la zona donde se espera afecte un sismo producido en la Brecha de Guerrero. Cabe mencionar que la definición del terreno, fue comprendido a coincidir con la ubicación de la estación sísmológica ubicada en la Secretaría de Comunicación y Transporte (SCT), con el fin de avalar los registros de aceleración con la intensidad percibida.

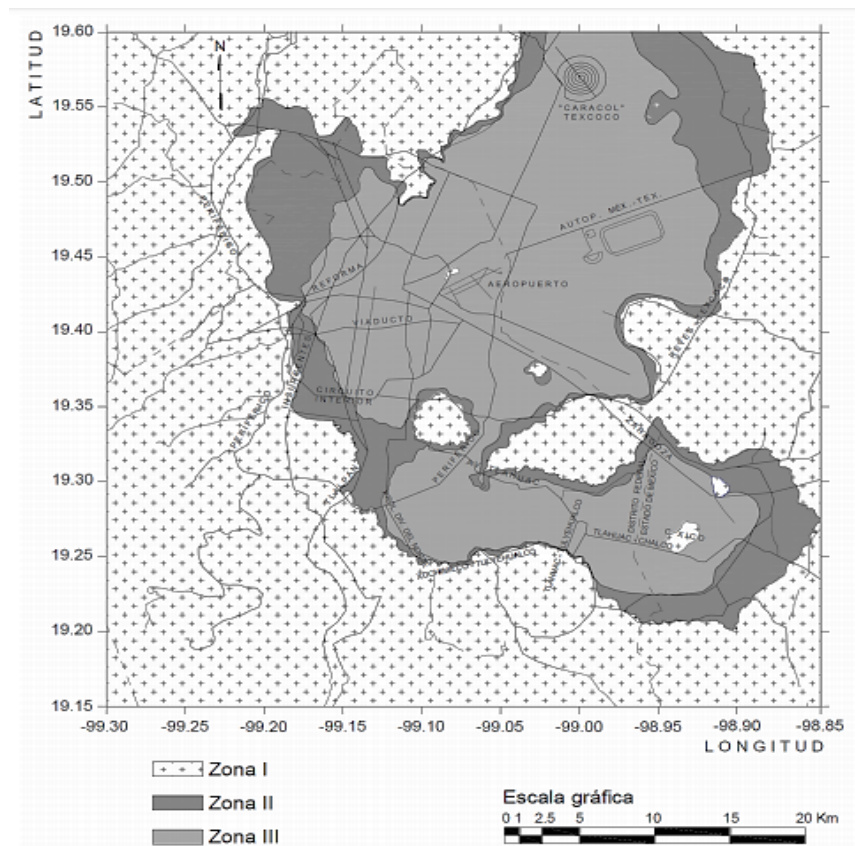


Figura 4.1.6 Zonificación de la Ciudad de México para fines de diseño por sismo, (Gobierno del Distrito Federal, 2017).

4.1.3 Representación de la Amenaza Sísmica

Teniendo ya los sistemas de 1GDL identificados mediante las características y propiedades dictadas por el RC-CDMX-2017 para cada una de las treinta estructuras, se define ahora la demanda sísmica de la

para cada estructura. Como se describió anteriormente la demanda sísmica que las estructuras deben soportar en sujeta a la amenaza sísmica de la zona de estudio.

Como se mencionó anteriormente, dentro de la Ciudad de México, existen regiones con alto peligro sísmico (zona del lago), debido a que éstas se encuentran en geo-localidades desfavorables. Son estas las regiones las que presentan mayor interés para la ingeniería sísmica ya que exhiben fenómenos de amplificación de la onda sísmica, como también movimientos de larga duración. Por lo tanto, para representar la amenaza sísmica empleada en esta tesis, se optó por utilizar únicamente registros sísmicos (acelerogramas) ubicados en zonas con características de suelo blando.

Gracias al gran avance en la tecnología y al incremento de estaciones de registro y de redes acelerométricas, es vasto el número de registros disponibles que describen el comportamiento del terreno ante acciones sísmicas. Sin embargo, cabe recordar que no fue, sino hasta hace poco (posterior al sismo del 19 de septiembre de 1985) que se amplió la red de estaciones sísmicas en la Ciudad de México, por lo que no existen suficientes registros que describan plenamente los movimientos a los que están sujetas a las zonas de suelo blando de la Ciudad de México.

A pesar de lo anterior, se cuenta con noventa y ocho registros sísmicos correspondientes a veinticuatro estaciones acelerométricas distribuidas por la Ciudad de México, en zonas de suelo blando. Información acerca de cada registro empleado para este estudio puede ser encontrado en el Anexo A, donde cada uno es identificado por la nomenclatura utilizada en este estudio (Sismo 1, Sismo 2, Sismo 3, etc.). Los noventa y ocho registros describen a cinco eventos sísmicos descritos en la tabla 4.1.1, junto con su magnitud(Ms). Se debe hacer notar que se consideraron los registros de eventos con la mayor intensidad sísmica, magnitudes superiores a 6 en la escala de Richter, ya que según Petak y Atkisson (1982) son estos los sismos que comienzan a presentar daño en la estructura.

Tabla 4.1.1 Eventos sísmicos en México, característicos por ser de magnitud mayor a 6.

Evento Sísmico	Ms
<i>14 de septiembre de 1995</i>	7.3
<i>10 de diciembre de 1994</i>	6.3
<i>24 de octubre de 1993</i>	6.5
<i>25 de abril de 1989</i>	6.9
<i>19 de septiembre de 1985</i>	8.1

Cabe mencionar que, para algunas estructuras, especialmente las estructuras rígidas (con periodos de vibrar bajos), se utilizaron registros escalados linealmente a partir de los noventa y ocho registros utilizados, para poder evaluar completamente el desempeño de la estructura en términos de daño. Se hace esta consideración especialmente para estructuras rígidas, ya que las fuerzas de inercia generadas por el movimiento sísmico tienen a ser menores, por lo que se requieren altos niveles de intensidad sísmica para reflejar el rango inelástico de dichas estructuras.

4.2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

Como el objetivo de esta tesis es determinar la capacidad inelástica de distintas estructuras y traducir su respuesta en términos de daño, el estudio empleado considera estructuras hipotéticas. Lo cual significa que no existe suficiente información acerca de sus propiedades mecánicas o sus características físicas, lo que impide el uso de cualquier tipo de análisis sofisticado para la determinación de sus

características dinámicas. Debido a esto, se consultan los códigos correspondientes al diseño sísmico, para este caso de estudio se busca que las estructuras conceptualizadas se desplanten en la Ciudad de México. Por lo tanto, se consulta los lineamientos descritos en el RC-CDMX-2017, especialmente los apartados dedicados al diseño sísmico (NTC-DS), (GCDMX, 2017). Las secciones que se consultaron para la obtención de las características estructurales correspondientes al diseño estructural sismo-resistente fueron las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DCEC) (GCDMX, 2017) y las anteriormente mencionadas NTC-DS.

Se hace notar que el estudio aquí desarrollado va dirigido principalmente a estructuras reticulares de concreto reforzado, dada su popularidad en la construcción y su considerable uso en las estructuras de la Ciudad de México. Éstas se contemplaron con concreto de clase 1, considerado de alta calidad que cumple con las especificaciones más estrictas del RC-CDMX en obras tipo A o B1. Por lo que se asignó una resistencia específica de compresión igual a 25 MPa (250 kg/cm^2), la cual la norma NMX-C-255 define como el mínimo valor de la resistencia del concreto. Al mismo tiempo las NTC-DCEC relacionan el módulo de elasticidad, E_c , mediante la ecuación 4.1 para los casos donde se cumpla que la resistencia específica de compresión para concreto (f'_c) sea menor o igual a 40 MPa (400 kg/cm^2). De igual manera como se están estudiando estructuras de concreto reforzado, las NTC-DCEC mencionan además que las barras de refuerzo deberán ser corrugadas, con un esfuerzo específico de fluencia igual a 420 MPa ($4,200 \text{ kg/cm}^2$)

$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c} \quad (4.1)$$

Adicionalmente el RC-CDMX-2017, en su apartado de Disposiciones Generales- Título Sexto: De la seguridad estructural de las construcciones, Artículo 139, las estructuras son clasificadas en dos grupos (Grupo A y Grupo B) dependiendo de su importancia para la sociedad. Debido a que esta tesis busca definir el daño es estructural en edificaciones “seguras”, las estructuras conceptualizadas en este caso de estudio son clasificadas como Grupo A. Por lo que se hacen uso de estas especificaciones correspondientes, ya que los códigos de construcción realizan consideraciones que proporcionan mayor seguridad a obras de este tipo, facilitando entonces la evaluación la seguridad que los mismos proveen para el diseño de edificaciones.

Por no contar con información suficiente para describir completamente a las estructuras estudiadas, se recurre a representarlas mediante periodos fundamentales de vibrar. Estos se definen para un total seis estructuras hipotéticas, donde su periodo fundamental de vibrar varía desde $0.1[s]$ a $4.0[s]$, lo que sugiere abarcar estructuras que pudieran variar de 2 a 35 pisos de altura aproximadamente, lo cual a su vez, comprende a la mayoría de las estructuras de la Ciudad de México. Conviene hacer uso de periodos de vibrar, ya que al utilizarlos no solo facilita el cálculo de acciones sísmicas, sino que también, al representar a una estructura mediante su periodo de vibrar, se evita relacionar procesos constructivos al igual que consideraciones geometrías especiales.

Además de identificar a una estructura por su periodo fundamental de vibrar, las NTC-DS, identifican también a las estructuras por su seguridad estructural mediante *Factores de Comportamiento Sísmico*, Q . Estas consideraciones de Q forman parte fundamental del diseño sísmico, ya que proveen mayor seguridad a estructuras cuyas edificaciones sean desfavorables ante un evento sísmico. Por lo tanto, aunque dos estructuras compartan el mismo periodo de vibrar, si éstas tienen distinto valor de Q , se esperaría que no muestren el mismo comportamiento estructural bajo las acciones de un sismo. Q toma de entre cinco valores especificados por las NTC-DS, dependiendo del tipo de estructuración y los detalles de dimensionamiento que se hayan adaptado en la estructura. Los valores de Q a los que se asocian las estructuras son: 4, 3, 2, 1.5 y 1 donde 4 corresponde a estructuras cuyo comportamiento se va a desarrollar

en gran medida en el rango inelástico, y 1 a que no permitirán una gran cantidad de daño, por lo que la mayor parte de su comportamiento sísmico se desarrollará en el rango elástico.

Debido a que esta tesis busca reflejar el daño en distintas estructuras representativas de los niveles de seguridad establecidos por códigos de diseño sísmico, se utilizan los cinco valores de Q para cada periodo de vibrar considerado. Esto es, se obtendrá la respuesta estructural de treinta estructuras diferentes.

Habiendo definido el rango de estructuras que se analizarán, se determinan los parámetros de diseño sísmico según el RC-CDMX-2017. Las consideraciones de diseño se realizaron a partir de las NTC-DS y con el uso del *Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño* (SASID, se ubicó la estación de la Secretaría de Comunicación y Transporte (SCT). Mediante el SASID se determinaron características de diseño como: el periodo dominante del terreno $T_s = 2.0$ [s] la aceleración del terreno $a_o = 0.352$, el coeficiente sísmico $c = 1.393$, el coeficiente $k = 0.560$ y los periodos característicos $T_a = 1.8$ y $T_b = 2.589$. Donde k es una variable para calcular el factor de reducción de las ordenadas espectrales por ductilidad.

Conociendo los parámetros a emplear para el diseño sísmico se calculan las ordenadas del espectro elástico en términos de pseudo-aceleración como una fracción de la gravedad, a . A cada una de las treinta estructuras se le asocia un valor de pseudo-aceleración en función de su periodo de vibrar, T , utilizando las siguientes condiciones:

$$a = \begin{cases} a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a & (4.2) \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b & (4.3) \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T}\right)^2; & \text{si } T \geq T_b & (4.4) \end{cases}$$

Donde:

p es igual a $k + (1-k)(T_b/T)^2$; y

β es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario por efectos de la interacción suelo-estructura, que en este caso se considera igual a 1 porque no se desea conocer la interacción suelo estructura.

Para calcular la ordenada reducida del espectro de diseño respectivo, a' , es necesario calcular un factor de reducción de las fuerzas sísmicas para fines de diseño, Q' , al igual que una reducción por sobre-resistencia, R .

Por lo tanto, una vez obtenido el espectro de diseño, se obtiene la ordenada espectral de diseño, a' , reducida por el factor de diseño, Q' , y de sobre-resistencia R . Mediante la ecuación 4.5.

$$a' = \frac{a}{Q'R} \quad (4.5)$$

donde:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T}{k T_a}}; & \text{si } T \leq T_a & (4.6) \end{cases}$$

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b & (4.7) \end{cases}$$

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b & (4.8) \end{cases}$$

$$R = k_1 R_0 + k_2 \quad (4.9)$$

donde R_0 es un factor básico de sobre resistencia del sistema estructural que será igual a:

- 2.0 para estructuras con Q de 3 o mayor.
- 1.75 para estructuras menor a 3.

k_1 , es un factor de corrección por hiperelasticidad que es igual 0.8, al considerar que el sistema estructural empleado tiene menos de tres crujías resistentes a sismo en la dirección de análisis, lo cual representaría analíticamente más susceptible a presentarse daño.

k_2 es un factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, que se obtiene con la ecuación 4.10.

$$k_2 = 0.5 \left[1 - \left(\frac{T}{T_a} \right)^{\frac{1}{2}} \right] > 0 \quad (4.10)$$

Utilizando las ecuaciones anteriores de determina el espectro de diseño de las estructuras en estudio según los lineamientos de RC-CDMX-2017. Los valores presentados en la tabla 4.2.1 presenta los parámetros empleados para las treinta estructuras estudiadas.

Tabla 4.2.1 Resistencia de diseño en términos de aceleraciones obtenidas de espectros de diseño, según las NTC-DS (GCDMX, 2017).

Periodo [s], T	Ordenada de Espectro de Diseño, a [g]	Factor de reducción por Sobre-resistencia, R	Factor de Comportamiento o Sísmico, Q	Factor de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, Q'	Ordenada de Espectro Reducida, a' = $\frac{a}{Q'R}$ [g]
0.1	0.3309	2.3301	1	1.0000	0.1420
			1.5	1.0719	0.1325
			2	1.1439	0.1241
			3	1.2877	0.1103
			4	1.4316	0.0992
0.2	0.4117	2.2663	1	1.0000	0.1817
			1.5	1.1439	0.1588
			2	1.2877	0.1411
			3	1.5754	0.1153
			4	1.8631	0.0975
0.5	0.6543	2.1495	1	1.0000	0.3044
			1.5	1.3596	0.2239
			2	1.7193	0.1770
			3	2.4386	0.1248
			4	3.1578	0.0964
1.0	1.0585	2.0315	1	1.0000	0.5211
			1.5	1.7193	0.3031
			2	2.4386	0.2137
			3	3.8771	0.1344
			4	5.3157	0.0980
2.0	1.2000	2.0000	1	1.0000	0.6000
			1.5	1.8452	0.3252
			2	2.6903	0.2230
			3	4.3806	0.1370
			4	6.0709	0.0988

Periodo [s], T	Ordenada de Espectro de Diseño, a [g]	Factor de reducción por Sobre-resistencia, R	Factor de Comportamiento o Sísmico, Q	Factor de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, Q'	Ordenada de Espectro Reducida, a' = $\frac{a}{Q'R}$ [g]
4.0	0.2523	2.0000	1	1.0000	0.1261
			1.5	1.6459	0.0766
			2	2.2917	0.0550
			3	3.5835	0.0352
			4	4.8752	0.0259

4.2.1 Capacidad Dinámica

Habiendo definido el comportamiento elástico de las treinta estructuras, a partir de espectros de diseño mencionados en las NTC-DS para la zona de estudio, falta determinar su carácter de post-fluencia y reconocer su capacidad plástica. Para ello se recurrió al método de análisis de Vamvatsikos y Cornell (2001), el *análisis dinámico incremental*. Este estudio consiste en someter una estructura a una sucesión de análisis no lineales de repuesta en el tiempo, donde se varían las intensidades, amplificando continuamente la aceleración del terreno mediante el uso de un acelerograma, hasta alcanzar algún estado límite predefinido. Este método de análisis resulta de gran conveniencia ya que provee información que facilita la comprensión de la demanda plástica del sistema estructural global y a su vez el comportamiento estructural implicado en altos niveles de intensidad sísmica. Este método de análisis resulta conveniente también porque permite determinar en una curva de carga-deformación la resistencia máxima que puede alcanzar la estructura ante el efecto de Bauschinger, exhibiendo valores medibles de la rigidez de post-fluencia, k_p . Al producir un patrón de carga uniformemente creciente, y llevar la estructura al rango inelástico se comienzan a apreciar la aparición de daño, mismo que degrada las características mecánicas de la estructura, como su rigidez. Por lo tanto, se aprecia una discontinuidad lineal discontinuidad lineal en la rama elástica una vez que el sistema se adentra en la rama plástica, donde la capacidad del sistema es determinado por su k_p .

Cabe mencionar también que, al considerar en distinguir las estructuras estudiadas mediante su periodo fundamental de vibrar, la rigidez elástica (k_0) para cada sistema estructural se calcula fácilmente utilizando las ecuaciones 2.8 y 2.9 presentadas en el capítulo 2.

En la figura 4.2.1 muestra un ejemplo de la curva de capacidades, donde la curva analítica es la resultante del análisis dinámico incremental para la estructura de $T=1.0[s]$, $Q=1.5$. Mientras que la curva aproximada, como su nombre lo sugiere, es una aproximación de la curva analítica utilizada para determinar las características de las estructuras en el rango inelástico, tal como su resistencia máxima como su rigidez de post-fluencia.

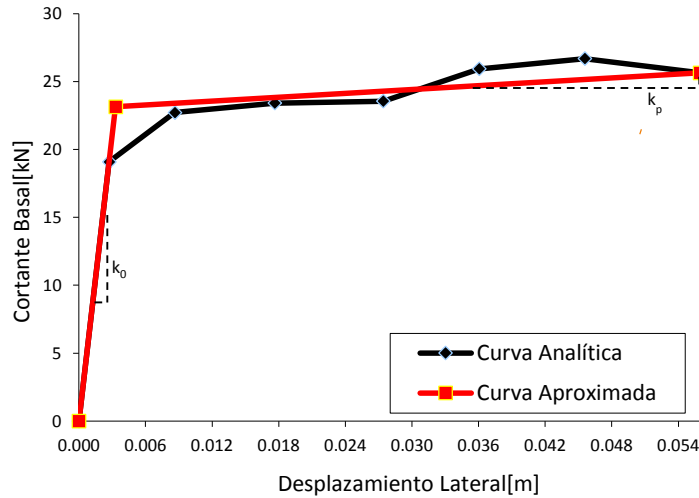


Figura 4.2.1 Curva de capacidad resultante de un análisis dinámico incremental para la estructura $T=1.0[s]$, $Q=1.5$.

De las curvas de capacidad aproximadas, resultantes del análisis dinámico incremental, se estima un *porcentaje de endurecimiento* que figura la rigidez de post-fluencia como porcentaje de la rigidez elástica del sistema. Se define este factor ya que los modelos de comportamiento estructural que discutirán en las siguientes secciones toman en cuenta a la rigidez de post-fluencia como factor de la elástica. La tabla 4.2.2 indica esta razón de rigideces calculadas para las treinta estructuras estudiadas, donde k_0 es la rigidez elástica del sistema y k_p es la rigidez de post-fluencia.

El porcentaje de endurecimiento utilizado en los modelos de comportamiento permiten guiar el comportamiento histerético de la estructura cuando ésta se somete a las cargas cíclicas de un evento sísmico. Esta restricción del comportamiento estructural es descrita por las propiedades de la estructura, tanto elásticas como inelásticas, de tal manera que forma una envolvente (backbone) que limita la capacidad del sistema. Es dentro de la región comprendida por la envolvente que se espera notar el desempeño de la estructura ante distintas demandas plásticas.

Tabla 4.2.2 Razón de endurecimiento post-fluencia calculados mediante un análisis estático de push-over.

<i>Periodo [s], T</i>	Factor de Comportamiento Sísmico, Q	Relación de Rigidez de Post-fluencia y Rigidez Inicial, [%] $\alpha_s = \frac{k_0}{k_p} * 100$
0.1	1	1.2620%
	1.5	1.3707%
	2	0.9885%
	3	0.3327%
	4	0.9885%
0.2	1	2.6049%
	1.5	2.1070%
	2	1.4801%
	3	0.0431%
	4	1.5587%
0.5	1	1.0805%
	1.5	1.1232%
	2	1.5015%

<i>Periodo [s], T</i>	Factor de Comportamiento Sísmico, Q	Relación de Rigidez de Post-fluencia y Rigidez Inicial, [%]
		$\alpha_s = \frac{k_0}{k_p} * 100$
	3	1.0297%
	4	1.1837%
1.0	1	0.8163%
	1.5	0.6770%
	2	0.8312%
	3	1.3568%
	4	0.4000%
2.0	1	0.5782%
	1.5	0.4874%
	2	1.0163%
	3	0.6940%
	4	0.6940%
4.0	1	0.7707%
	1.5	1.7908%
	2	0.2915%
	3	0.9510%
	4	0.9510%

4.2.2 Definición Estructural

Cabe mencionar que al considerar únicamente el periodo fundamental de vibrar de cada estructura se supuso que la masa de la misma es unitaria. Por lo tanto, esta consideración significa que cada acción de aceleración se traduzca como una fuerza. De tal manera que se puede utilizar la ordenada reducida del espectro de diseño o bien la pseudoaceleración de diseño como la fuerza cortante actuante sobre la estructura, determinando así la resistencia del sistema estructural que define su curva de capacidad. El realizar esta suposición, no solo facilita el análisis del comportamiento estructural, sino que también lo idealiza como un modelo adaptable para cualquier estructura con una masa definida, m . Por lo tanto, los resultados aquí obtenidos podrán generalizarse para cualquier tipo de estructuras correspondientes a los lineamientos del RC-CDMX-2017 para cada estructura.

Sin embargo, se debe tener en mente que, para proyectos estructurales con los que cuentan un diseño arquitectónico al igual que una distribución definida de elementos estructurales en su estructurización, se recomienda utilizar sistemas de múltiples grados de libertad que definan de mejor manera el comportamiento del sistema. Especialmente para estructuras con geometrías poco comunes, donde se requiere evaluar desplazamientos relativos para describir con mayor seguridad la configuración deformada del sistema estructural.

4.2.3 Parámetros de Desempeño de los Sistemas de 1GDL.

Utilizando el programa OpenSEES, *Open System of Earthquake Engineering Simulation* (McKenna *et al.*, 2006), plataforma capaz de analizar la respuesta no lineal de sistemas estructurales, se modelaron las treinta estructuras de estudio como osciladores de un grado de libertad (1GDL). A su vez, OpenSEES facilita la evaluación del comportamiento estructural, especialmente cuando se emplean métodos de análisis no lineales como el *análisis paso a paso*.

El análisis no lineal paso a paso, como su nombre lo sugiere, hace referencia a una evaluación no lineal de la respuesta estructural donde la acción, y las características estructurales, son variables con el

tiempo. El método es considerado matemáticamente riguroso ya que contempla varias ecuaciones diferenciales de movimiento para cada intervalo de comportamiento. Por esta razón, el análisis no lineal paso a paso permanece como el método de análisis dinámico más confiable para calcular la respuesta estructural en función del tiempo. A demás, gracias al avance tecnológico, y al uso de plataformas como OpenSEES, este método análisis dinámico es cada vez más utilizado para determinar la respuesta estructural debido a uno o varios eventos sísmico determinados.

La respuesta estructural obtenida mediante este método analítico, permite definir ciclos histeréticos que representan la disipación de energía en un espacio fuerza-desplazamiento. En el capítulo 2 se discute acerca de la respuesta histerética de una estructura y como a través de ésta se determinan parámetros de desempeño como la distorsión de entrepiso, la ductilidad de desplazamiento y la energía disipada, información necesaria para determinar el daño esperado de una estructura.

Se reconoce que gracias a los avances tecnológicos y al aumento en la capacidad del proceso numérico, ha crecido el número de modelos analíticos para representar el comportamiento histerético, los cuales, a su vez, son cada vez más sofisticados. Los modelos más modernos ahora consideran factores de deterioración y acumulación de daño debido al ritmo creciente de la demanda para una representación legítima del comportamiento estructural, y por ende, a una mejor estimación del daño esperado y del riesgo estructural debido a acciones sísmicas.

Aunque en la actualidad no exista un modelo de comportamiento histerético único que describa completamente una respuesta estructural para todos los sistemas estructurales y materiales empleados, este trabajo compara la respuesta estructural de modelos que consideran principios de daño acumulado y factores de deterioración. Para ello se discutirán sobre cinco modelos de comportamiento, dos de los modelos más conocidos y tradicionalmente usados: *Bilinear* (Prager 1956) y *Takeda* (Takeda *et al.*, 1970), y tres de los modelos más modernos y reconocido por el vasto número de parámetros contribuyentes al deterioro mecánico que contemplan: *Bilinear*, *Pinching*, *Peak-Oriented*. (Ibarra *et al.*, 2005).

a. Modelos de Comportamiento Histerético

A continuación, se describen los modelos de comportamiento histerético utilizados, al igual que algunos resultados del análisis no lineal paso a paso, para cada modelo de comportamiento utilizando OpenSEES (McKenna *et al.*, 2006), para las 30 estructuras hipotéticas con cada uno de los noventa y ocho registros sísmicos.

i. Modelo Bilineal

El modelo de comportamiento bilineal es un modelo ampliamente utilizado por su simpleza, como su nombre lo indica, contempla dos pendientes en la envolvente, una para reflejar la rama elástica del sistema y la otra, la inelástica. El modelo bilineal resulta conveniente para estructuras de materiales únicos de características elastoplásticas y con rigidez post-fluencia. El modelo bilineal se considera como “no-degradante”, atributo que se puede apreciar ante la persistencia de la rigidez elástica, k_0 , para cada ciclo de carga dentro del rango inelástico, por lo que el modelo subestima el daño acumulado al considerar una mayor disipación de energía a la disipada en realidad.

En la figura 4.2.2 se muestra el esquema básico del modelo bilineal, donde muestra el cambio de pendiente en el punto de fluencia (x_y, F_y) , donde x_y es el desplazamiento de fluencia y F_y es la fuerza de fluencia. Así mismo se observa que la rama elástica del sistema es descrita por su pendiente k_0 , que representa la rigidez elástica del sistema, mientras que la rama inelástica del sistema es descrita por k_p , que es la rigidez de post-fluencia del sistema. A demás, el modelo bilineal considera a k_p proporcional a k_0 ,

por un factor de endurecimiento, α_s , que se define para cada estructura mediante su curva de capacidad obtenida de un análisis dinámico incremental.

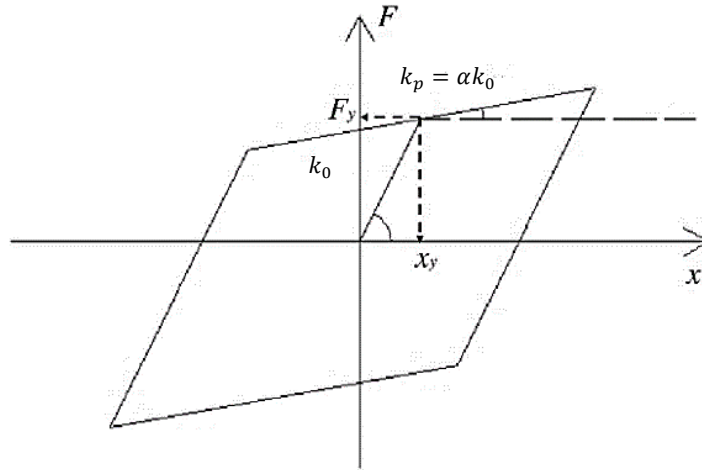


Figura 4.2.2 Esquema de la Envolvente del Modelo Bilineal

En las siguientes imágenes se presentan curvas de respuesta estructural con comportamiento no lineal para mostrar la tendencia histerética del modelo bilineal. Los resultados mostrados en las figuras 4.2.3 y 4.2.4 representan el comportamiento para la estructura con $T = 2.0$ [s] y con capacidad de deformación identificada con un valor de $Q = 1$.

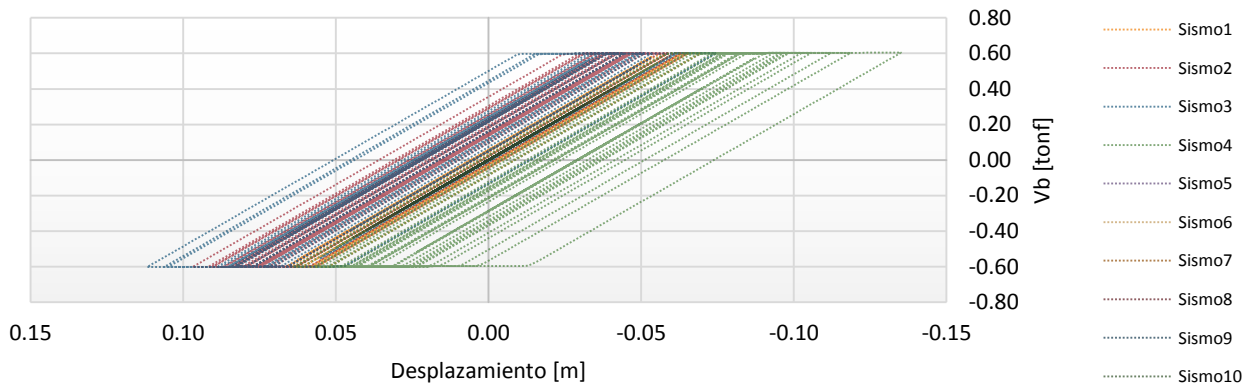


Figura 4.2.3 Modelo Bilineal para estructura de $T=2.0[s]$ $Q=1$. Sismo 1 al 10

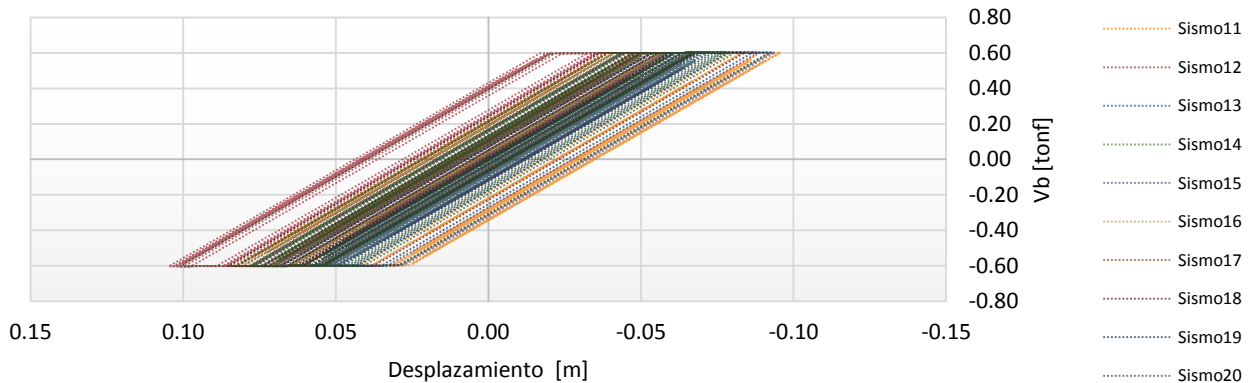


Figura 4.2.4 Modelo Bilineal para estructura de $T=2.0[s]$, $Q=1$. Sismo 11 al 20

Cabe notar que el punto de fluencia de la estructura coincide con la ordenada reducida, a' , del espectro asociado, mostrado anteriormente en la tabla 4.2.1. Donde la aceleración de diseño es correspondiente a la fuerza actuante debido a que se considera una masa unitaria para los sistemas de 1GDL.

ii. Modelo de Takeda

El modelo se basa en observaciones experimentales del comportamiento de elementos de concreto reforzado bajo cargas cíclicas laterales con leve a mediana carga axial. Gracias a su sencillez, practicidad y buena aproximación a resultados obtenidos en ensayos experimentales y con base en la observación, el modelo histéretico desarrollado por Takeda *et al.*, (1970), es uno de los más utilizados en el mundo. Estos investigadores desarrollaron un modelo con una envolvente trilineal que además del punto de post-fluencia, considera una rama más con rigidez degradante que aparece posterior a la resistencia máxima del sistema, o bien el punto de *Capping*, identificado por el punto (F_c, x_c) . La rigidez degradante del sistema, observada en la envolvente de la figura 4.2.5, es dependiente del desplazamiento último del sistema, x_u . Es el primer modelo en considerar 16 reglas para la generación de ciclos internos a ciclos anteriores, cubriendo distintas posibilidades de casos de carga, pero no factores de degradación por el número de ciclos histéreticos.

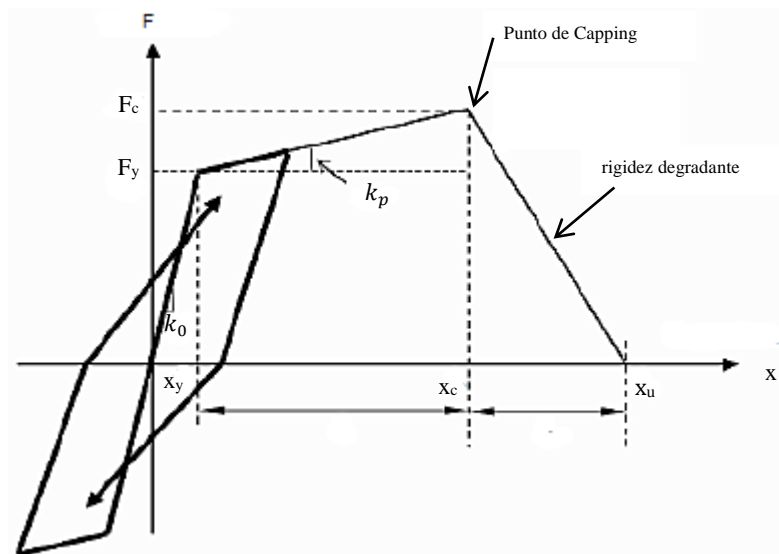


Figura 4.2.5 Esquema de la envolvente del modelo Takeda.

Las figuras 4.2.6 y 4.2.7 muestran ciclos de respuesta histerética de la estructura con $T = 2.0$ [s] y con capacidad de deformación inelástica definida con un valor de $Q = 2$, utilizando el modelo Takeda. Mediante estas figuras se ilustra la tendencia de comportamiento de la estructura ante la amenaza sísmica de la Ciudad de México, al utilizar el modelo Takeda. Las figuras sirven también para mostrar al lector el diagrama de comportamiento que el modelo histerético genera.

