

**EVALUACIÓN COMPUTACIONAL DE LA EFECTIVIDAD DEL MÉTODO LINEAL
EQUIVALENTE PARA LA ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA INELÁSTICA DE
PÓRTICOS DE HORMIGÓN RESISTENTES A MOMENTO**

Por:

Joel M. Almodóvar Medina

Tesis sometida en cumplimiento parcial de los requisitos para el grado de

Maestro en Ciencias
En
Ingeniería Civil

Universidad de Puerto Rico
Recinto Universitario de Mayagüez

2018

Aprobado por:

Luis E. Suárez Colche, Ph. D.
Presidente, Comité Graduado

Fecha

Ricardo R. López Rodríguez, Ph. D.
Miembro, Comité Graduado

Fecha

José O. Guevara, Ph.D.
Miembro, Comité Graduado

Fecha

Elizabeth Vanacore, Ph. D
Representante de Estudios Graduados

Fecha

Ismael Pagán Trinidad, MSCE.
Director, Departamento de Ingeniería Civil
y Agrimensura

Fecha

RESUMEN

En esta tesis se estudió un método aproximado para calcular la respuesta sísmica no-lineal de estructuras que se conoce como el Método Lineal Equivalente (MLE) con el que se busca aproximar la respuesta no-lineal mediante una serie de análisis lineales. Este método fue inicialmente desarrollado en Ingeniería Sísmica Geotécnica y aunque se sabe que tiene limitaciones, arroja resultados muy razonables lo que contribuye a su popularidad. En un estudio previo realizado en la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez el MLE dio resultados satisfactorios cuando se aplicó a un pórtico 3D de hormigón reforzado. Dado que en la investigación previa citada se hizo una primera prueba del concepto, esta tesis tuvo como objetivo estudiar los límites de ductilidad en los cuales el MLE resulta efectivo. Para ello se adoptaron cinco pórticos resistentes a momento de concreto reforzado, con los cuales se crearon modelos en el programa comercial SAP2000. Este programa se usó para efectuar análisis no-lineales en el tiempo, los cuales se consideraron como los resultados exactos. Para ejecutar el MLE, que requiere iterar con distintos modelos lineales, se usó el análisis modal en el tiempo.

De los análisis efectuados se encontró que el desempeño del MLE depende fuertemente del factor de modificación (FM) que se usa para corregir el esfuerzo máximo del sistema para obtener las propiedades lineales equivalentes. Por consiguiente, fue necesario estudiar cómo estimar este factor de la forma más precisa posible. Para calcularlo se propusieron tres expresiones y para escoger la más apropiada se establecieron una serie de condiciones.

Para los estudios se usaron registros de sismos históricos con distinto contenido de frecuencia los que se escalaron para lograr un nivel de respuesta no lineal deseado. Para obtener la ductilidad global μ en términos de desplazamientos de los pórticos se ejecutaron análisis no-lineales con los acelerogramas selectos. El rango de ductilidad encontrado fue de 1 a 4.0 y luego se ejecutó el MLE para dicho rango. Para examinar la precisión del MLE se escogieron un elemento de columna y viga críticos para cada pórtico. Allí se calculó el momento y cortante en la columna y el momento en la viga y con ellos se determinó el error promedio en las fuerzas internas. Cuando se limitó el error a 20% se encontró que el MLE es efectivo en un rango de ductilidad $1 < \mu < 1.5$. Si se aumenta en 10% este límite, el rango de ductilidad va de 1 a 2.75. Se concluye así que en su forma actual el MLE se puede usar para estimar la respuesta no-lineal moderada de los pórticos.

ABSTRACT

This thesis examined an approximate method to calculate the nonlinear seismic response of structures known as the Equivalent Linear Model (ELM) which seeks to approximate the true nonlinear response through a series of linear analyses. The method was originally developed in Geotechnical Earthquake Engineering and even though it is known to have some limitations, it yields reasonably accurate results which make it very popular. In a previous study conducted at the University of Rico at Mayaguez in which the ELM was applied to a 3D reinforced concrete frame it provided satisfactory results. Because a proof-of-concept was already carried out in the previous investigation, this thesis focused on studying the ductility limits in which the ELM is effective. To achieve this goal five reinforced concrete moment resistant frames were selected and modeled in the commercial program SAP2000. This program was used to carry out nonlinear time history analyses which were regarded as the exact results. Modal analysis in the time domain was used to implement the ELM, which requires to iteratively run linear models.

From the analysis carried out it was found that the performance of the ELM strongly depends on the modification factor used to correct the system's maximum strain in order to define its equivalent linear properties. Therefore, it was found necessary to study how to define this factor in the most precise way. Three equations were proposed to calculate this factor and a series of conditions were proposed to choose the most appropriate expression.

Several records from historic earthquakes with different frequency content were used in the investigation. The records were scaled up to achieve a desired level of nonlinear response. Nonlinear analyses with the selected accelerograms were carried out to obtain the frames' global ductility μ in terms of displacements. The ductility range found encompasses from 1 to 4.0 and afterwards the ELM analyses were run for this range. A critical column and beam element were selected for each frame to examine the accuracy of the ELM. The bending moment and shear force in the column and the moment in the beam were computed and their values were used to determine the average error in the internal forces. When the allowable error was limited to 20% it was found that the ELM is effective in the ductility range $1 < \mu < 1.5$. If this limit is increased by 10%, then the ductility range extends from 1 to 2.75. It is therefore concluded that in its current form the ELM can be applied to calculate the nonlinear response of the frames up to a moderate level.

A mi familia: Mami, Papi, mis hermanas y cuñado
Gracias por entender mis momentos de estrés...
Y a mí querida abuela
Por el recordatorio casi obligatorio sobre mi tesis...

AGRADECIMIENTOS

Deseo extender mi más sincero agradecimiento a todos los miembros del comité graduado, Dr. Luis E. Suárez, Dr. Ricardo R. López y Dr. José O. Guevara. Durante el tiempo en el que realice este trabajo, además de la ayuda técnica brindada, sugerencias y correcciones respecto a lo escrito, agradezco enormemente la paciencia y comprensión hacia mí. Fue un tiempo de trabajo arduo y apresurado en el cual todos tomaron el compromiso de ayudarme y llevarme a que esto fuese posible.

De forma individual, agradezco al Profesor Suárez, por su guía y comentarios, los cuales fueron clave para avanzar en momentos de estancamiento, y no menos importante, por acceder a que pudiese trabajar un tema de investigación junto a él. Para mí fue un honor trabajar junto a tan excelente educador y experto. Al Profesor López por la consejería administrativa y académica, y por ser un medio para las gestiones de ayudantía graduada. La experiencia como ayudante de cátedra fue enriquecedora e inolvidable. Al Profesor Guevara, por siempre estar disponible a pesar de la hora y lugar, porque hasta en estacionamientos de tiendas me encontré con él. A todos gracias.

Además, quiero agradecer al Profesor Genock Portela, por su disponibilidad y toda la ayuda prestada en mis comienzos como estudiante graduado.

También, mi agradecimiento a Christian Villalobos, por su disponibilidad para consultas sobre los pórticos usados en este estudio. El tener esos sistemas disponibles fue de gran ayuda. Por último, gracias a todos los compañeros y amigos que en su momento me dieron palabras de, mete mano...

TABLA DE CONTENIDO

Resumen.....	ii
Abstract.....	iii
Agradecimientos	v
Capítulo 1: Introducción	1
1.1 Justificación.....	1
1.2 Objetivo.....	2
1.3 Metodología de análisis.....	4
1.3.1 Análisis lineal y no-lineal	4
1.3.2 Concepto general del método lineal equivalente	5
1.3.3 Metodología general a seguir.....	5
1.4 Publicaciones previas	8
1.5 Organización de la tesis.....	15
Capítulo 2: Metodología de análisis y registros sísmicos	17
2.1 Análisis lineal en el tiempo	17
2.2 Método lineal equivalente	21
2.2.1 Determinación de las propiedades E_{sec} y ξ	23
2.2.2 Pasos generales para la implementación del MLE en SAP2000	25
2.3 Análisis no-lineal en el tiempo	31
2.3.1 Propiedad inelástica del concreto confinado.....	32
2.3.2 Capacidad inelástica de la articulación plástica.....	34
2.3.3 Definición de la articulación plástica en SAP2000.....	37
2.4 Tipo de amortiguamiento	40
2.5 Selección de registros sísmicos	43
Capítulo 3: Descripción del modelo estructural y sus variantes	46
3.1 Propiedades de los materiales.....	46
3.2 Sistemas estructurales de concreto reforzado.....	47
3.3 Pórticos y elementos para el análisis	49
3.3.1 Modelo M1-V3H6	50
3.3.2 Modelo M2-V5H4	51
3.3.3 Modelo M3-V7H5	53
3.3.4 Modelo M4-V9H5	54
3.3.5 Modelo M5-V12H7	56

3.4 Desplazamiento inelástico y ductilidad global del sistema estructural	58
3.4.1 Desplazamiento de fluencia	59
3.4.2 Desplazamiento de fluencia para los pórticos a ser analizados	62
3.4.3 Análisis de empuje lateral en SAP2000.....	63
Capítulo 4: Validación del método lineal equivalente	66
4.1 Perspectiva de análisis.....	66
4.2 Modelo estructural C16.....	67
4.2.1 Modelo C16 en 2D.....	69
4.2.2 Comparación de las propiedades dinámicas del modelo 3D y 2D.....	71
4.3 Ejecución y validación del Método Lineal Equivalente	71
4.3.1 Comparación inicial de resultados entre el análisis no-lineal y el MLE.....	72
4.3.2 Verificación conceptual de la determinación del RD óptimo	75
4.4 Interpretación e importancia del factor de modificación.....	77
Capítulo 5: Factor de modificación y resultados del método lineal equivalente.....	83
5.1 Determinación del factor de modificación	83
5.1.1 Relación entre FM, PGA, AI, CAV y Sa.....	86
5.1.2 Relación lineal entre los parámetros del sismo y la estructura	88
5.2 Ecuaciones y condiciones adicionales para la determinación de un FM aproximado.....	95
5.2.1 Ejemplo de ejecución del MLE y uso de las condiciones para el cómputo de FM.....	99
5.3 Determinación aproximada para el coeficiente de ductilidad global	102
5.4 Resultados del MLE aplicado a cinco pórticos resistentes a momento de hormigón reforzado	104
5.4.1 Resultados de la ejecución del MLE para el modelo M1	104
5.4.2 Resultados de la ejecución del MLE para el modelo M2	105
5.4.3 Resultados de la ejecución del MLE para el modelo M3	106
5.4.4 Resultados de la ejecución del MLE para el modelo M4	107
5.4.5 Resultados de la ejecución del MLE para el modelo M5	109
5.4.6 Resumen de los resultados para los cinco pórticos	110
5.4.7 Comparación entre los resultados del MLE y los correspondientes al análisis lineal	112
5.4.8 Resultados comparativos para elementos estructurales ubicados en pisos superiores.....	115
Capítulo 6: Resumen, conclusiones y recomendaciones.....	121
6.1 Resumen de la investigación	121
6.2 Conclusiones	122
6.3 Recomendaciones para estudios futuros.....	123
Referencias.....	127

Apéndice A: Código escrito en “VBA for application” de MS Excel para la ejecución del MLE en SAP2000	130
Apéndice B: Código en MatLab para el cómputo de los parámetros del sismo y FM.....	137
Apéndice C: Ejemplos de de algunas definiciones usadas en el modelo computacional.....	142
Apéndice D: Ecuaciones para E_{sec} y ξ correspondientes al MLE	149
Apéndice E: Registros sísmicos.....	154

TABLA DE FIGURAS

Figura 1.1: Proceso iterativo del método lineal equivalente	7
Figura 1.2: Interpretación de la razón de daño (Shibata y Sozen, 1976)	13
Figura 2.1: Respuesta física y componentes modales (CSI, Inc., 2018)	18
Figura 2.2: Definición del análisis modal en el tiempo en SAP2000	19
Figura 2.3: Curva esfuerzo-deformación del concreto confinado (Mander et al., 1988)	23
Figura 2.4: Definición del acero longitudinal	26
Figura 2.5: Definición del acero de confinamiento.....	26
Figura 2.6: Ajuste de polinomio – modelo concreto confinado.....	27
Figura 2.7: Definición del material para vigas y columnas	29
Figura 2.8: Definición del análisis no-lineal en el tiempo en SAP2000	32
Figura 2.9: Localización de articulaciones plásticas en vigas y columnas	34
Figura 2.10: Curvas momento-curvatura: SAP2000 vs. Cumbia.....	35
Figura 2.11: Análisis de momento-curvatura mediante SAP2000.....	38
Figura 2.12: Curva momento-curvatura idealizada (CALTRANS 2013)	38
Figura 2.13: Definición de la articulación plástica en SAP2000	39
Figura 2.14: Articulaciones plásticas en el modelo de pórtico	40
Figura 2.15: Definición del amortiguamiento en el modelo	43
Figura 2.16: Ejemplo de registro de aceleraciones y espectro de pseudo aceleraciones.....	44
Figura 3.1: Consideración de cargas muertas y vivas	49
Figura 3.2: Configuración del pórtico M1-V3H6	51
Figura 3.3: Configuración del pórtico M2-V5H4	52
Figura 3.4: Configuración del pórtico M3-V7H5	53
Figura 3.5: Configuración del pórtico M4-V9H5	55
Figura 3.6: Configuración del pórtico M5-V12H7	57
Figura 3.7: Curva representativa de fuerza-desplazamiento	60
Figura 3.8: Comparación para la determinación del desplazamiento de fluencia Δy	61
Figura 3.9: Definición del análisis de empuje lateral en SAP2000.....	62
Figura 3.10: Comparación entre las curvas de capacidad del modelo M2 obtenidas de tres formas distintas	64
Figura 4.1: Pórtico A y vista lateral – Modelo C16	67
Figura 4.2: Detalle de acero de refuerzo del modelo C16 (Cruz, 2016)	68
Figura 4.3: Distribución de cargas del modelo C16 en 2D	69
Figura 4.4: RD óptimo - modelo C16 – ImpValley @ EQx = 2	76

Figura 4.5: Relación %Err y FM para la columna del modelo M1	80
Figura 4.6: Comparación de esfuerzos σ con el FM óptimo	81
Figura 4.7: Relación entre el FM y la degradación del módulo elástico del elemento	82
Figura 5.1: Relación entre el FM óptimo ponderado y los parámetros del sismo: PGA, AI y CAV	85
Figura 5.2: Relación entre el FM óptimo ponderado y la pseudo-aceleración del pórtico considerado	85
Figura 5.3: Relación entre el FM de la regresión y el FM óptimo ponderado	87
Figura 5.4: Combinación de parámetros respecto al FM ponderado y calculado	87
Figura 5.5: Relación entre los parámetros definidos en la ecuación (5-8).....	89
Figura 5.6: Relación entre los parámetros (x,y) para sismos con espectros ricos	90
Figura 5.7: Relación entre los parámetros (x,y) para sismos con espectros moderados	90
Figura 5.8: Variación del error en cortante y momentos y el error promedio como función de FM para el caso #6.	92
Figura 5.9: Relación entre el FM determinado mediante ecuación (5-11) y los FM con error mínimo	94
Figura 5.10: Relación entre FM y FM de error mínimo	99
Figura 5.11: Espectro de pseudo aceleraciones para el sismo de Parkfield 1966	100
Figura 5.12: Relación entre S_a , CAV y la ductilidad global.....	103
Figura 5.13: Porcentajes de error respecto al análisis no-lineal para el modelo M1	105
Figura 5.14: Porcentajes de error respecto al análisis no-lineal para el modelo M2.....	106
Figura 5.15: Porcentajes de error respecto al análisis no-lineal para el modelo M3.....	107
Figura 5.16: Porcentajes de error respecto al análisis no-lineal para el modelo M4.....	108
Figura 5.17: Porcentajes de error respecto al análisis no-lineal para el modelo M5.....	109
Figura 5.18: Efectividad del MLE considerando un 20% de error	111
Figura 5.19: Efectividad del MLE considerando un 30% de error	111
Figura 5.20: Comparación del MLE y Análisis Lineal para el modelo M2.....	114
Figura 5.21: Comparación del MLE y Análisis Lineal para el modelo M3.....	114
Figura 5.22: Comparación del MLE y Análisis Lineal para el modelo M4.....	115
Figura 5.23: Espectro de pseudo aceleraciones del sismo compatible (Villalobos-Soto, 2016).....	116
Figura 5.24: Diagrama envolvente para el elemento de columna 10	118
Figura 5.25: Porcentajes de error para cada elemento superior y análisis considerado	119

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1: Métodos de linearización equivalente (Miranda y Ruiz-García, 2002)	10
Tabla 1.2: Métodos basados en el factor de modificación (Miranda y Ruiz-García, 2002)	10
Tabla 2.1: Proceso iterativo del MLE	30
Tabla 2.2: Prueba preliminar para la determinación del sub-paso máximo.	32
Tabla 3.1: Propiedades del concreto	46
Tabla 3.2: Propiedades del acero	47
Tabla 3.3: Resumen de los sistemas de pórticos de hormigón reforzado	48
Tabla 3.4: Magnitud de la carga tributaria	48
Tabla 3.5: Propiedades Dinámicas de M1	51
Tabla 3.6: Propiedades Dinámicas de M2	52
Tabla 3.7: Propiedades dinámicas del modelo 3	54
Tabla 3.8: Propiedades dinámicas del modelo 4	56
Tabla 3.9: Propiedades dinámicas para el modelo 5	58
Tabla 3.10: Balances de áreas para la determinación de la curva idealizada $F-\Delta$	61
Tabla 3.11: Desplazamientos de fluencia de los pórticos	62
Tabla 3.12: Desglose de fuerza lateral de acuerdo a la masa tributaria de cada piso. $V = 400$ kip	65
Tabla 3.13: Desglose de fuerza lateral según el ASCE7-10	65
Tabla 4.1: Características y propiedades del modelo C16	68
Tabla 4.2: Magnitud de la carga muerta linealmente distribuida, C16	70
Tabla 4.3: Cargas puntuales correspondientes a la contribución perpendicular, en C16	70
Tabla 4.4: Propiedades dinámicas del modelo 3D y C16	71
Tabla 4.5: Datos para los análisis de corroboración	74
Tabla 4.6: Resultados de corroboración - análisis no-lineal	74
Tabla 4.7: Resultados de corroboración - MLE	74
Tabla 4.8: Factor de reducción óptimo para el caso #1	76
Tabla 4.9: Resultados del MLE para el modelo C16 modificado usando un nuevo RD óptimo	76
Tabla 4.10: Comparación entre el RD y el FM óptimo obtenido manualmente	77
Tabla 4.11: Ejecución del MLE para el elemento de columna. Modelo M1 – ImpValley @ $EQ_x = 1$	79
Tabla 4.12: Ejecución del MLE para el elemento de columna. Modelo M1 – $FM = 0.65$	79
Tabla 4.13: Resultados de FM local y MLE para la columna del modelo M1	81
Tabla 5.1: Casos de análisis para la determinación del FM mediante fórmula	84
Tabla 5.2: Variación de FM y porcentos de error respecto al caso no-lineal. Caso #6	92
Tabla 5.3: Factores de modificación que provocan un porcentaje de error mínimo	93

Tabla 5.4: Coeficiente r para los casos de análisis.....	96
Tabla 5.5: Casos adicionales considerados para el ajuste de las condiciones para determinar FM.....	98
Tabla 5.6: Datos necesarios para la ejecución del MLE	99
Tabla 5.7: Resultados del proceso de ejecución del MLE para el ejemplo en la sección 5.2.1	101
Tabla 5.8: Comparación entre los coeficientes de ductilidad real μ y aproximado μ_{aprox}	103
Tabla 5.9: Resultados correspondientes al pórtico del modelo M1	104
Tabla 5.10: Resultados correspondientes al pórtico del modelo M2	105
Tabla 5.11: Resultados correspondientes al pórtico del modelo M3	107
Tabla 5.12: Resultados correspondientes al pórtico del modelo M4	108
Tabla 5.13: Resultados correspondientes al pórtico del modelo M5	109
Tabla 5.14: Rango de ductilidad para un límite de 20% en error	110
Tabla 5.15: Parámetros del sismo compatible y determinación del FM	117
Tabla 5.16: Resultados del análisis no-lineal y MLE para elementos superiores	119
Tabla 5.17: Resultados del análisis no-lineal y lineal para elementos superiores.....	119

CAPÍTULO 1:

INTRODUCCIÓN

Este capítulo introduce al lector al propósito de la presente investigación, sus objetivos y metodología. Además, se presenta una recapitulación de trabajos previos relacionados al tema de investigación.

1.1 JUSTIFICACIÓN

El diseño de una estructura civil debe realizarse para soportar cargas de baja ocurrencia, pero a su vez de gran intensidad y particularmente de origen ambiental. Un ejemplo de este tipo de carga son los terremotos. Debido a la incertidumbre o baja probabilidad de ocurrencia de ese tipo de carga y por razones económicas, se permite que ciertos tipos de estructuras no críticas puedan incursionar en el rango inelástico. Sin embargo, salvo para estructuras críticas o especiales, no se acostumbra hacer un análisis no-lineal. Este tipo de análisis consiste en incorporar en el modelo las características inelásticas asociadas al material seleccionado y de ese modo calcular la respuesta en el tiempo de la estructura, considerando que la carga es sísmica. No hay dudas que este tipo de análisis es el que provee los resultados más precisos con las menores incertidumbres. No obstante, el nivel de complejidad del análisis no-lineal se incrementa en órdenes de magnitud comparado con los análisis no-lineales estáticos y los análisis en el tiempo lineales.

Dicha complejidad, asociada a un análisis no-lineal, se hace particularmente notable en el caso de estructuras de hormigón reforzado, uno de los materiales más usados en obras civiles. Este material compuesto está formado por dos materiales con comportamiento muy distinto que interactúan entre sí. El hecho de que las propiedades del hormigón, a diferencia de las del acero, sean muy variables agrega más dificultad al análisis no-lineal de estas estructuras.

En un análisis no-lineal en el tiempo hay que renovar las propiedades del sistema estructural de acuerdo al nivel de esfuerzos que este experimenta en cada paso de la solución numérica. Usualmente ese paso o intervalo de tiempo debe ser muy pequeño, dependiendo de las propiedades de la estructura, del tipo de excitación y del algoritmo que se usa para dicha solución. Lo anterior involucra un tiempo de análisis considerable, y a pesar de los enormes

avances en las capacidades de procesamiento de las computadoras, aún hoy en día no se realiza con frecuencia en la práctica. Además está el hecho, tal vez hasta más importante, de que estos estudios requieren de vasta experiencia por parte de quien los debe llevar a cabo.

En cambio, efectuar un análisis lineal podría considerarse como una forma conservadora para conocer la respuesta de alguna estructura ante la imposición de cargas. Este tipo de análisis es más sencillo debido a que las propiedades de los materiales que se requiere conocer están disponibles en la literatura y los conceptos que cuantifican esas propiedades son básicos, los cuales son enseñados a nivel sub-graduado en todo programa de ingeniería. Puede decirse entonces que la implementación de un análisis lineal se basa en expresiones que son de conocimiento más general por parte de los ingenieros, y no en expresiones matemáticas complejas o en relaciones constitutivas elaboradas como las requeridas por los métodos no-lineales. Como consecuencia, un análisis lineal puede ejecutarse de forma rápida por un profesional de la ingeniería sin estudios avanzados o experiencia considerable.

Una desventaja del método de análisis lineal es que en algunas circunstancias las fuerzas de diseño determinadas pueden sobrestimarse, produciendo de ese modo un diseño estructural muy conservador. Lo anterior conlleva a un uso excesivo de materiales y altos costos de construcción. Por lo tanto, sería deseable si fuera prácticamente posible efectuar un análisis no-lineal de modo que las fuerzas de diseño representen un balance entre seguridad y economía. Teniendo esto en mente y para minimizar los inconvenientes asociados a un estudio no-lineal riguroso, diferentes investigadores han formulado diferentes métodos de análisis lineal los cuales aproximan lo mejor posible los resultados no-lineales.

A base de lo expuesto se entiende que es un asunto de interés ampliar el nivel de conocimiento relacionado a la metodología de aproximación de resultados no-lineales usando métodos lineales.

1.2 OBJETIVO

En esta investigación se pretende estudiar un método de análisis de aproximación no-lineal que fue originalmente propuesto en el área de Dinámica de Suelos, pero aplicado a un sistema estructural de pórticos de hormigón armado. El procedimiento se conoce como el

Método Lineal Equivalente y con este se busca aproximar la respuesta dinámica no-lineal del sistema mediante una serie de análisis lineales. Este método es ampliamente usado y aceptado en la práctica de la Ingeniería Sísmica Geotécnica y aunque se sabe que tiene sus limitaciones, los resultados que arroja son muy razonables lo que contribuye a la popularidad de esta técnica.

Basado en lo anterior, un estudio realizado en el Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura de la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez mostró que el Método Lineal Equivalente se puede aplicar a una estructura de hormigón armado (Cruz-Gutiérrez, 2016). No obstante, dicha investigación se debe considerar como una prueba del concepto y como tal quedaron varios temas que no se consideraron. Dichos temas fueron recomendados para que sean objeto de estudios futuros. Como ejemplo de ello, está la necesidad de estudiar los límites de efectividad del método. Precisamente extender esta primera investigación es el enfoque de la presente tesis.

Por tanto, el objetivo principal de esta tesis es profundizar el estudio de la aplicación del Método Lineal Equivalente a edificios de hormigón sometidos a sismos de mediana a fuerte intensidad. Partes de esta investigación se basan en los conceptos del estudio de Cruz-Gutiérrez (2016).

A continuación se describen las tareas que se llevarán a cabo para cumplir con el objetivo global antes citado.

1. Implementar la metodología establecida por Cruz-Gutiérrez (2016) mediante un análisis en dos dimensiones usando elementos de pórticos y el programa de análisis estructural SAP2000.
2. Estudiar la aplicabilidad del Método Lineal Equivalente en conjunto con el factor de reducción propuesto por Cruz-Gutiérrez para diversos sistemas de pórticos en dos dimensiones.
3. Estudiar los límites de ductilidad global hasta los cuales el Método Lineal Equivalente proporciona resultados satisfactorios.

4. Evaluar la aplicabilidad del método ante un rango establecido de periodos fundamentales de sistemas de múltiples grados de libertad.

1.3 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

1.3.1 ANÁLISIS LINEAL Y NO-LINEAL

Para la elaboración de este estudio el análisis será ejecutado computacionalmente mediante el uso del programa comercial para análisis estructural SAP2000. En este programa se desarrollarán todos los modelos pertinentes en dos dimensiones mediante el uso de elementos de pórticos. El análisis se divide en dos partes: análisis no-lineal del sistema y análisis lineal del mismo. Para cada uno de los análisis lineales en el tiempo requeridos por el Método Lineal Equivalente se implementará el método convencional basado en la técnica de superposición modal. Con los resultados de estos análisis se harán comparaciones porcentuales para establecer cuán satisfactorios o no satisfactorios son los resultados del Método Lineal Equivalente respecto a los del análisis dinámico no-lineal riguroso.

Tanto el análisis lineal como el no-lineal serán del tipo respuesta en el tiempo. En el análisis no-lineal la ecuación de movimiento a ser resuelta tiene la forma de la expresión (1-1).

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + \{F(u)\} = -[M]\{r\}a_s \quad (1-1)$$

Tanto los vectores de desplazamientos $\{u\}$, de velocidad $\{\dot{u}\}$, y de aceleración $\{\ddot{u}\}$ son cantidades relativas medidas respecto a la base de la estructura. El vector de fuerzas elásticas de restitución $\{F(u)\}$ está formado por funciones no-lineales de los desplazamientos, la disipación de energía intrínseca (o sea para bajas deformaciones) está representada mediante la matriz de amortiguamiento viscoso $[C]$ y $[M]$ es la matriz de masas concentradas del sistema, usualmente diagonal. La excitación está representada por el historial de aceleraciones del suelo a_s y $\{r\}$ es el vector de coeficientes de influencia (compuesto por ceros y unos).

Cuando se efectúe un análisis lineal, por ejemplo en cada paso de iteración del Método Lineal Equivalente, las ecuaciones de movimiento que se deben resolver tienen la misma forma

anterior, excepto que el vector de fuerzas no-lineales se reemplaza por el producto de la matriz de rigidez $[K]$ y el vector de desplazamientos relativos, según se muestra en la ecuación (1-2).

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{r\}a_s \quad (1-2)$$

Este último sistema de ecuaciones diferenciales puede resolverse mediante el método del Análisis Modal usando las frecuencias naturales y modos de vibración de la estructura. Solo es necesario conocer y usar un porcentaje bajo de las frecuencias y modos, lo cual hace que este método sea extremadamente eficiente en cuanto al tiempo de ejecución.

1.3.2 CONCEPTO GENERAL DEL MÉTODO LINEAL EQUIVALENTE

El Método Lineal Equivalente se ejecuta mediante un análisis de respuesta en el tiempo lineal y el mismo se establece mediante un proceso iterativo. En cada paso de la solución, se busca comparar la deformación efectiva que experimenta algún elemento de la estructura con la deformación correspondiente a propiedades equivalentes concernientes al sistema estructural. Es decir que en cada iteración las propiedades del sistema son renovadas por unas equivalentes hasta que se cumpla que la diferencia entre las deformaciones en el más reciente paso de iteración y el anterior sean menores que un criterio porcentual preestablecido. El proceso se ilustra en el diagrama de flujo en la Figura 1.1.

1.3.3 METODOLOGÍA GENERAL A SEGUIR

Se presenta a continuación y en forma general una breve descripción de los pasos que constituyen la metodología que se usará para la realización de esta investigación.

- a) Determinar las relaciones de momento-curvatura para los elementos de viga y columna que forman el sistema estructural a ser analizado. Esa relación es la base para el análisis no-lineal a ser ejecutado debido a que se utilizarán articulaciones plásticas para representar la no-linealidad de estos elementos.
- b) Determinar las ecuaciones que describen el módulo de elasticidad y la razón de amortiguamiento equivalentes. Estas son las propiedades que permiten definir un sistema estructural equivalente y lineal. Las ecuaciones mencionadas se obtienen mediante un

ajuste de polinomio usando la curva constitutiva del concreto correspondiente a cada elemento. Esta curva para cada elemento representa la relación esfuerzo-deformación, en la que se incluyen las propiedades de confinamiento.

- c) Crear el modelo computacional del sistema estructural y ejecutar un análisis no-lineal estático tipo “empuje lateral” (“pushover”) para determinar el desplazamiento de fluencia del sistema mediante la curva de Fuerza-Desplazamiento.
- d) Ejecutar los análisis correspondientes de respuesta en el tiempo de forma no-lineal, lineal y mediante el Método Lineal Equivalente.
- e) Determinar la razón de ductilidad global que experimenta el sistema ante el registro sísmico impuesto. Para ello se utilizará el máximo desplazamiento determinado mediante el análisis no-lineal y el desplazamiento de fluencia que se determina en el paso c).
- f) A base de los resultados de los análisis ejecutados, establecer las comparaciones porcentuales para la fuerza cortante y el momento flector en el elemento escogido obtenidos con el MLE y con el análisis dinámico no-lineal completo. También se efectuará una comparación entre los desplazamientos máximos en un punto característico calculados con los dos métodos.
- g) Aumentar la intensidad del registro sísmico (escalando el registro completo) y así incrementar la razón de ductilidad global del sistema.
- h) Repetir los pasos d), e), f) y g) para registros sísmicos diferentes.
- i) Escribir conclusiones y recomendaciones basadas en los estudios antes mencionados.

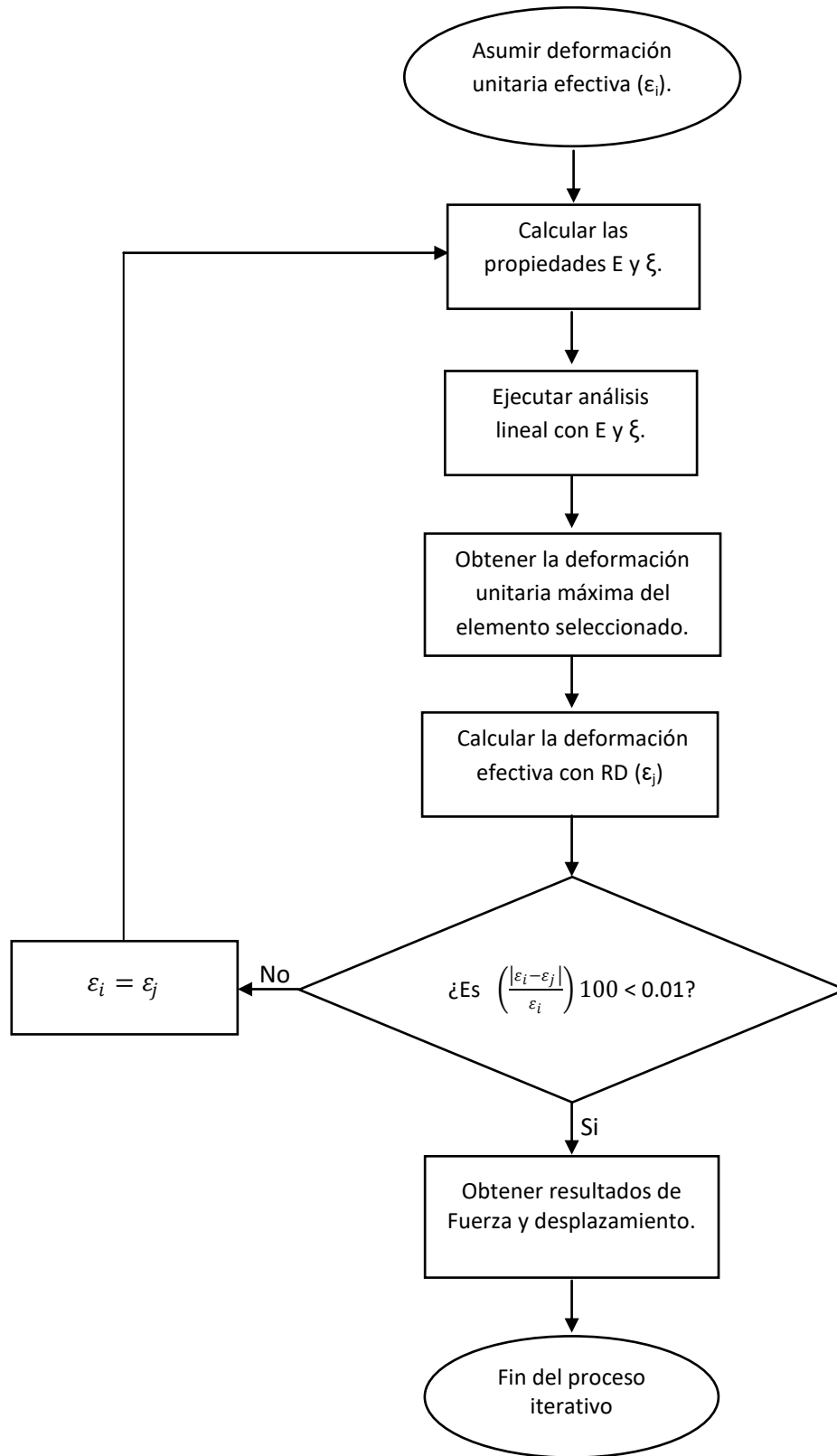


Figura 1.1: Proceso iterativo del método lineal equivalente

1.4 PUBLICACIONES PREVIAS

Con relación a los métodos existentes de análisis para la determinación de la respuesta sísmica de un sistema estructural, la literatura técnica confirma que los de carácter no-lineal conllevan un alto grado de dificultad. Esto se debe a que es necesario conocer detalles específicos de los materiales y elementos que conforman una estructura, como también cierto grado de pericia por parte del diseñador. Además, este tipo de análisis tiende a consumir un tiempo razonable para la obtención de resultados. Por estas y otras razones, diversos investigadores se han dado a la tarea de estudiar métodos basados en aproximaciones lineales de los cuales se puedan obtener una estimación de la respuesta no-lineal real.

Muchos de estos métodos de aproximación lineal tienen como base cambiar alguna propiedad de la estructura para de ese modo aproximar lo más posible los resultados lineales a los “verdaderos” resultados no-lineales. Estas propiedades son las concernientes a la rigidez del sistema y las propiedades dinámicas incluyendo el amortiguamiento.

Miranda y Ruiz-García (2002) en su estudio analizaron seis métodos de aproximación lineal, los cuales se enfocan en el desplazamiento máximo experimentado por un sistema de un grado de libertad. Los autores mencionan que los métodos se dividen en dos categorías distintas debido al enfoque que emplean. Cuatro de los métodos se basan en obtener una linearización equivalente al sistema original. Esta linearización se consigue al disminuir la rigidez lateral del sistema y aumentar su amortiguamiento. Por otro lado, dos de los métodos se enfocan en obtener el desplazamiento de un sistema lineal y multiplicar el mismo por un factor de modificación. Ese producto resulta en la aproximación no-lineal deseada. Respecto a los métodos de linearización equivalente, la reducción en rigidez lateral se traduce en un cambio en el periodo fundamental del sistema. Estos métodos se resumen en la Tabla 1.1.

En cuanto a los métodos basados en un factor de modificación identificado por la variable C , se dice que la idea se basa en usar un sistema de un grado de libertad con propiedades inalteradas, dígame con sus propiedades originales. El desplazamiento elástico máximo (Δ_e) se halla de forma convencional y posteriormente el desplazamiento inelástico (Δ_i) se estima mediante la expresión (1-3).

$$\Delta_i = C * \Delta_e \quad (1-3)$$

Los métodos que emplean el factor de modificación C se resumen en la Tabla 1.2. Como se aprecia en la Tabla 1.1 y Tabla 1.2, los métodos estudiados dependen del periodo fundamental del sistema de un grado de libertad y de la razón de ductilidad deseada.

En su análisis, Miranda y Ruiz-García (2002), consideraron un rango de periodos fundamentales para el sistema de un grado de libertad de entre 0.05 a 3 segundos con incrementos de 0.05 segundos para periodos menores a 2 segundos y para los restantes un incremento de 1 segundo. En total se analizaron 50 sistemas de un grado de libertad ante un número considerable de registros sísmicos y considerando un rango de ductilidad de 1.5 a 6.0. Entre los resultados del estudio se destaca que en promedio el error entre los resultados estimados y el desplazamiento inelástico aumenta con un incremento en la razón de ductilidad y al considerar periodos de vibración bajos.

En específico, el método basado en la linearización equivalente de Rosenblueth y Herrera (1964) obtuvo el mayor error de estimación para todas las ductilidades y periodos estudiados. Este método subestima el desplazamiento inelástico en aproximadamente un 50%. Miranda y Ruiz-García argumentan que ese error es debido a la carga usada para la derivación del amortiguamiento en el método de Rosenblueth y Herrera, la cual se dice es del tipo armónica.

En comparación, y de acuerdo con Miranda y Ruiz-García (2002), la expresión de amortiguamiento en el método de Güllkan y Sozen (1974) se deriva mediante la imposición de cargas sísmicas y por consiguiente la estimación del desplazamiento inelástico con este método mejora sustancialmente. Para periodos de vibración entre 1.5 y 3.0 segundos el método sobrestima el desplazamiento inelástico en no más de un 20% en promedio, aunque para periodos menores de 1.5 segundos se sobrestima el desplazamiento inelástico en un 40%.

En general, Miranda y Ruiz-García (2002) concluyen que con excepción del método de Rosenblueth y Herrera (1964), todos los demás métodos tienden a sobrestimar de forma conservadora el desplazamiento inelástico de sistemas de un grado de libertad.

Tabla 1.1: Métodos de linearización equivalente (Miranda y Ruiz-García, 2002)

Método por Autor	Expresión para cambio en periodo	Expresión para cambio en amortiguamiento
Rosenblueth & Herrera (R&H)	$\frac{T_{eq}}{T} = \sqrt{\frac{k_0}{k_s}} = \sqrt{\frac{\mu}{1 - \alpha + \alpha\mu}}$	$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{2}{\pi} \left[\frac{(1 - \alpha)(\mu - 1)}{\mu - \alpha\mu + \alpha\mu^2} \right]$
Gülkan & Sozen	Basada en R&H	$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right)$
Iwan	$\frac{T_{eq}}{T} = 1 + 0.121(\mu - 1)^{0.939}$	$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.0587(\mu - 1)^{0.371}$
Kowalsky	Basada en R&H	$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{1}{\pi} \left[1 - \frac{1 - \alpha}{\sqrt{\mu}} - \alpha\sqrt{\mu} \right]$
μ : Razón de ductilidad. α : Razón de rigidez inicial a inelástica.		

Tabla 1.2: Métodos basados en el factor de modificación (Miranda y Ruiz-García, 2002)

Método por Autor	Factor de Modificación, C
<p>Newmark & Hall</p> $\beta = \frac{\log\left(\frac{T}{T_a}\right)}{2 \log\left(\frac{T_b}{T_a}\right)} \quad Tc' = \frac{\sqrt{2\mu-1}}{\mu} Tc$	$C = \mu ; T < T_a = \frac{1}{33} \text{ segs.}$ $C = \frac{\mu}{(2\mu - 1)^\beta} ; T_a \leq T < T_b = 0.125 \text{ segs}$ $C = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} ; T_b \leq T < Tc'$ $C = \frac{Tc}{T} ; Tc' \leq T < Tc$ $C = 1 ; T \geq Tc$
Miranda	$C = \left[1 + \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right) \exp(-12T\mu^{-0.8}) \right]^{-1}$

Por su parte, Browning et al. (2008) estudiaron el máximo desplazamiento que experimenta un sistema compuesto por pórticos de concreto. Esa respuesta es estimada mediante un modelo de un grado de libertad y en específico se usa un espectro de respuesta de desplazamientos. En el estudio se tomaron en consideración dos zonas de riesgo sísmico para

caracterizar la respuesta del sistema. Estas zonas se denominaron como zonas de alto y moderado riesgo sísmico.

El método propuesto por Browning et al. (2008) se basa en el uso de tres parámetros. Estos son: 1) el factor de participación modal del primer modo de vibración (F_p); 2) el periodo efectivo del pórtico a ser analizado (T_{eff}), determinado mediante el producto del primer modo de vibración del sistema y un factor de periodo derivado paramétricamente; y 3) el desplazamiento espectral (S_d) obtenido de un espectro construido con cierto nivel de amortiguamiento óptimo. Estos parámetros se emplean en la expresión (1-4).

$$D_{NL} = F_p * S_d(T_{eff}, 10\%) \quad (1-4)$$

Del estudio se desprende que los desplazamientos del sistema de un grado de libertad tienden a aproximarse al desplazamiento no lineal de un sistema de múltiples grados de libertad al incrementar el amortiguamiento del espectro de desplazamientos. Browning et al. (2008) mencionan que la diferencia entre el desplazamiento no-lineal y el estimado tiende a disminuir para amortiguamientos entre 9% y 11%. Con respecto al factor de periodo, se dice que al considerar el espectro de una zona de alto riesgo sísmico, este tiende a aumentar con un aumento en amortiguamiento hasta un valor límite de amortiguamiento de 6% en donde el factor tiende a ser constante. Para zonas de riesgo sísmico moderado se dice que el factor de periodo cambia levemente con un aumento en amortiguamiento.

Los resultados recomendados por los autores del estudio se obtuvieron al promediar los resultados de todos los pórticos analizados. Se concluyó de esa forma que para zonas de alto riesgo sísmico el factor de periodo óptimo tiene un valor de 2.3. Por otro lado, para zonas de riesgo sísmico moderado el factor tiene un valor óptimo de 2.0. Para ambas zonas se determinó que la razón de amortiguamiento óptimo del espectro de desplazamientos es de 10%.

