

Ing. René Baruch  
Prado Mata

Estimación de resiliencia de sistemas de marcos de  
concreto reforzado por medio de plasticidad distribuida

2022



Universidad Autónoma de Querétaro  
Facultad de Ingeniería

**“ESTIMACIÓN DE RESILIENCIA DE SISTEMAS  
DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO  
POR MEDIO DE PLASTICIDAD DISTRIBUIDA”**

Tesis

Que como parte de los requisitos  
para obtener el Grado de  
Maestro en Ingeniería

---

Presenta

Ing. René Baruch Prado Mata

---

Dirigido por

Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández

---

Querétaro, Qro noviembre de 2022



Dirección General de Bibliotecas y Servicios Digitales de  
Información



Estimación de resiliencia de sistemas de marcos de  
concreto reforzado por medio de plasticidad distribuida

**por**

René Baruch Prado Mata

se distribuye bajo una [Licencia Creative Commons  
Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/).

**Clave RI:** IGMAC-226596-0223-1622



Universidad Autónoma de  
Querétaro

Facultad de Ingeniería

Maestría en Ciencias Línea  
Terminal en Estructuras

**“Estimación de resiliencia de sistemas de marcos de concreto reforzado por medio  
de plasticidad distribuida”**

**TESIS**

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de:  
Maestro en Ciencias (Estructuras)

**Presenta:**

Ing. René Baruch Prado Mata

**Dirigido por:**

Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández

Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández

Presidente

\_\_\_\_\_  
Firma

Dr. Alejandro Clemente Chávez

Secretario

\_\_\_\_\_  
Firma

Dr. Luis Francisco Pérez Moreno

Vocal

\_\_\_\_\_  
Firma

Dr. Jaime Moises Horta Rangel

Vocal

\_\_\_\_\_  
Firma

Dr. Mauricio Martínez Alanís

Suplente

\_\_\_\_\_  
Firma

Centro Universitario Querétaro, Qro.

Octubre de 2022

México

## RESUMEN

En la resiliencia sísmica no sólo es necesario identificar los estados de daño en la que se encuentra una estructura para poder estimar los tiempos de las actividades de la rehabilitación sísmica, además es importante la representación de la inelasticidad que se modela en la estructura. Investigadores del tema han coincidido en fuentes de incertidumbre como, la obtención de la peligrosidad sísmica (demanda sísmica), la capacidad estructural y el propio modelo para obtener la respuesta sísmica, al evaluar la fragilidad de las estructuras de concreto reforzado. Actualmente el modelo de plasticidad concentrada se utiliza para representar la inelasticidad y estimar los tiempos de las actividades de rehabilitación. Esto debido a su simplicidad y rapidez en la calibración para capturar el comportamiento no lineal al utilizar relaciones de fuerza-desplazamiento de pruebas experimentales. Sin embargo, los modelos de plasticidad concentrada se construyen usando reglas establecidas por pruebas experimentales. En este trabajo se presenta una metodología detallada de la evaluación de la resiliencia sísmica en función a los estados de daño obtenidos por curvas de fragilidad comparando el modelo de plasticidad concentrada con un modelo de plasticidad distribuida. Se calibraron ambos modelos para elementos de concreto reforzado para capturar las deformaciones inelásticas en cada caso y comparar la variación en los tiempos de recuperación en función de curvas de fragilidad. Se involucró los efectos de degradación cíclica en cada modelo. Así mismo se caracterizó el peligro sísmico en la región sísmica de la ciudad de México utilizando acelerogramas de las estaciones de la Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (RAII-UNAM). Los resultados muestran variaciones significativas el comportamiento histerético al aplicar un análisis tiempo-historia con los registros obtenidos por la red acelerográfica. Se muestra una ligera variación en los parámetros de demanda obtenidos por ambas plasticidades en intensidades sísmicas pequeñas. Para registros sísmicos escalados, se muestra una variación significativa.

**(Palabras clave:** Curvas de fragilidad, Plasticidad, Estimación de daños, Resiliencia)

## SUMMARY

In seismic resilience, it is not only necessary to identify the damage states in a structure subject to a demand seismic, to estimate the times of seismic rehabilitation activities, it is also important to represent the inelasticity that is modeled in the structure. Researchers on the subject have agreed on sources of uncertainty such as: obtaining the seismic hazard, the structural capacity and the model itself to obtain the seismic response, when evaluating the fragility of reinforced concrete structures. Currently, the concentrated plasticity model is used to represent inelasticity and estimate the times of rehabilitation activities. This is due to its simplicity and speed in the calibration to capture the nonlinear behavior when using force-displacement relationships from experimental tests. However, lumped plasticity models are built using rules established by experimental tests. This paper presents a detailed methodology for the evaluation of seismic resilience based on the damage states obtained by fragility curves, comparing the concentrated plasticity model with a distributed plasticity model. Both models were calibrated for reinforced concrete elements to capture the inelastic deformations in each case and compare the variation in recovery times as a function of brittleness curves. Cyclic degradation effects were involved in each model. Likewise, the seismic hazard in the seismic region of Mexico City was characterized using accelerograms from the stations of the Accelerographic Network of the Engineering Institute UNAM (RAII-UNAM). The results show significant variations in hysteretic behavior when applying a time-history analysis with the records obtained by the accelerographic network. A slight variation is shown in the demand parameters obtained by both plasticities at small seismic intensities. For scaled seismic records, significant variation is shown.

**(Key words:** Damage estimation, Fragility, Resilience, Plasticity)

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por la beca recibida durante el programa de la Maestría.

A la Universidad Autónoma de Querétaro, por múltiples apoyos, entre ellos, económicos; por la beca institucional recibida con la cual he logrado concluir el programa. Así mismo a la Facultad de Ingeniería por darme acceso a las herramientas necesarias para concluir este trabajo de investigación.

Agradezco profundamente a los docentes involucrados en la Dirección de Posgrado de la Facultad de Ingeniería; con ellos, su esfuerzo y propósito, es posible el programa de posgrado. Especialmente agradezco a los docentes del área de Estructuras, los que están con nosotros y los que no; con su capacidad de Ingenieros y Docentes, nos brindan el conocimiento necesario para desarrollar investigación de competencia.

Agradezco a mi asesor de tesis Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández por su apoyo y acercamiento con información necesaria para la conclusión de esta investigación. Al Dr. Jaime Moisés Horta Rangel, por su dedicación y valiosa información que ha transmitido en sus clases impartidas durante el programa; llevándolo a cabo con la intención, a toda costa, de que el alumno comprenda lo explicado.

Agradezco infinitamente a mis padres, hermanos y pareja, que me han apoyado incondicionalmente a lograr este proyecto académico.

*Los datos sísmicos fueron proporcionados por la Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería (RAII-UNAM), producto de las labores de instrumentación y procesamiento de la Unidad de Instrumentación Sísmica. Los datos son distribuidos a través del Sistema de Base de Datos Acelerográficos en web: <https://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/>*

*Agradezco al Colegio de Ingenieros Civiles de Mexico (CICM) por la información proporcionada por una serie de revistas de ingeniería civil y libros de diseño estructura y normas de diseño.*

## ÍNDICE

RESUMEN .....	iii
SUMMARY.....	iv
AGRADECIMIENTOS .....	v
ÍNDICE.....	vii
ÍNDICE DE TABLAS .....	x
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
<b>CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>15</b>
1.1 Justificación .....	17
1.2 Descripción del problema .....	17
<b>CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES .....</b>	<b>21</b>
2.1 Resiliencia sísmica y sus componentes.....	21
2.2 La evaluación sísmica .....	30
2.3 Curvas de fragilidad y estados límites de desempeño.....	30
2.4 Modelo de plasticidad del sistema estructural .....	34
2.4.1 Modelo de plasticidad concentrada.....	35
2.4.2 Modelo de plasticidad distribuida .....	37
2.4.3 Respuesta de elemento viga-columna por fibras.....	37
2.5 Respuesta sísmica de sistemas no lineales.....	42
2.5.1 Propiedades constitutivas de los materiales .....	43
2.5.1.1 Acero de refuerzo para elementos de concreto .....	43

2.5.1.2 Concreto simple y confinado .....	46
2.5.2 Sistemas no lineales: consideraciones dinámicas y estáticas	50
2.5.3 Comportamiento no-lineal material .....	55
<b>CAPÍTULO 3 HIPÓTESIS Y OBJETIVOS.....</b>	<b>59</b>
3.1 Hipótesis .....	59
3.2 Objetivo.....	59
3.3 Objetivos particulares .....	59
<b>CAPÍTULO 4 METODOLOGÍA .....</b>	<b>60</b>
4.1 Caracterización del daño en los sistemas de marcos de concreto reforzado sujeto a fuerzas sísmicas.....	61
4.2 Obtención de la peligrosidad sísmica.....	70
4.2.1 Selección de registros sísmicos.....	70
4.2.2 Procesamiento de registros sísmicos.....	73
4.3 Modelación de la plasticidad del sistema estructural.....	78
4.3.1 Identificación de los componentes y propiedades de los modelos propuestos. ....	79
4.3.2 Modelo de plasticidad distribuida. ....	79
4.4 Estimación de los estados de daño en función de parámetros de demanda. ....	83
4.4.1 Elaboración de curvas de fragilidad.....	86
4.5 Estimación de los tiempos de recuperación de los sistemas de marcos de concreto reforzado.....	88
4.5.1 Obtención de conjunto de muestras aleatorias.....	89
4.5.2 Medición de la funcionalidad del sistema.....	90

<b>CAPÍTULO 5 RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....</b>	<b>92</b>
5.1 Daño en sistemas de marcos de concreto.....	92
5.2 Peligrosidad Sísmica.....	97
5.3 Plasticidad del sistema estructural .....	102
5.4 Estados de daño y resiliencia estructural de los sistemas de concreto reforzado .....	108
<b>CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES.....</b>	<b>113</b>
<b>ANEXO A. PÁRAMETROS DE MODELOS DE PLASTICIDAD .....</b>	<b>119</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1 PARÁMETROS PARA UN MODELO DE RESORTES CONSIDERANDO LA DEGRADACIÓN....	24
TABLA 2.2 FENÓMENOS PROBABLES EN SISTEMAS DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO (NIST 917-45, 2017).....	34
TABLA 4.1 CLASIFICACIÓN DE DAÑOS EN INMUEBLES DE LA CIUDAD DE MÉXICO PARA LOS EVENTOS SÍSMICOS DE 1957, 1985, 1979 Y 2017. ....	62
TABLA 4.2 CLASIFICACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE LOS INMUEBLES DAÑADOS DISPONIBLES EN LAS DIVERSAS BASES DE DATOS. ....	62
TABLA 4.3 VARIABLES ORIGINALES.....	68
TABLA 4.4 SERIE DE REGISTROS CORRESPONDIENTE A ACELEROGRAMAS DE EVENTOS 1985, 1995 Y 2017. ....	71
<b>TABLA 4.5 CONTINUACIÓN...</b> .....	71
TABLA 4.6 ESTADO DE DAÑO PROPUESTO PARA UN MODELO DE PLASTICIDAD DISTRIBUIDA DE MCR.....	85
TABLA 4.7 ESTADO DE DAÑO USADOS EN MODELOS DE PLASTICIDAD CONCENTRADA. ....	86
TABLA 4.8 PARÁMETROS DE FUNCIONES DE RECUPERACIÓN PROPUESTOS.....	90
TABLA 4.9 PARÁMETROS DE FUNCIONES DE RECUPERACIÓN GENÉRICOS.....	90
TABLA 5.1 PROBABILIDAD DE EXCEDER UN ESTADO DE DAÑO DADA UNA INTENSIDAD .....	108
TABLA 5.2 TIEMPOS DE REPARACIONES MEDIOS Y FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD. ....	112

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 ESQUEMA DE LA METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DE PEER (AYALA, 2019; NAEIM, 2010)	18
FIGURA 2.1 DIAGRAMA DE LOS SISTEMAS VULNERABLES A AMENAZA SÍSMICA (BRUNEAU ET AL., 2003) .....	22
FIGURA 2.2 TIEMPO DE RECUPERACIÓN DE UN SISTEMA DE INFRAESTRUCTURA (BRAGADO, 2016) .....	23
FIGURA 2.3 CURVA DE FRAGILIDAD CON UNA DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL DE UN SISTEMA DE MARCOS .....	24
FIGURA 2.4 CURVA DE CAPACIDAD Y VALORES SEGÚN EL ESTADO DE DAÑO DEL EDIFICIO. (VALCÁRCEL TORRES ET AL., 2013).....	27
FIGURA 2.5 CURVA DE PERDIDA PARA UNA TIPOLOGÍA DADA (VALCÁRCEL TORRES ET AL., 2013).....	27
FIGURA 2.6 MODELO PERT CON VALORES MÍNIMOS, MÁS PROBABLES Y VALORES MÁXIMOS. ....	28
FIGURA 2.7 DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD CORRESPONDIENTE AL TIEMPO DE RECUPERACIÓN (AYALA, 2019) .....	29
FIGURA 2.8 MODELO DISCRETO PARA ELEMENTOS A) UNIÓN VIGA-COLUMNA B) VIGAS Y COLUMNAS (NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY, 2017).....	36
FIGURA 2.9 DISCRETIZACIÓN DE UN ELEMENTO TIPO COLUMNA EN CUATRO SECCIONES DISCRETIZADAS A POR UN NUMERO FINITO DE FIBRAS. (MURAYAMA ET AL., 1991) .....	38
FIGURA 2.10 CURVA TÍPICA ESFUERZO DEFORMACIÓN PARA REFUERZO DE ACERO .....	44
<b>FIGURA 2.11</b> RELACIÓN DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE ACERO EN BASE AL MODELO DE MENEGOTTO- PINTO (1973).....	46
FIGURA 2.12 CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN A) MODELO HOGNESTAD Y B) MODELO TODESCHINI PARA EL CONCRETO SIMPLE DE CILINDROS ENSAYADOS A 28 DÍAS .....	48
FIGURA 2.13 CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA CONCRETO CONFINADO. MODELO KENT & PARK (1971).....	49
FIGURA 2.14 CONFIGURACIÓN CINEMÁTICA DE UN SÓLIDO EN EL ESPACIO .....	50

<b>FIGURA 2.15</b> ESQUEMA SIMPLIFICADO DEL COMPORTAMIENTO NO-LINEAL DEBIDO A: A) PROBLEMAS DE FLUJO PLÁSTICO RESPECTO AL TIEMPO, B) PROBLEMAS DE PLASTICIDAD RESPECTO A ESTADOS LIMITE, C) PROBLEMAS DE DAÑO RESPECTO A ESTADOS LIMITE (OLLER, 2014) .....	58
FIGURA 4.1 DIAGRAMA DE FLUJO DE METODOLOGÍA PROPUESTA.....	60
<b>FIGURA 4.2</b> DAÑOS EN INMUEBLES CON CARACTERIZACIÓN DE DAÑOS PARA: A) ESTRUCTURAS DÉBILES SIN INGENIERÍA B) GRIETAS EN ACABADOS Y ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES C) GRIETAS PEQUEÑAS EN MUROS, TRABES Y COLUMNAS D) GRIETAS GRANDES EN MUROS, TRABES Y COLUMNAS E) COLAPSO DE PISOS SUPERIORES F) COLAPSO DE LA PLANTA BAJA O TODA LA ESTRUCTURA (ERN, 2018) .....	63
FIGURA 4.3 PORCENTAJE DE DAÑO DE ACUERDO AL USO DEL INMUEBLE. ....	65
FIGURA 4.4 NUMERO DE INMUEBLES CON UN NIVEL DE DAÑO ASOCIADO DE ACUERDO AL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL INMUEBLE. ....	65
FIGURA 4.6B INMUEBLES CON CARACTERIZACIÓN DE DAÑO PARA A) COLAPSO EN PLANTA BAJA O TODA LA ESTRUCTURA B) COLAPSO EN PISOS SUPERIORES DEL EVENTO SÍSMICO DEL 19 SEPTIEMBRE 2017...	67
FIGURA 4.6A INMUEBLES CON CARACTERIZACIÓN DE DAÑO PARA A) GRIETAS GRANDES Y B) GRIETAS PEQUEÑAS EN TRABES, COLUMNAS Y MUROS ESTRUCTURALES DEL EVENTO SÍSMICO DEL 19 SEPTIEMBRE 2017.....	67
FIGURA 4.7 PORCENTAJE DE VARIANZA ACUMULADA DE LOS EJES PRINCIPALES. ....	69
FIGURA 4.8 ACELEROGRAMAS FILTRADOS Y ESCALADOS PARA LA ESTACIÓN TACUBAYA PARA EL EVENTO SÍSMICO. CANAL-1 V, CANAL-2 N00E, CANAL-3 N90E .....	74
FIGURA 4.9 ACELERACIÓN DEL SUELO NORMALIZADA CON LA GRAVEDAD PARA DIFERENTES ESTACIONES PARA UN MISMO SISMO (SISMO 19 DE SEPTIEMBRE DEL 2017) .....	75
FIGURA 4.10 INTENSIDADES SÍSMICAS EN TERRENO FIRME EN LA ESTACIÓN CU PARA LA NORMA CIUDAD DE MÉXICO 2017 Y LOS SISMOS DEL 2017 Y DE 1985 (SUÁREZ DÍAZ, 2017).....	75
FIGURA 4.11 ACELEROGRAMA CORREGIDO POR LÍNEA BASE .....	77
FIGURA 4.12 SECCIÓN DE TRABE-COLUMNA DISCRETIZADA POR FIBRAS Y CAPAS .....	80
FIGURA 4.13 CARCA TIPO CÍCLICA EN12512 PARA CALIBRAR LOS MATERIALES. ....	81
FIGURA 4.14 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA UNA CARGA MONOTÓNICA Y UNA CARGA CÍCLICA. A) MODELO DE POPOVIC PARA CONCRETO, B) MODELO DE MENEGOTTO & PINTO PARA ACERO DE	

REFUERZO.....	81
FIGURA 4.15 ELEMENTO TRABE-COLUMNA DISCRETIZADO POR EL MÉTODO DE FIBRAS. A) ELEMENTO TRABE-COLUMNA, B) NIVEL SECCIÓN, C) NIVEL MATERIAL.....	82
FIGURA 5.1 CORRELACIÓN DE INMUEBLES DAÑADOS CON VARIABLES INDIVIDUALES.....	93
FIGURA 5.2 CORRELACIÓN DE INMUEBLES DAÑADOS CON VARIABLES INDIVIDUALES. (CONTINUACIÓN...)	94
.....	
FIGURA 5.3 CIRCULO DE CORRELACIONES DE VARIABLES DE INTERÉS.....	96
FIGURA 5.4 ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO EN LA ZONA DE LA CIUDAD DE MÉXICO PARA UN SISTEMA DE 1 GRADO DE LIBERTAD CON DISTINTOS NIVELES DE AMORTIGUAMIENTO.....	98
FIGURA 5.5 ACELERACIONES ESPECTRALES PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELO PARA UN SISTEMA DE 1 GDL DE 5% DE AMORTIGUAMIENTO .....	99
FIGURA 5.6 ESPECTROS DE DEMANDA NORMALIZADOS PARA LOS DISTINTOS SUELOS CONSIDERADOS. ....	100
.....	
FIGURA 5.7 REGISTROS SÍSMICOS ESPECTRO COMPATIBLES CON LA ZONA DE LA CIUDAD DE MÉXICO	101
FIGURA 5.8 CURVA DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE ACERO DE REFUERZO DE PUNTOS DE CONTROL EN COLUMNA DE MARCO DE CONCRETO REFORZADO. ....	102
FIGURA 5.9 CURVA DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE CONCRETO CONFINADO DE PUNTOS DE CONTROL EN COLUMNA DE MARCO DE CONCRETO REFORZADO. ....	103
FIGURA 5.10 CURVA DE CAPACIDAD – SISTEMA DE MARCO DE CONCRETO REFORZADO CON DISTINTOS MODELOS DE PLASTICIDAD. ....	104
FIGURA 5.11 CURVA MOMENTO-ROTACIÓN EN BASE DE LA COLUMNA DE MARCO DE CONCRETO REFORZADO. PLASTICIDAD CONCENTRADA CON MODELO IMK VS PARÁMETROS POR PRUEBAS EXPERIMENTALES TOMADOS DEL NIST.GCR.....	105
FIGURA 5.12 COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO NO CONFINADO. ....	106
FIGURA 5.13 COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO CONFINADO VS NO CONFINADO .....	107
FIGURA 5.14 COMPORTAMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL .....	107
FIGURA 5.15 GRÁFICA DE PROBABILIDAD DE QUE EL SISTEMA SE ENCUENTRE EN UN ESTADO DE DAÑO	

.....	108
FIGURA 5.16 CURVA DE FRAGILIDAD PARA ESTRUCTURA CON PLASTICIDAD CONCENTRADA. ESTADOS DE DAÑO PROPUESTOS POR RISK UE-PROJECT. ....	109
FIGURA 5.17 CURVA DE FRAGILIDAD CON PLASTICIDAD DISTRIBUIDA. ESTADOS DE DAÑO PROPUESTOS PARA EL ESTUDIO. ....	109
FIGURA 5.18 ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL PARA LOS DOS TIPOS DE PLASTICIDAD.....	110
FIGURA 5.19 FUNCIONALIDAD DEL SISTEMA DADO UN EVENTO DISRUPTIVO .....	112
FIGURA 20 FUERZAS Y DEFORMACIONES DE UN ELEMENTO A FLEXIÓN.....	119
FIGURA 21 SECCIÓN DE ELEMENTO CONCRETO REFORZADO. A) SECCIÓN DISCRETIZADA POR FIBRAS EN UN EJE Y. B) DEFORMACIÓN UNITARIA DE SECCIÓN DISCRETIZADA. C) FUERZAS DE COMPRESIÓN Y TENSIÓN DE SECCIÓN DISCRETIZADA. ....	121
FIGURA 22 SECCIÓN DE ELEMENTO DE CONCRETO REFORZADO POR UN DIFERENCIAL DE ESPESOR PARA CADA FIBRA. A) POSICIÓN Y ÁREA, B) ESFUERZO Y C) MOMENTO FLEXIONANTE DE CADA FIBRA.....	122
FIGURA 23 CAPACIDAD MOMENTO-CURVATURA DE LA SECCIÓN DEL ELEMENTO DE CONCRETO DISCRETIZADO POR FIBRAS. ....	123
FIGURA 24 COMPORTAMIENTO NO-LINEAL DEL RESORTE CON MODELO IBARRA-MEDINA-KRAWINKLER CON DEGRADACIÓN CÍCLICA (MAZZONI ET AL., 2006). ....	126

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

Estimar los tiempos de rehabilitación sísmica en sistemas estructurales, que se encuentran susceptibles a eventos sísmicos de gran intensidad, representa un tema de gran interés en la ingeniería, ya que se siguen registrando pérdidas humanas y económicas significativas (Vega-Centeno, 2011; CRED, 2017).

La resiliencia sísmica, entendida como la capacidad de cualquier sistema estructural de recuperar su funcionalidad después de un evento sísmico, pertenece al campo de la evaluación sísmica por desempeño, y de la rehabilitación sísmica, de manera que comportamiento no-lineal y la probabilidad de colapso del sistema, dependen de la amenaza sísmica, y la respuesta inelástica que se obtiene al modelar la plasticidad. La estimación de estos conceptos queda en un problema estocástico, debido a la incertidumbre que existe en: la amenaza sísmica, el modelo que representa la estructura y las condiciones para una recuperación estimada (PEER, 2004).

Los estados de daño identifican en donde se presentarán los colapsos parciales y cómo será el comportamiento de la estructura en el momento del evento sísmico. Estos estados de daños, sea para elementos estructurales o no estructurales, se pueden estimar según sea el grupo de desempeño a evaluar (Nanfullasmú Hernandez, 2019). Por ejemplo, para estimar el daño probable que tendrá un muro divisorio fijado a la estructura de alguna manera, se estima en base a la deriva del entrepiso que alcanzará en un evento dado.

Existen actualmente una gran variedad de metodologías para estimar los estados de daño de las estructuras a partir de parámetros de demanda relativamente sencillos de obtener. El control de desplazamiento lateral máximo ha sido un requisito en la mayoría de estas metodologías. Sin embargo, en particular para zonas lacustres, se han considerado, como requisito, incluir las demandas acumuladas de comportamiento plástico y la degradación de ciclo de histéresis, debido al impacto de estos aspectos en las estructuras con detallado dúctil (Sánchez Badillo & Terán Gilmore, 2008).

Las Normas Técnicas Complementarias (NTC) del Reglamento del Distrito Federal, ahora Ciudad de México, tuvo su última actualización el 15 de diciembre del 2017. Tena Colunga (2017) comenta que no se tenía contemplado la degradación de la rigidez y resistencia antes de esta modificación. Por este motivo, para sismos de intensidad considerable, la estructura diseñada con anterior normativa, que sobrepasa en alguno de sus elementos principales en el rango elástico, queda susceptible a daños posteriores con una amenaza de similar intensidad, o incluso a daños adicionales por replicas sísmicas. Sin embargo, a pesar de resultados favorables comparando normativas más actualizadas, se siguen teniendo daños estructurales que quedan fuera del control de daño supuesto, y la velocidad de recuperación de las regiones se ve disminuida por la interrupción de los sistemas estructurales esenciales (Ayala Milián, 2019).

Para los eventos sísmicos, que se traducen en atípicas fuerzas laterales a los edificios, ha sido necesario analizar y diseñar los elementos estructurales con modelos adecuados que tengan presente el comportamiento no-lineal; una dificultad todavía; particularmente en edificios de concreto armado. Esto debido a que se ha observado, por medio de levantamientos post-sísmicos, los daños que sufrieron los edificios colapsados o con grandes afectaciones; en la mayoría de los casos han resultado en diseños estructurales o ejecuciones de obra fuera de lo aceptable (Tena Colunga, 2018). Esto anterior puede suponer colapsos locales<sup>1</sup> o globales en elementos estructurales que han tenido lugar antes de superar un límite del sistema resistente a fuerzas laterales.

Los principales objetivos de este trabajo son: por una parte, desarrollar una propuesta de estados de daño para estructuras de marcos de concreto reforzado y por otra parte es comparar la resiliencia de los sistemas estructurales a base de marcos de concreto armado considerando los elementos dañados distribuidos por un modelo de plasticidad distribuida contra uno de plasticidad concentrada. En este trabajo se entenderá resiliencia

---

<sup>1</sup> Se utiliza referencia de Francisco Ibarra & Krawinkler (2007); define el colapso local: ocurre cuando uno o varios componentes bajo carga gravitacional falla sin comprometer la estabilidad del sistema global.

como la capacidad de un sistema de recuperar su funcionalidad en función del tiempo de las actividades de restauración después de un evento sísmico.

## **1.1 Justificación**

Actualmente se han desarrollado propuestas para evaluar la resiliencia estructural de un edificio en base a parámetros de demandas sísmicas que correlacionan los estados de daños, como pueden ser derivas máximas de entrepiso, y en base a estas, estimar un índice de daño que represente el estado de daño probable dado un evento sísmico (Ruiz-García & Miranda, 2010).

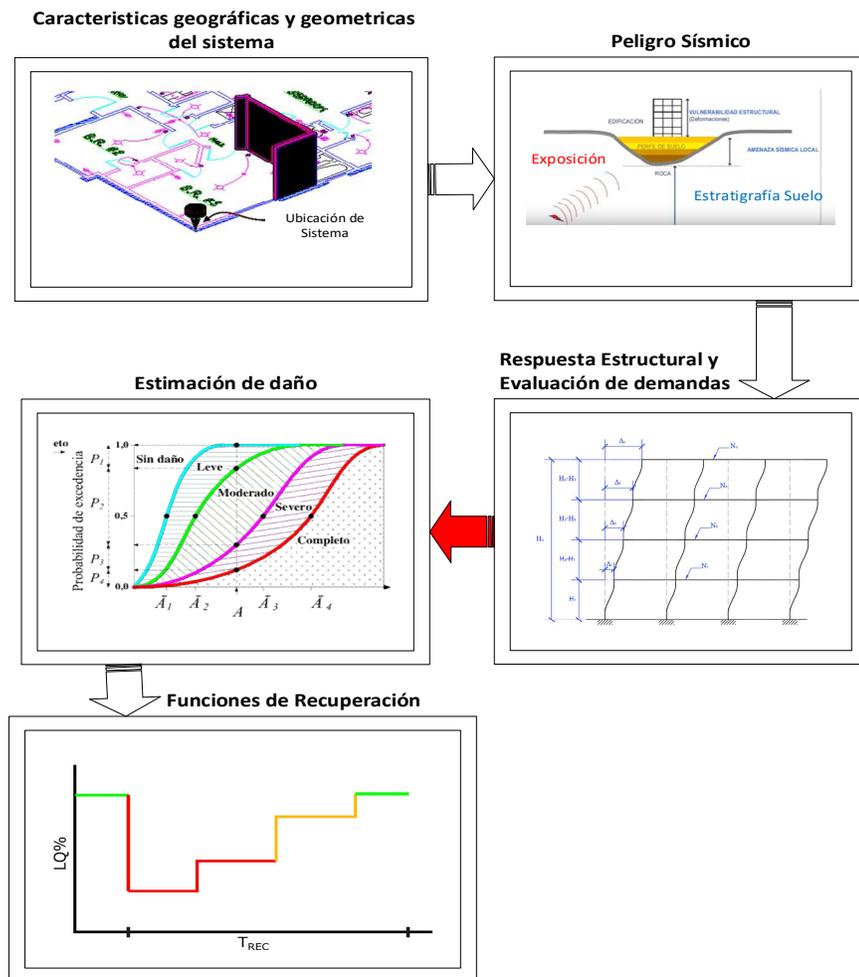
Existen metodologías de diseño sísmico basados en objetivos de estado de la estructura para un cierto nivel de amenaza sísmica considerada. El diseño sísmico basado en desempeño PBSD, por sus siglas en inglés *Performance-Based Sismic Design*, estima límites probables de acuerdo a parámetros de demanda sísmica y parámetros estadísticos que definen las propiedades mecánicas y dinámicas de la estructura. Por otro lado, se tienen pocas investigaciones disponibles que promuevan el diseño resiliente para poder estimar, de manera confiable, el costo de reparación de una estructura con probabilidad a quedar susceptible a otro evento sísmico (Ayala Milián, 2019).

Un acercamiento a la predicción de pérdidas dado un determinado riesgo sísmico permite tomar decisiones en cualquier etapa del proyecto de la estructura. La probabilidad de que una estructura se recupere de cualquier evento sísmico dependerá, fundamentalmente, de la adecuada predicción de daños de un sistema y con esto, la estimación de la capacidad residual después de un evento sísmico. Sin embargo, la estimación de este riesgo, requiere, fundamentalmente, de una representación confiable del daño.

## **1.2 Descripción del problema**

Las guías vigentes, y agencias de investigación contra desastres, aportan parámetros establecidos por medio de pruebas experimentales para modelar la plasticidad que

representará el sistema estructural de marcos de concreto reforzado. Los parámetros de demanda que se obtienen por medio de plasticidad que se obtiene por medio de modelos simplificados, afecta a la estimación de los daños que se obtienen por medio de la respuesta no-lineal. En algunas ocasiones los modelos de plasticidad concentrada que se usan para comparar algunas pruebas experimentales resultan muy aproximadas, sin embargo se ha demostrado que el comportamiento sísmico en edificios construidos en zonas sísmicas, no obedece al análisis sísmico con el que se diseñó la estructura. En muchas ocasiones la estimación de las perdidas que se obtuvieron en el análisis no-lineal superan las perdidas reales, e incluso ha llegado a superar la rentabilidad de rehabilitar el edificio dañado. (Sergio M Alcocer et al., 2018).



**Figura 1.1** Esquema de la metodología de evaluación de PEER (Ayala, 2019; Naeim, 2010)

La resiliencia estructural es un enfoque que está solucionando estos problemas, y no solo en América Latina, sino en todo el mundo. Sin embargo, sigue existiendo retos para estimar la resiliencia estructural, debido a que se compone de una variedad de módulos estocásticos. Este trabajo se enfoca en obtener los estados de daño probables que pueda tener un sistema a base de marcos de concreto armado modelado con una plasticidad distribuida, para un grupo de desempeño particular y posteriormente calcular la resiliencia de edificios objetivo. Para esto, se requieren obtener parámetros de demandas sísmicas confiables de un modelo que represente la respuesta inelástica que se produce por un movimiento telúrico, como se observa en la Figura 1.1.

Los métodos que estiman las pérdidas requieren considerar el comportamiento inelástico de los materiales, pues los elementos compuestos de estos superarán los límites que definen la zona elástica sin necesidad de que el sistema falle. Superando la zona elástica en un cualquier modelo de esfuerzo-deformación, se suponen deformaciones plásticas; para los elementos de concreto reforzado, el comportamiento ante fuerzas cíclicas difiere significativamente si se encuentra confinado o sin confinar por medio de acero de refuerzo transversal. Se ha observado, por medio de ensayos, que la ductilidad se encuentra estrechamente relacionada a dos criterios importantes: la resistencia y el confinamiento del concreto. Para el concreto, como para el acero, una mayor resistencia conlleva un menor comportamiento dúctil. El confinamiento del núcleo del concreto es directamente proporcional al comportamiento dúctil del elemento compuesto. Un problema particular en este tipo de elementos, es la degradación de rigidez y resistencia que sufre cada sección a lo largo de cualquier elemento que compone la estructura (Park & Paulay, 1988; Paulay & Priestley, 1992). En este trabajo la ductilidad se usará para expresar una deformación asociada con una cierta caída en la resistencia, pasando la rama de la capacidad última del sistema.

Un fenómeno importante que involucra el comportamiento no lineal en cualquier material, es la tasa de carga. Para elementos sujetos a cargas cíclicas, se ha observado que, antes de alcanzar la zona plástica, presentan un comportamiento no-lineal. (Paulay & Priestley, 1992).

Los registros sísmicos proveen de información para predecir el probable nivel de intensidad y contenido de frecuencia al que se encontrará el movimiento lateral del edificio en un sismo. Sin embargo, para tener una aproximación confiable, es necesario considerar que la amplitud que se genera en una zona, es debido a múltiples factores, como la interacción suelo-estructura, que son efectos que suponen cambios en la intensidad de la aceleración del suelo con respecto a la estructura (Aviles et al., 2017). En este documento solo se mencionan la existencia del problema.

Para una adecuada y aproximada estimación de daños, es un requisito contemplar los criterios marcados arriba para cada componente que proporciona rigidez y resistencia significativa al sistema.

## **CAPÍTULO 2**

### **ANTECEDENTES**

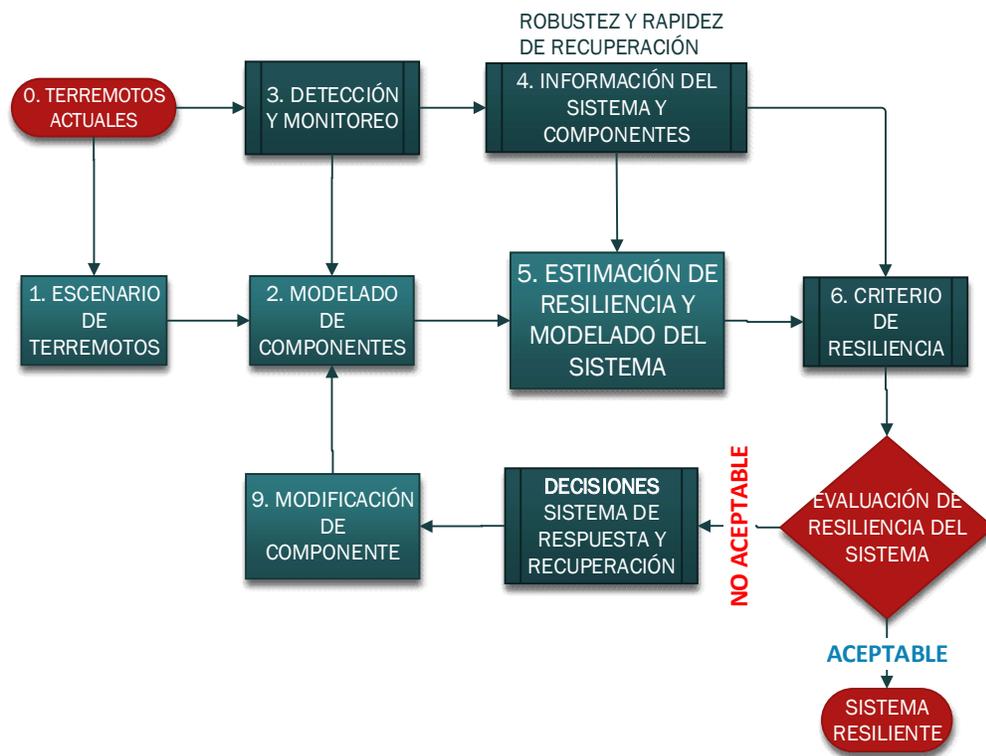
Las estrategias de recuperación han tenido avances a lo largo de los múltiples daños en diferentes sistemas estructurales que afectan los desastres. Más aún, se tienen grandes avances en el intercambio de técnicas, investigaciones y métodos en Conferencias Internacionales, talleres de trabajo y Seminarios, donde se comparten los diferentes puntos de vista en todo el proceso de evaluación y rehabilitación de infraestructura y edificaciones (Rahnama et al., 2004).