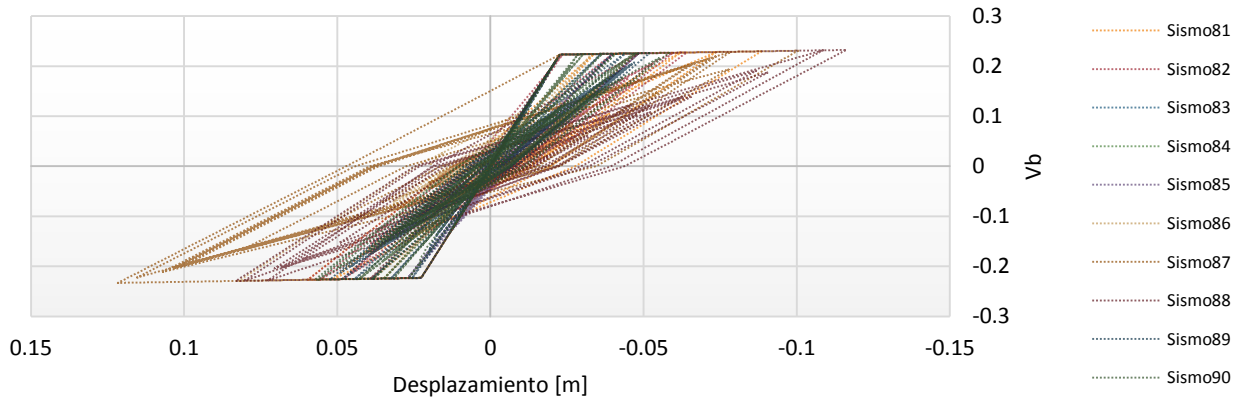


Figura 4.2.6 Modelo Takeda para estructura de $T=2.0$ [s], $Q=2$. Sismo 81 al 90

A diferencia de la figura anterior, en la figura 4.5.6 se observan únicamente 8 registros sísmicos, ya que se decidió no saturar esta figura de resultados para poder apreciar curvas con ciclos histeréticos mayores que siguen aún las reglas de comportamiento del modelo Takeda.

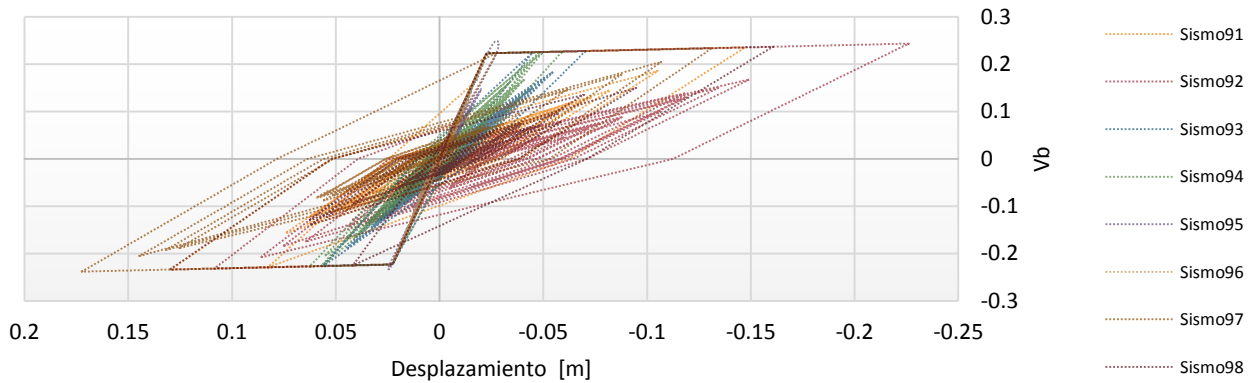


Figura 4.2.7 Modelo Takeda para estructura de $T=2.0$ [s], $Q=2$. Sismo 91 al 98.

Al igual que en los modelos anteriores, el punto de fluencia de la estructura coincide con la ordenada reducida del espectro asociado de diseño correspondiente a la masa unitaria del sistema de 1GDL.

ii. Modelo Ibarra-Medina-Krawinkler (Modelo IMK).

Presentado por primera vez por Rahnema y Krawinkler (1993), el Modelo IMK, en las últimas décadas, ha sido refinado y utilizado exhaustivamente en investigaciones académicas, y actualmente es considerado como el modelo principal para estimar la demanda sísmica de estructuras basadas en marcos, siendo también el modelado preferido en las Normas ACT-72 (PEER/ACT 2010), (Lignos y Krawinkler 2012 y Ribeiro *et al.*, 2014).

El modelo hace referencia a curvas de capacidad para determinar el comportamiento estructural no deteriorado comprendido por parámetros de resistencia y rigidez. Similarmente a otros modelos de comportamiento histerético, el Modelo IMK toma las mismas referencias (carga-deformación) para definir la envolvente del modelo; como es la deformación y la fuerza de fluencia (x_y, F_y), la rigidez elástica, k_0 , al igual que el porcentaje de endurecimiento para calcular la rigidez de post-fluencia, k_p . Sin embargo, a diferencia de los otros modelos, el Modelo IMK toma en cuenta una sección de deterioración del sistema conocida como la rama *Post-Capping*, regida por una rigidez degradante, k_c . Una vez que el sistema estructural experimenta deformaciones superiores a las asociadas al punto de *Capping*, es decir su máxima resistencia, éste ya no resiste más cargas por lo que se va deteriorando su capacidad de resistencia. La figura 4.2.8 muestra un esquema de la envolvente utilizado para en el Modelo IMK.

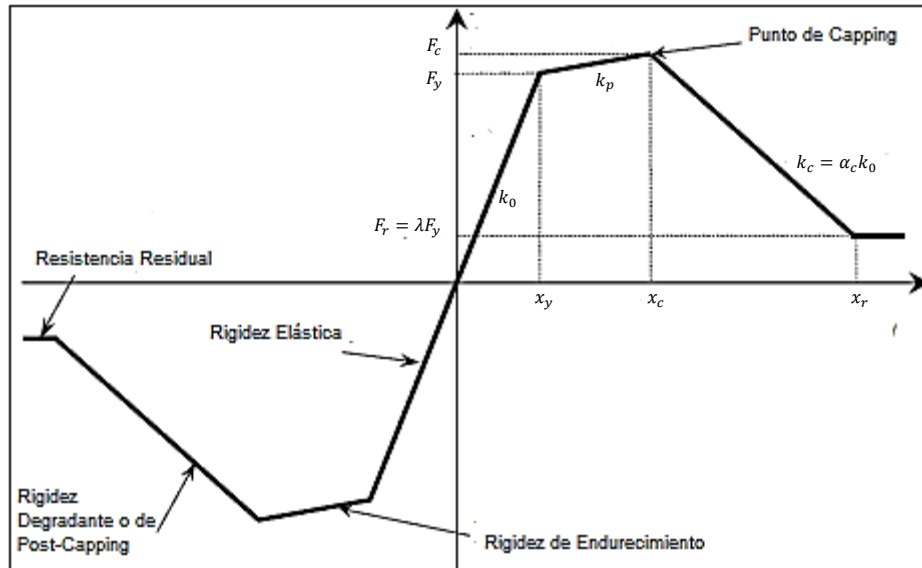


Figura 4.2.8 Backbone del modelo de Ibarra-Medina-Krawinkler, al igual que sus definiciones asociadas (Ibarra et al., 2005)

A diferencia que el modelo Takeda que también contempla una rama de post-Capping, el Modelo IMK define esta rama mediante una resistencia residual de la estructura en vez de una deformación última. El Modelo IMK dicta que la deterioración en la envolvente del sistema se representa mediante la rigidez de ablandamiento, k_c , al igual que una resistencia residual, F_r .

La rigidez de ablandamiento se calcula mediante un *factor de ablandamiento*, α_c , que bien puede representarse como una fracción o porcentaje de k_0 tal que $k_c = \alpha_c k_0$. O bien, k_c al igual que α_c pueden determinarse si se conoce el rango de deformación de la rama de *post-Capping*, es decir la deformación comprendida entre x_c y la deformación alcanzada cuando el sistema alcanza la resistencia residual, x_r .

Ibarra et al. (2005) definen a F_r como una fracción de la F_y , y se utiliza principalmente para estabilizar al modelo histerético. Además, se observa en la envolvente del modelo IMK, que una vez que el sistema estructural incurre en el rango residual, el valor de rigidez se vuelve cero, lo que sugiere que la deterioración del sistema alcanzó un estado en el que ya no es capaz de resistir cargas.

Además, el Modelo IMK contempla un grupo de reglas que se utilizan para representar cuatro modos de deterioración en el comportamiento histerético, estas fueron desarrollados mediante el cálculo de tasas de deterioración por Rahnama y Krawinkler (1993). Las tasas se basan en la disipación de energía por

cada excursión histerética cuando el sistema estructural es sometido a cargas cíclicas del cual se denota como, β_i . El parámetro β_i se expresa en la ecuación 4.11:

$$\beta_i = \left(\frac{E_i}{E_t - \sum_{j=1}^{i-1} E_j} \right)^c \quad (4.11)$$

Donde:

β_i =Parámetro que define la deterioración en la excursión i .

E_i =Energía histerética disipada en la excursión i .

E_t =Capacidad de disipación de energía histerética de referencia, expresada en el modelo original como múltiplo de $F_y \delta_y$.

$\sum E_j$ =Energía disipada en todas las previas excursiones.

c =Exponente que define la velocidad de deterioración cíclica.

De tal forma que el parámetro de deterioración β_i se aplica a cualquiera de los cuatro modos de deterioración. Cada modo de deterioración se muestra en la figura 4.2.9, estos diagramas fueron obtenidos directamente de Ibarra *et al.*, (2005). Sin embargo, por cuestiones de espacio, se presentarán en esta tesis unicamente la ecuaciones que definen cada modo de deterioración, por lo que si se desea conocer con mayor profundidad cada uno de ellos, se sugiere consultar Ibarra *et al.* (2005) y Lignos (2008).

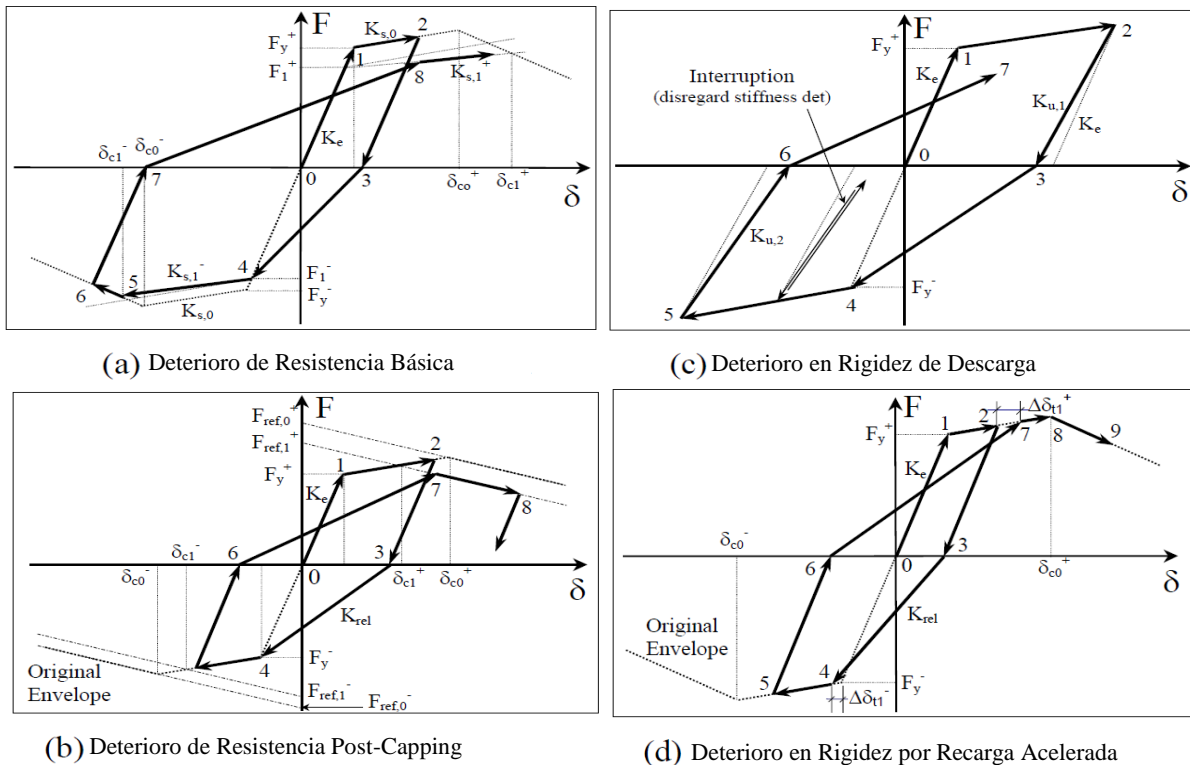


Figura 4.2.9 Modos de deterioración para el modelo Ibarra-Medina-Krawinkler, ilustrado sobre una curva Peak-Oriented, (Ibarra *et al.*, 2005).

Deterioro de Resistencia Básica: Definido por trasladar la rama de endurecimiento hacia el origen por una cantidad equivalente a la reducción del límite elástico a:

$$F_i^- = (1 - \beta_{s,i})F_{i-1}^- \quad \text{y} \quad F_i^+ = (1 - \beta_{s,i})F_{i-1}^+ \quad (4.12)$$

Donde:

$F_i^{+/-}$ = Resistencia deteriorada después de la excursión i.

$F_{i-1}^{+/-}$ = Resistencia deteriorada antes de la excursión i.

$\beta_{s,i}$ = Valor apropiado para el parámetro de deterioración a la resistencia básica dependiendo de observaciones experimentales.

Deterioro de Resistencia Post-Capping: Definido por trasladar la rama de *Post-Capping* hacia el origen por una cantidad equivalente a la reducción de la resistencia máxima (*Capping Point*):

$$F_{ref,i}^{+/-} = (1 - \beta_{c,i})F_{ref,i-1}^{+/-} \quad (4.13)$$

Donde:

$\beta_{c,i}$ = Valor apropiado para el parámetro de deterioración a la resistencia Post-Capping dependiendo de observaciones experimentales.

Deterioro en Rigidez de Descarga: Definido como la reducción de la rigidez de descarga, K_u en acorde a:

$$K_{u,i} = (1 - \beta_{k,i})K_{u,i-1} \quad (4.14)$$

Donde:

$\beta_{k,i}$ = Valor apropiado para el parámetro de deterioración a la rigidez de descarga, dependiendo de observaciones experimentales.

Deterioro en Rigidez por Recarga Acelerada: Definido al mover la deformación objetivo del sistema por la curva del *backbone* del sistema a un valor de:

$$\delta_{t,i}^{+/-} = (1 + \beta_{a,i})\delta_{t,i-1}^{+/-} \quad (4.15)$$

Donde:

$\beta_{a,i}$ = Valor apropiado para el parámetro de deterioración a la rigidez por una recarga acelerada, su valor es dependiente de observaciones experimentales.

En consecuencia, el modelo de deterioración puede tener hasta cuatro parámetros de deterioración para cada modo de deterioración. No obstante, se ha encontrado que el uso del mismo parámetro para todos

los modos de deterioración usualmente provee una descripción adecuada de cada modo y una degradación simétrica en la generación de curvas histeréticas (D. Lignos 2008). Es por ello que para lo que concierne a ésta tesis, el modelado IMK se calibró con base en las recomendaciones realizadas en diversos estudios (Kim y Engelhardt 1995, Ibarra y Krawinkler 2005, Whittaker *et al.* 1988). Donde estas propuestas incluyen la definición del 20% de la resistencia de fluencia como la resistencia residual, ejemplificado también en la ecuación 4.23.

$$F_r = 0.2F_y \quad (4.23)$$

Como esta tesis busca unicamente relacionar el daño de una estructura ante cargas cíclicas, se utilizó el mismo valor para β_k , β_a , β_c , β_s para obtener un desarrollo de curvas histeréticas estables que así también reflejen daño. Cabe mencionar que los valores asignados a los parámetros de deterioración fueron tomados de Ibarra y Krawinkler (2005), quienes calibraron curvas del modelo utilizando más de 700 especímenes de acero, concreto reforzado y madera. Cabe mencionar también que otro parámetro utilizado del mismo estudio fue el valor de las rotaciones en el *Capping Point*, al igual que las rotaciones de *Post-Capping* para materiales de concreto reforzado. Mediante estos valores de rotación se conoce el factor de ablandamiento en la rama de *Post-Capping*, lo que permite ajustarla a cada estructura específica. La siguiente tabla muestra los valores del factor de ablandamiento en forma porcentual con el propósito de ilustrar la generación de la envolvente, en la rama de post-Capping para cada una de las 30 estructuras idealizadas.

Tabla 4.2.3 Porcentaje de ablandamiento asociado a cada estructura modelada en OpenSEES

<i>Periodo [s], T</i>	Factor de Comportamiento Sísmico, Q	Porcentaje de Ablandamiento, [%] α_c
0.1	1	0.274
	1.5	0.286
	2	0.221
	3	0.111
	4	0.208
0.2	1	0.592
	1.5	0.49
	2	0.373
	3	0.321
	4	0.342
0.5	1	0.857
	1.5	0.682
	2	0.637
	3	0.443
	4	0.403
1.0	1	2.302
	1.5	1.268
	2	1.022
	3	0.777
	4	0.469
2.0	1	4.713
	1.5	2.578
	2	1.886
	3	1.165
	4	0.871
4.0	1	1.924

<i>Periodo [s], T</i>	Factor de Comportamiento Sísmico, Q	Porcentaje de Ablandamiento, [%] α_c
	1.5	1.389
	2	0.828
	3	0.653
	4	0.519

El Modelo IMK se ha modificado para emplearse en el modelado de cualquier tipo de estructura, lo que ha originado tres diferentes adaptaciones: Modelo *Bilineal*, Modelo *Peak-Oriented* y Modelo *Pinching*.

a. *Modelo Bilineal IMK*

Similar al modelo tradicional bilineal, el Modelo Bilineal de IMK conserva las mismas reglas de generación hasta el punto de *Capping*. Sin embargo, cabe mencionar que, a diferencia del modelo clásico, el Modelo IMK introduce una ‘resistencia límite’ que toma en cuenta una deterioración en la resistencia del elemento, como se muestra en la figura 4.2.10. Otra diferencia importante del modelo bilineal discutido anteriormente, es la inclusión del rango de *Post-Capping* y la afectación que ésta tiene para definir la ‘resistencia límite’ del elemento.

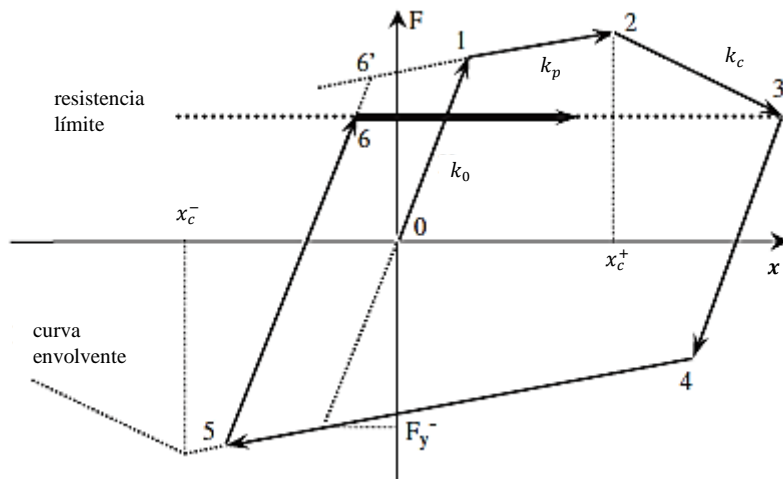


Figura 4.2.10 Modelo Bilineal con una resistencia límite, (Ibarra et al., 2005).

Utilizando el programa OpenSEES es posible hacer uso de los modelos IMK para un contexto de suelo blando, como el que se encuentra en la Ciudad de México. En la siguiente imagen se aprecia el resultado de la generación de curvas de comportamiento. Las curvas mostradas en las figuras 4.2.11 y 4.2.12, denotan el comportamiento *Bilineal IMK* de la estructura definida con $T = 1.0[s]$ y $Q = 1.5$, siendo ésta una de las 30 estructuras analizadas bajo el mismo modelo.

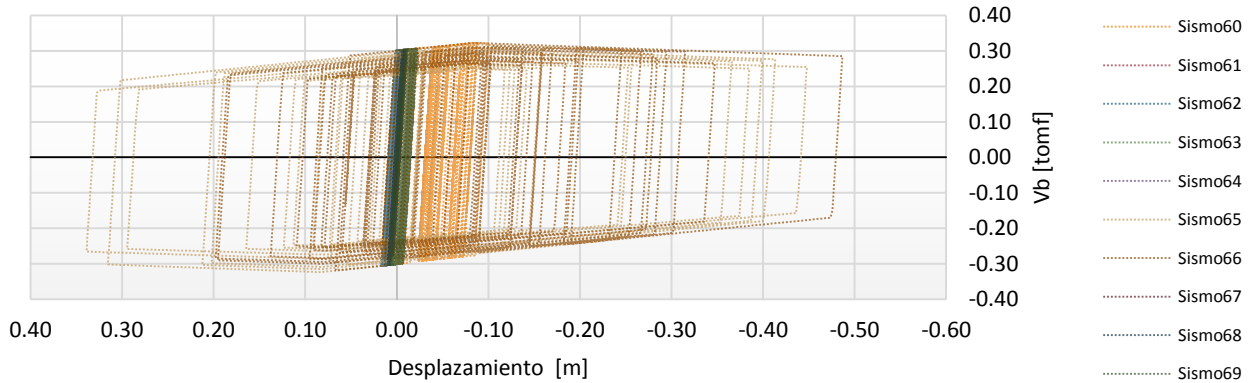


Figura 4.2.11 Modelo Bilineal IMK para la estructura $T=1.0[s]$, $Q=1.5$. Sismo 60 al 69.

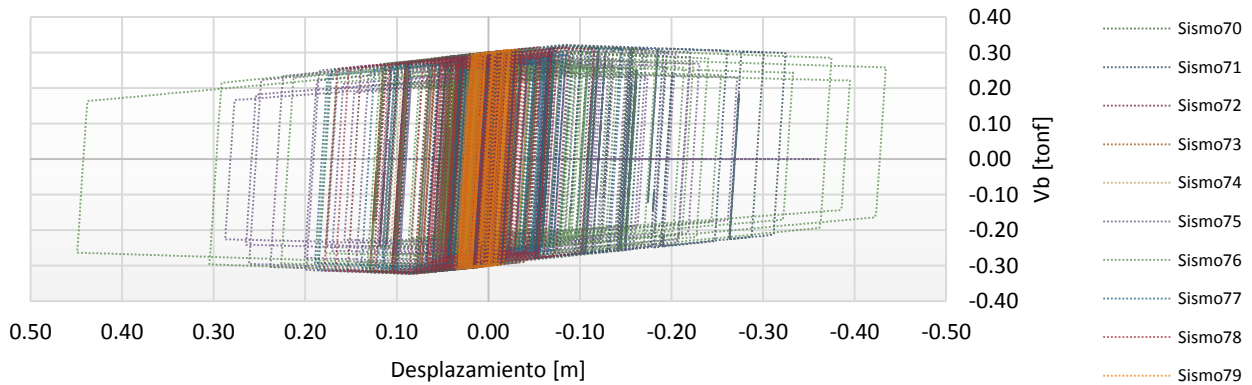


Figura 4.2.12 Modelo Bilineal IMK para la estructura $T=1.0[s]$, $Q=1.5$. Sismo 70 al 79.

b. Modelo Peak-Oriented IMK

El modelo *Peak-Oriented IMK*, fue desarrollado tras extensas pruebas de cargas cíclicas sobre elementos de concreto reforzado, siguiendo los lineamientos dictados por Clough y Johnston (1966) y Takeda *et al.* (1970). A diferencia del modelo bilineal, el modelo *Peak-Oriented IMK* fue desarrollado para elementos compuestos como el concreto reforzado e incorpora el fenómeno del *estrangulamiento* (*Pinching*, en inglés), fenómeno que refleja una alteración en la cantidad de energía que se disipa debido al desprendimiento de los materiales. El fenómeno se presenta en los ciclos de histéresis debido a la generación de microfisuras que causan pérdidas de adherencia entre los materiales del elemento, causando una discontinuidad del elemento.

En la figura 4.2.13 muestra el modelo *Peak-Oriented IMK* que fue creado para incluir la rama de *post-Capping* al igual que una resistencia residual. La figura muestra la deterioración contemplada en el desarrollo de la curva histéretica mediante las rigideces de recarga, k_{rel} , que poseen un pendiente menor que k_0 , éstas se observan en la dirección de los puntos 3, 7, y 11 de dicha figura.

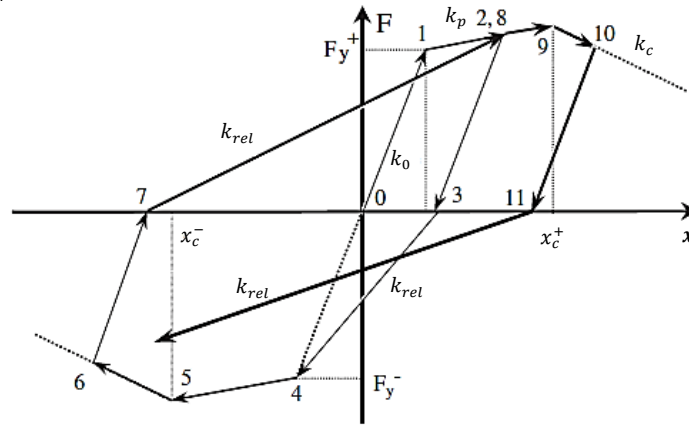


Figura 4.2.13 Desarrollo del Modelo Peak-Oriented con parámetros de deterioración del Modelo IMK, (Ibarra et al., 2005).

Siguiendo el esquema presentado en la figura 4.2.13 se muestra el desarrollo de un ciclo histérico utilizando el modelo *Peak-Oriented IMK*, donde se presentan valores de un total de 11 puntos de interés. Se observa que la curva histérica parte del reposo en el punto 0 y sobrepasa el punto de fluencia en el punto 1 hasta alcanzar una resistencia en el rango inelástico en el orden de k_p , marcado por el punto 2. Al momento de descargar el elemento, se aprecia una tendencia en la pendiente similar, ak_0 , pero en sentido opuesto hasta llegar al punto 3. Para determinar la primera excursión del comportamiento estructural en el sentido opuesto se toma como referencia el comportamiento elástico del sistema, de tal forma que se extiende la recta $\overline{01}$ hasta llegar al punto de fluencia del sentido contrario para ubicar el punto 4. De aquí el sistema en el rango inelástico exhibe una rigidez k_p antes de adentrarse al rango de *post-Capping* (superando el punto 5 de *Capping*) hasta alcanzar una deformación superior a la del punto de resistencia máxima, el punto 6. Una vez más, al descargar el elemento, se aprecia una tendencia en la pendiente similar a la de k_0 hasta alcanzar un estado sin carga en el punto 7. Para la segunda excursión, el sistema es guiado a la resistencia máxima alcanzada en la excursión anterior en el mismo sentido de carga (punto 2) hasta llegar al punto 8 mediante una rigidez de recarga, k_{rel} . Este proceso se repite para cada ciclo histérico de respuesta que experimente el sistema estructural.

En las siguientes imágenes se presenta la generación de ciclos histéricos ajustados al modelo *Peak-Oriented IMK* correspondientes a una de las estructuras estudiadas en esta tesis. El programa OpenSEES facilitó la generación de las curvas de comportamiento ante únicamente los parámetros determinantes de la rama de endurecimiento y de *Post-Capping*. Cabe mencionar que las figuras 4.2.14 y 4.2.15 corresponden a la estructura identificada con un $T = 0.2$ [s] y $Q = 1.5$.

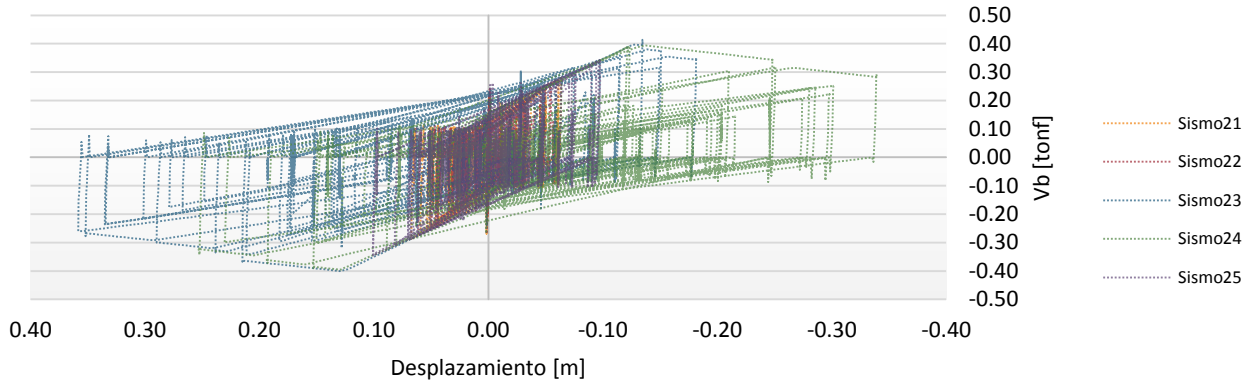


Figura 4.2.14 Modelo Peak-Oriented IMK para la estructura $T=0.2[s]$, $Q=1.5$. Sismo 21 al 25.

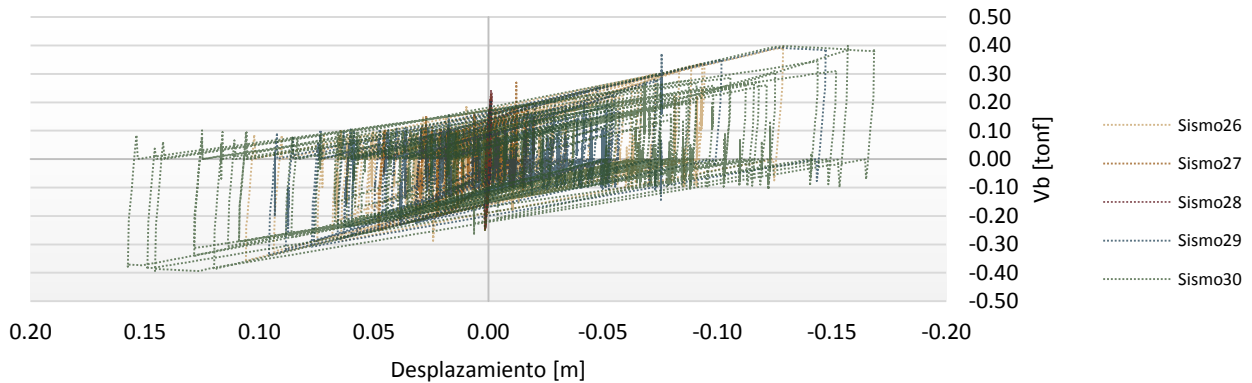


Figura 4.2.15 Modelo Peak-Oriented IMK para la Estructura $T=0.2[s]$, $Q=1.5$. Sismo 26 al 30.

c. Modelo Pinching IMK

Como bien lo indica su nombre, el modelo *Pinching* es aquel modelo en donde el fenómeno del estrangulamiento es evidente. Este modelo de comportamiento histerético surgió tras pruebas en elementos compuestos, como son los elementos de mampostería, en donde se carece de homogeneidad en el elemento. El modelo *Pinching IMK* es similar al modelo *Peak-Oriented IMK*, con la excepción de que la re-carga en el modelo *Pinching IMK* se calcula en dos partes. La recarga del modelo *Pinching IMK* es guiada a un ‘punto de quiebre’ que este a su vez está definido por los factores de forma K_f y K_d . El parámetro K_f modifica la máxima resistencia ‘estrangulada’ (puntos 4 y 8 de la figura 4.2.16), y el parámetro K_d , que define el desplazamiento del punto de quiebre entre cada ciclo histerético (puntos 3 a 8’ y 4). Por otra parte, el ‘punto de quiebre’ muestra un cambio de pendiente en la respuesta del sistema, lo cual indica un cambio en rigideces en etapas de recarga, K_{rel} . Es por ello que en la figura 4.2.16 se identifica a $K_{rel,a}$ como la primera sección de la recarga antes del ‘punto de quiebre’ y a $K_{rel,b}$ como la segunda parte que por lo general tiende a ser mayor que $K_{rel,a}$.

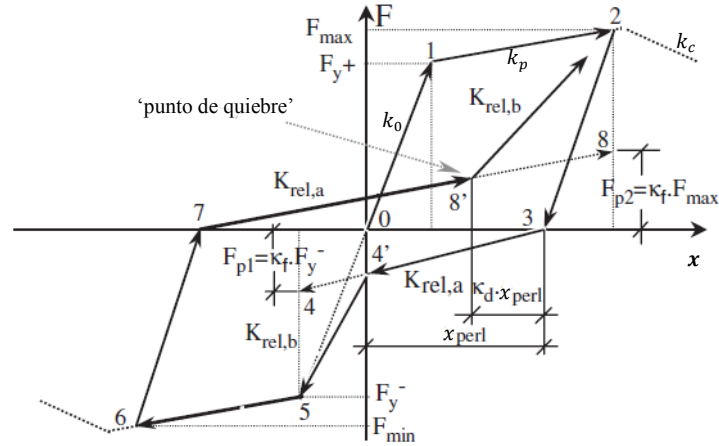


Figura 4.2.16 Desarrollo del Modelo Pinching IMK, (Ibarra, et al., 2005)

Se aprecia que la figura 4.2.16 relata el desarrollo del modelo *Pinching IMK* mediante el esquema de un ciclo histérico. Si éste se siguiera, se observaría que el diagrama comienza identificando en su origen el estado de reposo de la estructura. Al momento de aplicar una carga al sistema estructural se observa como éste supera el rango inelástico definido por k_0 y delimitado por el punto de fluencia (punto 1) hasta alcanzar una resistencia en el rango inelástico (punto 2) sin que ésta alcance el punto de *Capping*. Al momento de descargar el elemento, este sigue la tendencia elástica k_0 , hasta llegar una vez más al reposo, de tal manera que la deformación experimentada en la excursión de carga es identificada como x_{perl} . Al momento de recargar el sistema estructural, pero en el sentido opuesto, se calcula la primera sección de la recarga que dirige al comportamiento histérico al punto de quiebre. Para ello, se calcula una resistencia F_{pi} , donde i es el número de excursión, que es proporcional a la resistencia máxima anterior en el mismo sentido de carga, por un factor de K_f . Sin embargo, en el caso de la primera excursión se considera la máxima resistencia igual a la de fluencia para el mismo sentido de carga, en el caso de la figura 4.2.16 es F_{y-} . Por lo tanto, al seguir esta especificación se obtiene el segmento $\overline{34}$, que a través de una rigidez de recarga $k_{rel,a}$ alcanza el desplazamiento asociado a la resistencia máxima anterior para el mismo sentido de carga, en el caso de la primera excursión es el desplazamiento de fluencia. Así mismo, se identifica el punto de quiebre desplazándose sobre la recta $\overline{34}$ una distancia proporcional al factor K_d asociada a la deformación permanente, x_{perl} , obtenida en la excursión anterior del mismo sentido de carga. Sin embargo, en el caso de ser la primera excursión, el punto de quiebre se ubicará sobre la misma recta con $k_{rel,a}$ desplazada hasta intersectar con el eje de las ordenadas, ya que el sistema no ha experimentado deformaciones por flexión para ese sentido de carga. Identificando entonces el punto de quiebre (punto 4'), la respuesta estructural sigue la tendencia de la envolvente del modelo *Pinching IMK* llegando hasta llegar a la resistencia de fluencia en el sentido opuesto, F_{y-} (punto 5), siguiente la una tendencia $k_{rel,b}$ que describe la segunda sección de la recarga. Al adentrarse al rango inelástico, la respuesta estructural sigue los lineamientos de la envolvente y patrón de respuesta k_p hasta alcanzar una resistencia máxima antes de llegar al punto de *Capping* (punto 6). Así mismo continúa el desarrollo de las curvas histéricas desarrolladas por el modelo *Pinching IMK*.