Posteriormente y de forma independiente Yaghmaei et al. (2014) reevaluaron el método propuesto por Browning et al. para incorporar el efecto de registros sísmicos considerados como cercanos (“near-field”) y lejanos (“far-field”). En el estudio se argumenta que diferenciar este tipo de registro sísmico es importante debido al efecto que cada uno puede provocar en la respuesta de una estructura. Se dice que sismos considerados como cercanos pueden degradar la

estructura de forma significativa en comparación a sismos calificados como lejanos. Los autores del estudio revelaron que los sistemas expuestos a sismos cercanos experimentan desplazamientos mayores en comparación a los expuestos a sismos lejanos. Se argumenta que esto es debido a que estos tipos de sismos provocan un aumento en el periodo efectivo del sistema. En esencia, la expresión para el máximo desplazamiento propuesta por Yaghmaei et al. (2014) se diferencia de la expresión de Browning et al. (2008) en los factores de periodo y en el amortiguamiento óptimo que se sugiere. En específico, los autores recomiendan un amortiguamiento de 9% para la generación del espectro, mientras que referente al periodo efectivo se recomiendan cuatro valores. Estos dependen de la región y sismo a considerarse. Para una región con alto riesgo sísmico se determinó un factor de periodo efectivo de 2.1 y 2.3 para sismos cercanos y lejanos respectivamente. Para zonas de riesgo moderado se recomienda un factor de 1.8 y 1.9. En esencia, la expresión reevaluada tiene la misma forma propuesta por Browning et al. (2008), pero con la diferencia en amortiguamiento. Esta se representa mediante la ecuación (1-5).

$$D_{NL} = F_p * S_d(T_{eff}, 9\%) \quad (1-5)$$

En contraste a los métodos anteriores, los cuales se enfocan en sistemas de un grado de libertad, Shibata y Sozen (1976) a mediados de los setenta formularon un método dirigido a sistemas de múltiples grados de libertad. En su método los autores determinaron las fuerzas de diseño pertinentes a un pórtico de hormigón considerando una respuesta inelástica mediante el uso de métodos lineales, tales como el espectro de diseño sísmico o mediante análisis lineal en el tiempo. Esa respuesta inelástica se representó en el método mediante una sustitución de propiedades del sistema estructural. Por tal razón esta técnica se conoce como el método de la estructura sustituta (“Substitute-Structure Method”). En el mismo las propiedades de rigidez y amortiguamiento son sustituidas por aquella cantidad que satisfaga una razón de daño especificada, de modo que la respuesta inelástica deseada es controlada por ese parámetro denominado mediante la variable μ . La Figura 1.2 presenta el cambio en rigidez de un elemento al incorporar dicho parámetro.

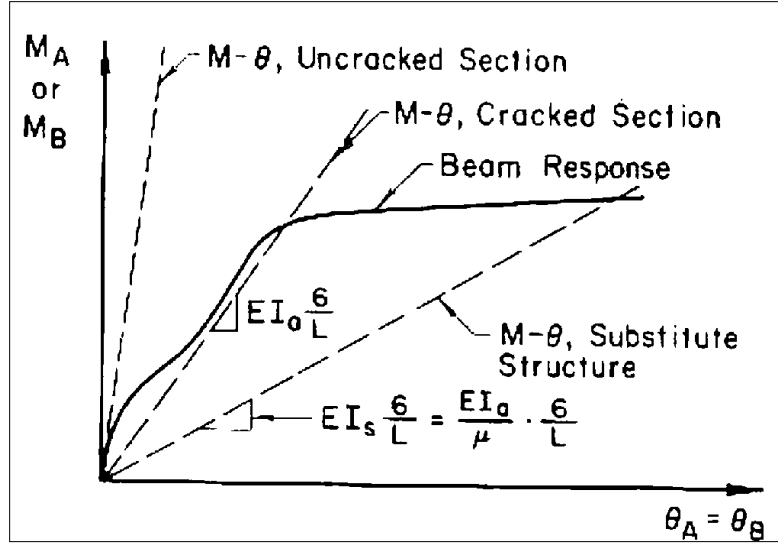


Figura 1.2: Interpretación de la razón de daño (Shibata y Sozen, 1976)

En forma analítica, la rigidez y la razón de amortiguamiento (β) del sistema sustituto se expresan mediante las expresiones (1-6) y (1-7) respectivamente. En la expresión de rigidez (1-6) el sufijo “a” representa la rigidez del sistema original, mientras que el segundo sufijo “i” se utiliza para asignar magnitudes de rigidez diferentes a los distintos elementos que forman la estructura.

$$(EI)_{si} = \frac{(EI)_{ai}}{\mu_i} \quad (1-6)$$

$$\beta_s = 0.2 \left\{ 1 - \left[\frac{1}{(\mu)^{0.5}} \right] \right\} + 0.02 \quad (1-7)$$

Esencialmente el método de la estructura sustituta fue formulado para la determinación de fuerzas de diseño de un sistema estructural y no para el análisis del mismo. De acuerdo con los autores, con el método se busca proporcionarle al sistema una capacidad apropiada con la cual se desarrolle cierta respuesta, esto sin exceder un desplazamiento establecido o tolerable. Lo anterior es evidente desde la perspectiva de la magnitud de la razón de daño, la cual es escogida por el diseñador.

Recientemente, Cruz-Gutiérrez (2016) utilizó la técnica conocida como el Método Lineal Equivalente (MLE) para estimar computacionalmente la respuesta no-lineal de un pórtico de hormigón expuesto a cargas sísmicas. Como se mencionó anteriormente, este método fue originalmente desarrollado para aplicaciones de Dinámica de Suelos. El método original se usa para estimar la aceleración absoluta en la superficie de un depósito formado por varios estratos de suelos que experimentan algún tipo de movimiento sísmico en una roca basal o en un afloramiento rocoso. El fundamento del método es el uso de propiedades equivalentes que son función de las deformaciones cortantes efectivas que experimenta el suelo ante un evento sísmico. En el método original estas propiedades son el módulo cortante (G) y la razón de amortiguamiento (ξ).

En el caso del estudio de Cruz-Gutiérrez (2016) el sistema estructural consistió en un edificio de hormigón armado y la respuesta de interés no es necesariamente la aceleración absoluta, que es lo que interesa cuando el MLE se aplica a Dinámica de Suelos. El estudio citado se basó en estimar la respuesta de un sistema de múltiples grados de libertad en términos de desplazamientos relativos, fuerzas cortantes, momentos flectores y aceleración por piso. Para ello Cruz-Gutiérrez siguió el mismo principio establecido en el MLE original con la diferencia del módulo considerado; en su lugar el autor del estudio utilizó el módulo de elasticidad (E) del concreto. Con el par de propiedades E y ξ y mediante un proceso iterativo, Cruz-Gutiérrez estableció en su estudio que la respuesta no-lineal de un sistema de múltiples grado de libertad puede estimarse usando un análisis lineal y obtener resultados muy satisfactorios. El proceso iterativo se describió en la Figura 1.1.

Una parte importante del estudio de Cruz-Gutiérrez (2016) fue la formulación de un factor de reducción para pasar de deformaciones máximas a efectivas. Con la deformación efectiva se determina un nuevo par de valores del módulo E y amortiguamiento ξ en cada iteración usando unas “curvas de degradación” que son específicas para cada material. El factor de reducción usado en Dinámica de Suelos es simplemente 0.65. No obstante, Cruz-Gutiérrez demostró que con este factor los resultados que se obtenían para el edificio de hormigón estudiado eran insatisfactorios.

Por tal motivo, Cruz-Gutiérrez (2016) propuso definir un factor de reducción basado en seis parámetros asociados a medidas de intensidad del sismo. Estos parámetros se listan a continuación con sus respectivas siglas en inglés: Máxima aceleración del sismo (PGA), Máxima velocidad (PGV), Intensidad Característica (I_c), Intensidad “Arias” (AI), Velocidad Absoluta Acumulada (CAV) y la aceleración efectiva de diseño (EDA). Mediante una regresión lineal de múltiples variables Cruz-Gutiérrez determinó que el factor de reducción óptimo que involucra los parámetros citados se representa mediante la ecuación (1-8). Dicha expresión es válida para el sistema inglés de unidades.

$$RD = -0.0395092 + 0.00209 * AI + 0.0001658 * CAV + 0.0234755 * EDA \\ - 0.0048305 * I_c - 0.0159971 * PGA + 0.0332201 * PGV \quad (1-8)$$

En su estudio, este autor concluyó que el aspecto determinante en la utilización del MLE aplicado a sistemas de múltiples grados de libertad es el factor de reducción óptimo sugerido debido a que en este se considera la naturaleza no estacionaria de los sismos. De acuerdo con Cruz-Gutiérrez (2016), con la utilización de este método se consiguen aproximaciones lineales con una diferencia no mayor a un 10% respecto al caso no-lineal para las respuestas máximas estudiadas (máximo desplazamiento, fuerza cortante, momento flector y aceleración absoluta de piso).

1.5 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La presente tesis se compone de seis capítulos y cinco apéndices. Estos seis capítulos se describen brevemente a continuación.

Capítulo 1: Este capítulo introduce al lector al propósito de la presente investigación, sus objetivos y metodología. Además, se presenta una recapitulación de trabajos previos relacionados al tema de investigación. De forma general, se evidencia el interés entre varios investigadores en obtener alguna metodología para la aproximación de resultados no-lineales mediante el uso de algún método lineal. Entre los resultados de interés se encuentra la respuesta en desplazamiento relativo y fuerzas internas del sistema estructural el cual experimenta un estado de no-linealidad ante las cargas que se le imponen y en donde las cargas del estudio corresponden a las aplicadas por terremotos de mediana y gran intensidad.

Capítulo 2: Presenta la metodología empleada para la ejecución del análisis en el tiempo lineal y no-lineal. Básicamente se resumen las particularidades conceptuales de los respectivos análisis, los insumos necesarios para correr el programa SAP2000 y cómo se ejecuta para la obtención de los resultados que se pretenden analizar. Además, se muestra lo relacionado a la selección de los registros sísmicos utilizados, de dónde se obtuvieron y cómo se clasificaron.

Capítulo 3: Este capítulo presenta la descripción de los diferentes sistemas estructurales que se incluyen en este estudio, sus características y propiedades.

Capítulo 4: En este capítulo se estudia la aplicabilidad del MLE empleando una metodología de análisis diferente respecto a la usada por Cruz-Gutiérrez (2016). En su investigación, Cruz-Gutiérrez trabajó con una estructura en tres dimensiones la cual fue modelada con elementos finitos tipo “ladrillo” (vale decir 3-D). A diferencia, la presente investigación se enfoca en un análisis en dos dimensiones y el modelo estructural se basa en elementos de pórtico. En vez de considerar numerosísimos grados de libertad dinámicos producidos por los elementos finitos 3-D, aquí se considera un sistema estructural que tiene como máximo seis grados de libertad por elemento (y solo cuatro de ellos dinámicos o sea con masa asociada). Por lo tanto, se entiende que es pertinente validar los resultados de Cruz-Gutiérrez usando la metodología de esta investigación que es la que se usaría más en la práctica.

Capítulo 5: En este capítulo se estudia el proceso del Método Lineal Equivalente ante una serie de sistemas de pórticos de concreto reforzado. Estos sistemas fueron descritos en el Capítulo 3. El propósito es determinar la efectividad del método por medio del análisis de estos pórticos los cuales se diferencian en características de configuración y por lo tanto en sus propiedades dinámicas. Se investiga de ese modo el rango de ductilidad global en el cual los resultados son satisfactorios y si el método es aplicable a sistemas con diferentes periodos naturales.

Capítulo 6: Se presenta aquí un resumen de lo realizado en la investigación. Además se presentan todas las conclusiones del estudio, comentarios y trabajos futuros recomendados para el desarrollo óptimo del Método Lineal Equivalente aplicado a sistemas estructurales de hormigón reforzado.

CAPÍTULO 2:

METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y REGISTROS SÍSMICOS

En este capítulo se presenta la metodología empleada para la ejecución del análisis en el tiempo lineal y no-lineal. Básicamente se resumen las particularidades conceptuales de los respectivos análisis, los insumos necesarios que es necesario ingresar al programa de análisis escogido y cómo se implementa el proceso para la obtención de los resultados en dicho programa. Se recuerda que el programa seleccionado para los análisis lineales y no lineales es SAP2000. Al final del capítulo se muestra lo relacionado a la selección de los registros sísmicos utilizados, de dónde se obtuvieron y cómo se clasificaron.

2.1 ANÁLISIS LINEAL EN EL TIEMPO

Desde el punto de vista del sistema estructural, la ejecución de un análisis lineal en el tiempo depende en gran medida de las propiedades de los elementos que componen el sistema, su geometría y configuración estructural. Las propiedades de los elementos son el peso o masa y su rigidez definida por módulos elásticos y secciones transversales. Además, el amortiguamiento a nivel global es otro factor que influye en la respuesta sísmica. Todas estas propiedades son parte de las variables que constituyen la ecuación de movimiento, mostrada en la ecuación (1-1) y (1-2). Para la solución numérica de las ecuaciones mencionadas, el programa empleado en este estudio ofrece dos alternativas: análisis lineal en el tiempo (paso a paso) y análisis modal en el tiempo. El primer método emplea un algoritmo numérico el cual integra de forma completa la ecuación de movimiento; debido a esto a este tipo de análisis se le conoce como el método de integración directa. Por el contrario, el segundo método emplea una solución basada en la superposición de la respuesta de cada modo de vibración correspondiente al sistema estructural.

Es de conocimiento que la solución basada en el análisis modal en el tiempo es más eficiente computacionalmente. La misma requiere de mucho menos tiempo de ejecución y sus resultados comparan muy bien con los obtenidos mediante el método de integración directa. De hecho, si se supone que el registro de aceleración está formado por tramos lineales los resultados del análisis modal son exactos, a pesar de ser un método numérico. Por tal motivo, en este

trabajo se adopta la metodología del análisis modal para la ejecución del análisis lineal en el tiempo.

De acuerdo a los conceptos de análisis dinámico, la solución de la ecuación de movimiento mediante un análisis modal conlleva el desacoplamiento de dicha expresión (Suárez, 2014). Las propiedades de ortogonalidad que presentan los modos de vibración permiten el desacoplamiento del sistema de ecuaciones diferenciales de movimiento y luego la solución individual de cada ecuación diferencial. El resultado de cada solución es un desplazamiento (o coordenada) modal variable en el tiempo que debe multiplicarse por el respectivo modo de vibración y luego sumar cada una de las contribuciones. Cuando se calcula la respuesta sísmica, que es la que interesa en esta tesis, el resultado de la combinación modal son los desplazamientos relativos de los grados de libertad con masa asociada. Este concepto se presenta gráficamente en la Figura 2.1. En la misma los desplazamientos físicos están representados por la letra v , los modos de vibración mediante ϕ y la respuesta en coordenadas modales por Y . Una vez se obtiene la respuesta física del sistema estructural es posible obtener las fuerzas que generan esos desplazamientos mediante el concepto de fuerzas laterales equivalentes, concepto que puede ser estudiado en una referencia relacionada a Dinámica de Estructuras con múltiples grados de libertad.

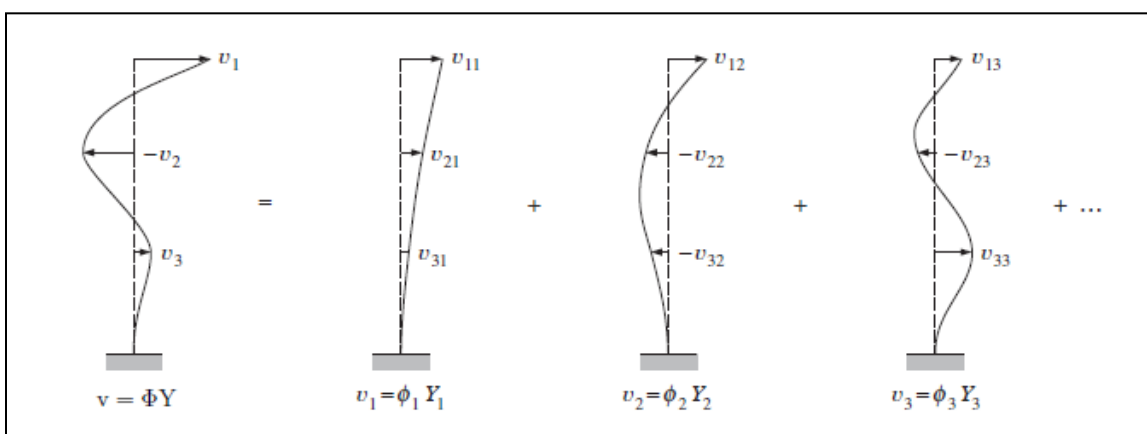


Figura 2.1: Respuesta física y componentes modales (CSI, Inc., 2018)

En cuanto al programa SAP2000, éste ofrece una interfaz gráfica en la cual se definen los parámetros del caso a ser analizado. En el caso de un análisis modal en el tiempo, los parámetros a definirse son: (1) Tipo de Caso, (2) Tipo de Movimiento, (3) Caso Modal, (4) Fuerzas

Aplicadas, (5) Parámetros de Tiempo y (6) Tipo de Amortiguamiento. Estos se presentan en la Figura 2.2 y la misma corresponde a la ventana de definición de casos de carga del programa.

Respecto al Tipo de Caso (“Load Case Type”), se elige el correspondiente a historial en el tiempo debido a que el caso bajo investigación corresponde a la respuesta estructural a un evento sísmico definido por su acelerograma. Por lo mismo, el Tipo de Movimiento (“Time History Motion Type”) pertenece al tipo transitorio y esto es así porque la respuesta a ser estudiada tiene un tiempo inicial y uno final. Para este tipo de análisis en el tiempo, y como ya se ha mencionado, la respuesta se fundamenta en la superposición de los modos de vibración, por lo tanto en el casillero Tipo de Historial en el Tiempo (“Time History Type”) se escoge Modal.

Load Case Data - Linear Modal History

Load Case Name: ModalTH Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Time History Design...

Initial Conditions: ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State ☐ Continue from State at End of Modal History

Analysis Type: ☒ Linear ☐ Nonlinear

Time History Type: ☒ Modal ☐ Direct Integration

Time History Motion Type: ☒ Transient ☐ Periodic

Modal Load Case: Use Modes from Case MODAL

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor	Time Factor	Arrival Time	Coord Sys	Angle
Load Path	DEAD	Ramp	1.	1.	0.	GLOBAL	0.
Load Pattern	DEAD	Ramp	1.	1.	0.	GLOBAL	0.
Load Pattern	W_Losa tribut	Ramp	1.	1.	0.	GLOBAL	0.
Accel	UT	ImpValley194	32.2	1.	9.	GLOBAL	0.

☒ Show Advanced Load Parameters Add Modify Delete

Time Step Data: Number of Output Time Steps: 2000 Output Time Step Size: 0.01

Other Parameters: Modal Damping: Proportional Damping Modify/Show... OK Cancel

Figura 2.2: Definición del análisis modal en el tiempo en SAP2000

Es importante reconocer que la precisión del análisis modal en el tiempo depende de la cantidad de modos de vibración a ser superpuestos o combinados. En muchas estructuras convencionales, cuando se requiere obtener la respuesta del sistema estructural en términos de desplazamientos, los modos de vibración superiores suelen tener muy poca influencia. No obstante, cuando se desea conocer la respuesta en términos de fuerzas (como por ejemplo, el

cortante basal) lo anterior puede ser incorrecto, es decir que la contribución de los modos superiores no va a ser siempre despreciable (Suárez, 2014). Por lo tanto, en la definición del caso modal se debe usar una cantidad suficiente de modos de vibración, de modo que se pueda capturar este tipo de respuesta con una precisión aceptable.

Los modos de vibración usados en el presente estudio y usados como parte del análisis modal en el tiempo se obtienen mediante la solución del problema de autovalores matricial. Estos modos también se conocen como los autovectores del sistema estructural. En el Capítulo 3 se estará evaluando la cantidad de autovectores que deben ser usados en un análisis modal, esto para determinar cuál es la cantidad de modos de vibración que deben combinarse.

Con relación al parámetro de definición de Fuerzas Aplicadas (“Loads Applied”), puede observarse en la Figura 2.2 que este renglón está dividido en varias columnas. Entre ellas se destacan el tipo de carga, la forma en que será aplicada y el factor de escala. En esta sección pueden ser añadidas más de una carga, las cuales pueden actuar en tiempos diferentes. Esto permite simular dentro del mismo caso la condición inicial de cargas de servicio, la cual es inherente a una estructura civil al instante de experimentar un movimiento sísmico. Estas cargas de servicio fueron aplicadas incrementándose lentamente en forma lineal mediante una función tipo rampa y seguida por una recta horizontal. Dicha función en la zona lineal tiene cero como tiempo inicial y 6 segundos como final. Esto produce un estado de esfuerzos inicial, resolviendo así la limitación de cero condición inicial impuesta en el programa para casos de análisis lineal en el tiempo.

Comúnmente, el acelerograma del terremoto a ser usado como carga sísmica viene dado en fracciones de la aceleración gravitacional g , es decir que cada dato de aceleración medido se normaliza respecto a g , obteniéndose así un archivo adimensional. En este trabajo, los registros de aceleraciones se emplearon en esta forma adimensional. Por tal motivo en el casillero del factor de escala (“Scale Factor”) correspondiente al sismo se introduce la constante gravitacional g en las unidades en que se desea trabajar, y siendo consistente con las unidades definidas en el programa. En específico se introduce un valor de $g = 32.2$ pies/seg². No obstante, para algunos casos el valor de g tendrá una magnitud mayor a la descrita, debido a que se busca que el sistema estructural tenga una respuesta no-lineal. Para tener en cuenta esto se escala el registro del sismo

en su totalidad mediante un factor de escala representado en este estudio por EQx. Este factor se discute más adelante.

Concerniente al Parámetro de Tiempo (“Output Time Step Size”), se escoge un valor igual al intervalo de tiempo en que está digitalizado el acelerograma, debido a que esos serán los instantes de tiempo que se usarán para la integración numérica. Este incremento se usará para reportar la respuesta en el tiempo del sistema estructural (los desplazamientos y fuerzas internas). Por su parte, el número de datos de salida (“Number of Output Time Steps”) depende del tiempo total de análisis (el que depende de la duración del acelerograma que se use). Como ejemplo, si se desea obtener la respuesta en el tiempo hasta 20 segundos y el intervalo de tiempo es igual a 0.01 segundos, se debe especificar un total de 2000 datos o puntos de salida.

2.2 MÉTODO LINEAL EQUIVALENTE

El análisis y definición descritos anteriormente serán la base para aplicar la metodología del Método Lineal Equivalente (MLE). Este método consiste en reemplazar las propiedades del material principal por unas equivalentes. Para el caso estructural considerado en este estudio, se reemplaza el módulo de elasticidad (E) del concreto en cada sección de viga y columna, y la razón de amortiguamiento (ξ). Como el programa no define la razón para cada elemento, este valor se ingresa en la definición del caso de análisis modal en el tiempo (en el casillero “Modal Damping” en la Figura 2.2).

En este método, el módulo de elasticidad que se determina es el módulo secante (E_{sec}). En una curva de esfuerzo-deformación este módulo corresponde a la pendiente de la recta que pasa por el origen e interseca dicha curva en el punto con coordenadas (ϵ , σ). Respecto al amortiguamiento, este se mide mediante la energía que disipa un elemento estructural expuesto ante una carga cíclica. Esa energía se describe gráficamente mediante el ciclo de histéresis formado por la acción repetitiva de carga y descarga. El mismo puede ser representado mediante la regla de Masing, la cual se describe en detalle en el estudio de Cruz-Gutiérrez (2016). Como explica Cruz-Gutiérrez en su estudio, las propiedades de E_{sec} y ξ se definen mediante las expresiones (2-1) y (2-2).

Módulo de elasticidad secante:

$$E_{sec} = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{f(\varepsilon)}{\varepsilon} \quad (2-1)$$

Razón de amortiguamiento equivalente:

$$\xi = \frac{2}{\pi} \left(\frac{2 \int_0^\varepsilon f(\varepsilon) d\varepsilon}{\varepsilon f(\varepsilon)} - 1 \right) \quad (2-2)$$

La peculiaridad principal del MLE se basa en que el mismo es un análisis iterativo. En cada iteración las propiedades del sistema se actualizan mediante la determinación de una deformación unitaria efectiva (ε_j). Dicha deformación se define como el producto del factor de reducción (RF) y la deformación máxima que experimenta el elemento de interés en cada iteración, según mostrado anteriormente en la Figura 1.1. De acuerdo al trabajo realizado por Cruz-Gutiérrez (2016), RF es un factor menor que 1. Sin embargo, su investigación se limitó a un solo caso de estudio, por lo que el rango de posibles factores de reducción para otros sistemas de pórticos con múltiples grados de libertad no fue ampliamente analizado. En este estudio se demuestra que para algunos casos RF puede tener valores mayores a 1. Como resultado, RF será nombrado en la presente investigación como Factor de Modificación (FM).

Concerniente a la deformación unitaria máxima, esta corresponde a la respuesta del pórtico analizado, en la sección escogida y para el caso considerado de carga sísmica, es decir que esta deformación máxima es un dato de salida. En el programa de análisis usado (SAP2000) y para el tipo de elemento que conforman las secciones de viga y columna, dicho dato no está directamente disponible. No obstante, esta puede ser obtenida a partir del esfuerzo normal máximo (σ_{max}) que el programa sí provee y lo identifica como S11. Por lo tanto, acorde con los datos de salida disponibles en SAP2000 la deformación efectiva se define como:

$$\varepsilon_{efec(i+1)} = \frac{FM * \sigma_{max(i)}}{E_{sec(i)}} \quad (2-3)$$

2.2.1 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES E_{SEC} Y ξ

Las propiedades E y ξ se establecen en función de la deformación unitaria (ϵ) correspondiente a la curva constitutiva del material. Esta curva se obtiene mediante la respuesta de esfuerzos (σ) que experimenta una sección estructural ante la imposición de alguna carga monotónica o cíclica. Respecto a lo anterior, varios estudios demuestran que esa relación puede determinarse mediante el uso de algún modelo matemático el cual aproxima de forma precisa la relación esfuerzo-deformación del material (Paulay y Priestley, 1992). Entre ellos está el ampliamente reconocido modelo de Mander (1988) para secciones de concreto confinado. Dicho modelo será el empleado en este trabajo investigativo y el mismo se ilustra mediante la Figura 2.3.

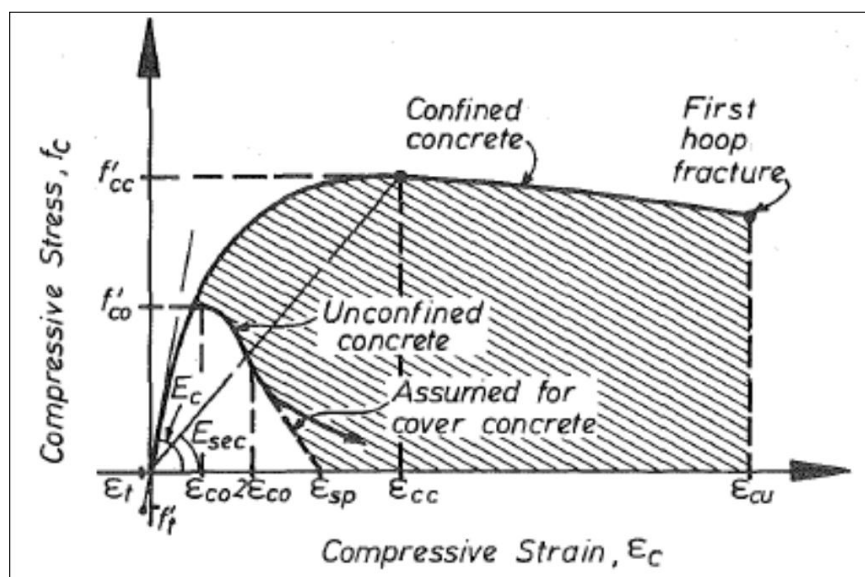


Figura 2.3: Curva esfuerzo-deformación del concreto confinado (Mander et al., 1988)

El modelo de Mander capta la contribución en capacidad que provee el acero de refuerzo en una sección de concreto; el mismo se compone del acero longitudinal y transversal. Particularmente el acero transversal es el que provee las propiedades de confinamiento del concreto y sirve como soporte lateral para el acero longitudinal. Dicho confinamiento a su vez es el que proporciona la optimización en capacidad de la sección. Esa optimización se ve plasmada en los esfuerzos normales que se desarrollan, en especial, ante cargas del tipo cíclica. Además, se argumenta en la literatura que un buen confinamiento aumenta de forma significativa la respuesta en ductilidad de la sección estructural. Esto es importante debido a que un buen

confinamiento en la sección y una buena respuesta en ductilidad favorece la redistribución de momentos en sistemas de pórticos de concreto reforzado (Mander et al., 1988).

Este modelo se fundamenta en la determinación de un parámetro el cual define la magnitud de un esfuerzo efectivo a causa del confinamiento. El mismo se define mediante f'_l . Este esfuerzo efectivo depende directamente de la cantidad y configuración del acero de refuerzo lateral y para secciones rectangulares puede tener magnitudes diferentes respecto a sus direcciones ortogonales. Básicamente con la determinación de ese esfuerzo efectivo se determina el esfuerzo máximo en compresión f'_{cc} , el cual se representa mediante la ecuación (2-4).

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (2-4)$$

donde $f'_{co} = f'_c$ es el esfuerzo de compresión especificado del concreto.

El modelo provee para la determinación de la deformación ϵ_{cc} , correspondiente al esfuerzo máximo f'_{cc} , y para la deformación máxima ϵ_{cu} . Esta última deformación se define como la magnitud de la deformación para la cual ocurre la primera falla en el acero de confinamiento. De acuerdo con Mander dicha deformación se establece de forma racional mediante un método basado en la energía que puede disipar una sección con acero de confinamiento. No obstante, FEMA 356 establece una deformación ultima permitida de 0.02, mientras que Paulay y Priestley (1992) recomiendan un rango de entre 0.012 y 0.05. Esta magnitud de deformación máxima en compresión es un dato de entrada requerido por el programa SAP2000 para la determinación de la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado. Todas las demás cantidades del modelo de Mander son calculadas de forma automática de acuerdo con las características del elemento estructural, las cuales se definen en la sección de diseño que tiene implementada dicho programa (“Section Designer”).

Una vez se define la curva modelo de esfuerzo-deformación en SAP2000 es posible obtener los pares de datos (ϵ, σ) . De acuerdo con Cruz-Gutiérrez, con estos pares de datos y usando un ajuste de polinomio mediante el programa MS Excel se establece la ecuación $\sigma = f(\epsilon)$. Esto puede considerarse como una forma simple de representar dicha función en comparación al

tratar de definirla de acuerdo con las expresiones del modelo de Mander. Con el uso de la función establecida y con las ecuaciones (2-1) y (2-2) se determinan las propiedades del módulo de elasticidad del concreto y la razón de amortiguamiento, las cuales son necesarias para el proceso iterativo del MLE. Lo anterior se discute con más detalle en la sección 2.2.2.

2.2.2 PASOS GENERALES PARA LA IMPLEMENTACIÓN DEL MLE EN SAP2000

A continuación se describen de forma general los pasos para la ejecución del método lineal equivalente. Para su implementación, primero es necesario seleccionar las vigas y columnas con las cuales se trabajarán tanto los datos de entrada como los de salida. Para ello, en este estudio se seleccionan los elementos que a juicio del autor representan los elementos más críticos. De esa forma la selección se enfoca en los elementos de los tramos interiores y correspondientes al primer nivel de cada pórtico. Los pasos siguientes describen la implementación.

Primero: Una vez que las secciones estructurales de viga y columna están diseñadas se procede a la definición de sus características de configuración en la sección de “Section Designer” de SAP2000. Esta sección es muy útil debido a que una vez se define el elemento, es posible obtener el modelo del concreto confinado y las curvas de momento-curvatura, curvas que son discutidas en la sección 2.3.2. En la Figura 2.4 se resume la definición del acero longitudinal correspondiente a un elemento de viga. En el dibujo del medio se identifica como (bs) a la dimensión del espaciado entre el acero longitudinal (“Bar Spacing”) y como (bc) al recubrimiento del mismo acero (“Bar Cover”). Las abreviaciones AL y AC corresponden, respectivamente, al acero longitudinal y acero de confinamiento.

Respecto al acero de confinamiento, las ventanas de definición de SAP2000 se presentan en la Figura 2.5. Esta ventana se accede mediante el toque de un clic derecho sobre la sección para luego seleccionar el botón de “C Model” (a la izquierda de la figura). Una vez se abre esta nueva ventana se define el material y tamaño del AC, su espaciamiento en la sección crítica y el número de patas de confinamiento respecto a las direcciones ortogonales del elemento.

Es muy importante señalar que en esta ventana es donde se provee la magnitud de la deformación última ϵ_{cu} . En este estudio se adopta el valor máximo recomendado en FEMA 356.

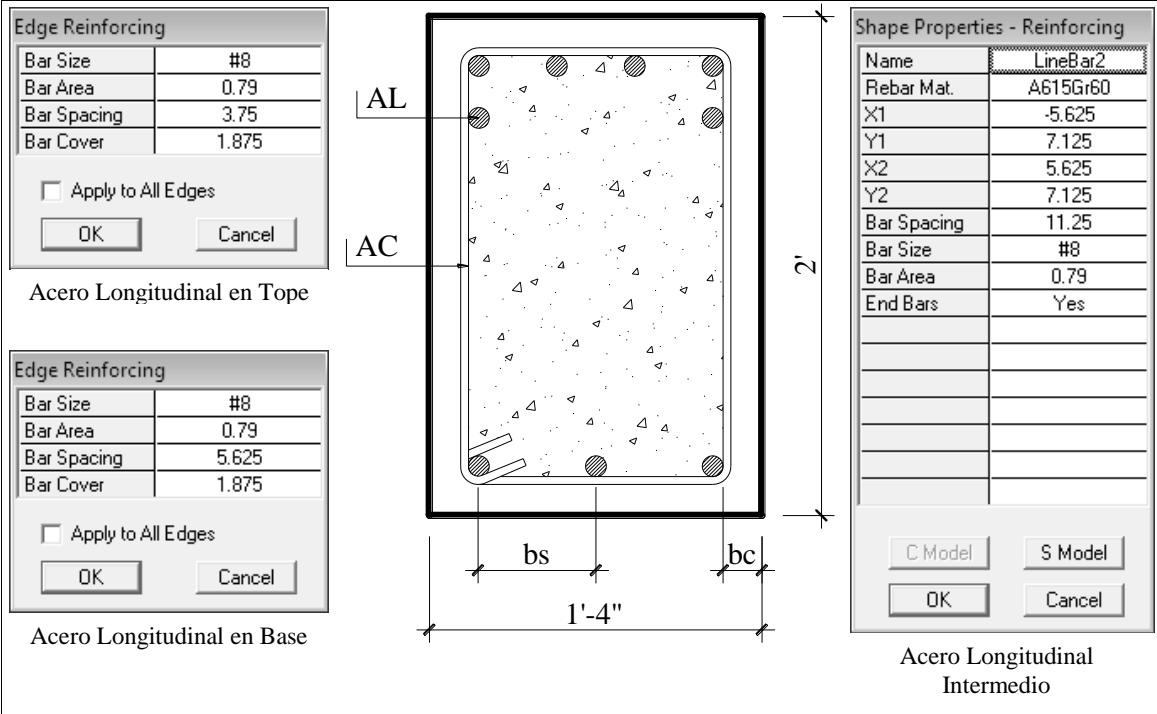
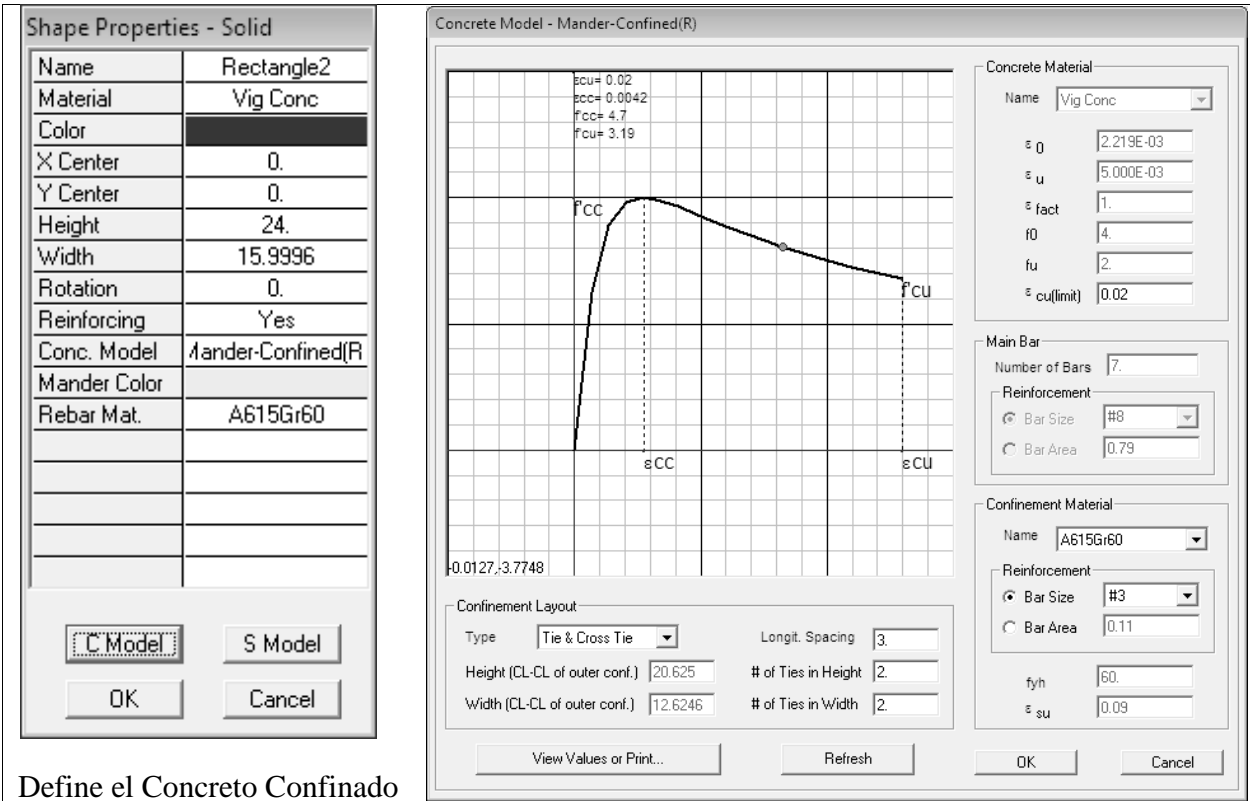


Figura 2.4: Definición del acero longitudinal



Define el Concreto Confinado

Figura 2.5: Definición del acero de confinamiento

Segundo: En la misma ventana para la definición del acero de confinamiento y una vez se define la configuración de la sección, es posible obtener en forma tabulada la curva modelo del concreto confinado. Esto se consigue mediante el botón inferior de “View Values or Print...”. Con los datos obtenidos y usando las herramientas disponibles en MS Excel se establece la relación entre el esfuerzo σ y la deformación unitaria ϵ por medio de un ajuste de polinomio. Este ajuste se ilustra en la Figura 2.6. Para obtener la mejor correlación posible de modo que el coeficiente estadístico R^2 se aproxime lo más posible a un valor de 1, el grado del polinomio se escoge de grado 6.

Tercero: La expresión polinómica “ $y = f(x)$ ” de grado 6 se sustituye en las ecuaciones (2-1) y (2-2) para la determinación del módulo de elasticidad secante y la razón de amortiguamiento, ambos en función de la deformación unitaria.

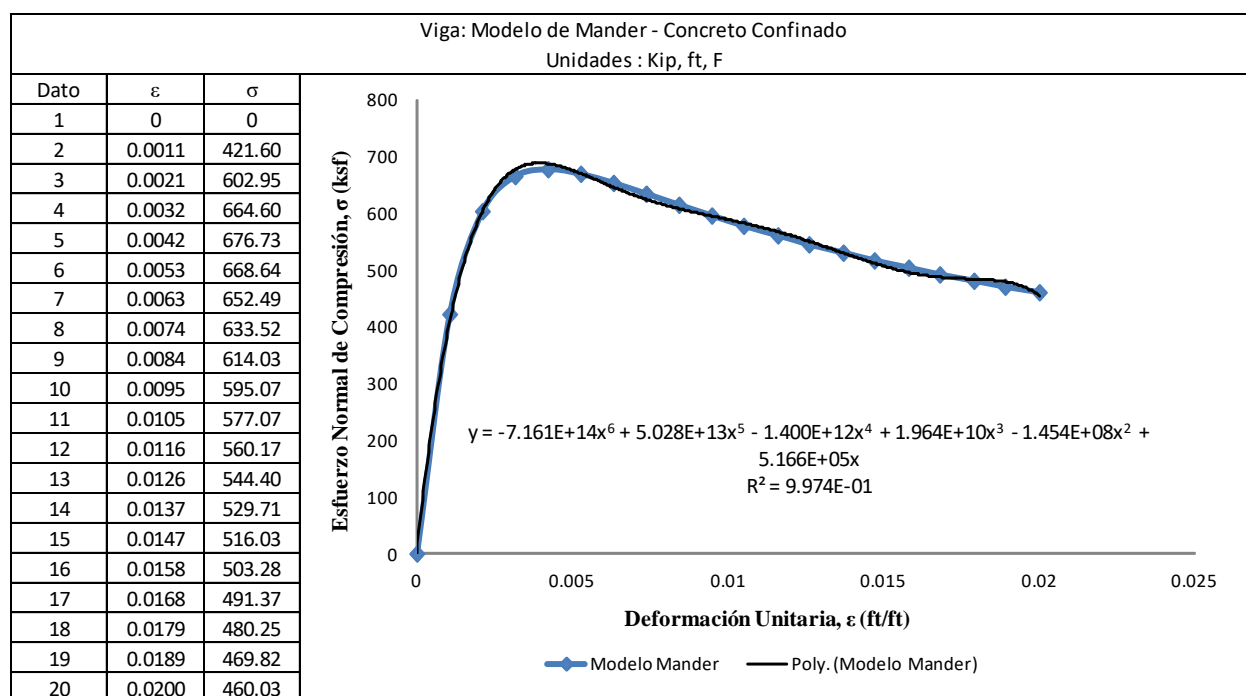


Figura 2.6: Ajuste de polinomio – modelo concreto confinado

Para simplificar el esfuerzo aritmético que conlleva la implementación de ambas ecuaciones, se puede usar algún programa de algebra simbólica para obtener la solución deseada. En este estudio se adoptan las herramientas de solución aritmética del programa Wolfram Mathematica versión en línea (Wolfram Research, Inc. 2018). Con el mismo y y con la expresión que se muestra en la Figura 2.6 se obtienen las ecuaciones (2-5) y (2-6). Es importante

mencionar que las ecuaciones citadas representan un ejemplo y no la ecuación en propiedad para la ejecución del MLE en un caso determinado. Para cada modelo existen un par de ecuaciones con la forma citada debido a que las mismas dependen de las características del elemento escogido.

En las ecuaciones (2-5) y (2-6), a la deformación unitaria ϵ se la denota como Dv , donde el subíndice “v” identifica a un elemento de viga. De forma similar se establecen el par de propiedades E_c y ξ_c , donde “c” identifica a un elemento de columna. Esto significa que para la ejecución del MLE se tienen cuatro ecuaciones, un par de ellas para el elemento de viga y otro par para el elemento de columna.

$$E_v = 516600 - 1.454 * 10^8 Dv + 1.964 * 10^{10} Dv^2 - 1.4 * 10^{12} Dv^3 + 5.028 * 10^{13} Dv^4 - 7.161 * 10^{14} Dv^5 \quad (2-5)$$

$$\xi_v = \frac{Dv * (3.08548 * 10^7 - 6.25161 * 10^9 Dv + 5.34761 * 10^{11} Dv^2 - 2.13395 * 10^{13} Dv^3 + 3.25631 * 10^{14} Dv^4)}{516600 - 1.454 * 10^8 Dv + 1.964 * 10^{10} Dv^2 - 1.4 * 10^{12} Dv^3 + 5.028 * 10^{13} Dv^4 - 7.161 * 10^{14} Dv^5} \quad (2-6)$$

Cuarto: En cada iteración del MLE, y como se ha mencionado, las propiedades del sistema estructural se renuevan por unas equivalentes hasta cumplir con una condición predeterminada que relaciona porcentualmente el esfuerzo supuesto con el esfuerzo determinado mediante el análisis. Estas propiedades son: E_c , ξ_c , E_v y ξ_v . Las propiedades del módulo secante se reemplazan individualmente por lo que es necesario definir dos materiales, es decir uno por tipo de elemento. Esta definición del material se ilustra en la Figura 2.7.