#### **2.1 Resiliencia sísmica y sus componentes**

Con base en los riesgos que se encuentra una población a perder los sistemas básicos en un desastre tan impredecible como la amenaza sísmica, Bruneau et al (2003) han desarrollado un marco de trabajo que permita evaluar un sistema vulnerable a desastres. Para esto propone una definición multidimensional de resiliencia sísmica y un criterio para cuantificar el desempeño de un sistema. Las principales componentes que debe considerarse para la medición de resiliencia sísmica son: a) las probabilidades de daño, b) las probabilidades de pérdidas y las c) probabilidades de recuperación; de manera que se tenga la capacidad, al final del resultado, de mejorar un sistema vulnerable como se muestra en la Figura 2.1.

Entre autores, hay un consenso de las diferentes pérdidas directas e indirectas que puede llegar a resultar en una afectación sísmica en una región vulnerable. Bragado (2016) estima la resiliencia en función del tiempo de inactividad de diversos sistemas de líneas de vida (agua, gas y electricidad) utilizando una base de datos que describen los problemas con los que se enfrentaron para reactivar los sistemas dañados después de un sismo, donde la medición de daños proviene de una base de datos de daños observables; en varios casos, más allá del tiempo de reparación, los tiempos que demoraban la rehabilitación del sistema

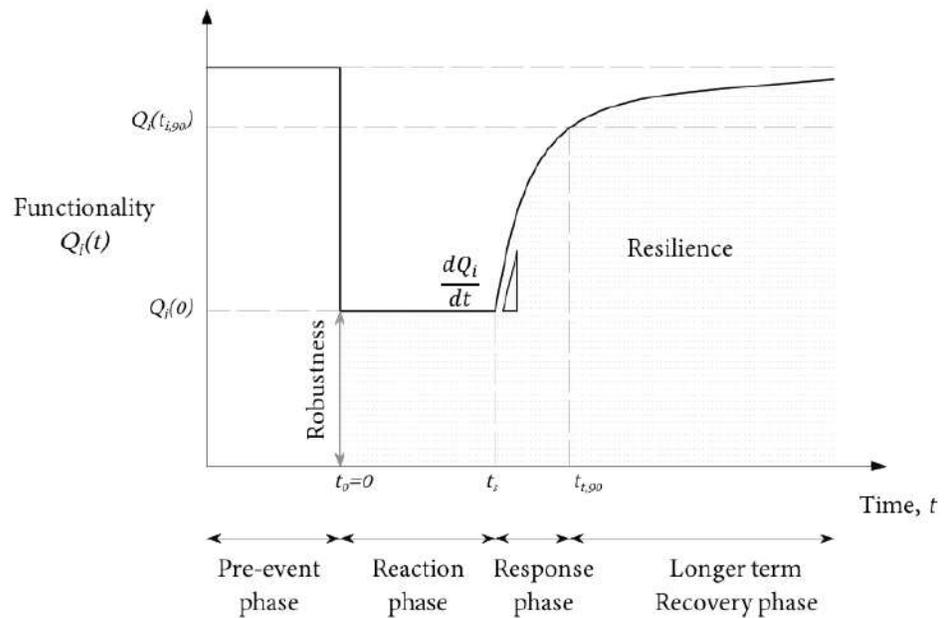
estaba fuera de los aspectos físicos de la misma línea de vida, correspondiente con lo que describe Comerio (2005) respecto al discretiza el problema en dos grupos: Racional e Irracional. Los componentes racionales son asociados con las reparaciones estructurales y no estructurales, dicho de otra manera, los daños directos, causando fases de recuperación que involucran fases de reacción, fases de respuesta y la fase de recuperación, como se muestra en la Figura 2.2. Los componentes irracionales se asocian con eventos después de los daños directos, como pueden ser la inspección post-sismo, rediseño estructural, planeación de reparaciones y, permisos y financiamiento.



**Figura 2.1** Diagrama de los Sistemas vulnerables a amenaza sísmica (Bruneau et al., 2003)

Uno de las motivaciones para mejorar la resiliencia en sistemas, es impedir la falla de funcionamiento de las líneas de vida críticas como: el agua, electricidad, gas (energía), y las instalaciones críticas; manejado por muchos autores como “columna vertebral del

funcionamiento de cualquier comunidad” (Bragado, 2016). Aplicando el concepto de inactividad, se compara el comportamiento de fragilidad de los diferentes sistemas básicos, por medio de curvas de restauración. Su procedimiento, basado en una distribución acumulada gamma, permite obtener la información en un mismo valor para poder representarlo en función de los días en que se restauraría el 100% de su funcionamiento. Utiliza los parámetros que requiere la función de distribución,  $\alpha$  y  $\beta$  definidos como parámetro de forma y parámetro de escala.



**Figura 2.2** Tiempo de recuperación de un sistema de infraestructura (Bragado, 2016)

Francisco Ibarra & Krawinkler (2007) desarrollan una metodología que permita estimar la probabilidad de colapso de estructuras genéricas a base de marcos; sus principales componentes de la metodología son: 1) Selección de registros de acelerogramas, 2) Modelos de deterioro, 3) Sistemas estructurales, 4) Capacidad a colapso. Por medio de una serie de pruebas con acelerogramas particulares obtiene la correlación de parámetros que considera esenciales en la variación de capacidad a colapso de los marcos. Entre estos parámetros se encuentra el modelo de histéresis a usar, el cual explora diferentes

modelos que toman en cuenta rigidez y resistencia en diferentes ramas de una curva fuerza-desplazamiento. Los efectos de degradación en los sistemas de múltiples grados de libertad los aborda usando coeficientes de estabilidad e inestabilidad, involucrando efectos  $P - \Delta$ , la rigidez post fluencia, coeficiente sísmico en punto de fluencia del sistema,  $\gamma = V_y/W$ , es decir, cortante basal en el punto de fluencia y peso de la estructura, y ciclos de degradación (CD).

**Tabla 2.1** Parámetros para un modelo de resortes considerando la degradación

Caso	Modelo	$\alpha_c$	$\delta_c/\delta_y$	$\gamma_c$	$P - \Delta$
1	Pico Orientado <sup>1</sup>	-0.1	2	Infinito	Incluido
3			4	100	
7			6	Infinito	
8		-0.3	2	Infinito	
9			4	Infinito	
11			4	Infinito	

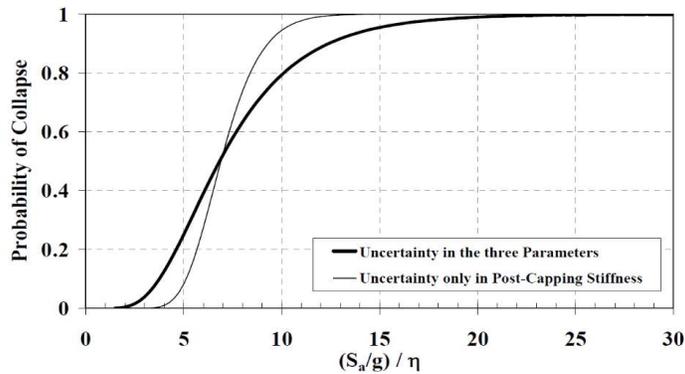
1 Basado en Modelo Clough

Donde

$\alpha_c =$  Caída en la pendiente post esfuerzo último

$\frac{\delta_c}{\delta_y} =$  capacidad de ductilidad

Probabilidad de Colapso VS  $(\delta a/g)/\eta$   
 $T=0.6s$ , Modelo= Pico Orientado, Sismo LMSR-N,  $\xi=5\%$   
 $P-\Delta=0$ ,  $\alpha=0.10$ ,  $\delta c/\delta y=4$ ,  $\gamma=100$



**Figura 2.3** Curva de fragilidad con una distribución Lognormal de un sistema de Marcos

sistema

esencial que permite cuantificar las pérdidas en diferentes estados de daño. Para esto, el modelo que representa la funcionalidad se expresa más adelante. Además de un modelo que cuantifique las pérdidas asociadas a una intensidad sísmica, se requiere considerar las incertidumbres en la resiliencia sísmica. Cimellaro et al (2010) consideran seis fuentes de incertidumbre: i) Medición en la intensidad  $I$ , ii) parametros de respuesta  $R$ , iii) umbrales de desempeño (las fronteras que divide un estado de desempeño de otro)  $v_r$ , iv) medición del desempeño PM, v) Perdidas  $L$  y vi) tiempo de recuperación  $T_{RE}$ . Este modelo, como cualquiera que utiliza modelos de pérdida de funcionalidad basado en daños físicos, utiliza funciones de fragilidad, como se muestra en seguida

$$Q(t) = 1 - L(I, T_{RE})[H(t - t_{0E}) - H(t - (t_{0E} + T_{RE}))]f_{rec}(t, t_{0E}, T_{RE})$$

2-1

$$P(PM|R) = F = P\{\cup_{i=1}^n (R_i \geq r_{lim i})\}$$

2-2

**Donde:**

$Q(t)$  = Funcionalidad en terminos de tiempo de recuperación

$I$  = Intensidad del sismo

$L(I, T_{RE})$  = Función de pérdidas

$H(t - t_{0E})$  = Función Heaviside

$T_{RE}$  = tiempo de recuperación

$f_{rec}(t, t_{0E}, T_{RE})$  = función de recuperación

$R_i$  = parametro de respuesta (desplazamiento espectral, deriva entrepiso, etc)

$r_{lim i}$  = estado de daño o umbral de respuesta correlacionado con el grupo de desempeño (IO, LS, CP, Ligero, Moderado, etc)

Valcárcel Torres et al (2013) revisaron sistemas esenciales en todo el mundo en las últimas dos décadas respecto a los daños observados. Evaluaron las relaciones beneficio-

costo de curvas de fragilidad usando como índices de daño valores espectrales de la capacidad espectral del sistema como se muestra en la Figura 2.4. Basado en HAZUS MH 2003 Y ATC 13 obtiene la capacidad espectral en función a espectros de demanda de la zona, obteniendo dos puntos  $Sd_y$  y  $Sd_u$  correspondiente al desplazamiento espectral en el punto de fluencia y al desplazamiento espectral en el punto último, según la curva bilineal que aproxime la curva de capacidad del edificio. Teniendo un valor de desplazamiento espectral, el valor esperado de la perdida se obtiene con la siguiente expresión:

$$E(\beta|\gamma_i) = \left(1 - \exp \left[ \ln(1 - \beta_0) \left( \frac{\gamma_i}{\gamma_0} \right)^\epsilon \right] \right)$$

2-3

Donde:

$E(\beta|\gamma_i)$

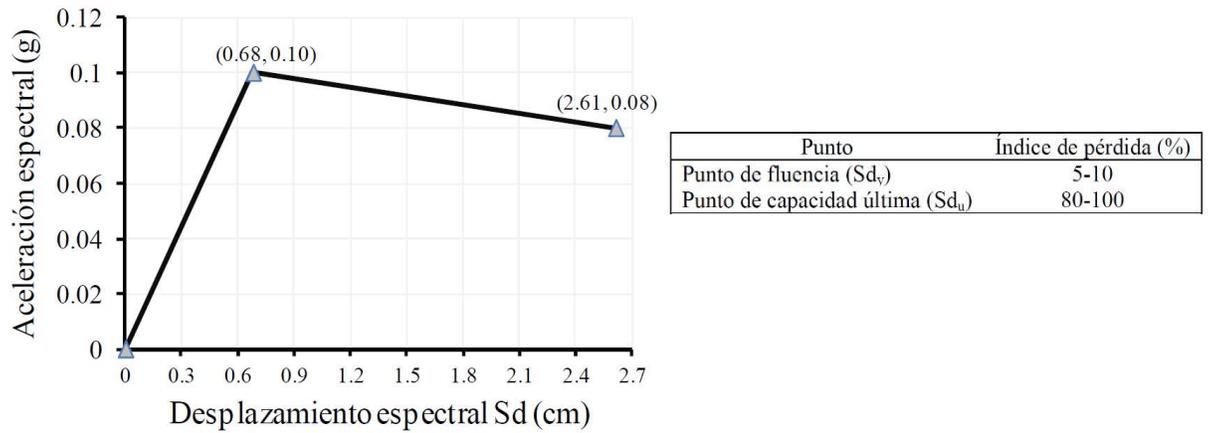
= probabilidad de perdida dado un valor esperado por un desplazamiento espectral

$\beta_0$  = el valor esperado de la perdida asociado al desplazamiento espectral  $\gamma_0$

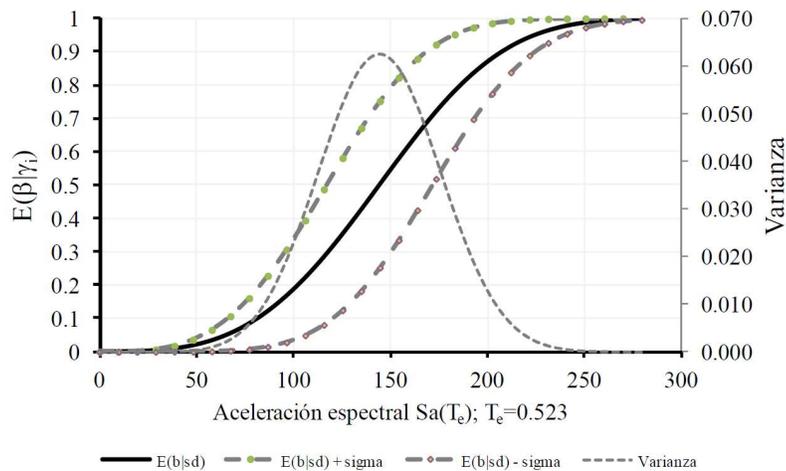
$\gamma_0$  = desplazamiento espectral en el punto de fluencia ( $Sd_y$ )

$\gamma_i$  = desplazamiento espectral dado una aceleración espectral

La función de distribución usada en este caso es tipo Beta, que toma en cuenta máximos, mínimos y valores esperados. Este tipo de funciones requieren de parámetros que tengan una varianza de un valor en una base de datos confiable (con un numero de registros significativos).



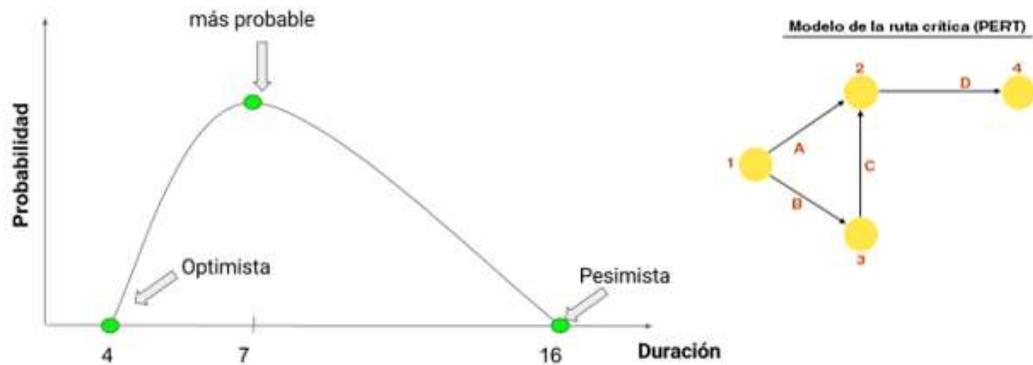
**Figura 2.4** Curva de capacidad y valores según el estado de daño del edificio. (Valcárcel Torres et al., 2013)



**Figura 2.5** Curva de pérdida para una tipología dada (Valcárcel Torres et al., 2013)

Ayala (2019) desarrolla una metodología para estimar la distribución de probabilidad del tiempo de recuperación de edificios de concreto reforzado con muros de mampostería no reforzada. Utilizando datos post-sísmicos de la Ciudad de México, propone características representativas de edificios de mediana altura construidos en el

valle de CDMX. Esta metodología permite evaluar el tiempo de recuperación, usando un método probabilista, por medio de un esquema de evaluación propuesto basado en el método PERT (Project Evaluation and Review Technique). Esta función de distribución, relacionada con una función beta y una triangular, permite estimar escenarios pesimistas y optimistas, sin embargo, se debe usar un valor más probable, por lo que el modelo probabilístico debe considerar cuidadosamente el valor más probable, como se muestra en la Figura 2.6. Haciendo uso de una secuencia de factores que influyen en el tiempo de recuperación, permite evaluar el tiempo y costo de recuperación de un sistema esencial.



**Figura 2.6** Modelo PERT con valores mínimos, más probables y valores máximos.

$$P_r(\overline{DS}_{kl} = ds_i | NC, im) = \int_{edp_i} P_r(DS = DS_i | EDP = edp_i) pr(edp_i | NC, im) dedp_i \quad 2-4$$

$$T_{Rep_{max}} = \max(TF_{A1}, TF_{A2}, \dots, TF_{An} | NC, im) \quad 2-5$$

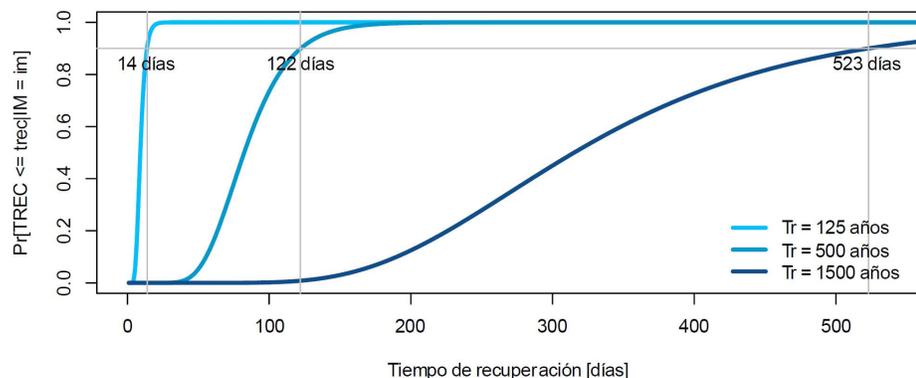
Donde:

$$P_r(\overline{DS}_{kl} = ds_i | NC, im) = \text{Probabilidad de alcanzar un estado de daño dada una intensidad sísmica.}$$

$TF_i =$  Tiempo de finalización de la actividad  $A_j$

$T_{Rep} =$  Tiempo de reparación en función de el tiempo de finalización para cada componente NC.

Para obtener los estados de daño, Ayala (2019) utilizó funciones de fragilidad propuestos por FEMA P-58-3; estos grupos de desempeño tienen relacionados valores medios y una desviación estándar basado en múltiples resultados experimentales. Estos grupos de desempeño se miden a través de los desplazamientos espectrales. Por poner un ejemplo, para un edificio de marcos de concreto armado de una altura promedio de 15 metros, el valor medio del desplazamiento espectral que se requiere para alcanzar un estado de daño “ligero” es de  $\bar{S}_d=3.17$  cm, y su desviación estándar  $\beta_M=1.17$ , donde este valor incluye incertidumbre de una variedad de dependencias en la obtención de los resultados. Este estado de daño “ligero” es propuesto según las características que se describan previamente.



**Figura 2.7** Distribución de probabilidad correspondiente al tiempo de recuperación (Ayala, 2019)

La medición de resiliencia de un sistema después de una perturbación dependerá en el desarrollo de los modelos que se han explicado atrás: el modelo de la estructura que permita representar el daño que alcanza cada componente, el modelo que representa las pérdidas probables alcanzando un estado de daño debido a una intensidad sísmica, y el modelo que representa la recuperación de la funcionalidad respecto a tiempos o costos.

Todos los trabajos descritos en este capítulo están relacionados por dos aspectos en común; utilizan un modelo de plasticidad concentrada, y en función a los estados de daños del edificio por respuesta de estos modelos de plasticidad, han desarrollado una función de recuperación, o bien, directamente utilizan estados de daño predefinidos por un código en función de desplazamientos espectrales. Francisco Ibarra & Krawinkler (2007) aproxima el colapso en marcos genéricos con comportamiento inelástico modelados por resortes al final de los miembros; Cimellaro et al (2010) utiliza los niveles de daño de HAZUS para obtener una función de recuperación de un hospital; Valcárcel Torres et al (2013) utiliza Risk UE project para determinar las pérdidas en un sistema; Díaz et al. (2016) y Pujades et al. (2015) utilizan modelos elastoplásticos en articulaciones en los extremos de los elementos para obtener curvas de capacidad e índices de daño probabilísticos de sistemas estructurales de marcos; , Ayala (2019) utiliza los estados de daño y curvas de fragilidad predefinidas por FEMA P-58-3 para obtener una función de recuperación de un sistema. En este trabajo se utilizó el método de fibras para modelar la plasticidad distribuida.

## **2.2 La evaluación sísmica**

Los daños que se pueden desarrollar en los elementos distribuidos en todo un sistema, ya sea una infraestructura de servicios de agua, una población organizada, o bien, un edificio compuesto de miembros estructurales y no estructurales, se evalúan por medio de la respuesta ante una perturbación a través de un dominio. En el caso particular donde la perturbación se trata de una acción cíclica, es de interés estudiar el comportamiento del sistema a través del tiempo. Las características principales de interés se desarrollan en este dominio. Es por esto que la respuesta dinámica del sistema es la solución para aproximar las pérdidas de un sistema completo.

## **2.3 Curvas de fragilidad y estados límites de desempeño**

Como se mencionó en el subcapítulo anterior, el estado límite de desempeño muestra el valor máximo del parámetro de respuesta que resistirá el grupo de desempeño, a un objetivo establecido. Se han propuesto expresiones para obtener el estado límite de

desempeño de componentes estructurales y no estructurales. Cimellaro et al. (2006) muestra las influencias que existen entre diversos componentes que forman las curvas de fragilidad. Los grupos de desempeño son una serie de características de interés del sistema y su comportamiento o su probabilidad de alcanzar un estado de daño es de interés para conocer la capacidad del sistema. Las expresiones que proponen para encontrar las fronteras de un estado de daño son:

$$L(R_1, \dots, R_n) = \sum_{i=1}^n \left[ \frac{R_i}{r_{i\lim}} \right]^{N_i} - 1$$

Donde:

$R_i$  = *parametro de respuesta (curvatura, deriva de entrepiso, etc)*

$r_{i\lim}$  = *estado de daño al que esta correlacionado con el daño*

$N_i$  = *Factor de interacción que determina la superficie de n – dimensiones*

Es decir, de la manera en que se puede obtener la probabilidad de que un parámetro de respuesta exceda un valor limite correlacionado con el daño debido a una intensidad, se puede obtener para N parámetros de respuesta una probabilidad de que supere su correspondiente estado de daño. Esto sirve para cuando se requiere visualizar la sensibilidad de dos o más respuestas. Esto es, designar dos variables aleatorias que representen dos respuestas, por ejemplo, desplazamiento y aceleración; dado dos límites que representen el estado de daño límite, se obtiene un subconjunto donde es probable que no exceda estos límites.

Cada caso describe como tratar la respuesta estructural y se desarrollan expresiones para la probabilidad de excedencia de cada componente analizado. Así mismo, se analizaron las influencias de parámetros como la resistencia, la rigidez y el amortiguamiento en la fragilidad de un sistema completo, y en un solo componente. Debido a las relaciones con respecto a la aceleración y deriva de entrepiso que se asocia con la probabilidad de exceder un estado límite de desempeño, al incrementar la rigidez se reduce la fragilidad.

Los dos parámetros que caracteriza la curva, la mediana y la desviación estándar  $\theta_y$  y  $\beta$ , son determinados por el método de Probabilidad Máxima como se muestra en la siguiente expresión. Este método se usa solo para muestras con una serie de datos significativos.

$$L = \prod_{j=1}^k [F_y(a_j)]^{x_j} [1 - F_y(a_j)]^{1-x_j} \quad 2-6$$

Donde:

$F_y(\ )$  = curva de fragilidad para un específico estado de daño

$a_j$  = valor de aceleración espectral al cual la estructura esta sujeta

$x_j = 1$  o  $0$  dependiendo si la estructura se sostiene o no para el estado de daño

$k$  = numero de registros de aceleración considerados

Mccormack et al. (2020) definen un protocolo para estimar las perdidas en base a estados de daño en un edificio; los umbrales de daño se proponen de manera general en base a daños observados para particulares edificios o tipología de la estructura. Establece parámetros según el tipo de edificación, el año de construcción (el código al que pertenece) y el número de niveles. Para estructuras de marcos de concreto armado establece 4 umbrales de daño: ligero, moderado, extensivo y completo; describiendo la característica que tendrá la estructura en este umbral de daño; de la misma manera define un daño no-estructural. En base a desplazamientos espectrales se relacionan estados de daños calculados en puntos inelásticos de la curva de capacidad. El procedimiento considera cuatro tipos de sistemas donde ha recolectado información post sísmica y resultados de pruebas experimentales para desarrollar los parámetros que definen estados de daño para una tipología según sea el caso. Involucra un módulo que estudia las incertidumbres y los parámetros más influyentes en el daño de los sistemas: Amenazas potenciales de la ciencia de la tierra (PESH – Potential Earth Science Hazards). Según el tipo de estructuras, se tiene un parámetro de daño medio y su desviación estándar. La expresión matemática que define esto es:

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{sd}} \ln \left( \frac{S_d}{\bar{S}_{d_{ds}}} \right) \right] \quad 2-7$$

$$\beta_{s_{ds}} = \sqrt{(\text{CONV}[\beta_C, \beta_D, \bar{S}_{d_{ds}}])^2 + (\beta_{M(s_{ds})})^2} \quad 2-8$$

Donde:

$\beta_{s_{ds}}$

= desviación estandar que describe la variabilidad total de los estados de daño,  $ds$

$\beta_C$

= desviación estandar lognormal, describe la variabilidad de la curva de capacidad

$\beta_D$

= desviación estandar lognormal, describe la variabilidad en espectro de demanda

$\beta_{M(s_{ds})}$

= desviación estandar describe incertidumbre en la estimación del valor medio

$\bar{S}_{d_{ds}}$

= valor medio del desplazamiento espectral al cual se alcanza el estado limite,  $ds$

$\Phi$  = función de distribución normal acumulada

Milutinovic & Trendafiloski (2003) utilizan las bases del ATC-13 y HAZUS-MR4 para desarrollar un procedimiento que estime los estados de daño directamente del modelo. Es decir, a diferencia de los procedimientos anteriores, donde se usaba un valor medio y desviación estándar de una serie de resultados para un modelo genérico, Milutinovic & Trendafiloski (2003) propone usar parámetros directos del modelo de la estructura. Basado en la curva de capacidad, toma los valores donde el estado de daño resulta para un desplazamiento espectral.

## 2.4 Modelo de plasticidad del sistema estructural

El sistema no puede ser modelado si no se tiene la mayor certeza en el comportamiento esperado del mismo; identificar los modos de falla que podrían llevar a un colapso local o global de elementos previamente diseñados por normativas o códigos de diseño. Para sistemas inelásticos, se deben abordar las respuestas no-lineales más probables que puedan ocurrir, teniendo en cuenta un pre-modelado (elementos viga, elementos columna y unión viga-columna) y el tipo de fuerzas a las que estará sometido.

**Tabla 2.2** Fenómenos probables en Sistemas de Marcos de Concreto Reforzado (NIST 917-45, 2017)

COMPONENTE	FENOMENO DE RESPUESTA NO-LINEAL
V - MRM	Fluencia por flexión seguido de un deterioro gradual de resistencia lateral debido a modos de falla por flexión. Entre ellos: Pandeo de acero longitudinal y nucleo del concreto con deterioro.
V - MRM	Fluencia por flexión seguido de un deterioro rápido de resistencia lateral debido una falla frágil. Entre ellos: Falla por cortante, falla por anclaje, deslizamiento de acero de refuerzo, y perdida prematura de confinamiento por apertura o fractura de estribos.
V - MRM	Elongación de la viga debido a la deformación y a los efectos resultantes de la restricción por losa.
C- MRM	Fluencia por flexión seguido de un deterioro gradual de resistencia lateral debido a modos de falla por flexión. Entre ellos: Pandeo de acero longitudinal y nucleo del concreto con deterioro.
C- MRM	Fluencia por flexión seguido de un deterioro rápido de resistencia lateral debido una falla frágil. Entre ellos: Falla por cortante, falla por anclaje, deslizamiento de acero de refuerzo, y perdida prematura de confinamiento por apertura o fractura de estribos. Con mayor probabilidad con altas cargas axiales.
C- MRM	Fluencia por flexión seguido por un deterioro de resistencia axial debido a modos de falla por flexión. Entre ellos pandeo o fractura de refuerzo longitudinal y nucleo de concreto con deterioro. Con mayor probabilidad con altas cargas axiales.
C- MRM	Una rapida degradación de resistencia laterales previa a la fluencia por flexión debido a modos de falla frágil. Entre ellos: falla por cortante, falla de anclaje y deslizamiento de acero de refuerzo.
C- MRM	Una degradación de resistencia axial previa a la fluencia por flexión debido a modos de falla frágil. Entre ellos: falla por cortante, falla de anclaje y deslizamiento de acero de refuerzo.
U- VC	Perdida gradual de rigidez cortante después de la fluencia por flexión de viga o columna,
U- VC	Rapida perdida de resistencia y rigidez cortante después de una fluencia por flexión debido a una falla por cortante o falla en anclaje.

DONDE:

V - MRM	Vigas de Marcos de concreto reforzados resistentes a momento
C- MRM	Columnas de Marcos de concreto reforzados resistentes a momentos
U- VC	Unión Viga-Columna

Se han desarrollado modelos explícitos para representar la respuesta posfluencia. Se han considerado modelos para vigas y columnas compuestas de una parte lineal y una parte no lineal (Coll & López, 2003). En algunos casos se les asigna, a los elementos que representarán la respuesta no-lineal, parámetros de resistencia posfluencia basado en pruebas experimentales. Debido a la alta dependencia de la historia de carga con la rigidez y resistencia de los componentes en el rango inelástico (NIST 917-45, 2017), la elección de modelos que consideren degradación hacia la resistencia y rigidez, debe ser un proceso cuidadoso, en el aspecto de ser un proceso iterativo hasta llegar a una calibración aproximada. Entre los modelos explícitos mencionados se encuentran: a) modelos de plasticidad concentrada tipo articulación (Concentrated Hinge), b) modelos de plasticidad distribuida por elemento finito continuo (Continuum Finite Element Components), c) modelos de plasticidad distribuida tipo Fibra (Fiber-Type Components).

#### 2.4.1 Modelo de plasticidad concentrada

Para un modelo de plasticidad concentrada, la idea es definir, por medio de un elemento independiente al resto del componente, las propiedades del componente con parámetros específicos que simulen la degradación de la resistencia, por ejemplo: la resistencia de fluencia  $M_y$ , la máxima resistencia y deformación  $M_u$  y  $\theta_p$  y una deformación posmáxima-resistencia  $\theta_{pc}$ .

Para representar la degradación mientras ocurren deformaciones en el rango elástico se han propuesto reducciones de la envolvente para ajustarse durante el análisis basado en energía disipada acumulada, como se muestra en la figura. La última rama representa cualquier resistencia residual; en algunas pruebas experimentales se ha observado un 10% a un 40% de resistencia a fluencia (Díaz et al., 2016; Vargas et al., 2013)

El inconveniente con este tipo de modelos es que, para los elementos unidimensionales (parte lineal), se les debe asignar una reducción de rigidez a flexión y a cortante inicial, para tomar en cuenta los fenómenos que posiblemente ocurren en a lo largo del elemento:

$$0.3E_c I_g \leq \left[ 0.3 + \left( \frac{P}{A_g f'_c} - 0.1 \right) \right] E_c I_g \leq 0.7E_c I_g$$

$$0.4E_c A_w$$

Donde:

$0.3E_c =$  Modulo elástico flexión del elemento bruto

$0.4E_c =$  Modulo elástico cortante del concreto del elemento bruto

$A_w =$  Area de corte efectiva

Así mismo, para el elemento que representará la no-linealidad del elemento, se le asigna una serie de parámetros basados en pruebas experimentales. La degradación por comportamiento cíclico, en varios casos, se utiliza el modelo analítico propuesto por Francisco Ibarra & Krawinkler (2007). Para la modelación del elemento unión viga-columna se consideran las diferencias de rigidez correspondiente de cada elemento. En diversos códigos y normativas de diseño indican un valor aproximado de 1.2 en la relación resistencia y rigidez de columna/viga en la zona de la unión.

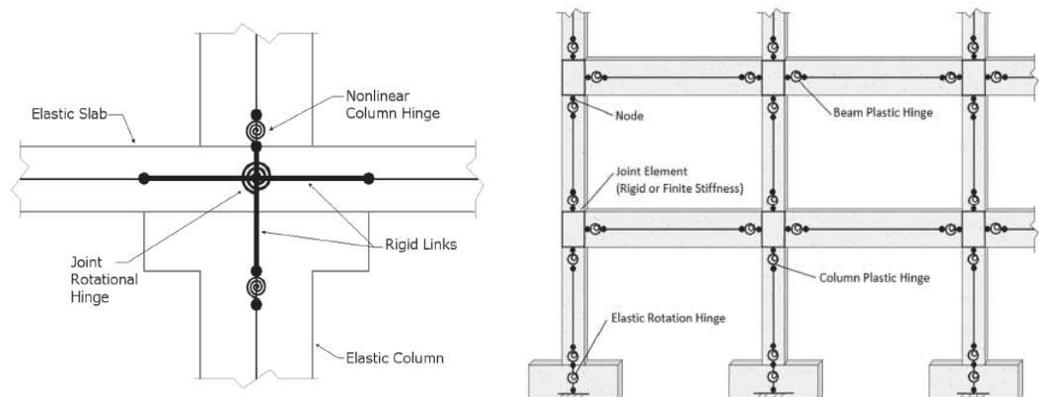


Figura 2.8 Modelo discreto para elementos a) unión viga-columna b) vigas y columnas (National

Se suponen elementos lineales con una porción rígida infinita en sus extremos, una porción elástica lineal en su parte media, y dos resortes flexionantes que conectan las dos partes anteriores.

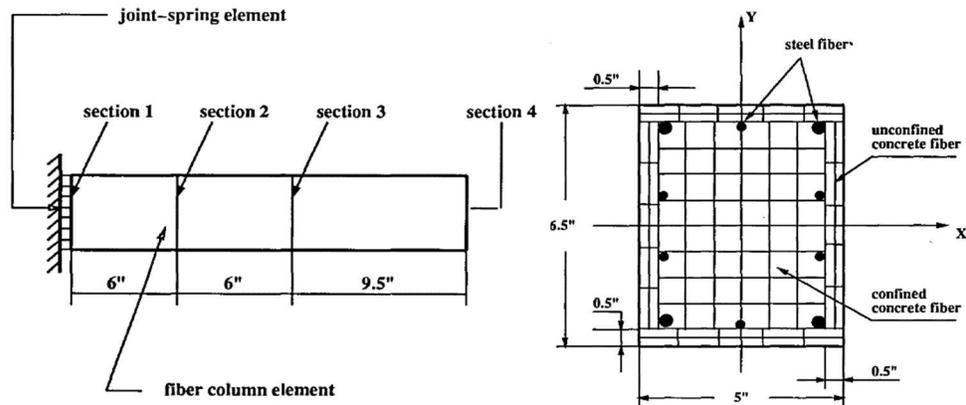
#### **2.4.2 Modelo de plasticidad distribuida**

Suponer que la estructura se puede modelar como un sistema de SDOF (un solo grado de libertad) tiene una gran simplificación en cuanto al trabajo de análisis. Los resultados pueden tener una importante aproximación en cuanto a determinar el tipo de sismos con características de distinta excitación que podrían afectar a la estructura.