Las siguientes imágenes (figuras 4.2.17 y 4.2.18) muestran curvas de comportamiento de una estructura con $T = 0.5$ [s] y $Q = 1.5$ calibradas al modelo *Pinching IMK*. Una vez más, los ciclos histéricos utilizados en esta tesis fueron generados por el programa de OpenSEES, al calcular la respuesta sísmica de cada uno de los 98 registros sísmicos empleados, para cada caso estructural.

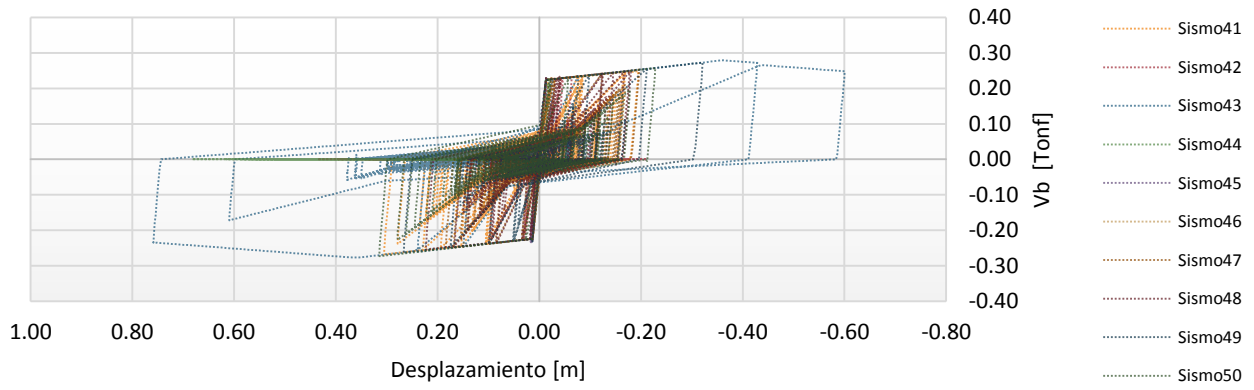


Figura 4.2.17 Modelo Pinching IMK para la Estructura $T=0.5[s]; Q=1.5$, Sismo 41 al 50

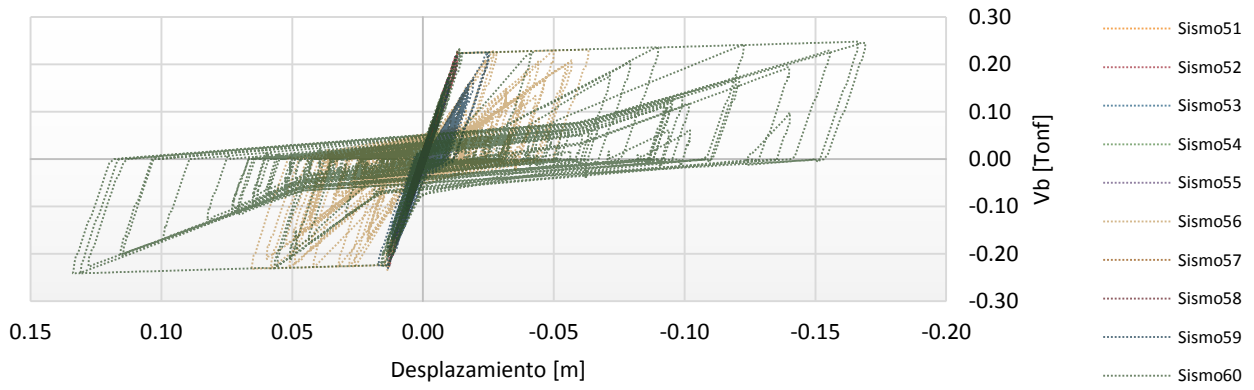


Figura 4.2.18 Modelo Pinching IMK para la Estructura $T=0.5[s]; Q=1.5$, Sismo 51 al 60

5 ÍNDICES Y CURVAS DE DAÑO

En este capítulo se identificará el daño esperado del comportamiento de las estructuras con base en los cinco modelos utilizados; Bilineal, Takeda, *Bilineal IMK*, *Peak-Oriented IMK* y *Pinching IMK*. Tomando los datos gráficos de cada modelo generado en OpenSEES se definen parámetros de desempeño a partir de su respuesta histerética para cada registro de la amenaza sísmica a las que fueron sometidas las treinta estructuras de estudio. Contando con ésta información, el daño esperado es entonces identificado mediante un indicador de daño, mejor conocido como ‘índice de daño’. En este capítulo se vincula a la colección de índices de daño con sus respectivos valores de respuesta estructural para formar curvas de daño.

Ante distintos métodos y modelos de comportamiento estructural, este capítulo demuestra cómo éstos se diferencian uno del otro en términos de daño, a través de indicadores y curvas de daño. Se demuestra que al usar un solo método o modelo de comportamiento estructural puede estar sub-valorando o sobre-valorando la respuesta estructural y a su vez asociando en daño equivocado.

5.1 ÍNDICES DE DAÑO

Es primordial tener adecuadamente definidos los niveles o umbrales de estado de daño para la ingeniería sísmica, ya que se traduce en reducir a niveles aceptables la incertidumbre que existe al momento de predecir el daño esperado ante un sismo determinado (Marte, 2014).

Con razón de predecir adecuadamente el daño esperado de las estructuras de estudio, se utilizan aquellos índices que tomen en cuenta daño acumulado al igual que la deformación plástica y la energía absorbida durante un evento sísmico. En esta tesis se utiliza el índice de daño de Park y Ang (1985) por ser el mejor sustentado en términos de calibración experimental y de campo, y porque se le considera una referencia obligada entre los investigadores que estudian los efectos de las demandas acumuladas de deformación plástica. Sin embargo, se hace uso también del índice de daño de Teran y Jirsa (2005), el cual toma en cuenta efectos de sismos de larga duración y características dinámicas del suelo blando, propiedades que caracterizan el suelo de la Ciudad de México.

5.1.1 *Park y Ang (1985)*

Acorde a Park y Ang (1985), el nivel de daño estructural en elementos y estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas cíclicas puede estimarse a partir de la combinación lineal de demandas máximas acumuladas y de deformaciones plásticas expresada con una combinación lineal mostrada en la ecuación 2.16 o bien, con La ecuación 5.1 en términos de ductilidad, dado que $\delta_u = \mu d_y$.

$$ID_{PA} = \frac{\mu_m}{\mu} + \beta \frac{E_H}{d_y F_y \mu} \quad (5.1)$$

Donde μ_m es la máxima ductilidad de desplazamiento que desarrolla la estructura cuando se somete a la acción de un movimiento sísmico; μ es la relación entre el desplazamiento último que puede alcanzar el sistema cuando se le sujeta a un estado de deformación monótonamente creciente y el desplazamiento de fluencia (ductilidad última); β es un parámetro que depende de las características estructurales y que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético, que para éste trabajo se utiliza β de 0.15, que corresponde a estructuras con un detallado sísmico adecuado, (Cosenza, Manfredi y

Ramasco 1993); E_H es la demanda de energía histerética; y finalmente F_y y d_y , son la fuerza y desplazamiento de fluencia, respectivamente.

Como se discutió anteriormente, los parámetros de desempeño (distorsión de entrepiso, ductilidad de desplazamiento y energía disipada) observados en una respuesta histerética de la estructura, son suficientes para estimar un valor de daño esperado en la estructura utilizando índices de daño. De tal manera que se utilizó el ID_{PA} para predecir el daño esperado de las treinta estructuras estudiadas bajo los cinco modelos de comportamiento histerético utilizados. Como resultado se obtuvo un total de cinco ID_{PA} que describen distintas respuestas de comportamiento, según las consideraciones el modelo histerético empleado. Además, contrastes más prácticos en términos de daño esperado son realizados comparando los ID_{PA} con sus respectivos parámetros de desempeño para cada evento sísmico evaluado.

Por lo tanto, al describir el daño esperado en términos de los parámetros de desempeño para cada evento sísmico, se espera tener el mismo número de índices de daño como el número de registros utilizados. Por lo tanto, como este caso de estudio busca estimar el daño en distintas estructuras situadas en la zona de suelo blando de la Ciudad de México, se obtiene un valor de ID_{PA} para cada curva de comportamiento histerético generado a partir de los registros que describen la amenaza sísmica de la región. A su vez, cabe que no existen dos acelerogramas idénticos que describan el mismo evento sísmico, ya que la intensidad de un sismo depende de donde sea percibida. Por lo tanto, la respuesta histerética de un sistema estructural varía dependiendo del registro utilizado, implicando que también lo haría sus parámetros de desempeño y por ende su daño esperado.

En las siguientes gráficas se observa resultados de la estructura con $T = 1[s]$, $Q = 1.5$, donde se asocia cada índice de daño obtenido con sus respectivos parámetros de respuesta estructural, (*Distorsión de Entrepiso*, *Ductilidad de desplazamientos* y *Energía Histerética*), resultante del Modelo histerético *Bilineal IMK*. Se observa que cada punto en la distribución de daño esperado, asocia el desempeño estructural a través de los parámetros de respuesta asociados a un valor de daño esperado, para cada evento sísmico evaluado.

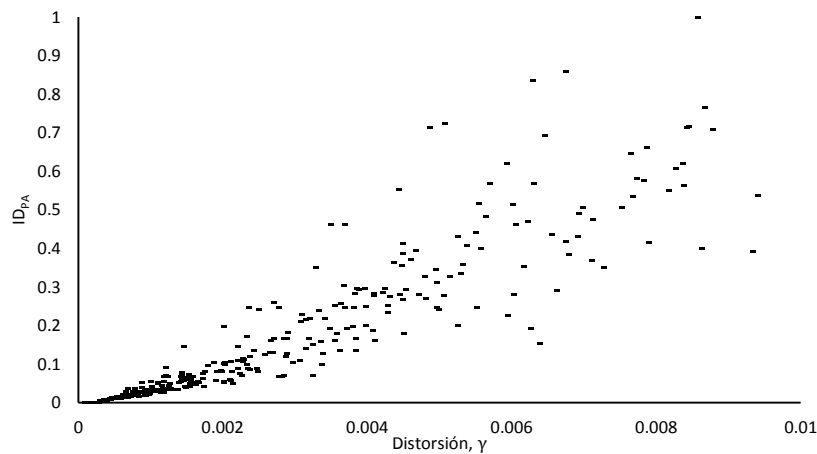


Figura 5.1.1 Índice de daño de Park y Ang (1985) vs. valores máximos de distorsión de entre piso para distintos registros sísmicos; estructura $T = 1.0[s]$, $Q = 1.5$. Modelo Bilineal IMK.

La figura 5.1.1 refleja la relación del índice de daño con la distorsión máxima de entrepiso considerando considerada con la altura de la estructura. De lo reflejado en la gráfica, es lógico poder esperar mayor daño de una estructura cuando ésta experimenta altos valores de distorsión. De igual forma, ante valores muy pequeños de distorsión la estructura permanece elástica y sin algún daño esperado. Sin

embargo, para valores intermedios de distorsión se observan las mayores diferencias en daño esperado ante distorsiones similares por lo que evidencia la influencia del daño acumulado y la deterioración del elemento. Se aprecia que la estimación de daño de una estructura es altamente influenciada por su comportamiento plástico, es decir, a la deterioración mecánica del elemento o bien a la acumulación de daño, según el planteamiento de los autores del índice.

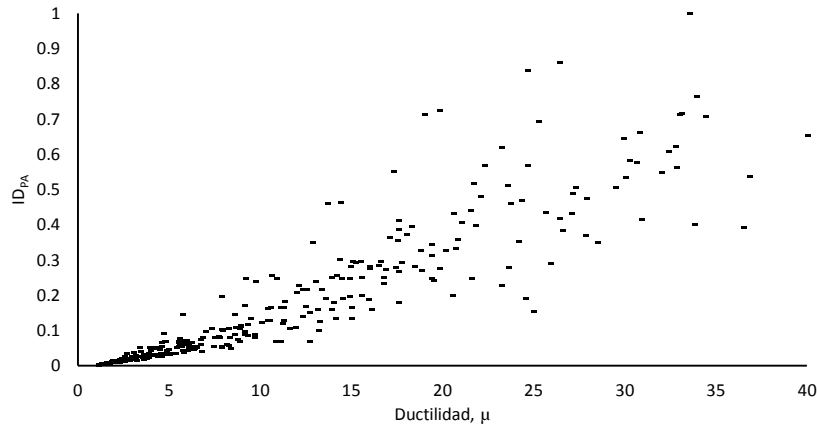


Figura 5.1.2 Índice de daño de Park y Ang (1985) vs. valores máximos de ductilidad de desplazamiento para distintos registros sísmicos; estructura $T = 1.0[s]$, $Q = 1.5$. Modelo Bilineal IMK

Similar a la figura anterior la figura 5.1.2 relaciona el índice de daño de Park y Ang con su respectiva máxima ductilidad de desplazamiento. Comparando con la figura 5.1.1, se cumple que ambas figuras muestran la misma distribución de daño esperado, ya que como la ductilidad y la distorsión son ambas funciones dependientes de la deformación del sistema, deformaciones máximas calificadas con el mismo índice de daño. Por lo tanto, es posible realizar las mismas observaciones, donde valores intermedios de ductilidad son lo que reflejan verdaderamente la participación del daño acumulado como la deterioración de propiedades mecánicas.

A diferencia de las figuras anteriores, la figura 5.1.3 relaciona el índice de daño de Park y Ang con su respectivo valor de energía histerética disipada. Se observa una relación evidente entre la cantidad de energía disipada con el daño esperado del sistema. La relación refiere a la demanda de energía plástica del sistema e indica el grado de daño acumulado que experimenta la estructura con cada ciclo. Sin embargo, cabe mencionar que el modelo no considera de forma explícita la manera en que la estructura acomoda las demandas de energía plástica, (Terán y Jirsa, 2005). Por lo que se argumenta que el uso del índice de Park y Ang tendrá a sobrevaluar el efecto de las demandas acumuladas de deformación plástica.

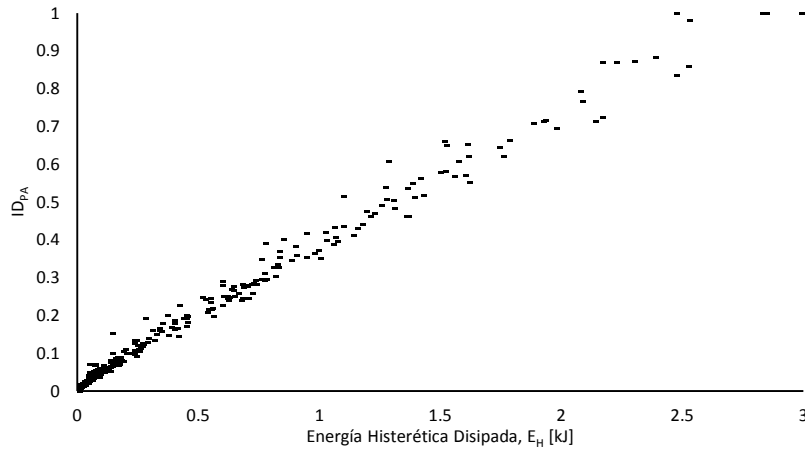


Figura 5.1.3 Índice de daño de Park y Ang (1985) vs. valores máximos de energía histerética para distintos registros Sísmicos; estructura $T = 1.0[s]$, $Q = 1.5$. Modelo Bilineal IMK

En las siguientes figuras se presentan gráficas del índice de daño de Park y Ang, comparado con su respectivo parámetro de desempeño para cada modelo de comportamiento. Por cuestiones de espacio se presentan únicamente estructuras con la misma capacidad de deformación, Q , para todas las estructuras estudiadas. Se reitera que aquí se muestra únicamente la distribución del daño esperado ante la respuesta estructural, ya que mayor información para cada relación se proveerá en la sección de curvas de daño al igual que dentro del Anexo B.

Figura 5.1.4 ID_{PA} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T = 0.1 [s]$, $Q = 1.5$

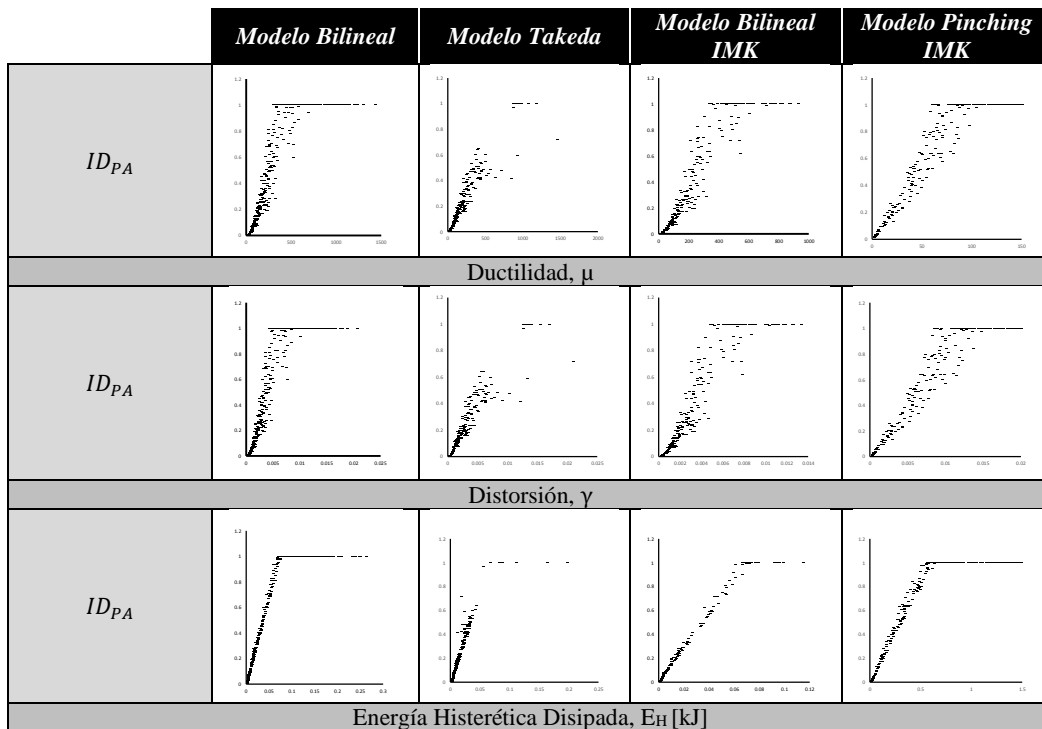


Figura 5.1.5 ID_{PA} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T=0.2$ [s], $Q=1.5$

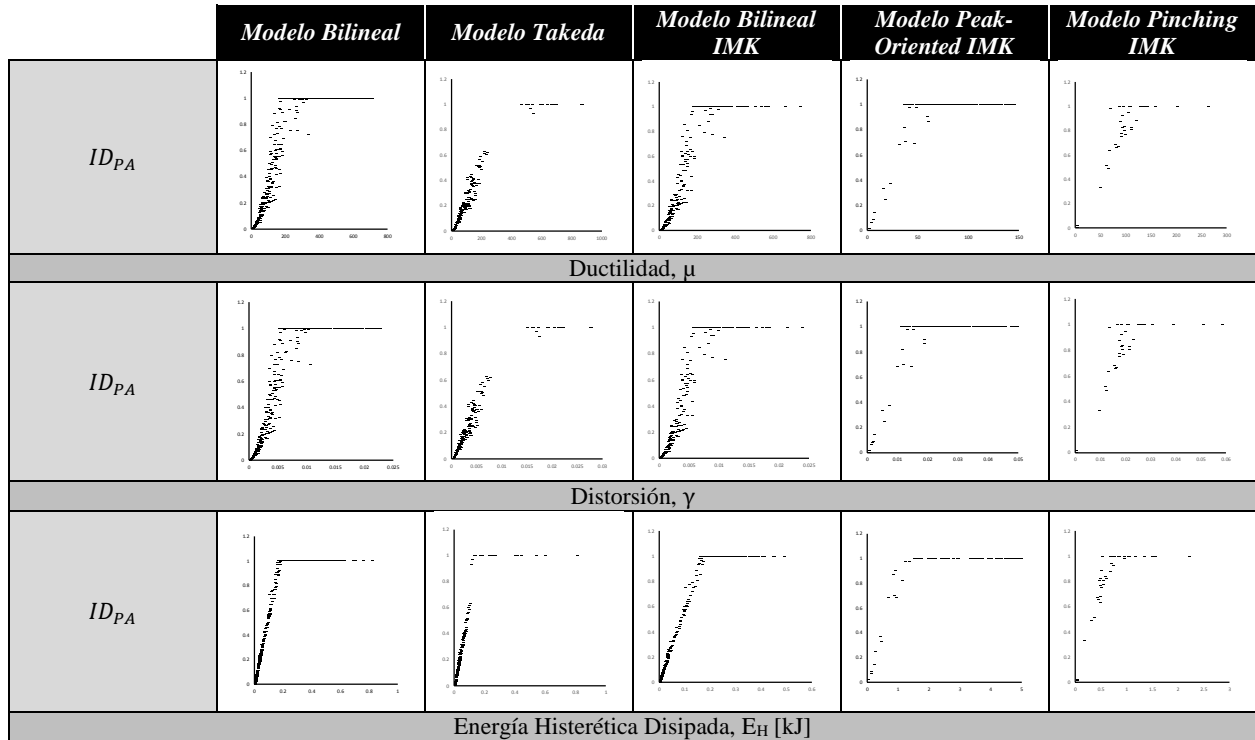


Figura 5.1.6 ID_{PA} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T=0.5$ [s], $Q=1.5$

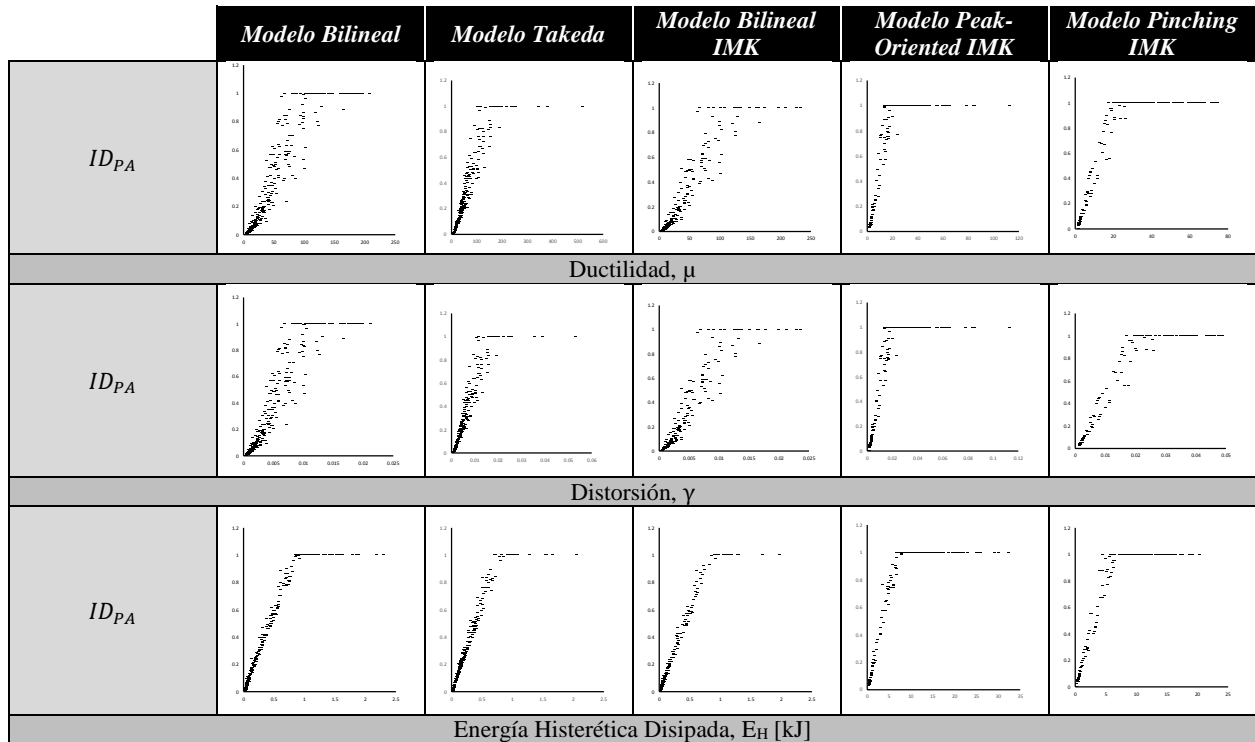


Figura 5.1.7 ID_{PA} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T=1.0$ [s], $Q=1.5$

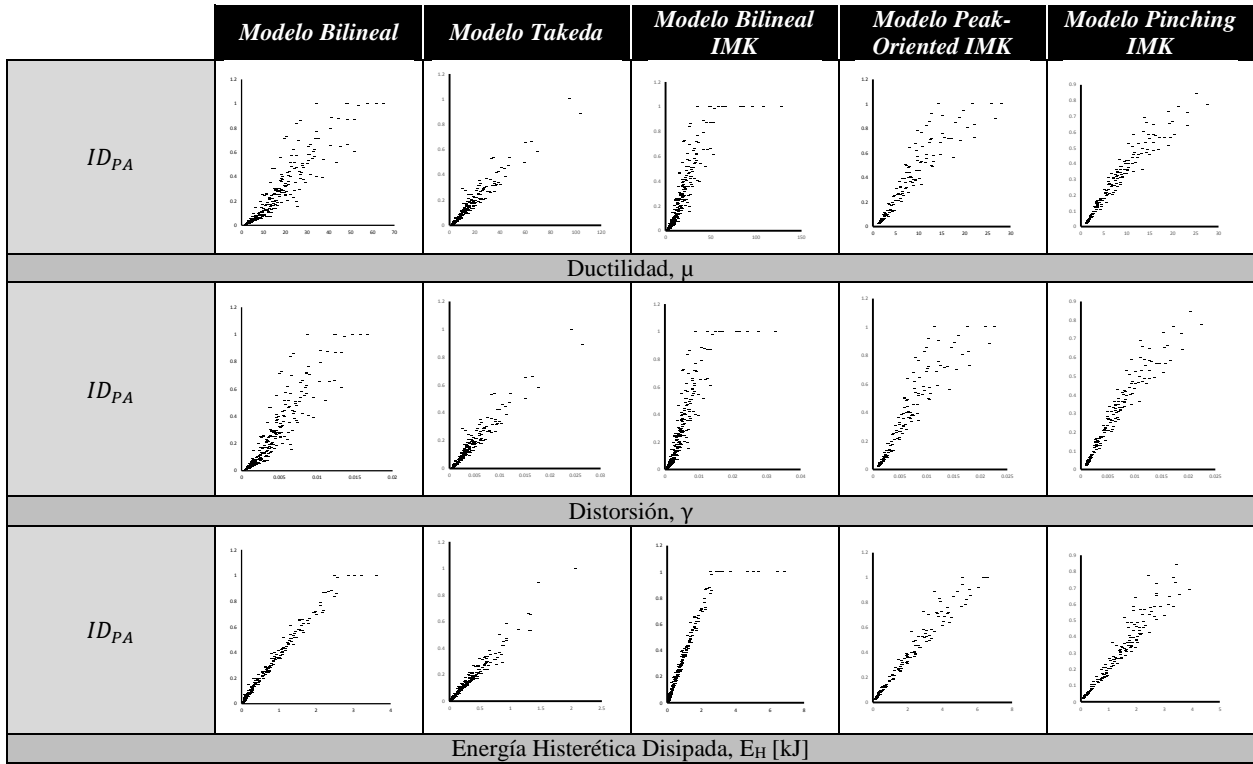


Figura 5.1.8 ID_{PA} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T=2.0$ [s], $Q=1.5$

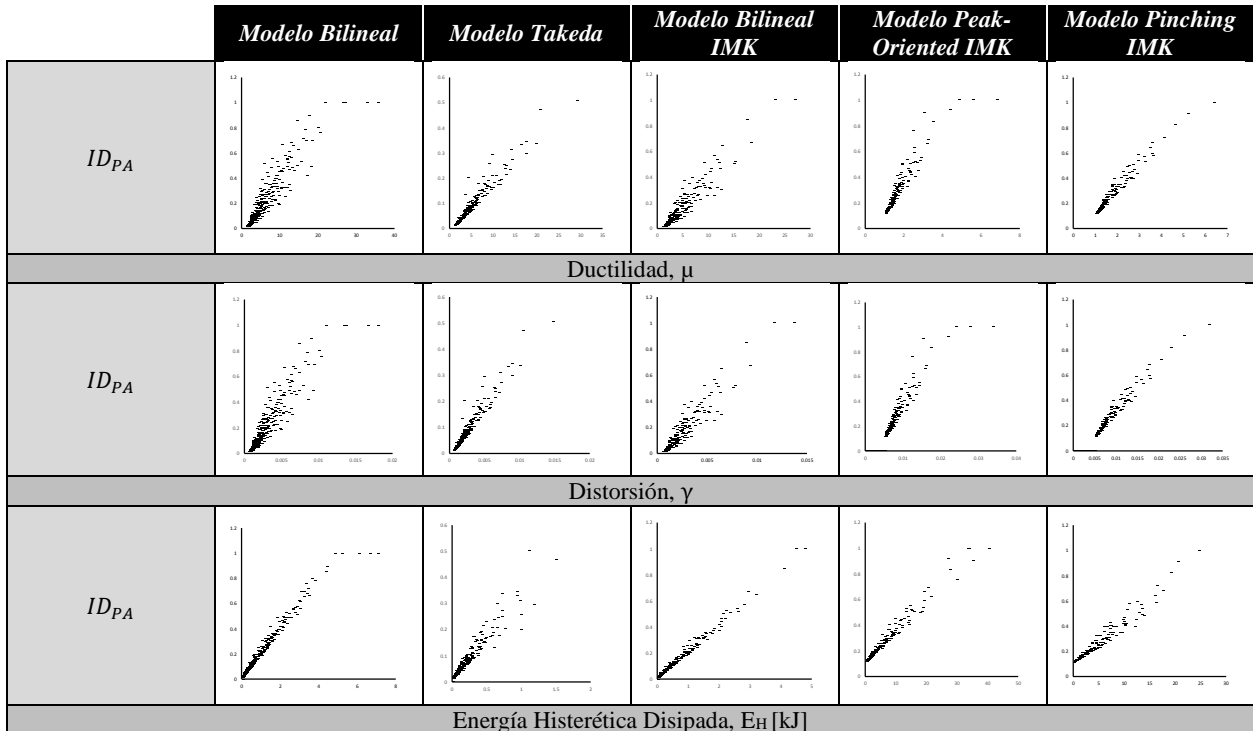
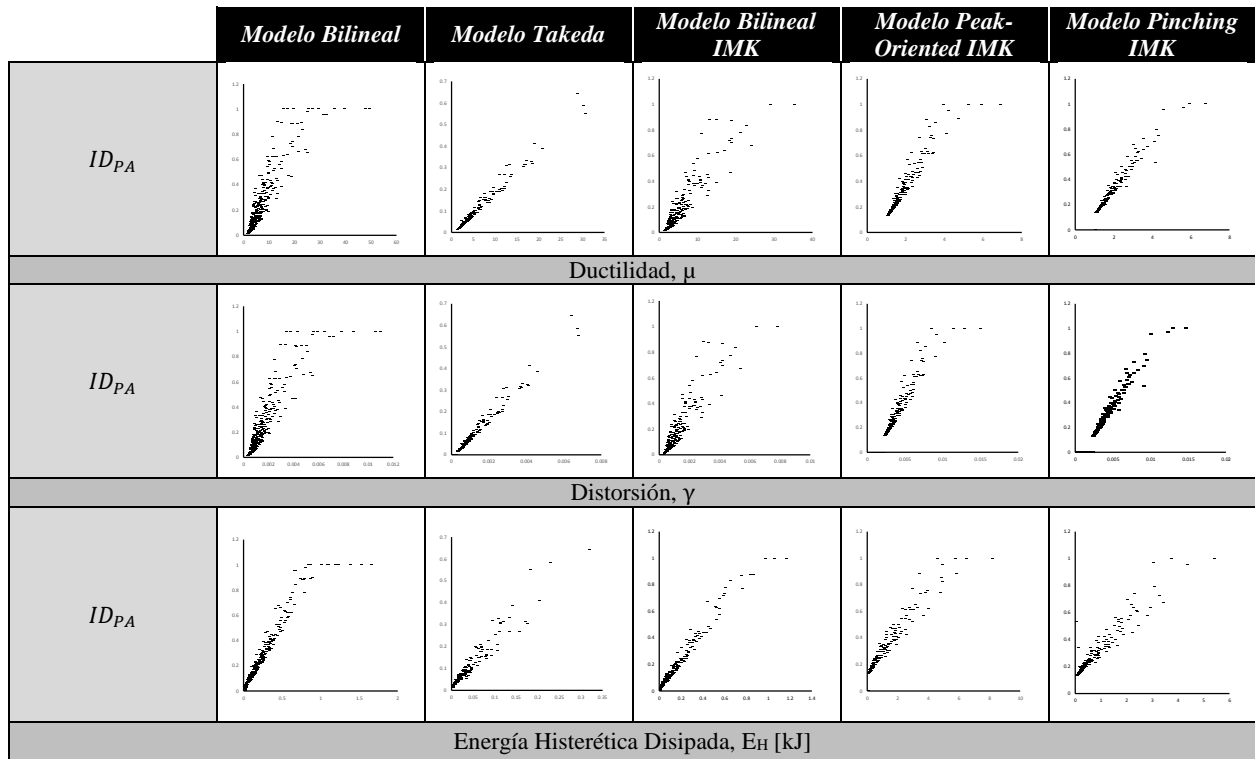


Figura 5.1.9 ID_{PA} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T=4.0$ [s], $Q=1.5$



5.1.2 Terán y Jirsa (2005)

De la importancia de poder estimar daño en estructuras sismo-resistentes, considerando los efectos de demandas acumuladas, surgió la alternativa de predecir daño a partir de términos de energía. Desde (Housner, 1956) que proporcionó las primeras discusiones de demandas plásticas a partir de conceptos de energía, se ha planteado distintos enfoques para los campos de diseño y análisis estructural. Se han propuesto diseños basados en conceptos de energía (Fajfar 1992, Bertero y Bertero 1992, Krawinkler y Nassar 1992) mientras que otros sugieren el uso de espectros de energía (Akiyama y Takahashi 1992, Chou y Uang 2000, Manfredi 2001). Ante esta tendencia de parámetros basados en conceptos de energía Terán y Jirsa (2005) propusieron otra opción de índice de daño para la predicción del daño esperado que presta atención especial a la capacidad de disipar energía histerética a demás de parámetros de deformación, como lo hace el índice de daño de Park y Ang.

estructural que no es basado en parámetros de deformación máxima o acumulada, como lo es el índice de daño de Park y Ang.

Para lo que concierne a esta Tesis, el uso del índice de daño de Terán y Jirsa, al igual que el de Park y Ang, se atenta reducir implicaciones de seleccionar un índice de daño en particular, y de alguna manera, aportar certeza en las tendencias observadas como lo sugiere Chai y Romstad (1997), Kunnath *et al.* (1999), Williams y Sexsmith (1995) y Mehanny y Deierlein (2000). Cabe mencionar que se utilizó específicamente el índice de daño de Terán y Jirsa (2005) ya que éste fue calibrado con los mismos registros sísmicos percibidos en la Zona de Lago de la Ciudad de México, por lo que refleja los efectos adversos a la resistencia que sufren las estructuras desplantadas en terrenos de suelo blando ante un evento sísmico.