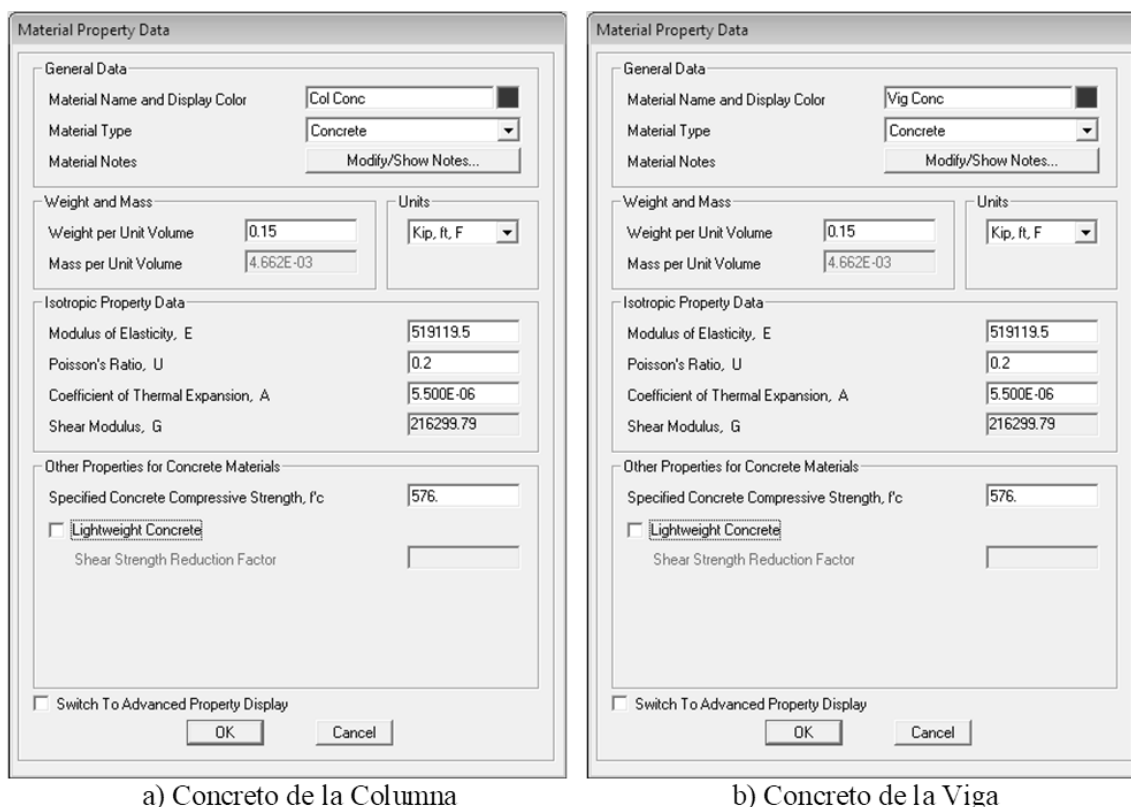


Figura 2.7: Definición del material para vigas y columnas

En esencia, estos materiales son iguales para el caso de un análisis lineal convencional, pero para el caso del MLE solo cambia en cada iteración la magnitud del módulo de elasticidad, esto para cada elemento de viga y columna. Lo anterior provoca un cambio en la rigidez global del sistema y a su vez un cambio en las propiedades dinámicas. Esto provoca la respuesta inelástica artificial deseada. En cuanto al amortiguamiento se adopta la metodología usada por Cruz-Gutiérrez (2016). Basado en dicho estudio, el amortiguamiento a ser usado es el valor promedio de los determinados para cada elemento. El mismo se expresa mediante la ecuación (2-7) y se denomina razón de amortiguamiento promedio. Este valor se reemplaza por el actual en la ventana de SAP2000 donde se define el Caso de Carga.

$$\xi_p = \frac{\xi_c + \xi_v}{2} \quad (2-7)$$

Una vez se determinan las propiedades necesarias, el MLE se ejecuta mediante un análisis lineal en el tiempo según definido en la sección 2.1. Inicialmente se debe suponer una deformación unitaria, usualmente escogida como 0.001. Esto se hace para establecer las

propiedades E y ξ , como también el esfuerzo normal σ , recordando que ese esfuerzo se determina mediante la ecuación denominada por “ $y = f(x)$ ” presentada en la Figura 2.6 para el elemento de viga tomado como muestra.

A modo de ejemplo, el proceso del MLE se resume en la Tabla 2.1. Se puede observar que, al determinarse el esfuerzo $S11$ del análisis, y si el valor de % Dif es mayor que la condición de convergencia establecida, la deformación efectiva determinada mediante la ecuación (2-3) pasa a ser la deformación a ser usada en la iteración $i+1$. La condición con la cual se interrumpe el proceso iterativo se establece como % Dif < 1%, esto en ambos elementos de viga y columna.

Quinto: Debido al cambio repetitivo de las propiedades del sistema, desde un punto de vista práctico es conveniente ejecutar este método de forma automatizada. Las computadoras son la herramienta ideal para este tipo de tarea repetitiva y muy convenientemente el programa SAP2000 provee una interfaz para la programación de los diversos análisis disponibles. Esta interfaz se conoce como OAPI, por las siglas en inglés de “Open Application Programming Interface”. La literatura pertinente a esta interfaz puede accederse desde cualquier equipo que contenga la instalación del programa. La misma se accede en la localización siguiente (esta podría variar dependiendo de la computadora usada): C:\Program Files\Computers and Structures\SAP2000\. El código correspondiente a este estudio se presenta como parte de los apéndices y el mismo se programó mediante VBA en MS Excel.

Tabla 2.1: Proceso iterativo del MLE

Iteración, i	ϵ_{efec}	ξ_c	$E_{Sec, c}$ (ksf)	σ_c (ksf)	S11(ksf)	FM*S11	% Dif
1	0.001	0.05460	394497.57	394.50	546.32	355.11	9.98%
2	0.0009002	0.04893	404100.75	363.75	553.57	359.82	1.08%
3	0.0008904	0.04838	405049.89	360.67	554.23	360.25	0.12%
Iteración, i	ϵ_{efec}	ξ_v	$E_{Sec, v}$ (ksf)	σ_v (ksf)	S11(ksf)	FM*S11	%Dif
1	0.001	0.06619	390646.99	390.65	523.03	339.97	12.97%
2	0.0008703	0.05701	405618.28	353.00	539.43	350.63	0.67%
3	0.0008644	0.05660	406305.82	351.23	540.68	351.44	0.06%
Iteración, i	ξ_p	$\% Dif = \frac{ \sigma - FM * S11 }{\sigma}$					
1	0.06040						
2	0.05297						
3	0.05249	$y = \sigma = f(\epsilon_{efec})$; ksf = kip/pies ²					

2.3 ANÁLISIS NO-LINEAL EN EL TIEMPO

El proceso de ejecución de un análisis no-lineal se considera comúnmente como uno riguroso, comparado a los análisis del tipo lineal. A su vez este tipo de análisis se considera como el que permite la determinación de una respuesta más precisa, dado que se toman en consideración todas las características inelásticas del material y de los elementos estructurales. Su solución se basa en la integración de la ecuación (1-2) en el dominio del tiempo, es decir que la misma usa un método de integración directa; paso a paso en cada intervalo de tiempo. Para ello, el programa SAP2000 ofrece varias metodologías enfocadas en dicha solución. Estas metodologías son: Newmark, Wilson, Hilber-Hughes-Taylor (HHT), Collocation y Chung & Hulbert. De estas se recomienda la metodología de HHT (CSI Analysis Refence Manual, 2011). Esta pertenece a la familia de métodos incondicionalmente estables, es decir que el intervalo de tiempo de integración para garantizar la convergencia numérica puede ser seleccionado de forma independiente a las propiedades dinámicas del sistema. Esto lo diferencia de los métodos condicionalmente estables en los cuales el intervalo de tiempo depende inversamente de la frecuencia más alta del sistema (Hilber et al., 1977).

Para definir este tipo de análisis en el programa SAP2000 se usa básicamente la forma explicada en la sección 2.1, con la diferencia del tipo de caso, el cual ahora se define como no-lineal del tipo integración directa. Esta definición del caso no-lineal se ilustra en la Figura 2.8.

Otra diferencia notable es respecto a los parámetros del caso no-lineal. Estos parámetros no-lineales se usan para controlar la forma en que se realiza la solución numérica del análisis, esto para mejorar la convergencia de este procedimiento. En el manual de referencia del programa se recomienda el uso de los parámetros predefinidos; no obstante, también se sugiere el cambio del tamaño del sub-paso máximo para mejorar la precisión de los resultados. Esto se examinó inicialmente para observar los cambios que se podrían producir. De ese análisis preliminar puede indicarse que para los sistemas de pórticos que se pretenden analizar el cambio del sub-paso máximo no provoca alguna diferencia significativa en los resultados de salida, pero sí alguna diferencia en el tiempo de ejecución. Los resultados se resumen en la Tabla 2.2. Por lo tanto, y para el caso considerado en este estudio, los parámetros predefinidos se consideran como adecuados.

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Design...

Initial Conditions: ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☐ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: Use Modes from Case

Analysis Type: ☐ Linear ☒ Nonlinear
Time History Type: ☐ Modal ☒ Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters: ☒ None
☐ P-Delta
☐ P-Delta plus Large Displacements

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor	Time Factor	Arrival Time	Coord Sys	Angle
Accel	U1	ImpValley	32.2	1.	9.	GLOBAL	0.
Load Pattern	DEAD	Ramp	1.	1.	0.	GLOBAL	0.
Load Pattern	W_Losa tribut	Ramp	1.	1.	0.	GLOBAL	0.
Accel	U1	ImpValley194	32.2	1.	9.	GLOBAL	0.

☒ Show Advanced Load Parameters Add Modify Delete

Time Step Data: Number of Output Time Steps:
Output Time Step Size:

Time History Motion Type: ☒ Transient ☐ Periodic

Other Parameters: Damping: Proportional Damping Modify/Show...
Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor Modify/Show...
Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel

Figura 2.8: Definición del análisis no-lineal en el tiempo en SAP2000

Tabla 2.2: Prueba preliminar para la determinación del sub-paso máximo.

Pórtico	Sismo	EQx	dt (segs.)	#S	Sub-Max	Tiempo	Datos de Salida (kip y pies)			
					(= dt/#S)		Disp.	Mc	Vc	Mv
M2	ImpValley	1	0.01	5	0.002	57' 25"	-0.311	-613.64	-82.48	-569.02
M2	ImpValley	1	0.01	3	0.003	56' 04"	-0.311	-613.64	-82.48	-569.02
M2	ImpValley	1	0.01	1	0.010	14' 12"	-0.312	-613.65	-82.48	-569.02
M2	ImpValley	1	0.01	0	0.010	9' 42"	-0.312	-613.65	-82.48	-569.02
M1	LomaPrieta	1	0.005	5	0.001	1h 28' 58"	0.128	-295.37	-32.61	-279.40
M1	LomaPrieta	1	0.005	2	0.003	45' 33"	0.128	-295.21	-32.60	-279.36
M1	LomaPrieta	1	0.005	0	0.005	19' 16"	0.128	-294.65	-32.54	-279.17

2.3.1 PROPIEDAD INELÁSTICA DEL CONCRETO CONFINADO

Para incluir las propiedades inelásticas para un análisis no-lineal, el programa SAP2000 provee diferentes herramientas. Todas estas están disponibles para el caso de un análisis de integración directa no-lineal en el que se consideran los elementos de pórticos (CSI Analysis Refence Manual, 2011). En este estudio se utiliza la técnica basada en la colocación de

articulaciones plásticas. Con este tipo de articulación es posible introducir la capacidad inelástica de cada elemento de viga y columna a través de su respectiva curva de momento-curvatura o momento-rotación.

Esta articulación plástica se coloca en cada elemento dentro de la región donde se espera ocurra alguna fluencia flexional. Esta región está localizada para elementos rectangulares a una distancia no menor a “ h ” desde la sección crítica, donde “ h ” es la altura de la sección (ACI 318-11). Por tal motivo, en este estudio se escoge colocar la articulación plástica justo en la sección crítica, sección en la cual se esperan los máximos momentos flexionales debido a la carga sísmica. Lo anterior se ilustra en la Figura 2.9.

En términos del programa escogido, la articulación plástica se coloca de acuerdo con una distancia relativa respecto al largo del elemento. Para ese propósito se formulan las ecuaciones siguientes, las cuales tienen como referencia a la Figura 2.9.

La distancia relativa $L1$ correspondiente a los extremos izquierdo y derecho en un elemento de viga se formula mediante la expresión (2-8).

$$L_1^{izq} = \frac{H_c}{2L_v} \quad ; \quad L_1^{der} = 1 - \frac{H_c}{2L_v} \quad (2-8)$$

Mientras que la distancia relativa $L2$ que corresponde a los extremos de la base y tope de un elemento de columna en pisos superiores se formula mediante la expresión (2-9).

$$L_2^{base} = \frac{H_v}{2L_c} \quad ; \quad L_2^{tope} = 1 - \frac{H_v}{2L_c} \quad (2-9)$$

Respecto a la distancia relativa correspondiente a la base de un elemento de columna localizado en el primer piso, se escoge colocar la articulación dentro de la zona del largo plástico equivalente, en específico se escoge la distancia media de la zona. Por lo tanto, la distancia relativa se formula mediante la expresión (2-10).

$$L_b = \frac{H_c}{4L_c} \quad (2-10)$$

En las expresiones (2-8), (2-9) y (2-10), L_v y L_c corresponden al largo del elemento de viga y columna respectivamente, esto con respecto a su línea de centro.

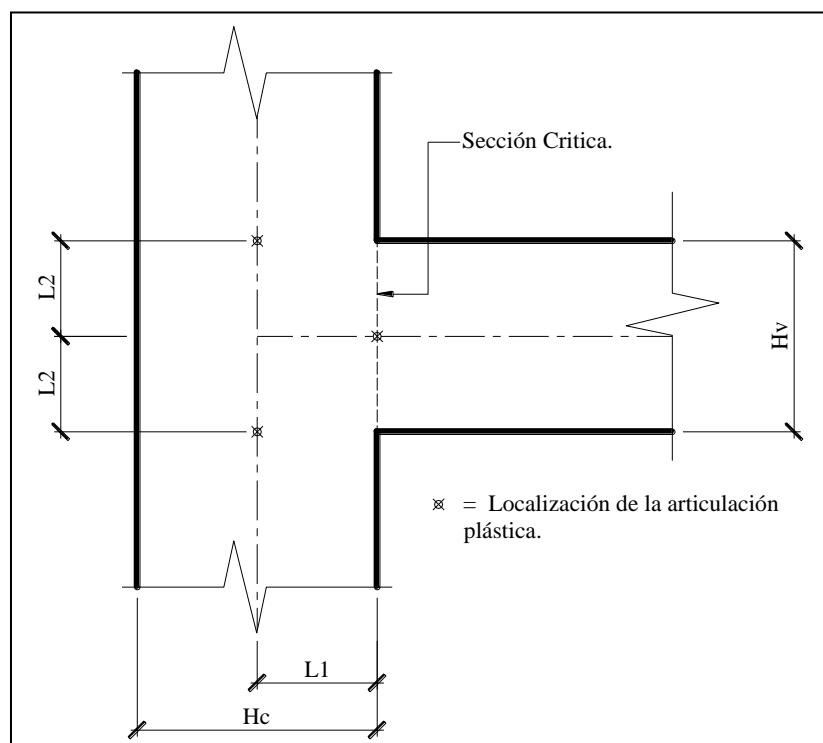


Figura 2.9: Localización de articulaciones plásticas en vigas y columnas

2.3.2 CAPACIDAD INELÁSTICA DE LA ARTICULACIÓN PLÁSTICA

Para considerar la capacidad inelástica de un elemento de viga o columna mediante el uso de una articulación plástica, es necesario llevar a cabo un análisis seccional respecto a la respuesta de momento y su respectiva curvatura. Esa curvatura se relaciona con la capacidad de rotación que puede presentar un elemento estructural ante un evento sísmico. En este tipo de análisis es necesario conocer las propiedades constitutivas de los materiales que componen la sección. En el caso de la presente investigación se consideran las curvas constitutivas del concreto confinado y la correspondiente al acero de refuerzo.

Esta determinación de la capacidad inelástica del elemento en términos de momento-curvatura no es muy diferente a la determinación de su capacidad flexional. Sin embargo, el análisis conlleva algún esfuerzo adicional debido a la interacción que se debe considerar entre los esfuerzos y deformaciones del concreto confinado y no-confinado. Esa interacción se considera

mediante un proceso iterativo que toma en cuenta la compatibilidad de deformaciones (“strain compatibility”) y el equilibrio de fuerzas de tensión y compresión respecto al eje neutro de la sección bajo análisis. Muy convenientemente el programa SAP2000 provee este tipo de análisis y las curvas de momento-curvatura están disponibles para secciones definidas en “Section Designer”.

Para considerar la efectividad del análisis de momento-curvatura que provee SAP2000, el mismo se compara con los resultados de un algoritmo independiente llamado Cumbia. Este es un archivo de códigos escritos en MatLab con los cuales se ejecuta un análisis monotónico para la obtención de la respuesta del elemento estructural en términos de momento-curvatura y fuerza-desplazamiento, para elementos rectangulares y circulares (Montejo y Kowalsky, 2007). La comparación pertinente se presenta en la Figura 2.10.

Con relación a la diferencia observada entre las curvas de la Figura 2.10, se argumenta que esa diferencia es a consecuencia de la forma en que se determina el esfuerzo efectivo de confinamiento y al criterio de falla adoptado en cada algoritmo (González-Avellanet, 2015). En específico, para la determinación del esfuerzo máximo del concreto confinado (f'_{cc}) y el uso del esfuerzo efectivo de confinamiento (f'_l), el programa SAP2000 se basa en la tabulación de las curvas del criterio de falla multi-axial, según presentadas por Mander (1988). Por otro lado, la solución del código Cumbia se basa en el valor promedio de los esfuerzos efectivos de confinamiento respecto a las direcciones ortogonales de la sección, es decir f'_{lx} y f'_{ly} . No obstante, ambas curvas comparan bien entre sí, siendo la desarrollada por el programa SAP2000 un tanto más conservadora.

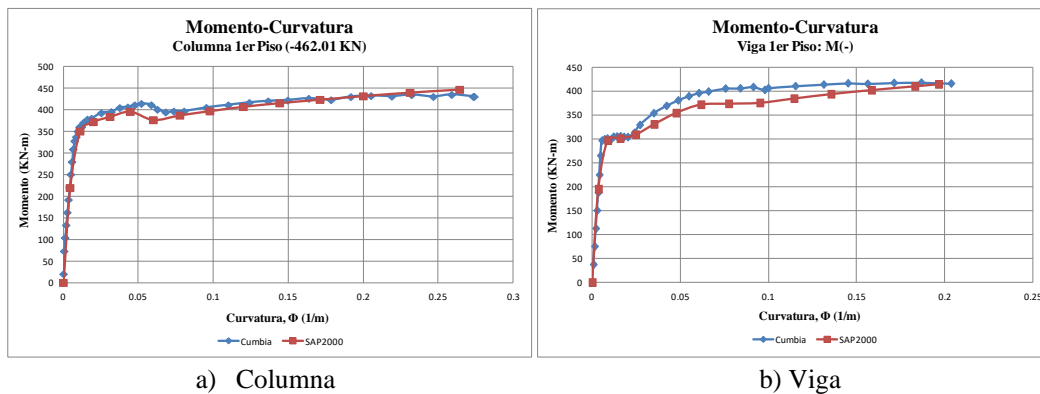


Figura 2.10: Curvas momento-curvatura: SAP2000 vs. Cumbia

La incorporación en capacidad de la articulación plástica puede definirse mediante el concepto de la curva momento-curvatura. Sin embargo, el concepto de plastificación debido a la fluencia flexional que experimentan los elementos estructurales en el rango inelástico depende de varios factores, los cuales redundan en la acumulación de rotaciones plásticas en la fase en donde se alcanza la flexión máxima. Por conveniencia esa acumulación de rotaciones, nombrada como θ_p , se determina en su fase última respecto a un área en donde el cambio en rotación se considera constante. La misma se define como el área rectangular formada por la diferencia entre la curvatura última (ϕ_u), la curvatura de fluencia (ϕ_y) y el largo plástico equivalente (L_p), según se muestra en la ecuación (2-11).

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)L_p = \phi_p L_p \quad (2-11)$$

Independientemente de cómo se defina la articulación plástica, ya sea mediante la curva de momento-curvatura o momento-rotación, el largo plástico equivalente siempre es un dato necesario. El mismo ha sido estudiado por varios investigadores y se han propuesto varias ecuaciones para su determinación. Zhao et al. (2011) resume varias de las expresiones empíricas que han sido formulas. A modo de ejemplo se presenta la ecuación (2-12), mostrada por Paulay y Priestley (1992). Se destaca en dicha ecuación que L_p depende del diámetro nominal (d_b) y esfuerzo de fluencia (f_y) del acero longitudinal, además del largo del elemento (l) para sistemas en voladizo. Para el caso de un elemento de viga con soportes fijos, l es la distancia entre las líneas de centro correspondientes al sistema de soporte, por ejemplo, la distancia centro a centro de las columnas que la soportan.

$$L_p = 0.08l + 0.15d_b f_y \quad (2-12)$$

En comparación, todas las expresiones empíricas desarrolladas dependen de alguna forma de las características de geometría y propiedades del acero de refuerzo de la sección estructural. No obstante a lo anterior, L_p para secciones rectangulares típicas puede aproximarse de forma adecuada mediante la ecuación (2-13), donde h es la altura de la sección rectangular (Paulay y Priestley, 1992).

$$L_p = 0.5h \quad (2-13)$$

Puede ser visto que el uso de la ecuación (2-13) no afecta de forma negativa o significativa la capacidad en términos de fuerzas en un sistema de pórticos de concreto reforzado, pero su capacidad en términos de desplazamientos puede presentar alguna diferencia comparado con el uso de L_p mediante la ecuación (2-12). En específico, se determina una diferencia de 30% en la capacidad de desplazamiento (Inel y Ozmen, 2006). No obstante, para propósitos de la presente investigación el uso de la ecuación (2-13) se considera conveniente.

De acuerdo con lo anterior, para definir la capacidad de la articulación plástica se escoge en el presente estudio hacerlo mediante la incorporación de la curva momento-rotación. Esto conlleva a la determinación de las cantidades de la ecuación (2-11).

2.3.3 DEFINICIÓN DE LA ARTICULACIÓN PLÁSTICA EN SAP2000

Una vez se define el elemento de viga o columna en la sección de “Section Designer” es posible obtener la curva de momento-curvatura para ese elemento, incluidos sus valores numéricos en forma tabulada. La Figura 2.11 ilustra un ejemplo de una curva de momento-curvatura para una sección de columna del modelo M1 (descrito en el capítulo 3). Los valores tabulados de la curva pueden obtenerse mediante el botón de “Details...”.

En esa Figura 2.11 puede observarse que toda la información necesaria para la determinación de la rotación plástica está disponible. Esto es, la curvatura de fluencia y la curvatura máxima. También se puede apreciar que en dicha ventana se provee para la determinación de una curva momento-curvatura idealizada. La obtención de esta curva idealizada ayuda en la definición de la articulación plástica debido a que es más sencillo reconocer los parámetros necesarios. La curva idealizada se basa en los conceptos de diseño adoptados por el Departamento de Transportación del estado de California (Caltrans). Principalmente la curva de momento-curvatura idealizada se obtiene mediante un balance de áreas, entre la curva real y la idealizada, a partir de la zona donde se considera la fluencia del acero de refuerzo, es decir luego del punto de fluencia inicial, según se ilustra en la Figura 2.12 (CALTRANS, 2013).

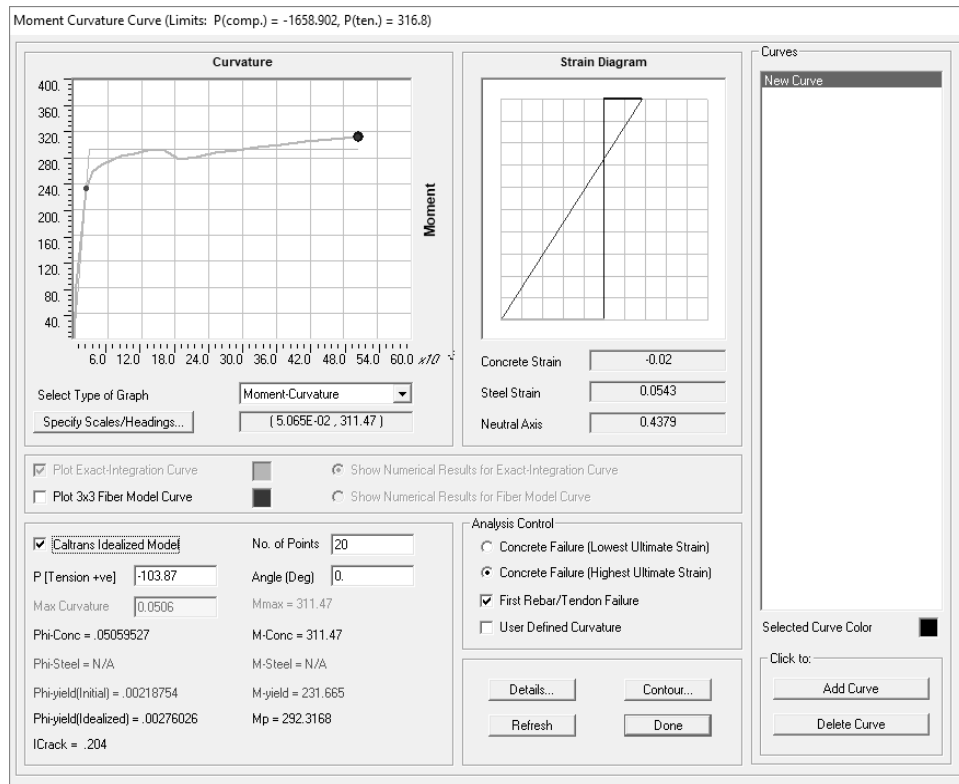


Figura 2.11: Análisis de momento-curvatura mediante SAP2000

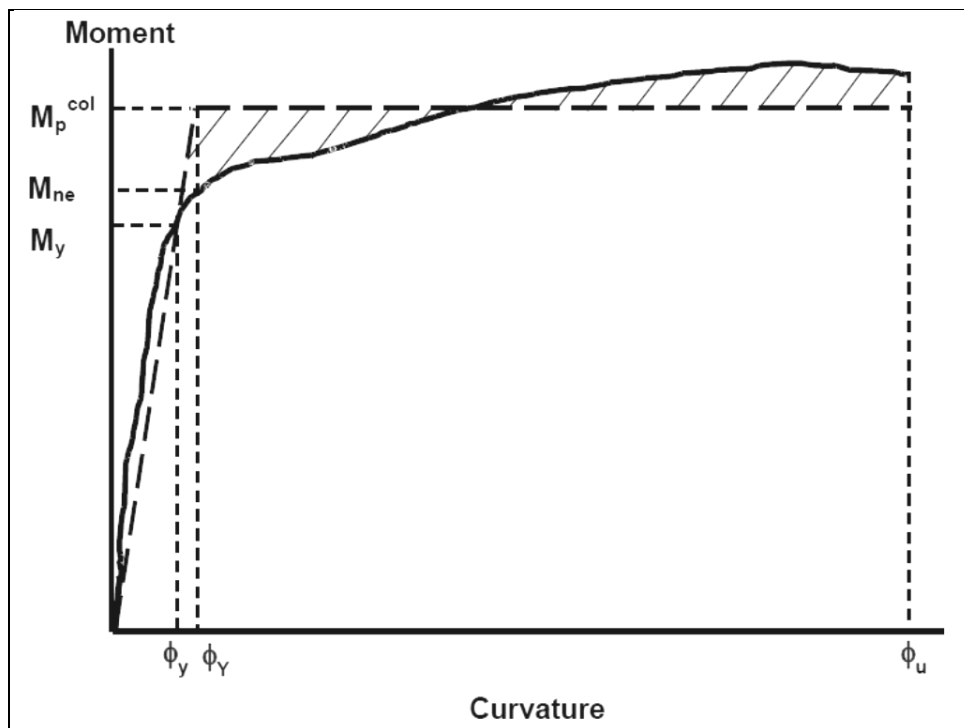


Figura 2.12: Curva momento-curvatura idealizada (CALTRANS 2013)

Con los datos suministrados mediante el análisis de momento-curvatura y con las ecuaciones (2-11) y (2-13) es posible definir la articulación plástica con la cual se consigue representar la propiedad inelástica del material y del elemento considerado. En la Figura 2.13 se ilustra dicha definición para el elemento de columna (20" x 20") tomado como ejemplo.

Debe mencionarse que para los elementos de columnas la fuerza axial de compresión debido a la imposición de cargas muertas y vivas se consideró en el análisis de momento-curvatura. Por consiguiente, la definición de la articulación plástica se basa solamente en la interacción de momentos y no en una interacción más compleja, como por ejemplo la articulación que considera la interacción entre carga axial y momentos, P-M3. Se entiende que para un análisis en dos dimensiones la definición de la articulación que interactúa solamente con M3 es suficiente, esto para los elementos de viga y columna.

Con respecto al modelo de histéresis, en el cual se considera la disipación de energía ante las cargas cíclicas, se considera uno del tipo isotrópico. Esto significa que la acción de carga y descarga sigue un patrón elástico, el cual es paralelo al segmento A-B de la curva momento-rotación ilustrada en la Figura 2.13.

Frame Hinge Property Data for 1erP Columnas - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	0	-0.0399
D-	0	-0.0399
C-	-292.31	-0.0399
B-	-292.31	0
A	0	0
B	292.31	0
C	292.31	0.0399
D	0	0.0399
E	0	0.0399

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☐ Drops To Zero

☒ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment

☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy

☐ Life Safety

☐ Collapse Prevention

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☐ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Figura 2.13: Definición de la articulación plástica en SAP2000

Fundamentalmente la definición de la articulación plástica se realiza para cada elemento de viga y columna que compone el sistema estructural. En el caso de la presente investigación, los pórticos analizados se componen en su totalidad por secciones similares, es decir que todas las columnas son iguales y de forma similar todas las vigas. Esto conllevaría a la definición de solo dos articulaciones plásticas. No obstante, hay que considerar que para el caso de las columnas hay una variación de carga axial en las columnas de los pisos superiores. Esto implica entonces que para el caso de las columnas la definición de la articulación depende del nivel de carga axial correspondiente a cada nivel.

Una vez se definen las articulaciones principales para las columnas por nivel y para el elemento de viga, el programa SAP2000 es capaz de definir de forma automática las articulaciones para cada elemento y en los puntos de localización definidos. Estas se conocen como articulaciones auto-generadas, las cuales dependen de forma directa de las articulaciones principales. Como ejemplo, la Figura 2.14 ilustra parte de la totalidad de las articulaciones plásticas auto-generadas y las articulaciones principales definidas por el usuario.

Define Frame Hinge Properties				
All Hinge Props				
Name	Type	Behavior	Generated	From
Vigas	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
3erP Columnas	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
2doP Columnas	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
1erP Columnas	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
1H1	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	1erP Columnas
1H2	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	1erP Columnas
2H1	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	2doP Columnas
2H2	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	2doP Columnas
3H1	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	3erP Columnas
3H2	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	3erP Columnas
4H1	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	1erP Columnas
4H2	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	1erP Columnas
5H1	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	2doP Columnas
5H2	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	2doP Columnas
6H1	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	3erP Columnas
6H2	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	3erP Columnas
7H1	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	1erP Columnas
7H2	Moment M3	Deformation Controlled	Yes	1erP Columnas

Click to:

Add New Property...

Add Copy of Property...

Modify/Show Property...

Delete Property

☒ Show Hinge Details

☒ Show Generated Props

Convert Auto To User Prop

OK

Cancel

Figura 2.14: Articulaciones plásticas en el modelo de pórtico

2.4 TIPO DE AMORTIGUAMIENTO

La forma en que una estructura disipa la energía impuesta por alguna carga dinámica depende de varios factores tales como el tipo de material, tipos de soportes, interacción de

fricción entre las juntas, agrietamientos en los elementos estructurales, entre otros con procesos algo complejos. Por tal motivo, determinar en forma precisa el amortiguamiento físico o real de una estructura es básicamente imposible, a diferencia de estructuras con sistemas de amortiguamiento externo. Una solución a este problema es incorporar en el modelo computacional un amortiguamiento basado en una ecuación constitutiva viscoelástica lineal. Generalmente se usa el modelo lineal viscoso para definir el amortiguamiento y su magnitud se define en forma porcentual respecto al amortiguamiento crítico de dicho modelo. A este parámetro se le conoce como la razón de amortiguamiento, la cual se representa mediante la letra ξ .

Se entiende que representar la disipación de energía en un modelo estructural mediante el modelo lineal viscoso se basa en razones de simplicidad. Se comenta en la literatura que para un gran grupo de estructuras el amortiguamiento, o disipación de energía en la misma, no es un proceso lineal y que el mismo no es proporcional a la velocidad que experimenta el sistema, según se describe mediante la ecuación de movimiento (Wilson, 2002). De acuerdo a Paulay y Priestley, para sistemas de concreto, el cual es un material complejo, la disipación de energía ante cargas dinámicas tiene respuestas diferentes las cuales dependen directamente del contenido de frecuencias de la carga, es decir que el mismo no sigue necesariamente una respuesta lineal viscosa. No obstante, los errores en respuestas para sistemas de concreto reforzado tienden a ser pequeños al considerar razones de amortiguamiento viscoso de entre 2% a 7% (Paulay y Priestley, 1992; Hesam, 2016).

Típicamente para los sistemas estructurales de pórticos de concreto reforzado sometidos a sismos fuertes, la razón de amortiguamiento se escoge con una magnitud de 5%. Este valor será la magnitud utilizada en este estudio para representar el amortiguamiento en el caso del análisis no-lineal y para los casos lineales que se utilicen con propósitos de comparación. Se debe tener presente que para el caso de análisis del MLE la razón de amortiguamiento depende directamente de la deformación efectiva obtenida en cada iteración.

Respecto al modelo estructural y el programa SAP2000, la incorporación del amortiguamiento viscoso para casos modales en el tiempo puede ser incluido mediante una de tres metodologías. Estas son: 1) Amortiguamiento proporcional a todos los modos de vibración.

2) Amortiguamiento interpolado mediante periodo o frecuencia y 3) Amortiguamiento proporcional a la matriz de masa y rigidez. Este último método, conocido como el amortiguamiento de Rayleigh, se adopta en la presente investigación debido a que es el método común para los casos de análisis en el tiempo modal, lineal y no-lineal.

El método de incorporación de amortiguamiento proporcional a $[K]$ y $[M]$, o método de Rayleigh, se define mediante la ecuación (2-14).

$$[C] = \eta[K] + \delta[M] \quad (2-14)$$

Mediante estos dos coeficientes se define una matriz de amortiguamiento proporcional a las matrices de rigidez y masa en cada paso de la solución numérica (para el caso no-lineal). Estos coeficientes dependen directamente de dos frecuencias o periodos del sistema estructural y los mismos se derivan mediante las propiedades de ortogonalidad que presentan las matrices de masa y rigidez. Estos coeficientes se definen mediante la ecuación (2-15).

$$\delta = \frac{2\xi}{\omega_i + \omega_j} \quad ; \quad \eta = \omega_i \omega_j \delta \quad (2-15)$$

donde ω_i y ω_j son dos frecuencias naturales del sistema estructural escogidas por el usuario del programa.

En el programa SAP2000 los coeficientes δ y η se pueden calcular de forma automática una vez que el usuario introduce como datos dos frecuencias y sus respectivas razones de amortiguamiento. Además, se provee la opción de introducir dichos datos en términos de periodos naturales en lugar de frecuencias. La Figura 2.15 muestra la ventana de definición para el método de amortiguamiento proporcional o de Rayleigh.

Mass and Stiffness Proportional Damping

Damping Coefficients

☐ Direct Specification
 ☒ Specify Damping by Period
 ☐ Specify Damping by Frequency

Mass Proportional Coefficient: 0.8764
 Stiffness Proportional Coefficient: 2.067E-03

	Period	Frequency	Damping
First	0.5466		0.05
Second	0.1703		0.05

Recalculate Coefficients

OK Cancel

Figura 2.15: Definición del amortiguamiento en el modelo

2.5 SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS

En esta investigación, más que estudiar la respuesta de sistemas de pórticos de concreto ante cargas sísmicas características de algún lugar en específico, se estudia la respuesta ante cargas sísmicas con registros sísmicos arbitrarios. La razón es que se desea investigar la aplicabilidad del método MLE propuesto independientemente del sitio y zona sísmica donde se encuentre la estructura. No obstante, la selección de estos registros se basa en sismos comúnmente conocidos y de acuerdo al contenido de frecuencias que estos presentan. Se menciona en la literatura que ese contenido de frecuencias depende de la distancia epicentral y condiciones locales del suelo como además del mecanismo de falla de la fuente y la magnitud del sismo (Pavel y Lungu, 2012).

La selección de los registros se realizó de acuerdo con la información y base de datos que provee el Centro de Investigación en Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER, por sus siglas en inglés). Esta base de datos se accede mediante una plataforma de internet interactiva, la cual permite seleccionar y descargar registros sísmicos de aceleración en el tiempo (PEER, 2010). La información de los sismos seleccionados se presenta en el Apéndice E. Allí, además de la información suministrada por PEER, se presenta en forma tabulada alguna información técnica sobre el sismo. Esta información es la correspondiente a las coordenadas del epicentro y

profundidad del hipocentro (foco), mecanismo de falla focal y lo relacionado a la estación de medición, donde se incluye la red a la que pertenece dicha estación y sus coordenadas. Es importante mencionar que para algunos sismos la información adicional se presenta de forma parcial dado a que no toda la información está disponible.

Referente a los registros seleccionados y sus características, estos serán presentados en los capítulos subsiguientes, según sean utilizados en los respectivos análisis. Sin embargo, se menciona que los mismos se agrupan basados en el contenido de periodos que presenta el espectro de seudo aceleraciones de cada sismo.

La Figura 2.16 ilustra dos de los sismos seleccionados. Se observa en la figura que de acuerdo con sus espectros de seudo aceleraciones, la respuesta estructural que cada sismo provoca depende de cuán ancha es la banda de periodos en donde las aceleraciones son significativas. Por tal motivo en el presente estudio los sismos seleccionados se clasificaron como sismos ricos, moderados o pobres respecto al contenido de periodos.

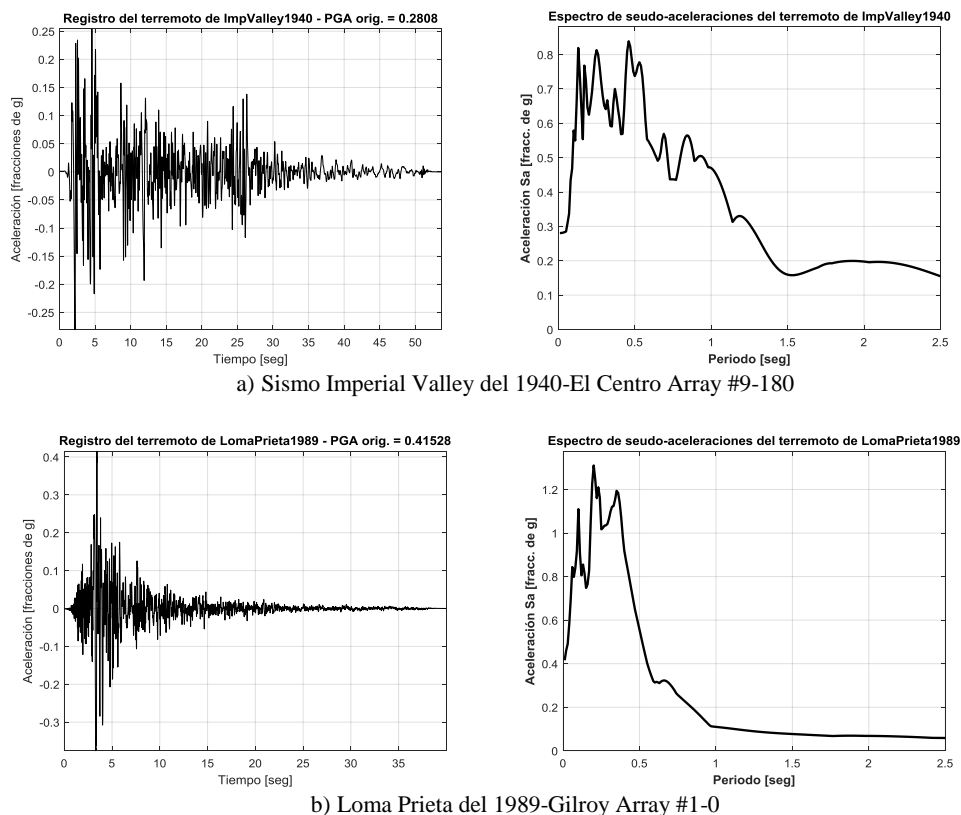


Figura 2.16: Ejemplo de registro de aceleraciones y espectro de seudo aceleraciones

Esta forma de clasificar los sismos se considera como una forma simple y cualitativa, aunque se reconoce que depende de la interpretación individual. No obstante, una forma práctica de observación, para la interpretación de esta clasificación, es respecto a la cantidad de picos que presente el espectro observado. De acuerdo a la Figura 2.16 puede interpretarse que el sismo de Imperial-Valley presenta un espectro de pseudo aceleración rico en periodos, mientras que el correspondiente a Loma-Prieta se considera como uno moderado. Alternativamente los sismos también se podrían clasificar basados en el contenido de frecuencias de sus espectros de Fourier. No obstante, esta segunda forma de agrupar los registros sísmicos tiene la desventaja de que estos espectros tienen muchos más picos y valles que los de respuesta, vale decir que las diferencias entre ellos no son tan evidentes.

CAPÍTULO 3:

DESCRIPCIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL Y SUS VARIANTES

En este capítulo se presenta la descripción de los diferentes sistemas estructurales que se incluyen en la presente investigación, sus características y propiedades. Los mismos se adoptan de una investigación previa realizada en la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez en donde se estudió la influencia de la respuesta sísmica en los componentes no-estructurales de pórticos resistentes a momentos (Villalobos-Soto, 2016). En dicha investigación se diseñaron cinco sistemas de pórticos de concreto reforzado los cuales cumplen con los requerimientos del Capítulo 21 del código de diseño ACI-318-11.

3.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Para los elementos estructurales de los pórticos resistentes a momentos a ser analizados se consideran las propiedades del concreto y acero de refuerzo. Estas propiedades son iguales para todos los sistemas de pórticos y sus magnitudes pertenecen al rango de respuesta lineal del respectivo material. Las mismas se resumen en la Tabla 3.1 y Tabla 3.2.

Respecto al concreto, este se considera con peso y características normales, por lo que se puede usar la fórmula (3-1) del código ACI-318 para la determinación del módulo de elasticidad E_c correspondiente.

$$E_c = 57,000\sqrt{f'_c} \quad (3-1)$$

donde f'_c se expresa en unidades de libras/pulgadas² (psi).

Tabla 3.1: Propiedades del concreto

Propiedad	Magnitud	Unidades
Peso unitario	150	libras/pies ³ (kcf)
Razón de Poisson	0.2	--
Coeficiente termal	5.50×10^{-6}	1/°F
Capacidad a compresión, f'_c	4000	psi
Módulo de Elasticidad	3605	kip/pulgadas ² (ksi)

Con relación a las propiedades correspondientes al acero de refuerzo, estas se adoptan directamente de las propiedades pre-definidas en el programa SAP2000. Estas corresponden a las propiedades estándar especificadas en el ASTM A615 y las mismas se identifican en el programa como A615Gr60.

Tabla 3.2: Propiedades del acero

Propiedad	Magnitud	Unidades
Peso unitario	490	kcf
Razón de Poisson	--	--
Coeficiente termal	6.50×10^{-6}	1/°F
Esfuerzo de fluencia, F_y	60000	psi
Módulo de elasticidad	29000	ksi

3.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO

Para el análisis que se pretende realizar es importante obtener sistemas que se diferencien entre sí, de modo que se pueda conseguir un rango de variación aceptable de propiedades y características. A juicio del autor, los pórticos diseñados y utilizados en la investigación citada cumplen con ese objetivo. Los mismos se diferencian tanto en número de tramos en su dirección horizontal como en el número de pisos en su dirección vertical. Además, se diferencian en el dimensionamiento y capacidades de los elementos de vigas y columnas. Lo anterior redunda en diferencias suficientes en sus propiedades dinámicas que es lo que se busca para verificar el método propuesto en esta tesis.

A lo largo del presente trabajo dichos sistemas se identificarán de acuerdo al número de pisos y tramos que estos poseen mediante la nomenclatura M#-V#H#, donde la primera, segunda y tercera numeración (los numerales #) corresponden respectivamente al número del modelo, número de pisos y número de tramos. La letra “V” identifica la dirección vertical y “H” la horizontal. De esa forma se listan los sistemas de pórticos y sus respectivas dimensiones en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3: Resumen de los sistemas de pórticos de hormigón reforzado

Modelo Estructural	Altura por piso * (pies)	Longitud por tramo (pies)
M1-V3H6	15/13	25
M2-V5H4	14/12	26
M3-V7H5	16/12	22
M4-V9H5	15/13	18
M5-V12H7	15/12	16
* Altura del 1er piso / Altura de pisos superiores.		

Los pórticos resumidos en la Tabla 3.3 son sistemas en dos dimensiones los cuales fueron definidos a partir de un sistema estructural en tres dimensiones. Esto significa que cada pórtico posee una distribución de cargas tributaria que proviene del sistema en 3-D. Esa distribución incluye tanto cargas muertas como cargas vivas. En esta investigación se incluye parte de esas cargas en forma distribuida con el fin de incorporar en el modelo la contribución de la carga muerta correspondiente a la losa, la cual agrega masa al sistema. Esta carga se denomina como W_Losa Tributaria y como se ha mencionado, se aplica de forma uniformemente distribuida según se ilustra en la Figura 3.1. En la Tabla 3.4 se resume la magnitud de la carga aplicada en cada sistema estructural. Téngase presente que el programa va a transformar estas cargas en masas distribuidas, vale decir que no se tienen en cuenta como fuerzas.