Los daños esperados, en un sistema de marcos de concreto reforzados resistentes a momentos, se concentran en los elementos que suponen una degradación de resistencia y rigidez al pasar un ciclo de fuerza restauradora.

#### **2.4.3 Respuesta de elemento viga-columna por fibras**

Como se ha discutido en este capítulo, los modelos de plasticidad concentrados tienen sus limitaciones para obtener resultados del comportamiento global a lo largo del evento. Sin embargo, son útiles para representar, directamente, fenómenos que pueden ocurrir en las uniones o zonas localizadas, como el deslizamiento del refuerzo longitudinal. Los modelos tipo fibra representan, aún más, la respuesta explícita no-lineal en una sección. Las deformaciones inelásticas a lo largo del componente se representan, ya sea por un elemento compuesto por varias secciones fibra, donde se utilizan reglas de integración, o bien, por un elemento con secciones fibra concentradas en cada extremo para simular una longitud de una articulación plástica que permita la relación curva-rotación. La sección es discretizada por  $n$  número de fibras, de tal manera que se pueda identificar cada región de la sección transversal.



**Figura 2.9** Discretización de un elemento tipo columna en cuatro secciones discretizadas a por un numero finito de fibras. (Murayama et al., 1991)

Para la modelación matemática, se idealiza como un elemento tipo sección infinitesimalmente delgado y se pueden definir propiedades de la sección a un nivel sección o nivel fibra (Murayama et al., 1991). Para un elemento en un sistema de coordenadas globales, se discretiza longitudinalmente en varias secciones (por lo menos en dos secciones que pudieran ser los extremos); estas secciones a su vez se discretizan en un numero finito de fibras o capas, como se muestra en la Figura 2.9.

El método utiliza la suposición de que las secciones permanecen planas; utiliza la suposición de una distribución de flexibilidad lineal longitudinal (entre dos secciones discretizadas para el caso particular); a nivel sección se asumen pequeños desplazamientos para las transformaciones cinemáticas; se ignoran las interacciones cortante-flexión, esto es aceptable para longitudes de crujías largas en relación con el peralte de la sección del componente.

Los grados de libertad de cada elemento son una deformación axial y dos rotaciones ortogonales en cada nodo, dando como resultado 5 grados de libertad por elemento, así como las fuerzas generalizadas, que corresponden a una fuerza axial y dos momentos flexionantes para cada nodo, respectivamente como se expresa en seguida:

$$d\mathbf{r}_s = \{d\epsilon_s, d\psi_x, d\psi_y\} \quad 2-9$$

$$d\mathbf{Q} = \{Q_1, Q_2, Q_3\} \quad 2-10$$

Las fuerzas y deformaciones generalizadas para la sección se agrupan en vectores. Para obtener la matriz de función de forma  $\mathbf{a}(x)$  se recurre a la distribución de flexibilidad en el sistema actual. La matriz de transformación para un elemento simplemente apoyado, y a su vez, la matriz de función de forma, se obtiene como:

$$\mathbf{b}(x) = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{x}{l} - 1 & \frac{x}{l} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{x}{l} - 1 & \frac{x}{l} & 0 \end{bmatrix} \quad 2-11$$

$$\mathbf{a}(z) = \mathbf{f}_s(x)\mathbf{b}(x)\mathbf{F}_e^{-1} \quad 2-12$$

Donde:

$(x) = \text{sentido longitudinal}$

$\mathbf{f}_s = \text{matriz de flexibilidad a nivel sección}$

$\mathbf{F}_e = \text{Matriz de flexibilidad tangente del elemento}$

Para obtener la matriz de flexibilidad a nivel sección, se definen las variables que lo relacionan:

$$\mathbf{k}_{st} = \sum_i^n \begin{bmatrix} 1 \\ -y_i \\ x_i \end{bmatrix} E_{ti} A_i d_x [1 - y_i x_i] \quad 2-13$$

$$\mathbf{f}_{st} = \mathbf{k}_{st}^{-1} \quad 2-14$$

Donde:

$E_{ti} = \text{Modulo elasticidad a nivel fibra}$

$A_i = \text{area de la fibra}$

$\mathbf{k}_{st} = \text{matriz de rigidez tangente de la sección}$

El presente método está basado en un método de flexibilidad. Algunas ventajas del método es la facilidad de evaluar la compatibilidad de deformaciones y verificar el equilibrio de fuerzas, directamente por las funciones de interpolación al integrar las secciones deformadas y obtener los desplazamientos y deformaciones del elemento. Las relaciones fuerza-deformación no-lineal se pueden desarrollar por soluciones iterativas con una facilidad relativa. El ablandamiento de los miembros de concreto armado, se puede describir sin dificultades. Filippou et al. (1991) propone un método para obtener la respuesta de un elemento viga-columna discretizada por el método de fibras. Los puntos de control definidos a lo largo del elemento (discretizado), tiene localizado las secciones, las cuales son integrados por un esquema Gauss-Lobato. Una vez definidos los vectores carga, deformación, se describen dos vectores que definen el estado de la fibra de la sección, en función de  $x$ , la posición de la sección a lo largo del eje de referencia y  $y_i$  y  $z_i$ , la posición de la fibra en la sección discretizada:

$$e(x) = \begin{Bmatrix} \varepsilon_1(x, y_1, z_1) \\ \varepsilon_i(x, y_i, z_i) \\ \varepsilon_n(x, y_n, z_n) \end{Bmatrix} \quad 2-15$$

$$E(x) = \begin{Bmatrix} \sigma_1(x, y_1, z_1) \\ \sigma_i(x, y_i, z_i) \\ \sigma_n(x, y_n, z_n) \end{Bmatrix} \quad 2-16$$

$$l(x) = \begin{bmatrix} -y_1 & z_1 & \mathbf{1} \\ -y_i & z_i & \mathbf{1} \\ -y_n & z_n & \mathbf{1} \end{bmatrix} \quad 2-17$$

Donde:

$e(x)$  = vector de deformación para la fibra  $i$

$E(x)$  = vector de esfuerzo para la fibra  $i$

$l(x)$  = matriz de transformación geométrica lineal

Para obtener la respuesta del estado del elemento viga-columna discretizado por fibras se procede a realizar una iteración usando el método Newton -Raphson para el siguiente algoritmo:

- 1) Resolver el sistema global de ecuaciones actualizando los desplazamientos de la estructura.
- 2) Se calculan los incrementos de deformación, actualizando las deformaciones en los elementos.
- 3) Se calculan los incrementos de fuerza en la sección

$$\Delta D^j(x) = b(x) * \Delta Q^j$$

$$D^j(x) = D^{j-1}(x) + \Delta D^j; \text{ donde } j = \text{ iteración del estado de determinación}$$

- 4) Se calculan los incrementos de deformación

$$\Delta e(x) = l(x) * \Delta d(x)$$

$$e^j(x) = e^{j-1}(x) + \Delta e^j(x)$$

- 5) Se calcula el esfuerzo de la fibra analizada y un módulo tangente, ver ec 2-17.
- 6) Se calculan las matrices de rigidez y flexibilidad usando el módulo tangente, ver ec 2-14 y 2-15.
- 7) Se calculan las fuerzas restauradoras a nivel sección  $D_R^j(x)$ . Con este paso se obtienen

las fuerza axial y momentos flexionantes. Donde: 
$$D_R^j(x) = \begin{Bmatrix} -\sum_{i=1}^n \sigma_i^j \cdot A_i \cdot y_i \\ \sum_{i=1}^n \sigma_i^j \cdot A_i \cdot z_i \\ \sum_{i=1}^n \sigma_i^j \cdot A_i \end{Bmatrix}$$

- 8) Se calculan las fuerzas no-balanceadas y se calcula la deformación residual, a nivel sección.  $D_U^j(x) = D^j(x) - D_R^j(x)$  y  $r^j(x) = f^j(x) \cdot D_U^j(x)$
- 9) Se calculan las matrices de rigidez y flexibilidad, ver ec 2-13 y 2-15.

10) Se verifica la convergencia del elemento. En caso de no converger se calcula la deformación del elemento residual. Al final se procede a obtener las fuerzas restauradoras de la estructura y su nueva matriz de rigidez.

## **2.5 Respuesta sísmica de sistemas no lineales**

La respuesta de un sistema no-lineal, bajo cargas laterales, se puede definir principalmente en dos grupos: dependientes y no dependientes del tiempo. Un ejemplo de un fenómeno dependiente del tiempo es la pérdida de elasticidad, donde para un elemento después de un tiempo significativo, se incrementan las deformaciones sin aplicar una carga adicional al estado actual.

Analizando pruebas experimentales (Mander et al., 1989; Paulay & Priestley, 1992; Priestley et al., 1982), se desarrollan relaciones inelásticas bajo efectos de la variación de la velocidad de carga, así como la aplicación de esfuerzos multiaxiales; efectos probables a ocurrir en los eventos sísmicos. La rigidez del sistema, y por lo tanto la resistencia a fuerzas laterales, se ven deteriorada debido al desarrollo de microfisuras y deformaciones plásticas que ocurren a microescala (Luccioni, 2003).

Las consideraciones para un comportamiento no lineal se engloban en tres grupos principales: a) Cambios de estado, b) no-linealidad geométrica, c) no-linealidad material.

Para los cambios de estado que causan un comportamiento no lineal, pueden estar en función de la carga aplicada al elemento estructural o bien, exclusivamente en la relajación de resistencia; en este caso están relacionados con alguna propiedad interna. En otros casos, para el mismo grupo de cambios de estado, puede estar en función de causas externas; el contacto es un factor importante para esta categoría. En la no-linealidad geométrica, corresponden sistemas que experimentan desplazamientos y rotaciones grandes con pequeñas deformaciones, de manera que la configuración geométrica puede causar una respuesta no lineal.

## 2.5.1 Propiedades constitutivas de los materiales

El criterio de falla de los materiales se clasifica, en lo general, si éste tiene un comportamiento dúctil o frágil. Para materiales dúctiles, se pueden alcanzar plastificaciones en zonas donde se concentran esfuerzos; en este punto pueden llegar a existir deformaciones permanentes, correspondientes a valores de resistencia en zonas inelásticas del material. Para materiales frágiles, se produce la falla antes de plastificar. Otro criterio de falla de interés es de inestabilidad del elemento, lo que implica que el material no alcanzó valores correspondientes a su resistencia máxima, pero al tener lugar una inestabilidad por configuración estructural, se modifican la condición de distribución de los esfuerzos (e.g. el pandeo de una barra de refuerzo de una viga de concreto reforzado).

### 2.5.1.1 Acero de refuerzo para elementos de concreto

Para modelar el acero se utiliza la hipótesis de una distribución uniforme de esfuerzos en la sección. Una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones hasta la fluencia del material. Para cualquier diseño de estructuras de concreto armado, ante fuerzas gravitacionales o sísmicas, el criterio de falla de los elementos debe ser una falla dúctil. El no considerar los esfuerzos más allá de la resistencia de fluencia conlleva a no cumplir este criterio para elementos esforzados significativamente, produciendo una falla por aplastamiento en el concreto. Es por esto que es necesario considerar el endurecimiento del acero por deformación, por lo que se debe evaluar la zona superior a la resistencia de fluencia.

Un modelo de tres ramas explora estas zonas: a) elástica lineal, b) planicie o posfluencia y c) endurecimiento por deformación. Para las primeras dos zonas, cualquier modelo considera las siguientes expresiones:

$$f_s = \left\{ \begin{array}{ll} f_s = E_s \varepsilon_s & \text{para rango: } < \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_s = f_y & \text{para rango: } \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \end{array} \right\} \quad 2-18$$

Donde :

$f_y$  = esfuerzo de fluencia del acero

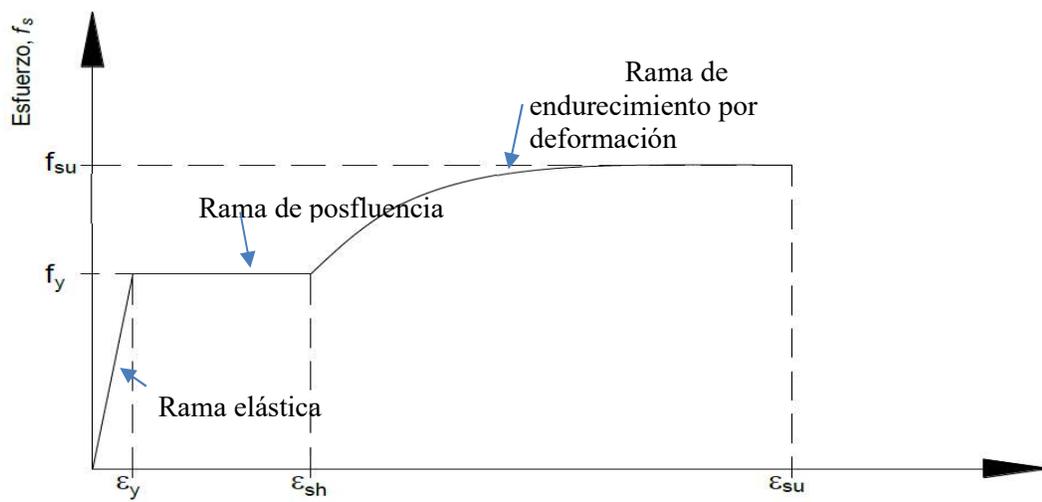
$f_s$  = esfuerzo en el acero

$\varepsilon_s$  = deformación unitaria del acero

$\varepsilon_y$  = deformación unitaria correspondiente a la fluencia

$\varepsilon_{su}$  = deformación unitaria última

Las primeras dos zonas quedan, principalmente, en función de la resistencia de cendencia, como se muestra en la Figura 2.10. Se tiene una planicie más amplia o más estrecha, según sea la baja o alta resistencia de cedencia, respectivamente. Así mismo, experimentalmente se han mostrado caídas abruptas en el punto de cedencia, antes de la recuperación por endurecimiento por deformación, sin embargo, en este estudio no se toma en cuenta.



**Figura 2.10** Curva típica esfuerzo deformación para refuerzo de acero

(Mander et al., 1989) propone expresiones con variables similares a (Paulay & Priestley, 1992), incluyendo un parámetro que controla la rama de endurecimiento por deformación. Se muestran las siguientes ecuaciones que representa el modelo:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^p \quad 2-19$$

$$p = \frac{\ln\left(\frac{f_{su} - f_{s1}}{f_{su} - f_y}\right)}{\ln\left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}\right)} \quad 2-20$$

Donde:

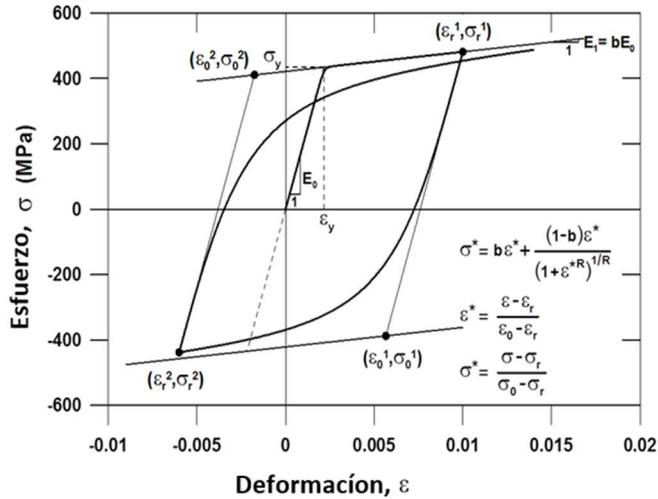
$f_{s1}$  y  $\varepsilon_{sh1}$  = puntos de datos obtenidos por pruebas experimentales en zona de endurecimiento

Tratándose de diseño de capacidad de los elementos, las características que el acero de refuerzo debería poseer son: zonas de posfluencia alargadas, seguido incremento gradual de esfuerzo por deformación. El desarrollo de incrementos de esfuerzos por deformación proveerá de una sobre resistencia a las demandas gravitacionales (desarrollo prematuro). Se debe considerar la localización de las rotulas plásticas, que generalmente se desarrollan a una distancia de la unión viga columna. La rotula plástica se puede entender como la zona donde se concentran las deformaciones inelásticas; ya sea en marcos contra venteados de acero o marcos de concreto reforzado. (Paulay & Priestley, 1992) proponen una longitud efectiva de plastificación aproximadamente del 5% de la longitud del elemento, en cada extremo.

El modelo constitutivo de Menegotto & Pinto (1973) se suele utilizar por su simplicidad, en cuanto a costo computacional, y debido a que reproduce el comportamiento cíclico para involucrar implícitamente el comportamiento histerético, como se muestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** La función se describe por medio de curvas asintóticas, donde se asignan ciertas reglas para definir su comportamiento cíclico.

$$\sigma_s = (b)\varepsilon^* + \frac{(1 - b) * \varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^{*R})^{1/R}}$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r}$$



**Figura 2.11** Relación de esfuerzo-deformación de acero en base al modelo de Menegotto-Pinto (1973)

### 2.5.1.2 Concreto simple y confinado

Para modelar el concreto se desarrolla la relación esfuerzo-deformación del este material compuesto, en todas sus etapas, utilizando resultados de ensayos de laboratorio, debido a que no hay un modelo determinístico que represente la relación en la zona comprimida. Se han desarrollado, por medio de un análisis más racional, las relaciones del estado de agrietamiento, según el estado de curva momento-curvatura.

Para un material frágil como el concreto, se tienen diversas complejidades. Modelos simples se han desarrollado. (Romero Martinez & Quiroga Becerra, 2015) muestran una serie de modelos de comportamiento que comparan el Modelo Hognestad (1955), compuesto en segmentos bilineales, como se muestra en Figura 3.2.

$$f_c = \begin{cases} \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] f'_c & 0 \leq f_c < f'_c \\ [1 - 100(\varepsilon_c - \varepsilon_0)] f'_c & f'_c \leq f_c < 0.85 f'_c \end{cases} \quad 2-21$$

$$\varepsilon_0 = 2f'_c/Ec \quad 2-22$$

con el Modelo Todeschini (1964); presenta una curvilínea con una sola expresión para los valores máximos del concreto.

$$f_c = \frac{2(\varepsilon/\varepsilon_0)}{1+(\varepsilon/\varepsilon_0)^2} f'_c \quad 2-23$$

Para secciones confinadas, se han desarrollado expresiones basadas en experimentaciones, donde se muestra la acción del confinamiento al momento que alcanza la resistencia  $f_c$  el concreto. (Kent & Park, 1971) muestran una expresión que no considera el aumento en la resistencia a compresión por confinamiento, compuesta por tres ramas (A, B y C) como se muestra en la figura Figura 2.13.

$$f_c = \left\{ \begin{array}{ll} f_c = f'_c \left[ \frac{2\varepsilon_0}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]; & 0 \leq \varepsilon_c < \varepsilon_0 \quad \text{Rama A} \\ f_c = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)]; & \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{20c} \quad \text{Rama B} \\ f_c = 0.20 f'_c; & \varepsilon_c > \varepsilon_{20c} \quad \text{Rama C} \end{array} \right\} \quad 2-24$$

$$Z = \frac{1}{2(\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_0)} \quad 2-25$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + \varepsilon_0 f'_c}{f'_c - 1000} \quad 2-26$$

$$\epsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b_c}{s}}$$

2-27

Donde:

$E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto

$\epsilon_{cu}$  = Deformación unitaria correspondiente a la última resistencia del concreto

$\epsilon_{20}$  = Deformación unitaria correspondiente a 20% de la resistencia máxima

$\epsilon_{50}$  = Deformación unitaria correspondiente a 50% de la resistencia última

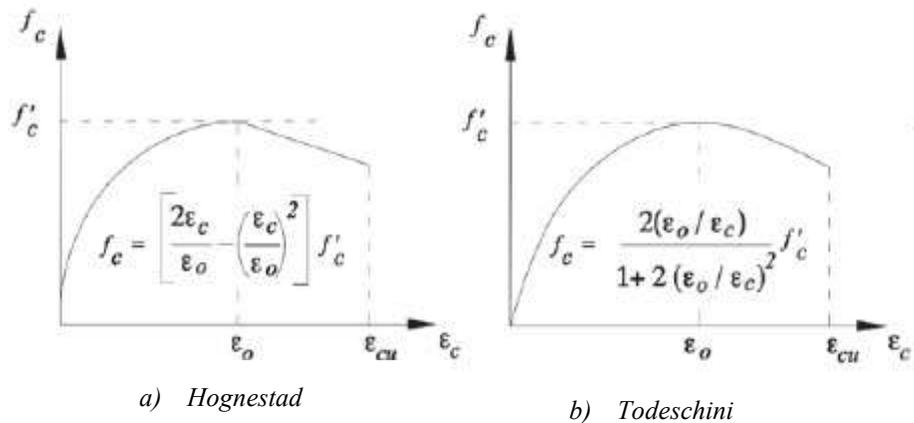
$\epsilon_{50h}$

= Deformación unitaria al 50% donde inicia el endurecimiento por deformación

$f'_c$  = Resistencia máxima a compresión espécimen no confinado de concreto

$\epsilon_0$  = Deformación unitaria correspondiente a la resistencia máxima del concreto

$\epsilon_c$  = Deformación unitaria correspondiente a un esfuerzo  $f_c$



**Figura 2.12** Curva esfuerzo-deformación a) Modelo Hognestad y b) Modelo Todeschini para el concreto simple de cilindros ensayados a 28 días

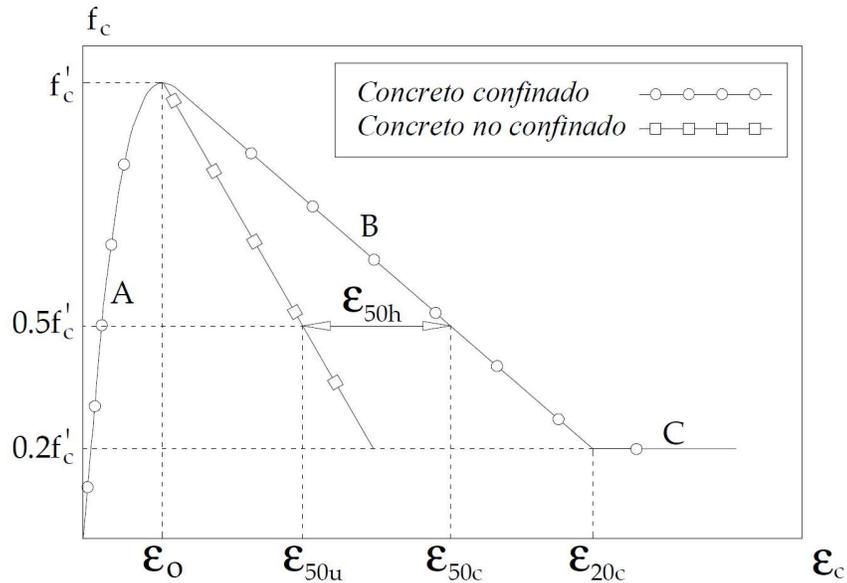


Figura 2.13 Curva esfuerzo-deformación para concreto confinado. Modelo Kent & Park (1971)

Sin embargo, (Priestley et al., 1982) modifica el modelo para considerar el efecto de confinamiento en el incremento de esfuerzos y deformaciones. Utiliza un parámetro  $k$  que depende del nivel de confinamiento. Las expresiones usadas son las mismas para el modelo (Kent & Park, 1971), incrementando la resistencia máxima por el parámetro  $k$ , para la primera rama y  $\epsilon_0$  para la segunda rama y para el parámetro  $Z$ .

$$k = 1 + \frac{\rho_s f_y}{f'_c} \quad 2-28$$

Existen otros modelos que utilizan dos puntos de resistencia máxima: el primer máximo resulta cuando el concreto simple no soporta más esfuerzos a compresión, al instante, se produce una ligera caída en la pendiente de la curva y cuando el núcleo de concreto confinado llega a su máxima resistencia se produce el segundo máximo. El modelo consiste en una curva continua. El modelo utilizado en este estudio será el correspondiente al propuesto por Kent & Park (1971).

Un modelo muy simple y que incluye las consideraciones para tipos de carga cíclica es el modelo de Popovic (1973). Consiste en una sola curva por una función continua y depende del módulo de elasticidad inicial y su módulo de elasticidad secante.

$$\sigma_c = \frac{n \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \right)}{n - 1 + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_m} \right)^n} * f_c$$

Donde:

$$n = \frac{E_i}{E_i - \frac{f'_c}{\varepsilon_m}}$$

$n =$  factor de relación de modulo de elasticidad

### 2.5.2 Sistemas no lineales: consideraciones dinámicas y estáticas

Las leyes constitutivas, el amortiguamiento que cuenta una estructura, así como la relación de esfuerzo y deformación, parten del estudio del medio continuo para poder obtener relaciones que permiten el análisis no lineal en un dominio global. Suponiendo que se tiene un sólido sujeto a una fuerza externa en un tiempo  $t + \Delta t$ , como se muestra en la Figura 2.14., se desarrollan las relaciones que expresan el comportamiento de un sistema no lineal.

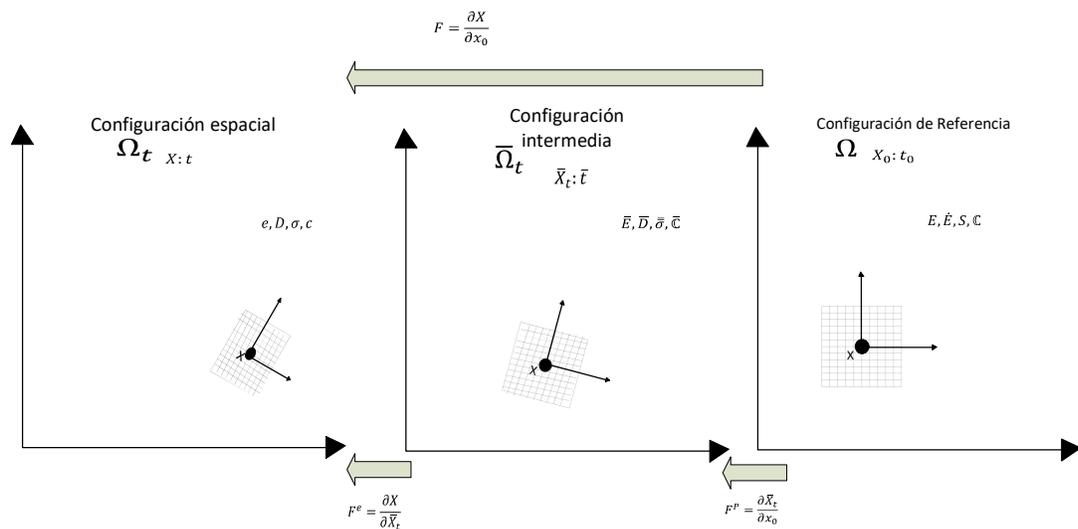


Figura 2.14 Configuración cinemática de un sólido en el espacio

La ecuación del equilibrio dinámico parte de las primeras leyes de termodinámica; la primera se expresa en seguida y define la transformación de la energía:

$$\frac{d}{dt} [\int \rho \omega dV] = \frac{dW}{dt} = \dot{W} = Q_p + P_d = P_{int} - \dot{K} \quad 2-29$$

$$P_{int} = \oint_S t \cdot v dS + \oint_V \rho b \cdot v dV = \oint_S t_i v_i dS + \oint_V \rho b_i v_i dV \quad 2-30$$

Donde:

$$t_i = \sigma_{ij} n_j$$

$t_i$  = fuerza por unidad de area aplicada en la frontera  $S$

$\sigma_{ij}$  = tensor esfuerzo de Cauchy

$n_j$  = vector normal a la superficie  $S$

$v$  = velocidad de del solido

$b$  = fuerzas de cuerpo aplicada en el volumen

$\rho$  = densidad de la masa =  $\partial M / \partial V$

$W$  = energía interna total global de un sistema

$\omega$  = densidad de energía interna por unidad de masa  $\rho$  y volumen  $V$

$P_d$  = Energía o calor correspondiente a la deformación

$P_{int}$  = Energía o calor introducida al sistema

$Q_p$  = Energía o calor propio del sistema

$\dot{K}$  = Energía cinética

Para un sistema sujeto a una carga externa en el tiempo, se expresa la ecuación de equilibrio dinámico, mediante las anteriores expresiones:

$$\int_V \rho \dot{\omega} dV - \left[ \int_V \rho r dV - \oint_S q_i n_i dS \right] = \int_V \sigma_{ij} D_{ij} dV = \oint_S t_i \dot{u}_i dS + \oint_V \rho b_i \dot{u}_i dV - \int_V \rho \dot{u}_i \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} dV$$

2-31

Donde:

$$\int_V \rho \dot{\omega} dV - \left[ \int_V \rho r dV - \oint_S q_i n_i dS \right] = \text{energía mecánica}$$

$$\int_V \sigma_{ij} D_{ij} dV = \text{energía de deformación}$$

$$\int_V \rho \dot{u}_i \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} dV = \text{energía cinética}$$

Utilizando un polinomio que aproxime los desplazamientos, o velocidad, en un campo continuo (función de forma), en un número finito de puntos (nodos), se aplica el método de elementos finitos como un procedimiento numérico con condiciones de frontera, permitiendo evaluar las derivadas de los desplazamientos de cada elemento definido por los nodos; como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\int_{V_e} \sigma_{ij} \nabla_i^s N_{jk} dV = \oint_{S_e} t_i N_{ik} dS + \int_{V_e} \rho b_i N_{ik} dV - \int_{V_e} \rho N_{ki} N_{ij} dV \cdot \ddot{U}_j \quad 2-32$$

Donde:

$\nabla_j^s N_{jk} = B_{ijk} = \text{gradiente de la función de forma (tensor de compatibilidad de deformaciones)}$

$$\int_{V_e} \sigma_{ij} \nabla_j^s N_{jk} dV = \int_{V_e} \sigma_{ij} B_{ijk} dV = \text{fuerzas internas del sistema}$$

$$\oint_{S_e} t_i N_{jk} dS + \int_{V_e} \rho b_i N_{ik} dV = \text{fuerzas externas}$$

$$\int_{V_e} \rho N_{ki} N_{ij} dV \cdot \ddot{U}_j = \text{fuerzas inerciales}$$

La ecuación 3-21 describe el comportamiento el equilibrio dinámico en una configuración local. Es decir, visualizando desde el elemento diferencial, de manera que se encuentra el tensor de esfuerzos de Cauchy. La expresión que define el equilibrio dinámico en una configuración global, o de referencia, se muestra en la siguiente ecuación:

$$\int_{V_0} S_{ij} \nabla_i^s N_{jk} dV_0 = \oint_{S_0^e} t_i N_{jk} dS_0 + \int_{V_0^e} \rho_0 b_i N_{ik} dV_0 - \int_{V_0^e} \rho_0 N_{ki} N_{ij} dV_0 \cdot \ddot{U}_j \quad 2-33$$

Pudiendo llegar a la expresión más simplificada que representar la ecuación del movimiento:

$$f_k^{ine} + f_k^{int} = f_k^{ext} \quad 2-34$$

Donde:

$\rho_0 =$  densidad del solido

$V_0^e$  y  $S_0^e =$  Volumen y Superficie en la configuración global

$S_{ij} =$  tensor esfuerzo de Piola Kirchoff

$f_k^{ine}, f_k^{int}, f_k^{ext} =$  Fuerzas inerciales, internas y externas.

Los dos tensores que involucran el cambio en la linealidad del sistema son los que están relacionados con los cambios en las propiedades del material, así como la relación esfuerzo-deformación, y los que están relacionados exclusivamente con las deformaciones a través de un evento. Los tensores correspondientes son: 1) tensor constitutivo  $\mathbb{C}_{ijkl}$  y 2) tensor de compatibilidad de deformaciones  $\bar{B}_{ijk}$ . Para un material isotrópico, y considerando que las propiedades del material están caracterizadas por las constantes elásticas de Lamé ( $\lambda$  y  $\mu$ ), se expresan como sigue:

$$\mathbb{C}_{ijkl} = \lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + \mu (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad 2-35$$

$$\bar{B}_{ijk} = \nabla_i^s N_{jk} \quad 2-36$$

Donde:

$$\delta_{ij} = \text{Delta de Kronecker}$$

Aplicando la linealización de un sistema no lineal en la ecuación  $f_k^{ine} + f_k^{int} = f_k^{ext}$

2-34 donde el comportamiento no lineal se expresa como una fuerza residual  $\Delta f_k$  en el dominio de global produciendo un desequilibrio en las fuerzas internas, inerciales y externas, se obtienen expresiones que componen leyes constitutivas para un material visco-elastoplástico:

$$0 = f_k^{ine} + f_k^{int} - f_k^{ext} = \Delta f_k$$

$$0 = \delta^i \left[ M_{kj} U_j + \int_{V^e} \sigma_{ij} \nabla_i^s N_{jk} dV - f_k^{ext} \right] + \delta^i \left[ \left( \int_{V^e} \rho N_{ki} N_{ij} dV \right) \frac{\partial \ddot{u}_j}{\partial U_r} + \frac{\partial}{\partial U_r} \left( \int_{V^e} \sigma_{ij} \nabla_i^s N_{jk} dV \right) + \frac{\partial}{\partial \dot{U}_m} \left( \int_{V^e} \sigma_{ij} \nabla_i^s N_{jk} dV \right) \frac{\partial \dot{U}_m}{\partial U_r} - \frac{\partial f_k^{ext}}{\partial U_r} \right] \cdot \delta^{i+1} [\Delta U_r] \quad 2-37$$

Interiorizando en el segundo termino (correspondiente a fuerzas internas):

$$\text{a) } \frac{\partial}{\partial U_r} \left( \int_{V^e} \sigma_{ij} \nabla_i^s N_{jk} dV \right) = \left( \int_{V^e} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial e_{st}} \frac{\partial \sigma_{st}}{\partial U_r} \nabla_i^s N_{jk} dV \right) = \left( \int_{V^e} (\nabla_s^s N_{tr}) C_{ijst}^T (\nabla_i^s N_{jk}) dV \right)$$

$$\text{b) } \frac{\partial}{\partial \dot{U}_m} \left( \int_{V^e} \sigma_{ij} \nabla_i^s N_{jk} dV \right) \frac{\partial \dot{U}_m}{\partial U_r} = \left( \int_{V^e} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial D_{st}} \frac{\partial \sigma_{st}}{\partial \dot{U}_m} \nabla_i^s N_{jk} dV \right) \frac{\partial \dot{U}_m}{\partial U_r} = \left( \int_{V^e} (\nabla_s^s N_{tr}) \xi_{ijst}^T (\nabla_i^s N_{jk}) dV \right) \frac{\partial \dot{U}_m}{\partial U_r}$$

Donde:

$\delta^i = \text{operado lineal en el intervalo } i$

$\Delta f_k = \text{fuerza residual}$

$\xi_{ijst}^T = \text{tensor tangente viscoso}$

Después de la linealización de la ecuación del equilibrio, se definen en el dominio global los componentes de la ecuación que se muestran en forma matricial:

$$0 = \left[ \mathbb{M} \frac{\partial \ddot{U}}{\partial U} + \mathbb{K}^T + \mathbb{D}^T \frac{\partial \dot{U}}{\partial U} - \frac{\partial f^{ext}}{\partial U} \right]^i \cdot [\Delta U]^{i+1}$$

Donde:

$\mathbb{M}$  = *matriz de masa*

$\mathbb{K}^T$  = *Matriz de rigidez tangente*

$\mathbb{D}^T$  = *Matriz de amortiguamiento tangente*

$[\Delta U]$  = *cambio en el desplazamiento para el intervalo  $i + 1$*

### 2.5.3 Comportamiento no-lineal material

Como se mencionó al inicio del subcapítulo, la no-linealidad material se puede agrupar en dos comportamientos: 1) dependientes del tiempo e 2) independientes del tiempo. Para el primer grupo, se han desarrollado expresiones para pronosticar dos de los principales efectos en el esfuerzo que se desarrolla en el concreto (Keeton et al., 1971; Meyers et al., 1972) basado en pruebas experimentales, donde se muestra que la variación de la deformación del concreto por flujo plástico se encuentra en función de: a) procesos de curado, pérdida de humedad (debido a filtraciones por acciones de la carga) , b) interacción entre la fase sólida y la fase fluida del concreto y c) debido a las microfisuras que tienen lugar en por procesos dependiente de esfuerzos y del tiempo (Branson et al., 1969). Algunos de estos procesos de deformación por la fluencia que ocurre son

parcialmente reversibles. Las expresiones que representan estas relaciones según los resultados son los siguientes:

$$(f'_c)_t = \frac{t}{\frac{a}{\beta} + t} (f'_c)_{28d}$$

$$(\varepsilon_{sh})_t = \frac{t^\alpha}{f + t^\alpha} (\varepsilon_{sh})_u$$

Donde:

$(f'_c)_t$  = modificación del esfuerzo por factores dependientes del tiempo

$(\varepsilon_{sh})_t$  = deformación por contracción dependiente del tiempo (m/m)

$\psi, d, \alpha, \beta$  = constantes de tamaño y forma

$\psi = \{0.40 - 0.80\}$

$d = \{6 - 30\}$  días

$v_u$  = coeficiente de flujo plástico último =  $\{1.30 - 4.15\}$  días

$\alpha = \{0.90 - 1.10\}$

$f = \{20 - 130\}$  días

<sup>2</sup> $\varepsilon_{sh_u}$

= última deformación por contracción (valor medio en probetas)  $450 \times 10^{-6} \frac{m}{m}$

$t$  = edad del concreto en días

$\frac{a}{\beta}$  = edad del concreto (días) a la mitad de la resistencia última

$$v_t = \text{coeficiente de flujo plástico} = \frac{t^\psi}{d + t^\psi} v_u$$

Se han utilizado modelos para expresar el comportamiento en las deformaciones totales, considerando el flujo plástico para un material viscoso, donde se incluye un cambio

---

<sup>2</sup> Basados en los resultados que explora la referencia (Branson et al., 1969)

en la deformación respecto al tiempo (Oller, 2014), como se ilustra en la **Figura 2.15** y se expresa en la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = \mathbb{C}\varepsilon^e(t) + \xi\varepsilon^{vis}(t)$$

Donde:

$$\dot{\varepsilon}^{vis}(t)$$

= *el cambio en la deformación respecto al tiempo para un material viscoelástico*

En este estudio solo se menciona la existencia de la fluencia plástica dependiente del tiempo, sin explorar el fenómeno y sus causas.