El índice de Terán y Jirsa (2005) se basa en la idea que la capacidad de disipación de energía plástica de una estructura de concreto reforzado no depende exclusivamente de sus características mecánicas, sino

también en las particularidades de su historia de deformación. Por lo tanto, este índice parte de ciclos histeréticos inmediatos de cada excursión sísmica para definir la acumulación de daño al igual que la demanda de energía para cada carga cíclica en rango inelástico.

Los autores de este índice formulan el daño a partir del fenómeno de fatiga de bajo número de ciclos, que alude a la degradación histerética que puede llevar a la acumulación de degradaciones y comprometer la capacidad estructural antes de que ésta alcance valor último de deformación plástica. El índice de daño de Terán y Jirsa representa una simplificación de la teoría de acumulación lineal de daño conceptualizada en la hipótesis de Miner.

La hipótesis de Miner considera que el daño inducido por cada excursión plástica es independiente del daño producido por cualquier otra incursión, de tal manera que se requiere de una convención clara para definir y delimitar cada excursión (Powell y Allahadabi 1987, Cosenza y Manfredi 1996, Terán y Jirsa 2005). De tal forma que el índice de daño de Terán y Jirsa se puede expresar como:

$$ID_{TJ} = \frac{NE_{H\mu}(2-b)}{r(2\mu_u-1)} \quad (5.1)$$

Donde ID_{TJ} es el índice de daño de Terán y Jirsa, μ_u es la capacidad dúctil del elemento cuando éste es cometido a una carga monótonica, b y r son parámetros estructurales que miden la estabilidad del ciclo histerético. En este estudio se tomó la recomendación que hace (Terán y Jirsa, 2005) donde $b = 0.15$ y $r = 0.75$. Se considera también que $NE_{H\mu}$ es la demanda normalizada de energía histerética, y ésta se puede calcular como:

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{\delta_y F_y} \quad (5.2)$$

Utilizando los mismos ciclos histeréticos se obtuvieron paralelamente los ID_{PA} y ID_{TJ} , para cada registro sísmico empleado. De igual forma y para su fácil comparación, las siguientes figuras muestran los ID_{PA} como los ID_{TJ} obtenidos, comparados con sus respectivos parámetros de respuesta estructural (distorsión, ductilidad y energía histerética) para el modelo IMK Bilineal. En las tres figuras refleja desempeño de la estructura, en términos de daño, para la estructura con $T = 1[s]$, $Q = 1.5$.

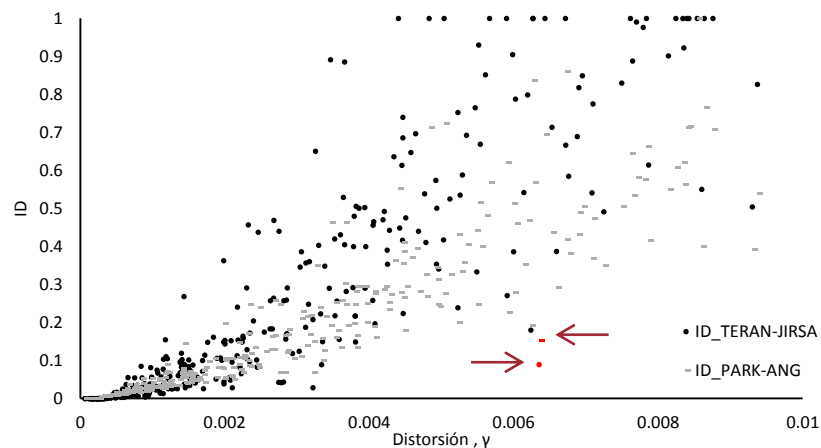


Figura 5.1.10 Predicción de daño con dos índices de daño vs. valores máximos de distorsión para distintos registros sísmicos; estructura $T = 1.0[s]$, $Q = 1.5$. Modelo Bilineal IMK.

Comparando ambos índices de daño, se aprecia que ambos reflejan una tolerancia al daño ante distorsiones pequeñas como es de esperarse, ya que ambos modelos consideran un rango de flexibilidad

en la estructura de $T = 1$ [s]. Se observa también que ID_{TJ} muestra una dispersión similar a la de ID_{PA} para distorsiones menores a 0.003, mientras que para distorsiones superiores es notable que ID_{TJ} predice daños más altos que ID_{PA} . Por lo tanto, se deduce que la participación en la deterioración de las propiedades mecánicas en las estructuras afecta notablemente a su predicción de daño, por lo que se esperaría mayor daño ante el acumulado de excursiones histeréticas anteriores.

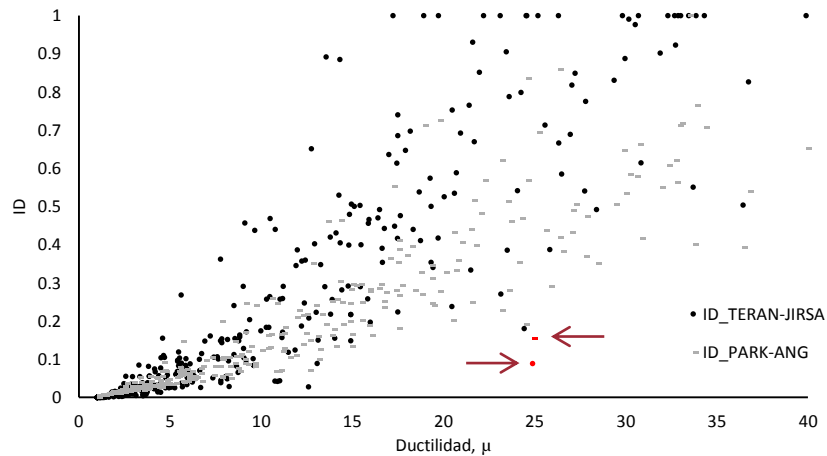


Figura 5.1.11 Predicción de daño con dos índices de daño vs. valores máximos de ductilidad para distintos registros sísmicos; estructura $T = 1.0$ [s], $Q = 1.5$. Modelo Bilineal IMK.

Considerando que ambos parámetros desempeño (ductilidad y distorsión) toman en cuenta la deformación de la estructura, se comprende que ambas gráficas muestren la misma tendencia de daño esperado ante la misma amenaza sísmica. Por lo tanto, como en la figura 5.1.10, se observa en la figura 5.1.11 que el ID_{TJ} estima un mayor daño que el ID_{PA} , ahora en términos de daño asociados a ductilidades de desplazamiento. Esto se puede deber a que el ID_{PA} , tiende a sobreestimar el efecto de demandas acumuladas de deformación plástica cuando las demandas de energía tienden a ser bajas, o bien, cuando se exhiben ductilidades bajas, (Terán y Jirsa, 2005), evitando así considerar daño potencial que afecte la integridad de la estructura.

No obstante, es importante hacer notar que, en algunos casos, se estiman un índice de daño bajo tanto en el ID_{PA} como también en el ID_{TJ} , como los puntos señalados en rojo en las figuras 5.1.10 y 5.1.11. En estos casos, se comprende que los modelos de comportamiento histerético desarrollaron ciclos histeréticos hasta alcanzar valores altos de deformación, inclusive si este se alcanzó únicamente en una excursión de carga. Sin embargo, al observar también que los índices de daño utilizados subestimar el daño asociado a altas deformaciones presentadas, se razona éstas deformaciones fueron asociadas a una excursión de carga con gran amplitud. Por lo tanto, se demuestra que como los índices de daño cumulativos se basan más en E_H , ya que aunque se presente un ciclo de respuesta histerética de gran amplitud si este es seguido por ciclos subsecuentes de menor tamaño, el cálculo integrado de E_H se ve afectado, resultando en una subestimación del daño esperado. Este anómalo puede apreciarse en la figura 5.1.12, donde se muestra la curva de respuesta histerética asociada por ID_{PA} y ID_{TJ} en las figuras 5.1.10 y 5.1.11. En La figura 5.1.12 se aprecia que únicamente una excursión de carga alcanzo el rango de post-Capping.

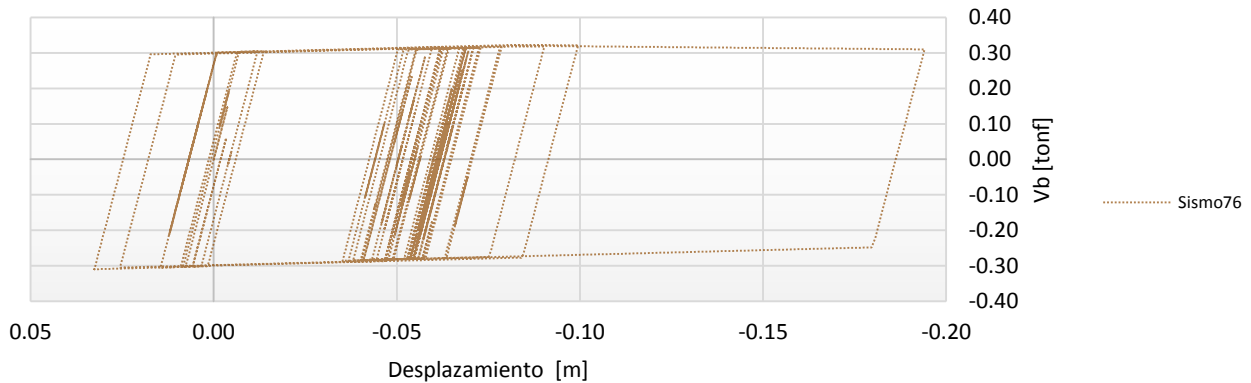


Figura 5.1.12 Respuesta Histerética obtenida por el modelo Bilineal IMK para la estructura con $T=1.0[s]$, $Q=1.5$. Sismo 76

Entre todas las figuras anteriores, resalta la figura 5.1.13 la que asocia los ID_{TJ} y ID_{PA} con su respectiva demanda de energía histerética. Primeramente, es evidente la diferencia en la distribución del daño esperado para distintos valores de energía histerética disipada para ambos índices de daño. Para el ID_{TJ} se observa una evidente tendencia lineal creciente, lo que alude la hipótesis de Miner al considerar una acumulación lineal de daño. Por otra parte, como la capacidad de disipar energía plástica no es exclusivamente dependiente en sus características mecánicas, el ID_{PA} muestra cierta varianza en la tendencia lineal debido a que el modelo sí toma parámetros de deformación que son exclusivamente dependientes de propiedades mecánicas (Terán y Jirsa, 2005). Asimismo, comparando los ID_{TJ} y ID_{PA} , se observa que el ID_{TJ} espera un daño superior que el ID_{PA} para valores altos de energía disipada. Puede que esta observación refleje la amenaza sísmica de la zona de estudio, al someter estructuras a movimientos sísmicos de larga duración; ocasionando un mayor número de excursiones cíclicas, traducidas en daño acumulado por el sistema estructural.

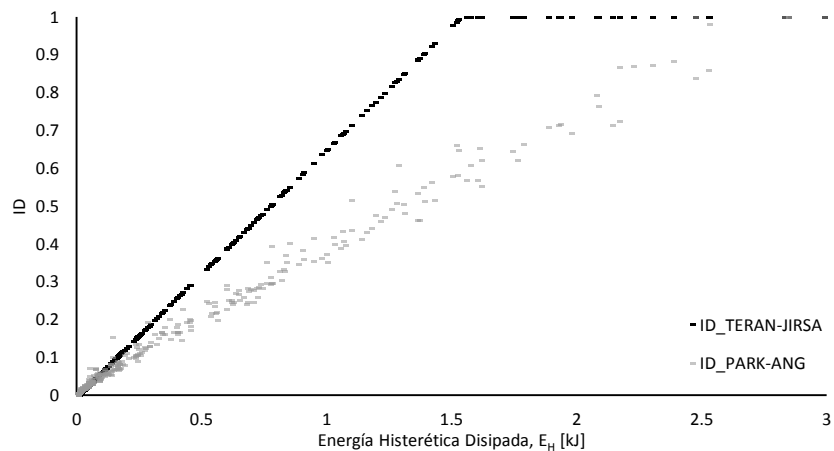


Figura 5.1.13 Predicción de daño con dos índices de daño vs. valores máximos de energía histerética para distintos registros sísmicos; estructura $T = 1.0[s]$, $Q = 1.5$. Modelo Bilineal IMK.

A continuación, se muestran seis figuras similares a las que se presentaron con el índice de Park y Ang. En ellas se muestran ambos indicadores de daño asociadas a los parámetros de respuesta descritos anteriormente, en negro ID_{TJ} , y en gris ID_{PA} . En las tablas se presentan todas las estructuras analizadas con la misma capacidad de deformación, $Q = 1.5$, para todos los modelos de comportamiento utilizados. Comparaciones entre los modelos histeréticos se dará en la sección curvas de daño.

Figura 5.1.14 ID_{PA} y ID_{TJ} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T=0.1$ [s], $Q=1.5$

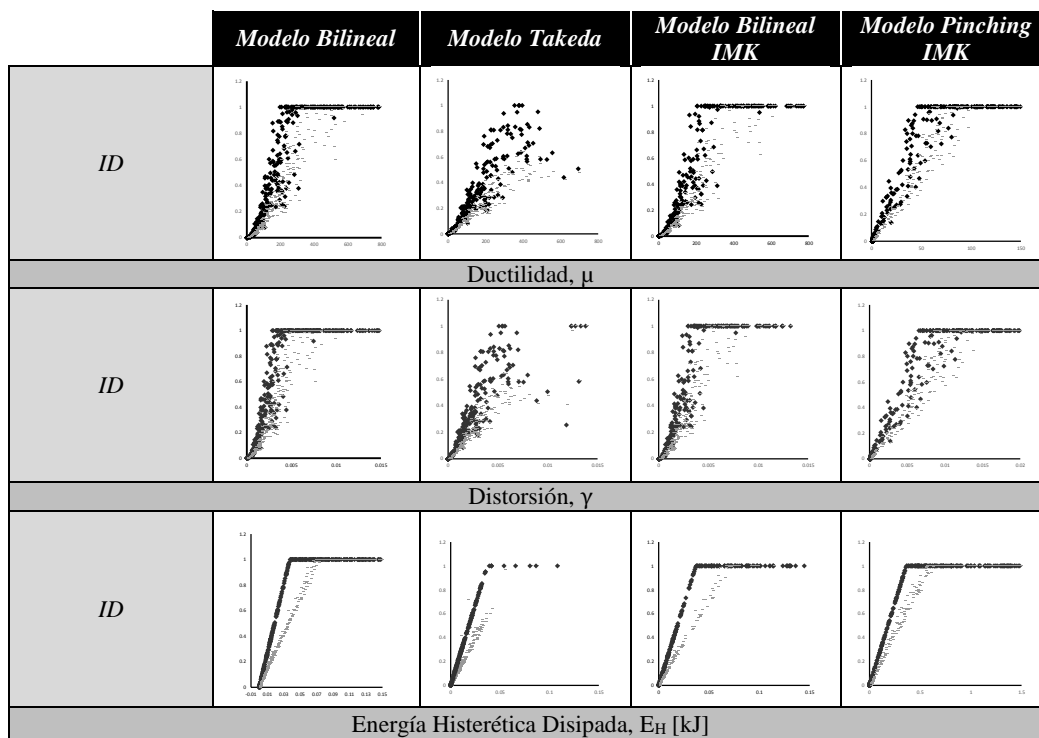


Figura 5.1.15 ID_{PA} y ID_{TJ} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T=0.2$ [s], $Q=1.5$

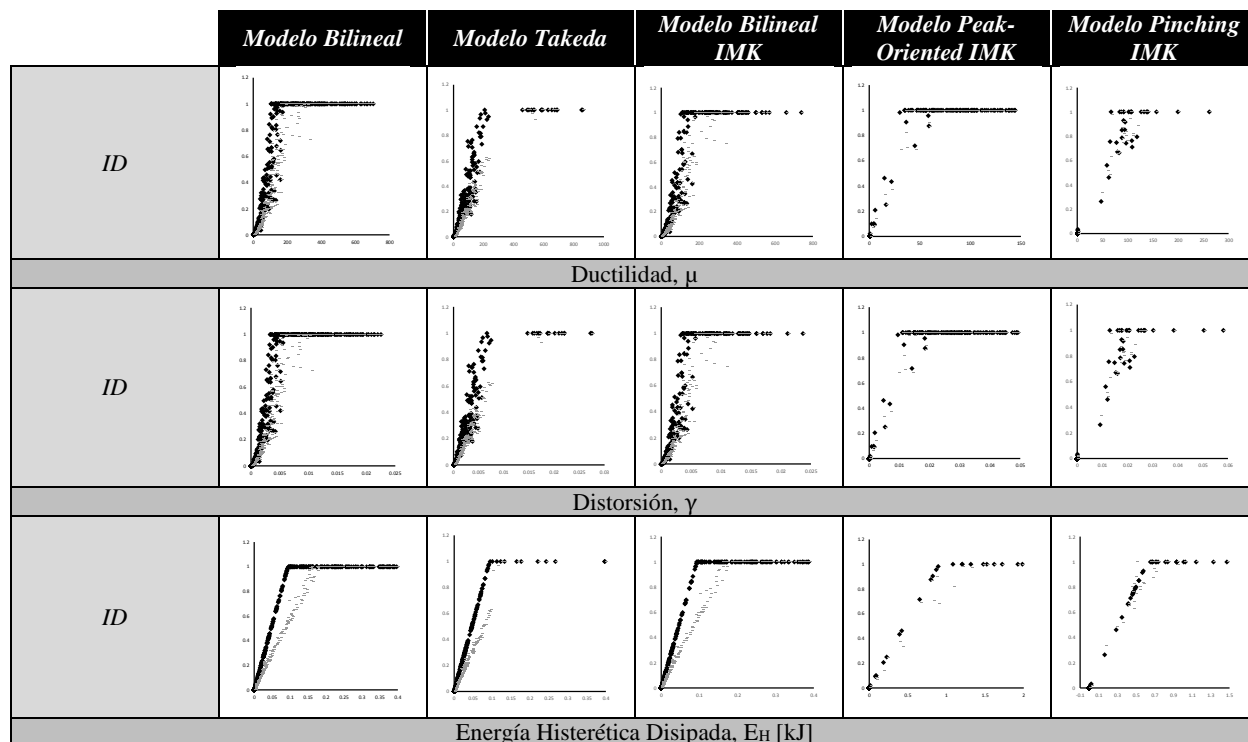


Figura 5.1.16 ID_{PA} y ID_{TJ} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T=0.5$ [s], $Q=1.5$

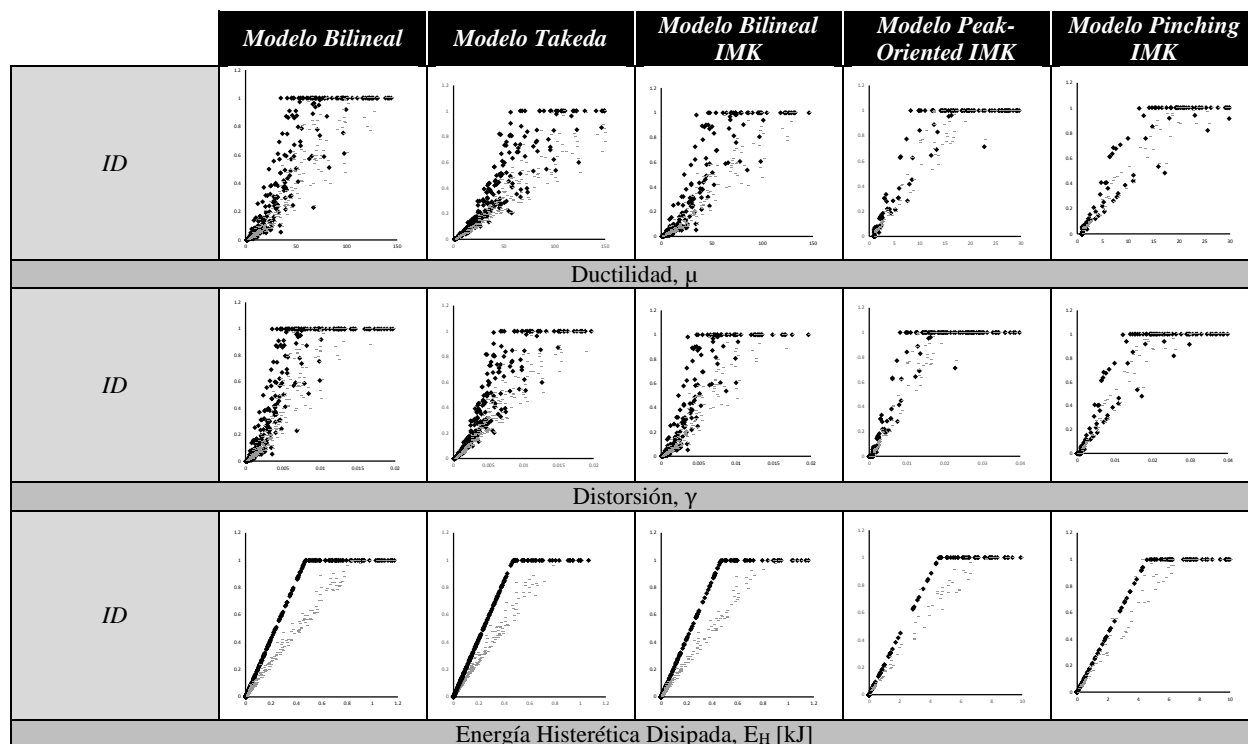


Figura 5.1.17 ID_{PA} y ID_{TJ} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T=1.0$ [s], $Q=1.5$

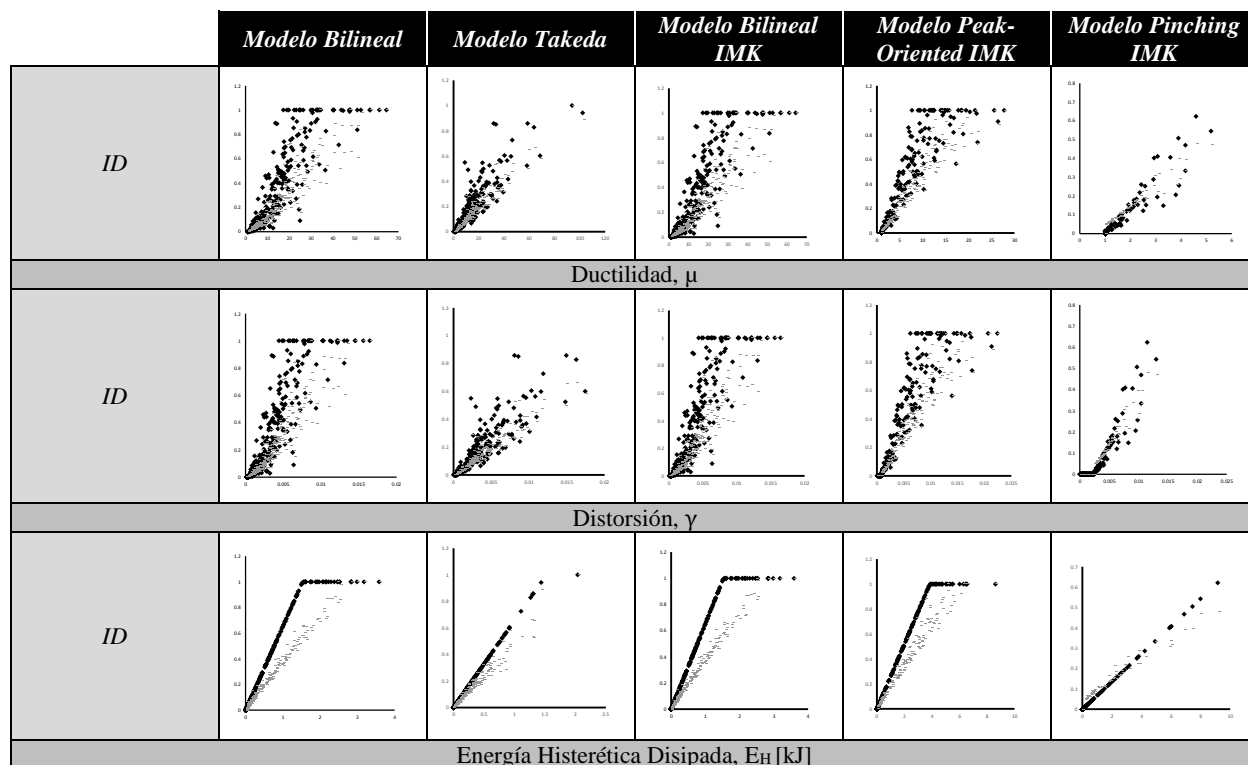


Figura 5.1.18 ID_{PA} y ID_{TJ} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T = 2.0$ [s], $Q = 1.5$

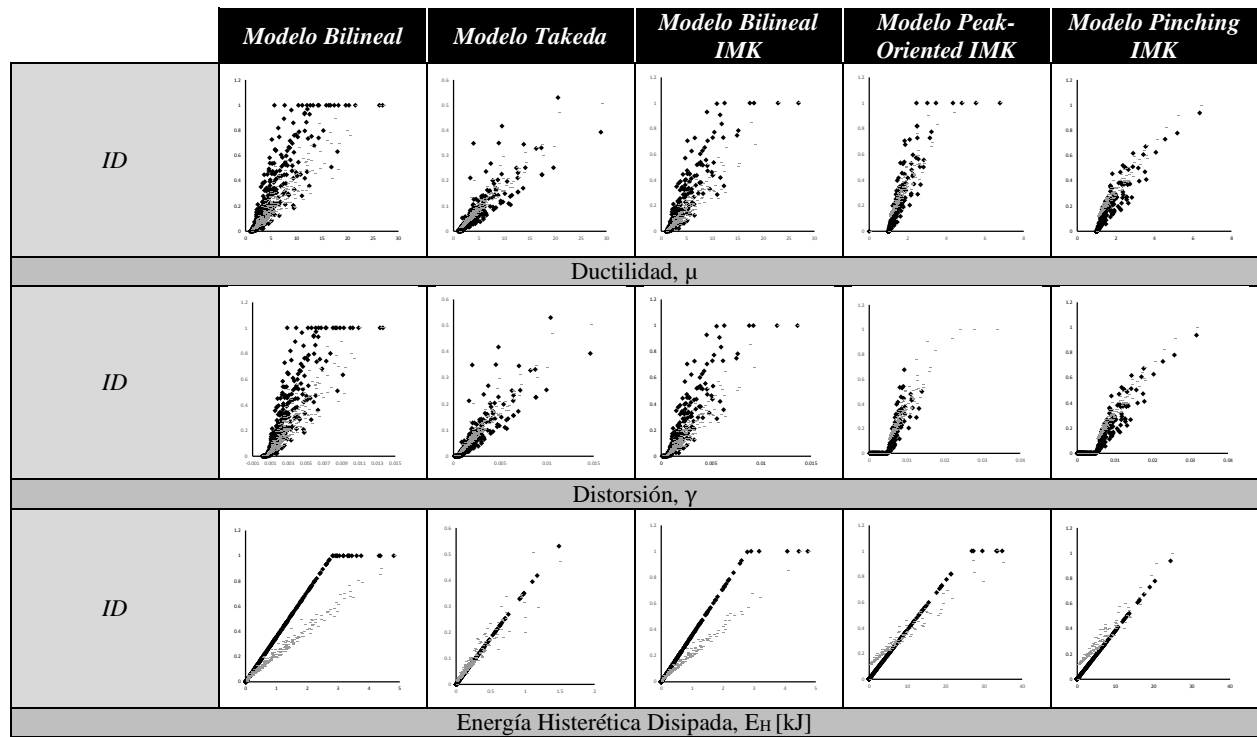
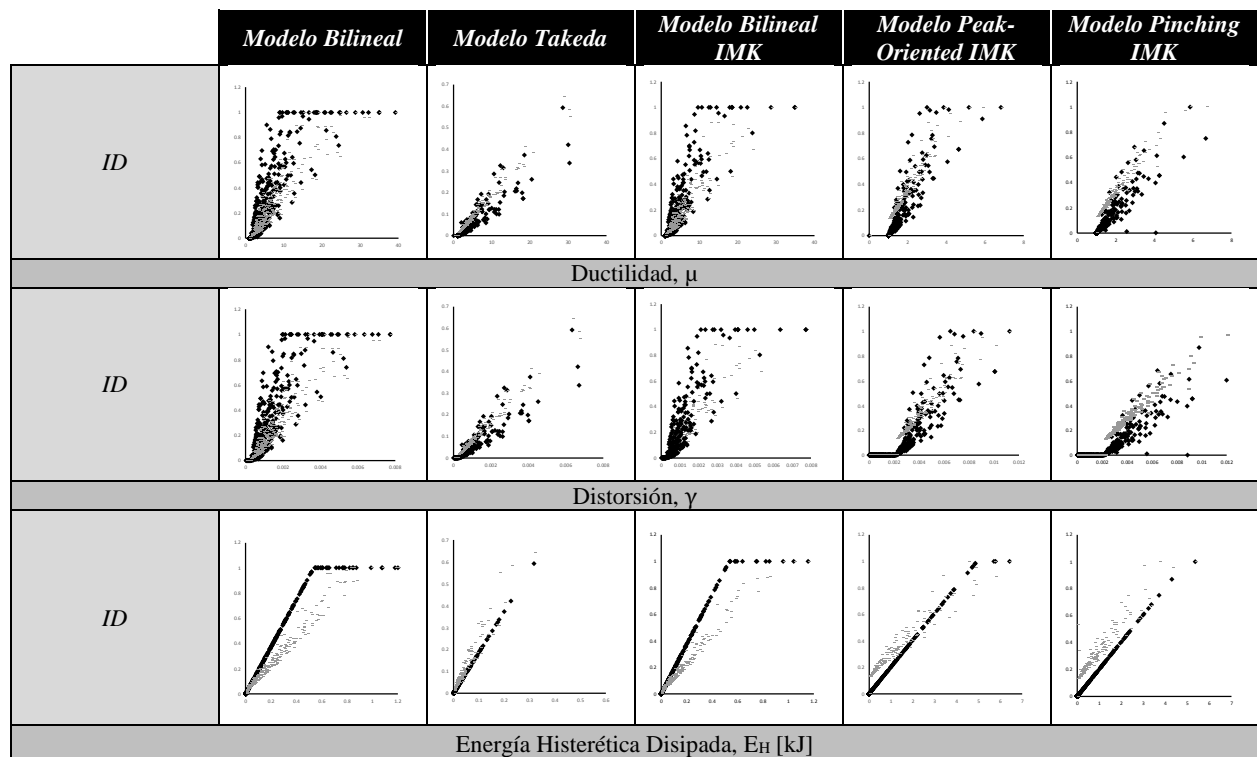


Figura 5.1.19 ID_{PA} y ID_{TJ} vs Modelos de comportamiento para diferentes parámetros de respuesta estructural; estructura $T = 4.0$ [s], $Q = 1.5$

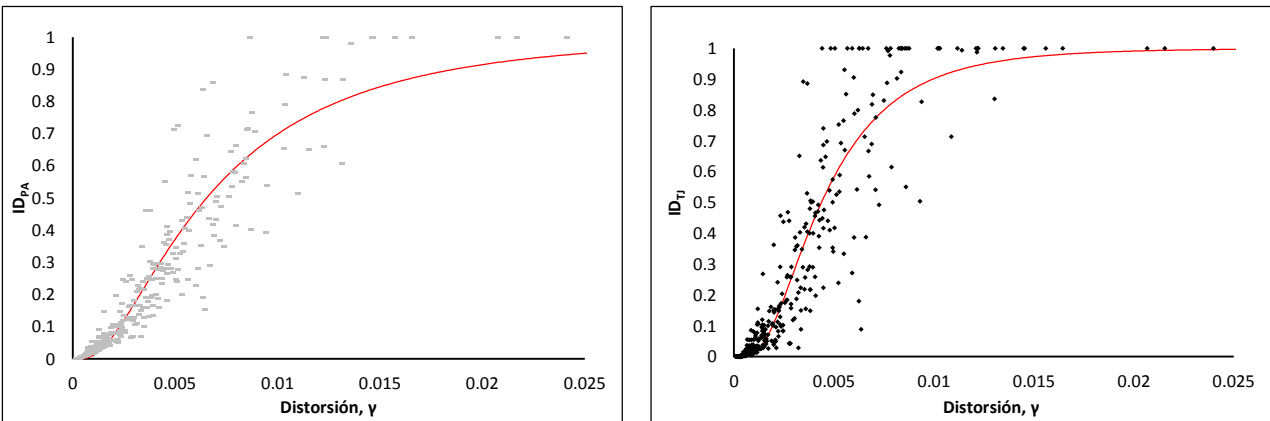


5.2 CURVAS DE DAÑO

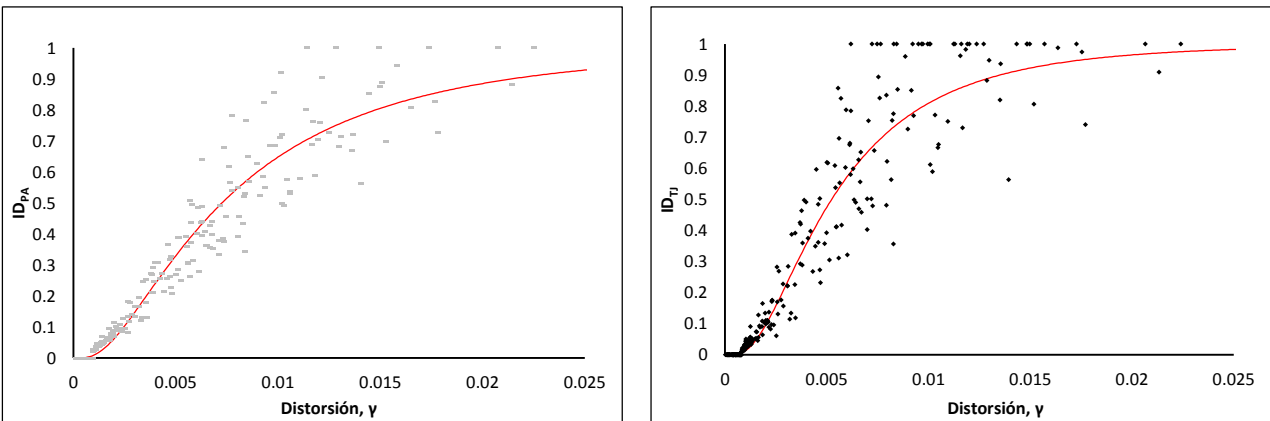
En ésta sección se compilaron los resultados de la sección anterior en relaciones gráficas, identificadas como curvas de daño. Las curvas de daño presentadas en ésta sección relacionan la respuesta estructural, resultado de un análisis de comportamiento histerético. Mediante éstas curvas se espera poder simplificar o proveer un marco de referencia para estructuras afectadas por movimientos sísmicos de larga duración. Asimismo, se contrasta el efecto de degradación plástica en el modelado histerético y su traducción al daño.