Tabla 3.4: Magnitud de la carga tributaria

Modelo Estructural	W_Losa Tributaria (kip/pies)
M1-V3H6	1.00
M2-V5H4	2.00
M3-V7H5	0.50
M4-V9H5	2.50
M5-V12H7	2.00

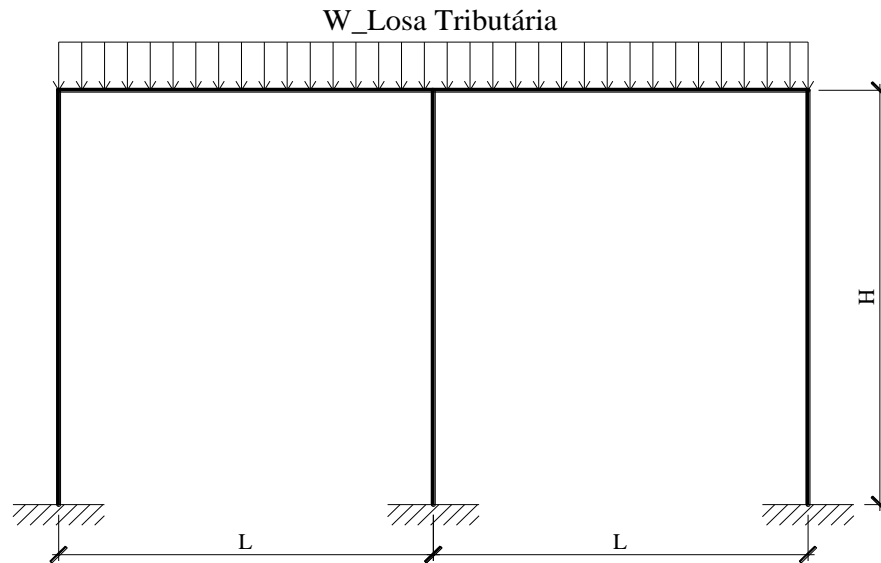


Figura 3.1: Consideración de cargas muertas y vivas

3.3 PÓRTICOS Y ELEMENTOS PARA EL ANÁLISIS

El objetivo principal de este estudio es investigar la aplicabilidad y efectividad del MLE usado para estimar la respuesta no-lineal de sistemas de pórticos de hormigón reforzado. Para ello es necesario seleccionar un par de elementos estructurales con los cuales se trabajan los datos de entrada y salida, según especificado en el Capítulo 2. Una vez el MLE converge a la condición de *%Dif* especificada, los datos de salida de la aproximación no-lineal son el desplazamiento relativo de un nodo superior, el momento flector en el par de elementos seleccionados y la fuerza cortante en el elemento de columna escogido, aunque el análisis se enfocara en las fuerzas internas mencionadas.

Esas fuerzas internas se obtienen en una sección específica, es decir que se adquieren en un punto “x” respecto a la longitud del elemento. En particular, para el elemento de columna los datos de salida corresponden a la base de la misma debido a que en ese punto ocurren las magnitudes máximas para las fuerzas que se consideran. En cambio, para un elemento de viga, ese punto se especifica en alguno de sus extremos.

La precisión de estos resultados de salida en un análisis modal en el tiempo depende del número de modos de vibración que se van a combinar. Un método racional para determinar el número adecuado de modos de vibración es mediante unos parámetros conocidos como “masas

participantes modal” (Suárez, 2014). Estos parámetros se denotan mediante la letra griega “alpha” (α) y los mismos tienen una propiedad muy importante: cumplen la condición de la ecuación (3-2).

$$\sum_{j=1}^n \alpha_{xj} = 1 \quad (3-2)$$

donde el sufijo “x” es la dirección de la excitación sísmica y “j” el modo de vibración correspondiente.

De acuerdo al estándar de análisis ASCE 7-02 un análisis modal en el tiempo tiene que incluir un número suficiente de modos de vibración de tal forma que la suma de las razones de masa participante llegue al menos al 90% o en otras palabras que la suma en la ecuación (3-2) sea al menos igual a 0.9: esto se ilustra en la ecuación (3-3).

$$\sum_{j=1}^n \alpha_{xj} \geq 0.9 \quad (3-3)$$

Para mostrar lo mencionado respecto a los sistemas de pórticos, los elementos seleccionados y las propiedades dinámicas, las siguientes sub-secciones resumen con más detalle esa información.

3.3.1 MODELO M1-V3H6

El pórtico correspondiente al modelo #1 (M1) y sus respectivas secciones de viga y columna se ilustran en la Figura 3.2 y sus respectivas propiedades dinámicas en la Tabla 3.5. Puede observarse que para este modelo usando los modos de vibración 1, 2 y 3 se satisface la condición de la ecuación (3-3).

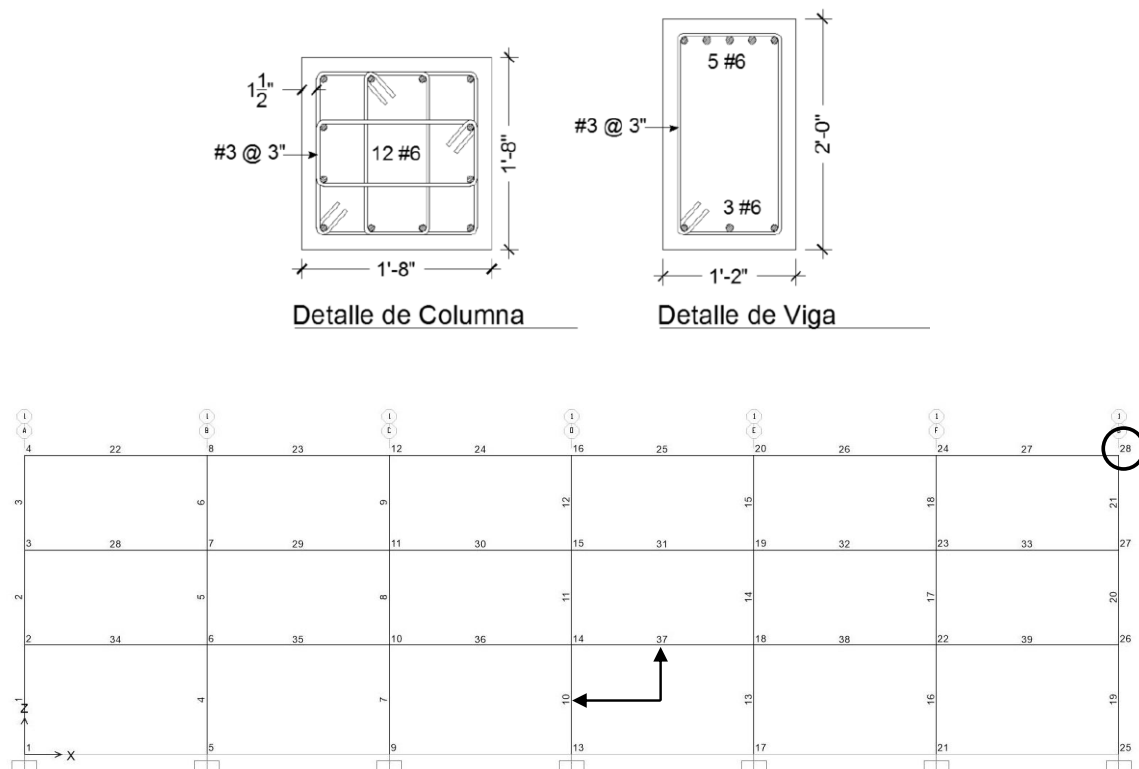


Figura 3.2: Configuración del pórtico M1-V3H6

La selección del par de elementos de viga y columna con los cuales se trabajarán los datos de entrada y salida en el MLE en M1 son los correspondientes al elemento #10 y #37, según ilustrado con las flechas en la Figura 3.2. El nodo #28 encerrado en un círculo se utilizará para el dato de salida correspondiente al desplazamiento relativo.

Tabla 3.5: Propiedades Dinámicas de M1

Análisis	Modo	Periodo (seg)	α_j
Modal	1	0.547	0.9007
Modal	2	0.170	0.0852
Modal	3	0.096	0.0141
$\Sigma(\alpha_j) =$			1

3.3.2 MODELO M2-V5H4

El pórtico correspondiente al modelo #2 (M2) y sus respectivas secciones de viga y columna se ilustran en la Figura 3.3 y sus respectivas propiedades dinámicas en la Tabla 3.6. Puede observarse que para este modelo el uso de los modos de vibración 1, 2, 3 y 4 satisface la condición en la ecuación (3-3).

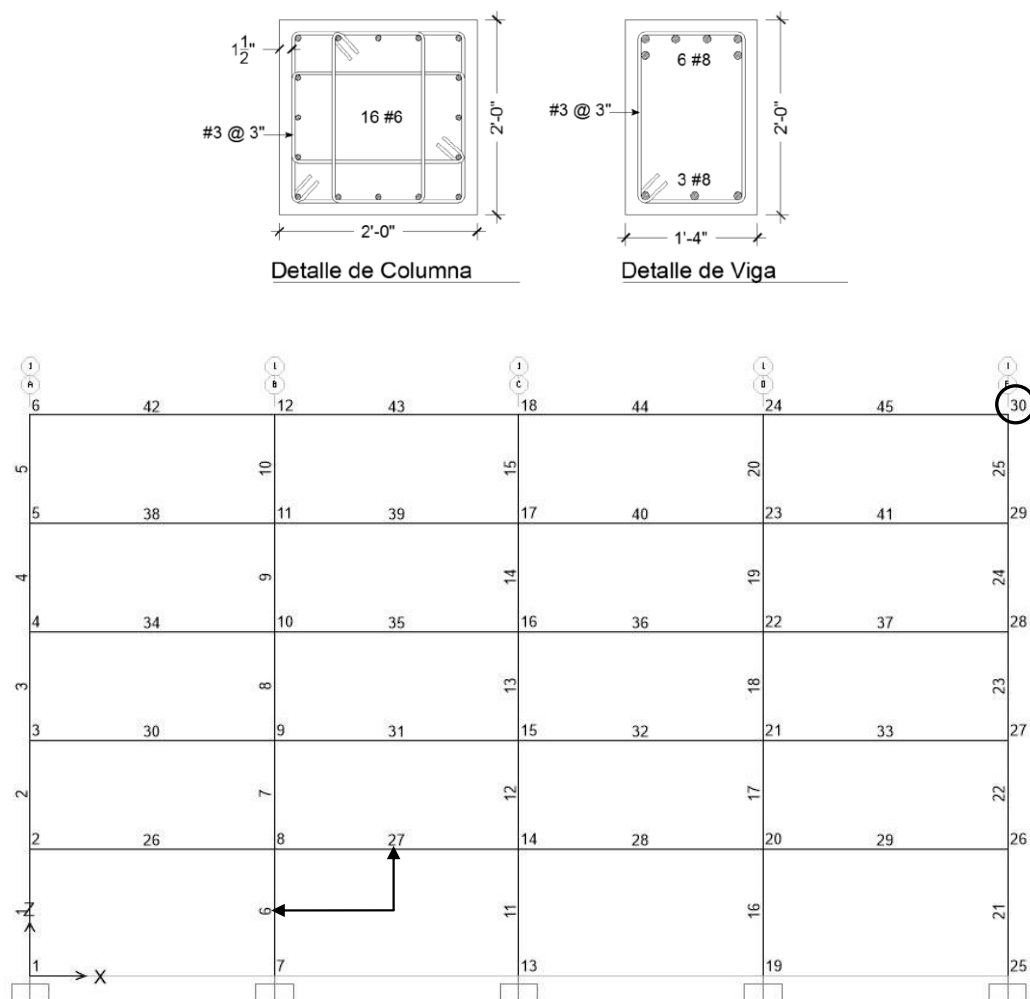


Figura 3.3: Configuración del pórtico M2-V5H4

La selección del par de elementos de viga y columna con los cuales se trabajarán los datos de entrada y salida en el MLE en M2 son los correspondientes al elemento #6 y #27, los cuales están señalados en la Figura 3.3. El nodo #30 se utilizará para el dato de salida correspondiente al desplazamiento relativo.

Tabla 3.6: Propiedades Dinámicas de M2

Análisis	Modo	Periodo (secs.)	α_j
Modal	1	0.891	0.8458
Modal	2	0.275	0.1029
Modal	3	0.147	0.0355
Modal	4	0.094	0.0129
$\Sigma(\alpha_j) =$			0.9971

3.3.3 MODELO M3-V7H5

El pórtico correspondiente al modelo #3 (M3) y sus respectivas secciones de viga y columna se presentan en la Figura 3.4 mientras que sus propiedades dinámicas se muestran en la Tabla 3.7. De acuerdo a esta tabla, para este modelo al considerar los modos de vibración 1, 2, 3 y 4 se satisface la ecuación (3-3).

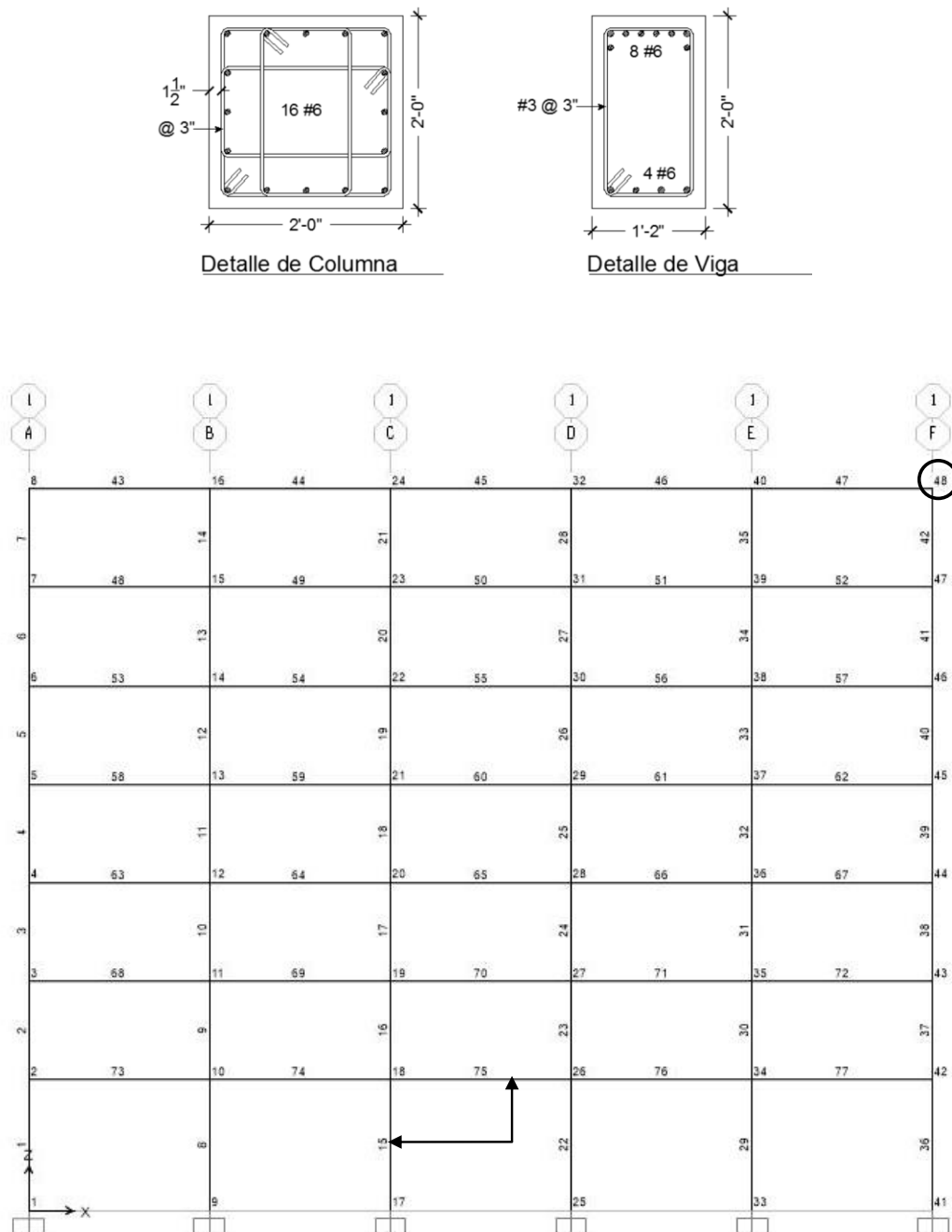


Figura 3.4: Configuración del pórtico M3-V7H5

La selección del par de elementos de viga y columna, los cuales se usarán para la aplicación del MLE en M3 son los correspondientes al elemento #15 y #75, según ilustrado. El dato de salida correspondiente al desplazamiento relativo será en el nodo #48.

Tabla 3.7: Propiedades dinámicas del modelo 3

Análisis	Modo	Periodo (seg)	α_j
Modal	1	0.794	0.857
Modal	2	0.253	0.095
Modal	3	0.140	0.030
Modal	4	0.091	0.012
$\Sigma(\alpha_j) =$			0.994

3.3.4 MODELO M4-V9H5

El pórtico correspondiente al modelo #4 (M4) y las secciones de viga y columna que se adoptaron para definirlo se ilustran en la Figura 3.5. Las propiedades dinámicas se presentan en la Tabla 3.8. Puede observarse que para este modelo, combinar los modos de vibración 1, 2, 3, 4 y 5 es suficiente para satisfacer la ecuación (3-3).

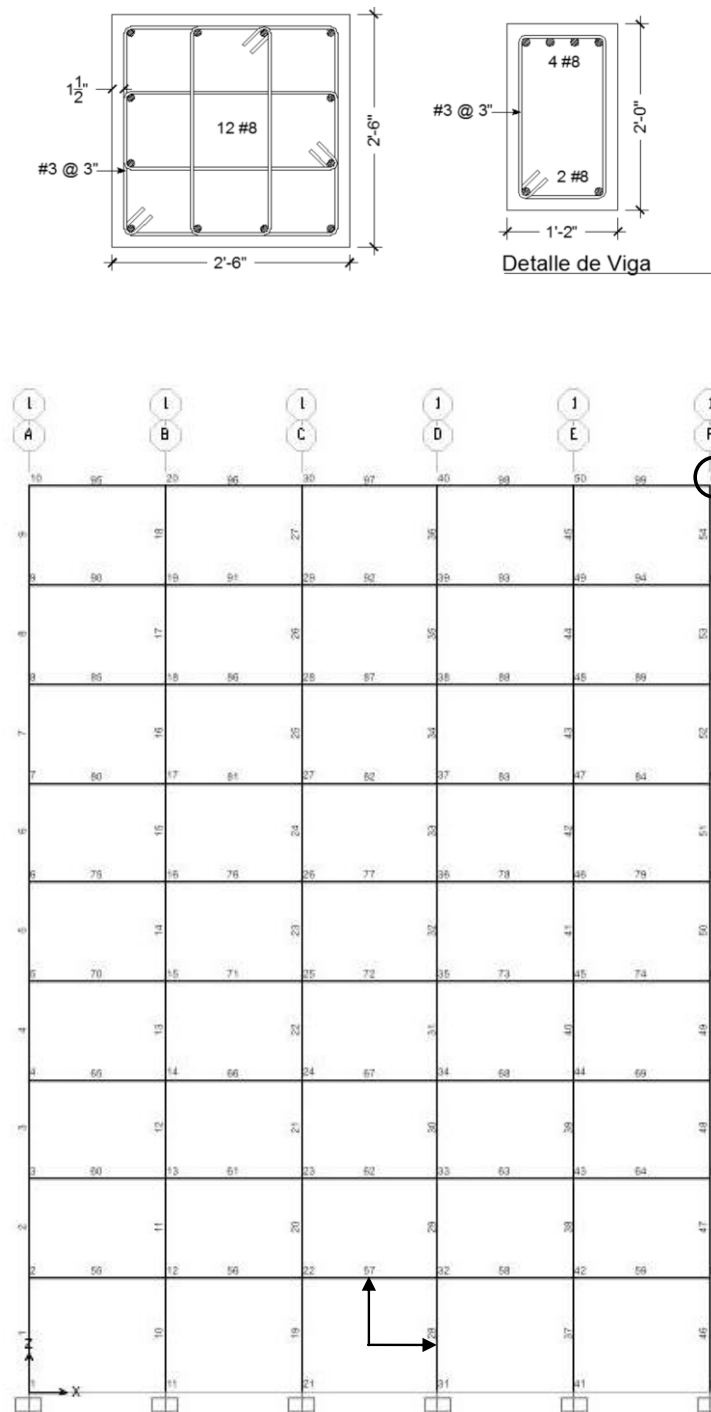


Figura 3.5: Configuración del pórtico M4-V9H5

Los elementos de viga y columna #28 y #57 que se muestran en la Figura 3.5 son los seleccionados para el análisis con el MLE. Para examinar el desplazamiento relativo se va a usar el nodo #60 también señalado en la misma figura.

Tabla 3.8: Propiedades dinámicas del modelo 4

Análisis	Modo	Periodo (seg)	α_j
Modal	1	1.3902	0.8096
Modal	2	0.4390	0.1024
Modal	3	0.2398	0.0403
Modal	4	0.1542	0.0218
Modal	5	0.1078	0.0127
$\Sigma(\alpha_j) =$			0.9868

3.3.5 MODELO M5-V12H7

El pórtico correspondiente al modelo #5 (M5) se ilustra en la Figura 3.6 y allí mismo se presentan las respectivas secciones de viga y columna. Las propiedades dinámicas se ilustran en la Tabla 3.9. De acuerdo a los resultados en esta tabla, para este modelo el uso de los modos de vibración 1, 2, 3, 4 y 5 es suficiente para que se cumpla la condición en la ecuación (3-3).

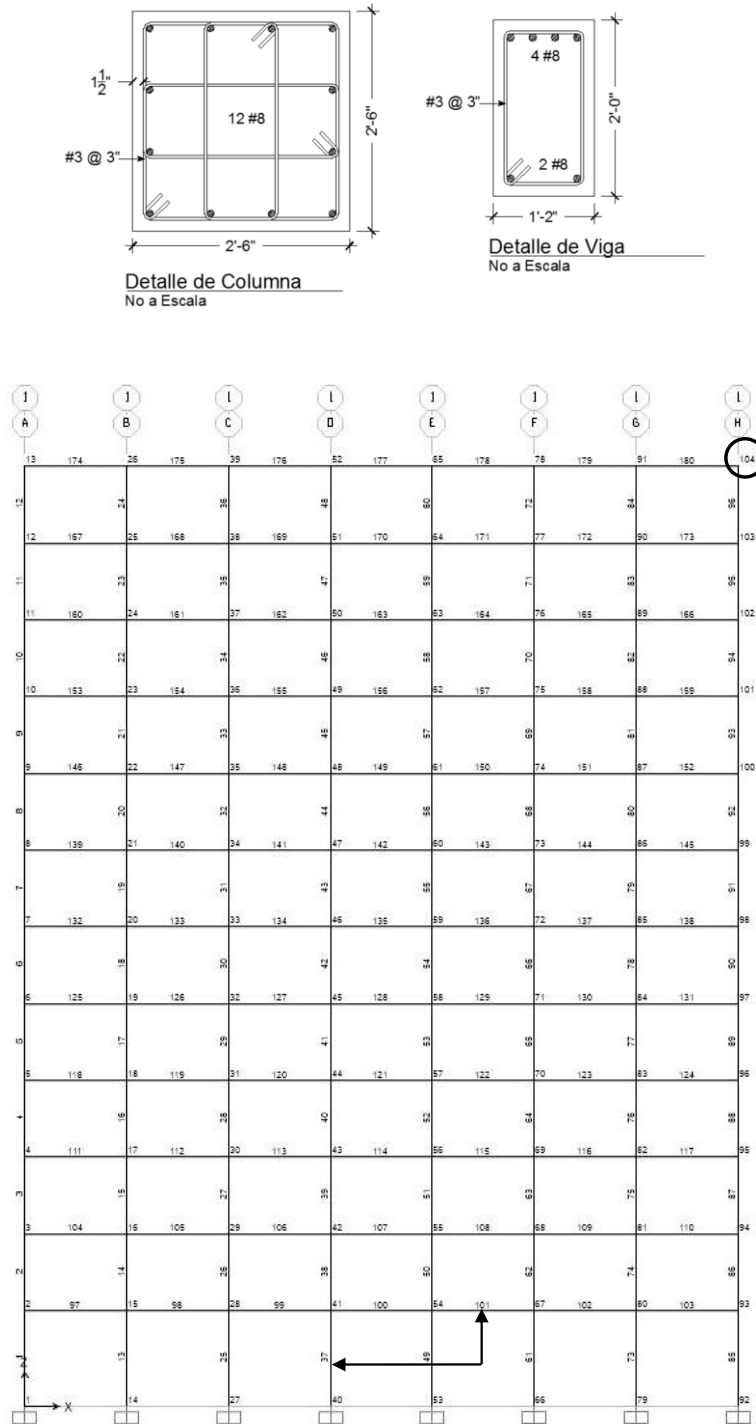


Figura 3.6: Configuración del pórtico M5-V12H7

Con relación a la selección del par de elementos de viga y columna para el estudio con el MLE, se han escogido aquellos correspondientes al elemento #37 y #101 los cuales están

señalados en la Figura 3.6. El nodo #104 será el que se utilizará para el dato de salida correspondiente al desplazamiento relativo.

Tabla 3.9: Propiedades dinámicas para el modelo 5

Análisis	Modo	Periodo (seg)	α_j
Modal	1	1.465	0.815
Modal	2	0.472	0.100
Modal	3	0.266	0.037
Modal	4	0.177	0.020
Modal	5	0.127	0.012
$\Sigma(\alpha_j) =$			0.9840

3.4 DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO Y DUCTILIDAD GLOBAL DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Los sistemas estructurales resumidos en la sección 3.3 son sistemas de pórticos considerados como especiales debido a su capacidad y resistencia ante cargas laterales. Estos comúnmente se conocen como pórticos resistentes a momentos. Este tipo de pórtico se diseña para resistir grandes deformaciones y de ese modo provocar la menor degradación estructural posible, minimizando así el posible colapso del sistema. El mecanismo que genera esa respuesta se adquiere al permitir que el sistema incurra en el rango inelástico. Esta habilidad de la estructura o sus componentes o del material usado para ofrecer resistencia en el rango inelástico se describe generalmente mediante el término ductilidad (Paulay & Priestley, 1992). Esencialmente la ductilidad se representa mediante la razón de la magnitud de una máxima respuesta respecto a la magnitud de fluencia de la misma respuesta, según se muestra en la expresión (3-4). Algunas de las respuestas que se consideran en la determinación de ductilidad son las pertinentes a deformaciones, curvatura, rotación y desplazamiento.

$$\mu = \frac{A}{A_y} > 1 \quad (3-4)$$

donde A es la magnitud de la respuesta estudiada y el sufijo “y” define la magnitud de fluencia, o “yielding” según expresado en el idioma inglés.

En este estudio la magnitud considerada para especificar la ductilidad del sistema es la correspondiente al desplazamiento relativo del nodo superior. La ductilidad considerada se define entonces mediante la expresión (3-5).

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (3-5)$$

donde Δ es el desplazamiento relativo máximo (en valor absoluto) correspondiente al análisis y Δ_y es el desplazamiento de fluencia del pórtico considerado.

3.4.1 DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA

La determinación del desplazamiento de fluencia involucra el análisis del sistema estructural para cuantificar la capacidad del mismo. Esta cuantificación generalmente se realiza a través de la curva de cortante basal versus desplazamiento, la cual se obtiene mediante el procedimiento de análisis estático no-lineal conocido como “empuje lateral”, y muchas veces referido como análisis de “pushover”. Este análisis se origina como parte de la filosofía de diseño a base de desempeño (“performance-based design”) y el enfoque es obtener la respuesta del sistema ante incrementos de carga lateral, considerando a su vez sus propiedades no-lineales.

Para realizar este tipo de análisis mediante la metodología de control en desplazamientos (“displacement-controlled”) se escoge un punto de control con el cual se estudia la respuesta deseada. Como se ha mencionado, en este estudio se busca representar la ductilidad del sistema en términos de desplazamiento y por lo tanto el punto de control se elige en la parte superior de cada pórtico, según se mostró en la sección anterior. Debido a que ese desplazamiento del nodo superior corresponde a la respuesta global del sistema, la ductilidad que se determina se define como la ductilidad global del pórtico considerado.

La Figura 3.7 ilustra una curva representativa correspondiente a la respuesta de un pórtico de concreto reforzado ante el análisis de empuje lateral. La misma se caracteriza por dos zonas de respuesta, una zona de respuesta lineal y otra de respuesta no-lineal. Una forma práctica para diferenciar ambas zonas es mediante una aproximación bi-lineal, la cual puede considerarse

como una curva elasto-plástica ideal. El punto de unión de ambas zonas se define como el desplazamiento de fluencia Δ_y .

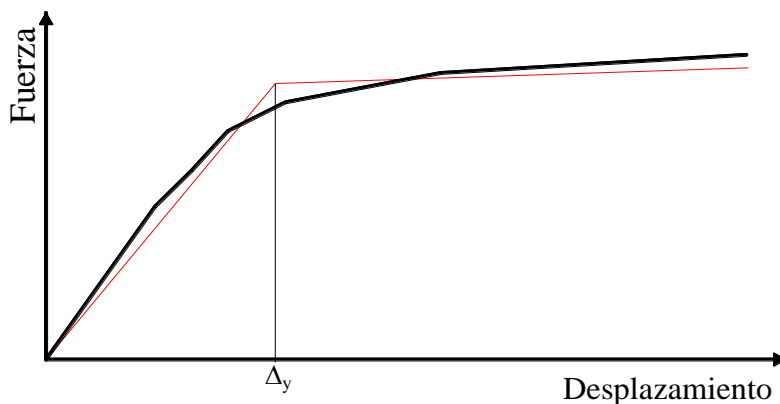


Figura 3.7: Curva representativa de fuerza-desplazamiento

El documento FEMA-356 describe un procedimiento para obtener la curva idealizada de fuerza versus desplazamiento el cual se fundamenta en balancear las áreas por arriba (+) y por debajo (-) formadas por la curva real y la idealizada, tomando como punto pivote el denominado desplazamiento objetivo (δ_t) o “target displacement”. Este procedimiento de balance de áreas involucra un proceso de análisis e iteraciones el cual puede consumir un tiempo y esfuerzo importante. Por tal motivo, en el presente trabajo para la determinación del desplazamiento de fluencia del pórtico analizado las rectas que forman la curva idealizada serán las tangentes a la curva real.

En comparación con la curva idealizada basada en el procedimiento de FEMA, el usar rectas tangentes introduce algún error en el desplazamiento de fluencia considerado, no obstante el error tiende a ser pequeño. Lo anterior se ilustra en la Figura 3.8.

La curva mostrada en la Figura 3.8 corresponde al análisis de empuje lateral del pórtico correspondiente al modelo M2. El proceso del balance de áreas se muestra en la Tabla 3.10 y el mismo se realizó de forma gráfica en el programa de dibujo AutoCAD.

Puede observarse en la Tabla 3.10 que las áreas mostradas en la Figura 3.8 están balanceadas a un 0.12% de error. En la misma se ilustra que el desplazamiento de fluencia balanceado (Δ_{y1}) tiene una magnitud de 0.225 pies, mientras que el desplazamiento de fluencia

idealizado por líneas tangentes (Δ_{y2}) tiene una magnitud de 0.232 pies. El porcentaje de diferencia entre esos desplazamientos corresponde a una magnitud de 3.1% respecto a Δ_{y1} . Por lo tanto, se entiende que el error que produce el uso de líneas tangentes no es significativo para el propósito de estimar el desplazamiento de fluencia del pórtico considerado y para el objetivo de esta investigación.

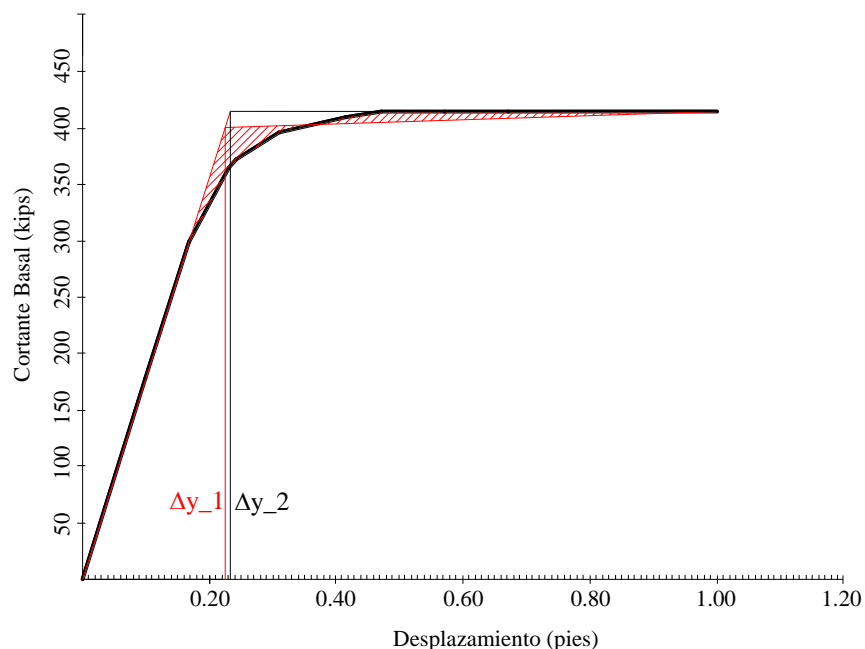


Figura 3.8: Comparación para la determinación del desplazamiento de fluencia Δy

Tabla 3.10: Balances de áreas para la determinación de la curva idealizada F- Δ

Iteración	Área (+) en pulg. ²	Área (-) en pulg. ²
1	22.65	32.92
2	24.34	28.79
3	25.07	27.19
4	25.82	25.62
5	25.74	25.77

3.4.2 DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA PARA LOS PÓRTICOS A SER ANALIZADOS

Los desplazamientos de fluencia de los pórticos considerados en el presente estudio obtenidos siguiendo el procedimiento descrito anteriormente se resumen en la Tabla 3.11. La definición del análisis de empuje lateral en SAP2000 se ilustra en la Figura 3.9, según definido para el modelo M2. Puede observarse que el nodo superior #30 es el punto de control donde se monitorea la respuesta en términos de desplazamiento relativo y que el mismo tiene un límite de 1 pies, es decir que el análisis o el incremento de carga se efectúa hasta ese límite.

Tabla 3.11: Desplazamientos de fluencia de los pórticos

Modelo Estructural	Δy (pies)
M1-V3H6	0.125
M2-V5H4	0.235
M3-V7H5	0.260
M4-V9H5	0.295
M5-V12H7	0.305

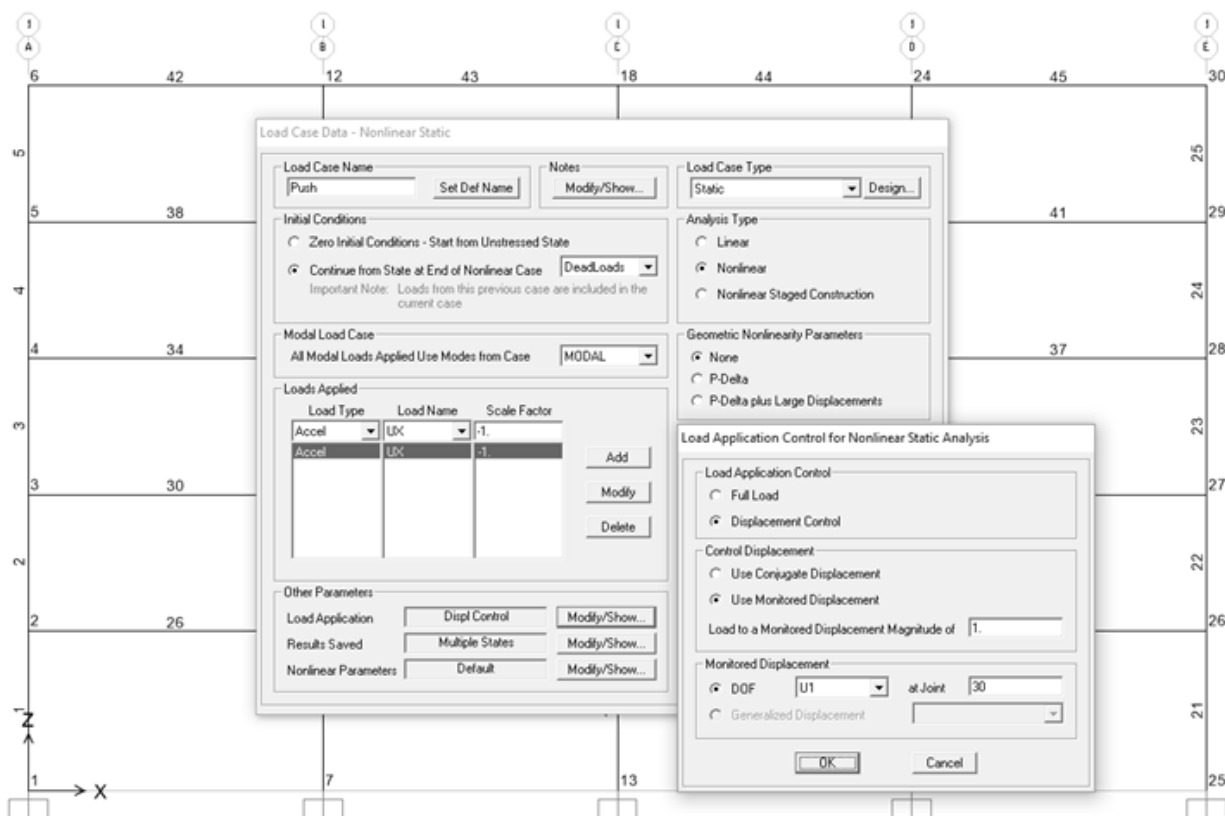


Figura 3.9: Definición del análisis de empuje lateral en SAP2000

3.4.3 ANÁLISIS DE EMPUJE LATERAL EN SAP2000

De acuerdo a lo descrito en la sección 3.4.1 el análisis de empuje lateral en este estudio se realizó mediante la metodología de control en desplazamientos debido a que la capacidad del sistema estructural se desconoce. En esta metodología se escoge una junta del sistema en donde se monitorea el desplazamiento relativo, el cual es definido en magnitud por el usuario. Una vez definido ese punto de control el programa en la ejecución del análisis asigna valores de fuerza hasta converger al desplazamiento definido. Otro tipo de metodología disponible es la de control en fuerzas. En la misma el usuario asigna una magnitud de fuerza deseada y la misma debe estar en el rango de capacidad de la estructura analizada, es decir que el usuario debe conocer que el sistema estructural será capaz de resistir la fuerza asignada. Una vez ejecutado el análisis, el programa aplica dicha fuerza en incrementos desde una magnitud de cero hasta la magnitud definida.

Para este tipo de análisis estático no-lineal en SAP2000 se puede usar cualquiera de las definiciones de carga disponibles (CSI Analysis Refence Manual, 2011). Es decir, mediante los modelos de carga (“Load Patterns”), cargas de aceleración (“Acceleration Loads”) o cargas modales (“Modal Loads”). En este estudio para este análisis se escogió aplicar la fuerza lateral en forma de aceleración, es decir mediante cargas de aceleración. Con este tipo de carga el programa calcula de forma automática las fuerzas para cada junta y elemento del sistema estructural en cada paso de la solución. Este tipo de carga es colocada de forma proporcional a la masa tributaria de cada junta. Para los pórticos seleccionados en este estudio todos los elementos de columna son iguales, y todas las vigas son iguales lo que provoca que la distribución de masas sea básicamente uniforme respecto a cada piso. Por lo tanto, se entiende que la distribución de fuerzas laterales es aproximadamente uniforme en la altura de la estructura.

Para verificar lo anterior se escoge comparar tres curvas de capacidad para el modelo M2 usando las dos metodologías disponibles y usando tres formas de aplicación de cargas diferentes. La descripción de cada curva se presenta a continuación y las mismas se ilustran en la Figura 3.10:

1. Curva de color azul: Se obtuvo mediante un análisis de empuje lateral usando la metodología de control en desplazamiento relativo (metodología usada en esta tesis) y la

carga se aplica en forma de aceleración. La junta de control se localiza en el piso superior, en su extrema derecha; según se indica en la Figura 3.3.

2. Curva de color rojo: Se obtuvo mediante un análisis de empuje lateral usando la metodología de control en fuerzas. Allí se usó un cortante basal de 400 kip y se distribuyó en la altura del pórtico de forma proporcional a la masa de cada piso, según se desglosa en la Tabla 3.12.
3. Curva de color verde: Esta curva se obtuvo con la metodología de control en fuerzas y el cortante basal asignado es igual a 400 kip. El mismo se distribuyó de forma triangular, de acuerdo a la sección 12.8 del ASCE7-10. El desglose de la distribución se muestra en la Tabla 3.13.

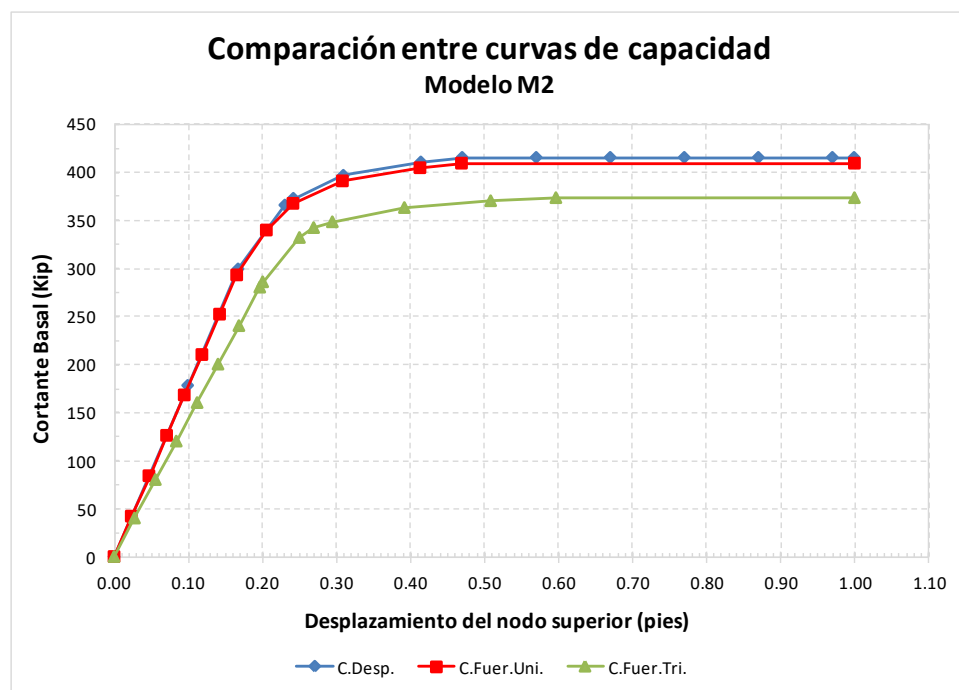


Figura 3.10: Comparación entre las curvas de capacidad del modelo M2 obtenidas de tres formas distintas

Tabla 3.12: Desglose de fuerza lateral de acuerdo a la masa tributaria de cada piso. $V = 400$ kip

Piso 1		Piso 2		Piso 3		Piso 4		Piso 5	
Junta	masa*	Junta	masa*	Junta	masa*	Junta	masa*	Junta	masa*
2	1.21	3	1.19	4	1.19	5	1.19	6	1.08
8	2.18	9	2.16	10	2.16	11	2.16	12	2.05
14	2.18	15	2.16	16	2.16	17	2.16	18	2.05
20	2.18	21	2.16	22	2.16	23	2.16	24	2.05
26	1.21	27	1.19	28	1.19	29	1.19	30	1.08
Distribución del cortante basal por piso, V_i (kip)									
$m_1 =$	8.96	$m_2 =$	8.86	$M_3 =$	8.86	$m_4 =$	8.86	$m_5 =$	8.31
$\%m_1 =$	0.204	$\%m_2 =$	0.202	$\%m_3 =$	0.202	$\%m_4 =$	0.202	$\%m_5 =$	0.190
$V_1 =$	81.73	$V_2 =$	80.82	$V_3 =$	80.82	$V_4 =$	80.82	$V_5 =$	75.80

* En unidades de kip-segundos²/pies** m_i = masa total en el piso. $\%m_i$ = % en masa respecto al total. V_i = Fuerza lateral en el piso.**Tabla 3.13: Desglose de fuerza lateral según el ASCE7-10**

Peso total del pórtico en kip:	
W = 1413	
Cortante basal en kip:	
V = 400	
Fuerza Lateral Equivalente (kip) por piso según sec. 12.8 (ASCE7-10):	
Piso	V_i
1	27.87
2	53.76
3	80.95
4	108.82
5	128.58

De acuerdo a las curvas presentadas en la Figura 3.10 se valida que en la metodología de control de desplazamientos las fuerzas laterales tienen una distribución proporcional a la masa tributaria de cada piso, esto al usar la carga de aceleración automática de SAP2000. Ambas curvas, la obtenida mediante control de desplazamientos (en azul) y la correspondiente a control en fuerzas (en rojo) comparan muy bien. Al aplicar una distribución de carga en forma triangular se observa que la curva para este caso (en Verde) no se compara con las anteriores (Azul y Roja). Se entiende que el cambio en el centroide debido a la carga triangular ocasiona esa diferencia.