La plasticidad y el problema de daño, en este estudio, se ubican en el segundo grupo; el comportamiento no-lineal que es independiente del tiempo. Estos fenómenos se deben, principalmente, a un estado límite físico y la pérdida de resistencia por la degradación de la elasticidad del material, respectivamente. Se han desarrollado modelos que expresan, simplificada, el comportamiento elastoplástico y el comportamiento por daño de un sistema, como se muestra en la Figura 2.15.

$$\sigma = \mathbb{C}\varepsilon^e = \mathbb{C}(\varepsilon^e - \varepsilon^p)$$

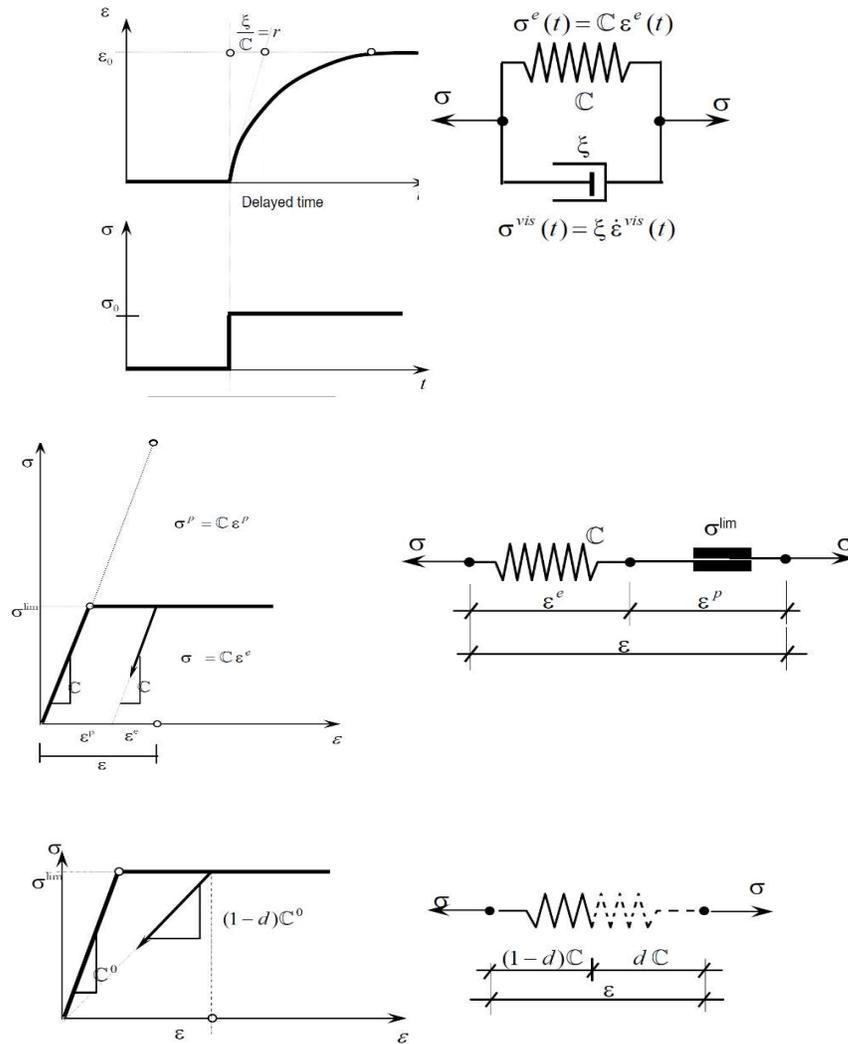
$$\sigma = (1 - d)\mathbb{C}\varepsilon$$

Donde:

$\varepsilon^p$  = *deformaciones plásticas para esfuerzos que superan estados límites*

$(1 - d)$  = *caída de pendiente de elasticidad por degradación del sistema.*

La aplicación de carga a una tasa, modifican tanto la resistencia como la elasticidad del material. Para el concreto, bajo cargas axiales a compresión, se ha observado que la curva envolvente a las curvas con un efecto de histeresis, es aproximadamente la curva de una sola aplicación (Park & Paulay, 1988)



**Figura 2.15** Esquema simplificado del comportamiento no-lineal debido a: a) problemas de flujo plástico respecto al tiempo, b) Problemas de plasticidad respecto a estados

El efecto Baushinger se expresa como el efecto no lineal en el acero debido a cambios de estado por contacto de cargas multiaxiales, donde el comportamiento pasa ser una relación lineal de esfuerzo-deformación, a una curva parabólica que llega a un punto de carga  $f_s$  y regresa con una similar, pero inversa pendiente de la curva.

## **CAPÍTULO 3**

### **HIPÓTESIS Y OBJETIVOS**

#### **3.1 Hipótesis**

El uso de plasticidad distribuida permite un mayor grado de aproximación en la estimación de la resiliencia en términos de curvas de fragilidad respecto a los modelos convencionales al considerar la relación esfuerzos-deformación, en lugar de las derivas de entrepiso como parámetros de demanda.

#### **3.2 Objetivo**

Estimar la variación de los tiempos de recuperación (resiliencia) de daños en términos de curvas de fragilidad considerando los parámetros de demanda por medio de un modelo de daño de plasticidad distribuida.

#### **3.3 Objetivos particulares**

- i. Analizar de los factores relacionados con el daño probable en inmuebles de los sistemas de marcos de concreto reforzado.
- ii. Evaluar la peligrosidad sísmica de la zona de interés involucrando la incertidumbre en términos de un parámetro de demanda.
- iii. Evaluar la respuesta no-lineal de los sistemas de marcos de concreto reforzado por medio de plasticidad distribuida.
- iv. Estimar los daños alcanzados en los sistemas de marcos de concreto reforzado en función de la intensidad sísmica.
- v. Evaluar los tiempos de recuperación de los sistemas de marcos de concreto reforzado por medio de parámetros de distribución de probabilidad.

## CAPÍTULO 4 METODOLOGÍA

En este capítulo se presentan los pasos para obtener los parámetros, las demandas y las capacidades para evaluar los tiempos de recuperación de un edificio de marcos de concreto reforzado en función a las curvas de fragilidad generadas a partir de modelos de plasticidad concentradas y distribuidas. Obteniendo los estados de daño para cierto nivel de intensidad sísmica, se estiman los tiempos de la rehabilitación sísmica.

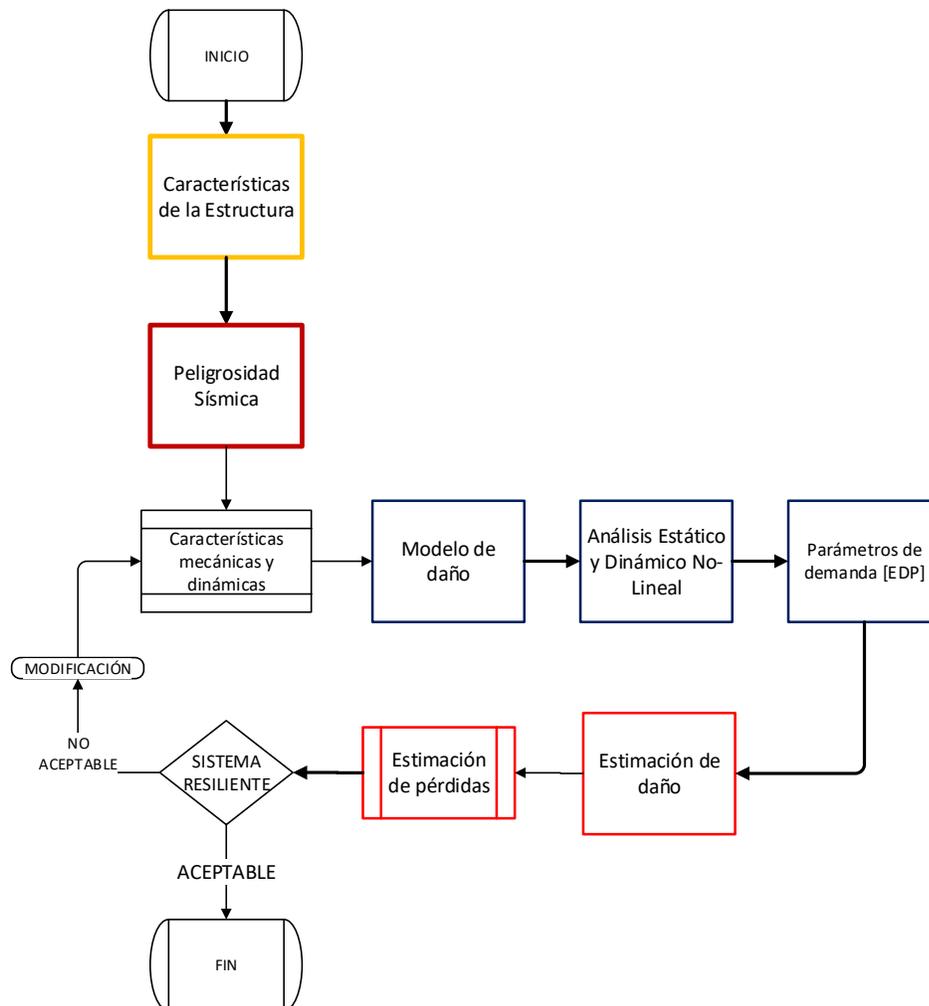


Figura 4.1 Diagrama de flujo de metodología propuesta

#### **4.1 Caracterización del daño en los sistemas de marcos de concreto reforzado sujeto a fuerzas sísmicas.**

Los modos de comportamiento de los elementos que componen el sistema de marcos de concreto reforzado sujeto a fuerzas sísmicas, entre otras características de la estructura, se deben definir para establecer el comportamiento esperado del sistema.

Se obtuvo una base de datos de reportes e informes realizados por Buendía Sánchez & Reinoso Angulo, 2019; Hernández-Zarco, 2017 y Serrano, 2015, así como la base de datos que pone en disposición el visualizador de daños ERN (Evaluación de Riesgos Naturales) (ERN, 2018), de levantamientos post-sísmicos en la Ciudad de México para las delegaciones afectadas por sismos ocurridos a lo largo de las últimas 6 décadas, dentro de las tres zonas: Zona de lomas, Zona de transición y Zona de lago, definidas por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo – 2017. Los sismos que se filtraron fueron los más significativos que han ocurrido en los últimos 60 años en la República de México, siendo la intensidad sísmica dentro de las zonas mencionadas la que define este filtro, por lo que los sismos utilizados en la base de datos fueron sismos de 1957, 1985, 1979 y 2017.

Se filtraron datos que incluyeran descripción de daños en la estructura, características dinámicas de la estructura, y características del movimiento del suelo.

Cabe resaltar que, para identificar los modos de comportamiento, del sistema estructural de marcos de concreto reforzado resistente a momento, es necesario utilizar la base de datos con todos los sistemas estructurales en el análisis estadístico, con el fin de extraer la variable respuesta, de manera que, al eliminar información de la respuesta sísmica de la zona, se estaría eliminando parte de la variable respuesta. Los inmuebles se matricularon con distintos niveles de daños, como una descripción del estado de los elementos estructurales, además de su sistema estructural y sus propiedades dinámicas y mecánicas.

**Tabla 4.1 Clasificación de daños en inmuebles de la Ciudad de México para los eventos sísmicos de 1957, 1985, 1979 y 2017.**

ID	Daño Discretizado
1	Estructuras débiles sin Ingeniería
2	Grietas en acabados y elementos no estructurales
3	Grietas pequeñas en muros, trabes y columnas
4	Grietas grandes en muros, trabes y columnas
5	Colapso de pisos superiores
6	Colapso de la planta baja o toda la estructura

**Tabla 4.2 Clasificación de sistemas estructurales de los inmuebles dañados disponibles en las diversas bases de datos.**

ID	SISTEMA ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DAÑADOS
1	COLUMNAS Y LOSA PLANA DE CONCRETO
2	COLUMNAS Y MUROS DE CONCRETO PREFARICADOS
3	COLUMNAS Y TRABES DE CONCRETO PRESFORZADO
4	ESTRUCTURA METÁLICA Y MARCOS DE ACERO
5	ESTRUCTURA MIXTA
6	ESTRUCTURA PREFARICADA CONCRETO
7	MARCOS DE CONCRETO
8	MARCOS DE CONCRETO CON MUROS MAMPOSTERIA
9	MARCOS DE CONCRETO CON MUROS CONCRETO
10	MUROS DE CARGA DE CONCRETO
11	MUROS DE MAMPOSTERIA CONFINADA

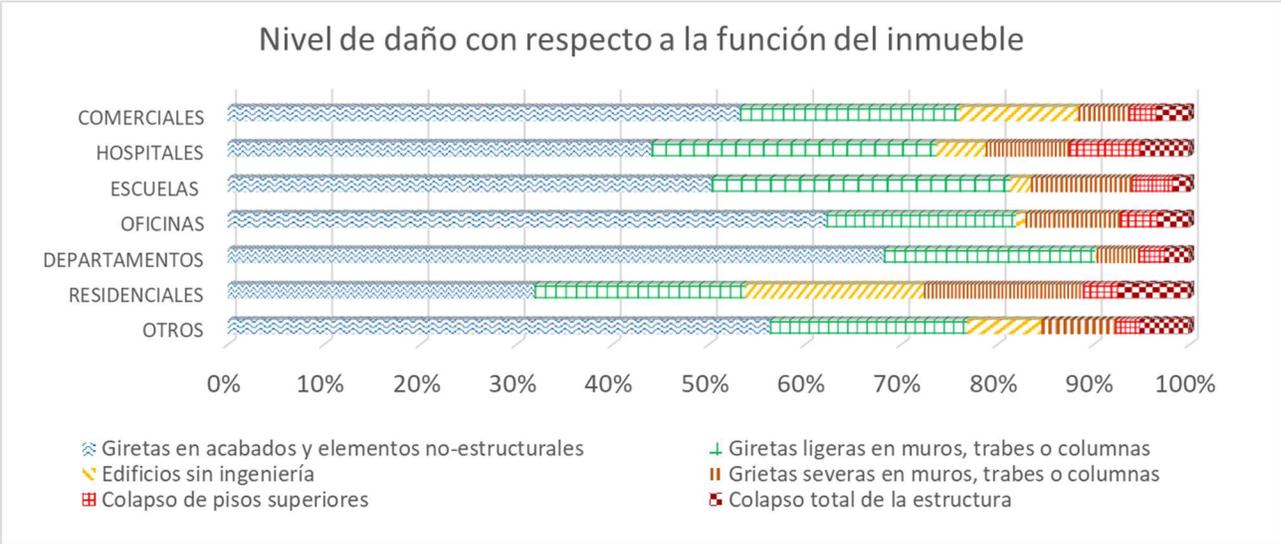


**Figura 4.2** Daños en inmuebles con caracterización de daños para: *a)* Estructuras débiles sin Ingeniería *b)* Grietas en acabados y elementos no estructurales *c)* Grietas pequeñas en muros, trabes y columnas *d)* Grietas grandes en muros, trabes y columnas *e)* Colapso de pisos superiores *f)* Colapso de la planta baja o toda la estructura (ERN, 2018)

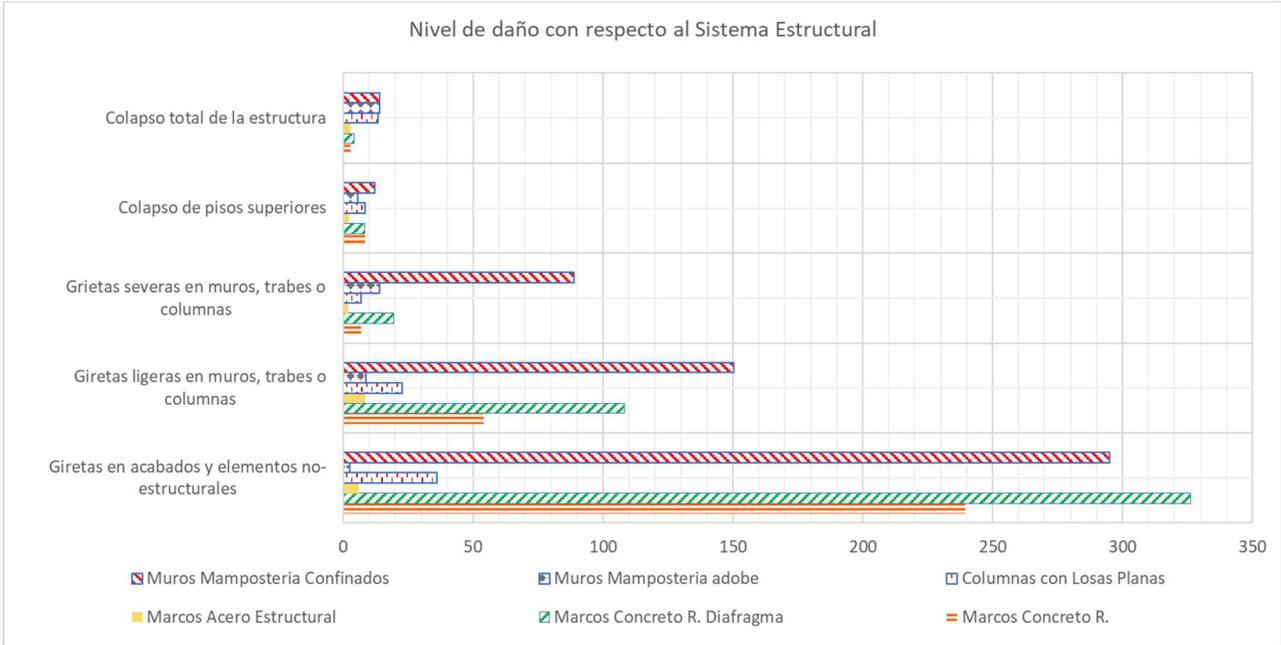
Cabe recordar que, a partir de los sismos de 1957, se comenzó la iniciativa de registrar los movimientos del suelo en diversas zonas sísmicas, y hasta 1985 se contó con la red acelerométrica de 11 estaciones (Espada Silva & Gonzáles Rodrigo, 2019), administrada por el Instituto de Ingeniería de México, por lo que datos acerca del movimiento del suelo y de la estructura, en su mayoría, se tienen matriculados para los sismos de 1985 y 2017. Teniendo los inmuebles agrupados se relacionaron los niveles de daño con uso del inmueble y sistema estructural como se muestra en la Figura 4.3 y Figura 4.4.

Los niveles de daño registrados, respecto a los sistemas estructurales, corresponden con la capacidad de deformación del sistema; para muros diafragma, restringiendo los nodos de los marcos de concreto reforzado o de acero estructural, tienden a generarse grietas en acabados e incluso en los propios muros, ante fuerzas laterales significativas, sin embargo, la estructura principal tiende a permanecer en un estado de deformaciones dentro de un rango elástico. Sin embargo, los efectos comúnmente descritos como patologías en edificación, e.g. golpeteo en edificación vecina, planta baja débil, afectan a edificaciones amplificando las fuerzas a las que está sujeto el edificio, o a reducir su rigidez. Como se muestra en la Figura 4.4, para daños en la estructura principal, que suponen una superación del rango elástico, resulta complicado predecir el nivel de daño que corresponderá con el sistema estructural asociado a una fuerza sísmica. Para esto se han considerado los agravantes que se han registrado en el momento del levantamiento post-sísmico.

Debido a que el año de construcción de los inmuebles tiene gran influencia, se tomó en cuenta en la caracterización de los sistemas estructurales. De manera que los códigos de diseño han ido actualizando sus criterios, en inmuebles construidos previamente del sismo de 1985, las principales características comparativas entre distintos códigos son las reducciones a las fuerzas sísmicas. Aunque en el capítulo 4.2 se detallarán las fuerzas sísmicas a usar, se incorpora a este primer análisis de base de datos para su caracterización esta componente para identificar su correlación con los niveles de daño asociados a los diferentes sistemas estructurales.



**Figura 4.3** Porcentaje de daño de acuerdo al uso del inmueble.



**Figura 4.4** Numero de inmuebles con un nivel de daño asociado de acuerdo al sistema estructural del inmueble.

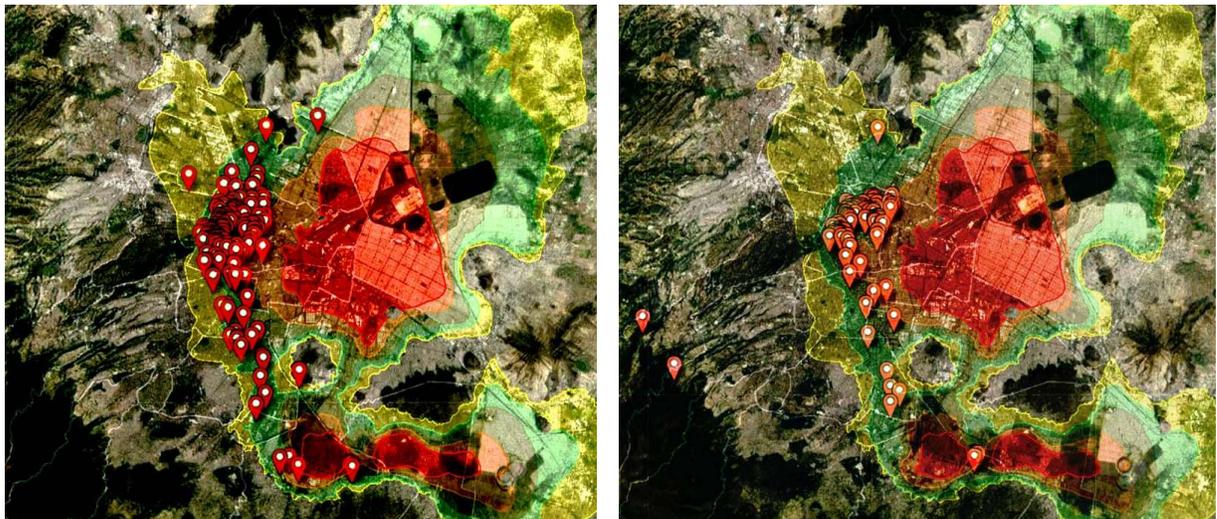
La zona donde se ubica el inmueble dañado se identificó en el mapa de zonificación sísmica de la Ciudad de México, de manera que la delegación en donde se encuentra se asocia con la Zona I (Lomas), Zona II (Transición) o Zona III (Lago). En función de la delegación del inmueble, se designó una zona a cada edificio dañado, con el fin de establecer la relación entre el daño y la zona. Es evidente que existe una correlación entre el nivel de daño y la aceleración del suelo. Así mismo, es de conocimiento previo, que no hay una proporción lineal en el nivel de daño para diferentes sistemas estructurales, a medida que el daño ocurre en el sistema estructural principal (comportamiento inelástico) (Eads et al., 2012; Francisco Ibarra & Krawinkler, 2007). Es importante destacar la dimensión de la variable de “año de construcción”, de manera que los reglamentos han tenido cambios significativos, especialmente en la reducción de fuerzas sísmicas, considerando la ductilidad de los sistemas estructurales con diferencias sustanciales (Administración pública de la Ciudad de México, 2017; Administración pública del Distrito Federal Jefatura de Gobierno, 2004; Reglamentos del Distrito Federal Mexicano, 1987).

El porcentaje de edificios matriculados con daños severos en los sismos de septiembre del 2017, como colapsos totales y en plantas superiores, fue del 5.11% de un total de 1076 inmuebles registrados; en comparación de un 53.20% con el mismo nivel de daños para los inmuebles registrados en el sismo de septiembre de 1985. Sin embargo, los daños moderados o ligeros en estructura principal que no implica colapso, e.g. grietas en travesos o muros, tienen una presencia en el 32.06% de los inmuebles registrados para el sismo del 2017, mientras que para el sismo de septiembre de 1985 son del 44.11%, como se muestra en la Figura 4.6a y Figura 4.6b.

De manera que se requiere una correlación entre el daño discreto descrito en párrafos anteriores, y las diversas variables que representan una demanda estructural, fue necesario realizar un análisis de datos de la base de datos procesada, filtrada y con un muestreo de máxima variación o muestreo diverso. Debido a que se tienen diez variables que se involucran en el daño discreto, se utilizó el método de análisis de componentes principales; se requirió tener una base de datos con todos los valores de los ejes principales (variables) discretos.



**Figura 4.6a** Inmuebles con caracterización de daño para a) Grietas grandes y b) Grietas pequeñas en traves, columnas y muros estructurales del evento sísmico del 19 septiembre 2017



**Figura 4.6b** Inmuebles con caracterización de daño para a) Colapso en planta baja o toda la estructura b) Colapso en pisos superiores del evento sísmico del 19 septiembre 2017.

Para el análisis de componentes principales se utilizó la herramienta R (RStudio Team, 2020) definiendo una tabla de datos con las 12 variables y asignando a las 1500 muestras valores numéricos en todas sus variables. A partir de la matriz de correlaciones se obtuvieron los eigenvalores, calculadas por el método de la Descomposición en Valores

Singulares, se redujo el número de variables a explorar seleccionando los primeros 6 ejes principales con un mayor valor de autovalor, conteniendo la mayor información de la base de datos.

Tabla 4.3 Variables originales

$x_1$	Daño Discreto
$x_2$	Zona
$x_3$	Año Construcción
$x_4$	Numero Pisos
$x_5$	Sistema Estructural
$x_6$	Periodo Estructura
$x_7$	Periodo del Suelo
$x_8$	Coef. Periodo Suelo-Estructura
$x_9$	Nivel de Agravante
$x_{10}$	Aceleración máx Estructura
$x_{11}$	Aceleración máx Suelo
$x_{12}$	Sismo

Se definió la ecuación para un nuevo conjunto de variables que representen la mayor

información de la base de datos representado por la ec  $x = \begin{pmatrix} x_1 \\ \vdots \\ x_{11} \end{pmatrix}$

4-1), maximizando la variabilidad. Para la combinación lineal, cada una de las variables originales  $x_k$  tiene un vector de constantes, las cuales tienen una regla de ortogonalidad (ec  $v_j^T v_j = \sum_{k=1}^{12} v_{kj}^2 = 1$  4-3).

$$x = \begin{pmatrix} x_1 \\ \vdots \\ x_{11} \end{pmatrix} \quad 4-1$$

$$y_j = v_{j1}x_1 + \dots + v_{j12}x_{12} \quad 4-2$$

$$v_j^T v_j = \sum_{k=1}^{12} v_{kj}^2 = 1 \quad 4-3$$

$$\text{var}(y_j) = \text{var}(v_j^T X) = v_j^T \Sigma v_k \quad 4-4$$

$$L(v_k) = v_k^T \Sigma v_k - \lambda(v_j^T v_j - 1) \quad 4-5$$

$$\frac{\partial L}{\partial v_k} = 2 \Sigma v_k - 2\lambda v_j^T = 0 \quad 4-6$$

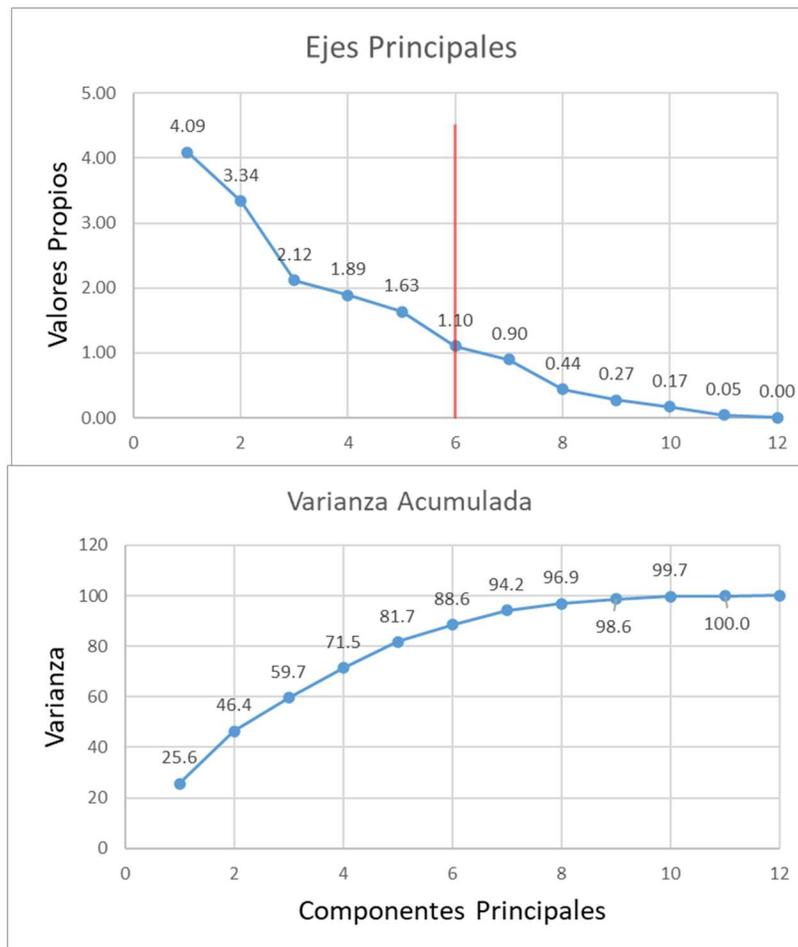
El objetivo es maximizar la varianza y dar la misma importancia a todas las variables,

por lo que se aplica la maximización de variables y se obtuvo la solución del sistema de ecuaciones para la matriz de correlaciones (ec  $\mathbf{var}(\mathbf{y}_j) = \mathbf{var}(\mathbf{v}_k^T \mathbf{X}) = \mathbf{v}_k^T \Sigma \mathbf{v}_k$

$$4-4, L(\mathbf{v}_k) = \mathbf{v}_k^T \Sigma \mathbf{v}_k - \lambda(\mathbf{v}_j^T \mathbf{v}_j - 1)$$

$$4-5 \text{ y } \frac{\partial L}{\partial \mathbf{v}_k} = 2 \Sigma \mathbf{v}_k - 2\lambda \mathbf{v}_j^T =$$

**0** 4-6). Al calcular los eigenvalores de cada nueva variable (componente principal) se escogen los que estén por encima del valor 1.0, para suponer una menor pérdida de información.



**Figura 4.7** Porcentaje de varianza acumulada de los ejes principales.

Cabe recordar que el objetivo principal del presente subcapítulo, es caracterizar el daño que se presenta en las estructuras de concreto reforzado. Debido a que en el presente estudio se está haciendo una suposición simplificada del daño, enfocándose en la inelasticidad independiente al tiempo, por lo que verificó con este subcapítulo, el nivel de

correlación del daño con la dependencia del tiempo y otros factores significativos.

## 4.2 Obtención de la peligrosidad sísmica

Este capítulo se enfocó en obtener la demanda sísmica adecuada para aplicarse en el modelo de la estructura. Para definir los niveles de demanda sísmica, se buscaron acelerogramas disponibles en la zona de estudio. Se dividió en dos fases: i) Nivel de desempeño objetivo, para el cual se obtuvo el espectro de demanda sísmica normalizado y ii) creación de acelerogramas escalados y filtrados para aplicar la demanda sísmica de acuerdo con los registros de daño.

### 4.2.1 Selección de registros sísmicos

En este primer paso se seleccionaron los acelerogramas que cumplieran con criterios de demanda sísmica de la zona. Francisco Ibarra & Krawinkler (2007) mencionan que, ni la profundidad, ni la magnitud son significativas para la probabilidad a colapso, por lo que se seleccionaron registros de los distintos sismos. Los registros usados en el análisis correspondieron a distintos tipos de fallas y profundidades: en el sismo de septiembre de 1985, la falla que dio lugar al sismo fue de tipo subducción (placa de Cocos que se encuentra debajo de norteamericana), y para la falla que dio lugar al sismo de septiembre 2017, corresponde a una falla de tipo normal. El sismo intraplaca, ocurrió a aproximadamente 57 km de profundidad (ERN, 2018), mientras que el sismo interplaca ocurrió a aproximadamente 18 km de profundidad.

Los registros de movimiento de suelo para la zona deseada, se encontraron en la red acelerográfica “**Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (RAII-UNAM)**” y fue usada en este estudio para obtener los registros sísmicos de los sismos de 1985, 1995 y 2017. Debido a que el proyecto RAII-UNAM tuvo sus inicios de operaciones oficiales entre 1978 y 1985, registros sísmicos anteriores a esa fecha no fueron posibles de obtener.

Se seleccionaron registros de estaciones ubicadas en distintos puntos de la zona, debido a que en la etapa anterior, se observó que, para la ciudad de México, los daños graves y colapsos se agruparon en zonas correspondientes a suelos blandos (suelos lacustres) y al

mismo tiempo daños graves en estructuras emplazadas en suelo duro.

La Tabla 4.4 muestra la serie de registros utilizados para simular la demanda sísmica que se aplicó en el modelo de marcos de concreto reforzado, simulando las cargas sísmicas que se desarrollaron en los eventos mencionados.

Tabla 4.4 Serie de registros correspondiente a acelerogramas de eventos 1985, 1995 y 2017.