Tras identificar la respuesta estructural, de cada modelo histerético, se realizaron regresiones no lineales para identificar la función de distribución que mejor describa la tendencia de las curvas de daño en términos de los parámetros de respuesta; ductilidad, distorsión y energía histerética. Se observó que las curvas de daño para parámetros de distorsión y ductilidad seguían un patrón de distribución acumulada por lo que son mejor representados con una función logarítmica Normal que es descrita en el Anexo B, mientras que la tendencia de disipación de energía es de carácter lineal puede fácilmente determinarse mediante medios gráficos. Funciones particulares para cada curva de daño desarrollada en éste trabajo es presentada en el Anexo B, para su consulta analítica. En la figura 5.2.1 se presentan ejemplos de las curvas de daño para distorsión de la estructura con $T = 1[s]$, $Q = 1.5$, generadas a partir de la función de distribución del daño acumulado.

Modelo Bilineal IMK



Modelo Peak-Oriented IMK



Modelo Pinching IMK

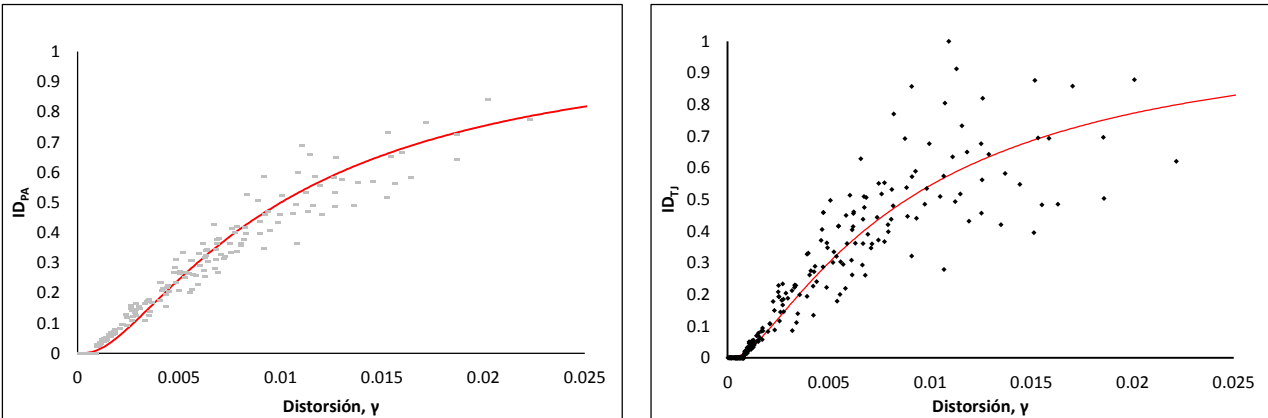


Figura 5.2.1 Curvas de daño del ID_{PA} (izquierda) y el ID_{TJ} (derecha) en términos del parámetro distorsión de entrepiso usando los modelos de comportamiento de Ibarra et al. (2005); estructura $T=1[s]$, $Q=1.5$

A pesar de que se logró definir el daño esperado mediante una función de distribución acumulada, el verdadero contraste para la definición de daño recae en evaluar la influencia que los distintos modelos de comportamiento tienen al momento de determinar el daño esperado en una estructura. En las siguientes secciones se analizarán las curvas de daño obtenidas a partir de la respuesta estructural asociada a cada modelo de comportamiento evaluado en este trabajo. Sin embargo, por cuestiones de espacio se discuten únicamente los resultados de estructuras representativas del espectro de flexibilidad utilizado, es decir a grupos de estructuras características por su periodo de vibrar. Para el desarrollo del análisis se consideran tres periodos de vibrar característicos a estructuras rígidas (con un $T = 0.2[s]$), estructuras intermedias (con un $T = 2[s]$) y estructuras flexibles (con un $T = 4[s]$).

5.2.1 Curvas de Daño-Ductilidad

En la práctica profesional la ductilidad es un parámetro de respuesta estructural que simplifica la capacidad de deformación de una estructura en términos de su punto de fluencia. Como la ductilidad es un parámetro que evalúa la demanda plástica de una estructura, resulta de gran utilidad poder determinar el daño de la misma. A pesar de que la ductilidad de desplazamiento de una estructura pueda servir como indicador de daño, resulta difícil determinar la demanda de ductilidad de la estructura, si ésta posee distinto nivel de flexibilidad, es decir con diferente periodo de vibrar.

En las siguientes figuras se presenta las curvas de daño en términos de ductilidad de desplazamiento para estructuras con distinto periodo. Cada figura está conformada por cinco gráficas comparando las curvas de daño con el ID_{PA} o el ID_{TJ} , generadas por los distintos modelos de comportamiento histerético. Las cinco gráficas presentadas por cada figura detallan las curvas de daño generadas para cada, Q , y en ellas se incluye todas las consideraciones, en términos de capacidad de deformación, que contempla el RC-CDMX para periodos de vibrar determinados.

Las figuras 5.2.2 y 5.2.3 se muestran las curvas de daño para ductilidad en términos del ID_{PA} y ID_{TJ} , respectivamente, para estructuras con un $T = 0.2[s]$. Al tratarse de estructuras rígidas, se espera que su rango inelástico sea sustancialmente mayor a su rango elástico debido a que estas estructuras alcanzan la fluencia con deformaciones relativamente cortas debido a que suelen agrietarse con facilidad ante eventos sísmicos. Sin embargo, la aparición de grietas en estructuras rígidas no significa que presenten un grado de daño que afecte con su desempeño ya que se ha encontrado que éstas estructuras alcanzan una resistencia

máxima muy superior a su resistencia de fluencia, por lo tanto, valorando el daño en ductilidades altas. En general se deduce que, aunque se espere encontrar daño en estructuras rígidas antes que en estructuras flexibles, daño moderado o inclusive daño severo se vería reflejado con valores de ductilidad muy superiores a los de estructuras más flexibles. Este planteamiento se puede evidenciar en las figuras 5.2.4, 5.2.5, 5.2.6 y 5.2.7 en donde para estructuras con un periodo de vibrar más alto, asocian un daño moderado o severo con valores relativamente bajos de ductilidad.

Adentrándose al análisis particular de cada estructura y al comparar las curvas de daño obtenidas de cada modelo de comportamiento, se puede apreciar grandes diferencias en las tendencias de daño. Principalmente se observa la diferencia que tienen los modelos de Ibarra *et al.* (2005) en comparación a los modelos tradicionales, específicamente los modelos trilineales (*Peak-Oriented* y *Pinching*) que son también los modelos que contemplan parámetros de deterioración mecánica para cada ciclo de carga en el rango inelástico. Es en estas gráficas comparativas que se aprecia la influencia que dichos parámetros de deterioración tienen al momento de pronosticar daño ante un evento sísmico. Particularmente se aprecia que los modelos *Peak-Oriented* y *Pinching* estiman un grado de daño moderado/severo con ductilidades sustancialmente menores que los modelos tradicionales. Es decir, que, ante la amenaza sísmica de la Ciudad de México, o bien, algún terreno con condiciones de suelo blando, consideraciones de degradación tiene un papel de gran importancia al momento determinar el desempeño en términos de daño de una estructural situada bajo condiciones de terreno desfavorable.

Por otra parte, contrastando los modelos histeréticos que tienden a subestimar el daño esperado, destaca el modelo de comportamiento histerético propuesto por Takeda *et al.* (1970), puesto a que tiene a subestimar el daño más que cualquier otro modelo empleado en éste estudio. En cuanto a los modelos bilineales (*Bilineal* y *Bilineal IMK*), se aprecian tendencias semejantes especialmente en estructuras rígidas, y con ligeras variaciones en su pendiente al describir estructuras más flexibles, (con periodos de vibrar más altos). Sin embargo, en comparación con los modelos (*Peak-Oriented IMK* y *Pinching IMK*) las variaciones que puedan presentar los modelos bilineales no influyen al momento de evaluar el daño esperado de una estructura. De igual manera, se observan similitudes de forma en las pendientes de los modelos *Peak-Oriented IMK* y *Pinching IMK*. No obstante, las variaciones entre las pendientes de los dos modelos de Ibarra *et al.* (2005) es más notable en estructuras con mayor capacidad de deformación, es decir con un valor menor de Q, en donde el modelo *Peak-Oriented IMK* tiende a ser el modelo de comportamiento que subestima más el daño esperado.

En suma, a lo presentado anteriormente, se debe hacer notar que variaciones en el pronóstico de daño dependen también del método utilizado para calificar el daño, es decir el índice de daño utilizado. A pesar de que el ID_{TJ} se originario del ID_{PA} , los resultados entre ambos métodos no son directamente comparables, ya que el ID_{PA} traduce desplazamientos a daños, el ID_{TJ} lo hace con valores de energía. Sin embargo, en términos cualitativos sobresale el ID_{TJ} , ya que, al considerar el daño en términos de energía, contempla un historial de deformaciones a través de cada ciclo de carga, consideración esencial para determinar los efectos de larga duración como de amplificación de onda. Por lo tanto, al comparar ambos índices de daño, es evidente que el ID_{PA} tiene a subestimar el daño esperado en todas las estructuras estudiadas, mientras que el ID_{TJ} valora la amenaza sísmica de terrenos adversos con sobrestimaciones del daño esperado, debido a la degradación estructural.

Figura 5.2.2 Curvas de Daño ID_{PA} -Ductilidad para Estructuras de Periodo $T=0.2[s]$.

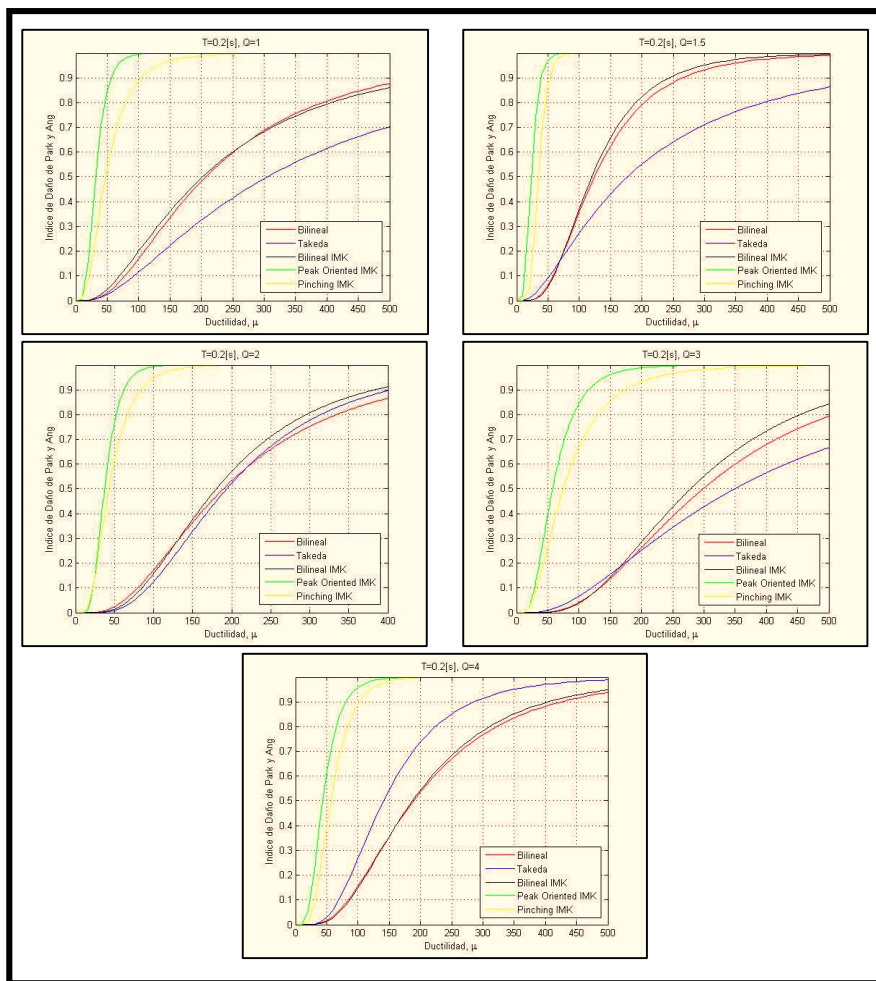


Figura 5.2.3 Curvas de Daño ID_{TJ} -Ductilidad para Estructuras de Periodo $T=0.2[s]$.

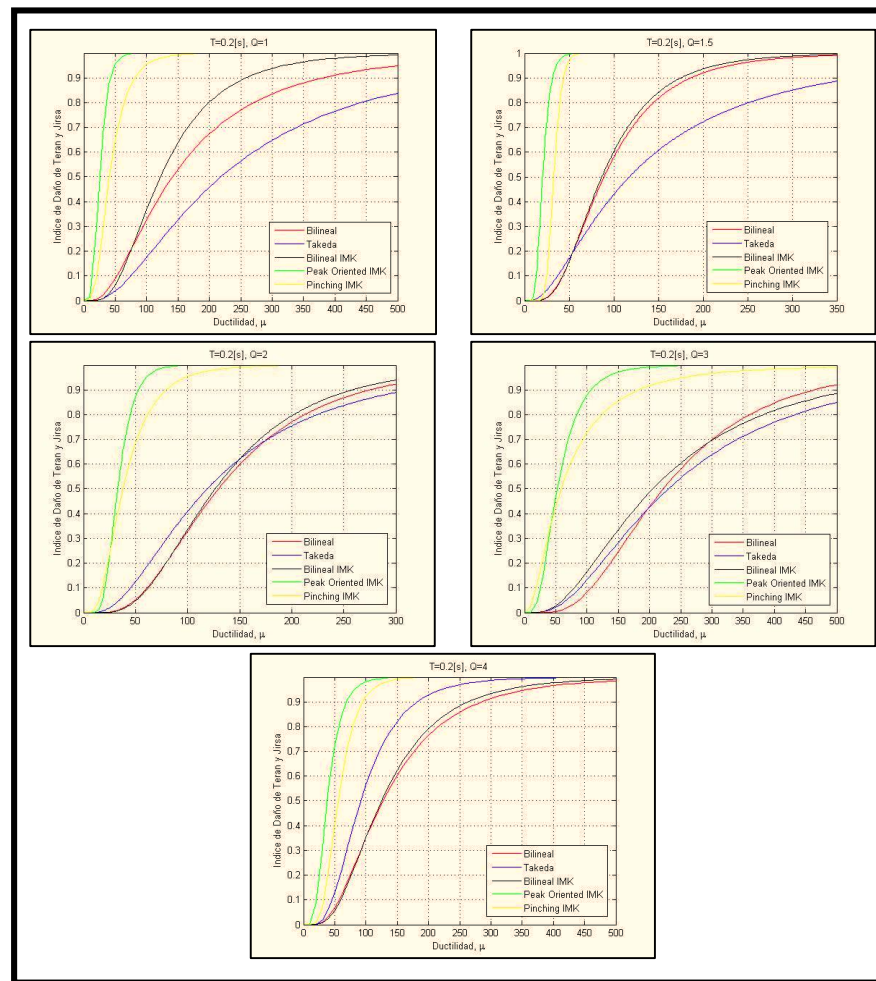


Figura 5.2.4 Curvas de Daño ID_{PA} -Ductilidad para Estructuras de Periodo $T=2.0[s]$.

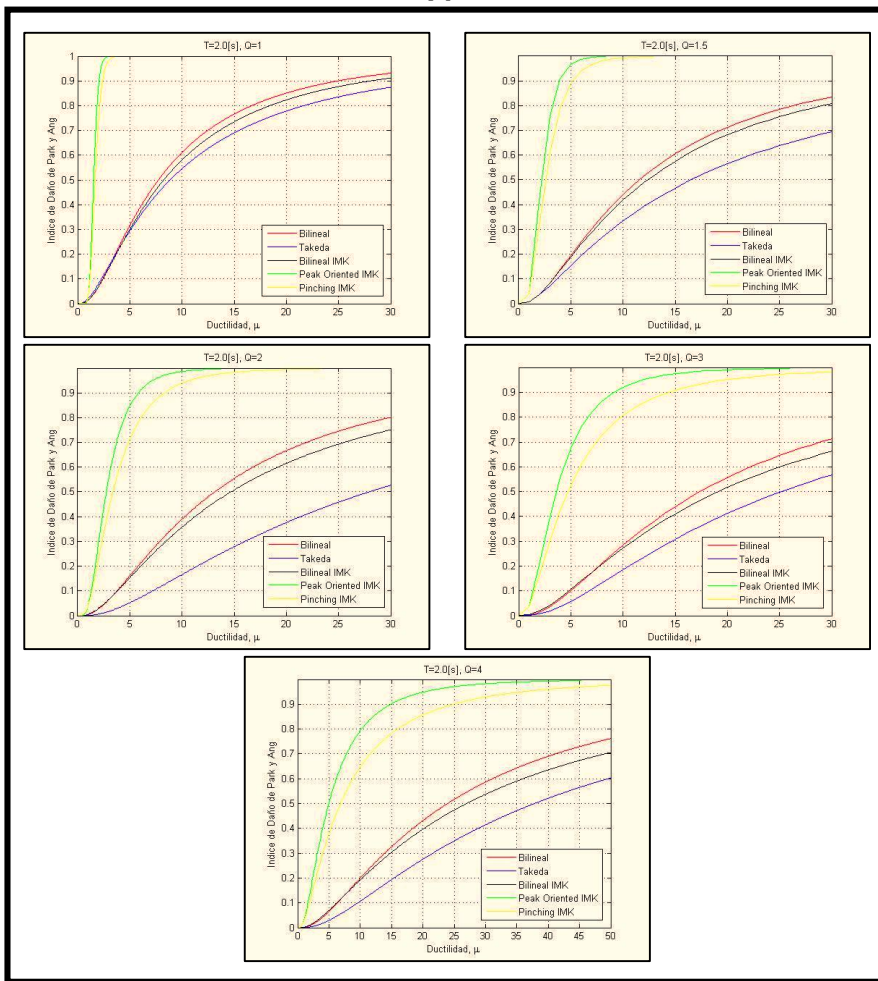


Figura 5.2.5 Curvas de Daño ID_{TJ} -Ductilidad para Estructuras de Periodo $T=2.0[s]$.

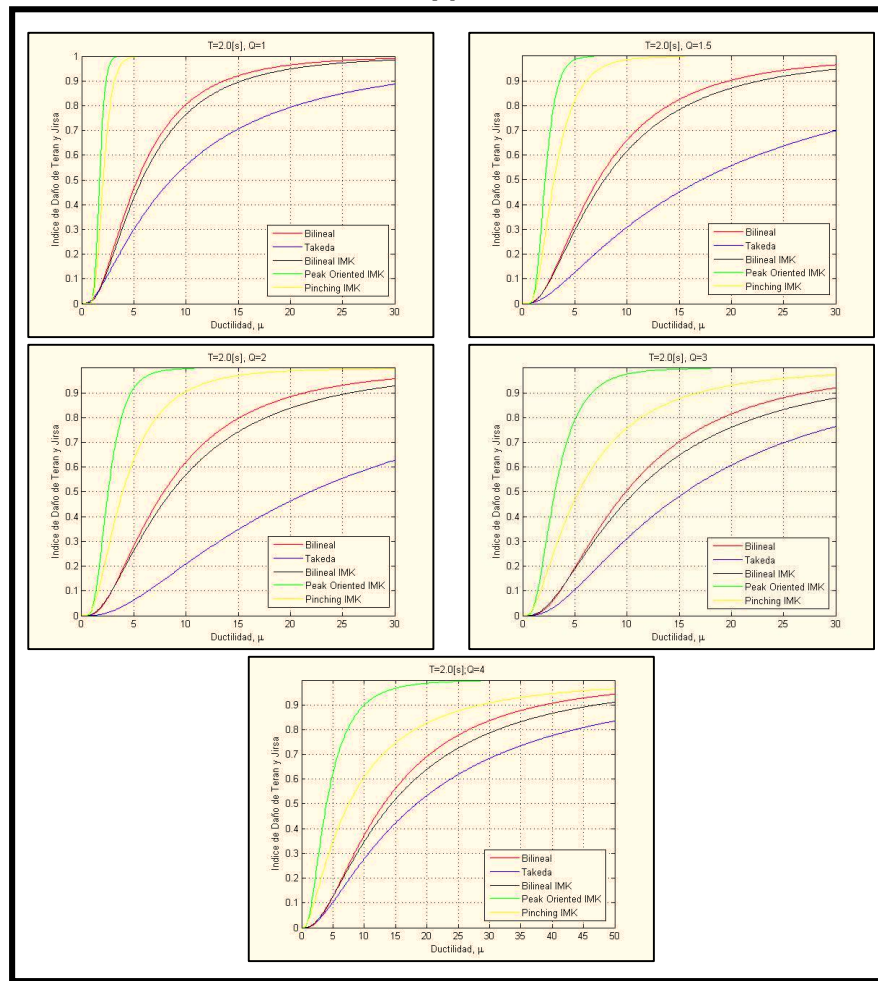


Figura 5.2.6 Curvas de Daño ID_{PA} -Ductilidad para Estructuras de Periodo $T=4.0[s]$.

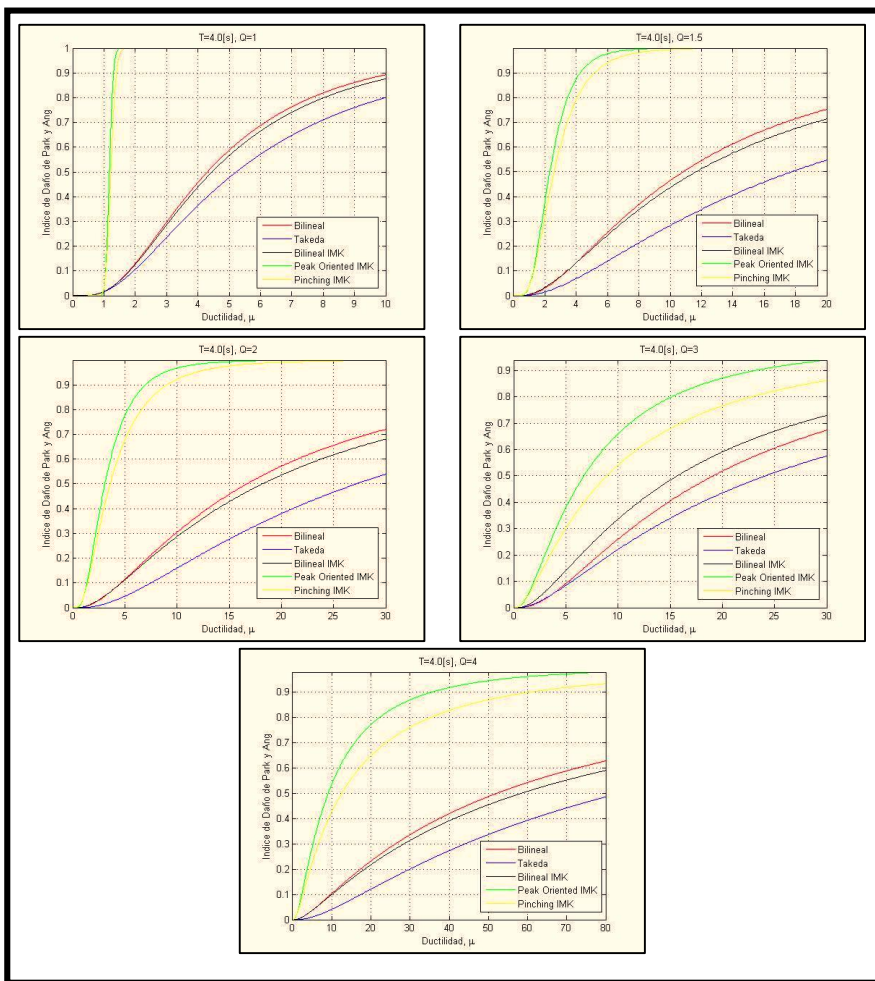
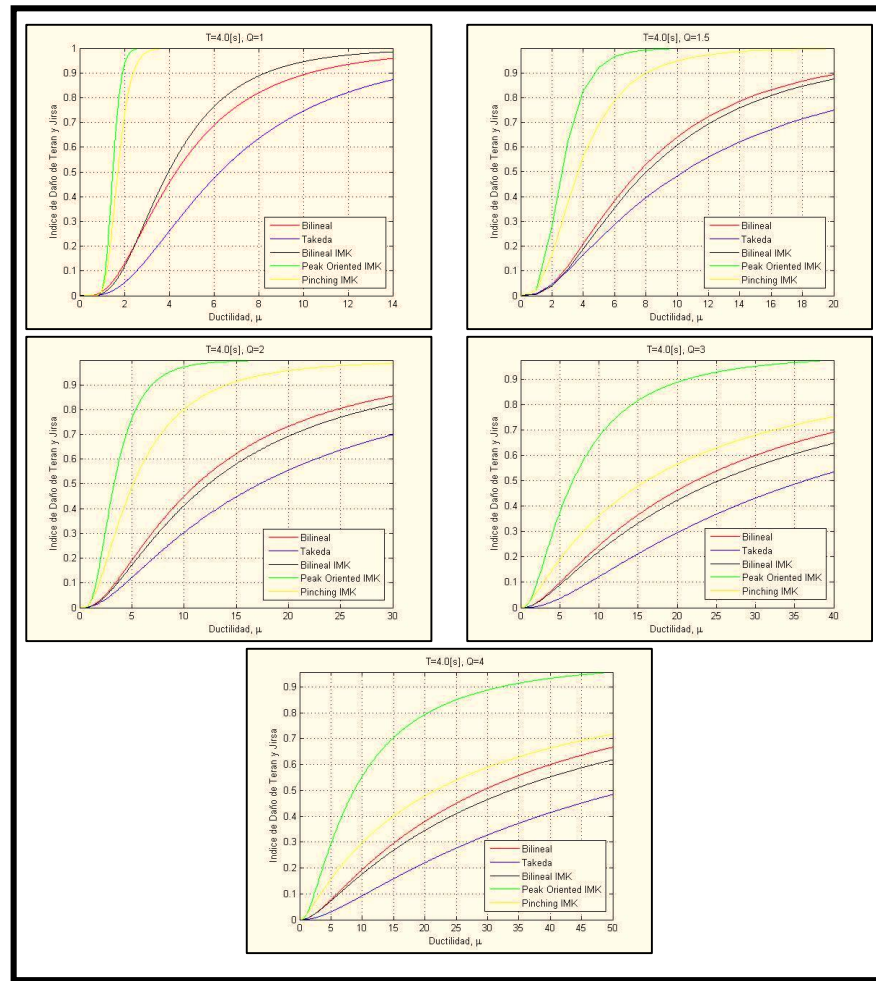


Figura 5.2.7 Curvas de Daño ID_{TJ} -Ductilidad para Estructuras de Periodo $T=4.0[s]$.



5.2.2 Curvas de Daño-Distorsión

Al observarse el grado de daño estructural y no estructural que un edificio exhibe después de una excitación sísmica, estos son el resultado del movimiento lateral y los desplazamientos que llega alcanzar una edificación en un evento sísmico (Qi y Moehle 1991, Bertero y Bertero 1992, y Priestley *et al.* 2007). Por eso códigos de construcción incluyendo el RC-CDMX-2017, toman en cuenta parámetros de distorsión de entrepiso para calificar la respuesta estructural, y así garantizar condiciones de servicio. Sin embargo, la estructura puede aún exhibir daños graves antes de alcanzar el umbral de deformación considerado por los reglamentos. Por lo tanto, en esta sección se generan curvas de daño asociando los ID_{PA} y ID_{TJ} con sus respectivas distorsiones de entrepiso para cada estructura estudiada. Las curvas de daño para distorsión generadas a demás comparan para para cada índice de daño la respuesta histerética analizada por cada modelo de comportamiento histerético.

Como las curvas de daño asociadas a la ductilidad de desplazamiento, las curvas de daño para distorsión, mostradas en las figuras 5.2.7 a 5.2.12, refleja el daño esperado de quince estructuras representativas del estudio desarrollado en esta tesis. Donde cada estructura de 1GDL refleja las capacidades de deformación, Q , delineadas en RC-CDMX-2017, para distintos niveles de flexibilidad estructural; todas situadas en condiciones de suelo blando, como el encontrado en la zona de lago de la Ciudad de México. En las curvas de daño a continuación se compara la respuesta estructural desarrollada por distintos modelos de comportamiento histerético, unos con más condiciones de degradación, para los siguientes niveles de flexibilidad: rígidas ($T = 0.2[s]$), no tan flexibles ($T = 1.0[s]$) y flexibles ($T = 4.0[s]$).

Al comprar entre los niveles de flexibilidad, se observa que las estructuras rígidas (de $T = 0.2[s]$) tiendan a tener pendientes más inclinadas que las estructuras flexibles (de $T = 4.0[s]$). Esto es de esperarse, ya que las estructuras rígidas, poseen una baja capacidad de deformación, haciéndolas más susceptible al daño. En las siguientes figuras se aprecia esta particularidad, donde independientemente del modelo de comportamiento histerético utilizado, las estructuras rígidas exhiben una mayor tasa de daño esperado en cortos intervalos de distorsión. Por su contraparte, se observa que estructuras más flexibles (de $T = 2.0[s]$ y $4.0[s]$) alcanzan a tolerar cierto grado de distorsiones antes de que se presente daño. Ésta ocurrencia se observa en las curvas de daño para distorsión como una tendencia horizontal para valores de distorsión bajas. Sin embargo, el intervalo de distorsiones donde las estructuras flexibles persisten en un comportamiento elástico, depende del modelo de comportamiento con el que se evaluó la estructura. Se aprecia que los modelos *Peak-Oreinted IMK* y *Pinching IMK* asocian los mayores intervalos de distorsión al comportamiento elástico de la estructura, especialmente para estructuras con mayor capacidad de deformación, valores bajos de Q . Debido a esto, se recomienda cautela al emplear un modelo que determine la respuesta histerética de la estructura, especialmente si se desea pronosticar el daño en estructuras flexibles con gran capacidad de deformación; ya que, como se muestran en las curvas de daño para distorsión, para estructuras flexibles de $Q = 1$ algunos modelos asocian un daño severo en la estructura, mientras otros la califican con un daño mínimo o inclusive nulo.

A demás, de las curvas de daño para distorsión desarrolladas en este estudio, se observa que los modelos de comportamiento de Ibarra *et al.* (2005) para elementos compuestos, es decir que consideran el fenómeno de *Pinching* (los modelos *Peak-Oreinted IMK* y *Pinching IMK*), presentan curvas de daño con mayor tolerancia al daño que los modelos bilineales o inclusive el modelo Takeda. El modelo *Peak-Oriented IMK* y *Pinching IMK*, a diferencia de los otros modelos, consideran el fenómeno de estrangulamiento o bien “*pinching*” al calcular el comportamiento de la estructura mediante una rigidez de recarga k_{rel} ; esto implicaría una reducción de los ciclos histeréticos y por ende la energía disipada, lo cual explicaría la persistencia del rango elástico para bajas distorsiones. Por esta misma razón, para rangos de

daño severo se observa que el modelo de comportamiento *Pinching IMK* en comparación a su contraparte *Peak-Oriented IMK* tiende a subestimar el daño esperado en la estructura sin importar su nivel de flexibilidad o capacidad de deformación. Por otra parte, la tendencia de daño en los modelos bilineales se es muy similar para niveles de daño ligero, sin embargo, distinciones en el nivel de daño son apreciadas incrementar la severidad del daño, especialmente en estructuras con medidas altas de Q en estructuras flexibles, y medidas bajas de Q en estructuras rígidas. Sin embargo, la distinción más evidente entre las curvas de daño para distorsión con las generadas a partir del modelo de Takeda. Las curvas de daño generadas con el modelo de Takeda, en la mayoría de los casos, relacionan una mayor tolerancia al daño que los modelos bilineales, particularmente para daños severos; esto se debe a que el modelo Takeda similar a los de IMK considera un método simplista de degradación de rigidez lo cual da por resultado una reducción en la amplitud de los ciclos histeréticos posteriores. Por lo tanto, debido a que los índices de daño utilizados se basan principalmente en la energía disipada por el sistema, un gran número de ciclos pequeños son representados con una baja estimación de daño. No obstante, la tendencia de la curva de daño de Takeda tiende a acercarse al comportamiento bilineal al considerar estructuras con poca capacidad deformación, o bien estructuras calcificadas por valores bajos de Q . En general, cabe hacer notar que la mayor distinción entre los modelos de comportamiento utilizados para pronosticar daño se observa a partir de un índice de daño igual a 0.4 (daño moderado a severo) para estructuras con menor capacidad de deformación. Del mismo modo, la estimación de daño en estructuras con mayor capacidad de deformación difiere desde que se comienza a presenciar el daño, donde los modelos tradicionales toleran menos a la distorsión que los modelos más sofisticados.

Por último, comparando los dos índices de daño empleados para estimar el daño generado por la amenaza sísmica de la Ciudad de México, se observa que para todos los casos el ID_{PA} tiende a subestimar el daño esperado de las treinta estructuras estudiadas. Esto puede ilustrarse a partir de la ligera sobreestimación que el ID_{PA} hace del nivel de daño en estructuras sismo-resistentes sujetas a altas demandas de energía (Bojórquez Mora *et al.*, 2009). Como el ID_{PA} no considera la evolución del daño durante el movimiento en la respuesta, el indicador tiende a asignar medidas conservadoras del nivel de daño. En cambio, como el ID_{TJ} toma en cuenta el cambio de la capacidad de disipación de energía en función de su historia de desplazamientos; por lo cual concede mayor daño acumulado en situaciones donde se presencien sismos de larga duración, o bien, cuanto se exhiban demandas de energía plástica muy altas. Teniendo en mente que las curvas de daño reflejan la amenaza sísmica de la Ciudad de México, es importante considerar que las características de una región para la estimación de daño; regiones donde fenómenos de amplificación de onda y larga duración, pueden volverse contribuyentes a la degradación estructural.

Figura 5.2.8 Curvas de Daño ID_{PA} -Distorsión para Estructuras de Periodo $T=0.2[s]$.

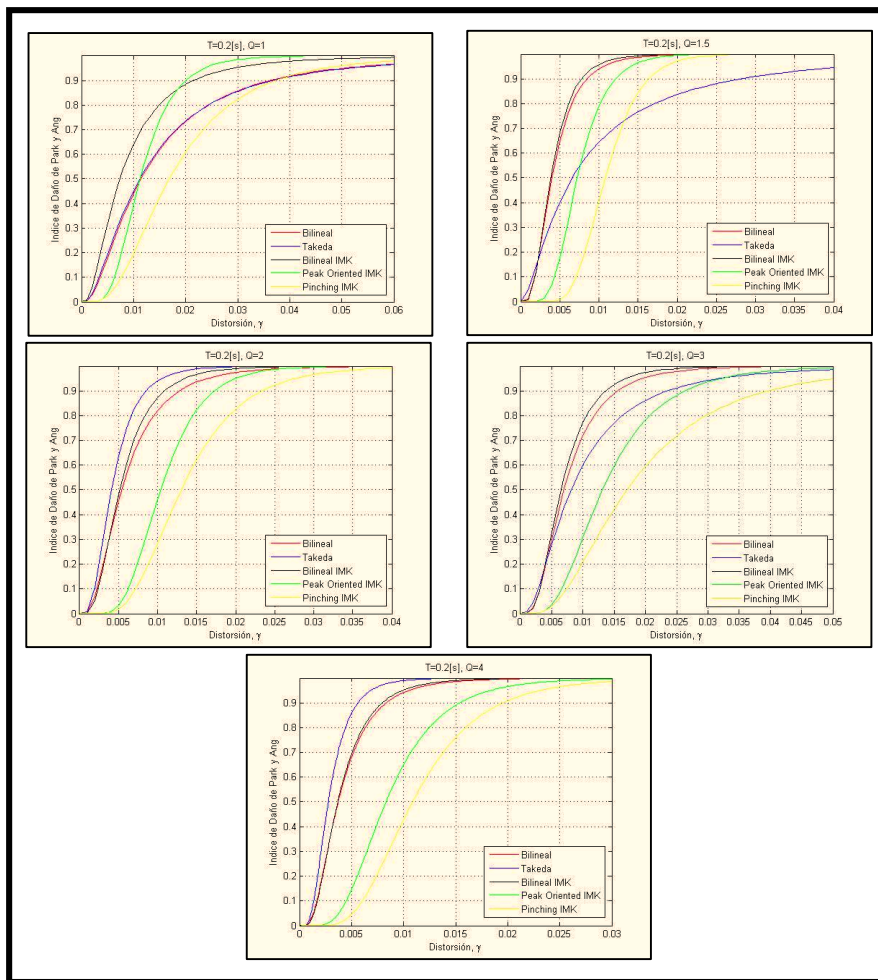


Figura 5.2.9 Curvas de Daño ID_{TJ} -Distorsión para Estructuras de Periodo $T=0.2[s]$.