CAPÍTULO 4:

VALIDACIÓN DEL MÉTODO LINEAL EQUIVALENTE

En este capítulo se estudia la aplicabilidad del MLE empleando una metodología de análisis diferente respecto a la usada por Cruz-Gutiérrez (2016). En específico, la metodología de la presente investigación se enfoca en un análisis en dos dimensiones y el modelo matemático se basa en las propiedades de elementos de pórticos. En vez de considerar la gran cantidad de grados de libertad asociados a modelos de elementos finitos 3D, se considera un sistema estructural con un número reducido de grados de libertad, específicamente con cuatro grados de libertad dinámicos por elemento. Además, se investiga la aplicabilidad del factor de reducción propuesto por Cruz-Gutiérrez a un modelo estructural similar al del citado autor, pero condensado para que sea en dos dimensiones.

4.1 PERSPECTIVA DE ANÁLISIS

Para el estudio e implementación del MLE, Cruz-Gutiérrez realizó su investigación analizando un modelo de pórtico en tres dimensiones, el cual se construyó a partir de elementos sólidos. Estos elementos son tridimensionales cúbicos y tienen un total de ocho nodos. Cada nodo de estos elementos posee tres grados de libertad de translación, uno por cada dirección ortogonal x , y & z . A su vez, la inelasticidad del sistema se basó en la curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado de los elementos de viga y columna. Por la naturaleza de este tipo de análisis de elementos finitos 3D, el mencionado autor recomienda en su investigación que se corrobore la aplicación del MLE empleando una metodología menos rigurosa que se acerque más a la modelación usada en la práctica. Además recomendó que se use un programa de análisis distinto al de su investigación, la cual se basó en ANSYS.

Del mismo modo, éste concluye que el factor de reducción es el parámetro crítico que garantiza la aproximación no-lineal del MLE. No obstante, dicho parámetro se formula de forma dependiente al sismo. Esto conlleva a que para otros sistemas estructurales este factor posea una misma magnitud para cada intensidad sísmica considerada, lo cual muy probablemente sea incorrecto para ese sistema debido a la diferencia en la respuesta inherente del mismo.

Tomando como base lo anterior, un paso inicial considerado es reconstruir el modelo empleado por Cruz-Gutiérrez (2016) pero ahora desde la perspectiva de elementos de pórticos y considerando el sistema en dos dimensiones. En el sistema estructural modelado de esta nueva manera se considera la no-linealidad a partir de articulaciones plásticas, según descritas en el Capítulo 2. Con ello se investiga la aplicabilidad del método y el factor de reducción propuesto para el sistema original y para varios otros.

4.2 MODELO ESTRUCTURAL C16

Al modelo equivalente al utilizado por Cruz-Gutiérrez se le va a identificar en la presente investigación como C16. El mismo se ilustra en la Figura 4.1 y sus características se resumen en la Tabla 4.1.

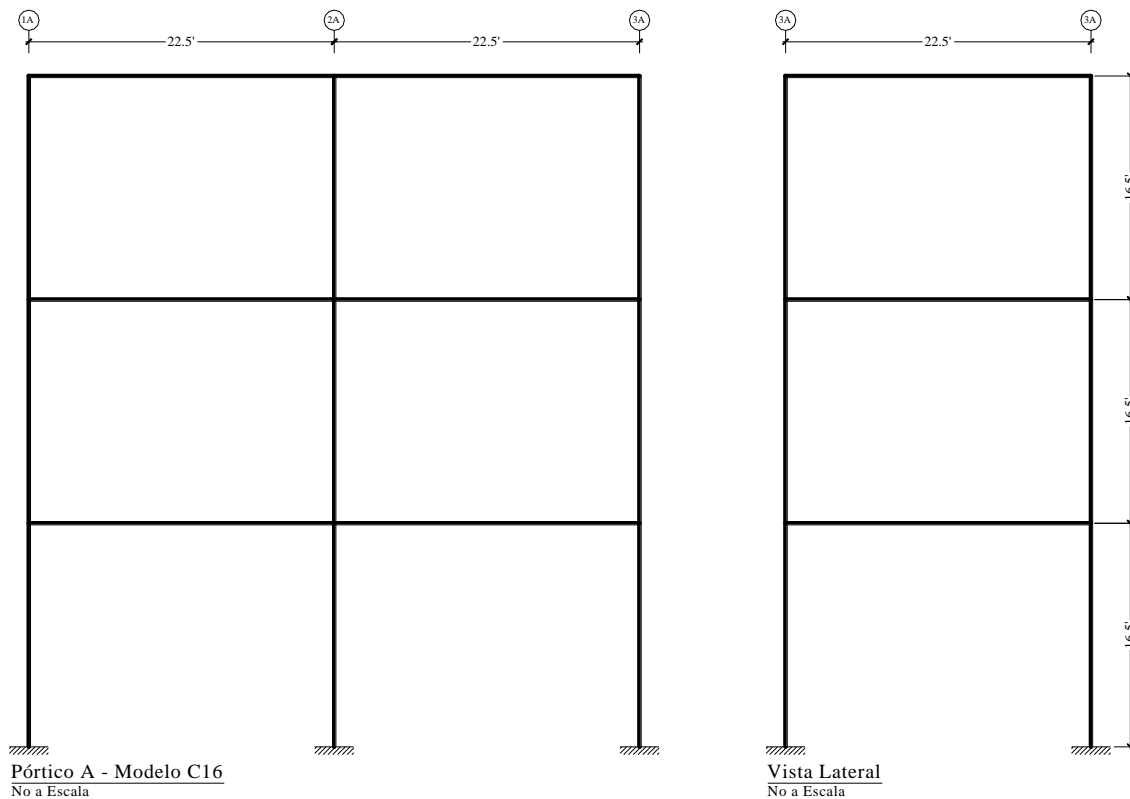


Figura 4.1: Pórtico A y vista lateral – Modelo C16

Tabla 4.1: Características y propiedades del modelo C16

Característica	Descripción
Concreto	$f'_c = 4000$ psi
Acero de refuerzo	$f_y = 60000$ psi
Peso unitario del concreto	150 kcf
Espesor de losa	9.625 pulgs.
Dimensiones de Viga y Columna	1x2 y 2.5x2.5 pies
Carga adicional en pisos 1, 2, y 3	30, 30 y 15 lb/pies ²

El detalle de refuerzo para los elementos de viga y columna se ilustra en la Figura 4.2. Este detalle se muestra según reportado y la información del acero transversal se reporta como la razón volumétrica del acero de confinamiento. Esta razón para el elemento de viga y columna tiene una magnitud de 0.013 y 0.015 respectivamente, utilizando acero #4. Con esta información se calcula un espaciamiento de aros de confinamiento de 5 pulgadas centro a centro para cada sección. Para el cómputo se consideró una configuración de aros similar a los modelos reportados en el Capítulo 3 y la expresión empleada se muestra en la fórmula (4-1).

$$\rho = \frac{\text{Volumen de acero de confinamiento}}{s \times (\text{Area de concreto confinado})} \quad (4-1)$$

donde “s” es el espaciamiento centro a centro del acero transversal.

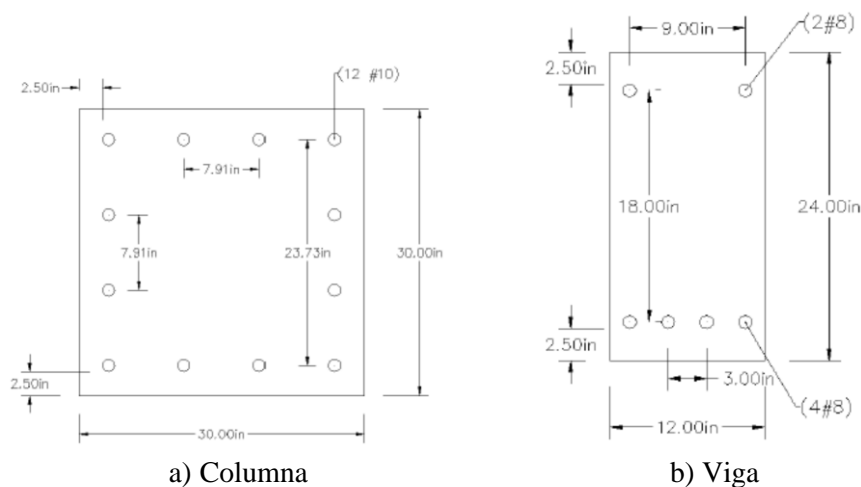


Figura 4.2: Detalle de acero de refuerzo del modelo C16 (Cruz, 2016)

4.2.1 MODELO C16 EN 2D

El primer paso para considerar es aislar el pórtico A del modelo en tres dimensiones; el mismo se ilustra en la vista en planta de la Figura 4.3. Con el propósito de mantener la equivalencia entre los modelos 3D y 2D las cargas uniformes sobre la losa se distribuyen como cargas tributarias. Debido a que cada uno de los paneles de losa es simétrico en planta, vale decir que la razón entre sus dimensiones es $L_2/L_1 = 1$, la distribución de cargas se hace de acuerdo a una losa en dos direcciones (“two-way slab system”). Lo anterior se ilustra en la Figura 4.3. Además de la zona tributaria indicada para la losa, se considera la aportación de las vigas perpendiculares al pórtico A. Esa aportación se toma como la mitad del ancho A-B y se tiene en cuenta como cargas puntuales en las columnas A1, A2 y A3. La Tabla 4.2 resume la magnitud de carga correspondiente al peso propio de la losa y las cargas muertas adicionales. La distribución resultante sobre las vigas A1-2 y A2-3 tiene una forma triangular.

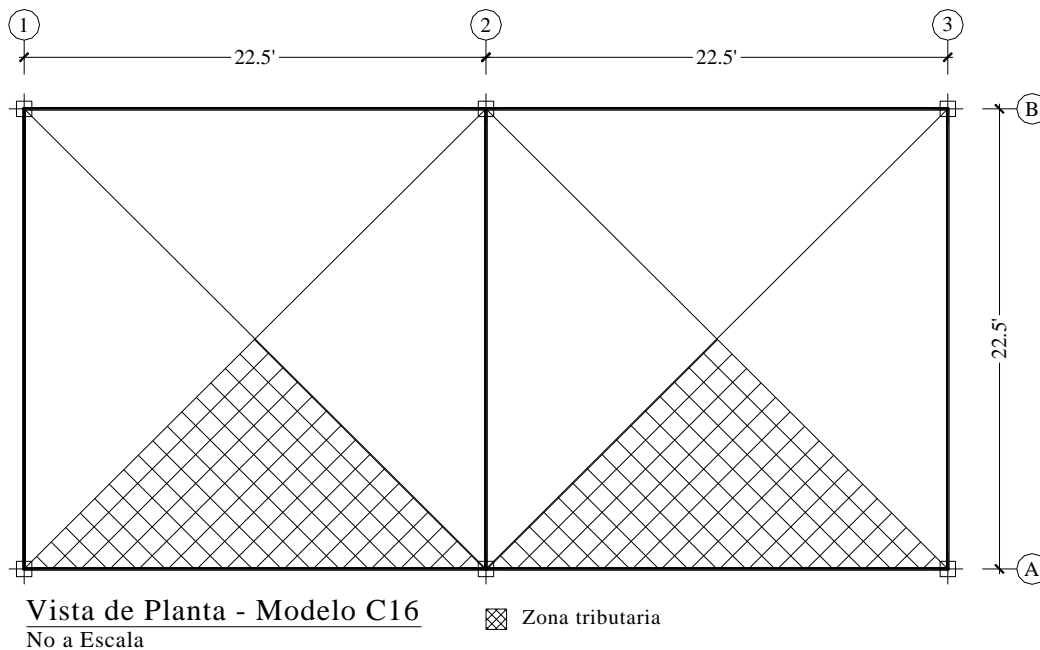


Figura 4.3: Distribución de cargas del modelo C16 en 2D

Tabla 4.2: Magnitud de la carga muerta linealmente distribuida, C16

Piso	W_i – Losa (kip/pies)	W_i - cargas adicionales (kip/pies)	Total (kip/pies)
1	$0.150 \times 0.8021' \times (20'/2) = 1.203$	$0.030 \times (20'/2) = 0.30$	1.503
2	1.203	0.30	1.503
3	1.203	0.15	1.353

Del mismo modo, la Tabla 4.3 resume las magnitudes de las cargas puntuales sobre las columnas mencionadas, en donde se toma como referencia la vista en planta. Los cálculos correspondientes se muestran a continuación y corresponden, respectivamente, al peso propio de la viga perpendicular al pórtico A, la contribución de la carga linealmente distribuida en el piso 1 y 2 y de igual forma para el piso 3.

$$P_v = (1' \times 2') \left(\frac{20'}{2} \right) (0.150) = 3.0 \times 10^3 \text{ lb}$$

$$P_{L12} = 0.5 \left(\frac{20'}{2} \right) (1.503) = 7.515 \times 10^3 \text{ lb}$$

$$P_{L3} = 0.5 \left(\frac{20'}{2} \right) (1.353) = 6.765 \times 10^3 \text{ lb}$$

Tabla 4.3: Cargas puntuales correspondientes a la contribución perpendicular, en C16

Pisos 1 y 2	
Nodo	Magnitud de la carga (kip)
A1 y A3	$3 + 7.52 = 10.52$
A2	$3 + 2(7.52) = 18.04$
Piso 3	
Nodo	Magnitud de la carga (kip)
A1 y A3	$3 + 6.77 = 9.77$
A2	$3 + 2(6.77) = 16.54$

4.2.2 COMPARACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL MODELO 3D Y 2D

Teniendo las magnitudes de la carga tributaria para el pórtico seleccionado, se comparan las propiedades dinámicas del modelo en 3D y el modelo C16. Debido a la dirección de análisis que se considera, esta comparación se hace usando los periodos naturales de los modos de vibración correspondientes al plano X-Z. Cuando se considera el modelo en 3D, los modos de vibración a comparar son el modo 2, 5 y 14, siendo estos los modos con mayor masa modal participante en la dirección X. Los resultados correspondientes se resumen en la Tabla 4.4. De la misma se puede comprobar que ambos modelos son equivalentes, considerando la similitud en propiedades dinámicas. El porcentaje de error entre los periodos naturales es de 3.4%, 0.5% y 2.8% respectivamente. Mientras que la suma de los tres factores de masa modal participante es 0.998 y 1.00 para el modelo 3D y 2D, respectivamente. Esta equivalencia se considera importante debido a que debe existir una similitud en la respuesta sísmica entre los modelos, dado que el modelo en 2D es uno aislado del modelo en 3D y no uno independiente.

Tabla 4.4: Propiedades dinámicas del modelo 3D y C16

Modelo 3D	Periodo (seg)	α_{xj}	Modelo 2D	Periodo (seg)	α_{xj}
Modo 2	0.5333	0.8123	Modo 1	0.5512	0.8010
Modo 5	0.1494	0.1428	Modo 2	0.1487	0.1519
Modo 14	0.0741	0.0421	Modo 3	0.0720	0.0471

4.3 EJECUCIÓN Y VALIDACIÓN DEL MÉTODO LINEAL EQUIVALENTE

Para la implementación del MLE se considera el modelo C16, el cual es un modelo en 2D equivalente al modelo original en 3D usado en el estudio de Cruz-Gutiérrez. Los resultados de salida del análisis son los correspondientes al desplazamiento relativo del nodo en el piso superior localizado a la extrema derecha tomando como referencia la vista frontal de la Figura 4.1, el momento y cortante en la columna A1 y el momento en la viga 1-2. Ambos elementos se ubican en el piso #1 y para su identificación se toma como referencia la vista en planta de la Figura 4.3. Además, para estos elementos la sección transversal de análisis es aquella en su extremo inicial, entiéndase en $L = 0$ respecto a su largo total. En términos de la ejecución del MLE, se usa en este análisis el factor de reducción RD reportado por Cruz-Gutiérrez (2016), que se muestra en la ecuación (1-8).

Respecto a la intensidad del sismo aplicado, se busca que tanto los elementos como el sistema global presenten una respuesta inelástica. Esta respuesta se mide mediante el concepto de ductilidad μ . Por tal razón, para cada sismo se usa un factor de escala con el cual solo se magnifica la intensidad del sismo y no su contenido de frecuencias. Este factor de escala se nombra como EQx. Además, en este análisis se incluyen las respuestas de los modelos M1 y M2 (según definidos en el Capítulo 3) utilizando la misma intensidad que para el sismo que se considera para el modelo C16. Esto se incluye para estudiar la aplicabilidad del factor RD en otros sistemas.

Los datos para los análisis considerados se presentan en la Tabla 4.5: allí se muestran para los tres modelos (C16, M1 y M2), el desplazamiento de fluencia (Δy), el nombre del sismo, el factor con el cual se amplificó cada registro sísmico y el factor de reducción basado en el trabajo de Cruz-Gutiérrez. Los resultados del análisis se resumen en la Tabla 4.6 y Tabla 4.7. En estas tablas cada dato, según numerado, corresponde al mismo caso de análisis.

Es importante mencionar que los resultados en términos de momento y cortante a ser comparados son los correspondientes a aquellos que poseen magnitud negativa. El autor del estudio considera que es importante comparar las magnitudes según su signo, en vez de comparar solo los máximos valores absolutos. Lo anterior evita que para cierto análisis se compare un resultado con magnitud negativa con otro de magnitud positiva por el hecho de haberlos considerado en su valor absoluto. Este caso es particularmente notable en los momentos asociados al elemento de columna.

Además, la ductilidad local del elemento se calcula a partir del resultado de fuerza que presente fluencia, y para este cómputo sí se considera el máximo absoluto. Por ejemplo, para el caso #3 la magnitud en momento negativo es menor que el momento de fluencia del elemento, pero no así su respuesta en momento positivo, considerando que el momento plástico para la columna del primer nivel del modelo C16 tiene una magnitud de 1142 kip-pies.

4.3.1 COMPARACIÓN INICIAL DE RESULTADOS ENTRE EL ANÁLISIS NO-LINEAL Y EL MLE

Para comparar los resultados de estos análisis se usa un porcentaje de error promedio para las fuerzas internas. Más específicamente, se calcula el porcentaje de error en las fuerzas internas respecto al caso no-lineal para cada elemento y cada tipo de fuerza, y luego se determina el

porcentaje promedio a partir de esos resultados. Para la comparación solo se consideran las fuerzas internas debido a que estas son el enfoque de la presente investigación, aunque también se muestran los resultados de desplazamientos relativos.

En cuanto al análisis ejecutado y de acuerdo a los resultados en la Tabla 4.7, puede observarse que los resultados de aproximación no-lineal del MLE no son satisfactorios para los casos considerados en dicha tabla, esto de acuerdo con el porcentaje de error calculado y a pesar de que el factor RD fue formulado para un sistema equivalente al modelo C16. Se observa que todas las diferencias porcentuales son mayores que 100%, es decir que los resultados del MLE tienen una magnitud que duplica o más, los resultados no-lineales. La misma tendencia de sobrestimación se observa para las ejecuciones consideradas en los casos 5, 6 y 7 (modelos M1 y M2). Es evidente entonces que el factor de reducción RD propuesto en la primera investigación (Cruz-Gutiérrez, 2016) no aplica a los conceptos de la presente tesis.

Aunque investigar la razón principal de la ineffectividad del RD aplicado a la metodología de esta investigación sobrepasa el objetivo y enfoque de la misma, puede argumentarse que el factor propuesto se limita a las condiciones de borde impuestas en el primer estudio. En otras palabras, ese factor solo aplica para el modelo tridimensional desarrollado. Sin embargo, y a pesar de los resultados aquí presentados, esto no le resta importancia a la comprobación realizada sobre la efectividad del MLE para aproximar resultados no-lineales en sistemas de pórticos de concreto reforzado.

Se entiende que el mismo procedimiento usado en la tesis de Cruz-Gutiérrez puede aplicarse para obtener un nuevo factor RD para los tres modelos usados aquí: C16, M1 y M2. Además y aprovechando el hecho sobre la determinación de los nuevos factores, puede estudiarse cómo este factor se relaciona con los parámetros de intensidad del sismo, las características del sistema estructural y con los conceptos relacionados a los muy usados espectros de respuesta sísmica.

Tabla 4.5: Datos para los análisis de corroboración

Caso	Modelo	Δy (pies)	Sismo	EQx	RD
1	C16	0.178	ImpValley	2.00	0.0741
2	C16	0.178	LomaPrieta	3.00	0.2642
3	C16	0.178	Managua	1.75	0.0299
4	C16	0.178	Parkfield	6.00	0.2243
5	M2	0.23	ImpValley	2.00	0.0741
6	M1	0.125	LomaPrieta	3.00	0.2642
7	M1	0.125	Managua	1.75	0.0299

Tabla 4.6: Resultados de corroboración - análisis no-lineal

Caso	Resultados No-lineales				Ductilidad Global μ_{Δ}	Ductilidad Local Columna	Ductilidad Local Viga
	Despl.	M-col *	V-col	M-viga			
	(pies)	(kip-pies)	(kip)	(kip-pies)			
1	0.380	-1142.10 / 1188.6	-59.89	-227.37	2.137	1.040	1.259
2	-0.350	-1140.37 / 1133.5	-59.44	-227.37	1.964	0.998	1.259
3	0.313	-930.06 / 1183.6	-66.93	-227.37	1.760	1.036	1.259
4	0.277	-1000.91 / 1187.1	-58.95	-227.37	1.557	1.039	1.259
5	0.487	-619.69	-88.53	-569.02	2.119	1.167	1.127
6	-0.305	-328.17	-43.00	-301.94	2.439	1.123	1.107
7	0.246	-329.34	-44.41	-301.94	1.969	1.127	1.107

* Momento negativo / Momento positivo.

Tabla 4.7: Resultados de corroboración - MLE

Dato	Resultados del MLE				% Error promedio en fuerzas
	Despl.	M-col	V-col	M-viga	
	(pies)	(kip-pies)	(kip)	(kip-pies)	
1	0.596	-2721.65	-174.67	-1141.40	243.99%
2	-0.435	-1756.59	-113.40	-745.33	124.20%
3	0.580	-2712.92	-180.38	-1117.45	250.89%
4	0.274	-1722.02	-120.09	-658.72	121.83%
5	1.085	-3265.27	-346.02	-1883.24	316.25%
6	-0.405	-844.03	-97.29	-655.34	133.49%
7	0.58	-1574.68	-180.09	-1070.23	312.71%

4.3.2 VERIFICACIÓN CONCEPTUAL DE LA DETERMINACIÓN DEL RD ÓPTIMO

El estudio llevado a cabo sobre la efectividad del factor de reducción calculado a partir de la ecuación (1-8) reveló que el mismo no contribuye a la obtención de resultados de aproximación no-lineal razonables cuando este se implementa en el proceso iterativo del MLE. Además, se comprueba que dicha ecuación no aplica a otros sistemas estructurales con variaciones en número de pisos, tramos y propiedades dinámicas. Por tal razón, en esta sección se emplea el procedimiento realizado en la primera investigación para verificar el concepto y determinar un factor de reducción óptimo. Para ello se relaciona gráficamente la relación del factor con los resultados del porcentaje de diferencia determinados respecto al análisis no-lineal. Esta relación se identifica como %Err vs RD.

Debe mencionarse que para este análisis se utiliza el modelo C16 con una modificación en el acero de refuerzo del elemento de viga. Según se muestra en la Figura 4.2, este elemento posee una cuantía de acero negativo que a juicio del autor no posee una capacidad nominal adecuada. La misma tiene una capacidad $M_n^{(-)}$ igual a 161 kip-pies. Esta capacidad se determinó a partir del concepto de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, según descrito en el código ACI 318-11, sección 10.2. La misma se comparó al considerar un análisis lineal, el espectro de diseño para la ciudad de San Juan, Puerto Rico, con tipo de suelo D y una reducción en la rigidez de los elementos estructurales. De ese análisis se determina un momento M_u de 302 kip-pies. La reducción en rigidez mencionada se adopta del criterio de análisis del FEMA 356 (2000) en su sección 6.4. Como consecuencia, la cuantía en acero negativo se iguala a la cuantía de acero positivo.

Para mostrar la determinación del factor de reducción óptimo basado en las curvas de %Err versus RD, se presentan a modo de ejemplo los resultados correspondientes al caso #1 mostrado en la Tabla 4.5. Estas curvas se ilustran en la Figura 4.4. Similarmente a los resultados reportados en la investigación de Cruz-Gutiérrez se observa en esta figura que para cada respuesta sísmica considerada existe un factor de reducción distinto. Al ser ponderados estos resultados se obtiene un nuevo RD igual a 0.95425, según se muestra en la Tabla 4.8. Puede observarse entonces que es particularmente notable la diferencia entre el factor de reducción $RD = 0.0741$ obtenido mediante la ecuación (1-8) y el nuevo RD.

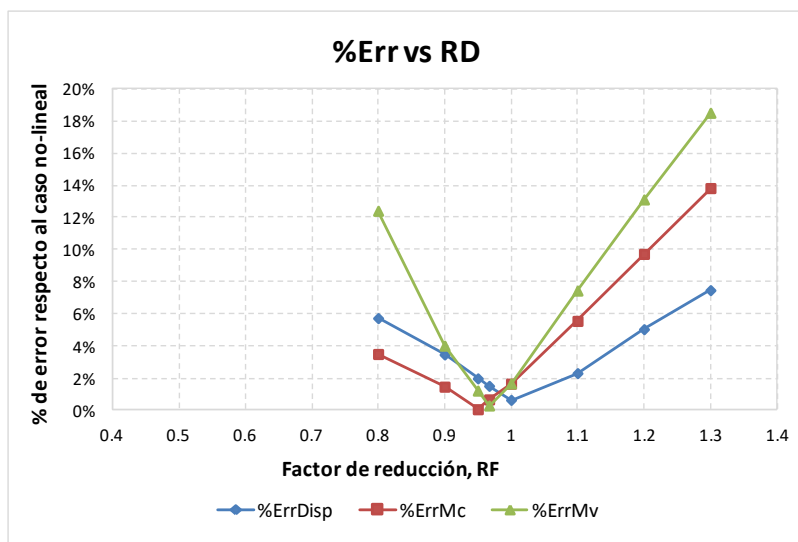


Figura 4.4: RD óptimo - modelo C16 – ImpValley @ EQx = 2

Tabla 4.8: Factor de reducción óptimo para el caso #1

Resultado de salida	Desp.	Mc	Vc	Mv
%Error mínimo	0.64%	0.06%	1.39%	0.29%
RD	1	0.95	0.8	0.967
% para la ponderación	0%	75%	0%	25%
RF ponderado	0.95425			

Los resultados que se obtienen aplicando nuevamente el MLE con el RD ponderado (0.95425) se muestran en la Tabla 4.9. En la misma puede apreciarse que la diferencia entre los resultados del caso #1, mostrados en la Tabla 4.7, y los de la nueva ejecución es significativa. Debe recordarse que para este caso los resultados no-lineales consideran la modificación mencionada en la capacidad del elemento de viga. Específicamente, de un 244% en diferencia al considerar el nuevo RD se obtiene ahora un porcentaje de error promedio de 2.30%.

Tabla 4.9: Resultados del MLE para el modelo C16 modificado usando un nuevo RD óptimo

Dato	Resultados no-lineales – ImpValley @ EQx = 2 (fila 5)				% Error promedio en fuerzas
	Resultados del MLE, RD = 0.95425 (fila 6)				
	Despl.	Mc	Vc	Mv	
	(pies)	(kip-pies)	(kip)	(kip-pies)	
1	0.393	-1191.58	-78.55	-423.69	2.30%
	0.401	-1189.16	-74.08	-427.89	

Debido a que se consiguió determinar un factor óptimo para el caso #1 mediante la relación gráfica que se mostró, se adopta este concepto para la determinación manual del factor óptimo para los otros casos que se pretenden estudiar. Los resultados se resumen en la Tabla 4.10. Similarmente al caso #1, los nuevos factores que se hallaron son considerablemente mayores a los RD correspondientes.

Además, como se esperaba se puede observar que un mismo sismo aplicado a diferentes sistemas estructurales conduce a distintos factores de reducción. Esto significa que ese factor, además de depender de los parámetros del sismo, también depende de alguna manera de la configuración estructural considerada. Por último, y en comparación con la primera investigación, un resultado notable es que ahora se obtienen factores óptimos mayores a 1. Esto ocurrió al estudiar otras configuraciones de pórticos, como los casos 5, 6 y 7 que se muestran en la Tabla 4-10. Como consecuencia de ello, a este factor de reducción en la presente tesis se le designa como “factor de modificación” (abreviado como FM).

Tabla 4.10: Comparación entre el RD y el FM óptimo obtenido manualmente

Caso	Modelo	Δy (pies)	Sismo	EQx	RD ^b	FM ^c
1	C16 ^a	0.229	ImpValley	2.00	0.0741	0.95425
2	C16 ^a	0.229	LomaPrieta	3.00	0.2642	0.82500
3	C16 ^a	0.229	Managua	1.75	0.0299	0.88875
4	C16 ^a	0.229	Parkfield	6.00	0.2243	0.82234
5	M2	0.230	ImpValley	2.00	0.0741	1.37500
6	M1	0.125	LomaPrieta	3.00	0.2642	1.50000
7	M1	0.125	Managua	1.75	0.0299	1.67500
a: Modelo con modificación en elemento de viga. b: Calculado mediante la ecuación 1-8. c: Factor ponderado según curvas de %Err vs FM manual.						

4.4 INTERPRETACIÓN E IMPORTANCIA DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN

Se sabe que el factor de reducción (R_y) usado para el cálculo de la respuesta de depósitos de suelos estratificados con el MLE comúnmente se escoge igual a 0.65. Debido a que en la presente aplicación del MLE se encontró que ese factor, ahora llamado de modificación FM, puede ser mayor que 1, es razonable argumentar que son las características propias de las estructuras de hormigón reforzado las que causan estas diferencias. Estas particularidades podrían ser el nivel de confinamiento del concreto y la forma en cómo se modela el material y el sistema estructural. A continuación se trata de establecer una comparación entre el MLE aplicado

a suelos y según se aplica en esta tesis, con el propósito de relacionar la magnitud de $FM > 1$ con la respuesta estructural observada de los sistemas de pórticos aquí estudiados.

En esencia, el factor de reducción R_γ está definido por la razón de la deformación angular efectiva y la deformación angular máxima (ProShake, 2017). Esa razón se define en la expresión (4-2).

$$R_\gamma = \frac{\gamma_{eff}}{\gamma_{max}} \quad (4-2)$$

Cuando se aplica el método al caso original, vale decir a Dinámica de Suelos, con la deformación angular efectiva (o sea la máxima deformación transitoria reducida por el factor $R_\gamma = 0.65$) se calcula un módulo de corte secante $G_{secante}$ y una razón de amortiguamiento equivalente ξ_{equiv} usando unas llamadas “curvas de degradación”. Estas curvas usualmente se obtienen de ensayos experimentales para distintos tipos de suelo. En la práctica muchas veces estos tipos de suelo se reducen solo a dos (arcillas y arenas). Para verificar la convergencia se suelen comparar los módulos de corte y las razones de amortiguamiento en dos pasos consecutivos del proceso iterativo. Generalmente se comparan ambos parámetros porque muchas veces las curvas de degradación $G_{secante}$ vs γ y ξ_{equiv} vs γ no se obtienen de una misma curva τ versus γ (por ejemplo, porque se obtuvieron experimentalmente de dos ensayos distintos).

La implementación del MLE en esta tesis es un poco diferente en comparación a Dinámica de Suelos. Aquí se hace una sola comparación para verificar la convergencia: para esto se usan los esfuerzos normales efectivos, los cuales son los esfuerzos máximos ($\sigma_{max} = S11$) obtenidos de la variación en el tiempo provista por SAP2000 multiplicados por el factor de modificación FM. Estos se comparan con los esfuerzos normales obtenidos de la curva no-lineal $\sigma = f(\varepsilon_{efec})$ pero del paso previo de iteración (según explicado en el Capítulo 2). Además, con esta curva de σ se definen las propiedades equivalentes (o curvas de degradación) de $E_{secante}$ y ξ_{equiv} de acuerdo con las ecuaciones (2-1) y (2-2), ambas en función de ε_{efec} . Por lo tanto, a partir de esa deformación unitaria efectiva descrita por la ecuación (2-3) se calculan las magnitudes de σ , $E_{secante}$ y ξ_{equiv} para cada paso del proceso iterativo del modelo lineal equivalente. En base a lo anterior, la ecuación (4-2) también se puede expresar en términos de esfuerzos normales como:

$$FM = \frac{\sigma_{efec}}{\sigma_{max}} \quad (4-3)$$

Por consiguiente, si el esfuerzo máximo resulta menor al esfuerzo efectivo obtenido de la curva $\sigma = f(\epsilon_{efec})$, evidentemente el factor óptimo resulta mayor que 1. Como ejemplo de esta discusión, se presentan los resultados para el elemento de columna del modelo M1 en la Tabla 4.11. En esta tabla puede apreciarse que a partir de la segunda iteración el esfuerzo S11 (usando la notación de SAP2000) resulta menor que σ_{efec} . Como resultado de ello, el FM local (porque FM pertenece únicamente a la columna) para este caso converge a una magnitud de 1.29 a partir de la segunda iteración (en la primera no es así porque se supuso un valor inicial arbitrario para ϵ_{efec}). Al comparar los resultados de las fuerzas internas para este caso y elemento, se tiene que para el análisis no-lineal el momento resultante es $M_c^{(NL)} = -328.71$, mientras que el correspondiente al MLE es $M_c^{(MLE)} = -328.60$ (este resulta de la última iteración ejecutada), ambos en unidades de kip-pies. Esta comparación también se puede observar en la Figura 4.5.

Tabla 4.11: Ejecución del MLE para el elemento de columna. Modelo M1 – ImpValley @ EQx = 1

Iteración	ϵ_{efec} (pies/pies)	ξ_{equiv}	E_{sec} (kip/pies ²)	σ_{efec} (kip/pies ²)	$S11 = \sigma_{max}$ (kip/pies ²)	RF*S11	%Dif
1	0.001000 ^a	0.0523	398742.04	398.74	584.50	754.01	89.10%
2	0.001891	0.1019	325727.77	615.94	466.28	601.51	2.34%
3	0.001847	0.0994	328963.63	607.48	470.45	606.88	0.10%
4	0.001845						

a: Deformación unitaria inicial asumida.

A modo de comparación, se presenta el mismo caso de análisis en la Tabla 4.12 utilizando un FM local igual a 0.65. En la misma puede observarse que para cada iteración el esfuerzo máximo S11 es mayor que cada esfuerzo σ_{efec} por iteración. Con este ejemplo se muestra que el método converge a una solución, si bien insatisfactoria respecto al resultado del FM óptimo, según se muestra en la Figura 4.5.

Tabla 4.12: Ejecución del MLE para el elemento de columna. Modelo M1 – FM = 0.65

Iteración	ϵ_{efec} (pies/pies)	ξ_{equiv}	E_{sec} (10 ³ lb/ft ²)	σ_{efec} (10 ³ lb/ft ²)	$S11 = \sigma_{max}$ (10 ³ lb/ft ²)	RF*S11	%Dif
1	0.001000	0.0523	398742.04	398.74	584.50	379.93	4.72%
2	0.000953	0.0497	403108.15	384.09	620.38	403.25	4.99%
3	0.001000	0.0523	398709.82	398.85	616.41	400.67	0.46%
4	0.001005						

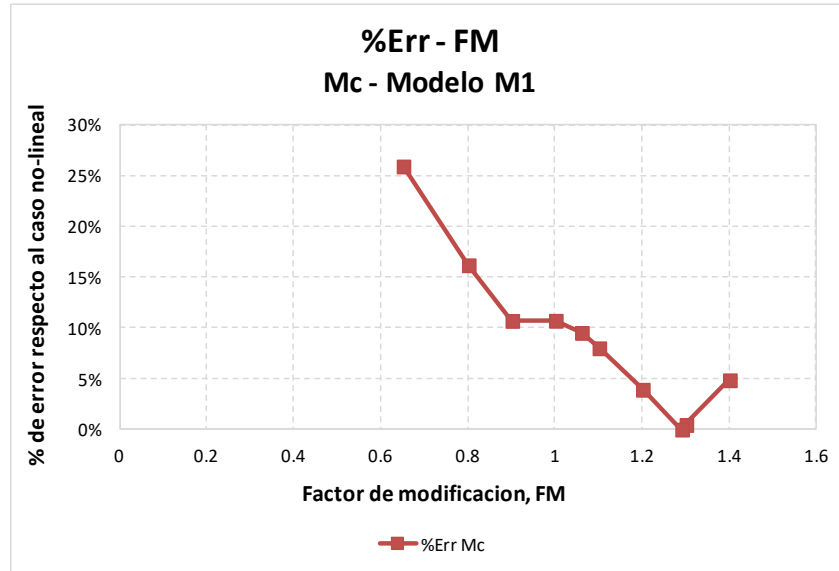


Figura 4.5: Relación %Err y FM para la columna del modelo M1

De este análisis puede inferirse entonces que el uso de un FM óptimo en la ejecución del MLE garantiza que el esfuerzo máximo S11 se aproxime en cada iteración al esfuerzo máximo que se desarrolla al considerar un análisis no-lineal. De igual forma, un FM óptimo garantiza la aproximación de las fuerzas internas. Si se considera el análisis no-lineal para el ejemplo desarrollado del modelo M1, el esfuerzo máximo absoluto tiene una magnitud de 468.56 kip/pies². Precisamente a esa magnitud de esfuerzo es que tiende a converger el MLE al considerar el FM óptimo, según se muestra en la Tabla 4.11.

Es además interesante observar que al utilizar un FM óptimo los esfuerzos normales (σ_{efec}) en cada iteración tienen una magnitud que se localiza más allá de la zona lineal en la curva de esfuerzo-deformación del elemento que se considera, según se muestra en la Figura 4.6. En la misma puede apreciarse que para el FM óptimo de 1.29, en comparación al FM de 0.65, el respectivo esfuerzo se localiza en una zona de mayor cambio en pendiente, vale decir en una zona no-lineal.

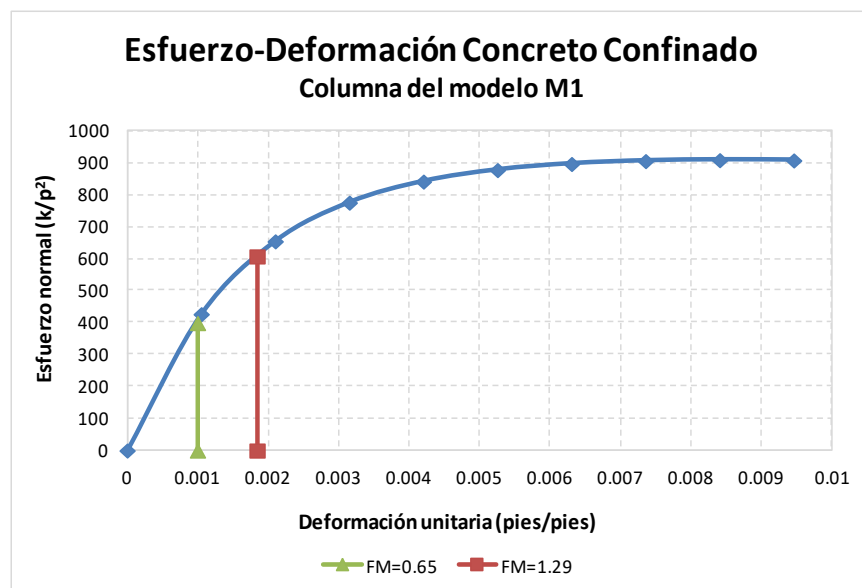


Figura 4.6: Comparación de esfuerzos σ con el FM óptimo

Por otro lado, puede argumentarse que puede existir alguna relación directa entre el nivel de degradación del elemento estructural y el factor de modificación óptimo. Como muestra de ello, se presentan los resultados del factor de modificación para la columna del pórtico M1 en la Tabla 4.13 y los mismos se ilustran en la curva de E_{sec} versus ε en la Figura 4.7. Tomando como referencia la figura, puede observarse que, a mayor degradación del elemento, resulta mayor el factor de modificación del elemento considerado. Sin embargo, si bien esta relación se observó en los resultados obtenidos, la misma no fue estudiada en detalle de modo que puedan explicarse las magnitudes del factor de modificación.

Tabla 4.13: Resultados de FM local y MLE para la columna del modelo M1

Sismo	EQx	μ_{Δ}	FM _{Local}	FM _{Ponderado}	ε (pies/pies)	σ_{efec} (ksf)	$\sigma_{max-MLE}$ (ksf)	E_{sec} (ksf)
LomaPrieta	1.0	1.028	0.600	0.5390	0.000628	273.09	451.75	434620.9
ImpValley	1.0	1.368	1.290	1.2325	0.001847	607.48	470.45	328963.6
Managua	1.75	1.969	1.700	1.6750	0.003553	813.21	475.233	228911.3

ksf = kip/pies²

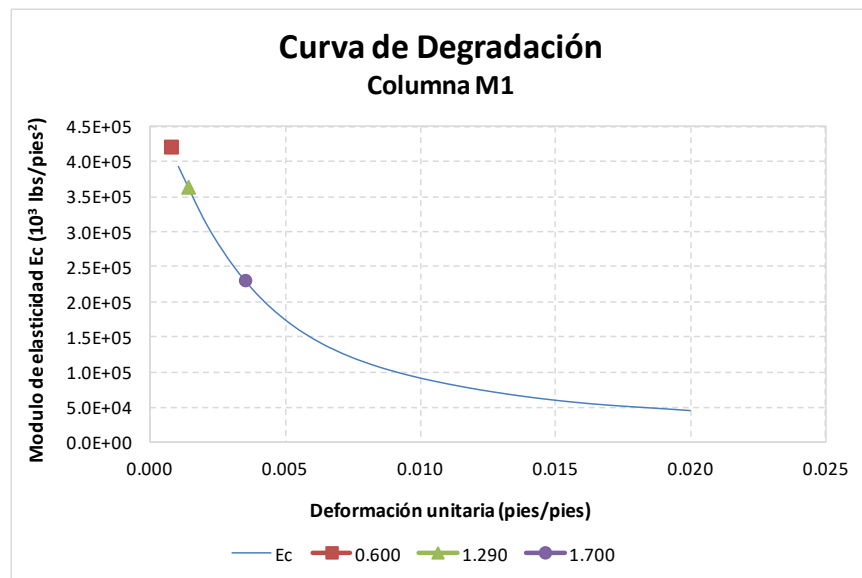


Figura 4.7: Relación entre el FM y la degradación del módulo elástico del elemento

CAPÍTULO 5: FACTOR DE MODIFICACIÓN Y RESULTADOS DEL MÉTODO LINEAL EQUIVALENTE

En este capítulo se propone una manera de definir el factor de modificación y se estudia la aplicación del Método Lineal Equivalente a una serie de pórticos de concreto reforzado. Estos sistemas fueron descritos en el Capítulo 3. El propósito es determinar la efectividad del método por medio del análisis de estas estructuras, las cuales se diferencian en su configuración y por lo tanto en sus propiedades dinámicas. Se investiga luego el rango de ductilidad global en el cual los resultados obtenidos usando el FM propuesto en el MLE son satisfactorios.

5.1 DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN

Conforme a los resultados presentados en el Capítulo 4, el concepto para la determinación del factor de modificación mediante el uso de las curvas de %Err vs FM aplica a la metodología aquí empleada. El mismo es un proceso manual, con el cual se obtiene un FM óptimo ponderado. Sin embargo, es muy deseable obtener dicho factor mediante alguna expresión que relacione las variables independientes de forma satisfactoria. Estas variables son las pertinentes al sismo y al sistema estructural.

Se comienza estudiando la relación entre los parámetros del sismo y el FM ponderado para diferentes casos. Estos parámetros son: 1) Máxima aceleración del suelo (PGA, por sus siglas en inglés), 2) Intensidad Arias (AI) y 3) Velocidad absoluta acumulada (CAV). Estos tres parámetros se escogen debido a que representan una medida de intensidad sísmica y a su vez se relacionan al nivel de daño de una estructura ante un evento sísmico. Estos parámetros se describen respectivamente mediante las ecuaciones (5-1), (5-2) y (5-3), donde $a(t)$ representa un registro sísmico de aceleración y t_f es la duración de dicho registro.

$$PGA = \max|a(t)| \rightarrow [\%g] \quad (5-1)$$

$$AI = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} [a(t)]^2 dt \rightarrow [\%g \cdot \text{seg.}] \quad (5-2)$$

$$CAV = \int_0^{t_f} |a(t)| dt \rightarrow [\%g \cdot seg.] \quad (5-3)$$

Los resultados para el FM óptimo (obtenido ponderando los factores de modificación locales para los momentos de la viga y columna) se presentan en la Tabla 5.1. Allí se muestra, entre otros, el modelo utilizado, el sismo y los valores calculados para los parámetros de intensidad seleccionados. Como se mencionó en el Capítulo 4, es evidente que hay diferencias significativas entre los FM para los distintos casos, además de que el FM para algunos de estos resulta mayor que 1.