NOMBRE DE LA ESTACIÓN	CLAVE DE LA ESTACIÓN	LAT. N	LONG W	ALTITUD msnm	TIPO DE SUELO	SISMO	ACELERACIÓN MÁX (GAL) (V/N90E/N00E)
AEROPUERTO ZIHUATANEJO	AZIH	17.60654	101.46526	20	ROCA	19/09/1985	/-100.09/-153.93/-98.62
CAYACO	CAYA	17.045	100.266	10	TERRENO BLANDO	19/09/1985	/24.357/-48.427/40.877
CENTRAL DE ABASTOS FRIGORIFICO	CDAF	19.366	99.086	2240	ARCILLA	19/09/1985	/-25.81/-117.49/-86.00
COYUCA	COYC	16.997788	100.089963	30	ROCA	19/09/1985	/18.841/35.689/42.042
EL OCOTITO	OCTT	17.25267	99.50587	700	ROCA	19/09/1985	/-20.49/-53.22/-48.08
PAPANOA	PAPN	17.328	101.04	30	ROCA	19/09/1985	/-80.68/111.61/154.95
SCT B-1	SCT1	19.394694	99.148678	2240	ARCILLA	19/09/1985	/-35.81/161.63/93.78
TACUBAYA	TACY	19.404505	99.195246	2240	SUELO DURO	19/09/1985	/19.14/-31.58/-33.97
LA UNION	UNIO	17.98762	101.810623	50	ROCA	19/09/1985	/-129.46/148.58/-165.29
CENTRAL DE ABASTOS OFICINAS	CDAO	19.373913	99.096997	2240	ARCILLA	09/10/1995	/-3.15/-19.37/13.83

Tabla 4.5 Continuación...

NOMBRE DE LA ESTACIÓN	CLAVE DE LA ESTACIÓN	LAT. N	LONG W	ALTITUD msnm	TIPO DE SUELO	SISMO	ACELERACIÓN MÁX (GAL) (V/N90E/N00E)
ROMA	DFRO	19.405	99.166	2240	ZONA TRANSICIÓN	09/10/1995	/-0.88/2.14/-1.62
SCT B-2	SCT2	19.405	99.148678	2240	ARCILLA	09/10/1995	/-2.87/-8.28/-10.70
TACUBAYA	TACY	19.404505	99.195246	2240	SUELO DURO	09/10/1995	/-1.59/2.20/-2.75
HUAMUXTITLAN	HMTT	17.798341	98.559717	898	ROCA	19/09/2017	/170.47/-143.87/-91.71
OAXACA CIUDAD UNIVERSITARIA	OXCU	17.048881	96.713269	1539	ARCILLA	19/09/2017	/212.00/212.00/212.00
PASEO NICOLAS BRAVO PUEBLA	PBP2	19.045439	98.208468	2149	TERRENO BLANDO	19/09/2017	/55.98/-98.68/93.35
PARQUE HABANA, PUEBLA	PHPU	19.044223	98.168466	2172	SUELO DURO	19/09/2017	/-77.73/-141.71/139.50
CERRO LA PAZ, PUEBLA	PZPU	19.055379	98.227092	2206	ROCA	19/09/2017	/53.3781/-92.5023/119.9722
RABOSO	RABO	18.569078	98.445409	1279	ROCA	19/09/2017	/-117.87/154.69/-129.56
RIO SAN FRANCISCO, PUEBLA	RFPP	19.043493	98.191493	2139	ESTRUCTURA	19/09/2017	/-80.9511/183.9518/115.4378
SAN ALEJANDRO, PUEBLA	SAPP	19.057785	98.215377	2173	DEPOSITOS LACUSTRES	19/09/2017	/-61.3387/205.9717/-199.7611
SAN JUAN DE LOS LLANOS	SJLL	16.657822	98.498463	46	ROCA	19/09/2017	/57.27/99.86/105.81
SISMEX PUEBLA	SXPU	19.039943	98.215087	2181	TRAVERTINO	19/09/2017	/104.3176/-117.1576/139.1785
TACUBAYA	TACY	19.404505	99.195246	2240	SUELO DURO	19/09/2017	/34.6179/-58.4292/62.3791
TEHUACAN ESCUELA PRIMARIA EMILIANO ZAPATA	THEZ	18.477554	97.383184	1631	ROCA	19/09/2017	/44.49/149.23/166.50

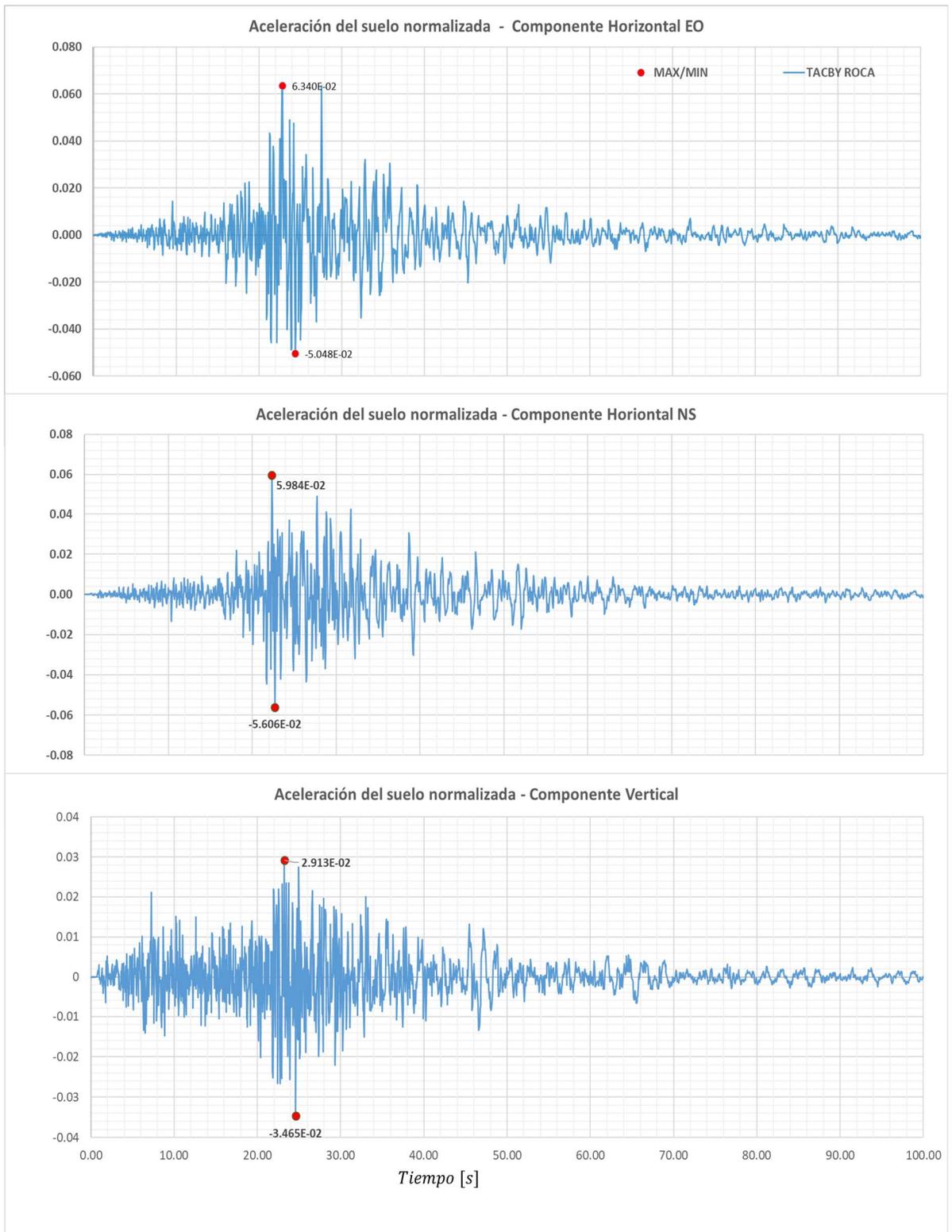
La Tabla 4.4 se construyó con criterios que permitieran contar con características más probables que tuvo lugar en el evento, uno de estos parámetros es el contenido de energía sísmica que tuviera el registro. Hancock et al. (2008) menciona que existe un probable sesgo que pudiera estar en la elección de acelerogramas de diferentes rangos de magnitudes,

diferentes distancias, o alguna diferencia en las características de los acelerogramas que sea tan variable que no se pueda reducir la incertidumbre proveniente del movimiento del terreno. De manera que se encuentran disponibles acelerogramas dentro de la zona de estudio, se procedió a aplicar filtros de señales para poder utilizar los registros y de esta manera que la distribución de las medidas de daños tenga menos sesgo debido a peculiaridades de un conjunto más estrecho de características de los acelerogramas.

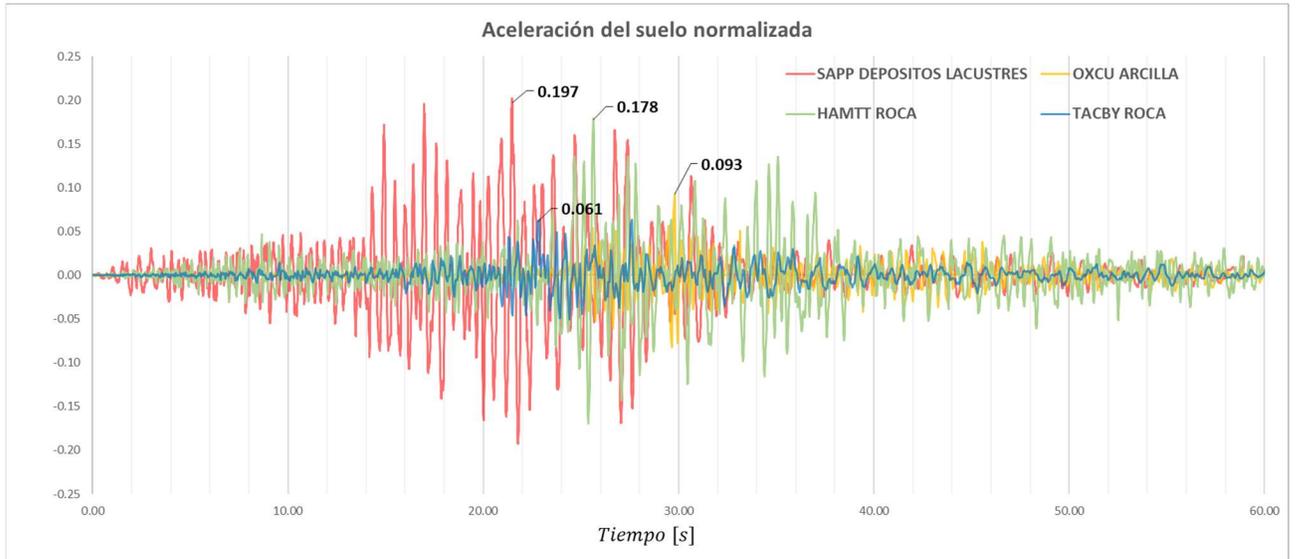
#### 4.2.2 Procesamiento de registros sísmicos

Los pasos para obtener una serie de acelerogramas tratados para el análisis dinámico no-lineal se describe en seguida. Esta explicación se realizó para cada uno de los acelerogramas de la serie de registros usados. Para el caso ilustrativo se usa el siguiente acelerograma sin correcciones ni filtros: Estación SCT Componente N00E del sismo 19 de septiembre 1985 como se muestra en la Figura 4.8.

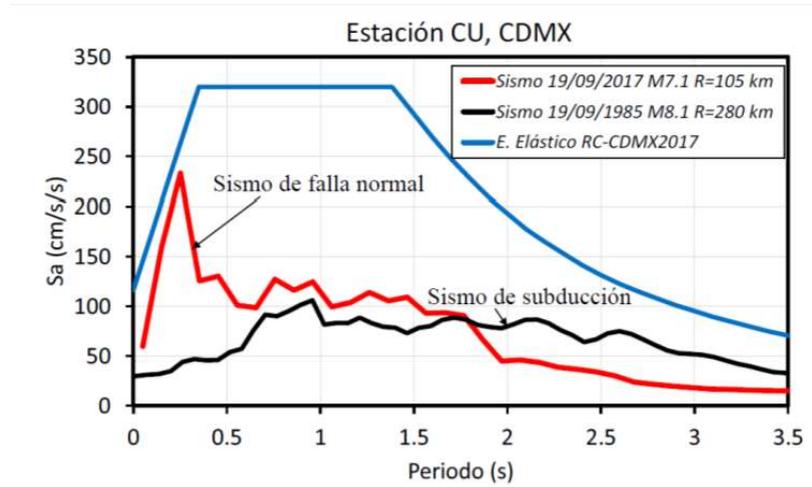
El archivo descargado como tipo .191 contiene los datos de la estación, acelerógrafo, del sismo y del registro (como su intervalo de muestreo). Los 3 canales que contiene el registro pueden variar entre cada acelerograma. Corresponden a dos componentes horizontales ortogonales y a una componente vertical.



**Figura 4.8** Acelerogramas filtrados y escalados para la estación Tacubaya para el evento sísmico. Canal-1 V, Canal-2 N00E, Canal-3 N90E



**Figura 4.9** Aceleración del suelo normalizada con la gravedad para diferentes estaciones para un mismo sismo



**Figura 4.10** Intensidades sísmicas en terreno firme en la Estación CU para la norma ciudad de México 2017 y los sismos del 2017 y de 1985 (Suárez Díaz, 2017)

El registro directamente de la estación puede contener posibles errores; la corrección de estos posibles errores se lleva a cabo.

1. Corrección Instrumental: Correcciones por ajuste de frecuencia natural y amortiguamiento, para calibración del instrumento. En este caso, se indica en los archivos .191 que los datos se encuentran con una calidad completa con tiempo absoluto correcto.
2. Corrección de línea base (corrección de 0's): Pueden existir ligeros desplazamientos relativos respecto a la línea cero de la aceleración; pudiera ser a causa del emplazamiento del equipo o por una falta de nivelación.

Esto supone que al haber un pequeño error en línea base, el desplazamiento, al ser obtenido por integración, se aproxima a un error significativo.

3. Corrección por filtrado de frecuencias: Ruido de alta frecuencia puede aparecer encima de la banda que se trabaje; puede afectar los picos de aceleraciones máximas de suelo y Ruido de baja frecuencia puede aparecer debajo de la banda de frecuencias que se trabaje; este tipo de frecuencias afecta en el momento de integrar.

#### I. Corrección de línea base

En este estudio se utilizó un ajuste parabólico usando parábola cuadrada:

$$\ddot{y}_0(t) = C_1 + C_2 \cdot t + C_3 \cdot t^2$$

Donde:

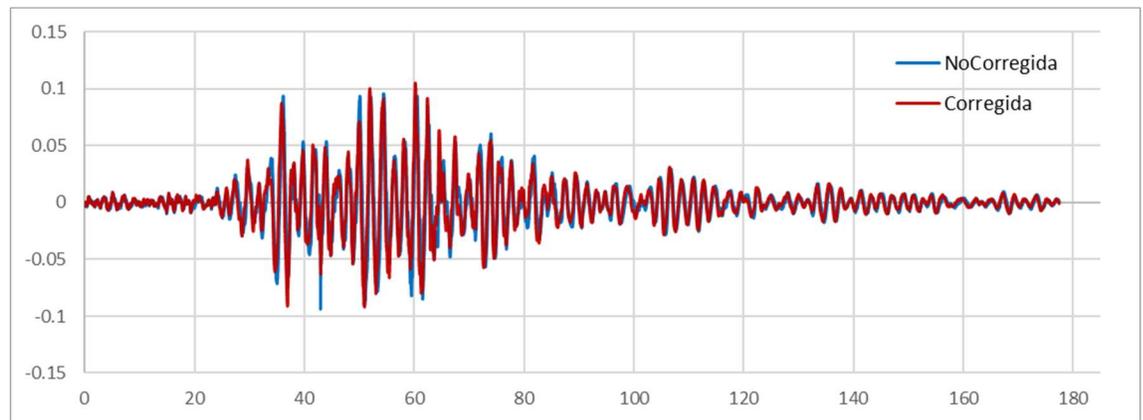
$\ddot{y}_0(t)$  = *aceleración no corregida*

$C_1, C_2$  y  $C_3$  = *Constantes a obtener en el proceso de minimización*

Llegando a la solución de minimización se obtienen las constantes; para cualquier pequeño valor que no se haya corregido (velocidades diferentes de 0 en estos tramos) se ha propuesto aplicar el proceso explicado por Fernández-dávila & Bazán (2021). Para el registro

de aceleración, se separó la parte intensa del sismo, se ubicó la próxima región que se acerca a la línea base, y en su lugar colocar aceleración cero.

Paralelamente, revisando la componente de velocidad, al encontrarse con valores periódicos cercanos a valores insignificantes, se colocan ceros y el desplazamiento resulta constante. Encontrando el último cruce de la velocidad por cero se aplica un corrimiento (desfase) de la aceleración corregida.



**Figura 4.11** Acelerograma corregido por línea base

## II. Corrección por frecuencias

Se puede aplicar un filtrado para eliminar el ruido de alta y baja frecuencia simultáneamente (paso-banda). Se utiliza el dominio de las frecuencias, por lo que hay que multiplicar el espectro de acelerograma por una función que reduce el valor de la amplitud fuera de la banda. Aplicando la transformada de Fourier:

$$H(\omega) \cdot A(\omega) = H(\omega) \cdot S(\omega) + H(\omega) \cdot R(\omega)$$

Donde:

$H(\omega) =$  Función filtro

$A(\omega) =$  transformada de Fourier del acelerograma

$S(\omega) =$  transformada de Fourier de la señal sísmica

$R(\omega) =$  transformada de Fourier del ruido

En este estudio se utilizó el filtro “BUTTERWORTH” frecuencial, donde se explica el

proceso en (Carreño Herrero et al., 1999).

Los registros con una duración relativamente larga, suelen tener una fracción de registro significativa para el estudio. La “duración significativa” usando gráficas de Husid, por medio de la Intensidad de Arias, permite obtener entre el 5% y el 95 % del valor de la energía del sismo:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a^2(t) \cdot dt$$

Donde:

$I_A =$  Intensidad de Arias

$a^2(t) =$  la historia temporal de aceleración al cuadrado

$t_f =$  tiempo total del registro

Los registros sísmicos corregidos y reducidos, se escalaron linealmente de acuerdo a los espectros de respuesta, con el fin de observar la degradación por efectos cíclicos al incursionar en el rango no-lineal.

Como se mencionó al inicio del capítulo, la fuerza equivalente que se aplicó para obtener la curva de capacidad, y con esto conocer los puntos de fluencia, posfluencia y capacidad última del marco, y con esto conocer los valores que definen el deterioro por carga cíclica, se obtuvieron a partir de los modos de vibrar de la estructura.

### **4.3 Modelación de la plasticidad del sistema estructural**

En el presente subcapítulo se modelaron marcos de concreto reforzado con distinción en la plasticidad considerada. Los parámetros significativos que participan en cada modelo de plasticidad se describen en este capítulo. Así mismo se describe cual fue el método de integración para el análisis dinámico.

La plasticidad distribuida representa el comportamiento no-lineal a lo largo del elemento mientras que la plasticidad concentrada requiere de reglas de comportamiento definidas por la capacidad de la sección. Se compararon ambas plasticidades para diferentes probabilidades de colapso en función de las solicitaciones y capacidades de la sección. Para la plasticidad concentrada se utilizó el modelo de Ibarra-Medina-Krawinkler con degradación

cíclica. Para esto, fue necesario i) identificar los componentes que participarían en los modelos plásticos, ii) parámetros en cada modelo para análisis dinámico no-lineal, iii) criterios de aceptación para la evaluación sísmica basada en desempeño.

#### 4.3.1 Identificación de los componentes y propiedades de los modelos propuestos.

Los componentes que participan en la plasticidad para marcos planos de concreto reforzado ante cargas laterales son las columnas, trabes y la unión trabe-columna, haciendo referencia a las últimas investigaciones post-sísmicas de edificios que han sido dañados en los últimos 40 años en México (S. M. Alcocer & Murià, 2021; INIFED, 2017; SEP & INIFED, 2021). En este estudio no se consideraron las losas modeladas; el efecto de la masa equivalente se incluye en las trabes. Por medio del software libre: Open System Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), se simuló el modelo con distintos niveles, crujiás y valores de ductilidad definidas por la sección.

#### 4.3.2 Modelo de plasticidad distribuida.

Para la plasticidad distribuida se utilizó el modelo tipo fibras, que es capaz de representar la plasticidad a lo largo de los elementos trabe-columna. Se modelaron los marcos de concreto reforzado discretizando los elementos trabe-columna en un número finito de secciones transversales, las cuales, a su vez se discretizaron por un número finito de fibras  $n(x)$ . Cada sección se localizó en un punto de control en un sistema de referencia local, de la misma manera para cada fibra.

A cada fibra se le asignó un modelo constitutivo para cada material, por lo que previamente se definieron los modelos constitutivos para cada material que compone el elemento trabe-columna. En este caso se utilizó el modelo de Menegotto & Pinto (1973) para el acero de refuerzo, y Popovic (1973) para el concreto, utilizando los siguientes parámetros para los elementos.

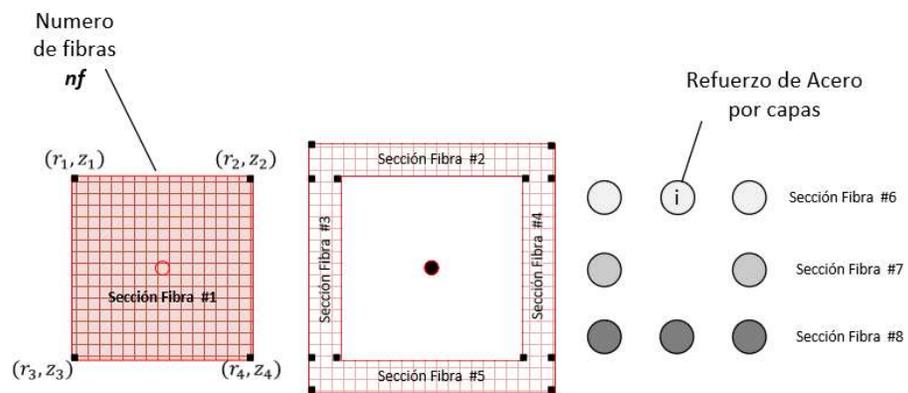
Para los valores que definen la relación de esfuerzos-deformación de Popovic, se designó un módulo de elasticidad en función del esfuerzo de compresión del concreto entre los 200 y 300 kg/cm<sup>2</sup>. El valor del acero de refuerzo se caracterizó con un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>, el valor del módulo de elasticidad del acero de 2.1E6 kg/cm<sup>2</sup>, y los valores

de R0 entre 18 y 20, el valor de cR1= 0.925 y cR2=0.15 así como lo recomienda Menegotto & Pinto (1973). Los modelos constitutivos son aplicados en las secciones tipo fibra, por medio, como se observa en la Figura 4.12 y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

Donde:

$$n = \frac{E_i}{E_i - \frac{f'c}{\epsilon_m}}$$

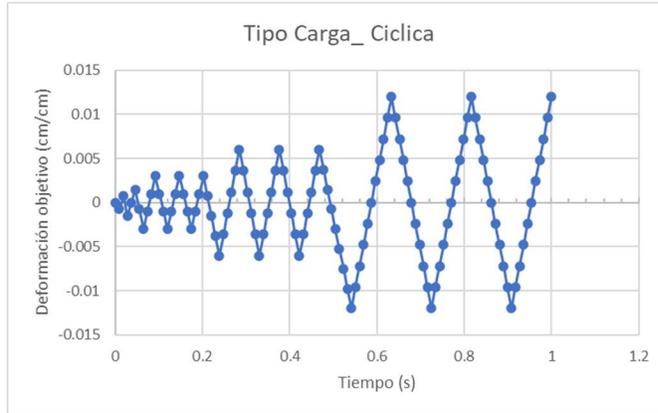
$$E_i = 15000\sqrt{f'c}$$



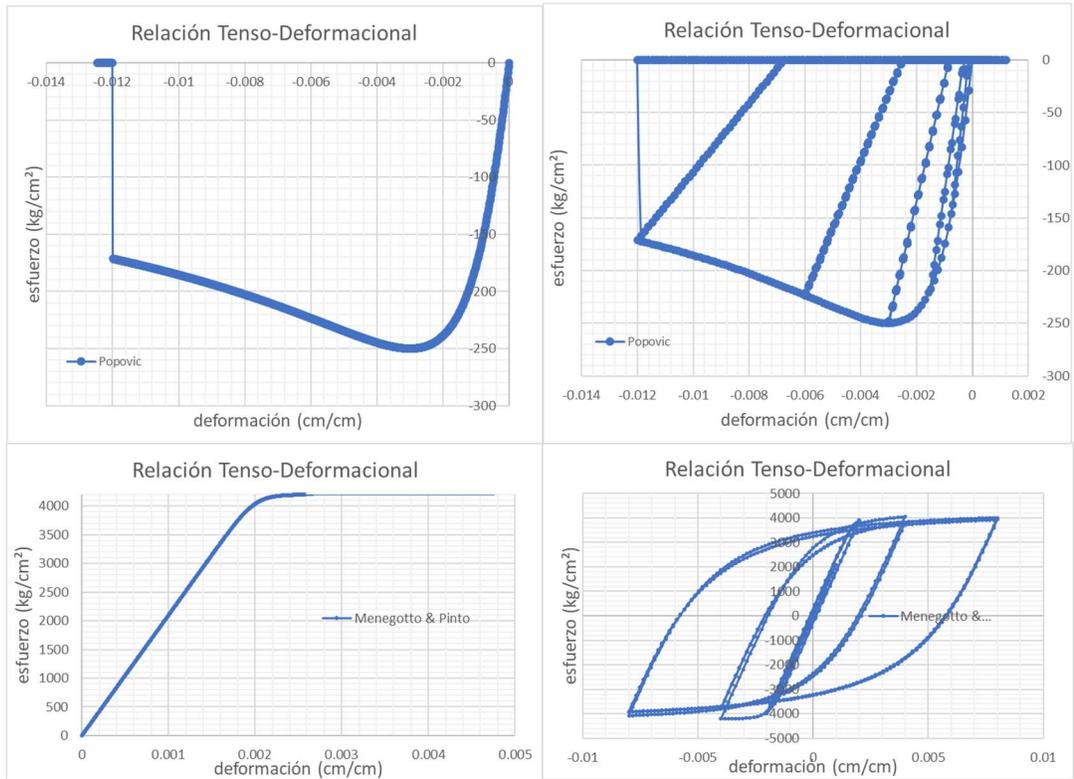
**Figura 4.12** Sección de Trabe-Columna discretizada por fibras y capas

Para ambos modelos constitutivos se incluye el comportamiento histerético de cada material. Para las dos distintas plasticidades, antes de analizar alguna estructura con cualquier modelo (para este caso, la plasticidad concentrada se asignó el modelo IMK modificado con degradación cíclica, y para plasticidad distribuida se asignó el modelo de fibras), se debe calibrar los modelos desarrollados con los parámetros desarrollados. Para esto, el software OpenSees permite asignar un tipo de carga monotónica para calibrar los valores que alcanzaría el material según las deformaciones objetivo, y así mismo para un tipo de carga

cíclica que esta basado en una prueba europea CiclycEN12512. Ver Figura 4.13, Figura 4.14.



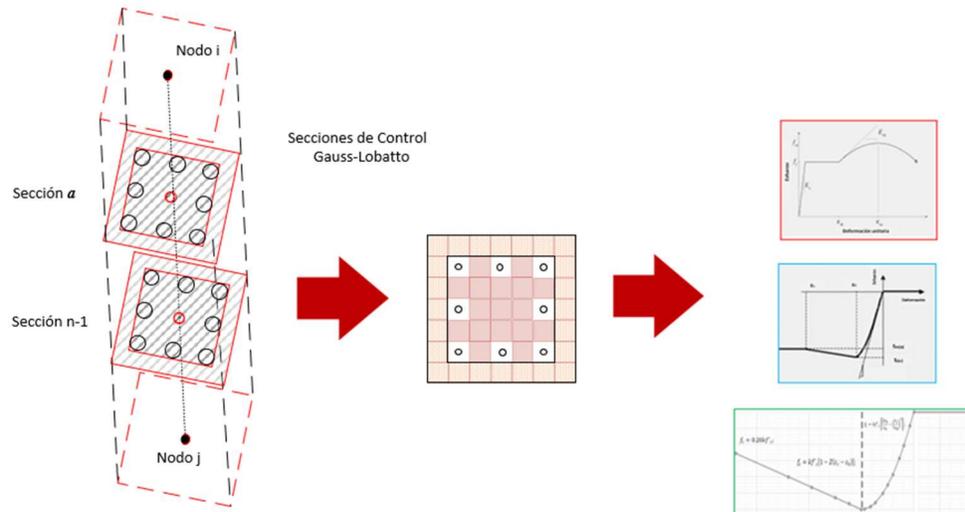
**Figura 4.13** Carca tipo cíclica EN12512 para calibrar los materiales.



**Figura 4.14** Modelos constitutivos para una carga monotónica y una carga cíclica. a) Modelo de Popovic para concreto, b) Modelo de Menegotto & Pinto para acero de refuerzo.

Para construir el modelo de sección tipo fibra, e incluir los modelos constitutivos

como se ilustra en la fig 4.16, se utiliza el comando “BuildRCrectSection” permitiendo asignar los valores de la sección del elemento, su diámetro de acero longitudinal, transversal, espesor de recubrimiento y otras propiedades físicas.



**Figura 4.15** Elemento Trabe-Columna discretizado por el método de fibras. a) Elemento trabe-columna, b) nivel sección, c) nivel material.

Cabe mencionar que debido a que la fibra sigue una relación de esfuerzo-deformación dada por el modelo constitutivo del material, y en consecuencia, su relación momento-curvatura de su sección, se debe integrar cada sección discretizada. La formulación que se utilizó para integrar las secciones es con el método numérico de integración de Gauss-Lobatto, por medio de la ecuación 4-7.

$$I = \int_0^L f(x) dx = \sum_{h=1}^m W_h \cdot f(X_h) \quad 4-7$$

Donde:

$h =$  sección discretizada monitoreada

$w_h =$  factor de peso

$m =$  numero de puntos o secciones de integración

Los modelos de plasticidad, a los cuales se les ha integrado modelos que permiten

reproducir la degradación de la resistencia y rigidez en una relación de fuerza y desplazamiento, se les debe aplicar una calibración, de manera que la respuesta histerética se encuentre limitada por la curva de capacidad o curva monotónica según las capacidades del sistema estructural.

#### **4.4 Estimación de los estados de daño en función de parámetros de demanda.**

Una vez modelado los elementos para almacenar el daño producido por las fuerzas y desplazamientos, se deben asignar límites de daños y criterios de aceptación para los cuales, van a permitir identificar el estado de la estructura en función de un parámetro de demanda. Es importante recordar que según lo simplista o detallado sea este proceso, la función de pérdidas tendrá el correspondiente nivel de confiabilidad.

Este estudio únicamente se ha enfocado el desempeño en elementos estructurales, sin embargo, cabe resaltar que, para la resiliencia de un edificio, es importante detallar tantos grupos de desempeño como sea posible. La agrupación, los parámetros de demanda y los criterios de aceptación, dependen de la susceptibilidad de los elementos; un grupo de desempeño donde se encuentran agrupados libreros, equipos y mobiliario, que, a pesar de obtener grandes distorsiones de entrepiso, es posible que en este grupo no se encontrará algún daño. Mientras que para un parámetro de demanda como la aceleración máxima de entrepiso puede ser un parámetro útil para encontrar en qué estado se podría encontrar este grupo de desempeño. El grupo estructural, quedó comprendido por los elementos trabe, columna y unión columna-trabe.

Para estimar su estado de daño fue necesario describir la susceptibilidad en la que se puede encontrar este mismo. Esta susceptibilidad está en función de un parámetro de demanda sísmico. Cabe resaltar que existen tablas donde se pueden encontrar sintetizados pruebas experimentales o investigaciones que reflejen el daño de grupos estructurales, no-estructurales y equipo/contenido. Además, se suelen utilizar, como parámetro de demanda sísmica, las derivas de entrepiso para asociar el estado de daño de la estructura de concreto

reforzado. Sin embargo, los resultados son genéricos y no involucran el daño del elemento en toda su longitud. Es por esta razón que se hace una propuesta para estados de daño para elementos estructurales, utilizando parámetros de demanda sísmica que se puede reflejar por el método de fibras. De manera que los elementos estructurales cuentan con una plasticidad distribuida encontrada en cada sección discretizada, esta tiene una respuesta sísmica en función de una curva uniaxial del material. Estos valores pueden aproximar el daño que acumula la sección y, por lo tanto, aproximar el daño en los elementos estructurales.

La Tabla 4.6 Estado de daño propuesto para un modelo de plasticidad distribuida de MCR. describe los estados de daño propuestos para el grupo de desempeño estructural. Se asignaron cinco estados de daños a una descripción dada:  $DS_1$ ,  $DS_2$ ,  $DS_3$ ,  $DS_4$  y  $DS_5$  son los estados de daño asociados con: agrietamiento y posibles fisuras en recubrimiento (A), fluencia en el acero de refuerzo por flexión (F); incursión en rango no-lineal causado por compresión o tensión en la sección (N); posible desconchamiento y/o deslizamiento del acero de refuerzo en uniones (D); posible pandeo local del acero de refuerzo y/o aplastamiento del concreto (P), como se ilustra en la Tabla 4.6.

Los grupos de desempeño estructurales son evaluados por medio de curvas de fragilidad, por lo que se requieren valores de parámetro de demanda sísmico. Para el modelo de plasticidad distribuida, los estados de daño propuestos se miden a través de las secciones discretizada. Si bien, los primeros dos estados de daño se pueden encontrar simplemente con el criterio de la máxima resistencia, los 3 estados de daño restantes tuvieron variaciones significativas, como se muestra más adelante en Resultados.

Para el modelo comparativo con plasticidad concentrada, se utilizó el parámetro de demanda de deriva de entrepiso, usando como criterio de aceptación los valores de la Tabla 4.7. Los valores de  $\mu_i$  indican el estado de daño que representará la estructura, y se encuentra en función de los desplazamientos espectrales del sistema. Estos desplazamientos espectrales fueron identificados por medio de la forma bilineal de la curva de capacidad del sistema de marcos de concreto reforzado con plasticidad concentrada.

**Tabla 4.6** Estado de daño propuesto para un modelo de plasticidad distribuida de MCR.

Descripción del comportamiento del elemento	Estados de daño propuestos	
Rango lineal- elástico	Grietas en acabados	
Rango lineal- inelástico	Fisuras en recubrimiento	
Incurción en rango no-lineal - inelástico	Fluencia del acero de refuerzo	
	Inicia zona de degradación en tensión del acero / concreto a compresión	
	Aplastamiento concreto confinado y/o posible pandeo local acero de refuerzo	

Como se puede observar, los criterios de aceptación del sistema de marcos de concreto reforzado con plasticidad concertada está definida en relación a la curva de capacidad del sistema y se asignan coeficientes que aproximan resultados experimentales.

Es importante mencionar que, según sea la ductilidad o la nula ductilidad del sistema estructural, los elementos estructurales estarán controlados por desplazamientos, donde los elementos considerados con ductilidad permiten que las deformaciones puedan incursionar en el rango inelástico, y en los elementos controlados por fuerzas, el sistema presenta un comportamiento frágil, y ocurre un colapso después de superar una resistencia máxima sin ocurrir grandes deformaciones.

**Tabla 4.7** Estado de daño usados en modelos de plasticidad concentrada.

Estado de daño (Risk-UE 2003)	Criterio de aceptación
Estado de daño Ligero	$\mu_1 = 0.7S_{dy}$
Estado de daño Moderado	$\mu_2 = S_{dy}$
Estado de daño Extensivo	$\mu_3 = S_{dy} + 0.25(S_{du} - S_{dy})$
Estado de daño Completo	$\mu_4 = S_{du}$

Los criterios de aceptación para la propuesta de los estados de daño para el modelo de plasticidad distribuida, queda explícita en relación a los esfuerzos de los materiales, dado el modelo constitutivo para cada material, como se mencionó anteriormente, dejando los elementos controlados por desplazamiento, y tomando las rotaciones de cada sección se obtuvieron los esfuerzos a los que cada fibra está sujeta.

#### 4.4.1 Elaboración de curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad, son funciones de densidad de probabilidad, o también pueden estar expresadas como distribuciones normales de probabilidad acumulada, que son de esta forma en las que usualmente se presentan. Como se explicó en el Capítulo 2, son funciones que reflejan la probabilidad de que exceda un estado límite. Este límite debe estar en función de un parámetro sísmico que represente la demanda sísmica afectando directamente al sistema estructural. En el caso de elementos controlados por deformación, es conveniente que el parámetro sísmico sea el desplazamiento espectral  $S_d$ .