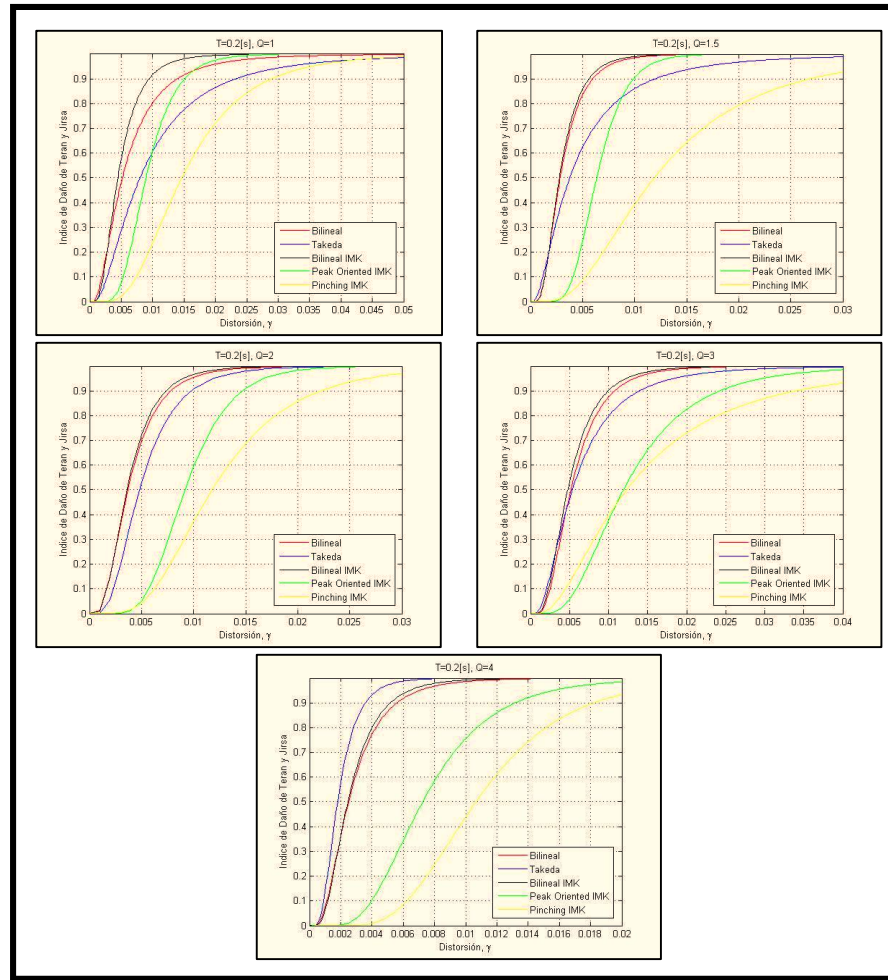


Figura 5.2.10 Curvas de Daño ID_{PA} -Distorsión para Estructuras de Periodo $T=2.0[s]$.

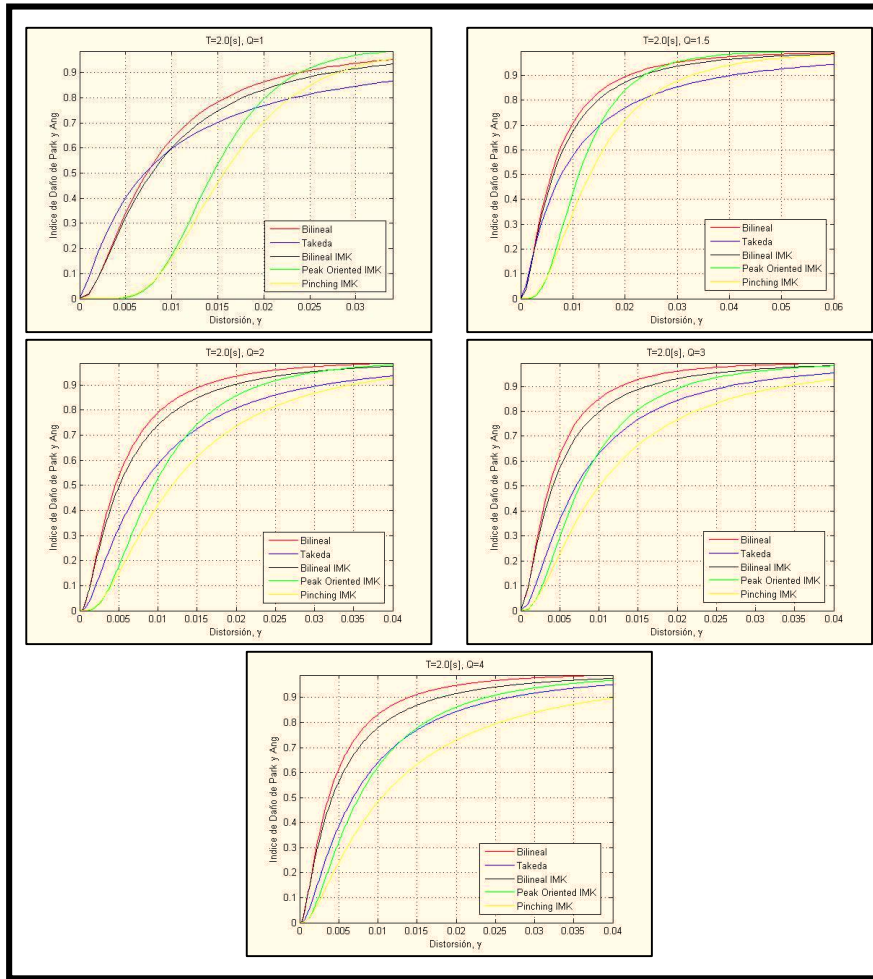


Figura 5.2.11 Curvas de Daño ID_{TJ} -Distorsión para Estructuras de Periodo $T=2.0[s]$.

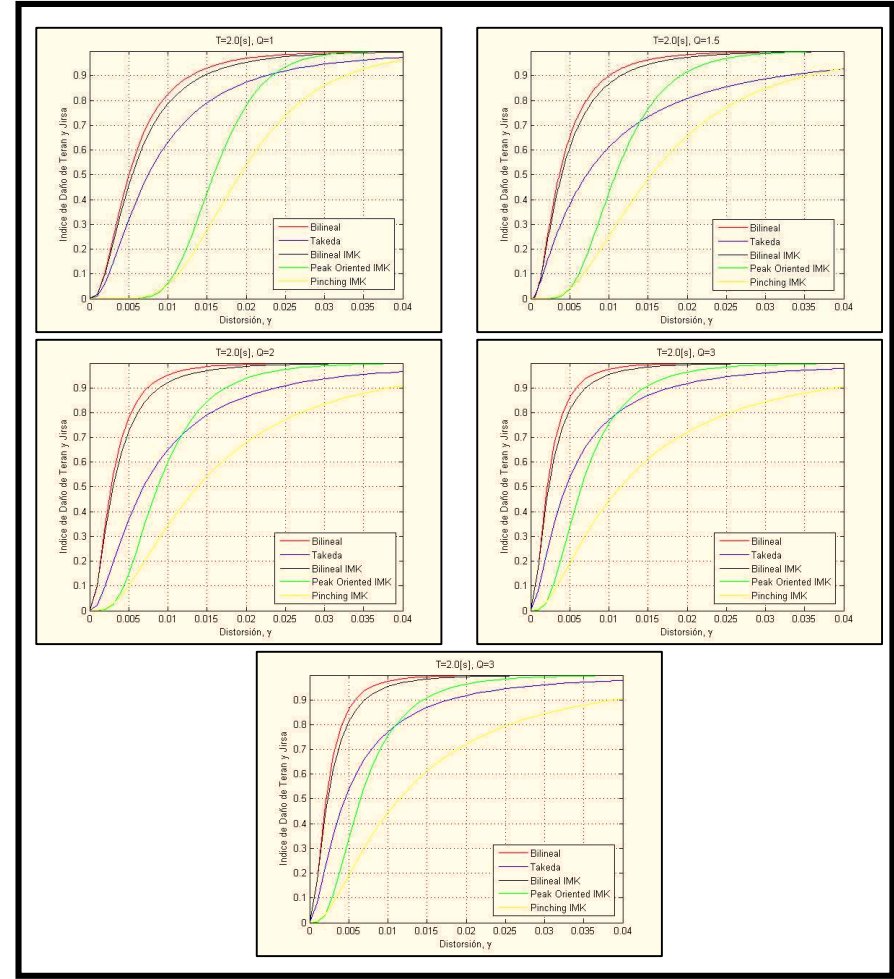


Figura 5.2.12 Curvas de Daño ID_{PA} -Distorsión para Estructuras de Periodo $T=4.0[s]$.

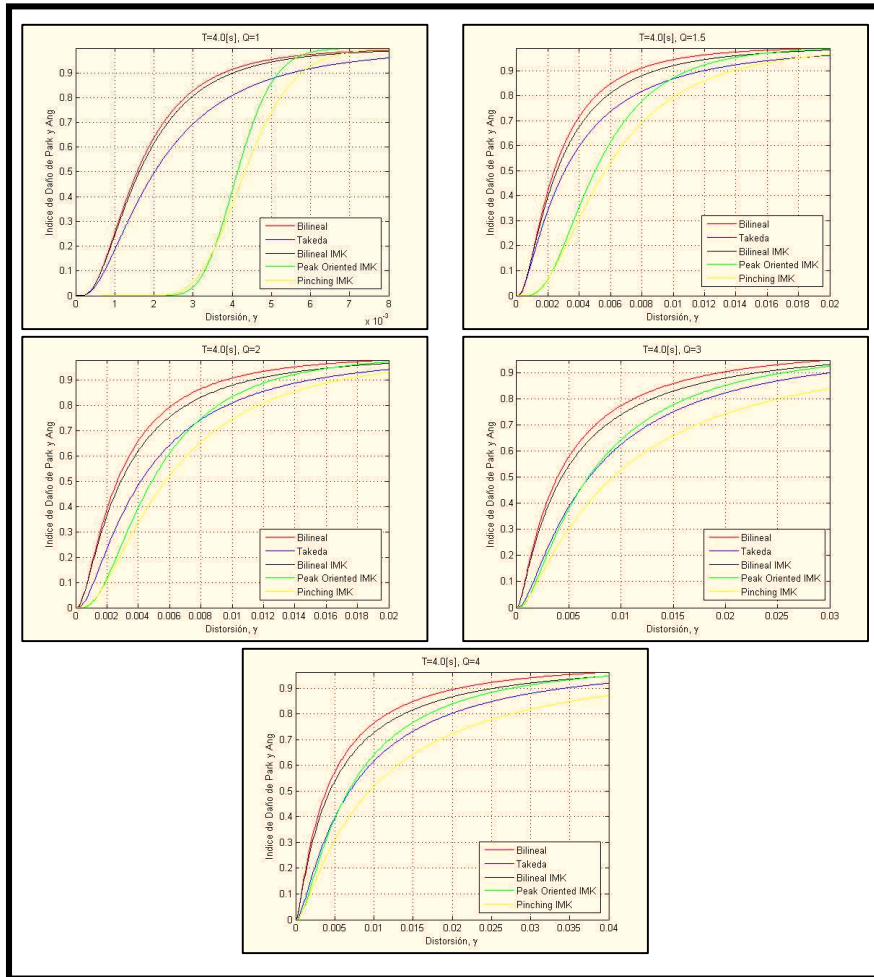
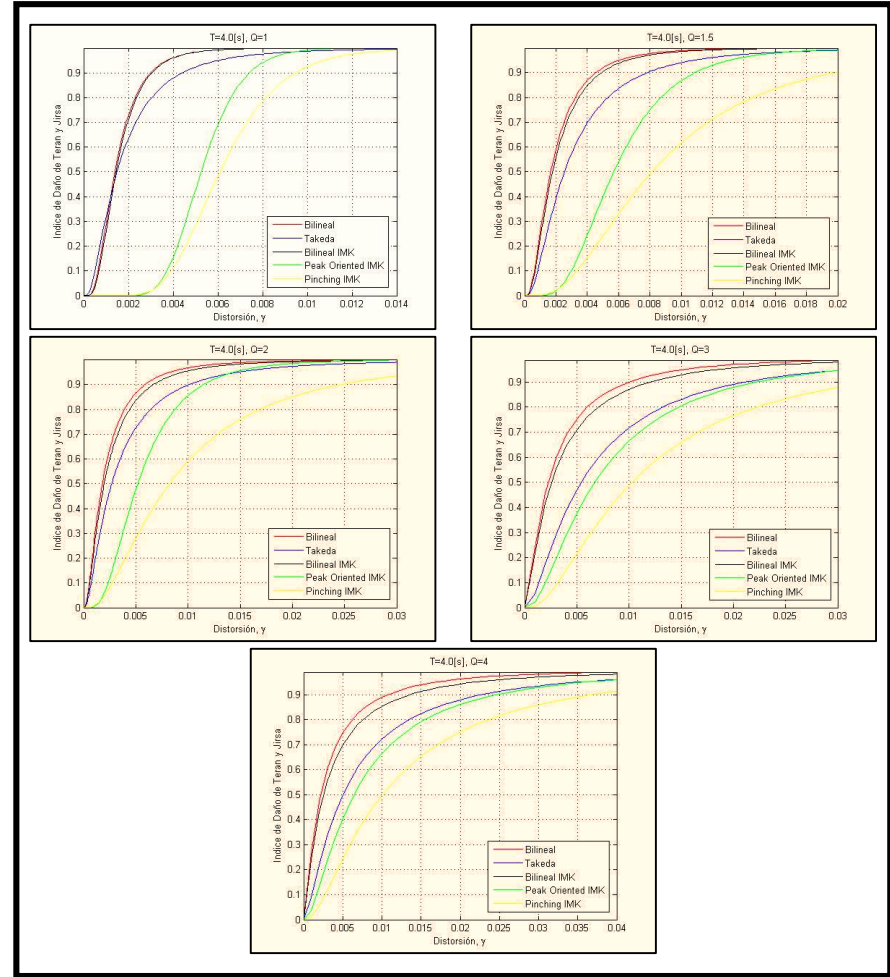


Figura 5.2.13 Curvas de Daño ID_{TJ} -Distorsión para Estructuras de Periodo $T=4.0[s]$.



5.2.3 Curvas de Daño-Energía Histerética

De las curvas de daño para energía histerética se conoce que como ambos índices de daño (ID_{PA} y ID_{TJ}) consideran daño acumulado en términos de la energía histerética, por lo que se esperaría una relación prácticamente lineal entre el daño esperado de una estructura con la energía que disipa. Esta tendencia se observa en todas las estructuras analizadas en este trabajo, independientemente de su rigidez o su capacidad de deformación.

De las figuras 5.2.14 a 5.2.19 es evidente observar cómo el periodo de vibrar y la capacidad de deformación de cada estructura influye a su pronóstico de daño, en términos de energía histerética disipada de una estructura. Se aprecia como estructuras con mayor capacidad de deformación, asocian un menor nivel de daño esperado a mismas cantidades de energía disipada. De igual forma se percibe que una estructura de periodo alto, o flexible, requiere mayor cantidad de energía disipada que una estructura rígida para exhibir el mismo grado de daño esperado.

Entretanto, en las figuras que muestran el ID_{TJ} de las anteriormente mencionadas se detecta una tendencia independiente al comportamiento histerético a lo largo del espectro de daño esperado de todas las estructuras evaluadas. Por otro lado, curvas de daño generadas a partir de ID_{PA} , muestran la misma pendiente al momento de que la estructura comienza a presentar daño; sin embargo, cuando el sistema contempla un mayor número de ciclos histeréticos y, por lo tanto, se disipa mayor cantidad de energía, se vuelve notable la dependencia que tiene el método con el modelo de comportamiento histerético con el que se evalúa.

Entre las curvas de daño evaluadas con el ID_{PA} las correspondientes a los modelos *Peak-Oriented IMK* y *Pinching IMK* de Ibarra *et al.* (2005) estiman mayor daño que el resto de modelos de comportamiento. Específicamente el modelo *Pinching IMK* alcanza niveles críticos de daño antes que los demás modelos, esto podría deberse a la acumulación de daño que se ve reflejado en sus diagramas histeréticos al adentrarse en la rama de post-Capping y desarrollar ciclos histeréticos más amplios.

Figura 5.2.14 Curvas de Daño ID_{PA} -Energía Histerética para Estructuras de Periodo $T=0.2[s]$.

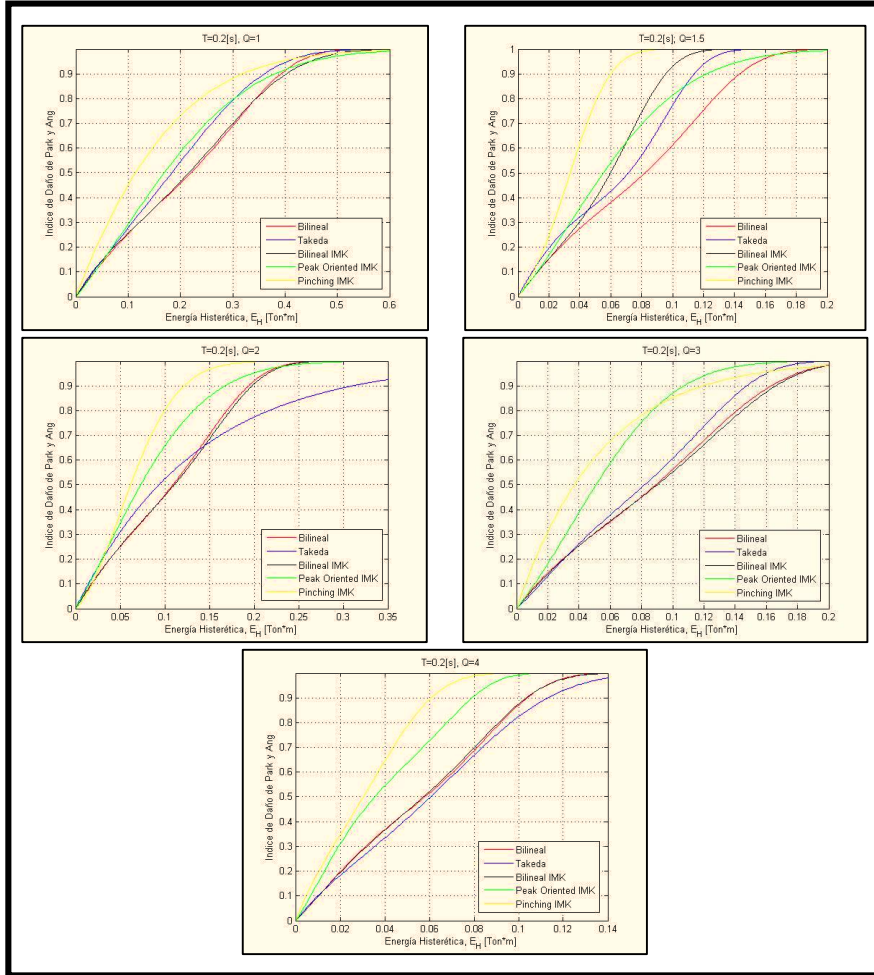


Figura 5.2.15 Curvas de Daño ID_{TJ} -Energía Histerética para Estructuras de Periodo $T=0.2[s]$.

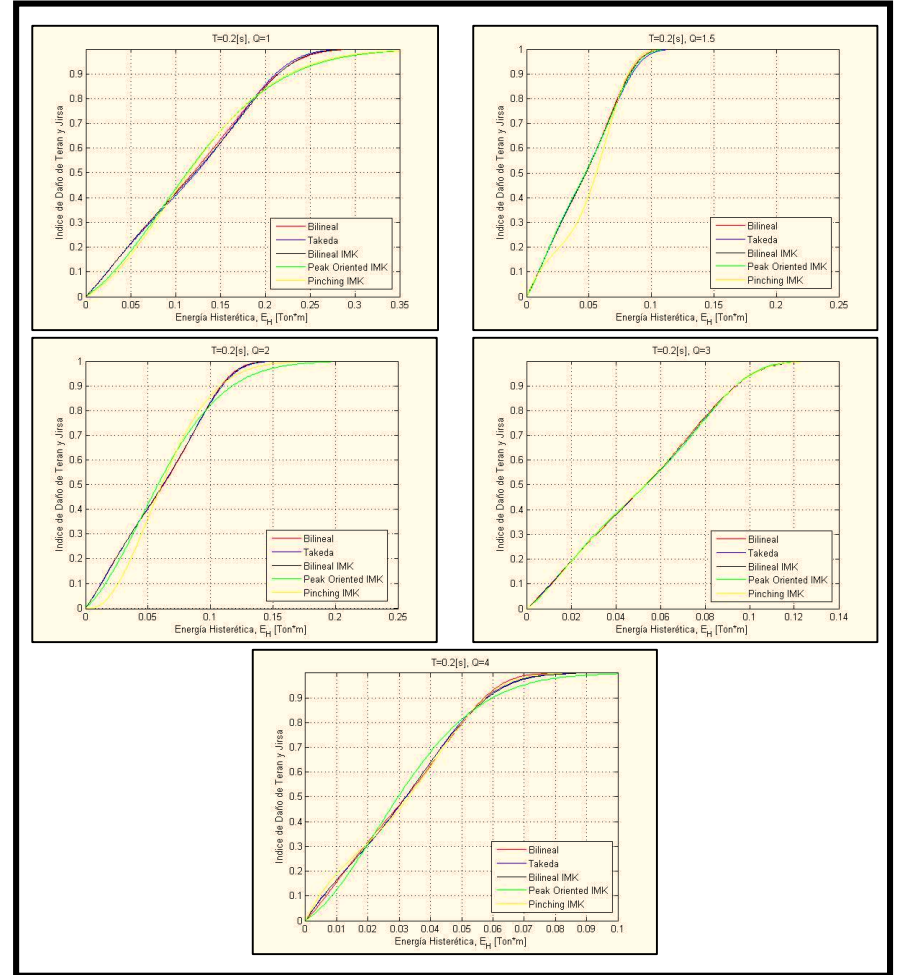


Figura 5.2.16 Curvas de Daño ID_{PA} -Energía Histerética para Estructuras de Periodo $T=2.0[s]$.

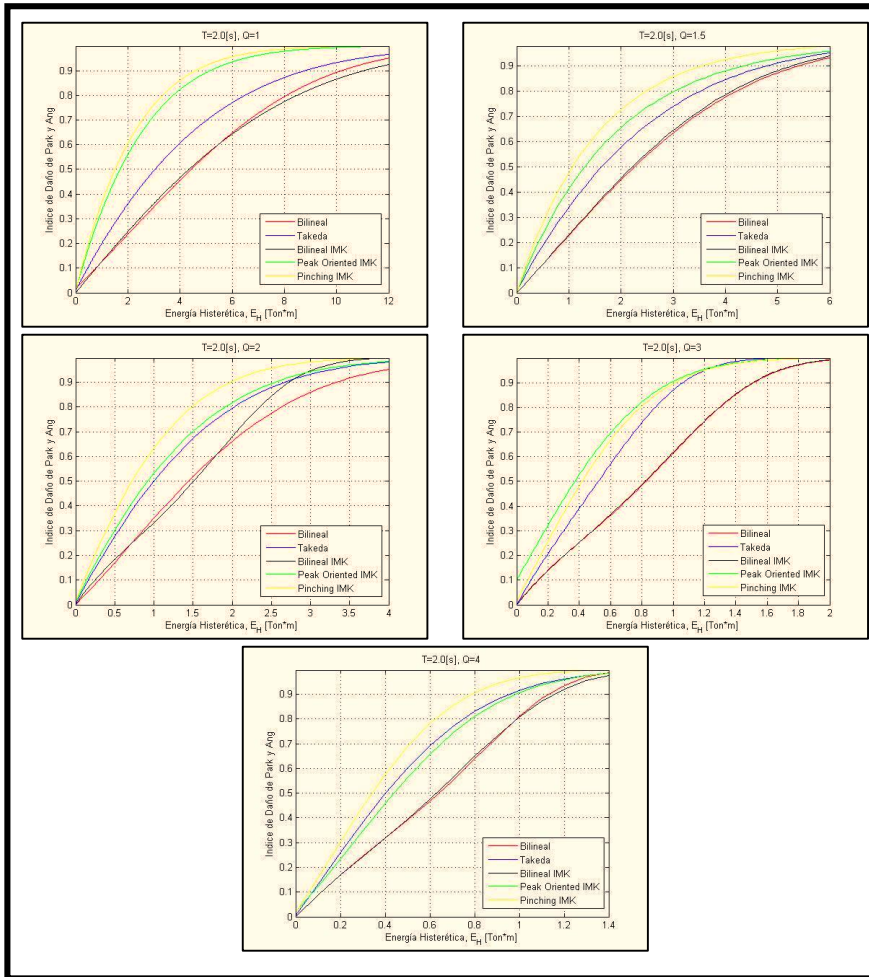


Figura 5.2.17 Curvas de Daño ID_{TJ} -Energía Histerética para Estructuras de Periodo $T=2.0[s]$.

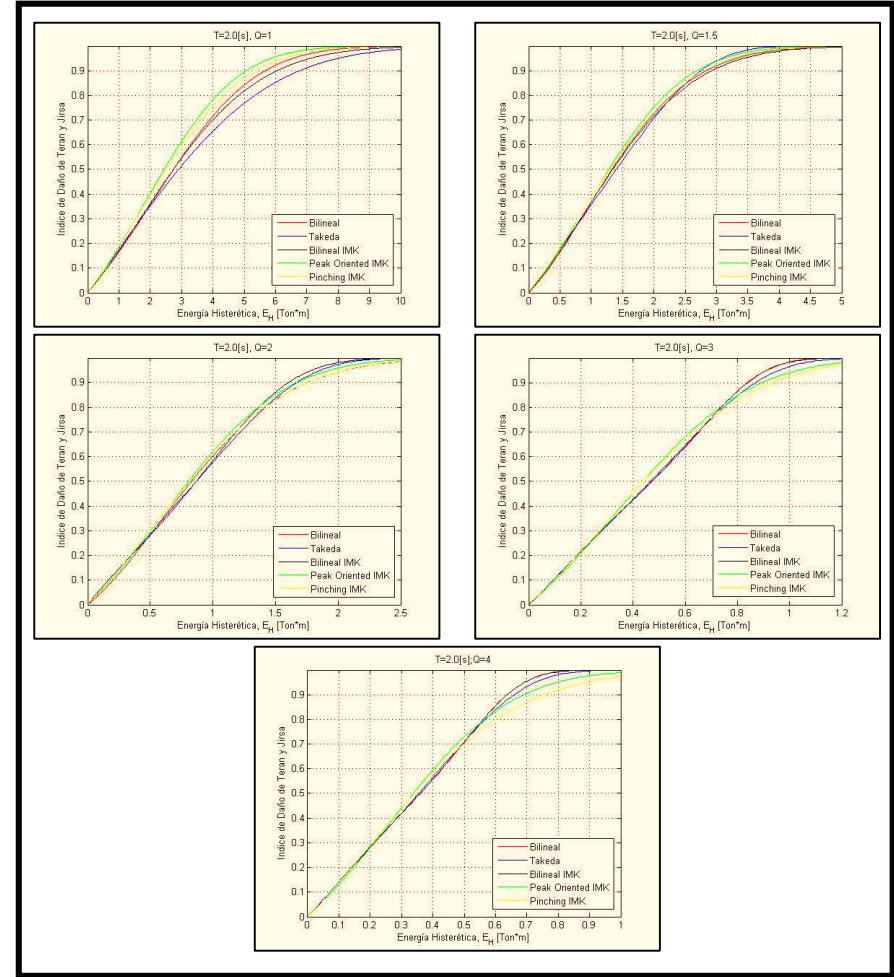


Figura 5.2.18 Curvas de Daño ID_{PA} -Energía Histerética para Estructuras de Periodo $T=4.0[s]$.

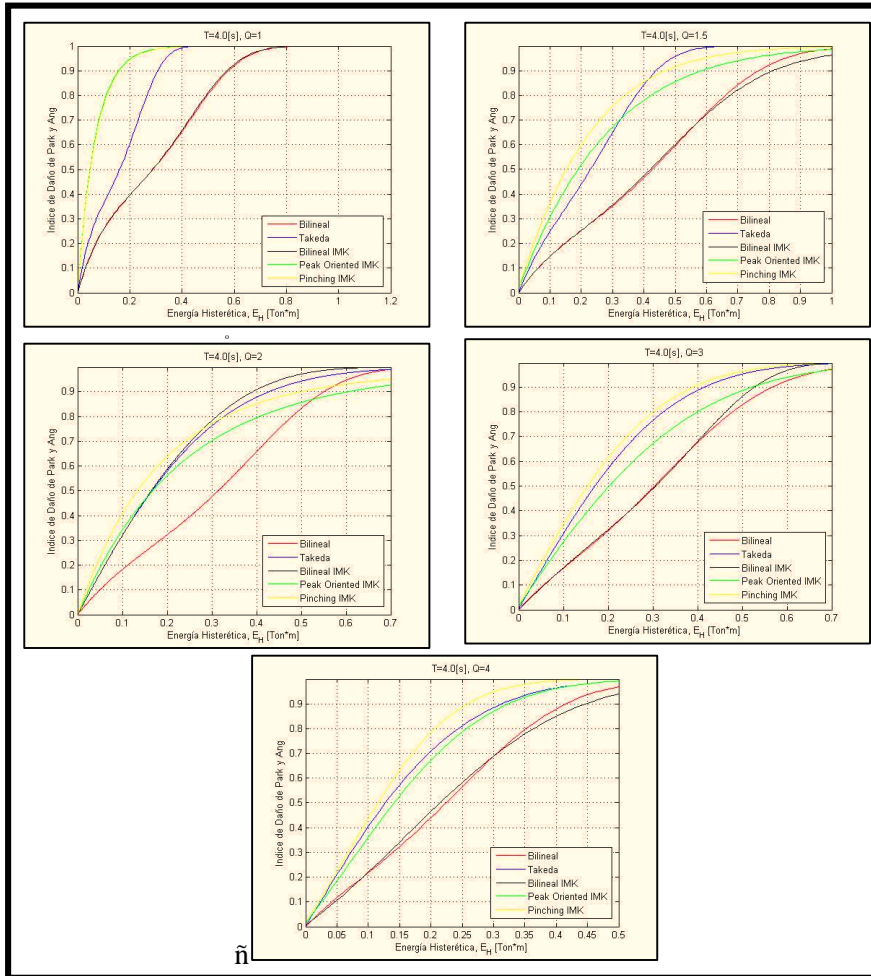
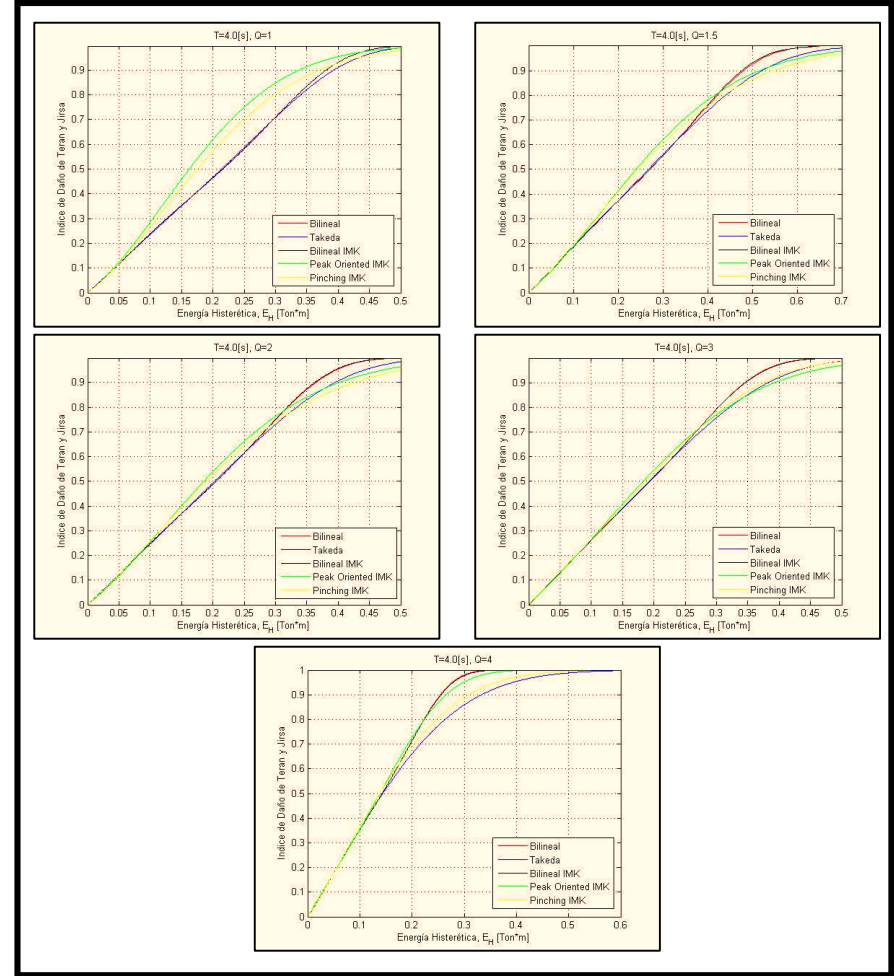


Figura 5.2.19 Curvas de Daño ID_{TJ} -Energía Histerética para Estructuras de Periodo $T=4.0[s]$.



6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

En los últimos años se han difundido procedimientos para el diseño y la evaluación sísmica basados en el desempeño. Estos métodos pretenden revisar explícitamente las condiciones que se presentan en la estructura durante su comportamiento no lineal, y las consecuencias en daño que en éstas presentan. Seguir esta tendencia, significa que se requiere un conocimiento preciso del rango inelástico de una estructura, rango donde la estructura comienza a presentar daños. A pesar de que se han creado múltiples modelos de comportamiento, actualmente no existe un modelo analítico que describa la respuesta de todos los sistemas estructurales existentes o por construirse.

En esta tesis se empleó la filosofía del diseño y evaluación sísmica basado en el desempeño al utilizar un intervalo amplio de periodos de edificios representativos de los desplantados sobre la zona de lago de la Ciudad de México para determinar su comportamiento y asociarlo a diversos niveles de daño. Para ello, se partió de la hipótesis que la antigua zona de lago de la Ciudad de México es donde las demandas de desplazamiento y energía histerética son mayores, ya que es ahí donde se han presenciado la mayor cantidad afectaciones en la integridad de las estructuras por fenómenos sísmicos. Además, después de los estragos del sismo del 19 de septiembre del 2017, creció la necesidad de comprender el comportamiento no lineal de las estructuras y también creció la demanda de modelos de comportamiento que pudieran describir con mayor precisión el daño esperado ante distintas intensidades de sismo que conforman la amenaza sísmica de la Ciudad de México.