Tabla 5.1: Casos de análisis para la determinación del FM mediante fórmula

Caso	Tipo de Espectro	Sismo	EQx	Modelo	PGA (pies/seg ²)	AI (pies/seg)	CAV (pies/seg)	Sa (% g)	FM óptimo
1	Rico	ImpValley	2.00	C16	18.083	20.432	87.401	1.4691	0.9542
2	Rico	HectorMine	18.0	C16	25.315	56.371	181.327	1.9007	1.1555
3	Rico	Managua	1.35	C16	16.164	9.399	46.142	0.84405	0.8001
4	Rico	ImpValley	1.00	C16	9.042	5.108	43.701	0.73454	0.1623
5	Rico	ImpValley	1.00	M2	9.042	5.108	43.701	0.49036	0.9913
6	Rico	ImpValley	1.00	M1	9.042	5.108	43.701	0.73454	1.2325
7	Rico	ImpValley	0.55	M1	4.9727	1.5452	24.0354	0.40400	0.4024
8	Rico	Managua	1.00	M1	11.9731	5.1571	34.1789	0.62522	1.4088
9	Moderado	LomaPrieta	3.00	C16	40.116	31.446	65.459	1.2057	0.8250
10	Moderado	Parkfield	8.50	C16	74.648	72.712	89.744	1.4449	0.8790
11	Moderado	LomaPrieta	1.00	M1	13.372	3.494	21.820	0.4019	0.5370
12	Moderado	LomaPrieta	2.00	M1	26.744	13.976	43.639	0.8038	1.3100
13	Moderado	Parkfield	3.00	M1	26.347	9.058	31.674	0.50997	0.6440
14	Moderado	LomaPrieta	2.00	M2	26.744	13.976	43.639	0.33156	0.3970
15	Moderado	Parkfield	3.75	M2	32.933	14.153	39.593	0.41077	1.4040

Cuando se correlacionan los parámetros del sismo con los FM determinados manualmente se observa la relación ilustrada en los gráficos de la Figura 5.1. En esta figura puede apreciarse que la relación entre estos parámetros y el FM tiene una gran variabilidad. Si estos se trataran de relacionar mediante una expresión lineal no se obtendrían resultados satisfactorios: esto lo indica el parámetro estadístico R^2 , el cual para ningún caso tiene una magnitud adecuada. Por lo tanto, no parece haber ninguna dependencia directa entre los parámetros de intensidad estudiados y el FM óptimo.

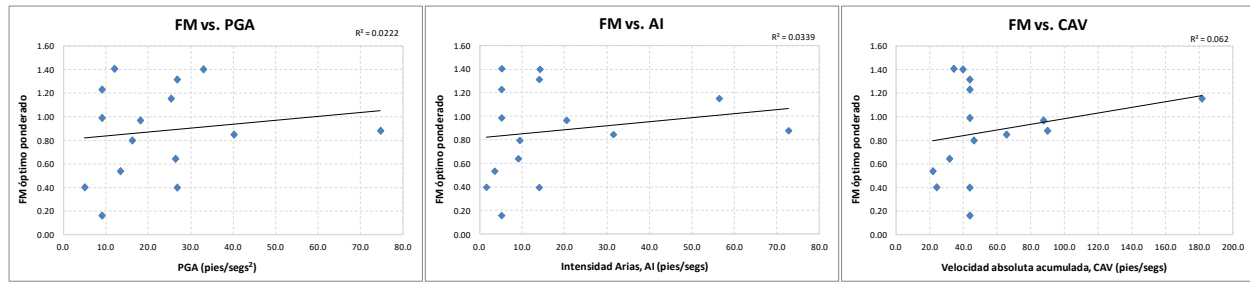


Figura 5.1: Relación entre el FM óptimo ponderado y los parámetros del sismo: PGA, AI y CAV

Además de los tres parámetros del sismo, se incluye en este análisis el concepto del espectro de respuesta, en específico el espectro de pseudo aceleraciones (S_a). Fundamentalmente el espectro de respuesta relaciona la respuesta máxima que experimenta una estructura sometida a un determinado registro sísmico con su periodo natural. El concepto se basa en representar la estructura como un sistema de un grado de libertad con un cierto nivel de amortiguamiento. Como en este estudio los sistemas considerados son de múltiples grados de libertad, el periodo natural que se usa es el fundamental (i.e., el que gobierna la respuesta), que en estos casos es el del primer modo.

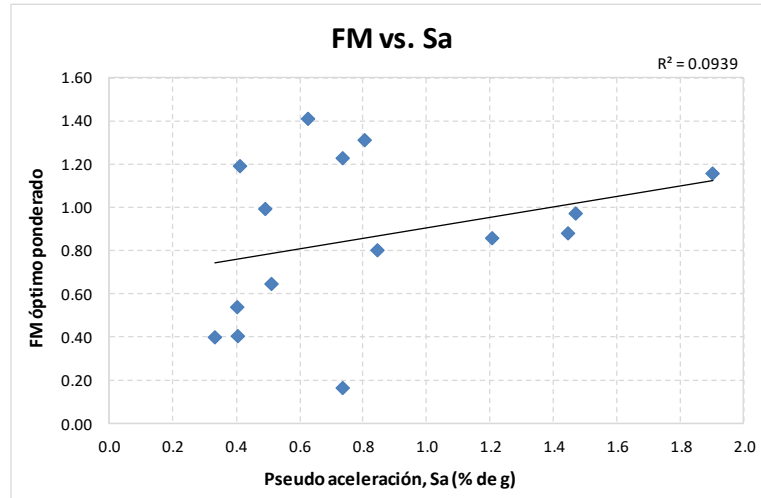


Figura 5.2: Relación entre el FM óptimo ponderado y la pseudo-aceleración del pórtico considerado

Las magnitudes de las pseudo aceleraciones asociadas al periodo fundamental del pórtico se presentan en la Tabla 5.1, mientras que en la Figura 5.2 se presenta la relación entre este parámetro con los FM determinados. De manera similar a como ocurrió con los tres parámetros del sismo, la relación ilustrada en dicha figura presenta una variabilidad considerable. Por lo

tanto, esta correlación no conduce a una función matemática con la cual se pueda calcular el FM en función de S_a .

5.1.1 RELACIÓN ENTRE FM, PGA, AI, CAV Y S_a

Debido a la falta de correlación entre el FM ponderado y los parámetros que describen al sismo, como también con la respuesta máxima del sistema (dada por S_a), se estudiaron combinaciones de estos con el propósito de hallar alguna expresión que los relacione de la manera más efectiva posible. Estas combinaciones se realizaron mediante prueba y error usando las herramientas disponibles en MS Excel. Entre las combinaciones estudiadas se estudió la lineal considerada en la ecuación (1-8) con la diferencia de que se incluyó el S_a . Usando dicha expresión los resultados obtenidos fueron insatisfactorios, puesto que se encontró la misma falta de tendencia ya observada. En otras palabras, los FM que se calcularon con dicha expresión no fueron óptimos para otros casos que no se utilizaron como datos en la regresión. Además, se consideraron varias otras combinaciones de los cuatro parámetros (por ejemplo, multiplicando dos parámetros o eliminando uno de ellos, etc.), pero los resultados obtenidos fueron inadecuados.

A base de los resultados de las pruebas iniciales descritas, a las combinaciones que se estudiaron posteriormente se les requirió que tuvieran dimensiones consistentes. Es decir, se desea que cada uno de los términos que forman la expresión que define a FM tengan las mismas dimensiones. Examinando los parámetros seleccionados puede concluirse que la velocidad puede considerarse como esa unidad en común. Por lo tanto, los parámetros que representan una aceleración fueron multiplicados por el periodo fundamental de la estructura, de modo que la unidad resultante fuese de velocidad. Cabe señalar que ese producto de aceleración y periodo no representa alguna medida de intensidad o respuesta sísmica, únicamente es una combinación que relaciona al sismo y a la estructura bajo análisis.

No obstante, cuando se combinaron los parámetros con unidad común mediante una regresión lineal de múltiples variables como la que se muestra en la ecuación (5-4), la misma no produjo los resultados esperados.

$$FM_{reg} = 0.0230PGA \times T - 0.0229AI + 0.0003CAV + 0.0583S_a \times g \times T \quad (5-4)$$

Estos FM_{reg} determinados a partir de la regresión (5-4) se ilustran en la Figura 5.3, junto a los FM ponderados que producen los resultados óptimos. Si las diferencias entre los FM de la regresión y los FM ponderados fuesen pequeñas la relación entre los dos grupos de FM tendría la forma aproximada de una recta $y = x$. Evidentemente, este no es el caso.

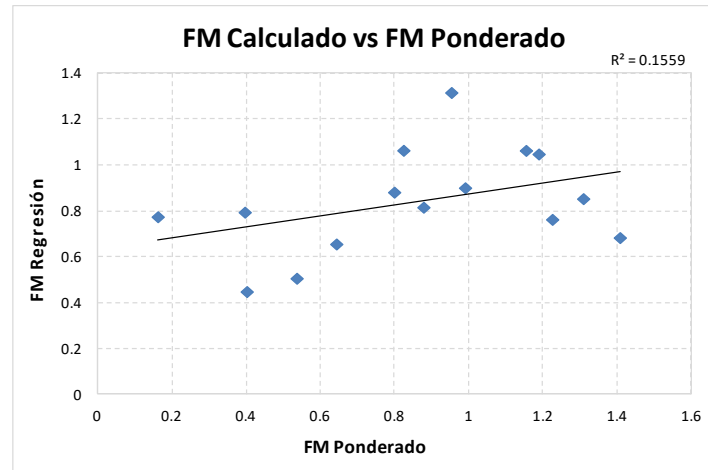


Figura 5.3: Relación entre el FM de la regresión y el FM óptimo ponderado

Además, en la Figura 5.4 se presentan dos conjuntos de datos: los rombos de color azul son los FM óptimos y se presentan como función de los cuatro parámetros individuales que aparecen en la regresión (5-4). Los rombos de color terracota son los FM obtenidos de la regresión citada y se muestran como función de los mismos parámetros individuales. En un caso favorable los dos conjuntos de datos estarían casi superpuestos, lo que evidentemente no ocurre y confirma que el método propuesto no conduce a los resultados esperados.

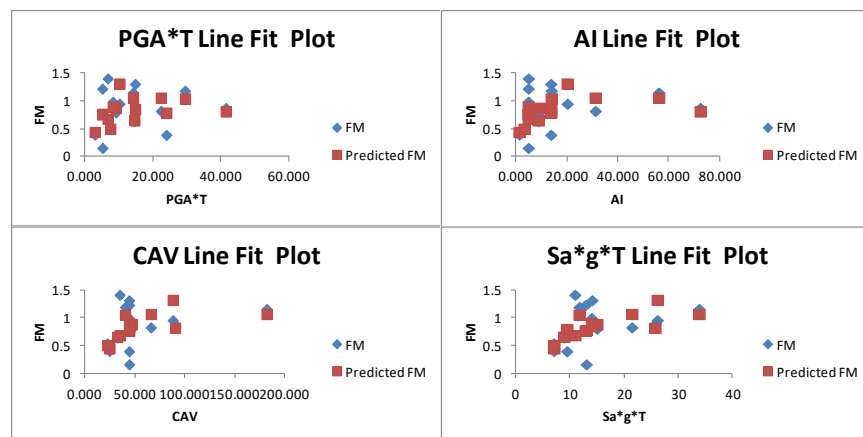


Figura 5.4: Combinación de parámetros respecto al FM ponderado y calculado

De acuerdo con lo anterior e incluyendo lo mencionado en el Capítulo 4, es evidente lo variable que resulta el FM al considerar diferentes casos de análisis. El FM resultó ser un parámetro muy sensitivo cuando se aplica en el MLE para calcular la respuesta sísmica de pórticos de concreto reforzado. Una diferencia considerable entre el factor óptimo y el calculado provoca que los resultados de la aproximación no-lineal resulten en errores inadmisibles. Por lo tanto, fue necesario continuar y expandir el estudio para hallar una expresión para el factor de modificación con la cual se pueda obtener una correlación aceptable entre los FM óptimos y los parámetros mostrados anteriormente. Una vez que se obtenga una relación aceptable se examinarán en este capítulo los rangos de ductilidad para los cuales el MLE puede considerarse efectivo.

5.1.2 RELACIÓN LINEAL ENTRE LOS PARÁMETROS DEL SISMO Y LA ESTRUCTURA

Continuando con el estudio de prueba y error entre la relación de los parámetros del sismo y los pertinentes al sistema estructural, se introdujo un nuevo parámetro denominado z el cual se muestra en la expresión (5-5). La idea principal detrás de este parámetro es relacionar en una sola cantidad la configuración global del sistema junto a alguna propiedad dinámica. En esta expresión T es el periodo fundamental del sistema en segundos, P se refiere al número de pisos y Tr al número de tramos.

$$z = \frac{T}{P \times Tr} \quad (5-5)$$

El parámetro z se usó en varias combinaciones con el objetivo de predecir los FM óptimos. A manera de ejemplo de los varios intentos que se hicieron se presenta una de ellas:

$$FM \times z \times PGA = a x + b \quad (5-6)$$

donde a y b son constantes a determinar del gráfico y la variable x es:

$$x = \left(\frac{1}{PGA \times T} + \frac{1}{AI} + \frac{1}{CAV} \right)^{-1} \quad (5-7)$$

Interesantemente, y como resultado de todas estas pruebas, cuando se grafica en las ordenadas el parámetro y versus la expresión x en abscisas, ambos definidos en la ecuación (5-8), se obtiene una relación aproximadamente lineal. La variable g en la expresión del parámetro x es

la constante gravitacional en unidades de pies/segundos², esto es debido a que en el presente análisis el *PGA* se utiliza en esas unidades y no en fracciones de *g*.

$$y = FM \times z \times PGA$$

$$x = \left[\frac{1}{PGA \times T} + \frac{1}{Sa \times T \times g} \right]^{-1} \quad (5-8)$$

La Figura 5.5 muestra *y*, o sea el triple producto en donde aparece *FM*, versus la suma inversa que define a *x* para los casos de análisis que se muestran en la Tabla 5.1. De esa figura, y basándose en el coeficiente estadístico $R^2 = 0.93$, se entiende que la relación lineal es satisfactoria. Debe mencionarse que para mejorar la relación se excluyeron los casos 5, 7 y 11. Por otro lado, esta relación mejora al separarse los casos por tipo de espectro. La Figura 5.6 muestra la relación lineal entre *x* y *y* cuando se usa un espectro de pseudo aceleraciones considerado como rico en periodos. La Figura 5.7 ilustra una relación similar cuando se considera un espectro con un contenido moderado de periodos. Puede apreciarse en ambas figuras que el coeficiente estadístico mejora sustancialmente.

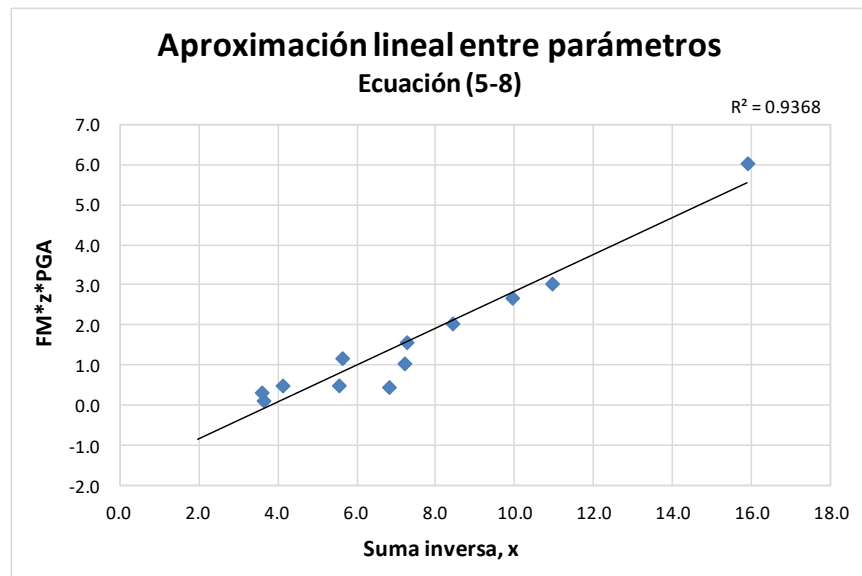


Figura 5.5: Relación entre los parámetros definidos en la ecuación (5-8)

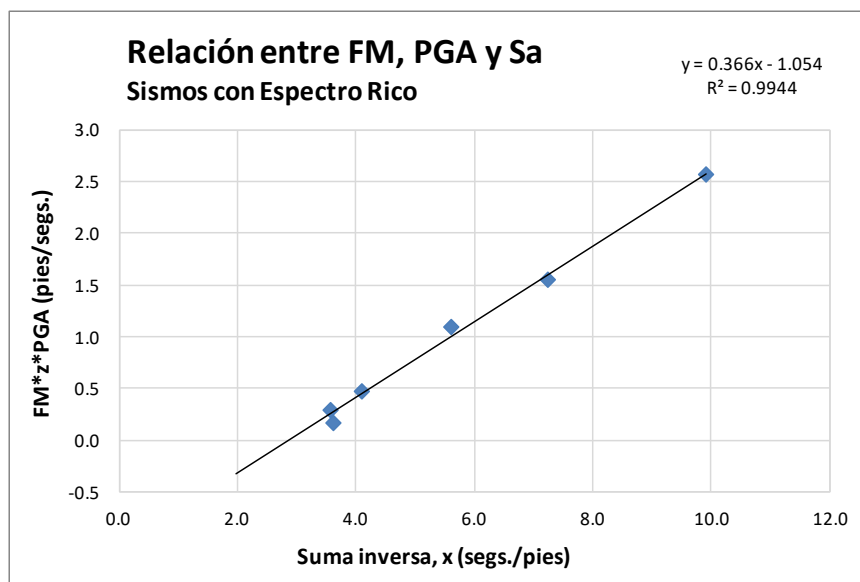


Figura 5.6: Relación entre los parámetros (x,y) para sismos con espectros ricos

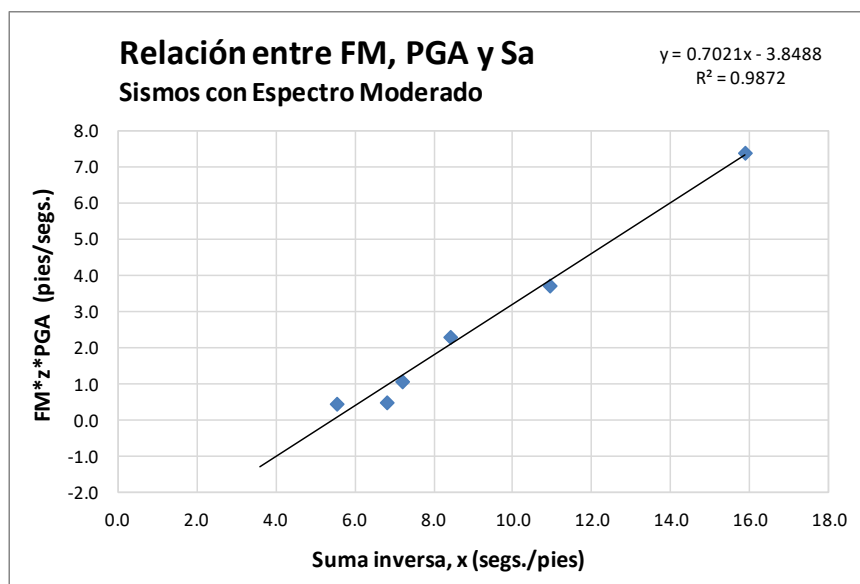


Figura 5.7: Relación entre los parámetros (x,y) para sismos con espectros moderados

Los ajustes lineales que se presentaron en las Figuras 5.6 y 5.7 se definen mediante las ecuaciones (5-9) y (5-10). En las mismas los sufijos “r” y “m” corresponden, respectivamente, a un sismo con espectro de pseudo-aceleraciones con contenido de frecuencias rico y moderado.

$$FM_r = (0.366x - 1.054)(z * PGA)^{-1} \quad (5-9)$$

$$FM_m = (0.702x - 3.849)(z * PGA)^{-1} \quad (5-10)$$

donde x es el parámetro de la suma inversa definido en la expresión (5-8) y z se muestra en la expresión (5-5).

A pesar de que las ecuaciones derivadas representan una buena correlación con el FM óptimo ponderado, estas no deben ser tomadas como las expresiones definitivas. Una muestra de ello son los casos excluidos, en donde no se obtiene una buena estimación del mismo. A consecuencia, se plantea la pregunta si una tercera ecuación ayudaría a estimar los factores FM que no son satisfactorios cuando se calculan con las ecuaciones (5-9) y (5-10). Para mantener cierta correlación con las ecuaciones citadas, se consideró la combinación de la inversa del PGA y Sa mediante una regresión lineal de múltiples variables. En esta ocasión ambos parámetros se usan en su forma fraccional respecto a la constante g .

A diferencia de las ecuaciones anteriores, las cuales se formularon considerando la magnitud del FM óptimo ponderado, esta nueva regresión considera aquel FM que produzca el menor porcentaje de error promedio en las fuerzas internas. Debe recordarse que el FM ponderado le da un mayor peso al FM local de la columna, por consiguiente y debido a la diferencia entre los FM locales de los elementos de viga y columna, el FM ponderado no siempre garantiza el menor porcentaje de error global. Esto se puede entender mejor con los gráficos que se muestran en la Figura 5.8. Allí se presenta la variación en el error del cortante y momento en la columna y del momento en la viga en función del FM. Además se incluye la curva (en color violeta) correspondiente al promedio de las tres curvas de error mencionadas de fuerzas internas. El caso considerado en esta figura corresponde al #6 en la Tabla 5.1. Para este caso, el FM de interés es el valor igual a 1.06, el cual provoca el error promedio mínimo. Nótese que en este ejemplo este valor de FM coincide con el que produce un mínimo error para el momento de la viga, no obstante esta condición puede variar para otros casos.

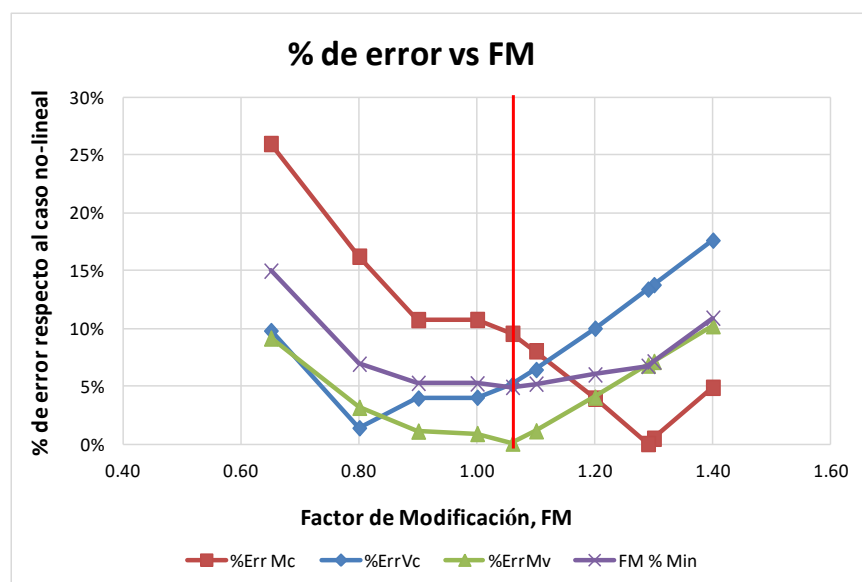


Figura 5.8: Variación del error en cortante y momentos y el error promedio como función de FM para el caso #6.

La Tabla 5.2 provee información adicional y en más detalle que la provista en la Figura 5.8. Las columnas 2 a 5 muestran los porcentos de error en el desplazamiento del nodo superior, el momento y cortante en la columna y el momento en la viga en función del FM. Puede observarse que el FM igual a 1.06 provoca un error promedio en las tres fuerzas internas de 4.93%, el cual es menor al error de 6.26% que provoca el FM ponderado (que es igual a 1.2325). Puede también apreciarse en la misma tabla (en las filas 11 y 12) la diferencia entre las fuerzas calculadas con el análisis lineal convencional en el tiempo y con el MLE con FM ponderado, ambos casos comparados con el análisis no-lineal. La diferencia en el error porcentual es considerable: el análisis lineal produce un error aproximadamente 11 veces mayor que el MLE.

Tabla 5.2: Variación de FM y porcentos de error respecto al caso no-lineal. Caso #6

Variación de FM	% de error en valor absoluto				Error promedio en fuerzas
	%Err Desp.	%Err Mc	%Err Vc	%Err Mv	
1.40	10.90%	4.89%	17.62%	10.23%	10.91%
1.29	12.22%	0.03%	13.39%	6.82%	6.75%
1.20	13.24%	3.96%	10.01%	4.05%	6.01%
1.10	14.33%	8.05%	6.43%	1.14%	5.21%
1.06	14.91%	9.57%	5.14%	0.07%	4.93%
1.00	15.62%	10.76%	4.03%	0.90%	5.23%
0.90	16.92%	10.75%	3.96%	1.11%	5.28%
0.80	17.86%	16.23%	1.39%	3.17%	6.93%

Continuación Tabla 5.2

Análisis lineal	11.25%	88.54%	60.81%	56.50%	68.61%
FM _{ponderado} = 1.2325	12.87%	2.55%	11.20%	5.03%	6.26%
	%Err Desp.	%Err Mc	%Err Vc	%Err Mv	
Error con FM local	10.90%	0.03%	1.39%	0.07%	
FM local	1.4	1.29	0.8	1.06	
% peso	0%	75%	0%	25%	
FM ponderado	1.2325				

A continuación se muestran en la Tabla 5.3 los FM que producen el porcentaje de error promedio mínimo (identificados como FM % Min) para los casos considerados, junto a los FM ponderados (los FM originales) a modo de comparación. Se aprecia que la variabilidad entre ambos factores no es significativa. Cuando se calcula el promedio de los 15 casos el resultado es similar, por lo tanto esto justifica la manera como se definió el FM ponderado (75% de peso al momento en la columna y 25% al de la viga).

Tabla 5.3: Factores de modificación que provocan un porcentaje de error mínimo

Caso	Tipo de Espectro	Sismo	EQx	Modelo	FM Ponderado	FM % Min
1	Rico	ImpValley	2.00	C16	0.9542	0.9500
2	Rico	HectorMine	18.0	C16	1.1555	1.1000
3	Rico	Managua	1.35	C16	0.8001	0.7340
4	Rico	ImpValley	1.00	C16	0.1623	0.2000
5	Rico	ImpValley	1.00	M2	0.9913	0.7550
6	Rico	ImpValley	1.00	M1	1.2325	1.0600
7	Rico	ImpValley	0.55	M1	0.4024	0.4115
8	Rico	Managua	1.00	M1	1.4088	1.3000
9	Moderado	LomaPrieta	3.00	C16	0.8250	1.000
10	Moderado	Parkfield	8.50	C16	0.8790	1.070
11	Moderado	LomaPrieta	1.00	M1	0.5370	0.600
12	Moderado	LomaPrieta	2.00	M1	1.3100	1.300
13	Moderado	Parkfield	3.00	M1	0.6440	0.547
14	Moderado	LomaPrieta	2.00	M2	0.3970	0.400
15	Moderado	Parkfield	3.75	M2	1.4040	1.557
Promedio =					0.8731	0.8643

Se recuerda que se propuso definir una tercera ecuación para determinar el FM a partir de un nuevo factor de modificación denominado como FM de % Min. Esta tercera ecuación, la cual se muestra en la expresión (5-11), se obtuvo mediante una regresión lineal de múltiples variables. En la misma PGA_g y Sa están en fracciones de g .

$$FM_n = 1.2486 - \frac{0.0926}{PGA_g} - \frac{0.1129}{Sa} \quad (5-11)$$

La relación entre el FM que provoca un error promedio porcentual mínimo y los determinados con la ecuación (5-11) para los casos considerados (Tabla 5.1) se ilustra en la Figura 5.9. Esta relación, aunque aparenta tener una correlación pobre, resultó ser adecuada para varios casos. Por ejemplo, para el caso #5 (que corresponde a un espectro rico) el FM calculado con la ecuación (5-9) es igual a 2.0380, mientras que el calculado con la ecuación de FM_n es igual a 0.6886. En comparación, este último FM tiene una menor diferencia con el FM de % mínimo (igual a 0.7550) determinado manualmente.

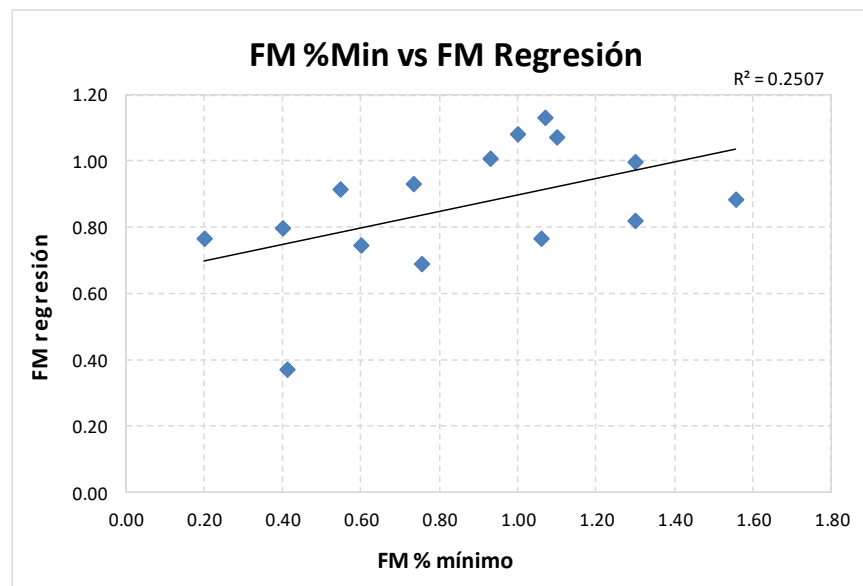


Figura 5.9: Relación entre el FM determinado mediante ecuación (5-11) y los FM con error mínimo

5.2 ECUACIONES Y CONDICIONES ADICIONALES PARA LA DETERMINACIÓN DE UN FM APROXIMADO

Como resultado de las diversas ejecuciones realizadas para el estudio del MLE, se halló que las ecuaciones (5-9), (5-10 y (5-11), si bien resultan aceptables para los casos de análisis que se consideran, tienden a sobrestimar el factor óptimo al considerar otros sismos y pórticos. También se observaron casos de FM con magnitud negativa cuando se consideraron los otros casos que se presentan luego en la Tabla 5.5. A consecuencia de ello y de acuerdo a la alta variabilidad observada cuando se estima este factor, se establecieron algunas condiciones de modo que puedan combinarse con el uso de las ecuaciones (5-9), (5-10) y (5-11).

Para ello se introduce el coeficiente r definido en la ecuación (5-12), donde Sa es la seudo aceleración correspondiente al periodo fundamental del pórtico considerado y Sa_{Max} es la seudo aceleración máxima del espectro. Con el mismo se intenta relacionar la respuesta del pórtico bajo estudio con el conjunto de respuestas que provoca el sismo utilizado. En otras palabras, se intenta ubicar porcentualmente la respuesta del pórtico dentro del espectro de seudo aceleraciones.

$$r = \frac{Sa}{Sa_{Max}} \quad (5-12)$$

Las respectivas magnitudes de r para los 15 casos considerados en este análisis se presentan en la Tabla 5.4. En la misma puede observarse que para cada tipo de espectro existe un cierto rango de valores de r . En específico, para sismos con un espectro rico se observa un rango de 0.50 a 0.90, mientras que para sismos con espectro moderado el rango es de 0.12 a 0.30. Sin embargo, y de acuerdo a los rangos observados, no debe entenderse que el valor del coeficiente r clasifica el tipo de espectro, sino que este último funge como una guía para la selección del conjunto de ecuaciones a utilizarse para la estimación del FM.

Considerando los rangos establecidos de r y los FM de % mínimo mostrados en la Tabla 5.3, se tiene que la ecuación (5-9) puede ser válida cuando:

$$0.50 < r < 0.90 \quad \text{y} \quad 0.20 < FM_r < 1.30$$

La ecuación (5-10), en principio, aplica cuando se cumple que:

$$0.12 < r < 0.30 \quad \text{y} \quad 0.40 < FM_m < 1.55$$

Tabla 5.4: Coeficiente r para los casos de análisis

Caso	Modelo	Tipo de Espectro	Sa (fracc. de g)	Sa_Max (fracc. de g)	r Ec. (5-9)
1	C16	Rico	1.4691	1.6780	0.8755
2	C16	Rico	1.9007	2.8980	0.6559
3	C16	Rico	0.8441	1.5270	0.5528
4	C16	Rico	0.7345	0.8388	0.8757
5	M2	Rico	0.4904	0.8388	0.5846
6	M1	Rico	0.7345	0.8388	0.8757
7	M1	Rico	0.4040	0.4613	0.8758
8	M1	Rico	0.6252	1.1310	0.5528
9	C16	Moderado	1.2057	3.9310	0.3067
10	C16	Moderado	1.4449	7.3840	0.1957
11	M1	Moderado	0.4019	1.3100	0.3068
12	M1	Moderado	0.8038	2.6210	0.3067
13	M1	Moderado	0.5100	2.6060	0.1957
14	M2	Moderado	0.3316	2.6210	0.1265
15	M2	Moderado	0.4108	3.2580	0.1261

Al estudiar la respuesta de casos distintos a los 15 originales (véase por ejemplo la Tabla 5.4), se observó que los FM aproximados permitieron obtener una respuesta razonablemente adecuada, pero no para todos los casos. Debido a ello, con el uso de las tres ecuaciones disponibles se desarrollaron las condiciones siguientes:

Para $0 < r < 0.25$:

1. Si $FM_m < 0$	Usar $FM = d FM_m + d FM_r $
2. Si $0.30 < FM_m < 1.5$	Usar $FM = FM_m$
3. Si $FM_m > 0$ y $FM_r < 2.25$	Usar $FM = 0.50*(FM_r + FM_n)$
4. Si $2.25 < FM_m < 3$ y $ FM_r > 2.25$	Usar $FM = 0.50*(d FM_m + d FM_r)$
5. De lo contrario	Usar $FM = 0.50*(FM_n + d FM_m)$

Capítulo 5

Para $0.25 < r < 0.5$:

1. Usar $FM = FM_n$

Para $0.5 < r < 1.0$:

1. Si $FM_r < 0$	Usar $FM = d FM_m + d FM_r $
2. Si $0.30 < FM_m < 1.25$	Usar $FM = FM_r$
3. Si $FM_r < 2.25$ y $FM_m > 0$	Usar $FM = 0.50*(FM_r + FM_n)$
4. Si $2.25 < FM_r < 3$ y $ FM_m > 2.25$	Usar $FM = 0.50*(d FM_m + d FM_r)$
5. De lo contrario	Usar $FM = 0.90*(FM_n + d FM_r)$

En estas expresiones la notación $d|FM|$ representa la parte decimal del valor resultante de la ecuación considerada, en valor absoluto.

Las condiciones anteriores fueron determinadas mediante un proceso de prueba y error al observar los diversos factores que se calculaban y los porcentajes de error resultantes en las fuerzas internas.

A primera vista puede parecer que estas condiciones son complejas o que las mismas conducen a una metodología larga para la aproximación del FM. No obstante, a juicio del autor, estas condiciones tienen en cuenta la variabilidad existente en el cómputo de ese factor al considerar numerosos casos de análisis. Por lo tanto, estas expresiones se consideran las más generales que se pudieron obtener en el presente estudio para la determinación de un FM aproximado a partir de las variables que describen al sismo y pórtico utilizado.

Los casos adicionales que se consideraron para el ajuste, por prueba y error, de las condiciones de r para definir FM se resumen en la Tabla 5.5. En la Figura 5.10 se ilustra la relación entre FM y FM de % de error mínimo, la relación que allí se muestra para ambos FM se considera aceptable. En esa figura se incluyen los casos mostrados en la Tabla 5.1 y los casos en

negrita en la Tabla 5.5. Se usó el subconjunto (4 casos) de casos de la Tabla 5.5 debido a que no se determinó la curva de variación de %Err vs FM para todos los casos.

Tabla 5.5: Casos adicionales considerados para el ajuste de las condiciones para determinar FM

Caso	Modelo	Sismo	EQx
16	M2	Parkfield	3.00
17	M2	Parkfield	4.50
18	M2	Parkfield	5.50
19	M2	LomaPrieta	3.00
20	M2	SanFernando	1.75
21	M2	SanFernando	1.90
22	M2	Managua	1.00
23	M2	ImpValley	0.70
24	M2	ElMayor2010	0.37
25	M2	ElMayor2010	0.50
26	M1	SanFernando	2.30
27	M1	SanFernando	3.00
28	M1	Managua	1.50
29	M1	ElMayor2010	0.70
30	M3	Parkfield	4.50
31	M3	Managua1972	1.50
32	M4	ImpValley	1.00
33	M4	Managua1972	1.00

En base al análisis realizado se considera que los FM de % de error mínimo son los valores ideales para este parámetro que se obtienen en forma “manual” luego de un largo proceso. Obtener en forma directa los FM propuestos usando las ecuaciones (5-9), (5-10) y (5-11) y las condiciones adicionales basadas en r es un proceso sencillo que puede programarse fácilmente. Si en una situación ideal los FM propuestos y los de mínimo error fuesen iguales, todos los puntos en la Figura 5.10 estarían sobre una recta. Obviamente esto no ocurre pero sin embargo, cuando se calcula el promedio de las diferencias entre los valores de FM y FM de % de error mínimo este resulta igual a 0.16 lo que equivale a una diferencia porcentual de 24% respecto a ese FM de % de error mínimo. Estas diferencias provocan a que haya un error en las fuerzas internas en los elementos que se consideran al aplicar el MLE con el FM propuesto. Más adelante se presenta un ejemplo de la implementación del MLE para el caso en que la diferencia entre el FM y el FM de % de error mínimo es máxima. Allí se reporta que para este caso crítico

el error en las fuerzas internas es en promedio igual a 13.87%. Dadas las complejidades inherentes a un análisis dinámico no-lineal, este porcentaje se considera aceptable.

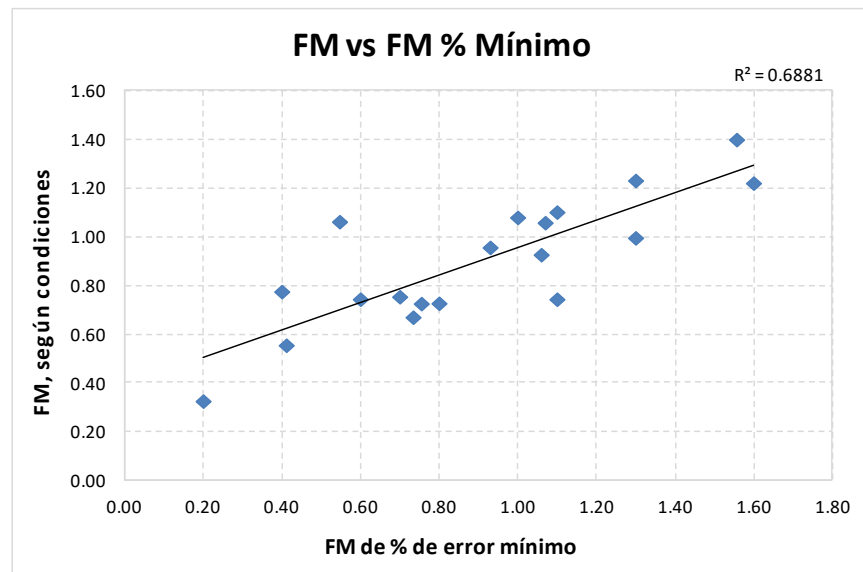


Figura 5.10: Relación entre FM y FM de error mínimo

5.2.1 EJEMPLO DE EJECUCIÓN DEL MLE Y USO DE LAS CONDICIONES PARA EL CÁLCULO DE FM

Con el propósito de mostrar el proceso para la ejecución del MLE y el uso de las condiciones para escoger el FM, se presenta el caso #13. Para este caso se utiliza el registro de aceleraciones correspondientes al sismo de Parkfield de 1966. El mismo se escala con un factor $EQx = 3$. El espectro de pseudo aceleraciones de este sismo se presenta en la Figura 5.11, junto al S_a y S_a máximo. La Tabla 5.6 resume la información necesaria para el cálculo del FM.

Tabla 5.6: Datos necesarios para la ejecución del MLE

Modelo	M1-V3H6
Periodo fundamental	0.547 segundos
Parámetro z	0.0304 segundos
Coefficiente r	0.1957
FM_r, FM_m, FM_n	1.2122, 0.0420, 0.9140

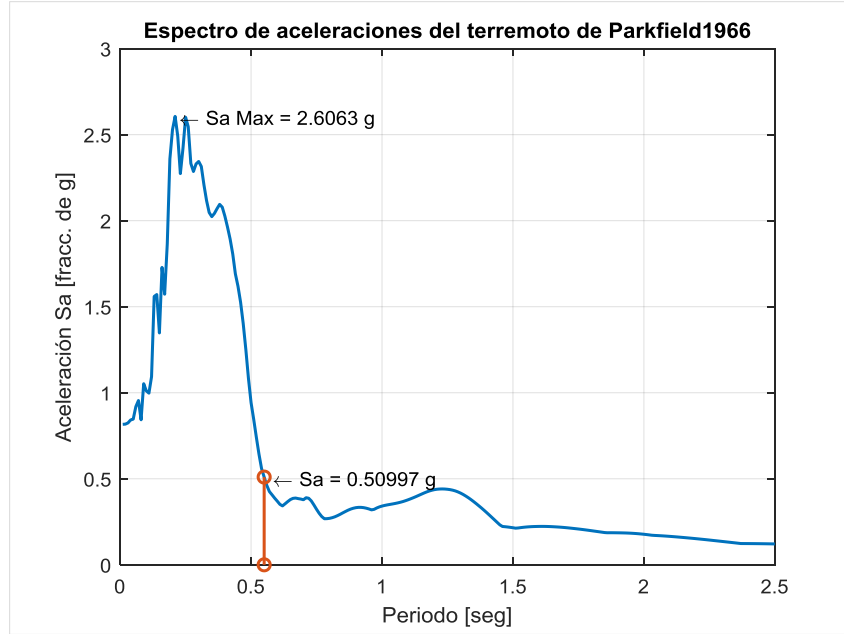


Figura 5.11: Espectro de seudo aceleraciones para el sismo de Parkfield 1966

A base del valor de $r = 0.1957$, la condición que aplica es $0 < r < 0.25$ y debe calcularse inicialmente FM_m . Este resulta igual a 0.0420, el cual está fuera del rango óptimo de $0.30 < FM_m < 1.5$. Por lo tanto, se debe verificar la siguiente condición, vale decir $FM_m > 0$ y $FM_r < 2.25$, la cual se satisface. Para este caso y según se indica en la condición 3, se debe usar el promedio entre FM_r y FM_n . El factor de modificación a usar es entonces el siguiente:

$$FM = \frac{1.2122 + 0.9140}{2} = 1.0631$$

Una vez determinado dicho factor, se procede a la ejecución del MLE. Los resultados correspondientes a ese proceso se resumen en la Tabla 5.7, todos en unidades de kip y pies. Además, se presentan los resultados obtenidos con el análisis no-lineal. Como puede observarse en dicha tabla, para este caso el promedio de error en las fuerzas resulta igual a 13.87%, estando las mismas subestimadas. Ese porcentaje en error se introduce al considerar el FM calculado con la 3ra condición, el mismo tiene una diferencia de 0.516 respecto al FM de % de error mínimo (igual a 0.547 – Tabla 5.3), sin embargo dicho porcentaje para este caso se considera aceptable.