Para construir esta base de valores de desplazamiento espectral en los puntos críticos, se aplicaron dos análisis de carga no-lineal. El primero fue un análisis estático no-lineal, por el método de carga monotonícamente creciente (pushover), y el segundo fue un análisis dinámico no-lineal tiempo-historia.

Definido lo anterior se construyen los 4 estados de carga para ejecutar cada análisis:

- Carga Gravitacional No Lineal (CGNL) = Se consideran las cargas muertas y cargas vivas para definir el estado inicial de deformaciones y establecer en que limite se encuentran los elementos.
- Caso Modal (Modal) = Una vez considerando las condiciones de apoyo, las masas distribuidas y las secciones definidas, se definen los números de modos de vibración a utilizar. Para este estudio se tomaron los primeros 9 modos de vibrar ya que cuentan con una participación modal de más del 95%.
- Carga Estática No Lineal (Carga Incremental Monotónica) = se aplican cargas laterales para determinar la Curva de Capacidad y su punto de desempeño, usando el espectro de respuesta de la zona.
- Carga Dinámica No Lineal (Tiempo-Historia) = Utilizando registros escalados en función de los espectros de diseño, se obtiene una serie de acelerogramas sintéticos para formar el primer grupo para obtener los parámetros de demanda y definir un índice de daño.

Obteniendo los desplazamientos espectrales para cada nivel de daño, se calcula el valor medio del desplazamiento espectral y su desviación estándar.

$$P[d_s|S_d] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad 4-8$$

Donde:

$\bar{S}_{d,ds}$  = valor medio del desplazamiento espectral al cual la estructura alcanza el estado limite de daño dsi

$\beta_{ds}$  = desviación estandar del logaritmo natural del desplazamiento

espectral en el estado de daño dsi

$\Phi$  = función de distribución normal estandar acumulado

Para el caso dinámico no-lineal se definió como índice global de daño el máximo daño que tuvo la estructura, según el estado de daño que se está evaluando para cada desplazamiento espectral, de esta manera se obtuvo un valor medio de índice de daño global y su desviación estándar. Con la siguiente expresión se obtuvo su probabilidad acumulada:

$$P[DI > DI_K] = 1 - \Phi \left[ \left( \frac{DI_K - DI_m}{\sigma_{DI}} \right) \right] \quad 4-9$$

Donde:

$DI_K$  = valor de índice de daño según el estado de daño evaluado

$\sigma_{DI}$  = Desviación estandar del valor de índice de daño global medio

#### **4.5 Estimación de los tiempos de recuperación de los sistemas de marcos de concreto reforzado.**

Los diseños para edificios de gran importancia, donde se requiere que la funcionalidad del edificio sea continua, ha sido necesario, como se describe en los capítulos anteriores, un tratamiento para conseguir las máximas demandas probables, así como la máxima susceptibilidad probable en su sistema estructural. Sin embargo, la recuperación también requiere de un tratamiento para problemas estocásticos.

#### 4.5.1 Obtención de conjunto de muestras aleatorias

Se propusieron actividades de reparación para elementos dañados, según el estado de daño que se ha propuesto en el capítulo anterior. Se acumularon en una base de datos los resultados de diferentes análisis para obtener una media y su desviación estándar.

A cada actividad se le asignó un tiempo de reparación por unidad de longitud, y se clasificaron diferentes clases de reparaciones, enfocados en elementos estructurales. Clase C1 para estados de daño  $DS_1$ , donde se requiere una reparación general de grietas menores y acabados, C2 para estados de daño  $DS_2$ , donde se requiere de reparación de grietas mayores y reparaciones de recubrimientos, C3 para estados de daño  $DS_3$ , donde se requiere de reparaciones de refuerzo de inyección con epoxicos, C4 para estados de daño  $DS_4$ , donde se requiere conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos, C5 para estados de daño  $DS_5$ , donde se requiere refuerzo por medio de encamisados de columnas, traveses o uniones.

Para el sistema con plasticidad concentrado, como modelo comparativo, se asoció, en el capítulo anterior un estado de daño general (ligero, moderado o extensivo), obtenido por un desplazamiento espectral, con un porcentaje de pérdida global del edificio. El procedimiento Risk UE-project define un rango de índice de daño de 0 a 5% de pérdida para un daño ligero, de 5 a 20% de pérdida para un daño moderado, de 20 a 50 % de pérdida para un daño extensivo y de un 50 a 100% para un estado de daño completo. Por lo anterior, los tiempos de reparación, para estos modelos, solo se pueden asignar como un caso general.

Para obtener las funciones de densidad de probabilidad se utilizó el método Monte-Carlo, utilizando diversas funciones de distribución de probabilidad para los tiempos de recuperación considerados.

Cabe destacar que, para el algoritmo de Simulación de Monte Carlo, requiere identificarse la distribución de probabilidad, si es triangular, normal, lognormal, etc. Por lo anterior, se definió el tipo de distribución de probabilidad y se obtuvo su correspondiente parámetro.

**Tabla 4.8 Parámetros de funciones de recuperación propuestos.**

Estado de daño propuesto	Parametro de demanda	Descripción de recuperacion de grupo de desempeño estructural. Propuesto	Distribución de probabilidad
$D_{s1}$	Esfuerzo del material	Reparación de Grietas menores	Normal
$D_{s2}$	Esfuerzo del material	Reparación de Grietas mayores	Normal
$D_{s3}$	Deformación del material	Reparación con epoxicos	Normal
$D_{s4}$	Deformación del material	Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos	Normal
$D_{s5}$	Deformación del material	Encamisados de vigas, columnas o nudos con concreto reforzado	Normal

**Tabla 4.9 Parámetros de funciones de recuperación genéricos.**

Estado de daño generico	Parametro de demanda	Descripción de recuperacion de grupo de desempeño estructural. Propuesto	Distribución de probabilidad
$D_{s1}$	Deriva de Entreipiso	Reparaciones no estructurale.	Normal
$D_{s2}$	Deriva de Entreipiso	Remover concreto dañado del recubrimiento y colocar concreto de reemplazo	Normal
$D_{s3}$	Deriva de Entreipiso	Empalmar nuevo acero de refuerzo	Normal
$D_{s4}$	Deriva de Entreipiso	Empalmar nuevo acero de refuerzo	Normal

Como se observa en la Tabla 4.8 y Tabla 4.9, la función de recuperación depende de un estado de daño, por lo que se requiere de un estado de daño discreto dada una intensidad sísmica, medida un desplazamiento espectral. Además de los elementos estructurales, los tiempos de recuperación de un edificio deben considerar elementos no-estructurales, equipos y contenidos y tiempos que impiden el inicio de la rehabilitación.

#### 4.5.2 Medición de la funcionalidad del sistema

La función de recuperación se puede entender como las actividades requeridas para que un sistema vuelva a tener su funcionalidad, y estas actividades pueden estar en función del tiempo que tomará cumplirlas. Como se describió previamente, se desarrolla en función

de las probabilidades de daño dada una intensidad, por lo que se calcularon diferentes probabilidades de daño con distintas intensidades sísmicas. Los tiempos relacionados con eventos variables, como los procesos más comunes o esperados que provocará un retraso en el inicio de recuperación del sistema, (como pueden ser los procesos ante las autoridades) se representan como una función triangular, debido a su dificultad para predecir o estimar con datos estadísticos.

La expresión usada por Bruneau et al., (2003); y Cimellaro et al., (2010a) se usó para obtener la función de la funcionalidad de un sistema, como se muestra en seguida:

$$R = \int_{t_0}^{t_r} [Q(t)] dt$$

$$Q(t) = 1 - [L(t_{0E}) \cdot fr(t, t_{0E}, T_{RE}) \cdot \alpha_R] \quad 10$$

$$Q(t) = 1 - [L(t_{0E}) \cdot fr(t, T_{RE})] \quad 11$$

Donde:

$R$  = función de resiliencia de un sistema

$t_0$  = tiempo de impacto del evento disruptivo

$T_{RE}$  = tiempo de reparación

$\alpha_R$  = factor que afecta el tiempo de reparación

$L(t_{0E})$  = función de pérdidas a partir de un tiempo inicial determinado  $t_{0E}$

$fr(t, t_{0E}, T_{RE})$  = función de recuperación durante un periodo acotado  $T_{RE}$ .

Se tomó un caso simple donde se considera que el tiempo de inicio de reparación comienza en el instante después que ocurre el evento disruptivo. EL factor que afecta al tiempo de reparación se tomó con un valor unitario. En de manera que la simplificación de la expresión descrita quedaría como se muestra en la ec. 49.

## **CAPÍTULO 5**

### **RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

#### **5.1 Daño en sistemas de marcos de concreto reforzado sujeto a fuerzas sísmicas**

Debido a que el daño en estructuras de concreto reforzado tiene una gran complejidad de consideraciones, en análisis no-lineal, se hacen simplificaciones que no siempre son permitidas. Entre estas simplificaciones, la consideración de interacción suelo-estructura y la inelasticidad debido a problemas dependientes del tiempo no fueron consideradas en este estudio. Sin embargo, es necesario verificar que la relación del daño de las estructuras bajo las cuales se está analizando, tengan una relación estrecha, principalmente, con la demanda sísmica, como ya se mencionó en el capítulo 4.

La base de datos tratados por un análisis de componentes principales permitió visualizar, en un plano de las primeras dos componentes principales (dos primeros eigenvectores), la correlación que existe con los inmuebles analizados con ocho variables de interés. En la Figura 5.1 y la Figura 5.2, se muestran las gráficas de las correlaciones entre los inmuebles dañados de la base de datos y cada variable de interés. Cabe resaltar que no se muestran los 1500 inmuebles que se encontraban en la base de datos original, sino que se filtraron datos, como se especificó en el subcapítulo 4.1. Las variables de interés se escogieron según el objetivo del análisis PCA. Debido a que es de interés caracterizar el nivel de daño en relación a la inelasticidad dependiente o independiente del tiempo, se escogió “año de construcción”; como es de interés conocer la magnitud de la correlación entre la demanda sísmica y el nivel de daño, se escogió, también, el año del sismo y la zona donde se encuentra la edificación. Así mismo es de interés conocer la relación entre el nivel de agravamiento (e.g. edificación en esquina, irregularidad en planta, etc) y el nivel de daño, por lo que también se seleccionó.

Además, cabe mencionar que fue útil identificar las edificaciones delimitadas por una de las variables, tal y como se muestra en la Figura 5.2d, donde se aprecia marcada la diferencia entre los inmuebles dañados por el sismo del 2017 y por el sismo de 1985.

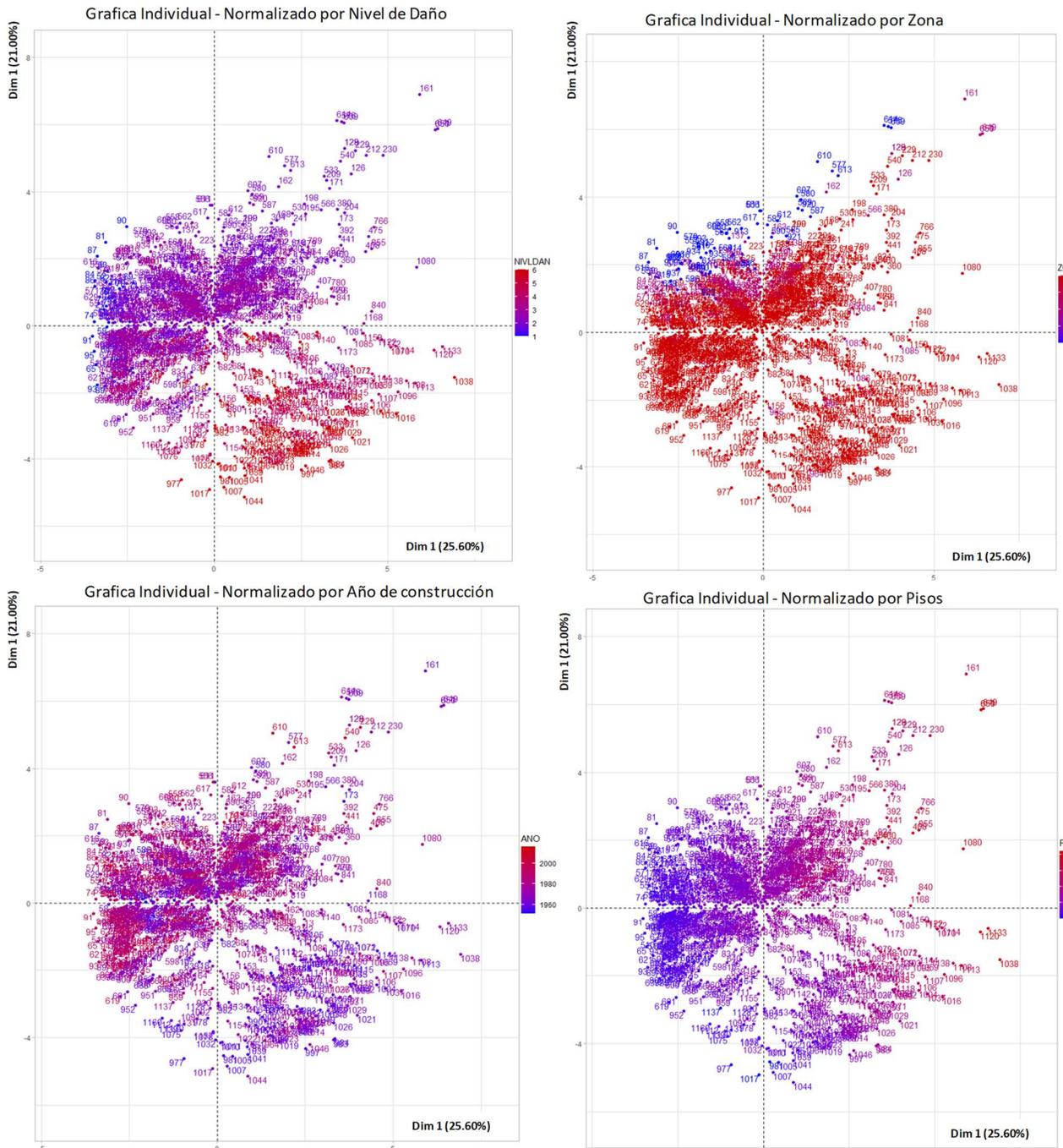


Figura 5.1 Correlación de inmuebles dañados con variables individuales.

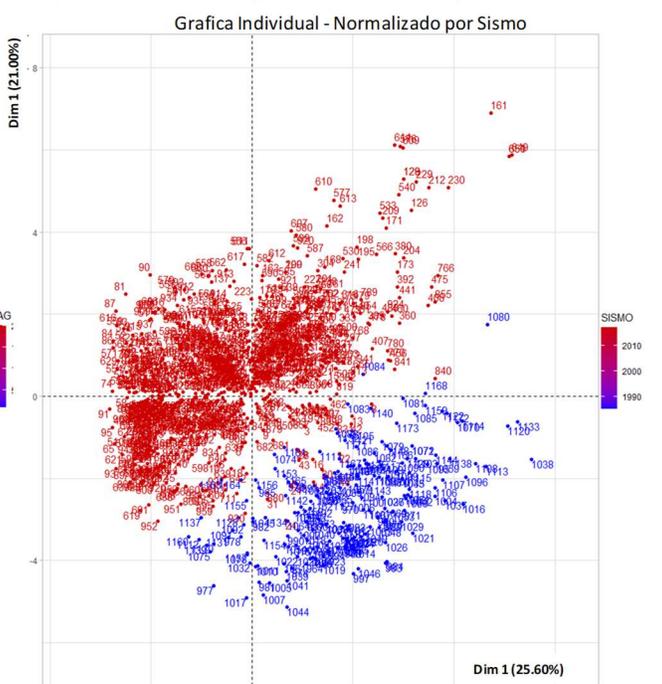
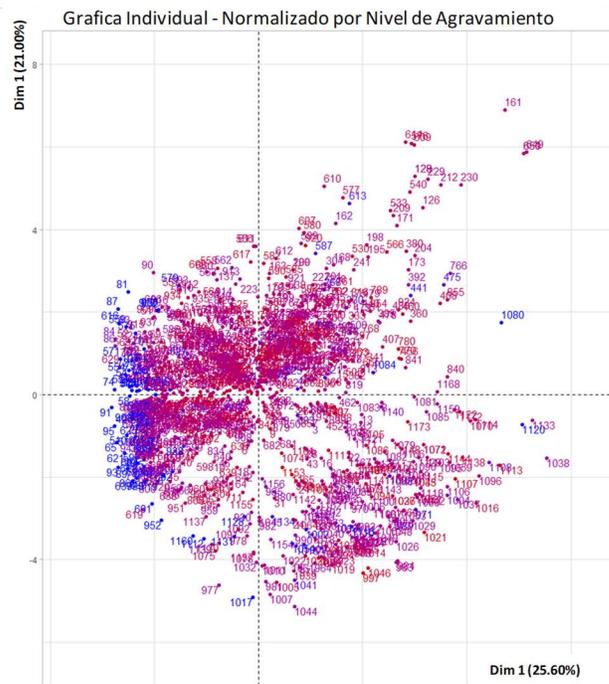
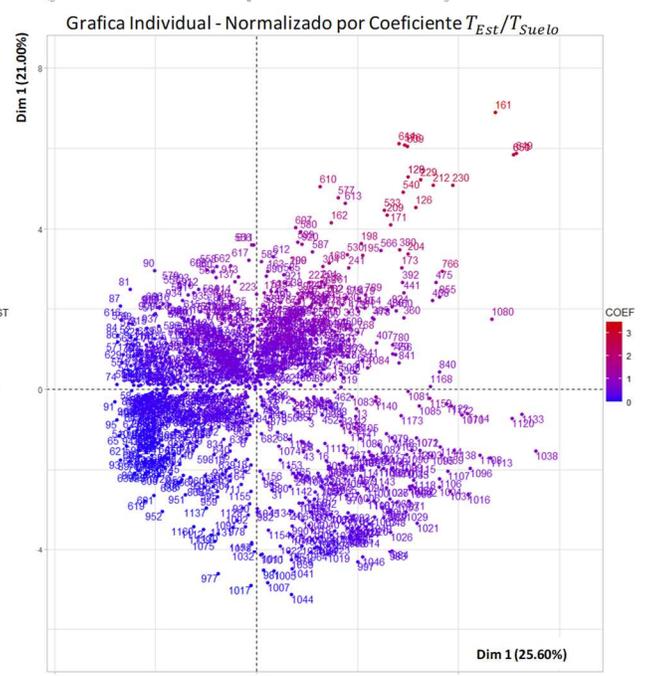
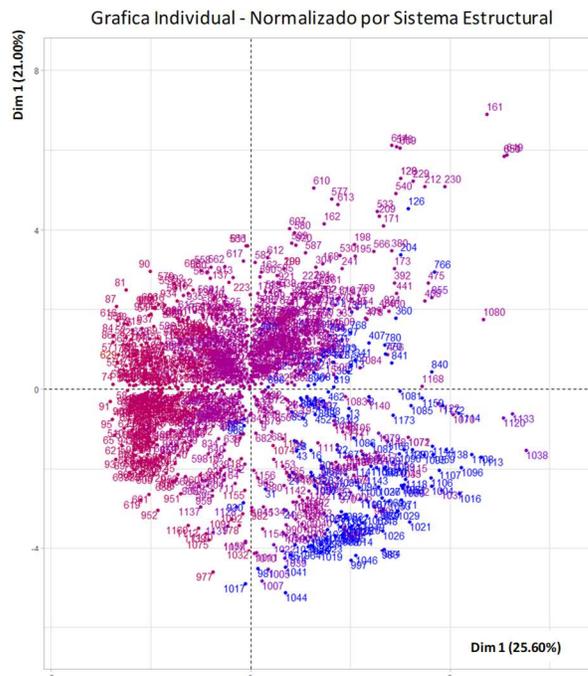


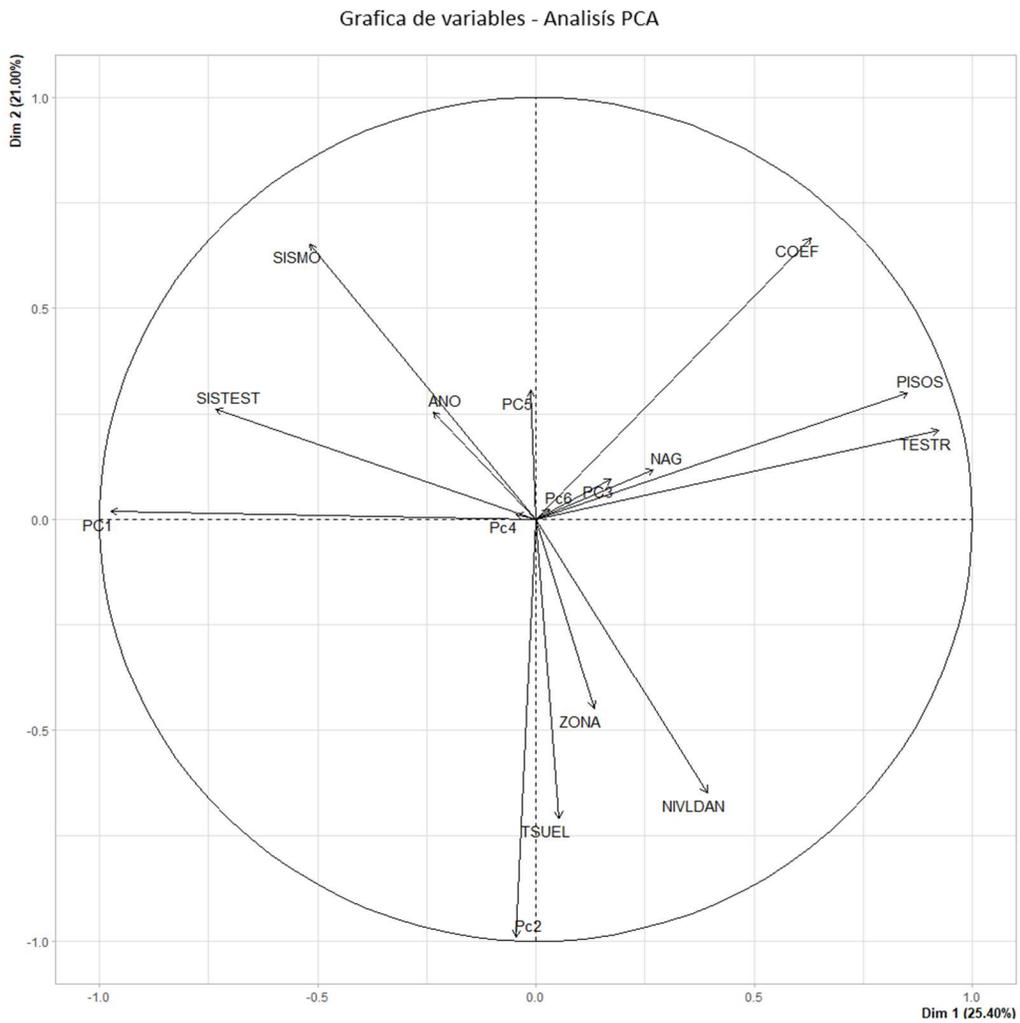
Figura 5.2 Correlación de inmuebles dañados con variables individuales. (Continuación...)

Debido al tratamiento de datos que se realizó como se explica en el subcapítulo 4.2, los inmuebles dañados por sismo de 1957 no pasaron el filtro, quedando únicamente, en resultados del análisis, inmuebles dañados por sismo de 2017, 1995 y 1985.

Más del 75% de los inmuebles con un nivel de daño superior a 3, que corresponde a grietas pequeñas en muros, trabes o columnas, se ubican en una zona 3 (Terreno blando o Lacustre), así mismo los inmuebles con un nivel de daño superior a 3, se ubican en el cuadrante de inmuebles construidos de la década de los 80's y 90's.

En la Figura 5.3 se aprecia el círculo de correlaciones, donde se mapea la variable de interés con su directriz hacia la componente principal más representativa. Se puede observar que la en el cuadrante de la componente principal PC1, se encuentran mejor representados las variables “Sismo en que ocurrió el daño (SISMO)”, “Sistema estructural (SISTEST)” y “Año de construcción (ANO)”. Mientras la directriz se acerque más al círculo unitario, será una variable con mayor representación. Además, involucra la dirección entre variables la correlación entre ellas. Como se puede observar, de acuerdo con la dinámica estructural, el periodo estructural TESTR se encuentra estrechamente correlacionada con el número de pisos (PISOS), así como el periodo del suelo TSUEL se encuentra estrechamente correlacionada con la zona de terreno ZONA. La variable nivel de daño NIVLDAN está estrechamente correlacionada con las variables “SISMO”, “ZONA” y “SISTEST”.

Las variables que indican una estrecha, pero inversa correlación, se muestran con directrices en sentidos opuestos, cerca del círculo unitario. Como se puede apreciar, el nivel de daño tiene una gran correlación con el sismo. Recordando las variables como quedaron definidas: el nivel de daño se discretizó en seis valores, donde el valor seis (6) tiene un nivel de daño asociado con colapso de planta baja o toda la estructura, y hasta un valor de uno (1) asociado con un nivel de daño de grietas en acabados o elementos no-estructurales. Así mismo, el sismo esta discretizado en dos eventos, principalmente: 2017 y 1985. Esto se puede interpretar como un mayor nivel de daños con las características del sismo de 1985.



**Figura 5.3** Circulo de correlaciones de variables de interés.

El plano formado por las dos principales componentes tiene un porcentaje de varianza acumulada del 46.43%. Es significativa que, del total de los inmuebles, representado por 11 variables distintas, el 46.43% se presenta en un plano formado por dos componentes principales. Sin embargo, la combinación de otros componentes principales para visualizar en otro posible plano, supondría la pérdida de más varianza.

## 5.2 Peligrosidad Sísmica

Para la demanda sísmica expresada en espectros de respuesta se consideraron los registros sísmicos procesados y filtrados como se detalla en el subcapítulo 4.2, así como reducidos hasta su 90% de su energía.

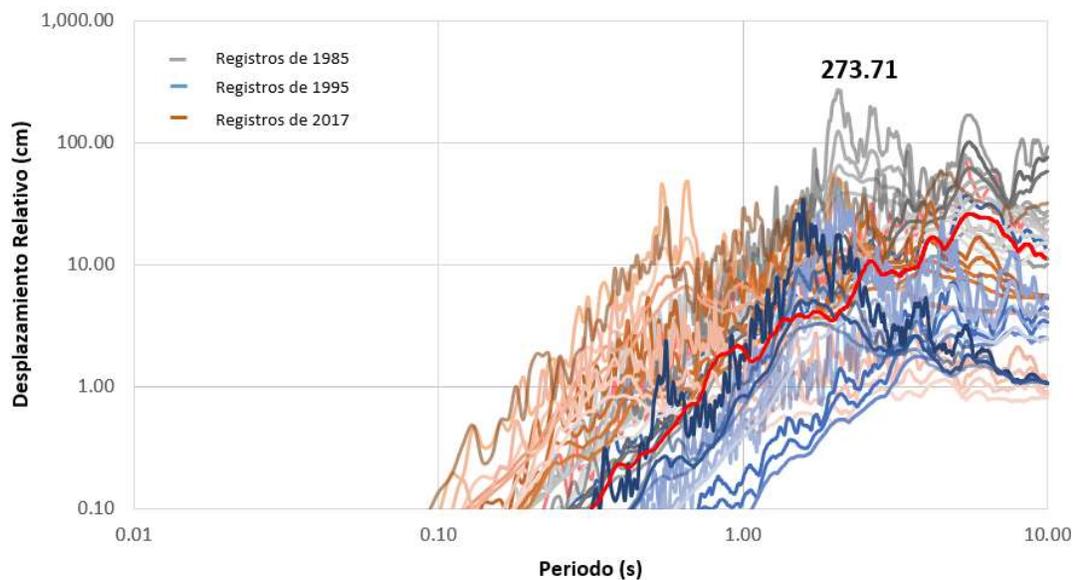
Los espectros de respuesta se obtuvieron en para una amortiguación del 0, 2,5 y 10% para un modelo de un solo grado de libertad. Los resultados, como se aprecia en la Figura 5.5, muestran que para periodos de 0.6 a 0.9 s, en algunas zonas donde se encuentran suelos lacustres (terrenos blandos), los edificios, afectados por el sismo de 1985, pudieron alcanzar aceleraciones normalizadas cercanas a 0.6g, sin embargo, los espectros de respuesta se realizaron para tres sismos: sismo del 2017, 1995 y 1985.

En la Figura 5.4 se aprecia el desplazamiento relativo obtenido de los tres espectros de respuesta para la ciudad de México, para diferentes amortiguamientos. Se muestra un desplazamiento relativo cercano a los 280 cm para edificios con un periodo relativamente alto, entre 2 y 2.8 s. Para la demanda sísmica, se consideraron los valores máximos probables para tomar en cuenta el espectro de capacidad de los marcos de concreto reforzado. Como ya se explicó en el subcapítulo 4.2, el espectro de capacidad está en función de dos variables: la acción sísmica, representada por el espectro de demanda, y la capacidad de deformación de la estructura. Los resultados de los espectros de demanda tratados con los factores de sitio y de respuesta, marcados en Administración pública de la Ciudad de México, (2017) se pueden visualizar en la Figura 5.6.

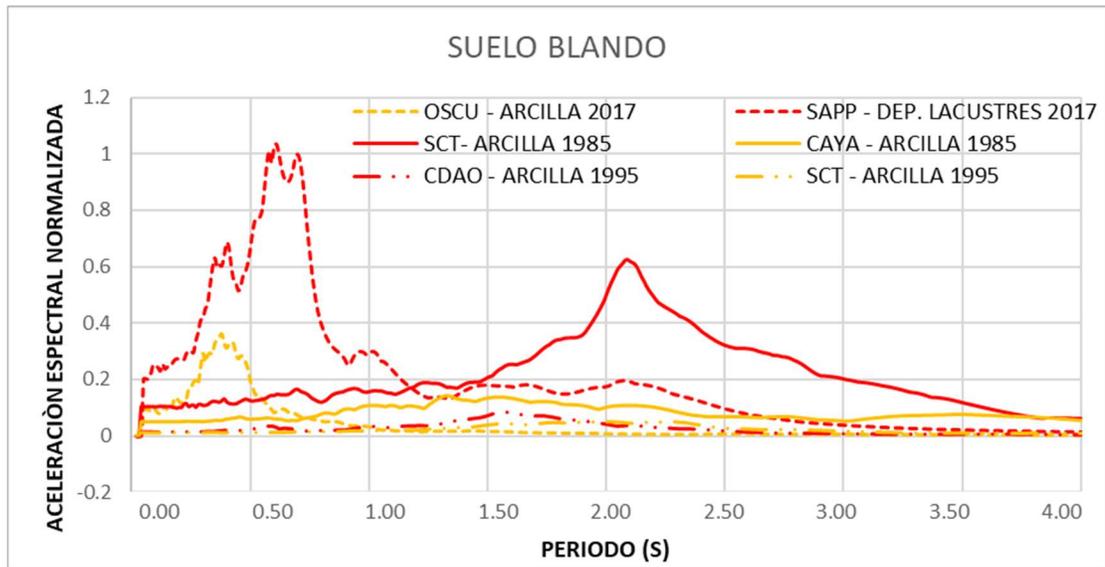
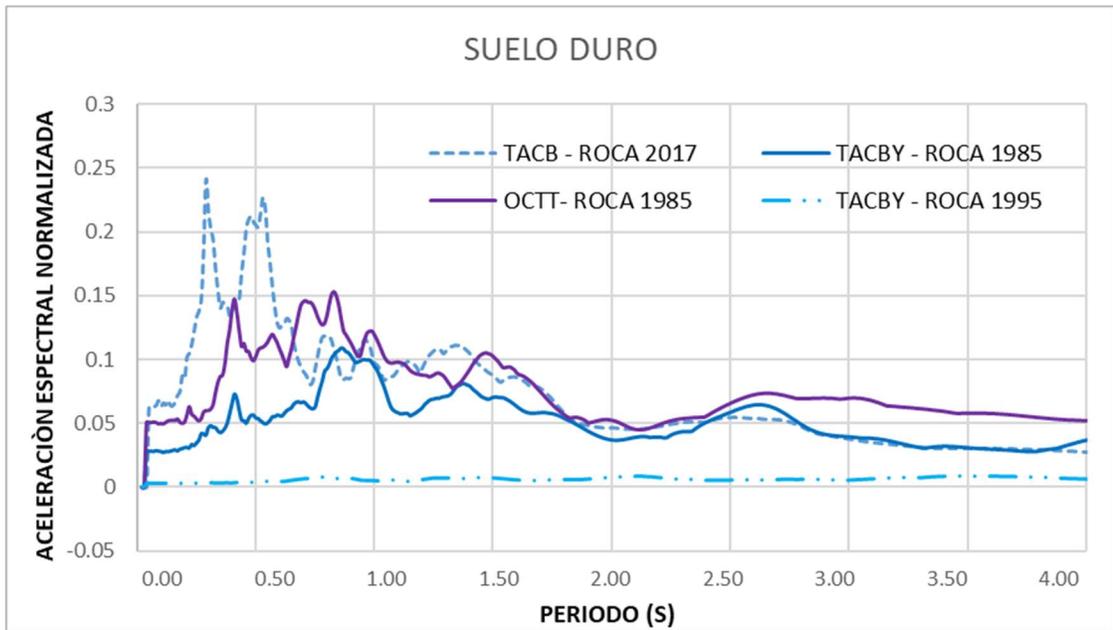
Los espectros de respuesta muestran las características de cada registro sísmico, para los cuales se obtuvieron los distintos puntos de desempeño en diferentes marcos de concreto reforzado, según su periodo estructural.

Una característica que difiere el sismo de 1985 con el sismo de 2017, es el tipo de falla y la profundidad, como se mencionó en el subcapítulo 4.2. Es claro que esta característica cambia la peligrosidad sísmica para ser analizada en el modelo con plasticidad. Para tomar en cuenta este criterio, se tomaron sus espectros de respuesta para tomar como demanda sísmica, el desplazamiento espectral. Los registros usados en el

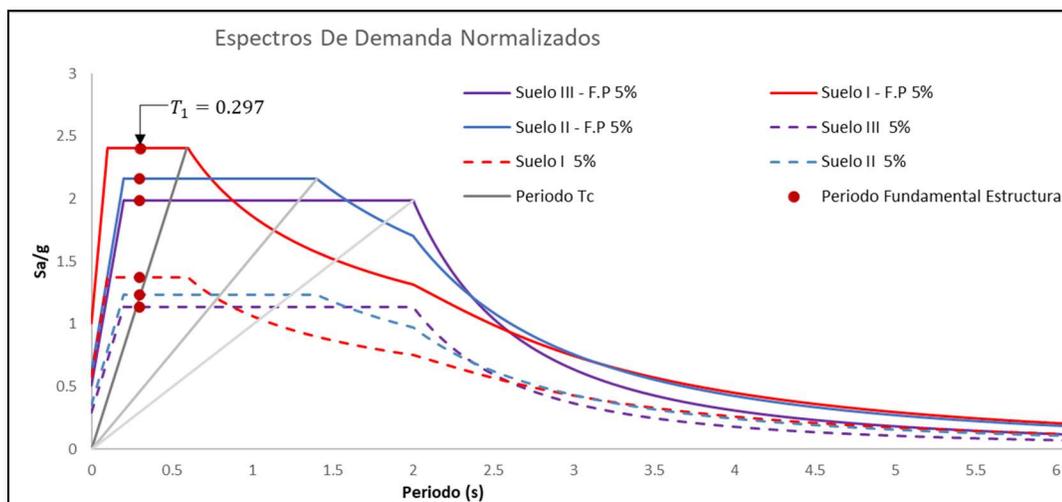
análisis correspondieron a distintos tipos de fallas y profundidades: en el sismo de septiembre de 1985, la falla que dio lugar al sismo fue de tipo subducción (placa de Cocos que se encuentra debajo de norteamericana), y para la falla que dio lugar al sismo de septiembre 2017, corresponde a una falla de tipo normal. El sismo intraplaca, ocurrió a aproximadamente 57 km de profundidad (ERN, 2018), mientras que el sismo interplaca ocurrió a aproximadamente 18 km de profundidad. En la Figura 5.6, además se puede visualizar el espectro de diseño con un factor por espectro probabilista F.P. Estos factores dependen, además del terreno, de la importancia estructural. Para motivos de este estudio, se utilizaron los espectros de diseño con un factor de importancia estructural 1.0 (Espectros de diseño en línea punteada).