Para ello, se compararon las respuestas, en términos de daño y de respuesta estructural como ductilidad, distorsión y energía histerética disipada, de 6 sistemas estructurales representados por su periodo fundamental de vibrar y su resistencia espectral, considerando cinco modelos de comportamiento histerético. De tal manera se encontró que los modelos más refinados, que consideran parámetros de degradación (*Peak-Oriented IMK* y *Pinching IMK*) son los modelos que exhiben mayor rigor de daño para valores bajos de ductilidad de entrepiso, y más tolerancia al daño asociado a pequeñas distorsiones de entrepiso. Sin embargo, se debe considerar que los resultados aquí presentados, son fuertemente dependientes de los modelos utilizados, ya que como se observa en las curvas de daño asociadas a parámetros de deformación, se demuestra que la respuesta estructural se ve altamente influenciada por el modelo de comportamiento que la calcula.

A demás del modelo de comportamiento utilizado, la estimación de daño depende también del parámetro considerado. Los índices de daño utilizados en este trabajo se desarrollaron a partir de consideraciones de deformación máxima y demanda de energía plástica. Para ello se utilizaron dos índices de daño (ID_{TJ} y ID_{PA}) para evaluar la respuesta estructural generada por cada modelo de comportamiento. Al comparar los resultados obtenidos, el mayor contraste se observa en las curvas de daño asociadas a la respuesta en términos de energía histerética disipada. Además, en las curvas de daño en función de la energía disipada, para el caso de ID_{TJ} , se observa que el daño estimado es directamente proporcional al movimiento sísmico. Esto se observa en la convergencia de las curvas de daño, donde se observa que la estimación de daño, para todos los modelos de comportamiento, se aproximan a la misma relación o tendencia de daño, aun cuando la energía disipada en cada modelo es diferente. Por otra parte, aunque el ID_{PA} es ampliamente utilizado para estudiar el efecto de las demandas acumuladas de deformación plástica, éste exhibe limitaciones e inconsistencias derivadas de las suposiciones simplificadas a partir de las cuales se planteó. A su vez, considerando que el ID_{TJ} fue desarrollado a partir de estudios sísmicos en la Ciudad

de México, se puede deducir que otro posible problema con el uso de índices de daño, surge cuando estos se aplican a situaciones que no fueron contempladas durante su formulación.

Finalmente, tras obtener un total de 900 curvas de daño que describen la respuesta estructural de un amplio número de periodos representativo de estructuras de la Ciudad de México, se concluye que la metodología propuesta sirve esencialmente para determinar, ya sea para una o varias estructuras, el desempeño de la estructura en términos de daño esperado a partir de parámetros de respuesta fácilmente determinados en la práctica. Aunque para el desarrollo de esta tesis se concibió para sistemas de 1GDL, no cabe duda que el método aquí empleado es aplicable para la evaluación de edificios regulares conformados por marcos, tanto de concreto reforzado como de acero, e incluso, es posible extender su aplicación a otros tipos de estructuras, siempre y cuando se conozcan las propiedades mecánicas de los materiales que la componen. A su vez, mediante las curvas de daño generadas, se puede deducir una tendencia de daño asociadas al desempeño estructural, las cuales serán de utilidad para profundizar en estudios de vulnerabilidad, así como de riesgo estructural. Así mismo, los resultados aquí obtenidos, funcionarán como referencia para evaluar estructuras en situaciones de diseño o inclusive post-sismo, brindando así una base a futuros estudios.

6.2 RECOMENDACIONES

Con la finalidad de seguir mejorando los métodos de evaluación estructural y pronóstico de daño, el autor de esta tesis considera que el proyectista estructural debe estar actualizado tomando en cuenta los nuevos avances tecnológicos y del desarrollo de modelos que permitan una mayor precisión al momento de evaluar el comportamiento no lineal de las estructuras. Considerando que la única herramienta disponible y eficaz para reducir el daño sísmico reside en su comprensión absoluta y su correcto modelado, para la disminución de la vulnerabilidad en las edificaciones.

Por otra parte, considerando que esta tesis analiza sistemas con propiedades asociadas a estructuras de concreto reforzado. Es conveniente determinar funciones de curvas de daño particulares para las restantes tipologías existentes en la Ciudad de México. Ello permitirá englobar la respuesta de más estructuras, donde la amenaza sísmica genera un riesgo constante; por lo tanto, esto permitirá también ampliar la muestra de edificios considerados para estudios de vulnerabilidad y riesgo. Además, como el método aquí empleado consideró únicamente sistemas de 1GDL, se recomienda que, al momento de determinar el daño esperado en estructuras existentes, se realice el estudio partir de sistemas de múltiples grados de libertad. En su defecto, para conocer la influencia de daño de ciertos elementos estructurales, se recomienda utilizar los índices de daño a nivel local.

Los resultados obtenidos hacen referencia únicamente a la respuesta estructura considerando una base rígida, se recomienda ampliar el estudio aquí realizado, al considerar particularidades omitidas en este estudio. Particularidades como la interacción suelo-estructura, el amortiguamiento del sistema, o incluso, la participación de elementos no estructurales para estimación de daño. Éstas se consideran líneas de investigación que enriquecerán aún más a esta área de estudio y, para la ingeniería sísmica, aportarán un mayor entendimiento del comportamiento estructural.

7 REFERENCIAS

- Akiyama, H. *Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings*. Tokio, Japón: University of Tokyo, 1985.
- Akiyama, H., y M. Takahashi. «Response of Reinforced Concrete Moment Frames to Strong Earthquake Ground Motions.» En *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, de H. Krawinkler and P. Fajfar, pp. 105-114. Elsevier Applied Science, 1992.
- Algan, Bekir Bulent. *Drift and Damage Considerations in Earthquake-Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings*. Tesis Doctoral., Urbana-Champaign, IL.: University of Illinois at Urbana-Champaign., 1982.
- Angulo, Reinoso. *Riesgo Sísmico de la Ciudad de México*. Ciudad de México, México: Academia de Ingeniería de México, 2007.
- Arroyo, Danny, y Mario Ordaz. «Hysteretic Energy Demands for SDOF Systems Subjected to Narrow Band Earthquake Ground Motions. Applications to the Lake BEd Zone of Mexico City.» *Journal of Earthquake Engineering* 2, n° 11 (2007): 147-165.
- Ayala Carcedo, Francisco Javier, y Jorge Olcina Cantos. *Riesgos Naturales*. Barcelona, España: Ariel, S. A., 2002.
- Bazán, Enrique, y Roberto Meli. *Diseño Sísmico de Edificios*. México DF: Limusa, 2014.
- Beltrán, Gustavo Alberto Torres. *Zonificación Sísmica de la Zona Metropolitana, Usando Técnicas de Análisis No lineal*. Instituto Politécnico Nacional, Tesis de Maestría en Ciencias de la Computación. México: Centro De Investigación en Computación, 2011.
- Bertero, R. D., y V. V. Bertero. *Tall Reinforced Concrete Buildings: Conceptual Earthquake-Resistant Design Methodology*. Berkeley, California: University of California, Berkeley, 1992.
- Bertero, V. V., J. Anderson, H. Krawinkler, y E. Miranda. *Design Guidelines for Ductility and Drift Limits: Review of State-of-the-Practice and State-of-the-Art in Ductility and Drift-Based Earthquake-Resistant Design of Buildings*. EERC, Berkeley, CA.: University of California, Berkeley, 1991.
- Bojórquez Mora, Edén, Amador Terán Gilmore, Juan Bojórquez Mora, y Sonia E. Ruiz Gómez. *consideración Explícita del Daño Acumulado en el Diseño Sísmico de Estructuras a Través de Factores de Reducción de Resistencia por Ductilidad*. Ciudad de México: Ingeniería Sísmica (80) 31-62, 2009.
- Bozorgnia, Yousef, y V. C. Bertero. *Improved Shaking and Damage Parameters for Post-Earthquake Applications*. Los Angeles, CA: Proceedings of the SMIP01 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data, 2001.
- Bozorgnia, Yousef, y Vitelmo V. Bertero. *Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. Primera. Florida: CRC Press, 2006.
- Cáceres Chomali, Juan Pablo. *Modelación, Análisis No Lineal y Disipación de*

- Energía de Estructuras Planas Sometidas a Terremotos*. Santiago, Chile: Tesis de Licenciatura, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile., 2001.
- Carvalho, E., y E. Coelho. «Global Structure Behaviour of Bare Frames.» *Bulletin 220, Comité Euro-Intertional du Beton* 2, 1994: 222-309.
- Carrasco, Sandra. «Edificios que el Sismo del 85 Derribo y se Reconstruyeron.» *El Universal*, 19 de 09 de 2011: 1.
- Cassano, Arturo M. *Analisis de Estructuras Bajo Acciones Dinámicas*. Buenos Aires, Argentina: Universidad Tecnológica Nacional, 2009.
- CENAPRED, Centro Nacional de Prevención de Desastres. *Fascículo Sismos*. Ciudad de México, México: Secretaría de Gobernación, 2005.
- Chai, Y. H. , y K. M. Romstad. *Correlation Between Strain-Based Low-Cycle Fatigue and Energy-Based Linear Damage Models*. Oakland, California: Earthquake Spectra Vol. 13 No. 2, 191-290, 1997.
- Chopra, Anil K. *Dinámica de Estructuras*. Massachusetts, EEUU: Addison-Wesley, 2013.
- . *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 4. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall College, 2011.
- Chou, C. C., y C. M. Uang. «Establishing absorbed Energy Spectra-An attenuation Approach.» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2000: pp.1441-1455.
- Clough, R. W., y J. Penzien. *Dynamics of Structures*. Berkeley, California: Computers & Structures Inc., 2003.
- Clough, R. W., y S. B. Johnston. *Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements*. Tokyo, Japan.: Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium , 1966.
- Cosenza, E, G Manfredi, y R Ramasco. *The Use of Damaged Functionals in Earthquake engineering: A Comparison between Different Methods*. Journal, Hoboken, New Jersey: Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol 22, pp. 855-868, 1993.
- Cosenza, E. , y G. Manfredi. *Seismic Design Based on Low Cycle Fatigue Criteria* . Acapulco, Mexico: Memorias XI Congreso Municipal de Ingeniería Sísmica , 1996.
- D'Antonio, Marco D. , Lucia Carpa, Damiano Sarocchi, y Fernando Bellotti. *Reconstrucción del Evento Eruptivo Asociado al Emplazamiento del Flujo Piroclástico El Refugio hace 13 ka, Volcán Nevado de Toluca (México)*. Ciudad de México: Reviste Mexicana de las Ciencias Geologicas Vol. 25, 2008.
- Elnashai, A.S., y L. Di Sarno. *Fundamentals of Earthquake Engineering*. West Sussex: John and Wiley & Sons, Ltd., 2008.
- Escobar Sánchez, José Alberto. *Detección de Daño en Edificios Mediante Sus Características Dinámicas*. Artículo: Especialidad. Ingeniería Civil, Ciudad de México, México: Academia de Ingeniería México, 2007.
- Espinoza, Toledo V. *Coeficiente o Relación de Amortiguamiento en Sistemas Estructurales*. Publicación Cingcivil, 2011.
- Fajfar, P. «Equivalent Ductility Factors Taking into Account Low-Cycle Fatigue.» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No. 21*, 1992: pp. 837-848.

- Ferrari, Luca. *Avances en el Conocimiento de la Faja Volcánica Transmexicana durante la última Década*. Ciudad de México: Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana V. 53 84-92, 2000.
- Flores, Hortencia, Martín Cárdenas, y Cinna Lomnitz. *Respuesta Sísmica en el Lago de Texcoco, Resultado a Partir de Registros de Movimientos Fuertes*. Ciudad de México: Revista de Ingeniería Sísmica No. 81 37-51, 2009.
- García Reyes, Luis Enrique. *Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico*. Bogotá, Colombia: Universidad de los Andes, 1998.
- GCDMX, Gobierno de la Ciudad de México. *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Reglamento Oficial, Ciudad de México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017.
- Gholampour, A. A. , M. Ghassemieh, y H. Razavi. «A Time Stepping Method in Analysis of Nonlinear Structural Dynamics.» *Applied and Computational Mechanics*, 2011: 143-150.
- Giardini, Domenico, Gottfried Grünthal, Kaye M. Shedlock, y Peizhen Zhang. *The Global Seismic Hazard Assessment Program*. International Decade for Natural Disaster Reduction: Demonstration Projects., Zurich, Switzerland: The United Nations, 1999.
- Gobierno del Distrito Federal, GDF. *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Ciudad de México: Gaceta Oficial del Distrito federal, t. II, núm. 103-bis., 2004.
- Housner, G. *Limit Design of Structures to Resist Earthquakes*. Berkeley, California: Proceedings of the 1st World Conference on Earthquake Engineering, 1956.
- Humar, J. L. *Dynamics of Structures*. Englewood Cliffs, Nueva Jersey: Prentice Hall, 1990.
- Ibarra, L. F. , R. A. Medina, y Krawinkler H. «Hysteretic Models that Incorporate Strength and Stiffness Deterioration.» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34 (12), 2005: 1489-1511.
- Ibarra, L. F., y H. Krawinkler. *Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations*. Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford California. : John A. Blume Earthquake Engineering Center Report No. TR 152, 2005.
- Jiménez, Celio José Marte. *Calibración de Umbrales de Daño Sísmico para el Análisis de Fragilidad Sísmica de Estructuras de Hormigón Armado mediante Análisis Estático No Lineal ("Push Over")*. Barcelona, España: Tesis de Maestría: Escuela Técnica Superior d'Enginyers de Camins, Universitat Politècnica de Catalunya, 2014.
- Joyner, William B., y David M. Boore. «Measurement, Characterization, and Prediction of Strong Ground Motion.» *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II - Recent Advances in Ground-Motion Evaluation: Proceedings of the Specialty Conference*. Park City, Utah: American Society of Civil Engineering, 1988. 43-102.
- Kim, K., y M. D. Engelhardt. *Development of analytical models for earthquake analysis of Steel Moment Frames*. Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin. : Report No. PMFSEL 95-2 , 1995.
- Krawinkler, H., y A. Nassar. «Seismic Design Based on Ductility and Cumulative Damage Demands and Capacities.» En *Nonlinear Seismic Analysis and Design*

- of Reinforced Concrete Buildings*, de H. Krawinkler and P. Fajfar, pp. 95-104. Elsevier Applied Science, 1992.
- Krawinkler, H., y M. Zohrei. «Cumulative Damage in Steel Structures subjected to Earthquake Ground MOTions.» *Computer Structures*, 1983: 531-541.
- Kunnath, S. K. , A. W. El-Bahy, A. W. Taylor, y W. C. Stone. *Cumulative Seismic Damage in Reinforced Concrete Bridge Columns: Benchmarks and Low Cycle Fatigue Tests*. Structural Journal Vol. 96, No.4, pp.633-643: American Concrete Institute, 1999.
- Lay, Throne, y otros. *The Great Sumatra-Andaman Earthquake of 26 December 2004*. Washington: Science Vol. 308 no. 5725 1127-1133, American Association of the Advancement of Science , 2005.
- Lignos, D. G. , y H. Krawinkler. *Development and Utilization of Structural Component Databases for Performances-Based Earthquake Engineering* . Journal of Structural Engineering, ASCE, 2012.
- Lignos, D. G., y H. Krawinkler. *Sidesway Collapse of Deteriorating Structural Systems Under Seismic Excitations*. Standford, California: Blume Earthquake Engineering Research Center, , 2012.
- Lignos, D.G., y H. Krawinkler. *Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames Under Earthquake Loading*. Journal of Structural Engineering, ASCE Vol. 137 1291-1302, 2011.
- Lignos, Dimitrios. *Sideway collapse of Deteriorating Structural Systems Under Seismic Excitations*. in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Doctor in Philosophy: Dissertation Submitter to the Department of Civil and Environmental Engineering, at Stanford University , 2008.
- Lorenzo, M., B. González, J. C. Matos, L. Aguado, V. Kharin, y J. Toribio. «Análisis del Efecto Bauschinger en Acertos de Alta Resistencia.» *Anales de Mecánica de la Fractura 26, Vol. 1*, 2009: 319-324.
- Maderey, L. E., y C. Torres. *Hidrografía; Hidrografía e hidrometría*. Ciudad de México: Altas de México Vol. II, 1990.
- Manfredi, G. «Evaluation of Seismic Energy Demand.» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, No. 30, 2001: pp.485-499.
- Marte Jiménez, Celio José. *Calibración de Umbrales de Daño Sísmico para el Análisis de Fragilidad Sísmica de Estructuras de Hormigón Armado Mediante Análisis No Lineal ("Push Over")*. Tesis Final de Master de Ingeniería Estructural y de la Construcción , Cataluña, España.: Departamento de Ingeniería de la Construcción, UNiversitat de Catalunya, 2014.
- Martinez, Jaime, Jesus Valdés-González, y Carlos Alberto González-Pérez. *Dinámica de Estructuras*. Ciudad de México, México: LIMUSA, S. A. de C. V., 2016.
- Mayorga Vela, Carlos Alberto. *Caracterización Mecánica y Modelamiento Estructural de Un Disipador Pasivo de Energía de Tipo Arriostamiento de Pandeo Restringido*. Investigación de Magister de Estructuras, Bogotá, Colombia.: Universidad Nacional de Colombia, 2011.
- McKenna, Frank, y otros. «OpenSees.» Berkeley, California : University of

- California, <http://opensees.berkeley.edu>, 2006.
- Medina, R. , y H. Krawinkler. *Seismic Demands of Nondeteriorating Frame Structures and Their Dependence on Ground Motions*. REport No TR 144, Stanford, California.: John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, 2003.
- Mehanny, S. F., y G. G. Deierlein. *Modeling of Assessment of Seismic Performance of Composite Frames with Reinforced Concrete Columns and Steel Beams*. Stanford, California: Report No. 135, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, 2000.
- Moehle, J. P. «Displacement Design Approach For Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquake.» *Earthquake Spectra* (University of California, Berkeley), 1992: 403-428.
- Moehle, Jack P. «Displacement-Based Seismic Design Criteria.» *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 1996: Paper No. 2125.
- Mousavi, Seyed Ali. «Assessment of Damage Index of RC Frame at Various Performance Levels.» *The Thirteenth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*. Sapporo, Japón: Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers, 2013.
- Oviedo, Juan Andrés, y Maria del Pilar Duque. «Sistemas de control de Respuesta Sísmica en Edificaciones.» *Revista EIA*, 2006: 105-120.
- Pallardy, Richard. *Encyclopædia Britannica*. Editado por inc. Encyclopædia Britannica. 2016. <https://www.britannica.com/event/Haiti-earthquake-of-2010> (último acceso: 29 de 05 de 2017).
- Park, Y. J. , y A. H. Ang. «Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete.» *Journal of Structural Engineering ASCE Vol. III (3)*, 1985: 740-757.
- Park, Y. J., A. H. Ang, y Y. K. Wen. «Damage-Limiting Aseismic Design of Buildings.» *Earthquake Spectra* 3, 1987: 1-26.
- PEER/ACT. *Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings*. Redwood City, C.A.: ATC-Applied Technological Council, 2010.
- Petak, William, y A. A. Atkisson. *Natural Hazard Risk Assessment and Public Policy: Anticipating the Unexpected*. Nueva York, Estados Unidos: Springer-Verlag, 1982.
- Popov, E. P. *Introduction to the Mechanics of Solids*. Englewood Cliffs, NJ.: Prentice-Hall, 1968.
- Powell, G. H. , y R. Allahadabi. *Seismic Damage Prediction by Deterministic Methods: Concepts and Procedures*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, 719-734, 1987.
- Prager, W. «A New Method of Analyzing Stresses and Strains in Work-Hardening Plastic Solids.» *Journal of Applied Mechanics (American Society of Mechanical Engineers (ASME))*, 1956: 493-496.
- Priestley, M., G. M. Calvi, y M. J. Kowalsky. *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italy: IUSS PRESS, 2007.
- Qi, X., y J. P. Moehle. *Displacement Design Approach for Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquake*. UCB.EERC-91/02, Berkeley, CA. :

- University of California, Berkeley, 1991.
- Rahnama, M., y H. Krawinkler. *Effect of Soft Soil and Hysteresis Models on Seismic Design Spectra*. Department of Civil Engineering, Stanford University: John A. Blume Earthquake Engineering Research Center Report No. 108, 1993.
- Reinoso Angulo, Eduardo. *Características Sísmicas de la Ciudad de México: Amplificación de las Ondas Sísmicas en el Valle de México, Características del Movimiento del Terreno y Microzonificación de la Ciudad*. Artículo , Ciudad de México, México: Centro de Investigación Sísmica, 2005.
- Ribeiro, Filipe L. A. , Andre R. Barbosa, Michael H. Scott, y Luis C. Neves. *Deterioration Modeling of Steel Moment Resisting Frames Using Finite-Length Plastic Hinge Force-Based Beam-Column Elements*. ASCE: Journal of Structural Engineering 2015, 141(2), 2014.
- Rodríguez , M. E. , y C. Padilla. «A Damage Index for the Seismic Analysis of Reinforced Concrete Members.» *Journal of Earthquake Engineering* 13(3), 2008: 364-383.
- Rodríguez, M., y J. C. Aristizabal. *Evaluación de la Capacidad Destructiva de Terremotos*. Reporte No. 609, Ciudad de México, México: Instituto de Ingeniería, UNAM, 1998.
- Rosenblueth, E. *Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos*. Ciudad de Mexico, Mexico: LIMUSA, S.A. de C.V., 1991.
- Rosenblueth, E., F. J. Sánchez-Sesma, M. Ordaz, y S. K. Singh. «Espectros de Diseño en el Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal.» *VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Queretaro, México: Instituto de Ingeniería, 1987. A1-A17.
- Sauter, Franz. *Fundamentos de Ingeniería I: Introducción a la Sismología*. Costa Rica: Tecnológica de Costa Rica, 1989.
- Seed, H. Bolton, y I. M. Idriss. *Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes (Engineering Monographs on Earthquake Criteria, Structural Design, and Strong Motion Records)*. Oakland, California: earthquake Engineering Research Institute, 1982.
- Serras, Dionisios N., George Hatzigeorgiou, Rijal Rameshwar, y Tasos Dagiuklas. *Comparison between Single and Multiple Degrees of Freedom Systems for Seismic Response Estimation of Composite Structures*. Kathmandu, Nepal: Conference: 9th International Conference on Software Knowledge, 2015.
- Sozen, M. A. *Hysteresis in Structural Elements, Applied Mechanics in Earthquake Engineering*. Nueva York, NY. : American Society of Mechanical Engineers, 1974.
- Takeda, T., M. Sozen, y N. Nielsen. *Reinforced Concrete response to Simulated Earthquakes*. Journal of the Structural Division, 96, ST12, 2557-2573, 1970.
- Teran Gilmore, Amador, y James O. Jirsa. *Uso de Espectros de Ductilidad Acumulada Constante para un Diseño Sísmico que Contemple el Efecto de la Fatiga de Bajo Número de Ciclos*. Reporte XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 2004.
- Terán-Gilmore, A. , y J. O. Jirsa. «A damage Model for Practical SEismic DEsign that Accounts for Low-Cycle Fatigue.»

- Earthquake Spectra* 21 (3), 2005: 803-832.
- Timochenko, S. , y J. N. Goodler. *Theory of Elasticity Ed. 3*. Nueva York, NY.: McGraw-Hill Book Co. , 1970.
- Trifunac, Mihailo D., y A. G. Brady. «A Study on the Duration of Strong Earthquake Ground Motion.» *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 65, No. 3, 1975: 581-626.
- Uang, Ch-M, y V. V. Bertero. *Implications of Recorded Earthquake Ground Motions on Seismic Design of Building's Structures*. EERC, Berkeley, CA. : University of Berkeley, 1992.
- United States Geological Survey. *United States Geological Survey*. 2016. <https://earthquake.usgs.gov/> (último acceso: 29 de 05 de 2017).
- Vamvatsikos, Dimitrios, y C. Allin Cornell. *Incremental Dynamic Analysis*. New Jersey, USA: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31-3, John Wiley & Sons Inc., 2001.
- Villemure, Isabelle. *Damage Indices for Reinforced Concrete Frames: Evaluation and Correlation*. Tesis para obtener el título de Maestra de las Ciencias Aplicadas., Montreal, Canadá.: École Polytechnique de Montréal, 1993, Tesis for Degree of Master of Applied Science.
- Whittaker, A. S., C. M. Uang, y V. V. Bertero. *An Experimental Study of the Behaviour of Dual Steel Systems*. UCB/EERC Report 88/14, Berkeley, California: University of California, 1988.
- Williams, M. S. , y R. G. Sexsmith. *Seismic Damage Indices for Concrete Structures: A State of The Art Review*. Oakland, California: Earthquake Spectra, Vol. 19, No. 3, pp. 208-216, 1995.
- Wood, Harry O., y Frank Neuman. «Modified Mercalli Intensity Scale of 1931.» *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1931: 277-283.
- Yépez, F. *Metodología para la Evaluación de la Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Estructuras Aplicando Técnicas de Simulación*. Tesis Doctoral., Barcelona, España.: Universidad Politécnica de Cataluña, 1996.

8 ANEXOS

8.1 ANEXO A

Número de Registro	Estación	Clave	Fecha	Orientación	Magnitud
Sismo 1	<i>Alameda Central</i>	AL140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 2	<i>Alameda Central</i>	AL140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 3	<i>Alameda Central</i>	AL250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 4	<i>Alameda Central</i>	AL250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 5	<i>Buenos Aires</i>	BA101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 6	<i>Buenos Aires</i>	BA101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 7	<i>Buenos Aires</i>	BA241093EW	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 8	<i>Buenos Aires</i>	BA241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5
Sismo 9	<i>Balderas</i>	BL101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 10	<i>Balderas</i>	BL101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 11	<i>Balderas</i>	BL250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 12	<i>Balderas</i>	BL250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 13	<i>Candelaria</i>	CA101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 14	<i>Candelaria</i>	CA101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 15	<i>Candelaria</i>	CA250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 16	<i>Candelaria</i>	CA250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 17	<i>Multifamiliar Juárez</i>	CJ140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 18	<i>Multifamiliar Juárez</i>	CJ140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 19	<i>Multifamiliar Juárez</i>	CJ250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 20	<i>Multifamiliar Juárez</i>	CJ250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 21	<i>Escuela Secundaria Técnica No. 18</i>	CO101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 22	<i>Escuela Secundaria Técnica No. 18</i>	CO101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 23	<i>Escuela Secundaria Técnica No. 18</i>	CO140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 24	<i>Escuela Secundaria Técnica No. 18</i>	CO140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 25	<i>Escuela Secundaria No. 3</i>	CUPJ140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 26	<i>Escuela Secundaria No. 3</i>	CUPJ140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 27	<i>Escuela Secundaria Técnica No. 2</i>	GA101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 28	<i>Escuela Secundaria Técnica No. 2</i>	GA101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 29	<i>Escuela Secundaria Técnica No. 2</i>	GA140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3

Número de Registro	Estación	Clave	Fecha	Orientación	Magnitud
Sismo 30	<i>Escuela Secundaria Técnica No. 2</i>	GA140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 31	<i>Jamaica</i>	JA101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 32	<i>Jamaica</i>	JA101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 33	<i>Jamaica</i>	JA140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 34	<i>Jamaica</i>	JA140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 35	<i>Jamaica</i>	JA241093EW	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 36	<i>Jamaica</i>	JA241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5
Sismo 37	<i>Jamaica</i>	JA250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 38	<i>Jamaica</i>	JA250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 39	<i>Escuela Secundaria Diurna No. 23</i>	LI250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 40	<i>Escuela Secundaria Diurna No. 23</i>	LI250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 41	<i>Escuela Primaria Plutarco Elías Calles</i>	PE140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 42	<i>Escuela Primaria Plutarco Elías Calles</i>	PE140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 43	<i>Escuela Primaria Rodolfo Méndez</i>	ROD250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 44	<i>Escuela Primaria Rodolfo Méndez</i>	ROD250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 45	<i>Roma (CENAPRED)</i>	ROM101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 46	<i>Roma (CENAPRED)</i>	ROM101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 47	<i>Roma (CENAPRED)</i>	ROM140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 48	<i>Roma (CENAPRED)</i>	ROM140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 49	<i>Roma (CENAPRED)</i>	ROM250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 50	<i>Roma (CENAPRED)</i>	ROM250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 51	<i>Roma Norte A</i>	ROMAS101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 52	<i>Roma Norte A</i>	ROMAS101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 53	<i>Roma Norte B</i>	ROMBS101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 54	<i>Roma Norte B</i>	ROMBS101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 55	<i>Roma Norte B</i>	ROMBS140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 56	<i>Roma Norte B</i>	ROMBS140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 57	<i>Roma Norte B</i>	ROMBS241093EW	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 58	<i>Roma Norte B</i>	ROMBS241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5
Sismo 59	<i>Roma Norte C</i>	ROMCS140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 60	<i>Roma Norte C</i>	ROMCS140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 61	<i>Roma Norte C</i>	ROMCS241093EW	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 62	<i>Roma Norte C</i>	ROMCS241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5

Número de Registro	Estación	Clave	Fecha	Orientación	Magnitud
Sismo 63	<i>Secretaria de Comunicación y Transporte</i>	SCT101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 64	<i>Secretaria de Comunicación y Transporte</i>	SCT101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 65	<i>Secretaria de Comunicación y Transporte</i>	SCT190985EW	19/09/1985	Este-Oeste	8.1
Sismo 66	<i>Secretaria de Comunicación y Transporte</i>	SCT190985NS	19/09/1985	Norte-Sur	8.1
Sismo 67	<i>Secretaria de Comunicación y Transporte</i>	SCT241093EW	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 68	<i>Secretaria de Comunicación y Transporte</i>	SCT241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5
Sismo 69	<i>San Simón</i>	SI250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 70	<i>San Simón</i>	SI250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 71	<i>Deportivo Antonio Caso</i>	TL101294_2EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 72	<i>Deportivo Antonio Caso</i>	TL101294_2NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 73	<i>Tlatelolco</i>	TL101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 74	<i>Tlatelolco</i>	TL101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 75	<i>Deportivo Antonio Caso</i>	TL140995_2EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 76	<i>Deportivo Antonio Caso</i>	TL140995_2NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 77	<i>Tlatelolco</i>	TL140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 78	<i>Tlatelolco</i>	TL140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 79	<i>Tlatelolco</i>	TL241093EW	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 80	<i>Tlatelolco</i>	TL241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5
Sismo 81	<i>Tlatelolco</i>	TL250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 82	<i>Tlatelolco</i>	TL250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 83	<i>Unidad Colonia IMSS</i>	UC241093EW	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 84	<i>Unidad Colonia IMSS</i>	UC241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5
Sismo 85	<i>Unidad Colonia IMSS</i>	UC250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 86	<i>Unidad Colonia IMSS</i>	UC250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 87	<i>Venustiano Carranza</i>	VG250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9

Número de Registro	Estación	Clave	Fecha	Orientación	Magnitud
Sismo 88	<i>Venustiano Carranza</i>	VG250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 89	<i>La Viga</i>	VM241093EW	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 90	<i>La Viga</i>	VM241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5
Sismo 91	<i>La Viga</i>	VM250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 92	<i>La Viga</i>	VM250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 93	<i>Jardín de Niños Xochipilli</i>	XP101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 94	<i>Jardín de Niños Xochipilli</i>	XP101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 95	<i>Jardín de Niños Xochipilli</i>	XP241093EW	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 96	<i>Jardín de Niños Xochipilli</i>	XP241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5
Sismo 97	<i>Jardín de Niños Xochipilli</i>	XP250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 98	<i>Jardín de Niños Xochipilli</i>	XP250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9

8.2 ANEXO B

La función utilizada para predecir el daño esperado de una estructura, en términos de su ductilidad y de distorsión, se formula mediante marcos probabilísticos. La función utilizada se conoce como la *función de distribución acumulada* o (CDF 'cumulative distribution function'). Esta función asociada a una variable aleatoria de deformación y describe la probabilidad del grado de daño que se puede esperar de la respuesta estructural.

Según la bibliografía se define que la función de distribución acumulada es:

$$\text{CDF}(x) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - \mu}{\sigma}\right)$$

Donde:

Φ es la función de distribución acumulada de la distribución normal estándar,
 σ es la desviación estándar,
y μ es la media de la colección de índices de daño obtenida.