Tabla 5.7: Resultados del proceso de ejecución del MLE para el ejemplo en la sección 5.2.1

Resultados no-lineales (en kip y pies)							
Desp.	Mc	Vc	Mv		μ_{Δ}		
-0.157	-326.24	-40.69	-301.94		1.259		
Resultados por iteración para el elemento de columna (en kip y pies)							
Iteración	ε	σ	ζ_c	E_c	S11	FMu*S11	%Dif
1	0.001000	398.74	0.0523	398742.0	458.87	487.83	22.34%
2	0.001223	463.41	0.0645	378785.4	465.20	494.55	6.72%
3	0.001306	485.34	0.0690	371732.6	466.44	495.88	2.17%
4	0.001334	492.68	0.0706	369336.4	466.51	495.94	0.66%
5	0.001343						
Resultados por iteración para el elemento de viga (en kip y pies)							
Iteración	ε	σ	ζ_v	E_v	S11	FMu*S11	%Dif
1	0.001000	390.53	0.066168	390528.9	322.11	342.44	12.31%
2	0.000877	354.88	0.057457	404719.7	325.91	346.48	2.37%
3	0.000856	348.57	0.056003	407162.7	326.75	347.37	0.34%
4	0.000853	347.67	0.055798	407509.3	326.86	347.48	0.05%
5	0.000853						
Resultados de fuerzas y desplazamiento relativo por iteración (en kip y pies)						Amortiguamiento	
Iteración	Desp.	Mc	Vc	Mv		Iteración	ζ_p
1	-0.16	-298.67	-34.13	-249.36		1	0.0592
2	-0.16	-295.78	-34.14	-252.32		2	0.0610
3	-0.16	-295.29	-34.19	-252.97		3	0.0625
4	-0.16	-295.17	-34.22	-253.05		4	0.0632
Porcentaje de diferencia respecto al análisis no-lineal							
%Err Desp.	%Err Mc	%Err Vc	%Err Mv		% de error promedio en fuerzas		
4.35%	-9.53%	-15.90%	-16.19%		-13.87%		

5.3 DETERMINACIÓN APROXIMADA PARA EL COEFICIENTE DE DUCTILIDAD GLOBAL

De forma similar al cómputo del FM aproximado, se presenta en esta sección una expresión para obtener el coeficiente de ductilidad global en forma aproximada. Como se mencionó, este coeficiente relaciona la respuesta en términos de desplazamiento relativo con el desplazamiento de fluencia del pórtico considerado. La definición de este coeficiente se presentó en el Capítulo 3 en la ecuación (3-5).

Para la determinación de la magnitud aproximada de la ductilidad global se relacionó el coeficiente determinado para los casos mostrados en la Tabla 5.5. Esa relación se implementó de forma similar a como se hizo con la expresión (5-8). Sin embargo, del análisis resultó que para este coeficiente es más adecuado usar el parámetro CAV, debido a que el ajuste lineal tiene mejor correlación. La relación propuesta se muestra en la expresión (5-13). Por otro lado, y no menos importante, se sabe que tanto el coeficiente de ductilidad como el parámetro CAV se relacionan con el nivel de daño que experimenta una estructura ante un evento sísmico. Por consiguiente, resulta apropiado el uso de este parámetro para la estimación del coeficiente μ .

$$y_2 = \sqrt{\mu * T * S_a * g} \quad (5-13)$$

$$x_2 = \left[\frac{1}{S_a * T * g} + \frac{1}{CAV} \right]^{-1}$$

La relación entre y_2 y x_2 se muestra en la Figura 5.12. Del ajuste lineal mostrado en esa figura resulta que el coeficiente de ductilidad global puede ser estimado mediante la expresión (5-14). En esa expresión, la constante de 0.93 resulta al promediar la razón $(\mu - \mu_{aprox.})/\mu$ de los casos considerados.

$$\mu_{aprox} = 0.93 \times (1 / (T \times S_a \times g)) (0.3216x_2 + 0.9461)^2 \quad (5-14)$$

La idea de esta aproximación para μ es predecir la posibilidad de respuesta inelástica del pórtico bajo análisis. En otras palabras, si μ_{aprox} resulta cerca o mayor a 1, muy probablemente el pórtico tenga una respuesta no-lineal para el sismo usado. No obstante, esta expresión no debe tomarse como definitiva, debido a que la misma se utilizó en el presente estudio de forma muy

limitada, vale decir que no se examinó en detalle. A pesar de esto, para los casos analizados se logró una buena estimación. La comparación de los coeficientes de ductilidad aproximados y reales para los casos de análisis de la Tabla 5.1 se resumen en la Tabla 5.8. Puede observarse en dicha tabla que la diferencia entre los coeficientes de ductilidad reales y aproximados mediante la ecuación (5-14) es pequeña.

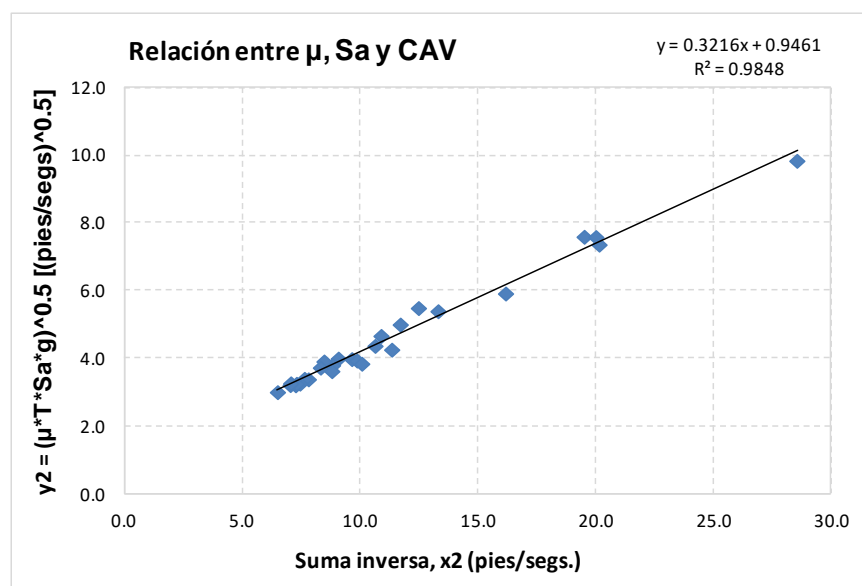


Figura 5.12: Relación entre Sa, CAV y la ductilidad global

Tabla 5.8: Comparación entre los coeficientes de ductilidad real μ y aproximado μ_{aprox}

Caso	Sismo	EQx	Modelo	T (seg)	μ	μ aprox	Dif
1	ImpValley	2	C16	0.55391	2.063	1.959	0.104
2	HectorMine	18	C16	0.55391	2.850	2.816	0.034
3	Managua	1.35	C16	0.55391	1.199	1.305	-0.107
4	ImpValley	1	C16	0.55391	1.121	1.245	-0.124
5	ImpValley	1	M2	0.89099	1.351	1.262	0.089
6	ImpValley	1	M1	0.54663	1.368	1.242	0.126
7	ImpValley	0.55	M1	0.54663	1.008	0.961	0.047
8	Managua	1	M1	0.54663	1.255	1.109	0.146
9	LomaPrieta	3	C16	0.55391	1.623	1.637	-0.014
10	Parkfield	8.5	C16	0.55391	2.227	1.968	0.259
11	LomaPrieta	1	M1	0.54663	1.028	0.933	0.095
12	LomaPrieta	2	M1	0.54663	1.573	1.262	0.311
13	Parkfield	3	M1	0.54663	1.267	1.058	0.210
14	LomaPrieta	2	M2	0.89099	1.194	1.169	0.025
15	Parkfield	3.75	M2	0.89099	1.347	1.180	0.167

5.4 RESULTADOS DEL MLE APLICADO A CINCO PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO DE HORMIGÓN REFORZADO

En esta sección se presentan los resultados que se obtienen al aplicar el MLE a los pórticos de hormigón descritos en el Capítulo 3, usando las expresiones y condiciones para el cómputo de FM presentadas en la sección 5.2. Todos los resultados se resumen de forma tabulada y sus respectivos porcentajes de error se ilustran en forma gráfica mediante barras. Para estudiar el rango de aplicación del método propuesto se escoge un límite de 20% para el error promedio en las fuerzas internas de cortante y momento en la columna y momento en la viga. Ese límite se ilustra en cada figura mediante una línea horizontal de color rojo.

5.4.1 RESULTADOS DE LA EJECUCIÓN DEL MLE PARA EL MODELO M1

Los resultados pertinentes al modelo M1 se resumen en la Tabla 5.9, mientras que los porcentos de error promedio respecto al análisis no-lineal se ilustran en la Figura 5.13. Con los sismos aplicados, algunos escalados mediante el factor EQx, se determinó un rango de ductilidad global de $1.028 < \mu < 3.47$. No obstante, cuando se considera el límite impuesto de error del 20%, se concluye que el rango de efectividad del MLE para esta estructura está entre $1.028 < \mu < 1.82$. Si se promedian los porcentos de error en ese rango de efectividad este resulta igual a 9.66%.

Tabla 5.9: Resultados correspondientes al pórtico del modelo M1

			Resultados análisis no-lineal				Resultados del MLE					
			(pies)	(k-pies)	(kip)	(k-pies)	(pies)	(k-pies)	(kip)	(k-pies)		
Sismo	EQx	FMu	Desp.	Mc	Vc	Mv	Desp.	Mc	Vc	Mv	μ	μ aprox
Lomapieta	1.0	0.7447	0.128	-295.37	-32.61	-279.40	0.123	-274.36	-31.47	-261.16	1.028	0.933
SanFernando	2.3	0.8028	0.140	-323.64	-37.57	-288.14	0.170	-376.92	-43.53	-303.21	1.123	1.075
SanFernando	2.5	0.8385	0.153	-324.25	-38.30	-298.76	0.176	-382.64	-44.29	-305.92	1.221	1.111
Managua	1.0	1.2323	0.157	-325.88	-40.26	-301.94	0.199	-367.62	-42.13	-312.04	1.255	1.109
Parkfield	3.0	1.0631	-0.157	-326.24	-40.69	-301.94	-0.164	-295.17	-34.22	-253.05	1.259	1.058
ImpValley	1.0	0.9276	0.17	-328.71	-43.65	-301.94	0.199	-365.42	-42.04	-305.75	1.368	1.242
ElMayor2010	1.0	1.3919	0.173	-327.67	-42.40	-301.94	0.299	-378.38	-44.21	-321.61	1.385	1.545
SanFernando	3.0	0.9068	0.183	-324.97	-39.45	-301.94	0.191	-408.52	-48.03	-312.06	1.462	1.206
Managua	1.5	1.5804	0.227	-327.83	-42.66	-301.94	0.237	-338.70	-38.58	-297.17	1.818	1.387
SanSalvador	1.0	0.8689	-0.362	-329.34	-44.41	-301.94	-0.329	-554.61	-66.47	-421.96	2.893	0.876
Northridge	1.0	0.6776	-0.434	-329.34	-44.41	-301.94	-0.531	-772.90	-88.01	-613.16	3.469	1.424

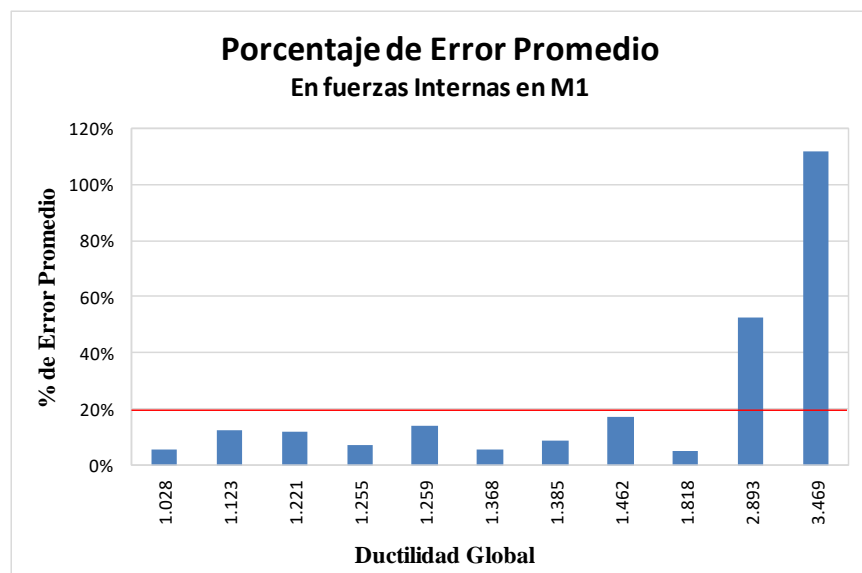


Figura 5.13: Porcentajes de error respecto al análisis no-lineal para el modelo M1

5.4.2 RESULTADOS DE LA EJECUCIÓN DEL MLE PARA EL MODELO M2

Los resultados para este modelo (M2) se resumen en la Tabla 5.10, mientras que los porcentajes de comparación respecto al análisis no-lineal se ilustran en la Figura 5.14. Usando los sismos aplicados, la mayoría escalados con el factor EQx, se determinó un rango de ductilidad global de $1.055 < \mu < 3.29$. Al tomar en cuenta el límite impuesto de 20% en error se determina que el rango de efectividad del MLE puede considerarse que está entre $1.105 < \mu < 1.351$. Para ese rango de efectividad el error promedio global es de 11.63%.

Tabla 5.10: Resultados correspondientes al pórtico del modelo M2

			Resultados del análisis no-lineal				Resultados del MLE					
			(pies)	(k-pies)	(kip)	(k-pies)	(pies)	(k-pies)	(kip)	(k-pies)		
Sismo	EQx	FMu	Desp.	Mc	Vc	Mv	Desp.	Mc	Vc	Mv	μ	μ aprox
ImpValley	0.7	0.9165	0.246	-601.27	-70.10	-524.68	0.285	-519.07	-55.10	-459.08	1.069	1.055
ElMayor2010	0.4	0.7231	0.247	-602.75	-71.61	-568.39	0.210	-567.89	-60.38	-426.40	1.073	1.032
SanFernando	1.8	0.6513	0.247	-605.76	-74.61	-539.16	0.271	-715.92	-78.62	-468.62	1.073	1.003
Parkfield	3.0	0.7445	0.249	-597.76	-66.94	-518.35	0.374	-810.52	-87.37	-556.99	1.082	1.063
SanFernando	1.9	0.6984	0.254	-608.23	-77.07	-548.71	0.290	-713.96	-78.25	-489.30	1.105	1.039
ElMayor2010	0.5	0.6793	-0.268	-610.00	-78.84	-569.02	-0.278	-652.40	-69.08	-516.26	1.166	1.195
LomaPrieta	2.0	0.7759	0.275	-590.19	-61.91	-569.02	0.237	-635.74	-71.33	-448.98	1.194	1.169
SanFernando	2.4	0.8130	0.277	-612.80	-81.64	-568.61	0.352	-654.91	-70.63	-528.02	1.202	1.165
Managua	1.0	0.7279	-0.277	-607.97	-76.80	-569.02	-0.289	-695.76	-74.41	-467.19	1.203	1.120

Continuación Tabla 5.10

			Resultados del análisis no-lineal				Resultados del MLE					
			(pies)	(k-pies)	(kip)	(k-pies)	(pies)	(k-pies)	(kip)	(k-pies)		
Sismo	EQx	FMu	Desp.	Mc	Vc	Mv	Desp.	Mc	Vc	Mv	μ	μ aprox
Parkfield	3.8	1.4004	0.310	-602.17	-71.00	-569.02	0.347	-656.98	-77.00	-408.76	1.347	1.180
ImpValley	1.0	0.6539	-0.311	-613.64	-82.48	-569.02	-0.323	-747.31	-79.73	-615.01	1.351	1.262
Parkfield	4.5	1.2215	0.352	-607.18	-76.01	-569.02	0.413	-776.69	-91.69	-464.45	1.532	1.303
Parkfield	5.5	1.3036	0.386	-613.04	-81.87	-569.02	0.437	-751.53	-94.64	-430.40	1.678	1.472
LomaPrieta	3.0	1.2230	0.401	-606.32	-75.15	-569.02	0.240	-774.96	-92.59	-413.16	1.745	1.448
ElMayor2010	1.0	1.0020	0.422	-617.16	-86.00	-569.02	0.568	-686.09	-68.88	-575.60	1.833	1.872
LomaPrieta	5.0	1.4012	0.556	-619.69	-88.53	-569.02	0.631	-624.73	-84.29	-405.87	2.419	2.042
San Salvador	1.0	0.9824	-0.627	-619.69	-88.53	-569.02	-0.626	-926.81	-101.25	-552.46	2.726	0.884
Northridge	1.0	1.0108	0.757	-619.69	-88.53	-569.02	0.861	-976.59	-106.84	-603.54	3.291	1.419

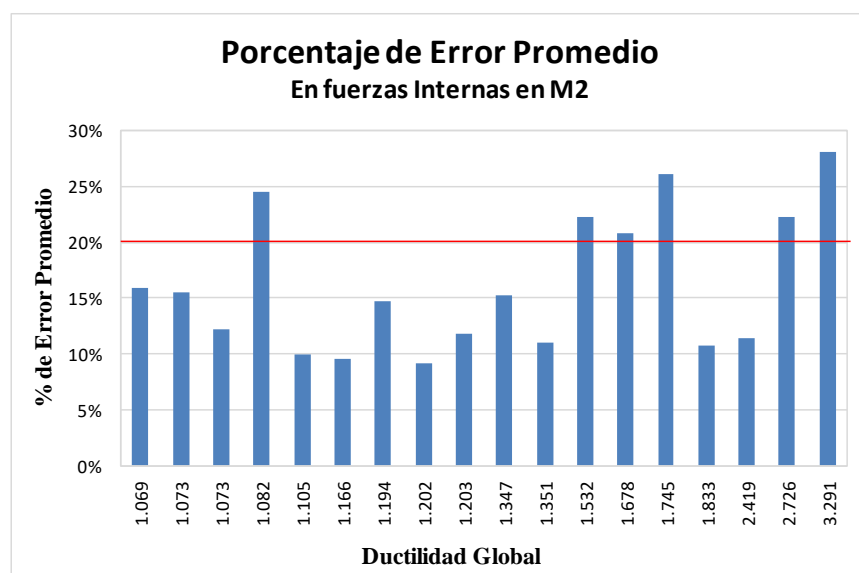


Figura 5.14: Porcentajes de error respecto al análisis no-lineal para el modelo M2

5.4.3 RESULTADOS DE LA EJECUCIÓN DEL MLE PARA EL MODELO M3

Para el modelo M3 los resultados se resumen en la Tabla 5.11, mientras que los porcentajes de comparación respecto al análisis no-lineal se presentan en la Figura 5.15. Con los sismos que se consideraron y algunos de ellos escalados mediante el factor EQx, se determinó un rango de ductilidad global de $1.013 < \mu < 2.331$. Al considerar los casos que están por debajo del límite impuesto (identificado por la línea roja), se determina que el rango de efectividad del MLE

para este modelo es de $1.013 < \mu < 1.956$. Si se calcula el error promedio para todos los casos que resultan adecuados se obtiene una magnitud igual a 10.42%.

Tabla 5.11: Resultados correspondientes al pórtico del modelo M3

			Resultados del análisis no-lineal				Resultados del MLE					
			(pies)	(k-pies)	(kip)	(k-pies)	(pies)	(k-pies)	(kip)	(k-pies)		
Sismo	EQx	FMu	Desp.	Mc	Vc	Mv	Desp.	Mc	Vc	Mv	μ	μ aprox
Managua1971	1.0	0.7232	-0.263	-563.72	-54.72	-377.68	-0.298	-657.37	-64.21	-393.18	1.013	1.102
Parkfield	4.5	1.4397	-0.276	-567.67	-59.03	-383.94	-0.416	-572.39	-55.37	-322.26	1.063	1.215
LomaPrieta	2.0	0.5373	0.302	-565.01	-56.01	-433.47	0.290	-525.48	-51.98	-385.76	1.161	1.220
ImpValley	1.0	0.6041	-0.315	-567.21	-58.21	-433.47	-0.415	-668.59	-64.14	-434.16	1.210	1.229
Managua1972	1.5	0.8983	-0.386	-569.91	-60.91	-433.47	-0.389	-614.49	-59.82	-417.32	1.486	1.370
ElMayor	1.0	1.1970	-0.450	-571.47	-62.47	-433.47	-0.442	-519.51	-48.88	-404.45	1.729	1.852
SanSalvador	1.0	1.5245	-0.509	-576.63	-67.63	-433.47	-0.571	-623.85	-60.90	-280.84	1.956	0.858
Northridge	1.0	1.0380	0.606	-574.09	-65.09	-433.47	0.741	-972.99	-95.16	-435.11	2.331	1.433

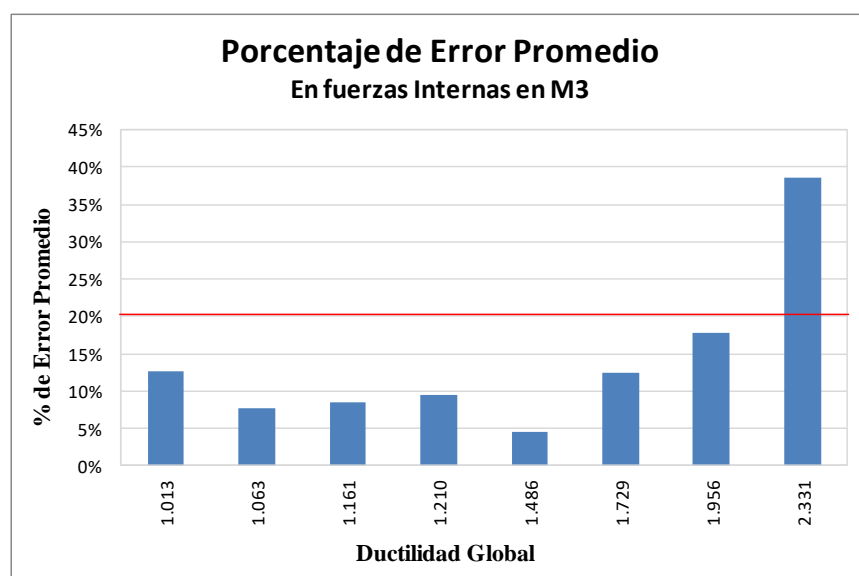


Figura 5.15: Porcentajes de error respecto al análisis no-lineal para el modelo M3

5.4.4 RESULTADOS DE LA EJECUCIÓN DEL MLE PARA EL MODELO M4

Continuando con la presentación de resultados, los pertinentes al modelo M4 se resumen en la Tabla 5.12, mientras que los porcentajes de comparación respecto al análisis no-lineal se ilustran en la Figura 5.16. Aplicando los sismos, algunos de ellos escalados mediante el factor

EQx, se determinó un rango de ductilidad global de $1.032 < \mu < 4.18$. De ese rango, y al considerar el límite impuesto de 20%, se obtiene que el MLE resulta efectivo para valores de ductilidad entre $1.032 < \mu < 1.498$. No obstante, observando la Figura 5.16 puede interpretarse que el MLE es efectivo para todas las ductilidades resultantes, debido a que solo se obtuvo un caso intermedio ($\mu = 1.614$) que sobrepasa el límite de 20%. Si se considera únicamente el rango de ductilidades considerado como efectivo se calcula un error promedio de 9.87%.

Tabla 5.12: Resultados correspondientes al pórtico del modelo M4

			Resultados del análisis no-lineal				Resultados del MLE					
			(pies)	(k-pies)	(kip)	(k-pies)	(pies)	(k-pies)	(kip)	(k-pies)		
Sismo	EQx	FMu	Desp.	Mc	Vc	Mv	Desp.	Mc	Vc	Mv	μ	μ aprox
SanFernando	2.8	0.7055	0.304	-831.2	-67.9	-417.5	0.3	-772.0	-64.6	-395.0	1.032	1.099
SanSalvador	0.5	1.2094	-0.407	-798.0	-65.6	-419.2	-0.4	-638.0	-53.9	-335.8	1.381	0.674
Managua1972	1.3	1.4017	0.413	-820.5	-66.0	-444.6	0.5	-799.3	-61.5	-362.6	1.401	1.166
ImpValley	1.0	0.6709	-0.418	-1031.0	-69.9	-444.6	-0.4	-956.7	-78.9	-462.3	1.418	1.158
LomaPrieta	3.0	1.2794	-0.442	-1219.8	-102.7	-444.6	-0.7	-1182.0	-91.1	-414.5	1.498	1.333
ElMayor	1.0	0.7098	0.476	-807.6	-68.3	-444.6	0.5	-1118.7	-90.5	-523.5	1.614	1.633
SanSalvador	0.7	0.5227	-0.585	-1043.9	-81.2	-444.6	-0.6	-1077.3	-88.5	-543.0	1.983	0.763
SanSalvador	1.0	0.7828	-0.840	-1207.6	-93.5	-444.6	-0.8	-1231.0	-103.3	-562.9	2.847	0.914
Northridge	1.0	1.0079	1.234	-1209.4	-94.0	-444.6	1.2	-1488.2	-97.2	-514.7	4.183	1.437

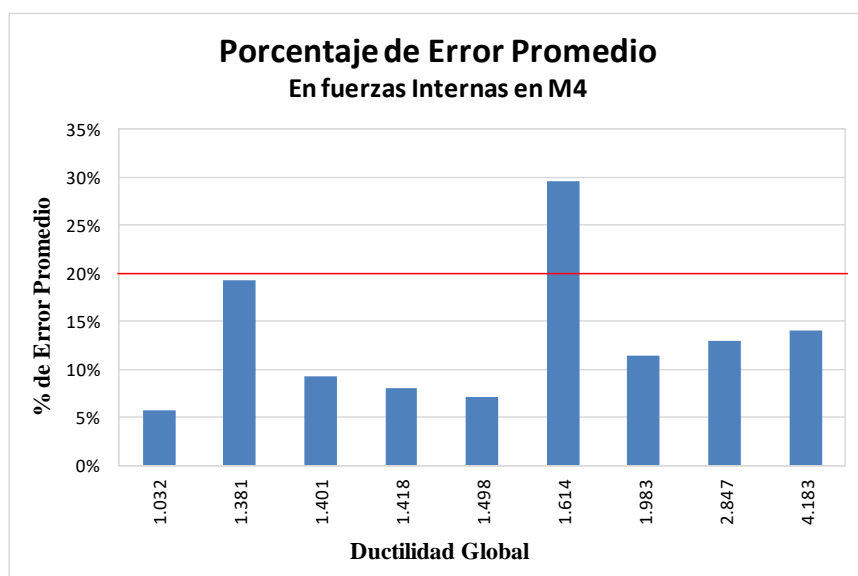


Figura 5.16: Porcentajes de error respecto al análisis no-lineal para el modelo M4

5.4.5 RESULTADOS DE LA EJECUCIÓN DEL MLE PARA EL MODELO M5

Por último, en la Tabla 5.13 se muestran los resultados correspondientes al modelo M5, mientras que los porcentajes de error comparados con el análisis no-lineal se ilustran en la Figura 5.17. Para este modelo los sismos se utilizaron con su registro original ($EQx = 1$), dado a que con estos se obtuvo una respuesta no-lineal para cada caso, de acuerdo al coeficiente de ductilidad calculado. El rango obtenido para ese coeficiente es de $1.059 < \mu < 4.028$. Observando la figura mencionada se concluye que el rango de efectividad del MLE para este modelo corresponde a todos los casos considerados, entiéndase al rango de $1.059 < \mu < 4.028$. Todos estos están por debajo de la línea límite. Para ese rango de efectividad se calcula un error promedio de 9.85%.

Tabla 5.13: Resultados correspondientes al pórtico del modelo M5

			Resultados análisis no-lineal				Resultados del MLE					
			(pies)	(k-pies)	(kip)	(k-pies)	(pies)	(k-pies)	(kip)	(k-pies)		
Sismo	EQx	FMu	Desp.	Mc	Vc	Mv	Desp.	Mc	Vc	Mv	μ	μ aprox
Managua	1	0.9816	0.323	-794.0	-67.0	-421.5	0.5	-771.3	-67.1	-373.4	1.059	1.059
ImpValley	1	1.2664	-0.392	-822.7	-66.0	-420.4	-0.7	-877.8	-72.1	-387.8	1.285	1.127
El Mayor	1	0.7726	0.485	-1024.4	-79.4	-443.2	0.5	-1000.5	-84.8	-476.4	1.589	1.443
San Salvador	1	0.6516	-0.829	-1169.5	-95.2	-443.2	-0.8	-1243.5	-108.0	-558.6	2.718	0.922
Northridge	1	1.0067	1.229	-1161.1	-98.4	-443.2	1.3	-1452.6	-103.4	-519.2	4.028	1.434

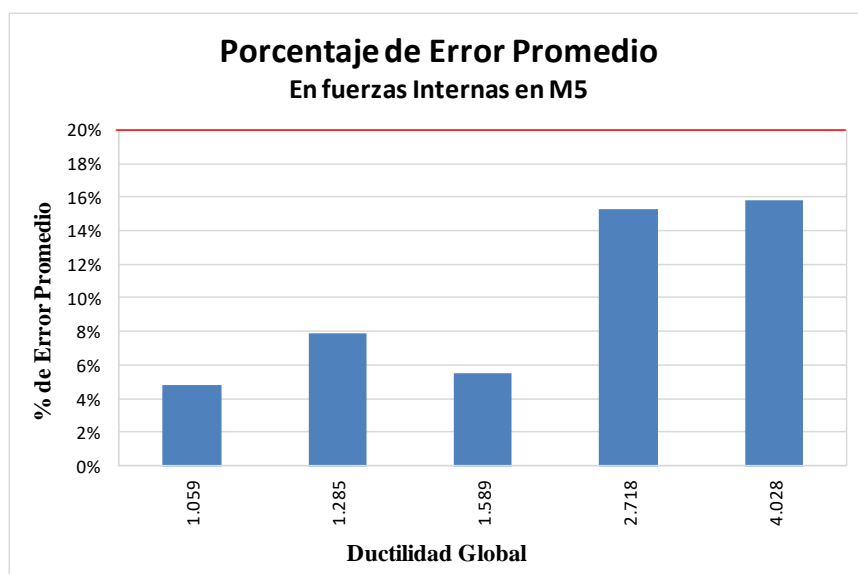


Figura 5.17: Porcentajes de error respecto al análisis no-lineal para el modelo M5

5.4.6 RESUMEN DE LOS RESULTADOS PARA LOS CINCO PÓRTICOS

Examinando los resultados de las secciones 5.4.1 a la 5.4.5 puede observarse que, en general, la respuesta no-lineal en términos de fuerzas internas en los elementos de viga y columna seleccionados se puede estimar mediante la aplicación del MLE. Si se desea ser conservador en este análisis, el caso que controla corresponde al modelo M2. Para ese modelo el rango de ductilidad tiene una amplitud menor en comparación con los demás modelos al considerar el límite de 20% en error. Esto se muestra en la Tabla 5.14. No obstante, la efectividad del método no debe limitarse al conjunto de casos de un modelo.

Tabla 5.14: Rango de ductilidad para un límite de 20% en error

Modelo	Ductilidad Global	
	Min	Max
M1-V3H6	1.028	1.818
M2-V5H4	1.105	1.351
M3-V7H5	1.013	1.956
M4-V9H5	1.032	1.498
M5-V12H7	1.059	4.028

En general, podría indicarse que el MLE es efectivo para el rango de ductilidades $1 < \mu < 4$, pero solo si se considera que para este rango de ductilidades la ejecución de un análisis lineal convencional sobrestima la respuesta del sistema en órdenes de magnitud. Si se desea lograr un porcentaje de error adecuado, como el límite aquí impuesto de 20%, ese rango de ductilidad disminuye sustancialmente a $1 < \mu < 1.5$, según se ilustra en la Figura 5.18. Ese rango de ductilidad parece coincidir con lo argumentado en la primera investigación de Cruz-Gutiérrez sobre la limitación del MLE para estimar la respuesta inelástica moderada del sistema analizado.

Si se considera un aumento de 10% en el límite impuesto, el rango anterior (de 1 a 1.5) aumenta a valores de ductilidad de 1 a 2.75, según se ilustra en la Figura 5.19. Inclusive, para los pórticos de mayor altura (M4 y M5) se obtiene una buena aproximación inelástica para valores de μ mayores a 4. Esto indica entonces que para ductilidades μ mayores a 2.75 existe un FM con el cual se puede obtener una mejor aproximación en los casos donde el porcentaje de error se acepta mayor a 20%.

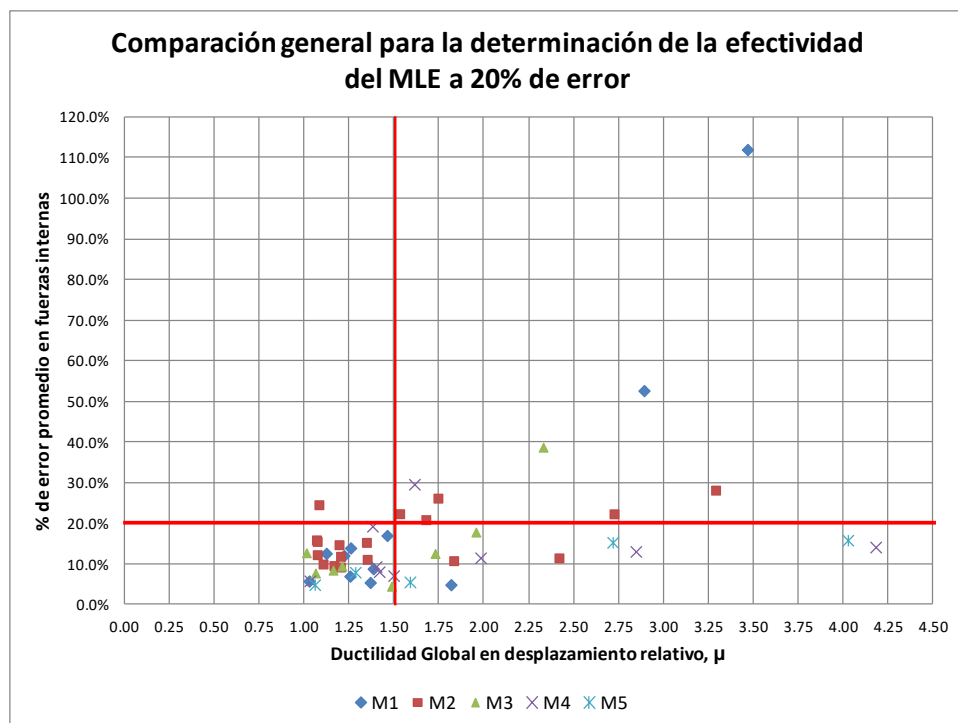


Figura 5.18: Efectividad del MLE considerando un 20% de error

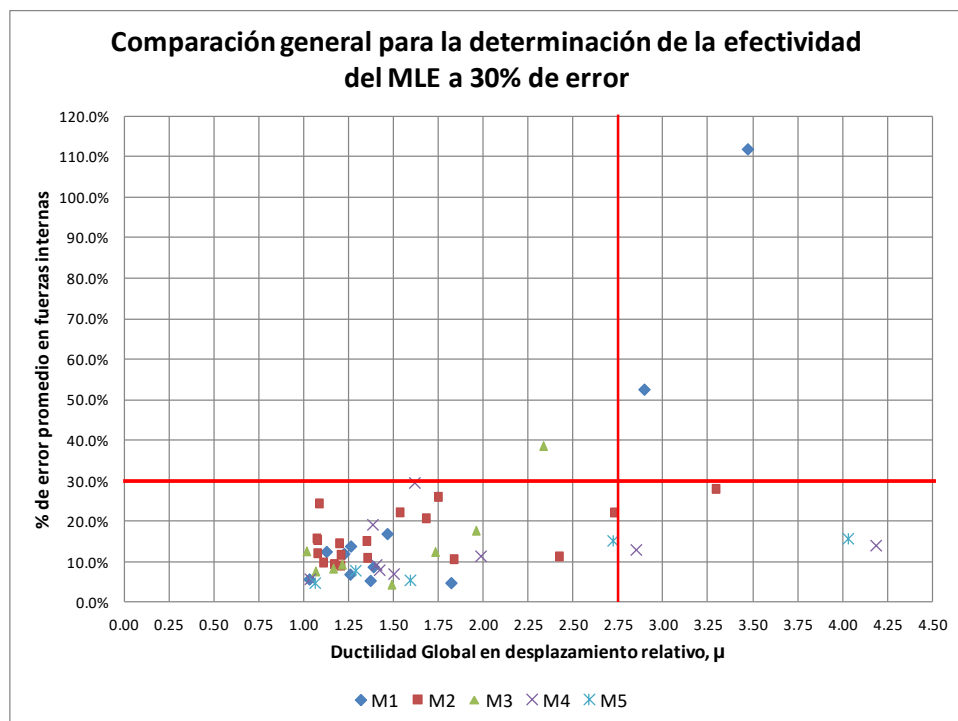


Figura 5.19: Efectividad del MLE considerando un 30% de error

Puede indicarse además en este análisis que los casos con una ductilidad mayor a 2 y un porcentaje de error mayor a 20% son aquellos donde se aplicó el MLE con sismos con contenido limitado y moderado en frecuencias (a su vez, pobres y moderados en periodos en el espectro de pseudo aceleración). Esto puede resultar importante debido a que en el análisis realizado para la determinación de las expresiones y condiciones para proponer el FM no se consideraron sismos pobres en frecuencias. Por lo tanto, se entiende que las expresiones y condiciones presentadas en la sección 5.2 pueden extenderse y optimizarse aún más para la determinación óptima del FM.

Por otro lado, puede observarse en las gráficas de barra que se presentaron en esta sección, que a medida que se consideran pórticos con mayor altura el porcentaje de error máximo disminuye en general. Por lo tanto, podría concluirse que los resultados del MLE tienden a mejorar en los casos donde existe mayor intensidad de carga, esto al considerar que los elementos seleccionados del primer nivel para las estructuras de mayor altura (M4 y M5) tienen magnitudes de carga mayores en comparación a sistemas de menor altura.

5.4.7 COMPARACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS DEL MLE Y LOS CORRESPONDIENTES AL ANÁLISIS LINEAL

Como argumento inicial del presente estudio, se mencionó que para ciertos sismos de alta intensidad el uso de un análisis lineal predice fuerzas internas que pueden considerarse de gran magnitud, provocando de ese modo un diseño muy conservador. Estas fuerzas internas de alta magnitud resultan porque en un análisis lineal no se considera la degradación estructural (excepto al aumentar el amortiguamiento a 5%). Por consiguiente, las fuerzas determinadas son directamente proporcionales a la rigidez del sistema, siendo esta rigidez en los modelos lineales constante e igual a la inicial.

Precisamente, el propósito del MLE es considerar la degradación que experimenta la estructura mediante el uso del modelo constitutivo del material considerado (concreto reforzado en este estudio). Como el método considera tanto la degradación en la rigidez como el aumento en la disipación de energía, se espera que al aplicar el MLE las fuerzas resultantes reflejen mejor la capacidad real de la estructura, entendiéndose que cada elemento contribuye de forma efectiva a la transferencia de cargas hasta alcanzar su capacidad. Para los casos donde la ductilidad global supera 1 y se incursiona en el rango inelástico, es de esperar que las fuerzas internas resultantes

para el MLE tengan una magnitud menor en comparación con las determinadas mediante un análisis lineal. Lo anterior se ilustra en las Figuras 5.20, 5.21 y 5.22.

En las figuras citadas se presenta una comparación entre los errores en las predicciones del análisis lineal y del MLE comparados con el resultado de un análisis no-lineal dinámico. Si bien tanto el análisis lineal como el MLE son modales en el tiempo en el MLE, como se describió en la tesis, se efectúan iteraciones con modelos lineales. Para presentar las comparaciones se consideraron los modelos M2, M3 y M4. Además, como excitación para cada uno de estos pórticos se escogieron los cuatro últimos sismos que se usaron para preparar las Tablas 5.10 (modelo M2), 5.11 (Modelo M3) y 5.12 (modelo M4). Por ejemplo, para el modelo M2, cuyos resultados se presentan en la Figura 5.20, se usaron los sismos de El Mayor, Loma Prieta, San Salvador y Northridge.

Cada uno de los cuatro pares de barras de error corresponde a uno de estos sismos (de los cuatro últimos) en el mismo orden en que aparecen en las Tablas 5.10 a 5.12 (También pueden identificarse mediante la magnitud de μ). Los porcentos de error que se ilustran son el promedio de las diferencias en los momentos en la columna y viga seleccionada y en el cortante en la columna respecto al caso no-lineal exacto.

De la Figura 5.22 que corresponde al modelo M4 se observa que la fuerzas determinadas con un análisis lineal pueden ser hasta 3.7 veces mayores que las obtenidas mediante la ejecución de un análisis no-lineal en el tiempo. Por lo tanto, para estos casos y en cualquier proceso de análisis estructural en cual se consideren cargas sísmicas de gran intensidad, es importante tomar en cuenta de alguna forma la degradación del sistema de modo que se pueda obtener un diseño adecuado, seguro y costo efectivo.

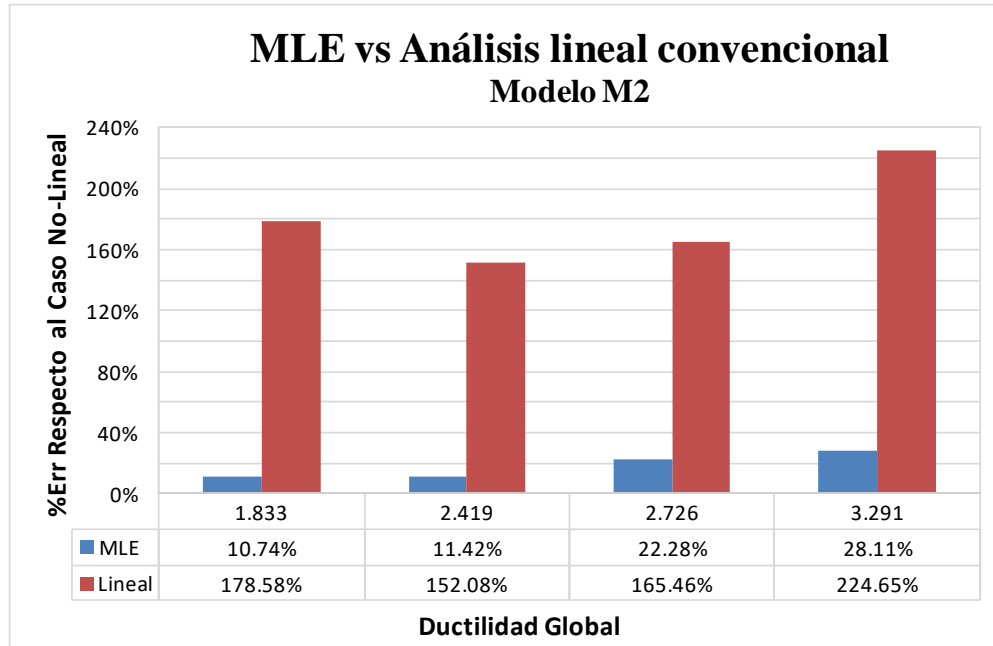


Figura 5.20: Comparación del MLE y Análisis Lineal para el modelo M2

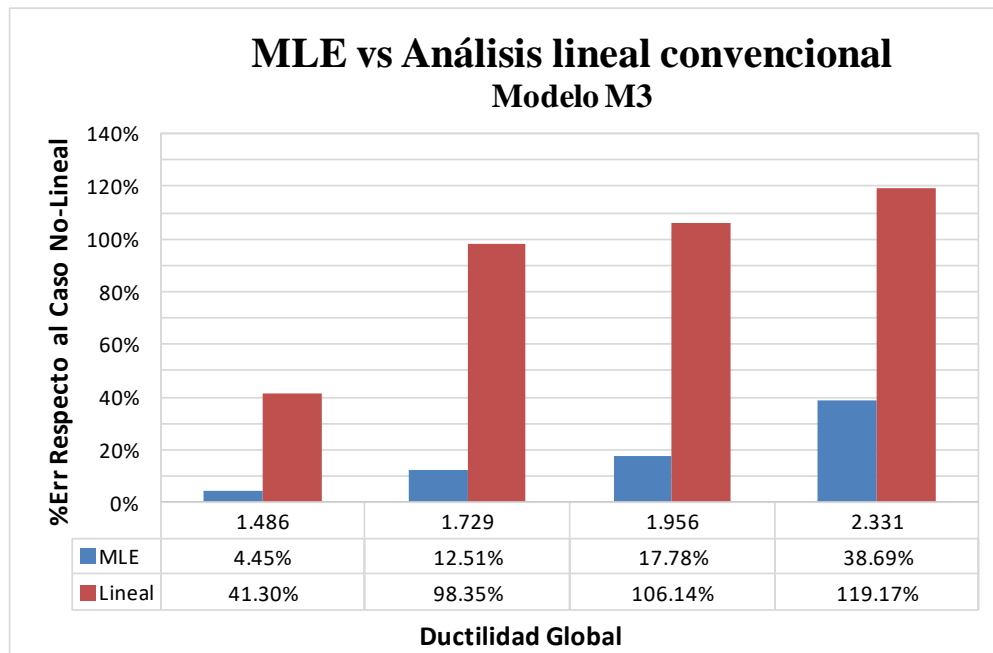


Figura 5.21: Comparación del MLE y Análisis Lineal para el modelo M3

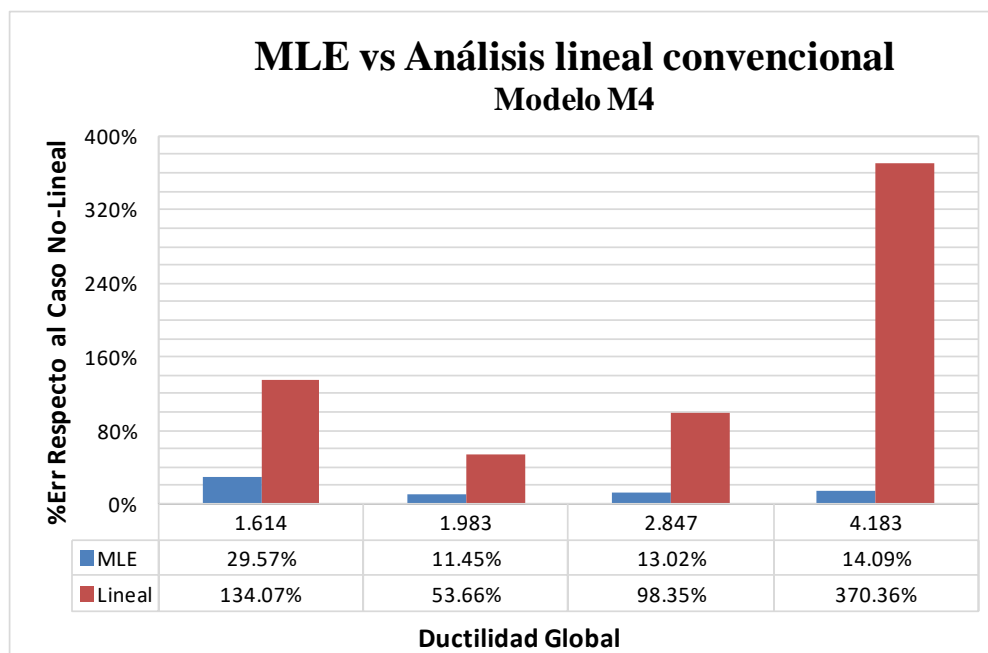


Figura 5.22: Comparación del MLE y Análisis Lineal para el modelo M4

5.4.8 RESULTADOS COMPARATIVOS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES UBICADOS EN PISOS SUPERIORES

Parte del proceso para la ejecución del MLE es escoger los elementos estructurales (viga y columna) con los cuales se trabajan los datos de entrada y salida. En este estudio esos elementos se localizan en algún tramo interior del primer piso, según se especifica en el Capítulo 3. Para la implementación del MLE en esta investigación se realizó una simplificación, la cual consiste en cambiar el módulo E_{Sec} equivalente de los elementos estructurales superiores a una magnitud igual a la que se calcula para los elementos seleccionados del primer piso. Es decir que, en cada iteración del MLE se calcula E_{Sec} para el par de elementos seleccionados de acuerdo a la magnitud de ϵ_{effec} , para luego asignar esa magnitud del módulo en la definición del material correspondiente al elemento de viga y columna respectivamente. Por consiguiente, la magnitud del módulo cambia tanto en los elementos del primer piso como en los elementos de los pisos superiores porque esa definición del material se aplica a todos los elementos por igual. Respecto al amortiguamiento equivalente determinado, este se aplica como promedio en el caso de análisis dinámico considerado en cada iteración según se describe en la sección 2.2.2. En contraste, en el MLE aplicado a Dinámica de Suelos, las propiedades equivalentes del módulo cortante y amortiguamiento cambian en cada capa del sistema estratificado, es decir que para cada capa y

en cada iteración esas propiedades equivalentes son diferentes en magnitud porque se determinan de acuerdo con la deformación angular efectiva que se obtiene para cada capa.