**Figura 5.4** Espectro de desplazamiento relativo en la zona de la Ciudad de México para un sistema de 1 grado de libertad con distintos niveles de amortiguamiento.



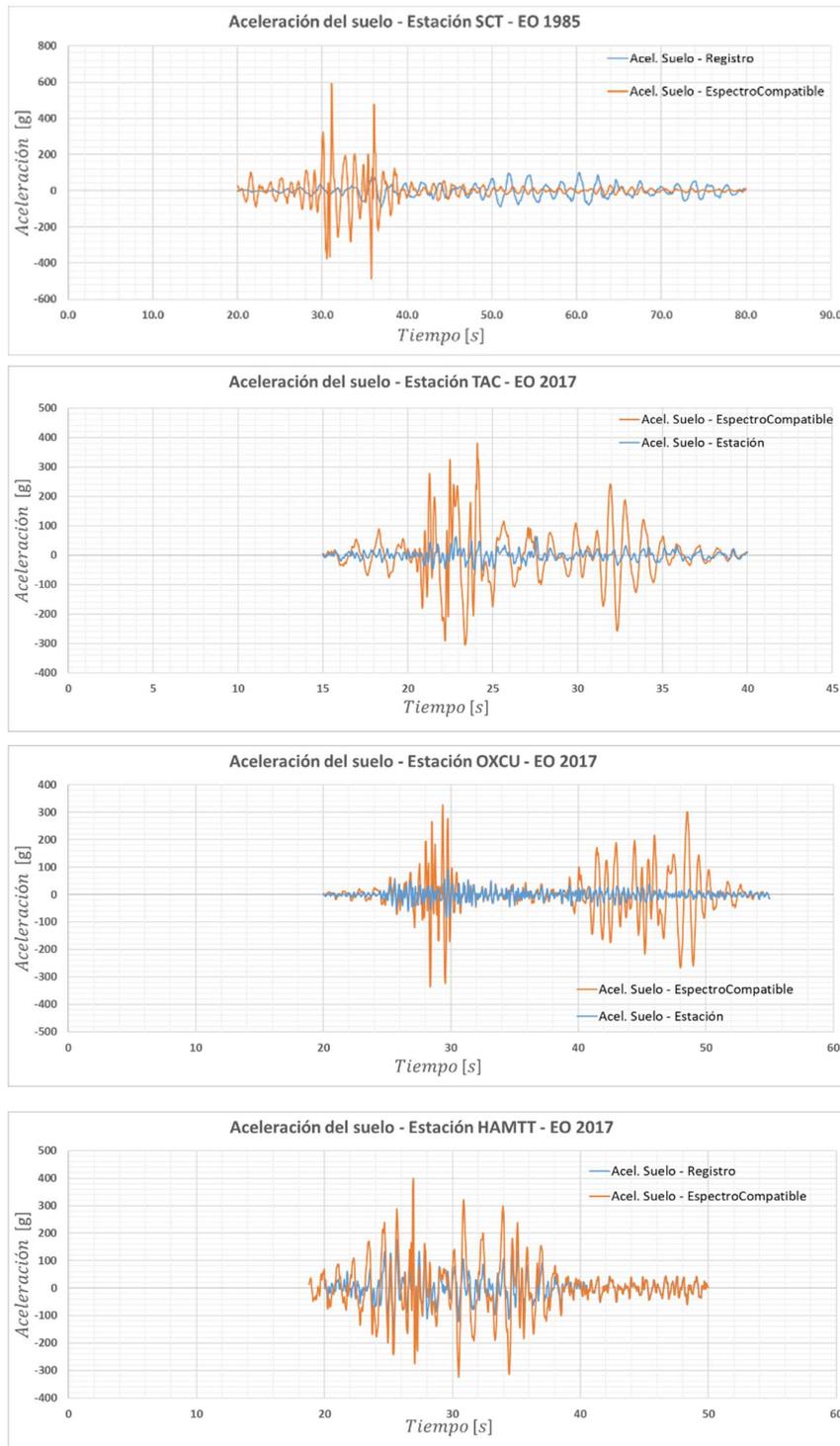
**Figura 5.5** Aceleraciones espectrales para diferentes tipos de suelo para un sistema de 1 GDL de 5% de amortiguamiento



**Figura 5.6** Espectros de demanda normalizados para los distintos suelos considerados.

En la Figura 5.6 se muestran los espectros de demanda obtenidos, con distintos valores de amortiguamiento. Las demandas sísmicas para aplicarse en el análisis estático no-lineal se obtuvo por medio de los primeros modos de vibrar de cada estructura modelada, como se muestra en la Figura 5.6. Para el análisis dinámico se utilizaron acelerogramas sintéticos espectros compatibles (EC) con los resultados previos. Según los espectros de diseño objetivo, se tienen espectros de frecuencias que se toman en consideración para hacerlas compatibles con esta concentración de frecuencias. Cada registro sísmico es amplificado según el contenido de frecuencias, es decir, la respuesta espectral individual de cada registro se amplifica por medio de un ajuste de la amplitud de Fourier. Como se aprecia en la Figura 5.7, los registros de historia de aceleraciones, filtrados, procesados y reducidos a su 90% de energía, han sido amplificados usando el software seismosoft en su versión académico, se procesaron los datos de los espectros de diseño, y se amplificaron 12 registros de tiempo-historia.

Cabe señalar que los registros espectro compatibles, que ya fueron modificados según el espectro objetivo, ya no tienen su única característica del sismo que registro, ni su exclusiva característica del suelo donde se encontraba la estación que tomó el registro. Para este procedimiento se apoyó en las recomendaciones que indica Flores & Ayes, (2018).

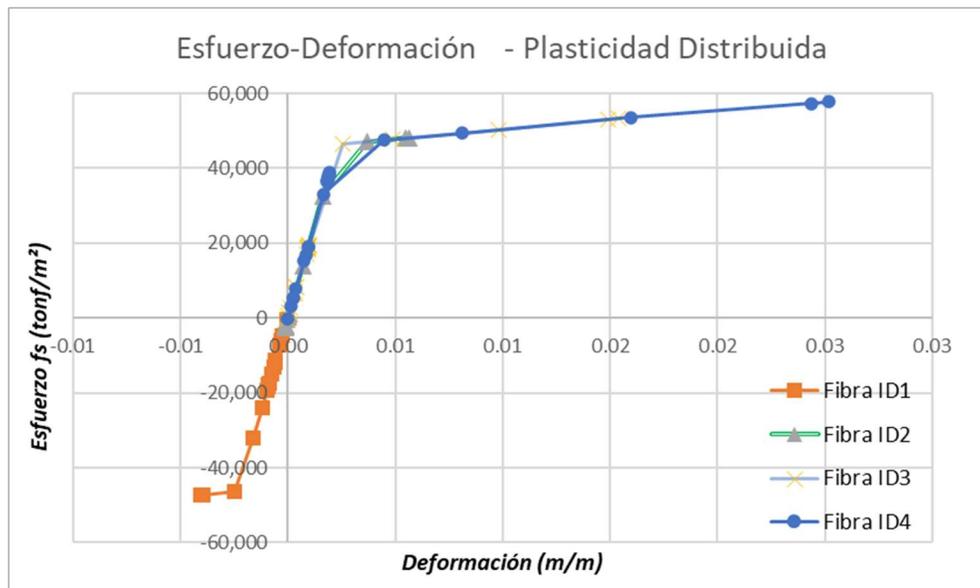


**Figura 5.7** Registros sísmicos espectro compatibles con la zona de la Ciudad de México

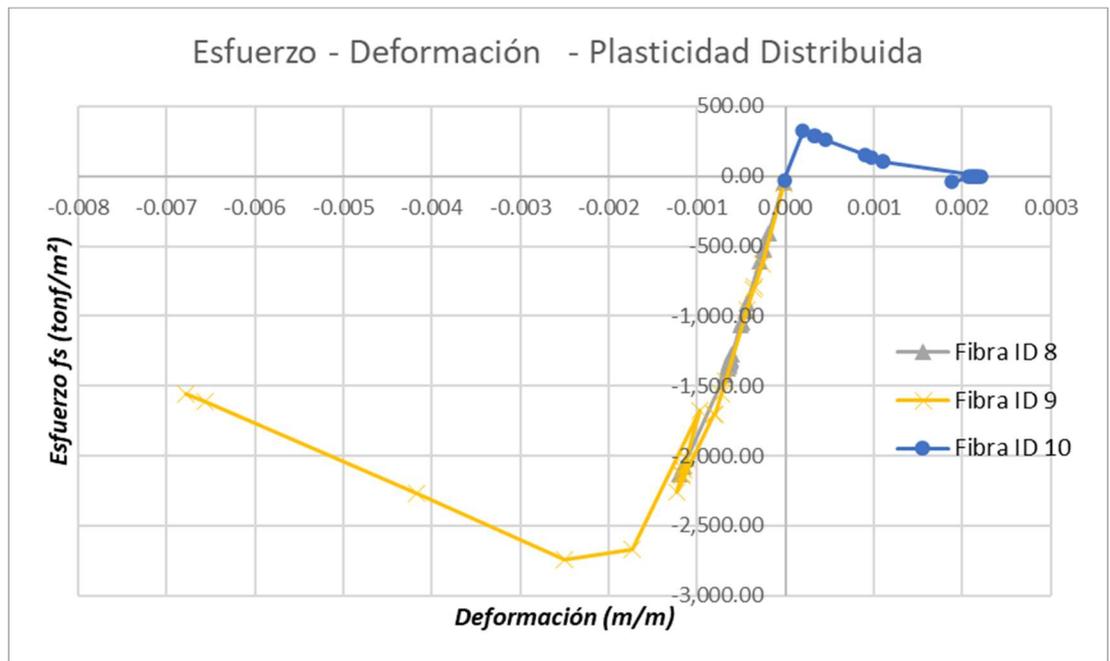
### 5.3 Plasticidad del sistema estructural

Los resultados para los modelos de plasticidad se muestran ordenados como fueron aplicados los análisis: 1) análisis estático no-lineal (por el método de carga monotonamente creciente) y 2) análisis dinámico no-lineal (por el método de tiempo-historia).

Para el análisis estático no-lineal, se aplicó una carga triangular inversa obtenida del espectro de demanda, para el periodo de la estructura. En la Figura 5.10 se observan las calibraciones que se realizaron a los sistemas estructurales para identificar los valores que tomarán en demandas sísmicas. Como se puede observar las fibras que corresponden al acero de refuerzo llegaron a sus valores esperados en la parte inferior de la columna del marco de concreto reforzado sujeto a la carga triangular inversa monotonamente creciente. Se observan curvas en direcciones opuestas debido a que se registraron varias fibras de varias columnas. Las fibras en un eje positivo corresponden a las barras que se flexionan en dirección a tensión y las del cuadrante negativo las que ocurren a compresión. Es importante notar que las que se comprimen no tienen la misma sollicitación que para las barras a tensión, de manera que está participando el concreto.



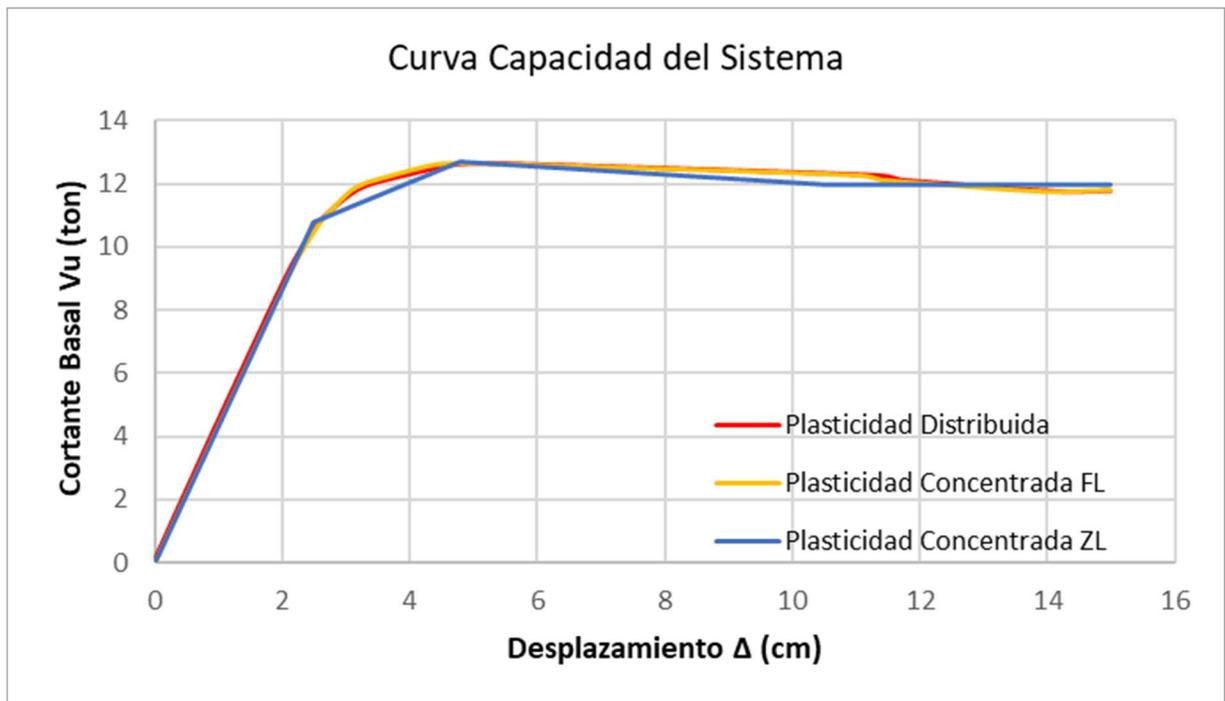
**Figura 5.8** Curva de esfuerzo-deformación de acero de refuerzo de puntos de control en columna de marco de concreto reforzado.



**Figura 5.9** Curva de esfuerzo-deformación de concreto confinado de puntos de control en columna de marco de concreto reforzado.

En la figura 5.9 se muestran los valores de esfuerzo que llegan a tomar las fibras del núcleo de la columna analizada. Se puede apreciar que la Fibra ID 8 tomando valores de resistencia menores que la Fibra ID 9, donde corresponde la Fibra ID8 como concreto no confiando y Fibra ID 9 como concreto confinado. La Fibra ID 10 alcanza valores de resistencia a tensión máximos alrededor de 30 kg/cm<sup>2</sup>, siendo la máxima resistencia a tensión considerada.

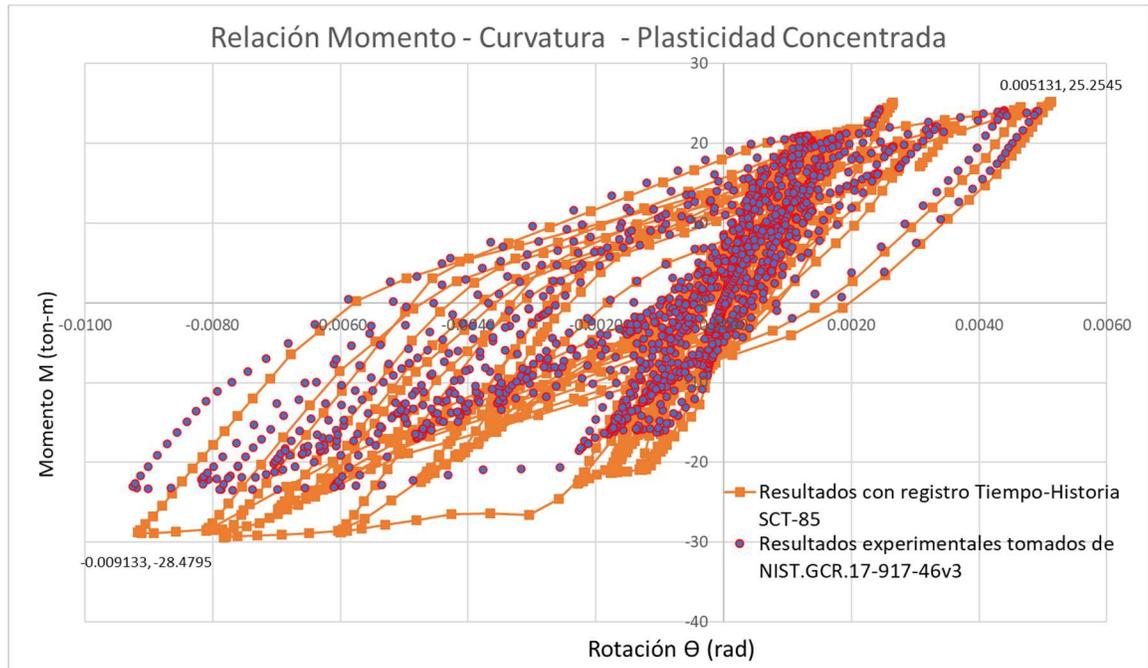
Los valores de cortante basal, obtenidos por un análisis estático no-lineal aplicando una carga monótona, se normalizaron con la masa modal efectiva del modo fundamental del sistema, los valores de desplazamiento de azotea se normalizaron por el factor de participación del modo fundamental del sistema multiplicado por la forma modal correspondiente al nivel analizado (azotea), (Chopra & Goel, 1999). En la Figura 5.10 se muestra la curva de capacidad para un mismo marco de concreto reforzado con distinto modelo de plasticidad.



**Figura 5.10** Curva de Capacidad – Sistema de marco de concreto reforzado con distintos modelos de plasticidad.

Con los resultados obtenidos de los desplazamientos espectrales se reservaron los puntos críticos que se marcan en el subcapítulo 4.3, para poder obtener los estados de daño para la plasticidad concentrada directamente, así mismo, se reservaron los desplazamientos espectrales para los cuales se llegó a los cinco puntos de los parámetros de demanda, para la plasticidad distribuida.

Para el análisis dinámico no-lineal, aplicando los registros como movimiento en el suelo, en el software libre OpenSees, se obtuvieron los resultados de relación rotación vs momento reacción. La Figura 5.11 muestra la respuesta momento-rotación de la columna de un marco de concreto reforzado de 3 niveles aplicando un análisis tiempo-historia para una intensidad sísmica correspondiente al registro escalado SCT-85. De manera análoga se realizó un análisis tiempo-historia para un registro HAMTT-85, para un marco de concreto modelado con plasticidad distribuida, como se muestra en la Figura 5.12. En ambos casos



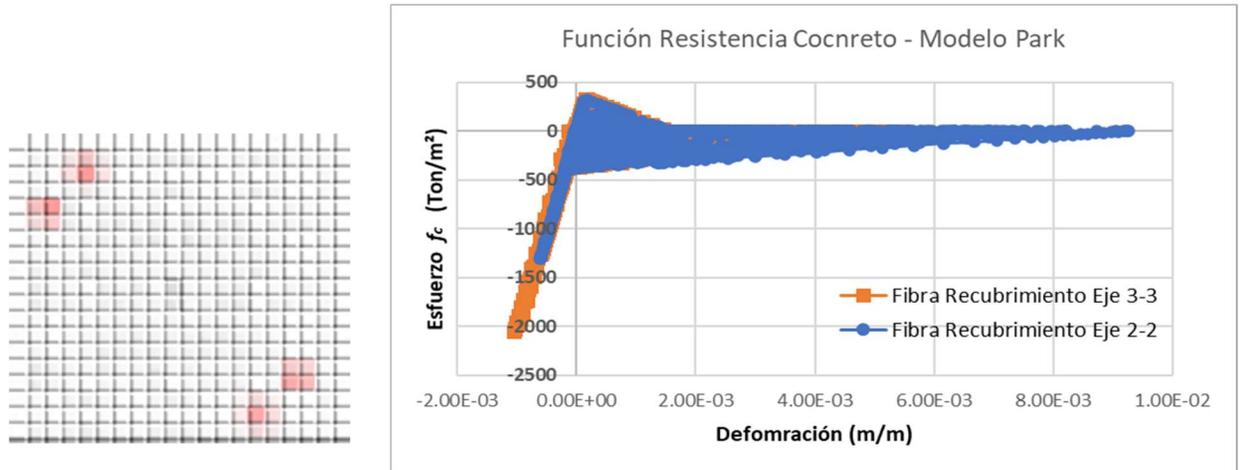
**Figura 5.11** Curva Momento-Rotación en base de la columna de marco de concreto reforzado. Plasticidad concentrada con modelo IMK vs parámetros por pruebas experimentales tomados del NIST.GCR

Para el análisis dinámico no-lineal, aplicando los registros como movimiento en el suelo, en el software libre OpenSees, se obtuvieron los resultados de relación rotación vs momento flexionante en cada nodo que se asignó el modelo de plasticidad concentrada.

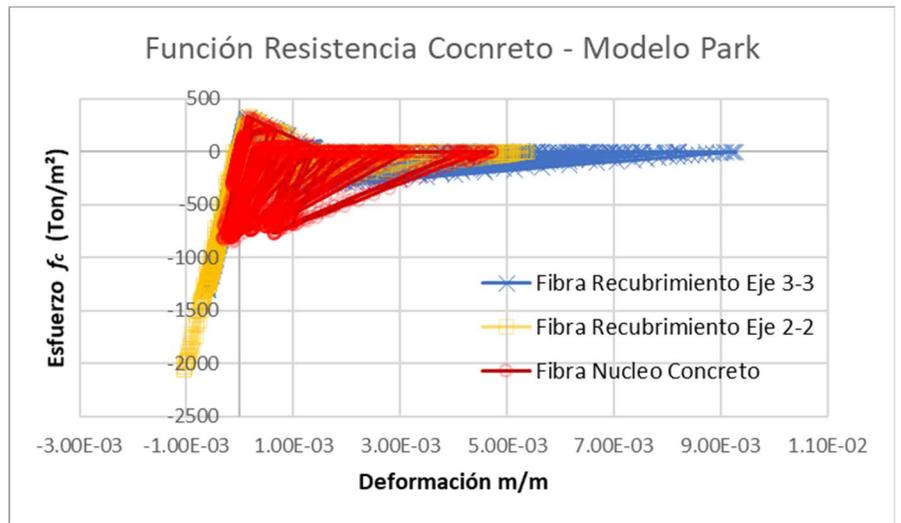
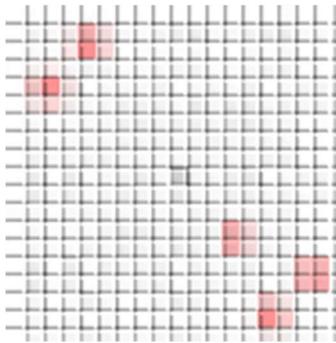
Las respuestas con más desarrollo en la curva momento-rotación, ocurren en los nodos inferiores. Es decir, la mayor participación de la respuesta no-lineal se da en las secciones en columnas inferiores. Se puede apreciar que, con el modelo de plasticidad, la curva toma muy definida la forma de la prueba experimental. Esto tiene que ver con la calibración que se realizó variando los parámetros del modelo para que la respuesta sea lo más aproximada a la prueba experimental. Algo distinto sucedió con la respuesta del modelo con plasticidad distribuida.

De manera que se discretizo el elemento en más de un punto de control, caso contrario con la plasticidad concentrada con solo dos puntos de control como resortes en

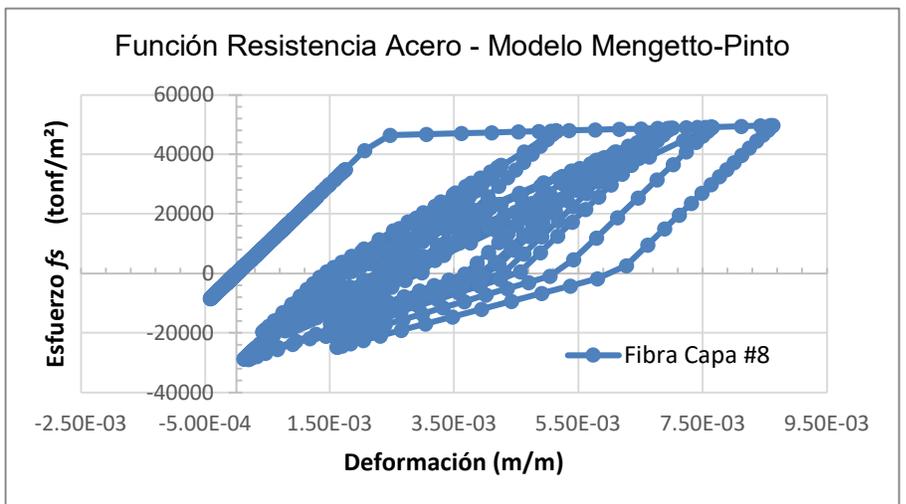
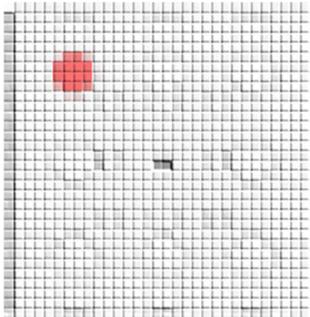
los extremos, se pudieron obtener vistas de las gráficas de las relaciones de rotación y momento que ocurren en las trabes y en las columnas. Sin embargo, los valores para el momento de rotación-momento en la columna, no difiere bastante con los máximos valores positivos, sin embargo, no es simétrica la respuesta en momentos flexionantes positivos y negativos, en el caso de la plasticidad distribuida. Se puede apreciar que, para la plasticidad distribuida, la curva no se desarrolla como en la prueba experimental, dado que no se modelo con parámetros, sino que la respuesta no-lineal se desarrolla por parte de las fibras con los modelos uniaxiales con su no-linealidad material como se muestran en la Figura 5.12, Figura 5.13 y Figura 5.14.



**Figura 5.12** Comportamiento del concreto no confinado.



**Figura 5.13** Comportamiento del concreto confinado VS no confinado



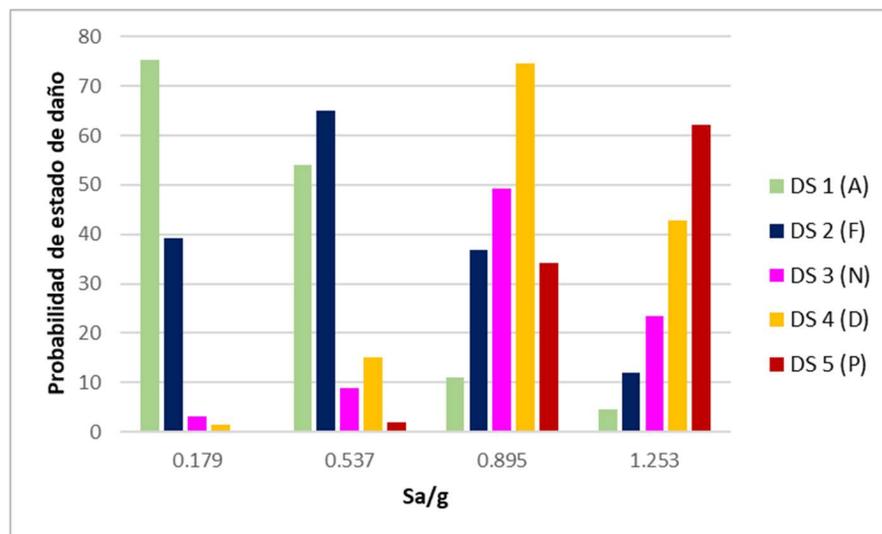
**Figura 5.14** Comportamiento del acero de refuerzo longitudinal

## 5.4 Estados de daño y resiliencia estructural de los sistemas de concreto reforzado

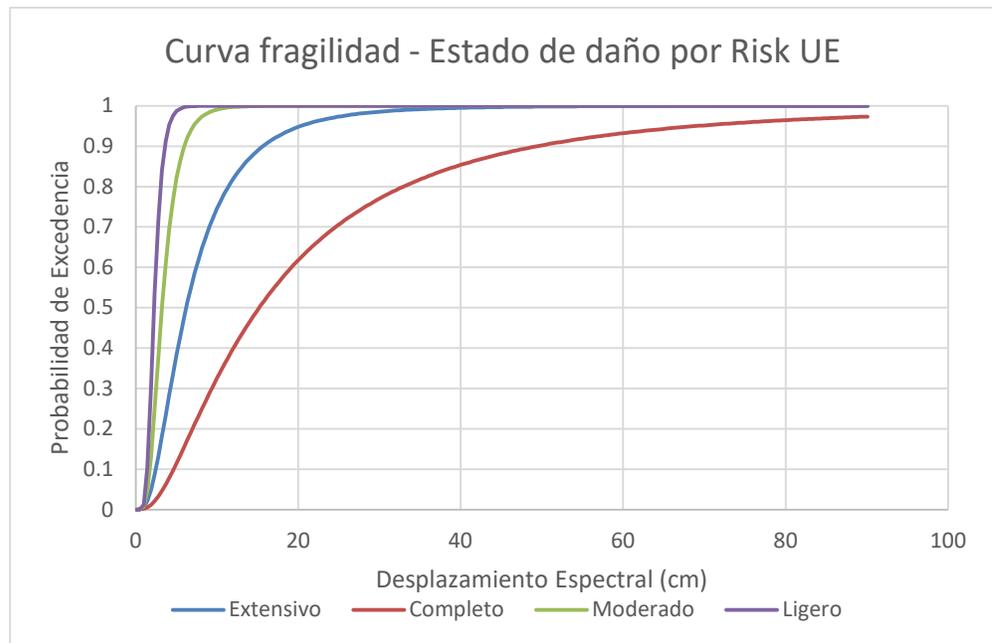
Utilizando una distribución de los daños que sobrepasan una serie de objetivos predefinidos, donde se monitorearon las deformaciones que producen el agrietamiento en los elementos, las deformaciones que producen la ruptura del acero de refuerzo, y las deformaciones que alcanzan los valores correspondientes a la incursión del comportamiento no-lineal por esfuerzos de tensión, se obtienen las frecuencias con las que cada fibra de la sección analizada alcanza cada parámetro objetivo, asociado con una intensidad medida, como se muestra en la Tabla 5.1. En esta tabla se muestran las probabilidades en que ocurrirá un estado de daño asociado debido a al parámetro de demanda Sa/g. Estos resultados se pueden apreciar de manera más gráfica en la

**Tabla 5.1** Probabilidad de exceder un estado de daño dada una intensidad

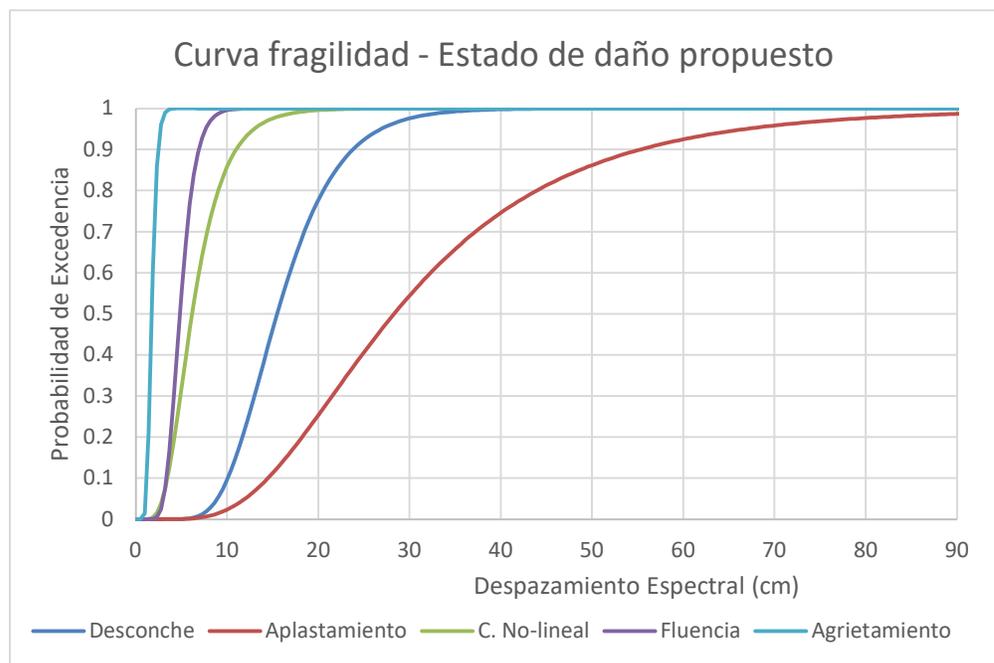
Sa/g	Indice de estado de daño				
	$DS_{1(A)}$	$DS_{2(F)}$	$DS_{3(N)}$	$DS_{4(D)}$	$DS_{5(P)}$
0.202	75.26	39.1	3.19	1.45	0.2
0.404	54.12	64.97	8.75	15.06	1.8
0.606	11.06	36.87	49.31	74.65	34.14
0.808	4.61	11.98	23.51	42.85	62.12



**Figura 5.15** Gráfica de probabilidad de que el sistema se encuentre en un estado de daño



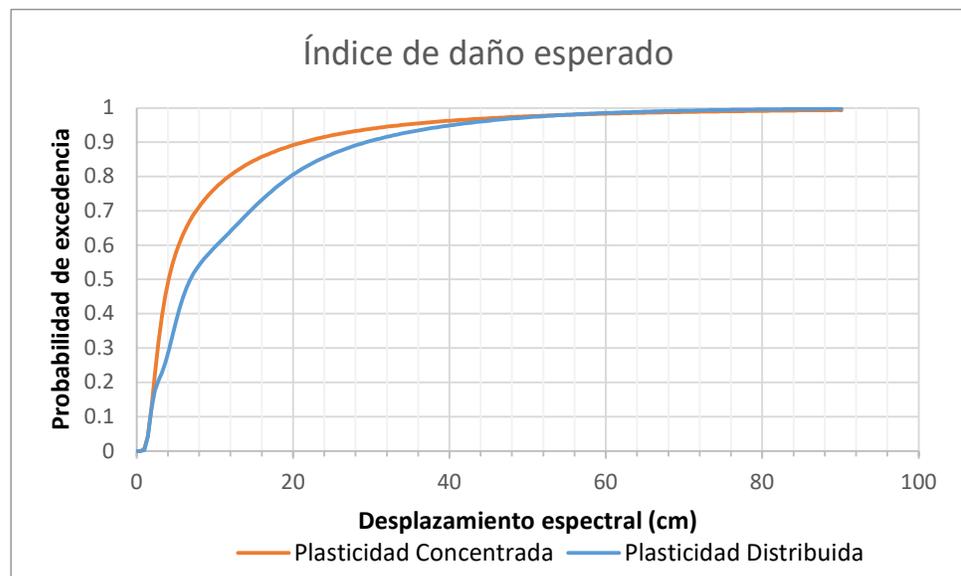
**Figura 5.16** Curva de fragilidad para estructura con plasticidad concentrada. Estados de daño propuestos por Risk UE-Project.



**Figura 5.17** Curva de fragilidad con plasticidad distribuida. Estados de daño propuestos para el estudio.

La curva de fragilidad, como se explicó en el capítulo 2, es una representación de la probabilidad que se entrará a un estado límite si se supera un desplazamiento espectral. Si bien, el espectro de respuesta caracteriza la acción sísmica, el espectro de capacidad, que involucra sus desplazamientos espectrales, caracteriza al edificio. Mientras que para la plasticidad concentrada se obtuvo la curva de fragilidad con los valores de deriva de entrepiso en sus puntos críticos definidos en el subcapítulo 4.4, dadas con los estados de daño definidos por la Risk UE-Project, la curva de fragilidad para la plasticidad distribuida fue obtenida por sus modelos uniaxiales, como se muestra en la Figura 5.16 y Figura 5.17.

El índice de daño esperado nos indica una medida de daño global, esto muestra la vulnerabilidad que tiene el sistema en función a los desplazamientos espectrales. Para el caso en particular del marco de tres niveles, se puede apreciar que para desplazamientos espectrales mayores a 30 cm hay un 90% de probabilidad de sobrepasar el estado límite permitido. Los daños que van ocurriendo en todo el marco plano analizado, se fueron reservando para asignar elementos dañados, según los estados de daño sobrepasados.