Φ puede también expresarse de la siguiente forma:

$$\text{CDF}(X) = \frac{1}{2} \left[1 + \text{erf}\left(\frac{\ln(x) - \mu}{\sigma\sqrt{2}}\right) \right]$$

O bien:

$$\text{CDF}(x) = \frac{1}{2} \text{erfc}\left(-\frac{\ln(x) - \mu}{\sigma\sqrt{2}}\right)$$

Donde $\text{erfc}(x)$ es el complemento de la función error., que bien puede también ser escrita como:

$$\text{erfc}(x) = 1 - \text{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_x^{\infty} e^{-t^2} dt$$

Estructura	Respuesta Estructural	Modelo Bilineal		Modelo Takeda		Modelo Bilineal IMK		Modelo Pinching IMK	
		ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}
T= 0.1 ;Q= 1	Ductilidad	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)
		$\mu=5.4617$ $\sigma=0.6090$	$\mu=5.1085$ $\sigma=0.5825$	$\mu=5.6613$ $\sigma=0.8106$	$\mu=5.2832$ $\sigma=0.8836$	$\mu=5.4161$ $\sigma=0.5670$	$\mu=5.0684$ $\sigma=0.5669$	$\mu=3.6331$ $\sigma=0.5870$	$\mu=3.2813$ $\sigma=0.5981$
	Distorsión	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)
		$\mu=-5.6166$ $\sigma=0.6090$	$\mu=-5.9698$ $\sigma=0.5825$	$\mu=-5.3422$ $\sigma=0.8106$	$\mu=-5.7702$ $\sigma=0.8836$	$\mu=-5.6622$ $\sigma=0.5670$	$\mu=-6.0099$ $\sigma=0.5669$	$\mu=-5.1617$ $\sigma=0.5870$	$\mu=-5.5136$ $\sigma=0.5981$
T= 0.1 ;Q= 1.5	Ductilidad	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)
		$\mu=5.4836$ $\sigma=0.6285$	$\mu=5.1142$ $\sigma=0.5959$	$\mu=5.7553$ $\sigma=0.7156$	$\mu=5.3395$ $\sigma=0.7426$	$\mu=5.4373$ $\sigma=0.5798$	$\mu=5.0746$ $\sigma=0.5755$	$\mu=3.6782$ $\sigma=0.5919$	$\mu=3.2911$ $\sigma=0.6390$
	Distorsión	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)
		$\mu=-5.6641$ $\sigma=0.6285$	$\mu=-6.0336$ $\sigma=0.5959$	$\mu=-5.4157$ $\sigma=0.7156$	$\mu=-5.8494$ $\sigma=0.7426$	$\mu=-5.7106$ $\sigma=0.5798$	$\mu=-6.0732$ $\sigma=0.5755$	$\mu=-5.1862$ $\sigma=0.5919$	$\mu=-5.5732$ $\sigma=0.6390$
T= 0.1 ;Q= 2	Ductilidad	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)
		$\mu=5.6009$ $\sigma=0.6225$	$\mu=5.2478$ $\sigma=0.6290$	$\mu=5.7494$ $\sigma=0.7089$	$\mu=5.3311$ $\sigma=0.6858$	$\mu=5.5682$ $\sigma=0.5948$	$\mu=5.2136$ $\sigma=0.5918$	$\mu=3.7763$ $\sigma=0.6180$	$\mu=3.3887$ $\sigma=0.6646$
	Distorsión	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)
		$\mu=-5.6118$ $\sigma=0.6225$	$\mu=-5.9650$ $\sigma=0.6290$	$\mu=-5.4663$ $\sigma=0.7089$	$\mu=-5.8815$ $\sigma=0.6858$	$\mu=-5.6448$ $\sigma=0.5946$	$\mu=-5.9992$ $\sigma=0.5918$	$\mu=-5.1531$ $\sigma=0.6180$	$\mu=-5.5406$ $\sigma=0.6646$
T= 0.1 ;Q= 3	Ductilidad	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)
		$\mu=5.8469$ $\sigma=0.6290$	$\mu=5.4903$ $\sigma=0.6106$	$\mu=5.8668$ $\sigma=0.6110$	$\mu=5.4717$ $\sigma=0.5991$	$\mu=5.8286$ $\sigma=0.5953$	$\mu=5.4711$ $\sigma=0.5708$	$\mu=4.0709$ $\sigma=0.6224$	$\mu=3.6879$ $\sigma=0.7419$
	Distorsión	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)
		$\mu=-5.4843$ $\sigma=0.6290$	$\mu=-5.8409$ $\sigma=0.6106$	$\mu=-5.4644$ $\sigma=0.6110$	$\mu=-5.8596$ $\sigma=0.5991$	$\mu=-5.5027$ $\sigma=0.5953$	$\mu=-5.8602$ $\sigma=0.5708$	$\mu=-4.9769$ $\sigma=0.6224$	$\mu=-5.3599$ $\sigma=0.7419$
Ductilidad	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	
	$\mu=5.7338$ $\sigma=0.6411$	$\mu=5.3261$ $\sigma=0.6089$	$\mu=5.9599$ $\sigma=0.7710$	$\mu=5.4738$ $\sigma=0.7425$	$\mu=5.7114$ $\sigma=0.6068$	$\mu=5.3050$ $\sigma=0.5666$	$\mu=3.9684$ $\sigma=0.5872$	$\mu=3.5743$ $\sigma=0.6244$	
Distorsión	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	CDF(x)	
	$\mu=-5.7033$ $\sigma=0.6411$	$\mu=-6.1110$ $\sigma=0.6089$	$\mu=-5.4716$ $\sigma=0.7710$	$\mu=-5.9458$ $\sigma=0.7425$	$\mu=-5.7259$ $\sigma=0.6068$	$\mu=-6.1321$ $\sigma=0.5666$	$\mu=-5.1854$ $\sigma=0.5872$	$\mu=-5.5794$ $\sigma=0.6243$	

Estructura	Respuesta Estructural	Modelo Bilineal		Modelo Takeda		Modelo Bilineal IMK		Modelo Peak-Oriented IMK		Modelo Pinching IMK	
		ID _{PA}	ID _{T1}	ID _{PA}	ID _{T1}	ID _{PA}	ID _{T1}	ID _{PA}	ID _{T1}	ID _{PA}	ID _{T1}
T= 0.2 ;Q= 1	Ductilidad	CDF(x) μ=5.3325 σ=0.8999	CDF(x) μ=4.9509 σ=0.7731	CDF(x) μ=5.7205 σ=0.9287	CDF(x) μ=5.3868 σ=0.8328	CDF(x) μ=5.3081 σ=0.8324	CDF(x) μ=4.8039 σ=0.5839	CDF(x) μ=3.4451 σ=0.4501	CDF(x) μ=3.2159 σ=0.4075	CDF(x) μ=3.8505 σ=0.6184	CDF(x) μ=3.7078 σ=0.5325
	Distorsión	CDF(x) μ=-4.4720 σ=0.8999	CDF(x) μ=-5.2640 σ=0.7729	CDF(x) μ=-4.4953 σ=0.9287	CDF(x) μ=-4.8305 σ=0.8329	CDF(x) μ=-4.9077 σ=0.8324	CDF(x) μ=-5.4120 σ=0.5839	CDF(x) μ=-4.4873 σ=0.4501	CDF(x) μ=-4.7164 σ=0.4075	CDF(x) μ=-4.0818 σ=0.6185	CDF(x) μ=-4.2244 σ=0.5326
T= 0.2 ;Q= 1.5	Ductilidad	CDF(x) μ=4.8217 σ=0.5899	CDF(x) μ=4.4885 σ=0.5768	CDF(x) μ=5.1766 σ=0.9493	CDF(x) μ=4.7656 σ=0.9040	CDF(x) μ=4.7864 σ=x0.5513	CDF(x) μ=4.4613 σ=0.5492	CDF(x) μ=3.1396 σ=0.4003	CDF(x) μ=3.0080 σ=0.3453	CDF(x) μ=3.5396 σ=0.3235	CDF(x) μ=3.4913 σ=0.2229
	Distorsión	CDF(x) μ=-5.5285 σ=0.5899	CDF(x) μ=-5.8617 σ=0.5768	CDF(x) μ=-5.0214 σ=0.9493	CDF(x) μ=-5.5841 σ=0.9040	CDF(x) μ=-5.5638 σ=0.5513	CDF(x) μ=-5.8889 σ=0.5492	CDF(x) μ=-4.9273 σ=0.4003	CDF(x) μ=-5.0588 σ=0.3453	CDF(x) μ=-4.5272 σ=0.3235	CDF(x) μ=-4.4328 σ=0.6359
T= 0.2 ;Q= 2	Ductilidad	CDF(x) μ=5.2431 σ=0.6752	CDF(x) μ=4.8641 σ=0.5877	CDF(x) μ=5.2652 σ=0.5750	CDF(x) μ=4.7781 σ=0.5561	CDF(x) μ=5.1940 σ=0.5873	CDF(x) μ=4.8394 σ=0.5568	CDF(x) μ=3.6180 σ=0.3973	CDF(x) μ=3.4928 σ=0.3684	CDF(x) μ=3.7586 σ=0.5198	CDF(x) μ=3.6339 σ=0.5786
	Distorsión	CDF(x) μ=-5.2257 σ=0.6752	CDF(x) μ=-5.6046 σ=0.5877	CDF(x) μ=-5.5035 σ=0.5750	CDF(x) μ=-5.3406 σ=0.5562	CDF(x) μ=-5.2747 σ=x0.5873	CDF(x) μ=-5.6293 σ=0.5568	CDF(x) μ=-4.5671 σ=0.3973	CDF(x) μ=-4.6924 σ=0.3684	CDF(x) μ=-4.3423 σ=0.4577	CDF(x) μ=-4.4431 σ=0.965
T= 0.2 ;Q= 3	Ductilidad	CDF(x) μ=5.6989 σ=0.6294	CDF(x) μ=5.4039 σ=0.5743	CDF(x) μ=5.8552 σ=0.8321	CDF(x) μ=5.4390 σ=0.7482	CDF(x) μ=5.6290 σ=x0.5808	CDF(x) μ=5.3241 σ=0.7403	CDF(x) μ=4.0546 σ=0.5417	CDF(x) μ=3.9546 σ=0.5558	CDF(x) μ=4.3167 σ=0.6576	CDF(x) μ=4.0677 σ=0.7926
	Distorsión	CDF(x) μ=-4.9715 σ=0.6294	CDF(x) μ=-5.2664 σ=0.5743	CDF(x) μ=-4.8152 σ=0.8321	CDF(x) μ=-5.2313 σ=0.7482	CDF(x) μ=-5.0413 σ=0.5808	CDF(x) μ=-5.3463 σ=0.7403	CDF(x) μ=-4.3325 σ=0.5417	CDF(x) μ=-4.4324 σ=0.5558	CDF(x) μ=-4.0704 σ=0.6576	CDF(x) μ=-4.3980 σ=0.7926
T= 0.2 ;Q= 4	Ductilidad	CDF(x) μ=5.2425 σ=0.6311	CDF(x) μ=4.8455 σ=0.6304	CDF(x) μ=4.9471 σ=0.5517	CDF(x) μ=4.5164 σ=0.5370	CDF(x) μ=5.2323 σ=0.6013	CDF(x) μ=4.8273 σ=0.5831	CDF(x) μ=3.7675 σ=0.4815	CDF(x) μ=3.6296 σ=0.4683	CDF(x) μ=4.0314 σ=0.4588	CDF(x) μ=4.0133 σ=0.4183
	Distorsión	CDF(x) μ=-5.5956 σ=0.6311	CDF(x) μ=-5.9926 σ=0.6304	CDF(x) μ=-5.8910 σ=0.5517	CDF(x) μ=-6.3217 σ=0.5370	CDF(x) μ=-5.6058 σ=0.6013	CDF(x) μ=-6.0108 σ=0.5831	CDF(x) μ=-4.7913 σ=0.4815	CDF(x) μ=-4.9292 σ=0.4683	CDF(x) μ=-4.5233 σ=0.4588	CDF(x) μ=-4.5414 σ=0.4183

Estructura	Respuesta Estructural	Modelo Bilineal		Modelo Takeda		Modelo Bilineal IMK		Modelo Peak-Oriented IMK		Modelo Pinching IMK	
		ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}
T= 0.5 ;Q= 1	Ductilidad	CDF(x) $\mu=3.8776$ $\sigma=0.7028$	CDF(x) $\mu=3.5339$ $\sigma=0.5963$	CDF(x) $\mu=4.1272$ $\sigma=0.8613$	CDF(x) $\mu=3.7638$ $\sigma=0.7574$	CDF(x) $\mu=3.9723$ $\sigma=0.8041$	CDF(x) $\mu=3.6115$ $\sigma=0.6975$	CDF(x) $\mu=1.9219$ $\sigma=0.6263$	CDF(x) $\mu=1.7112$ $\sigma=0.6265$	CDF(x) $\mu=2.0572$ $\sigma=0.6558$	CDF(x) $\mu=1.8324$ $\sigma=0.5774$
	Distorsión	CDF(x) $\mu=-5.0076$ $\sigma=0.7028$	CDF(x) $\mu=-5.3514$ $\sigma=0.5963$	CDF(x) $\mu=-4.7580$ $\sigma=0.8613$	CDF(x) $\mu=-5.1215$ $\sigma=0.7574$	CDF(x) $\mu=-4.9129$ $\sigma=0.8041$	CDF(x) $\mu=-5.2737$ $\sigma=0.6975$	CDF(x) $\mu=-4.6803$ $\sigma=0.6263$	CDF(x) $\mu=-4.8913$ $\sigma=0.6312$	CDF(x) $\mu=-4.5450$ $\sigma=0.6558$	CDF(x) $\mu=-4.7699$ $\sigma=0.5790$
T= 0.5 ;Q= 1.5	Ductilidad	CDF(x) $\mu=4.1817$ $\sigma=0.8893$	CDF(x) $\mu=3.7599$ $\sigma=0.7000$	CDF(x) $\mu=4.2311$ $\sigma=0.8182$	CDF(x) $\mu=3.8618$ $\sigma=0.7124$	CDF(x) $\mu=4.0001$ $\sigma=0.7251$	CDF(x) $\mu=3.6284$ $\sigma=0.5530$	CDF(x) $\mu=2.0596$ $\sigma=0.6518$	CDF(x) $\mu=1.7917$ $\sigma=0.6279$	CDF(x) $\mu=2.1784$ $\sigma=0.6618$	CDF(x) $\mu=1.9518$ $\sigma=0.6897$
	Distorsión	CDF(x) $\mu=-5.0107$ $\sigma=0.8893$	CDF(x) $\mu=-5.4325$ $\sigma=0.7000$	CDF(x) $\mu=-4.9614$ $\sigma=0.8182$	CDF(x) $\mu=-5.3306$ $\sigma=0.7124$	CDF(x) $\mu=-5.1923$ $\sigma=0.7251$	CDF(x) $\mu=-5.5641$ $\sigma=0.5530$	CDF(x) $\mu=-4.8497$ $\sigma=0.6522$	CDF(x) $\mu=-5.1184$ $\sigma=0.6299$	CDF(x) $\mu=-4.7308$ $\sigma=0.6621$	CDF(x) $\mu=-4.9593$ $\sigma=0.6843$
T= 0.5 ;Q= 2	Ductilidad	CDF(x) $\mu=4.3014$ $\sigma=0.8310$	CDF(x) $\mu=3.8821$ $\sigma=0.6728$	CDF(x) $\mu=4.4597$ $\sigma=0.8443$	CDF(x) $\mu=4.0547$ $\sigma=0.7191$	CDF(x) $\mu=4.1704$ $\sigma=0.7199$	CDF(x) $\mu=3.7737$ $\sigma=0.5787$	CDF(x) $\mu=2.3071$ $\sigma=0.5820$	CDF(x) $\mu=2.0338$ $\sigma=0.6475$	CDF(x) $\mu=2.3229$ $\sigma=0.5596$	CDF(x) $\mu=2.5123$ $\sigma=0.5365$
	Distorsión	CDF(x) $\mu=-5.1257$ $\sigma=0.8310$	CDF(x) $\mu=-5.5450$ $\sigma=0.6728$	CDF(x) $\mu=-4.9675$ $\sigma=0.8443$	CDF(x) $\mu=-5.3725$ $\sigma=0.7191$	CDF(x) $\mu=-5.2568$ $\sigma=0.7199$	CDF(x) $\mu=-5.6534$ $\sigma=0.5787$	CDF(x) $\mu=-4.8366$ $\sigma=0.5820$	CDF(x) $\mu=-5.1101$ $\sigma=0.6477$	CDF(x) $\mu=-4.8209$ $\sigma=0.5596$	CDF(x) $\mu=-4.6315$ $\sigma=0.5365$
T= 0.5 ;Q= 3	Ductilidad	CDF(x) $\mu=4.0226$ $\sigma=0.6833$	CDF(x) $\mu=3.6591$ $\sigma=0.6549$	CDF(x) $\mu=4.2288$ $\sigma=0.7159$	CDF(x) $\mu=3.8625$ $\sigma=0.6390$	CDF(x) $\mu=3.9565$ $\sigma=0.6160$	CDF(x) $\mu=3.6121$ $\sigma=0.6055$	CDF(x) $\mu=2.1956$ $\sigma=0.6020$	CDF(x) $\mu=1.8435$ $\sigma=0.6554$	CDF(x) $\mu=2.2388$ $\sigma=0.6823$	CDF(x) $\mu=1.9582$ $\sigma=0.7394$
	Distorsión	CDF(x) $\mu=-5.7541$ $\sigma=0.6833$	CDF(x) $\mu=-6.1175$ $\sigma=0.6549$	CDF(x) $\mu=-5.5478$ $\sigma=0.7159$	CDF(x) $\mu=-5.9141$ $\sigma=0.6390$	CDF(x) $\mu=-5.8202$ $\sigma=0.6160$	CDF(x) $\mu=-6.1645$ $\sigma=0.6055$	CDF(x) $\mu=-5.3477$ $\sigma=0.6020$	CDF(x) $\mu=-5.6503$ $\sigma=0.6565$	CDF(x) $\mu=-5.2546$ $\sigma=0.6824$	CDF(x) $\mu=-5.5371$ $\sigma=0.7337$
T= 0.5 ;Q= 4	Ductilidad	CDF(x) $\mu=4.2082$ $\sigma=0.7334$	CDF(x) $\mu=3.7720$ $\sigma=0.6333$	CDF(x) $\mu=4.4633$ $\sigma=0.7413$	CDF(x) $\mu=3.8670$ $\sigma=0.6461$	CDF(x) $\mu=4.1569$ $\sigma=0.6424$	CDF(x) $\mu=3.7598$ $\sigma=0.5813$	CDF(x) $\mu=2.3930$ $\sigma=0.6250$	CDF(x) $\mu=2.0487$ $\sigma=0.6413$	CDF(x) $\mu=2.6270$ $\sigma=0.6435$	CDF(x) $\mu=2.3516$ $\sigma=0.6980$
	Distorsión	CDF(x) $\mu=-5.8270$ $\sigma=0.7334$	CDF(x) $\mu=-6.2631$ $\sigma=0.6333$	CDF(x) $\mu=-5.5719$ $\sigma=0.7413$	CDF(x) $\mu=-5.9682$ $\sigma=0.6461$	CDF(x) $\mu=-5.8783$ $\sigma=0.6424$	CDF(x) $\mu=-6.2754$ $\sigma=0.5813$	CDF(x) $\mu=-5.3597$ $\sigma=0.6250$	CDF(x) $\mu=-5.7030$ $\sigma=0.6413$	CDF(x) $\mu=-5.1249$ $\sigma=0.6435$	CDF(x) $\mu=-5.4006$ $\sigma=0.6986$

Estructura	Respuesta Estructural	Modelo Bilineal		Modelo Takeda		Modelo Bilineal IMK		Modelo Peak-Oriented IMK		Modelo Pinching IMK	
		ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}
T= 1.0 ;Q= 1	Ductilidad	CDF(x) μ=2.9614 σ=0.8832	CDF(x) μ=2.6343 σ=0.7551	CDF(x) μ=3.1667 σ=0.8604	CDF(x) μ=2.8563 σ=0.9099	CDF(x) μ=3.0030 σ=0.8710	CDF(x) μ=2.7768 σ=0.8409	CDF(x) μ=1.0284 σ=0.4602	CDF(x) μ=1.1877 σ=0.4782	CDF(x) μ=0.9651 σ=0.4182	CDF(x) μ=1.3044 σ=0.5423
	Distorsión	CDF(x) μ=-4.7702 σ=0.8832	CDF(x) μ=-5.0972 σ=0.7551	CDF(x) μ=-4.6051 σ=0.8608	CDF(x) μ=-4.8754 σ=0.9099	CDF(x) μ=-4.7285 σ=0.8711	CDF(x) μ=-4.9547 σ=0.8410	CDF(x) μ=-4.4080 σ=0.6167	CDF(x) μ=-4.2875 σ=0.5430	CDF(x) μ=-4.3458 σ=0.6481	CDF(x) μ=-4.1552 σ=0.6303
T= 1.0 ;Q= 1.5	Ductilidad	CDF(x) μ=3.2431 σ=0.8174	CDF(x) μ=2.8418 σ=0.6401	CDF(x) μ=3.6066 σ=1.0035	CDF(x) μ=3.1808 σ=0.7785	CDF(x) μ=3.3953 σ=0.9565	CDF(x) μ=2.9539 σ=0.7778	CDF(x) μ=1.4837 σ=0.6623	CDF(x) μ=1.4293 σ=0.5922	CDF(x) μ=1.5741 σ=0.7035	CDF(x) μ=1.5150 σ=0.6326
	Distorsión	CDF(x) μ=-5.0304 σ=0.8174	CDF(x) μ=-5.4316 σ=0.6401	CDF(x) μ=-4.5666 σ=1.0035	CDF(x) μ=-5.0828 σ=0.7985	CDF(x) μ=-4.8781 σ=0.9565	CDF(x) μ=-5.3195 σ=0.7778	CDF(x) μ=-4.4848 σ=0.7437	CDF(x) μ=-4.5489 σ=0.6288	CDF(x) μ=-4.4023 σ=0.7881	CDF(x) μ=-4.4604 σ=0.6821
T= 1.0 ;Q= 2	Ductilidad	CDF(x) μ=3.3338 σ=0.7813	CDF(x) μ= 3.3338 σ= 0.7813	CDF(x) μ=3.5932 σ=0.9308	CDF(x) μ= 3.5932 σ= 0.8964	CDF(x) μ=3.4511 σ=0.8750	CDF(x) μ= 3.4511 σ= 0.8750	CDF(x) μ=1.7183 σ=0.7775	CDF(x) μ= 1.7183 σ= 0.7775	CDF(x) μ=1.8887 σ=0.8638	CDF(x) μ= 1.8887 σ= 0.8638
	Distorsión	CDF(x) μ=-5.2891 σ=0.7813	CDF(x) μ= -5.7053 σ= 0.6047	CDF(x) μ=-5.0297 σ=0.9308	CDF(x) μ= -5.2271 σ= 0.6564	CDF(x) μ=-5.1719 σ=0.8750	CDF(x) μ= -5.6240 σ= 0.6607	CDF(x) μ =-4.6180 σ= 0.8292	CDF(x) μ= -4.8132 σ= 0.6841	CDF(x) μ= -4.4525 σ= 0.9253	CDF(x) μ= -4.5175 σ= 0.8885
T= 1.0 ;Q= 3	Ductilidad	CDF(x) μ= 3.4685 σ= 0.7642	CDF(x) μ= 3.0087 σ= 0.5738	CDF(x) μ= 3.6911 σ= 1.0037	CDF(x) μ=3.0095 σ=0.9390	CDF(x) μ= 3.5673 σ= 0.8600	CDF(x) μ=3.0613 σ= 0.6512	CDF(x) μ= 1.9291 σ= 0.8030	CDF(x) μ=1.9291 σ=0.8030	CDF(x) μ= 2.1960 σ= 0.9260	CDF(x) μ=2.0833 σ=0.9290
	Distorsión	CDF(x) μ= -5.6181 σ= 0.7642	CDF(x) μ= -6.0780 σ= 0.5738	CDF(x) μ= -5.4553 σ= 1.0038	CDF(x) μ= -6.0941 σ=0.9390	CDF(x) μ= -5.5193 σ= 0.8601	CDF(x) μ=-6.0253 σ=0.6512	CDF(x) μ= -4.8760 σ= 0.8161	CDF(x) μ=-5.1459 σ=0.6983	CDF(x) μ= -4.6087 σ= 0.9457	CDF(x) μ=-4.7230 σ=0.9555
T= 1.0 ;Q= 4	Ductilidad	CDF(x) μ=3.8012 σ=0.7985	CDF(x) μ=3.3226 σ=0.6019	CDF(x) μ=4.0026 σ=1.2227	CDF(x) μ=3.4011 σ=1.0212	CDF(x) μ=3.9015 σ=0.9062	CDF(x) μ=3.3664 σ=0.6954	CDF(x) μ=2.1937 σ=0.8411	CDF(x) μ=1.8695 σ=0.7332	CDF(x) μ=2.5298 σ=1.0260	CDF(x) μ=2.4061 σ=1.0940
	Distorsión	CDF(x) μ=-5.6010 σ=0.7985	CDF(x) μ=-6.0796 σ=0.6019	CDF(x) μ=-5.3946 σ=1.2227	CDF(x) μ=-6.0011 σ=0.9216	CDF(x) μ=-5.5007 σ=0.9062	CDF(x) μ=-6.0358 σ=0.6954	CDF(x) μ=-4.9255 σ=0.8443	CDF(x) μ=-5.2501 σ=0.7364	CDF(x) μ=-4.6020 σ=1.0086	CDF(x) μ=-4.7262 σ=1.0922

Estructura	Respuesta Estructural	Modelo Bilineal		Modelo Takeda		Modelo Bilineal IMK		Modelo Peak-Oriented IMK		Modelo Pinching IMK	
		ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}
T= 2.0 ;Q= 1	Ductilidad	CDF(x) μ= 2.0468 σ= 0.9134	CDF(x) μ= 1.6738 σ= 0.7332	CDF(x) μ= 2.1835 σ= 1.0618	CDF(x) μ= 2.1510 σ= 1.0326	CDF(x) μ= 2.1109 σ= 0.9551	CDF(x) μ= 1.7504 σ= 0.7652	CDF(x) μ= 0.4274 σ= 0.2268	CDF(x) μ= 0.5394 σ= 0.2428	CDF(x) μ= 0.5171 σ= 0.2749	CDF(x) μ= 0.7233 σ= 0.3296
	Distorsión	CDF(x) μ=-4.9236 σ=0.9239	CDF(x) μ= -5.2995 σ= 0.7386	CDF(x) μ= -4.9494 σ= 1.4087	CDF(x) μ= -4.8962 σ= 0.8606	CDF(x) μ= -4.8525 σ= 0.9754	CDF(x) μ= -5.2206 σ= 0.7743	CDF(x) μ= -4.2357 σ= 0.3911	CDF(x) μ= -4.1440 σ= 0.2993	CDF(x) μ= -4.1565 σ= 0.4532	CDF(x) μ= -3.9539 σ= 0.4133
T= 2.0 ;Q= 1.5	Ductilidad	CDF(x) μ= 2.4466 σ= 0.9762	CDF(x) μ= 1.9773 σ= 0.7852	CDF(x) μ= 2.8040 σ= 1.1735	CDF(x) μ= 2.8409 σ= 1.0776	CDF(x) μ= 2.5129 σ= 1.0209	CDF(x) μ= 2.0555 σ= 0.8318	CDF(x) μ= 0.7857 σ= 0.4456	CDF(x) μ= 0.7696 σ= 0.3861	CDF(x) μ= 0.9495 σ= 0.5397	CDF(x) μ= 1.1006 σ= 0.5504
	Distorsión	CDF(x) μ= -5.1399 σ= 0.9773	CDF(x) μ= -5.6096 σ= 0.7858	CDF(x) μ= -4.8556 σ= 1.2817	CDF(x) μ= -4.9400 σ= 1.1839	CDF(x) μ= -5.0729 σ= 1.0233	CDF(x) μ= -5.5311 σ= 0.8331	CDF(x) μ= -4.4971 σ= 0.5864	CDF(x) μ= -4.5234 σ= 0.4454	CDF(x) μ= -4.3270 σ= 0.7076	CDF(x) μ= -4.1723 σ= 0.6477
T= 2.0 ;Q= 2	Ductilidad	CDF(x) μ= 2.5754 σ= 0.9764	CDF(x) μ=2.0606 σ=0.7805	CDF(x) μ= 3.3299 σ= 1.0579	CDF(x) μ=3.7856 σ=0.9647	CDF(x) μ= 2.6870 σ= 1.0548	CDF(x) μ=2.1516 σ=0.8545	CDF(x) μ= 1.0104 σ= 0.5840	CDF(x) μ=0.9295 σ=0.4856	CDF(x) μ= 1.2168 σ= 0.7008	CDF(x) μ=1.3694 σ=0.7118
	Distorsión	CDF(x) μ= -5.3886 σ= 0.9768	CDF(x) μ= -5.9034 σ= 0.7807	CDF(x) μ= -4.8324 σ= 1.0598	CDF(x) μ=-4.9767 σ=0.9647	CDF(x) μ= -5.2827 σ=x 1.0556	CDF(x) μ=-5.8123 σ=0.8550	CDF(x) μ= -4.6552 σ= 0.6977	CDF(x) μ=-4.7444 σ=0.5382	CDF(x) μ= -4.4388 σ= 0.8379	CDF(x) μ=-4.2845 σ=0.7997
T= 2.0 ;Q= 3	Ductilidad	CDF(x) μ=2.8559 σ=0.9719	CDF(x) μ=2.2897 σ=0.7888	CDF(x) μ=3.2235 σ=1.0273	CDF(x) μ=2.7482 σ=0.9074	CDF(x) μ=2.9499 σ=1.0729	CDF(x) μ=2.3770 σ=0.8731	CDF(x) μ=1.2823 σ=0.7220	CDF(x) μ=1.1266 σ=0.5960	CDF(x) μ=1.5509 σ=0.8679	CDF(x) μ=1.6793 σ=0.8915
	Distorsión	CDF(x) μ= -5.6157 σ= 0.9719	CDF(x) μ=-6.1619 σ=0.7888	CDF(x) μ= -4.9477 σ= 1.0275	CDF(x) μ=-5.4032 σ=1.0743	CDF(x) μ= -5.5016 σ= 1.0729	CDF(x) μ=-6.0745 σ=0.8732	CDF(x) μ= -4.8792 σ= 0.7854	CDF(x) μ=-5.0399 σ=0.6307	CDF(x) μ= -4.6008 σ= 0.9471	CDF(x) μ=-4.4706 σ=0.9540
T= 2.0 ;Q= 4	Ductilidad	CDF(x) μ=3.1756 σ=1.036	CDF(x) μ=2.5731 σ=0.8459	CDF(x) μ=3.6330 σ=1.0687	CDF(x) μ=2.9082 σ=1.0305	CDF(x) μ=3.2952 σ=1.1412	CDF(x) μ=2.6637 σ=0.9274	CDF(x) μ=1.6017 σ=0.8578	CDF(x) μ=1.3799 σ=0.7212	CDF(x) μ=1.9200 σ=1.0110	CDF(x) μ=2.0163 σ=1.0432
	Distorsión	CDF(x) μ=-5.6023 σ=1.0361	CDF(x) μ=-6.2047 σ=0.8459	CDF(x) μ=-4.9905 σ=1.0687	CDF(x) μ=-5.6997 σ=0.9903	CDF(x) μ=-5.4827 σ=1.1413	CDF(x) μ=-6.1141 σ=0.9274	CDF(x) μ=-4.8861 σ=0.8961	CDF(x) μ=-5.1125 σ=0.7461	CDF(x) μ=-4.5590 σ=1.0584	CDF(x) μ=-4.4613 σ=1.0868

Estructura	Respuesta Estructural	Modelo Bilineal		Modelo Takeda		Modelo Bilineal IMK		Modelo Peak-Oriented IMK		Modelo Pinching IMK	
		ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}	ID _{PA}	ID _{TJ}
T= 4.0 ;Q= 1	Ductilidad	CDF(x) μ=1.4607 σ=0.6796	CDF(x) μ= 1.4608 σ= 0.6796	CDF(x) μ=1.6558 σ=0.7681	CDF(x) μ= 1.8387 σ= 0.7034	CDF(x) μ=1.4957 σ=0.6989	CDF(x) μ= 1.3789 σ= 0.5779	CDF(x) μ=0.1605 σ=0.0846	CDF(x) μ= 0.3940 σ= 0.2002	CDF(x) μ=0.1990 σ=0.1078	CDF(x) μ= 0.5340 σ= 0.2654
	Distorsión	CDF(x) μ=-6.4573 σ=0.6863	CDF(x) μ=-6.5788 σ=0.5980	CDF(x) μ=-6.2066 σ=0.7864	CDF(x) μ=-6.5092 σ=0.8468	CDF(x) μ=-6.4215 σ=0.7081	CDF(x) μ=-6.5387 σ=0.5807	CDF(x) μ=-5.4887 σ=0.1766	CDF(x) μ=-5.2495 σ=0.2689	CDF(x) μ=-5.4444 σ=0.2269	CDF(x) μ=-5.1015 σ=0.3452
T= 4.0 ;Q= 1.5	Ductilidad	CDF(x) μ= 2.3815 σ= 0.8979	CDF(x) μ= 2.0211 σ= 0.7813	CDF(x) μ= 2.8769 σ= 1.0023	CDF(x) μ= 2.3394 σ= 0.9754	CDF(x) μ= 2.4551 σ= 0.9593	CDF(x) μ= 2.0849 σ= 0.7902	CDF(x) μ= 0.8365 σ= 0.4759	CDF(x) μ= 0.9557 σ= 0.4565	CDF(x) μ= 0.9470 σ= 0.5409	CDF(x) μ= 1.2937 σ= 0.6166
	Distorsión	CDF(x) μ= -6.0344 σ= 0.8946	CDF(x) μ= -6.3948 σ= 0.7818	CDF(x) μ= -5.7857 σ= 1.0570	CDF(x) μ= -5.9745 σ= 0.8778	CDF(x) μ= -5.9605 σ=x 0.9605	CDF(x) μ= -6.3309 σ= 0.7908	CDF(x) μ= -5.2952 σ= 0.6096	CDF(x) μ= -5.1693 σ= 0.5066	CDF(x) μ= -5.1751 σ= 0.6956	CDF(x) μ= -4.8108 σ= 0.6950
T= 4.0 ;Q= 2	Ductilidad	CDF(x) μ= 2.8155 σ= 1.0038	CDF(x) μ= 2.4200 σ= 0.9300	CDF(x) μ= 3.3030 σ= 1.0037	CDF(x) μ= 2.8487 σ= 1.0609	CDF(x) μ= 2.9013 σ= 1.0642	CDF(x) μ= 2.5149 σ= 0.9570	CDF(x) μ= 1.1263 σ= 0.6361	CDF(x) μ= 1.1923 σ= 0.5785	CDF(x) μ= 1.2778 σ= 0.72201	CDF(x) μ= 1.6352 σ= 0.7888
	Distorsión	CDF(x) μ= -5.93145 σ= 1.0040	CDF(x) μ= -6.3270 σ= 0.9304	CDF(x) μ= -5.4832 σ= 1.0050	CDF(x) μ= -5.9207 σ= 1.0358	CDF(x) μ= -5.8456 σ= 1.0645	CDF(x) μ= -6.2320 σ= 0.9574	CDF(x) μ= -5.3243 σ= 0.7452	CDF(x) μ= -5.2623 σ= 0.6209	CDF(x) μ= -5.1629 σ= 0.8488	CDF(x) μ= -4.8012 σ= 0.8556
T= 4.0 ;Q= 3	Ductilidad	CDF(x) μ= 2.9499 σ= 1.0053	CDF(x) μ= 3.1041 σ= 1.1597	CDF(x) μ= 3.1824 σ= 1.1435	CDF(x) μ= 3.5894 σ= 1.1063	CDF(x) μ= 2.7518 σ= 1.0612	CDF(x) μ= 3.2281 σ= 1.2065	CDF(x) μ= 1.9049 σ= 0.9650	CDF(x) μ= 1.8941 σ= 0.8999	CDF(x) μ= 2.1884 σ= 1.1127	CDF(x) μ= 2.7748 σ= 1.3319
	Distorsión	CDF(x) μ= -5.5440 σ= 1.2527	CDF(x) μ= -6.0899 σ= 1.1599	CDF(x) μ= -4.9698 σ= 1.1438	CDF(x) μ= -5.2183 σ= 1.0639	CDF(x) μ= -5.4421 σ= 1.3063	CDF(x) μ= -5.9659 σ= 1.2068	CDF(x) μ= -4.9815 σ= 1.0270	CDF(x) μ= -5.0028 σ= 0.9349	CDF(x) μ= -4.6859 σ= 1.1912	CDF(x) μ= -4.5760 σ= 0.9155
T= 4.0 ;Q= 4	Ductilidad	CDF(x) μ= 3.9549 σ= 1.3074	CDF(x) μ= 3.3760 σ= 1.2420	CDF(x) μ= 4.4254 σ= 1.2192	CDF(x) μ= 3.9620 σ= 1.2525	CDF(x) μ= 4.0677 σ= 1.3707	CDF(x) μ= 3.5184 σ= 1.3116	CDF(x) μ= 2.2025 σ= 1.0659	CDF(x) μ= 2.1624 σ= 1.0204	CDF(x) μ= 2.5274 σ= 1.2289	CDF(x) μ= 3.0757 σ= 1.4539
	Distorsión	CDF(x) μ= -5.5470 σ= 1.3074	CDF(x) μ= -6.1259 σ= 1.2421	CDF(x) μ= -4.9764 σ= 1.2521	CDF(x) μ= -5.2994 σ= 1.1829	CDF(x) μ= -5.4341 σ= 1.3707	CDF(x) μ= -5.9834 σ= 1.3117	CDF(x) μ= -5.0018 σ= 1.1010	CDF(x) μ= -5.0459 σ= 1.0459	CDF(x) μ= -4.6667 σ= 1.2774	CDF(x) μ= -4.5994 σ= 1.0134