**Figura 5.18** Índice de daño global para los dos tipos de plasticidad

El procedimiento para encontrar esta distribución de elementos dañados, fue identificar el paso de tiempo en el que se producen las máximas demandas, en este estudio se utilizó Momento-curvatura; en el paso de tiempo donde se observaron las máximas demandas se fueron registrando los estados de daño que iban superando y asignando un elemento dañado, según habría sido su daño y el elemento.

La función de recuperación descrita previamente se desarrolla en función de las probabilidades de daño dada una intensidad. Por lo que para diferentes escenarios de intensidades se tienen desplazamientos espectrales dados, que reflejan el estado de daño en el que se encuentra la estructura. En la Tabla 5.2 se muestran los parámetros necesarios para cada tipo de distribución de probabilidad, para una intensidad de 0.404 g. Como es de esperarse, los tiempos variables se representan como una función triangular, debido a su dificultad para predecir o estimar con datos estadísticos. Sin embargo, se puede tener una idea de los procesos más comunes o esperados que provocará un retraso en el inicio de recuperación del sistema, como pueden ser los procesos ante las autoridades, procesos legales, movimiento de materiales, etc. Como se puede observar en la figura Figura 5.19, los tiempos de recuperación comienzan con un retraso de 17.8 días para los dos sistemas.

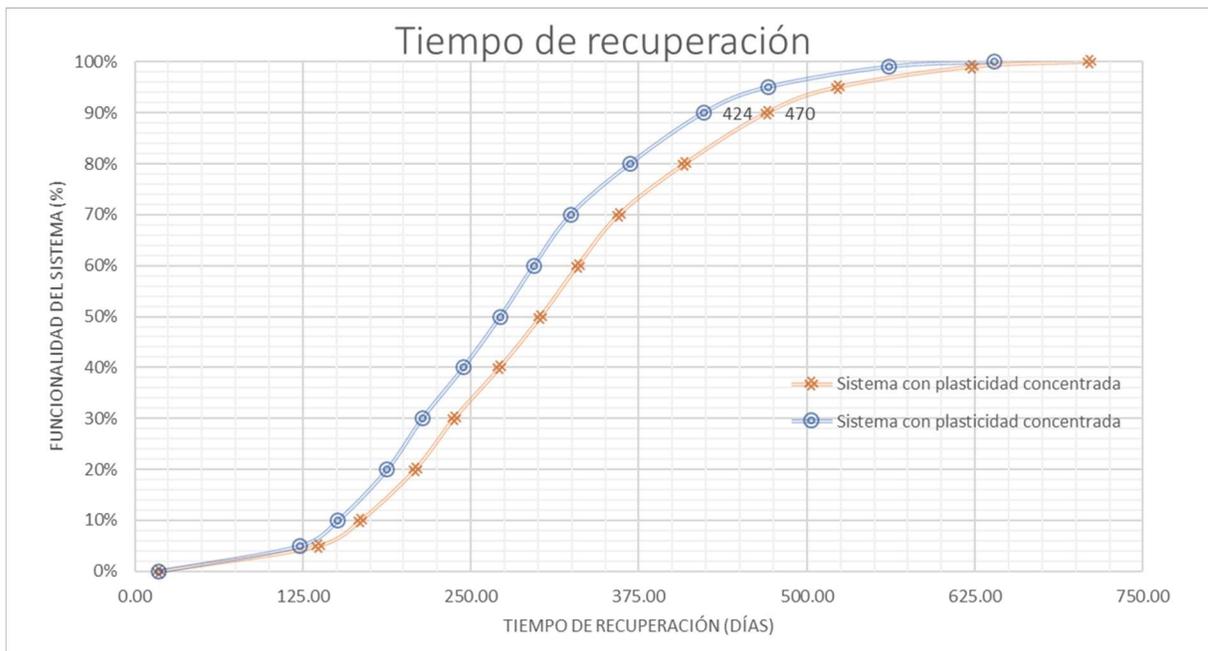
Los tiempos de retraso se definen a partir de la mayor o menor certidumbre de la unión de, principalmente, 2 variables: la zona de la construcción (dificultades con el entorno y el acceso) y las normativas regionales. Es por esto que es fundamental conocer las características del edificio: desde el sistema estructural y su comportamiento, hasta el entorno donde se localiza, todo esto para aproximar, de una manera más confiable, el tiempo de recuperación del sistema.

En la Figura 5.19 se aprecia la funcionalidad de un sistema que se encuentra del 0 al 100%, afectado por una intensidad sísmica, considerando las características del edificio como se mencionó en el subcapítulo 5.3. Si bien el índice de daño global, dada una intensidad, resultó en una pequeña variación, los tiempos de recuperación se muestran con grandes variaciones. Además de los elementos dañados por los estados de daño correspondientes, se asignó tiempos de recuperación para elementos no estructurales, equipos y contenido, esto con una suposición según el parámetro de pseudo-aceleración de

entrepiso máxima (Samax), debido a que el parámetro de demanda para elementos no estructurales y contenidos difieren según su vulnerabilidad.

**Tabla 5.2** Tiempos de reparaciones medios y funciones de distribución de probabilidad.

Tipo de distribución de probabilidad	Descripción grupos de desempeño	Parametros para las funciones de probabilidad (días)				
		Media	DesvStand	Max	Min	Mas Probable
Uniforme	Tiempos de reparación medio por elemento Estructural	14.63	2.23	18.00	11.00	
Normal	Numero de elementos estructurales con daño	22.29	1.99	40.00	8.00	
	Tiempo Reparación Estructural	326.23				
Uniforme	Tiempos de reparación medio por elemento No-Estructural	21.12	6.80	64.00	1.00	
Normal	Numero de elementos no-estructurales con daño	17.05	5.31	30.00	8.00	
	Tiempo Reparación No-Estructural	360.10				
Uniforme	Tiempos de reparación medio por Equipo/Contenido	45.54	1.58	144.00	4.00	
Normal	Numero Equipos/Contenidos	7.27	3.38	13.00	2.00	
	Tiempo Reparación Equipos/Contenido	330.97				
Triangular	Tiempos variables			92.39	10.25	27.00



**Figura 5.19** Funcionalidad del sistema dado un evento disruptivo

## CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES

Por medio de modelos de plasticidad distribuida se obtuvieron estados de daño coherentes con el sistema estructural para estimar el tiempo de reparación dada una intensidad sísmica  $S_a/g$ . Se utilizó la función de probabilidad de excedencia para obtener las curvas de fragilidad de ambos modelos de plasticidad y se realizó un análisis dinámico no-lineal tiempo-historia para obtener las distribuciones de daños en los elementos y estimar el tiempo de recuperación de la funcionalidad de un sistema estructural de marcos de concreto reforzado, resultando que la hipótesis planteada inicialmente se cumple, debido a que:

- a) Las curvas de fragilidad usando los estados de daño por medio de plasticidad distribuida para el sistema de marcos de concreto reforzado fueron coherentes comparada con la literatura.
- b) Los parámetros de demanda para obtener las curvas de fragilidad usando plasticidad distribuida se pudieron extraer a lo largo de todo el elemento. Las respuestas no-lineales tuvieron similitudes en comparación con el modelo de plasticidad concentrada.
- c) La variación de los tiempos de recuperación fue entre el 10 y 15%, sin embargo, la afectación de tiempos de actividades con incertidumbre pudo afectar significativamente los resultados.

En las consideraciones para los resultados, se observó que el sistema modelado con una plasticidad distribuida, con el método de fibras, muestra una relación  $\varphi_u/\varphi_y$  mayor, considerando cuatro puntos de integración. Comparando la plasticidad concentrada, ésta muestra el comportamiento inelástico concentrado en las “articulaciones plásticas”; la respuesta muestra valores característicos al modelo (IMK) definido. Sin embargo, el modelo para el marco plano, con plasticidad distribuida, equivale de 3 a 4 veces mayor consumo de recursos computacionales.

## REFERENCIAS

- Alcocer, S. M., & Murià, D. (2021). Evaluación postsísmica de la infraestructura física educativa de México. In Inifed (Vol. 2).
- Alcocer, Sergio M, Vila, D. M., Durán, R., Fernández, L., Arce, J. C., Bautista, R., & Durán, J. J. (2018). Segundo Informe Técnico Preliminar del Servicio de asesoramiento para apoyar la recuperación de la infraestructura escolar en México afectada por los sismos de septiembre de 2017.
- ASCE, A. S. of C. E. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE 41 - 17. In Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- ATC. (1998). FEMA-307. Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings. Technical Resources. Management, 272.
- Aviles, J., Díaz Guzmán, F. D., Espinoza Barreras, F., Sánchez Vergara, R., Huerta López, C. I., Wendehake, R. R., & Villalba, A. L. (2017). Respuesta dinámica de un edificio considerando el efecto de interacción suelo-estructura. In Monografías de Ingeniería Sísmica (Vol. 7, Issue 1).
- Ayala, A. G. (2019). Evaluación del tiempo de recuperación de edificios de concreto reforzado dañados por sismo. November.
- Ayala Milián, G. (2019). Foro Internacional - Edificaciones Sustentables y la Normalización. Resiliencia Post-Sismo de Las Edificaciones - Situación En México: Retos y Oportunidades, 30.
- Bragado, A. D. az-D. (2016). Downtime estimation of lifelines after an earthquake.
- Branson, D. E., Meyers, B. L., & KRIPANARAYANAN KM. (1969). Time Dependent Deformation of Non-Composite and Composite Sand-Lightweight Prestressed Concrete Structures. In Civil E.
- Bruneau, M., Chang, S. E., Eguchi, R. T., Lee, G. C., O'Rourke, T. D., Reinhorn, A. M., Shinozuka, M., Tierney, K., Wallace, W. A., & Von Winterfeldt, D. (2003). A Framework to Quantitatively Assess and Enhance the Seismic Resilience of Communities. *Earthquake Spectra*, 19(4), 733–752. <https://doi.org/10.1193/1.1623497>

Buendía Sánchez, L. M., & Reinoso Angulo, E. (2019). Análisis De Los Daños En Viviendas Y Edificios Comerciales Durante La Ocurrencia Del Sismo Del 19 De Septiembre De 2017. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 101, 19–35. <https://doi.org/10.18867/ris.101.508>

Carreño Herrero, E., Bravo, B., Tordesillas, M., & Suárez, A. (1999). Registro y Tratamiento de Acelerogramas. *Registro y Tratamiento de Acelerogramas*, 11, 81–111. [https://doi.org/10.5209/rev\\_FITE.1999.n11.12923](https://doi.org/10.5209/rev_FITE.1999.n11.12923)

Chopra, A. K., & Goel, R. K. (1999). Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems. In *Civil and Environmental Engineering*.

Cimellaro, G. P., Reinhorn, A. M., & Bruneau, M. (2010a). Framework for analytical quantification of disaster resilience. *Engineering Structures*, 32(11), 3639–3649. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.08.008>

Cimellaro, G. P., Reinhorn, A. M., & Bruneau, M. (2010b). Seismic resilience of a hospital system. *Structure and Infrastructure Engineering*, 6(1–2), 127–144. <https://doi.org/10.1080/15732470802663847>

Coll, M., & López, R. (2003). Patrones de articulaciones plásticas en pórticos de hormigón reforzado de mediana altura sujetos a terremotos. In *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil* (Vol. 3, Issue 1).

Council, A. T. (2011). Quantification of Building Seismic Performance Factors: Component Equivalency Methodology. *Fema P-795*, June, 292.

Díaz, S. A., Pujades, L. G., Barbat, A. H., Hidalgo-Levia, D. A., & Vargas-Alzate, Y. F. (2016). Capacity, damage and fragility models for steel buildings: a probabilistic approach. In *European Biophysics Journal*.

Eads, L., Miranda, E., Krawinkler, H., & Lignos, D. G. (2012). Improved Estimation of Collapse Risk for Structures in Seismic Regions. *Fifteenth World Conference on Earthquake Engineering*.

ERN. (2018). Visualizador de Daños CDMX. <https://serv.ern.com.mx/VisualizadorERN>  
Espada Silva, M., & Gonzáles Rodrigo, B. (2019). Análisis de los efectos del terremoto de Puebla-México 2017 sobre las diferentes topologías de edificaciones en la delegación de Cuauhtémoc de la Ciudad de México. *Universidad Autónoma de Madrid*.

FEMA. (2006). *FEMA 232 - Homebuilders' Guide to Earthquake Resistant Design. The Effects of Brief Mindfulness Intervention on Acute Pain Experience: An Examination of Individual Difference*, 1.

FEMA. (2014). FEMA P58 seismic performance assessment of buildings. NCEE 2014 - 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering, i. <https://doi.org/10.4231/D3ZW18S8N>

Fernández-dávila, V. I., & Bazán, J. L. (2021). Integración numérica exacta del acelerograma.

Filippou, F. C., Taucer, F. F., & Spacone, E. (1991). A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures (Issue UCB/EERC-91/17).

Flores, F. A., & Ayes, J. C. (2018). Generación de acelerogramas sintéticos mediante el uso de wavelets, orientados a aplicaciones geotécnico-estructurales. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 24(98), 1–24. <http://www.smis.mx/index.php/RIS>

Francisco Ibarra, L., & Krawinkler, H. (2007). Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations. *John A. Blume Earthquake Engineering Center*, 152, 488–489.

Hancock, J., Bommer, J. J., & Stafford, P. J. (2008). Numbers of scaled and matched accelerograms required for inelastic dynamic analyses. *Wiley InterScience*, 37(056), 1585–1607. <https://doi.org/10.1002/eqe.827>

Hernández-Zarco, M. A. (2017). *Revisión De Estructuras Dañadas En Sismos Ocurredos En La Ciudad De México a La Luz De Nuevos Conocimientos*.

Ibrahim, S. M., Patel, B. P., & Nath, Y. (2009). Modified shooting approach to the non-linear periodic forced response of isotropic/composite curved beams. *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 44(10), 1073–1084. <https://doi.org/10.1016/j.ijnonlinmec.2009.08.004>

INIFED. (2017). Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa. Gob.Mx. <https://www.gob.mx/inifed/que-hacemos>

Keeton, J. R., Roll, F., Branson, D. E., Buettner, D. R., Dougill, J. W., Geymayer, H. G., Glücklich, J., Hickey, K. B., Hope, B. B., Kennedy, T. W., Kesler, C. E., Lorman, W. R., Mchenry, D., Meyers, B. L., Mills, R. H., Nasser, K. W., Neville, A. M., Pauw, A., Philleo, R. E., ... Ward, M. A. (1971). Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structure. American Concrete Institute, ACI Special Publication, SP-027(Reapproved), 51–93.

Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*, 97(7), 1969–1990.

Le, T.-N. (2012). Corotational formulation for nonlinear dynamic analysis of flexible beam structures.

Luccioni, B. (2003). *Mecánica de daño continuo*.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1989). conducted providing the stress-strain relation for the concrete and steel are- known . The moments and curvatures associated with increasing flexural deformations of the column may be computed for various column axial loads by incrementing the curvature a. *J. Struct. Eng.*, 114(8), 1804–1826.

Mccormack, T. L. H., Cottier, M., Anshari, N., Harkrisnowo, H., Rusman, R., Nasional, H. P., Cahyono, H., Haag, K. Den, & Crimes, W. (2020). HAZUS Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model (Issue 01).

Menegotto, M., & Pinto, P. E. (1973). Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending. *Proceedings of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Loads*, 15–22.

Merchan, R., & Suarez, V. (2010). Uso de opensses para generación de secciones con fibras para elementos (viga, columna) para el análisis no-lineal de una estructura. 171. <http://dspace.utpl.edu.ec/handle/123456789/1557?mode=full>

Meyers, B. L., Branson, D. E., & Schumann, C. G. (1972). Prediction of Creep and Shrinkage Behavior for Design From Short Term Tests. *PCI Journal*, 17(3), 29–45. <https://doi.org/10.15554/pcij.05011972.29.45>

Milutinovic, Z. V., & Trendafiloski, G. S. (2003). An advance approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. In *RISK-UE*. <http://www.civil.ist.utl.pt/~mlopes/conteudos/DamageStates/Risk> UE WP04\_Vulnerability.pdf

Murayama, Y., Tokuyama, S., Furuichi, K., Ukon, H., Hishiki, Y., & Inoue, N. (1991). Hysteresis Modeling of Reinforced Concrete Members Subjected to Combined Loading (Issue No. CK91-03).

National Institute of Standards and Technology. (2017). *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part IIa – Steel Moment Frames*. 145.

NIST 917-45. (2017). Recommended modeling parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design. National Institute of Standards and Technology, 45(917). <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-45>

Oller, S. (2014). *Nonlinear Dynamics of Structures*.

Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design Of Reinforced Concrete* (p. 744). Priestley, M. J. N., Park, K., Gill, & D., W. (1982). Ductility of Square Confined Concrete Columns. *Journal of Structural Division ASCE*, 108(4), 929–950.

Pujades, L. G., Vargas-Alzate, Y. F., Barbat, A. H., & González-Drigo, J. R. (2015).

Parametric model for capacity curves. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(5), 1347–1376. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9670-5>

Rahnama, M., Seneviratna, P., Morrow, G., & Rodriguez, A. (2004). 13 th World Conference on Earthquake Engineering. *Seismic Performance Based Loss Assessment*, 78(11), 74–76. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.38.1.41-49>

Rodríguez, M., & Botero, J. (1995). Comportamiento Sísmico De Estructuras Considerando Propiedades Mecánicas De Aceros De Refuerzo Mexicanos. In *Revista de Ingeniería Sísmica* (Issue 49, p. 39). <https://doi.org/10.18867/ris.49.268>

Romero Martinez, H. F., & Quiroga Becerra, O. A. (2015). Obtención del diagrama momento-curvatura en muros de concreto reforzado. *Universidad Pontificia Bolivariana*, 13(3), 1576–1580.

Ruiz-García, J., & Miranda, E. (2010). Probabilistic estimation of residual drift demands for seismic assessment of multi-story framed buildings. *Engineering Structures*, 32(1), 11–20. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.08.010>

SEP, & INIFED. (2021). Evaluación postsísmica de la infraestructura física educativa de México. Volumen 1: Metodología. In *Inifed* (Vol. 2).

Serrano, P. (2015). Generación de una base de datos sobre los daños registrados en construcciones por efectos de sismos ocurridos en la Ciudad de México, integrada en un Sistema de Información Geográfica. 93.

Suárez Díaz, J. (2017). Informe de Visita. Sismo de México 19 de Septiembre de 2017. 31. Valcárcel Torres, J. A., Barbat, A. H., Cardona, O. D., & Pujades, L. G. (2013). Análisis y gestión del riesgo sísmico de edificios y sistemas esenciales. In *Universidad Politécnica de Cataluña*.

Vargas, Y. F., Pujades, L. G., Barbat, A. H., & Hurtado, J. E. (2013). Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: A probabilistic approach. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(6), 2007–2032. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9468-x>

## ANEXO A. PÁRAMETROS DE MODELOS DE PLASTICIDAD

Partiendo desde el comportamiento de una barra de un marco plano, donde se permiten giros y alargamientos, se tienen las siguientes relaciones, a partir de las leyes de comportamiento elástico. El vector de fuerzas del elemento se relaciona con el vector de deformaciones generalizadas a través de la matriz de rigidez, como se muestra en la siguiente figura:

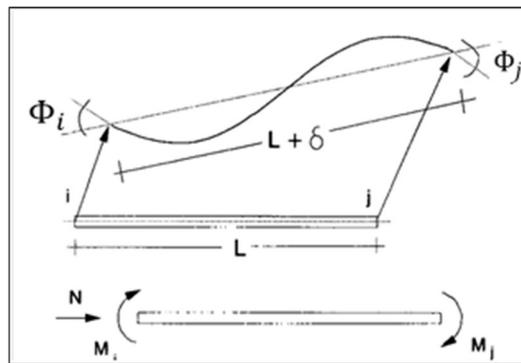


Figura 20 Fuerzas y deformaciones de un elemento a flexión

La matriz de rigidez permanecerá constante durante el análisis de carga para un elemento elástico:

$$\begin{bmatrix} N_i \\ V_i \\ M_i \\ N_j \\ V_j \\ M_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_i \\ v_i \\ \phi_i \\ \delta_j \\ v_j \\ \phi_j \end{bmatrix}$$

Considerando únicamente las fuerzas de momentos en los extremos y la fuerza axial  $M_i, M_j$  y  $N$ , y priorizando las fuerzas de momentos, la matriz reducida quedaría como la

expresión siguiente:

$$\begin{bmatrix} M_i \\ M_j \\ N \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & 0 \\ K_{21} & K_{22} & 0 \\ 0 & 0 & K_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Phi_i \\ \Phi_j \\ \delta \end{bmatrix}$$

Las fuerzas son proporcionales a los desplazamientos en el rango elástico lineal, sin embargo, al incursionar en un rango inelástico, la matriz de rigidez será distinta para cada intervalo de carga a partir de este rango.

Así como se explica en el capítulo V del documento, la teoría de mecánica del medio continuo establece que la ley de elasticidad de un material degradado se obtiene introduciendo el esfuerzo efectivo, para obtener la relación entre el esfuerzo y la deformación siguiente:

$$\sigma = (1 - D)E\epsilon \quad \text{ec. 12}$$

Siendo  $\sigma$  el esfuerzo,  $D$  un índice de daño,  $E$  el modulo de elasticidad inicial y  $\epsilon$  la deformación unitaria .

Para el caso del modelo de plasticidad distribuida se muestra un ejemplo de un elemento columna de sección 50x40 cm con 8 barras de refuerzo como se muestra en la figura... La capacidad momento-curvatura considerando relación momento - fuerza axial por medio del método de fibras se describe a continuación.

Como se describe en el capítulo II, el método de fibras permite crear diferenciales de la sección para analizar la capacidad de la sección por medio de funciones de modelos constitutivos. De esta manera se integran las funciones como se muestra en la figura....

El método de fibras genera franjas con un espesor  $dy$  y cada franja tiene una coordenada en el sistema de coordenadas de la sección  $(y,z)$ . La fibra más comprimida se representará como su centroide ubicado a una distancia  $y_1$ ; análogamente se realiza lo mismo para grupos de diferentes materiales, como acero de refuerzo o concreto no confinado.

$$\sigma_c = \frac{n \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \right)}{n - 1 + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_m} \right)^n} * f_c \quad \text{c. 51}$$

$$\sigma_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{st}} \right)^p$$

Donde:

$$n = \frac{E_i}{E_i - \frac{f_c}{\varepsilon_m}} \quad p = \frac{\ln \left( \frac{f_{su} - f_{s1}}{f_{su} - f_y} \right)}{\ln \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)}$$

Las relaciones del eje neutro y las deformaciones unitarias con la distancia de cada fibra y se obtuvo por los triángulos semejantes. Las funciones que representan los esfuerzos de cada material, se enumeran en el capítulo II. Para el caso del modelo de Popovic, toda la curva de relación tenso-deformacional se define por una sola función (ec. 51). El módulo de elasticidad que se utilizó para obtener el factor n es de  $E_i = 14,000\sqrt{f'_c}$ . De manera análoga se obtiene una función para representar el acero de refuerzo. La idea principal del método es tener la posibilidad de utilizar modelos no-lineales de las relaciones constitutivas en cambios de fuerzas a través del tiempo, o incluso en análisis estáticos donde se encuentren fuerzas de tal magnitud que superen el rango elástico lineal.

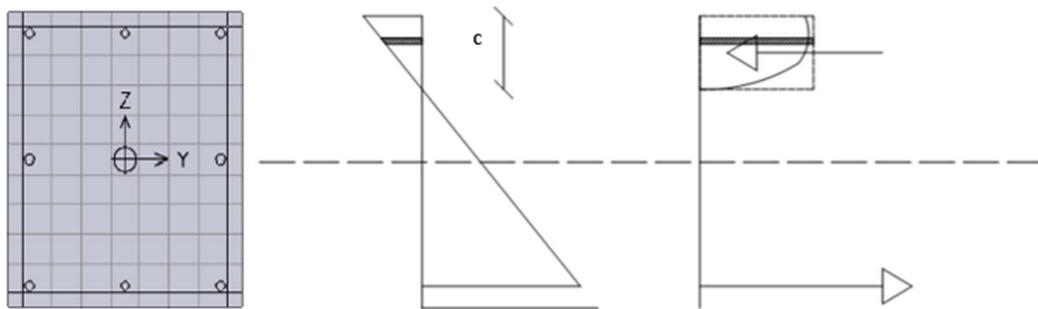
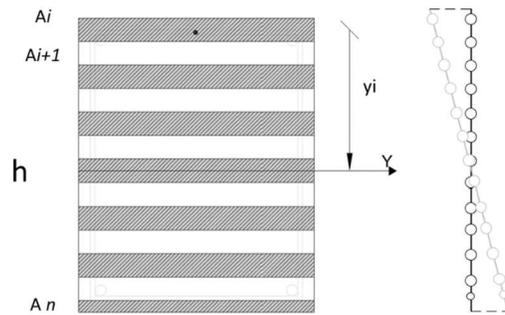


Figura 21 Sección de elemento concreto reforzado. a) sección discretizada por fibras en un eje y. b) deformación unitaria de sección discretizada. c) fuerzas de compresión y tensión de sección discretizada.

$$f_{comp} = \int_0^c \sigma_c(y) * b dy$$

$$f_{tens} = \int_0^{\frac{h}{2}-c} \sigma_s(y) * a_s dy$$

$$M = \int_0^c f_{comp}(y) * y dy$$



b

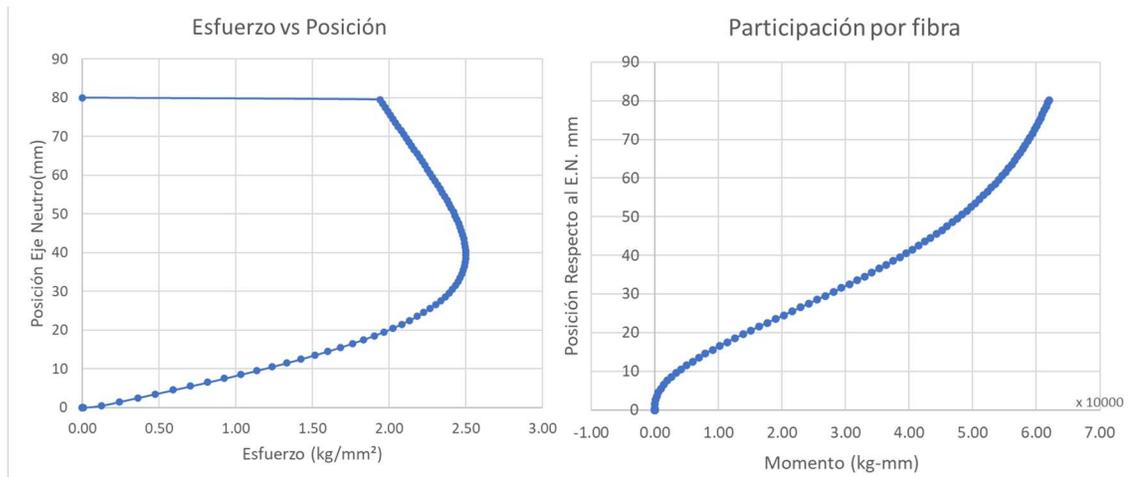


Figura 22 Sección de elemento de concreto reforzado por un diferencial de espesor para cada fibra. a) posición y área, b) esfuerzo y c) momento flexionante de cada fibra.

Etapa	$\epsilon_{cmax}$ mm/mm	Mn kg-mm	Curvatura 1/mm	C mm
Inicio	-	-	-	540.00
Concreto recubrimiento fcu	0.00081	27,906,751.95	5.9E-06	136.81
Acero Refuerzo - fy	0.00081	27,872,625.98	6.0E-06	135.05
Máxima Resistencia	0.00203	28,809,678.55	2.9E-05	70.93
Post-Máximo 1	0.00250	28,857,139.79	3.8E-05	66.28
Post-Máximo 2	0.00320	28,849,581.66	5.1E-05	63.05
Máxima Deformación	0.00400	28,786,416.34	6.5E-05	61.41

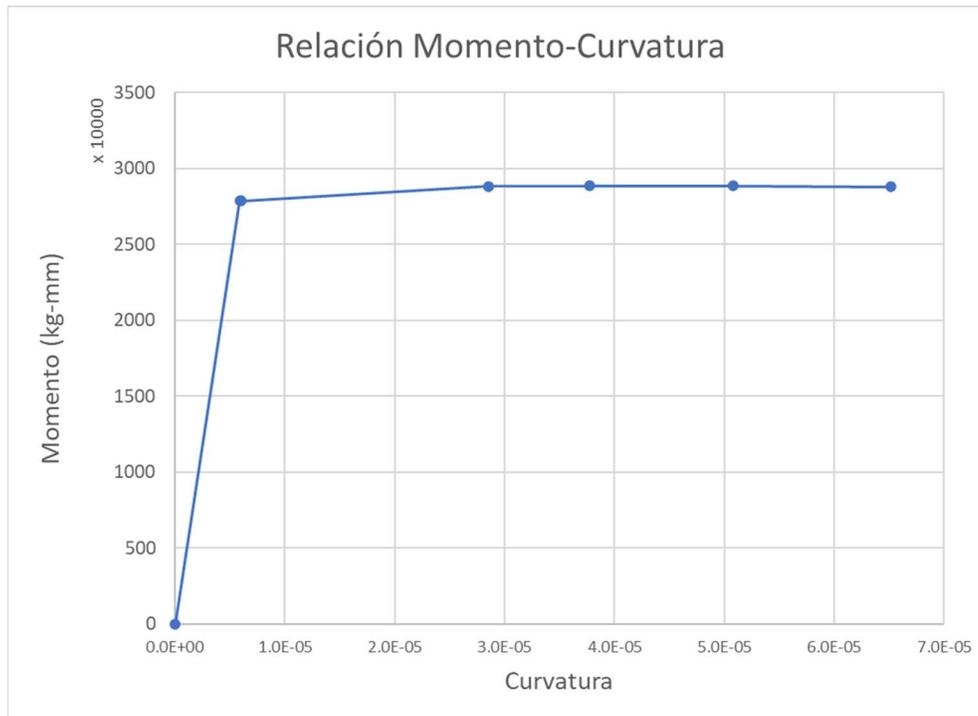


Figura 23 Capacidad Momento-curvatura de la sección del elemento de concreto discretizado por fibras.

En el caso del modelo de plasticidad concentrada, el comportamiento no-lineal se considera explícitamente en resorte representado por la ley momento-rotación. Por lo que el daño se concentra en los resortes degradables, es por esto que el conjunto del índice de daño de los resortes quedaría:

$$\{D\}_b^T = \{d_a \quad d_i \quad d_j\} \quad \text{ec. 52}$$

La ecuación anterior representa cada representación del desplazamiento como degradación del resorte: en el caso del alargamiento por fuerza axial,  $d_a$  caracteriza la degradación del resorte axial, análogamente para los resortes de flexión  $d_i$   $d_j$ .

Las siguientes ecuaciones muestran la relación de fuerza axial-alargamiento para el elemento y para el resorte degradado axial:

$$\begin{aligned}
 N &= (1 - d_a)K_{33}\delta & M_i &= (1 - d_i)K_{11}\Phi_i \\
 N &= \frac{(1 - d_a)}{d_a}K_{33}\delta_r & M_i &= \frac{(1 - d_i)}{d_i}K_{11}\Phi_i^r \\
 M_j &= (1 - d_j)K_{22}\Phi_j \\
 M_j &= \frac{(1 - d_j)}{d_j}K_{22}\Phi_j^r
 \end{aligned}$$

De manera que la matriz de rigidez de la barra dañada queda en función de las dos partes del elemento, la parte elástica y la parte del resorte.

$$\{M\} = \{K\}\{\Phi^e\} \quad \{M\} = \{R\}\{\Phi^r\}$$

Donde

$$R_{33} = \frac{(1 - d_a)}{d_a}K_{33} \quad R_{22} = \frac{(1 - d_j)}{d_j}K_{22} \quad R_{11} = \frac{(1 - d_i)}{d_i}K_{11}$$

$\{\Phi^e\}$ = vector de deformaciones del elemento elástico  $\{\Phi^r\}$ = vector de deformaciones del resorte y  $\{R\}$ = Matriz diagonal que relaciona las rigideces involucrando el índice de degradación.

Esto involucra que el vector de deformaciones para el elemento dañado, será igual a la relación de compatibilidad de deformación del elemento en conjunto (parte elástica, parte resorte).

$$\{\Phi\}_{ele} = \{\Phi^e\} + \{\Phi^r\} \quad \text{ec.16}$$

$$[K(D)] = [K^0]([I] + [R]^{-1}[K^0])^{-1} \quad \text{ec.17}$$

$$\{M\} = [K(D)]\{\Phi\} \quad \text{ec.18}$$

Los parámetros que definen el comportamiento del resorte, en términos de la función de estado, es decir, las reglas para el comportamiento histerético, quedan en función de algunos valores críticos de la sección de los elementos:

$$\text{Rigidez inicial} \quad K^0 = \frac{M_{\Delta+1}^i - M_{\Delta}^i}{\Phi_{\Delta+1} - \Phi_{\Delta}}$$

$$\text{Relación de endurecimiento por deformación} \quad \alpha_{s+/-} = \frac{\partial M}{\partial \Phi}$$

$$\text{Momento de fluencia} \quad M_y$$

$$\text{Relación de la rigidez al cambio de sentido de carga} \quad \alpha_{pinch}$$

$$\text{Parámetros de degradación cíclica en: resistencia, rigidez y resistencia última.} \quad \lambda_s \quad \lambda_k \quad \lambda_c$$

$$\text{Rotación: en el momento fluencia, antes y después del momento último.} \quad \Phi_y \quad \Phi_p \quad \Phi_{pc}$$

Es por lo anterior que se debe suponer, para estos modelos de plasticidad, que, durante la respuesta inelástica, el sistema tendrá un cambio en su rigidez inicial, debido al agrietamiento o a la fluencia del acero, por lo tanto, para obtener los parámetros que requiere el modelo IMK, se calcularon los momentos de inercia con una modificación, así como se recomienda en (Francisco Ibarra & Krawinkler, 2007) para asignar los valores de rigidez en función del cambio de momentos resistentes y rotaciones, se utilizaron las siguientes

ecuaciones, así como los valores de la parte del resorte inelástico:

$$K_{elas} = \frac{M_y}{\Phi_y}$$

$$\kappa = \frac{M_r}{M_y}$$

$$K_{yeld} = \frac{M_c - M_y}{\Phi_c - \Phi_y}$$

$$\Phi_p = \Phi_c - \Phi_y$$

$$K_r = \frac{M_r - M_c}{\Phi_r - \Phi_c}$$

$$\Phi_{pc} = \Phi_r - \Phi_c$$

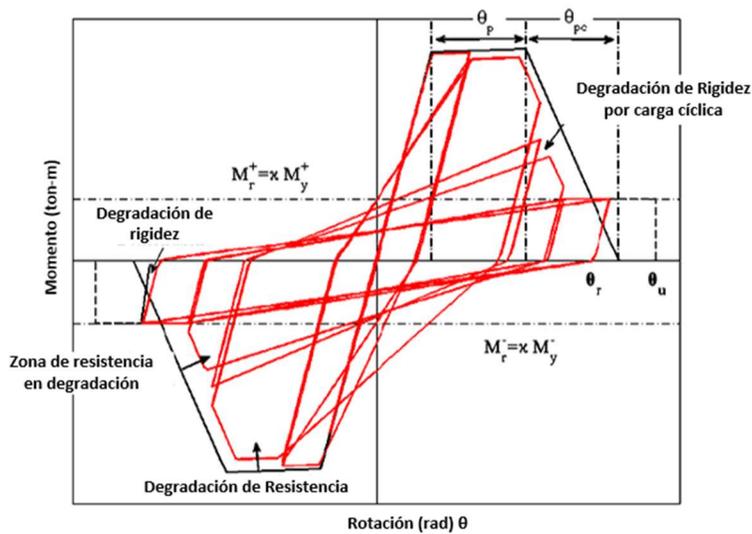


Figura 24 Comportamiento no-lineal del resorte con modelo Ibarra-Medina-Krawinkler con degradación cíclica (Mazzoni et al., 2006).