Surge la pregunta si la simplificación en la aplicación del MLE antes mencionada aproxima de forma adecuada las magnitudes de fuerzas internas de los elementos superiores. Esto es porque a estos se les aplica el mismo nivel de degradación de los elementos del primer piso, aunque se entiende que los elementos superiores experimentan intensidades de cargas menores. Para investigar cómo se afecta la respuesta de los elementos de viga y columna superiores se escogió realizar un análisis usando el modelo M1 y aplicando un sismo artificial compatible con el espectro de diseño de la ciudad de San Juan, PR (Villalobos-Soto, 2016). La Figura 5.23 ilustra el espectro de pseudo aceleraciones del sismo compatible junto a las magnitudes de S_a y S_{a_Max} . Para este sismo compatible el FM que se determina mediante el proceso descrito en la Sección 5.2 es igual a 1.0907, según se muestra en la Tabla 5.15.

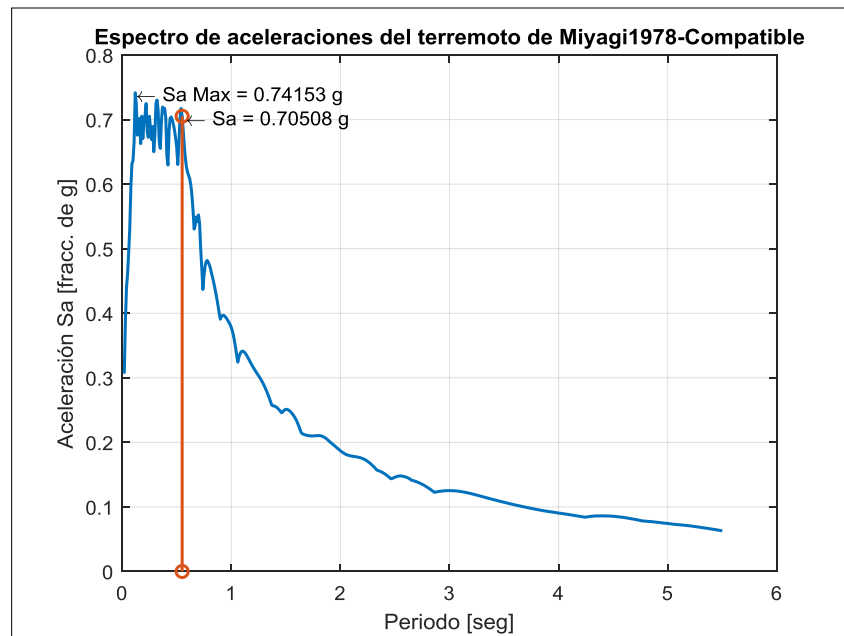


Figura 5.23: Espectro de pseudo aceleraciones del sismo compatible (Villalobos-Soto, 2016)

Tabla 5.15: Parámetros del sismo compatible y determinación del FM

PGA (pies/seg. ²)	AI (pies/seg.)	CAV (pies/seg.)
9.942	5.482	47.966
$0 < r < 0.25$	$0.25 < r < 0.5$	$0.5 < r < 1$
FMm: -3.9586	FMn: 0.78856	FMr: 1.0907
Para $r = 0.9508$ y usando la condición #2 el FM a usar es: FM = 1.0907		

Como se mencionó en el Capítulo 3, para la ejecución del MLE usando el modelo M1 se escogieron el par de viga y columna correspondiente respectivamente a los elementos del primer piso #10 y #37, según se ilustra en la Figura 3.2 (correspondiente al modelo M1). Para investigar la respuesta en fuerzas internas de los elementos superiores se escogió ahora la columna #11 del piso 2 y la columna #12 del piso 3. Para el elemento de viga se usaron los resultados de salida del elemento #25 ubicado en el piso 3. Todos los elementos mencionados se ilustran en la misma Figura 3.2.

En este análisis se estudiaron las magnitudes máximas de los momentos positivos y negativos en los elementos de viga y columna ya mencionados, como también el cortante máximo absoluto de estos elementos. Esas magnitudes máximas se obtienen del diagrama de envolvente de la fuerza interna considerada. Es de conocimiento que en este diagrama de envolvente se grafica la magnitud máxima que se desarrolla en el tiempo en cada sección transversal del elemento. Un ejemplo de este diagrama envolvente para el elemento de columna #10 se presenta en la Figura 5.24. Allí se presentan las magnitudes máximas de los momentos positivos y negativos, como así también las magnitudes máximas de la fuerza cortante; estas son las que se desarrollan en la ejecución del análisis no-lineal.

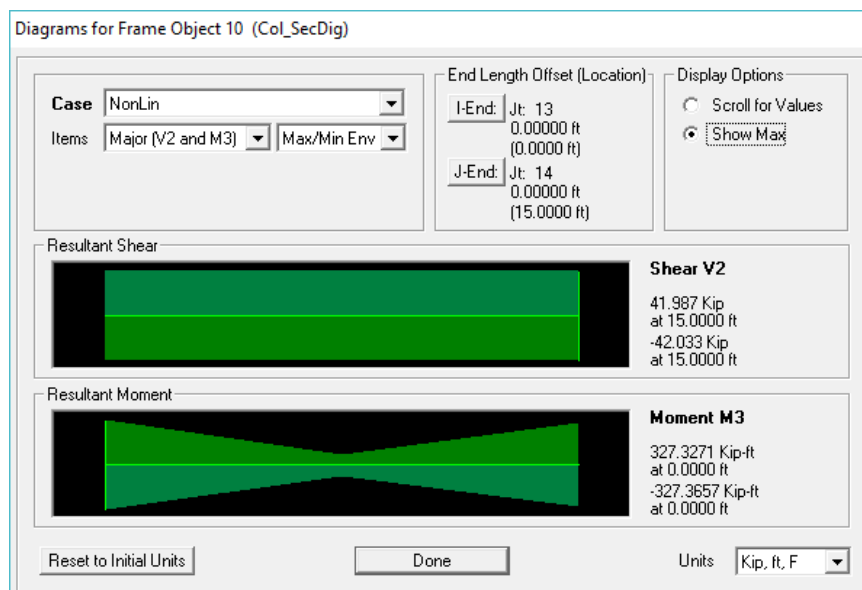


Figura 5.24: Diagrama envolvente para el elemento de columna 10

Los resultados de los análisis realizados se presentan en la Tabla 5.16 y Tabla 5.17, mientras que los resultados porcentuales se ilustran en la Figura 5.25. Los valores que se presentan en dicha figura corresponden al promedio de los porcentajes de error calculados para el momento positivo, momento negativo y cortante de cada elemento considerado respecto a los resultados del análisis no-lineal.

Se puede interpretar de la Figura 5.25 que los resultados del MLE se aproximan de forma aceptable a los resultados del análisis no-lineal en el conjunto de elementos seleccionados, aunque se observa que el MLE subestima en un 14% el momento positivo de la columna superior #12. Esa subestimación es la máxima observada en el conjunto de resultados que se presentan en la Tabla 5.16 y la subestimación es producto del FM usado, el cual es aproximado (según se indica en la Sección 5.2). Si se utilizara en el análisis del MLE de este caso el FM óptimo, o ponderado igual a 0.94675, esa subestimación disminuye a un 3%.

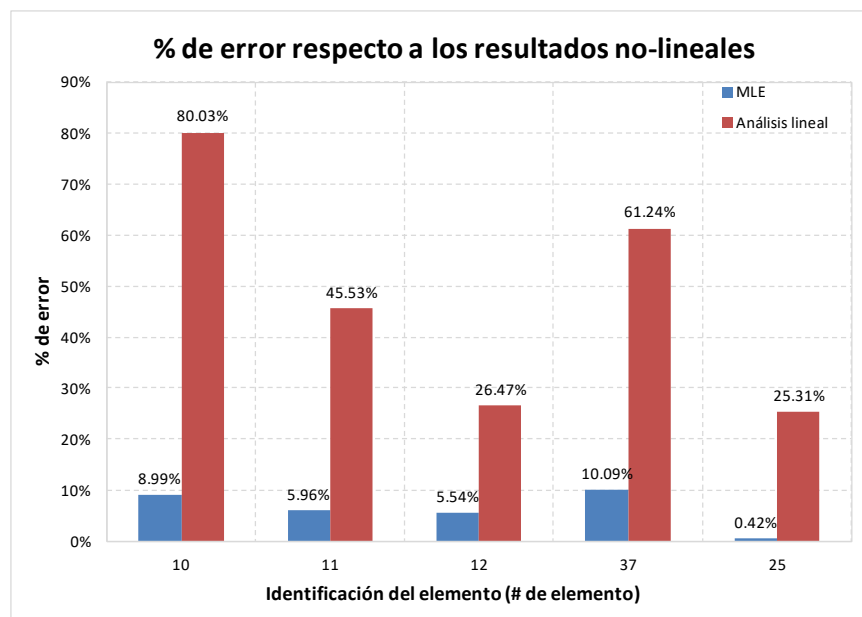


Figura 5.25: Porcentajes de error para cada elemento superior y análisis considerado

Tabla 5.16: Resultados del análisis no-lineal y MLE para elementos superiores

Información del elemento		Análisis no-lineal (kip y pies)			Análisis lineal (kip y pies)			% de error respecto al análisis no-lineal		
Elemento	# Piso	M (+)	M (-)	Vmax	M (+)	M (-)	Vmax	%Err M(+)	%Err M (-)	%Err (Vmax)
Columna #10	1	327.33	327.37	42.03	376.4	297.62	43.25	14.99%	-9.09%	2.90%
Columna #11	2	268.72	255.82	38.68	249.64	273.23	40.22	-7.10%	6.81%	3.98%
Columna #12	3	180.17	193.27	25.57	154.78	190.34	25.31	-14.09%	-1.52%	-1.02%
Viga #37	1	163.95	301.94	35.51	188.72	329.8	37.62	15.11%	9.23%	5.94%
Viga #25	3	35.4	166.56	24.58	35.25	165.71	24.5	-0.42%	-0.51%	-0.33%

Tabla 5.17: Resultados del análisis no-lineal y lineal para elementos superiores

Información del elemento		Análisis no-lineal (kip y pies)			Análisis lineal (kip y pies)			% de error respecto al análisis no-lineal		
Elemento	# Piso	M (+)	M (-)	Vmax	M (+)	M (-)	Vmax	%Err M(+)	%Err M (-)	%Err (Vmax)
Columna #10	1	327.33	327.37	42.03	639.24	559.29	73.11	95.3%	70.8%	73.9%
Columna #11	2	268.72	255.82	38.68	376.75	401.2	53.98	40.2%	56.8%	39.6%
Columna #12	3	180.17	193.27	25.57	228.03	247.21	31.95	26.6%	27.9%	25.0%
Viga #37	1	163.95	301.94	35.51	320.25	461.41	48.14	95.3%	52.8%	35.6%
Viga #25	3	35.4	166.56	24.58	53.27	194.1	26.77	50.5%	16.5%	8.9%

De forma general se destaca que el MLE, junto al FM igual a 1.0907, aproxima en promedio los resultados no-lineales de fuerzas internas que se consideran en un 6%. En contraste, los resultados del análisis lineal convencional para las fuerzas internas que se muestran

en la Tabla 5.17 sobrestiman los resultados no-lineales en un promedio de 48%. Estos porcentajes se obtienen al promediar los resultados porcentuales que se presentan en la Figura 5.25 para cada tipo de análisis.

De este análisis se puede inferir que la simplificación realizada no afecta de forma considerable la respuesta de los elementos de los pisos superiores o la respuesta de los elementos no usados en la ejecución del MLE. Por lo tanto se puede argumentar que la respuesta no-lineal del sistema global en términos de fuerzas internas puede ser aproximada mediante el uso de los elementos seleccionados en la ejecución del MLE y aplicando el mismo nivel de degradación a todo el sistema estructural mediante las propiedades equivalentes de E_{sec} y ξ_p determinadas respectivamente con las ecuaciones (2-1) y (2-7). No obstante, se reconoce que este breve estudio aquí presentado debe ser investigado más ampliamente.

CAPÍTULO 6:

RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se presenta un resumen de lo realizado en esta investigación y además se presentan las conclusiones del estudio, comentarios y recomendaciones para continuar la investigación conducente a un desarrollo óptimo del Método Lineal Equivalente aplicado a sistemas estructurales de concreto reforzado.

6.1 RESUMEN DE LA INVESTIGACIÓN

Uno de los propósitos principales de esta tesis fue el estudio de los límites de ductilidad para los cuales el Método Lineal Equivalente (MLE) resulta efectivo, considerando que la prueba del concepto se realizó en una primera investigación por Cruz-Gutiérrez (2016). Para cumplir con ese objetivo, se desarrollaron cinco modelos de pórticos planos de hormigón reforzado los cuales se analizaron con el programa comercial de análisis estructural SAP2000. Entre los análisis ejecutados se hallan los siguientes: 1) análisis no-lineal en el tiempo, 2) análisis lineal modal en el tiempo y 3) el proceso iterativo del MLE que se basa en el análisis modal. Para los análisis mencionados se consideraron registros sísmicos históricos y los acelerogramas originales se escalaron para que calificaran como de mediana y alta intensidad. En cuanto al MLE y de manera similar a como se ha reportado en el área de Dinámica de Suelos, en el presente estudio se halló que el método converge en pocas iteraciones (cuatro a cinco), pero hubo ocasiones en donde se requirió de más iteraciones para lograr convergencia.

Antes de estudiar el rango de aplicación del Método Lineal Equivalente se examinó si los factores de reducción propuestos en la tesis de Cruz-Gutiérrez eran aplicables a los pórticos considerados en el presente estudio. Se encontró que estos factores no producían resultados razonables por lo que gran parte de este estudio se dirigió a definir nuevos factores. En la tesis se resumen los mejores resultados encontrados, pero debe mencionarse que se consideraron muchos más casos. Los factores propuestos son funciones de parámetros de intensidad del sismo que son las variables independientes que permiten definirlo. Una vez se halló una forma razonable para correlacionar estas variables, se efectuaron los análisis de todos los pórticos considerados. Usando la base de datos de registros sísmicos seleccionados junto con su escalamiento, se

lograron obtener magnitudes de ductilidad global en un rango de 1 a 4.0, estando dicha ductilidad en términos de desplazamiento. Una vez establecido ese rango de ductilidad, el cual se obtuvo mediante la ejecución de un análisis no-lineal para cada pórtico y sismo, se ejecutó el MLE para dicho rango. Para cuantificar la efectividad del MLE se compararon los errores en el momento flector y fuerza cortante en un elemento crítico de columna, y el momento en un elemento de viga seleccionado. Los resultados del MLE y el caso considerado exacto (dinámico no-lineal) se compararon usando un promedio de las diferencias porcentuales en las fuerzas internas mencionadas. De ese análisis comparativo resultó que el rango de error promedio en fuerzas en donde el MLE se considera efectivo fluctúa entre una magnitud de 9% a 10%.

6.2 CONCLUSIONES

Sobre la base de los resultados observados y reportados en esta tesis se plantean a continuación las siguientes conclusiones:

1. De forma similar a lo observado en la primera investigación de Cruz-Gutiérrez (2016), se concluye en esta tesis que el parámetro crítico que controla los resultados de la aproximación no-lineal es el Factor de Modificación. Basándose en las numerosas ejecuciones realizadas del MLE se reafirmó aquí el nivel de dependencia del método respecto a ese factor. Una diferencia entre el FM adoptado con respecto al factor óptimo puede provocar porcentajes de error considerables en las fuerzas internas. En la tesis de Cruz-Gutiérrez a este factor se lo denominó Factor de Reducción (RD), siguiendo la notación usada en las aplicaciones de Dinámica de Suelos. No obstante, al estudiar la respuesta de diversos pórticos de concreto reforzado con variaciones en su configuración espacial, se observó que para una estimación precisa de la respuesta inelástica fue necesario aplicar factores mayores que 1. Por consiguiente, en esta tesis se adoptó el término Factor de Modificación (FM).
2. La relación entre los parámetros del sismo relacionados con su intensidad y el FM óptimo determinado manualmente presenta una alta variabilidad al considerar el conjunto de casos de análisis. Estos casos se diferencian en el pórtico analizado y el sismo aplicado. Por lo tanto, es básicamente improbable

obtener alguna expresión directa que relacione únicamente a los parámetros de intensidad del sismo con el FM.

3. Mediante la combinación de parámetros selectos que describen la intensidad del sismo y otros relacionados al sistema estructural (como su periodo natural fundamental) se expuso que los mismos pueden ser relacionados linealmente para la aproximación del FM óptimo. No obstante, se establecieron una serie de condiciones para seleccionar una de las expresiones obtenidas.
4. Puede concluirse de forma parcial que el proceso del MLE puede aproximar la respuesta no-lineal de un sistema compuesto por pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado para un rango de ductilidad amplio, siempre y cuando se tenga un FM óptimo.
5. De acuerdo con las condiciones para el cómputo del FM propuestas en esta tesis y para el rango de ductilidades obtenido se concluye que, en general, el MLE es efectivo en un rango de ductilidad global de $1 < \mu < 1.5$ al considerar un límite de 20% de error respecto a los resultados del análisis no-lineal. Si se considera un aumento de 10% en ese límite, el rango efectivo de ductilidad global puede incrementarse entre $1 < \mu < 2.75$. Puede considerarse entonces que lo anterior confirma lo argumentado en la investigación de Cruz-Gutiérrez (2016) sobre que la aplicabilidad del MLE está limitada a respuestas no-lineales moderadas. No obstante, como se mencionó en el punto anterior, si se dispone de un FM apropiado se puede extender el rango de aplicación aún más.

6.3 RECOMENDACIONES PARA ESTUDIOS FUTUROS

Se entiende que el MLE puede ser una herramienta de análisis muy útil si el procedimiento sigue siendo objeto de estudio y de ese modo pueda ser optimizado para el análisis de estructuras civiles. El método puede ser utilizado para analizar de forma preliminar y rápida una estructura existente con el fin de evaluar su diseño respecto a actualizaciones en los códigos o si la peligrosidad sísmica para la zona donde se encuentra el edificio aumenta (por ejemplo, porque se descubren nuevas fallas sísmicas activas). Además, el método puede ser

utilizado para evaluar una estructura existente que se desea rehabilitar y de ese modo estudiar el efecto de diversas técnicas que se propongan para lograr ese objetivo. Otra aplicación del MLE es como una herramienta para el llamado “diseño por desempeño” (“performance-based design”) en donde actualmente se suele usar el método de empuje lateral para calcular la respuesta inelástica aproximada.

Todas estas aplicaciones serían más factibles si se aumenta la confiabilidad del MLE y para esto se presentan las siguientes recomendaciones para que sean consideradas en estudios futuros.

1. El MLE se considera una metodología de análisis lineal debido a que el proceso iterativo que lo caracteriza involucra una serie de análisis en el tiempo lineales ya sea mediante una metodología de integración directa o preferiblemente mediante la superposición de la respuesta modal. Sin embargo, parte del proceso de análisis involucra el uso de las curvas constitutivas del concreto confinado de los elementos de viga y columna, esto mediante el uso de un modelo conocido el cual involucra conceptos de confinamiento. Este concepto de confinamiento se usa para optimizar la ductilidad del elemento en las zonas de articulaciones plásticas y este tema es usualmente estudiado únicamente a nivel graduado. Por lo tanto, si fuese posible sería deseable definir una serie de curvas de degradación para E y ξ , ya sea en forma de ecuaciones o de tablas para distintas secciones de hormigón con distinto confinamiento y cuantía de acero. Esto ayudaría a la difusión y a la aceptación del MLE porque para implementarlo no se necesitarían conocer conceptos estudiados en cursos avanzados. Además la implementación sería prácticamente directa lo que contribuiría a que el método sea aceptado más ampliamente por los ingenieros practicantes.
2. Sería interesante comparar los resultados del MLE con aquellos métodos aproximados que consideran una reducción en rigidez mediante el concepto de secciones agrietadas o que usan una rigidez efectiva. Particularmente en esos métodos se considera una reducción en el momento de inercia de los elementos del sistema estructural.

3. En esta tesis el modelo computacional para la ejecución del análisis no-lineal se basó en el uso de articulaciones plásticas en términos de momento y rotación. Las mismas se consideraron con una variación elástica-perfectamente plásticas y como consecuencia la implementación del análisis no-lineal se limitó a esa condición. Sería interesante comparar los resultados del MLE con modelos no-lineales en donde se consideren articulaciones plásticas que toman en cuenta el incremento en capacidad una vez se alcanza la magnitud de fluencia (debido al confinamiento), es decir que el modelo de la articulación no se considere perfectamente plástico como se hizo en esta investigación. Además, en el presente estudio no se consideró el uso de articulaciones por cortante, por lo que resultaría interesante considerar este tipo de articulación para observar si surge algún cambio significativo en la comparación del MLE con los resultados del análisis no-lineal riguroso.
4. En el presente estudio se utilizaron nueve registros sísmicos de aceleraciones con los cuales se obtuvieron los resultados necesarios para el desarrollo de las expresiones para FM y para la verificación del MLE. Se observó que los porcentajes de error eran mayores para los sismos que tienen un espectro de respuesta de pseudo aceleración considerado como moderado y pobre en el contenido de periodos. Se recomienda ampliar la base de registros sísmicos de forma tal que se puedan incluir en el análisis para la optimización de las expresiones propuestas para FM. Por ejemplo, para el desarrollo de las expresiones (5-9), (5-10) y (5-11) no se consideraron los sismos con espectro de pseudo aceleraciones con pobre contenido de periodos. Además, al incorporar más registros sísmicos se puede estudiar con más profundidad las razones que influyen para que el FM sea mayor que 1, lo cual constituye un hallazgo de esta tesis.
5. Además de las expresiones citadas en la recomendación 4, en esta tesis se reportó la ecuación (5-14), con la cual se obtiene una aproximación del coeficiente de ductilidad global. Se recomienda estudiar si esa expresión es válida para otros

sistemas de pórtico, vale decir para pórticos con otras configuraciones, o si la ecuación propuesta puede ser optimizada según lo amerite.

6. En este estudio se consideraron magnitudes de ductilidad global mayores a 1, lo que significa que la respuesta de los pórticos se encontraba dentro del rango no-lineal. De acuerdo con la formulación empleada para las curvas de degradación, definidas por las ecuaciones (2-1) y (2-2), aún para deformaciones pequeñas existe una degradación asociada. Esta forma de proceder es común en las aplicaciones del MLE en Dinámica de Suelos porque estos materiales exhiben comportamiento no-lineal aún para sismos que causan deformaciones moderadas. Para estructuras de hormigón reforzado esto no es necesariamente así dado que para deformaciones pequeñas se considera que este material compuesto tiene una respuesta lineal. Por consiguiente, un estudio futuro sobre la implementación del MLE para sistemas de pórticos de concreto debe considerar que las curvas de degradación, vale decir las curvas de variación de E y ξ con la deformación unitaria ε , deben tener una zona constante para los valores iniciales de ε . Con ello, el MLE puede ser aplicado de forma más general dado que si se programa el procedimiento para bajas deformaciones y la primera deformación supuesta pertenece al rango lineal no será necesario iterar (vale decir, el MLE convergerá en un solo ciclo).
7. Por último, aún queda como tema de interés lo que se había mencionado en la tesis de Cruz-Gutiérrez (2016) sobre la deseabilidad de estudiar la aplicabilidad del MLE a edificios considerados como irregulares, estructuras con variaciones en el sistema de resistencia a cargas laterales y a estructuras de acero. Sin embargo, sería conveniente examinar estos casos una vez que el nivel de conocimiento para los sistemas de pórticos de concreto reforzado resistentes a momento esté mejor formulado, entiéndase una vez que se efectúe el estudio de las recomendaciones enumeradas anteriormente.

REFERENCIAS

- ACI 318. (2011). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA.
- ASCE7-10. (2010). “Minimum design loads for buildings and other structures.” American Society of Civil Engineers, Reston Virginia, USA.
- Browning, J., Warden, B., Matamodors, A., and Lepage, A. (2008). “Global and local seismic drift estimates for RC frames.” *Engineering Structures*, Vol. 30, pp.1262-1271.
- CALTRANS. (2013). *Caltrans Seismic Desing Criteria*. Department of Transportation, California, USA.
- COSMOS VDC. (2018). “Strong-motion Virtual Data Center.” Earthquake catalog, <<https://strongmotioncenter.org/vdc/scripts/earthquakes.plx>> (Dec. 4, 2018).
- Cruz-Gutiérrez, E. G. (2016). “Seismic response of inelastic concrete structures using the equivalent linear method.” Master of Science Thesis, Department of Civil Engineering and Surveying, University of Puerto Rico at Mayagüez.
- CSI Analysis Refence Manual. (2011). “CSI Analysis Refence Manual For SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge.” *Computer & Structures, Inc.*, Berkeley, California.
- CSI, Inc. (2018). “Modal analysis - Technical Knowledge Base - Computers and Structures, Inc.” <<https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Modal+analysis>> (Dec. 9, 2018).
- FDSN. (2018). “FDSN: Network Codes.” Network catalog, <<http://www.fdsn.org/networks/>> (Dec. 4, 2018).
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal emergency management agency, Washington D.C., Virginia, USA.
- Gonzalez-Avellanet, Y. (2015). “Rehabilitation of RC Residential Houses on Gravity Columns Over Slope Terrain.” Doctoral Dissertation, Department of Civil Engineering and Surveying, University of Puerto Rico at Mayagüez, Mayagüez, PR.
- Gulkan, P., and Sozen, M. (1974). “Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquakes motions.” *ACI Journal*, Vol. 71, pp.604-610.
- Hesam, P. (2016). “Estimating Effective Viscous Damping and Restoring Force in Reinforced Conrete Structures.” Doctoral Dissertation, Purdue University, West Lafayette, Indiana, USA.
- Hilber, H. M., Hughes, T. J. R., and Taylor, R. L. (1977). “Improved Numerical Dissipation For Time Integration Algorithms In Structural Dynamics.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 5(No. 3), 283–292.

Referencias

- Inel, M., and Ozmen, H. B. (2006). "Effects of Plastic Hinge Properties in Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Buildings." *Engineering Structures*, Vol. 20, 1494–1502.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R. (1988). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete." *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114(No. 8), 1804–1826.
- Miranda, E., and Ruiz-García, J. (2002). "Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp.539-560.
- Montejo, L. A., and Kowalsky, M. J. (2007). *Cumbia: Set of Codes for the Analysis of Reinforced Concrete Members*. North Carolina State University, Raleigh, NC, Department of Civil, Construction and Environmental Engineering.
- NOAA. (2018). "Latitude/Longitude Distance Calculator." <<https://www.nhc.noaa.gov/gccalc.shtml>> (Dec. 5, 2018).
- Paulay, T., and Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, Inc., USA.
- Pavel, F., and Lungu, D. (2012). "Frequency content indicators of strong ground motions." *Proceedings of the fifteenth world conference on earthquake engineering. Lisbon, Portugal*, 10 pages.
- PEER. (2018). "PEER Ground Motion Database - PEER Center." <<https://ngawest2.berkeley.edu/spectras/158701/searches/new>> (Dec. 5, 2018).
- PEER, NGA. (2010). *User Manual for the PEER Ground Motion Database Web Application*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, CA, USA.
- ProShake. (2017). *Ground response analysis program*. EduPro Civil Systems, Inc., Redmond, Washington, USA.
- Rosenblueth, E., and Herrera, I. (1964). "On a kind of hysteretic damping." *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 90, pp.37-48.
- Shibata, A., and Sozen, M. A. (1976). "Substitute-Structure Method for Seismic Design in R/C." *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 102(ST1), pp.1-18.
- Suárez, L. E. (2014). *Análisis de Estructuras con Cargas Dinámicas: Tomo II* (in Spanish), 494 p., Amazon.com.
- USGS. (2018). "ANSS COMCAT Catalog." <<https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/search/>> (Dec. 4, 2018).
- Villalobos-Soto, C. (2016). "Influencia del comportamiento inelástico de pórticos especiales de hormigón armado en la respuesta sísmica de componentes no estructurales." Tesis de Maestría en

Referencias

Ciencias de Ingeniería Civil, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, PR.

Wilson, E. L. (2002). *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures: A Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering*. Computers and Structures INC., Berkeley, California, USA.

Wolfram Research, Inc. (2018). *Mathematica Online*. Wolfram Research, Inc., Champaign, Illinois.

Yaghmaei-Sabegh, S., Neekmanesh, S., and Lumantarna, E. (2014). “Nonlinear response estimates of RC frames using linear analysis of SDOF systems.” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 43, pp.769-790.

Zhao, X., Wu, Y.-F., Leung, A. Y., and Lam, H. F. (2011). “Plastic Hinge Length in Reinforced Concrete Flexural Members.” *Procedia Engineering*, Vol. 14, 1266–1274.

APÉNDICE A: CÓDIGO ESCRITO EN “VBA FOR APPLICATION” DE MS EXCEL PARA LA EJECUCIÓN DEL MLE EN SAP2000

El código siguiente fue escrito para automatizar las iteraciones del MLE. El mismo se realizó siguiendo las guías y ejemplos dados en la sección de ayuda para OAPI de SAP2000. Para la ejecución de este código es necesario generar el modelo como se acostumbra, mediante la interface en SAP2000. Una vez generado el modelo, el código ejecuta el “startup” de SAP2000, abre el archivo indicado y ejecuta el análisis indicado. Para los análisis considerados en este estudio se generaron códigos similares. La imagen a continuación ilustra la hoja de Excel utilizada, junto a una ejecución del MLE.

Sub RunSapAnalysis_Modal_ELM()

'Nota: En el código siguiente hay líneas de codificación que fueron comentadas para así no usarlas. Las mismas se mantuvieron para referencia de lo hecho para el autor..

```

*****
*****
***** ELM By Modal Time History *****
*****
*****

```

'Dc y Dv = Deformacion unitaria en la viga y columna respectivamente. Ac y Av es amortiguamiento. Dim i As Integer, PEc As Double, PEv As Double, Dc As Double, Dv As Double, Ac As Double, Av As Double

Apéndice A

```
'Variables para definir la funcion de amortiguamientos pero por partes. Se dividen en Numerador
(Num) y
'Denominador (Den). Esto pq la funcion al parecer es muy compleja para defirnirla de forma
completa como
'un String, para lo que quiero hacer de tener todos los modelos bajo un mismo macro.
Dim AcNum As String, AcDen As String, AvNum As String, AvDen As String

'Variables para los resultado del analisis Modal.
Dim Period() As Double, Frequency() As Double, CircFreq() As Double, EigenValue() As Double

'Periodos 1 y 2
Dim P1 As Double, P2 As Double

Dim SapObject As SapObject, SapModel As cSapModel, filename As String
Dim ret As Long, Rets As Long

Dim NumberResultsC As Long, NumberResultsV As Long, Obj() As String, ObjSta() As Double,
ObjStav() As Double, Elm() As String, ElmSta() As Double
Dim LoadCase() As String, StepType() As String, StepNum() As Double, StepNumv() As Double
Dim P() As Double, V2() As Double, V3() As Double, t() As Double, M2() As Double, M3() As Double
Dim Pv() As Double, V2v() As Double, V3v() As Double, Tv() As Double, M2v() As Double, M3v() As
Double
Dim Value As Long
Dim Name As String, MyType As Long, MaxSegSize As Double, MinSections As Long

'Variables para el modulo de elasticidad del concreto en Viga y Columna
'y variable para la razon de amortiguamiento usada en el analisis de Time History

Dim Ec As String, Ev As String, AP As Double
'Ec = 384251.06
'Ev = 370879.32
'AP = 0.0795

'Variables para la definicion del material
Dim e As Double, u As Double, a As Double

'Variables para la definicion del amortiguamiento
Dim DampType As Long, Dampa As Double, Dampb As Double, Dampf1 As Double, Dampf2 As Double,
Dampd1 As Double, Dampd2 As Double

'Variables para definir las cargas del caso de analisis LinearTH.
Dim NumberLoads As Long, LoadType() As String, LoadName() As String, Func() As String, SF()
As Double
Dim TF() As Double, AT() As Double, CSys() As String, Ang() As Double

'Variables para los resultados de desplazamiento relativo en alguna junta.
Dim Namep As String, ItemTypeElmp As eItemTypeElm, NumberResultsp As Long, Objp() As String
Dim Elmp() As String, LoadCasep() As String, StepTypep() As String, StepNump() As Double
Dim U1() As Double, U2() As Double, U3() As Double, R1() As Double, R2() As Double, R3() As
Double

'Variables para la funcion de esfuerzo en terminos de deformacion (Concrete Stress-Strain Curve)
Dim Sc As String, Sv As String

Range("M1") = "Modal ELM"

Set SapObject = New SapObject
Set SapModel = SapObject.SapModel

SapObject.ApplicationStart

filename = Range("G2")
SapModel.File.OpenFile (filename)

ret = SapModel.SetModelIsLocked(False)

'hide application
ret = SapObject.Hide

'-----
-----Configura las unidades del modelo a kip_ft_F
```

Apéndice A

```
Dim Unit As Integer
ret = SapModel.SetPresentUnits(kip_ft_F)
Unit = SapModel.GetPresentUnits
If Unit = 4 Then Range("M2") = "kip_ft_F"

'-----Asigana la
informacion de cargas del caso LinearTH a cada variable(arreglos)
ReDim LoadType(2)
ReDim LoadName(2)
ReDim Func(2)
ReDim SF(2)
ReDim TF(2)
ReDim AT(2)
ReDim CSys(2)
ReDim Ang(2)

LoadType(0) = "Load"
LoadName(0) = "DEAD"
Func(0) = "Ramp"
SF(0) = 1
TF(0) = 1
AT(0) = 0
CSys(0) = "GLOBAL"
Ang(0) = 0
LoadType(1) = "Load"
LoadName(1) = "W_Losa tributaria"
Func(1) = "Ramp"
SF(1) = 1
TF(1) = 1
AT(1) = 0
CSys(1) = "GLOBAL"
Ang(1) = 0
LoadType(2) = "Accel"
LoadName(2) = "U1"
Func(2) = Range("W1")
SF(2) = Range("D1") * 32.2
TF(2) = 1
AT(2) = 9
CSys(2) = "GLOBAL"
Ang(2) = 0

If ret > 0 Then Exit Sub
'Configura el caso de analisis LinearTH con los valores asignados a cada arreglo de cada
variable del comando.
ret = SapModel.LoadCases.ModHistLinear.SetLoads("ModalTH", 3, LoadType, LoadName, Func, SF,
TF, AT, CSys, Ang)

'-----

'Identifica la fila inicial
i = 5
PEc = 1
PEv = 1

'Valor inicial de deformacion unitaria.
Dc = 0.001
Dv = 0.001
Cells(i, 2) = Dc
Cells(i, 12) = Dv

Cells(5, 1) = 1
Cells(5, 11) = 1
Cells(5, 21) = 1

'Variables para modificar los intervalos de tiempos a ser analizados (TimeSteps)
Dim nstep As Long, DT As Double
DT = Range("W2")
nstep = Range("D2") / DT

ret = SapModel.LoadCases.ModHistLinear.SetTimeStep("ModalTH", nstep, DT)
```


Apéndice A

```
Application.DisplayAlerts = False

'-----
'----- Comienza el ciclo de analisis -----
'-----

Do Until PEc < Range("I1") And PEv < Range("I1")

ret = SapModel.SetModelIsLocked(False)

'Ecuaciones de Esfuerzo, Amortiguamiento y Modulo de Elasticidad Para la Columna (c) y Viga (v)
respectivamente.
'Las mismas se obtienen de acuerdo a la curva de esfuerzo-deformacion del concreto confinado.
Teoria de Mander.
    Sc = Range("AU2"): Sc = Evaluate(Replace(Sc, "Dc", Dc))
    AcNum = Range("AV2"): AcNum = Evaluate(Replace(AcNum, "Dc", Dc))
    AcDen = Range("AW2"): AcDen = Evaluate(Replace(AcDen, "Dc", Dc))
    Ac = AcNum / AcDen
    Ec = Range("AX2"): Ec = Evaluate(Replace(Ec, "Dc", Dc))

    Sv = Range("AY2"): Sv = Evaluate(Replace(Sv, "Dv", Dv))
    AvNum = Range("AZ2"): AvNum = Evaluate(Replace(AvNum, "Dv", Dv))
    AvDen = Range("BA2"): AvDen = Evaluate(Replace(AvDen, "Dv", Dv))
    Av = AvNum / AvDen
    Ev = Range("BB2"): Ev = Evaluate(Replace(Ev, "Dv", Dv))

'Amortiguamiento Promedio
'AP = Application.WorksheetFunction.Max(Ac, Av)
'AP = Application.WorksheetFunction.Min(Ac, Av)
    AP = 0.5 * Ac + 0.5 * Av

Dim EP As Double
'EP = Application.WorksheetFunction.Average(Ec, Ev)

'Coloca los respectivos resultados en su celda correspondiente.
    Cells(i, 3) = Ac
    Cells(i, 5) = Ec
    Cells(i, 13) = Av
    Cells(i, 15) = Ev
    Cells(i, 22) = AP

'*** Cambio de parametros: Modulo de elasticidad y amortiguamiento
ret = SapModel.PropMaterial.SetMPIsotropic("Col Conc", Ec, 0.2, 0.0000055)
ret = SapModel.PropMaterial.SetMPIsotropic("Vig Conc", Ev, 0.2, 0.0000055)

'-----
'-----

'Correr el analisis modal para obtener las propiedades dinamicas del portico relacionadas
'a los valores nuevos de modulo de elasticidad. Para luego asignar el periodo 1 y 2 al
' analisis LinearTH. Esto para que al iniciar dicho caso los parametros alpha y beta
correspondientes
'al amortiguamiento sean los pertenecientes a Ec y Ev.

    '*** Corre el analisis Modal
    ret = SapModel.Analyze.SetRunCaseFlag("P1", False)
    ret = SapModel.Analyze.SetRunCaseFlag("P2", False)
    ret = SapModel.Analyze.SetRunCaseFlag("P3", False)
    ret = SapModel.Analyze.SetRunCaseFlag("DeadLoads", False)
    ret = SapModel.Analyze.SetRunCaseFlag("Push", False)
    ret = SapModel.Analyze.SetRunCaseFlag("NonLin", False)
    ret = SapModel.Analyze.SetRunCaseFlag("LinearTH", False)
    ret = SapModel.Analyze.SetRunCaseFlag("ModalTH", False)
    ret = SapModel.Analyze.RunAnalysis

'clear all case and combo output selections
    ret = SapModel.Results.Setup.DeselectAllCasesAndCombosForOutput
'set case and combo output selections
```

Apéndice A

```
ret = SapModel.Results.Setup.SetCaseSelectedForOutput("MODAL")
'get modal period
ret = SapModel.Results.ModalPeriod(20, LoadCase, StepType, StepNum, Period, Frequency, CircFreq, EigenValue)

'Los periodos 1 y 2 salen del arreglo llamado Period, hecho por SAP2000. Es un arreglo tipo fila (1,Y).
P1 = Period(0)
P2 = Period(1)
'P1 = 0.5539
'P2 = 0.1493

ret = SapModel.SetModelIsLocked(False)

'-----
ret = SapModel.LoadCases.ModHistLinear.SetDampProportional("ModalTH", 2, 0, 0, P1, P2, AP, AP)

'*** Corre el analisis ModalTH
ret = SapModel.Analyze.SetRunCaseFlag("P1", False)
ret = SapModel.Analyze.SetRunCaseFlag("P2", False)
ret = SapModel.Analyze.SetRunCaseFlag("P3", False)
ret = SapModel.Analyze.SetRunCaseFlag("NonLin", False)
ret = SapModel.Analyze.SetRunCaseFlag("LinearTH", False)
ret = SapModel.Analyze.SetRunCaseFlag("ModalTH", True)
ret = SapModel.Analyze.RunAnalysis

'clear all case and combo output selections
ret = SapModel.Results.Setup.DeselectAllCasesAndCombosForOutput

'set case and combo output selections

ret = SapModel.Results.Setup.SetCaseSelectedForOutput("ModalTH")
ret = SapModel.Results.Setup.SetOptionModalHist(2)

'No se como funciona este comando. No quiere darme los resultados de P para la
'estacion 0, digase la base de la columna 1.
'ret = SapModel.FrameObj.SetOutputStations("1", 2, 1, 0, True, True, 0)

'get frame forces for line object "1 and 10"
ret = SapModel.Results.FrameForce(Range("A02"), Object, NumberResultsC, Obj, ObjSta, Elm, ElmSta, LoadCase, StepType, StepNum, P, V2, V3, t, M2, M3)
ret = SapModel.Results.FrameForce(Range("AN2"), Object, NumberResultsV, Obj, ObjStav, Elm, ElmSta, LoadCase, StepType, StepNumv, Pv, V2v, V3v, Tv, M2v, M3v)
'ret = SapModel.Analyze.DeleteResults("Name", True)

'Obtiene resultados de desplazamiento relativo.
ret = SapModel.Results.JointDispl(Range("AM2"), 0, NumberResultsp, Objp, Elmp, LoadCasep, StepTypep, StepNump, U1, U2, U3, R1, R2, R3)

'Numero de datos correspondientes a viga y columna
Range("W28") = NumberResultsC
Range("W30") = NumberResultsV

'Calcula el numero de filas necesarias para todos los resultados.
Dim fcol As Double, fvig As Double, fdisp As Double

fcol = nstep * 3
fvig = nstep * 3
fdisp = nstep

'Resultados correspondientes a la columna
Range("X3:X" & fcol) = Application.WorksheetFunction.Transpose(ObjSta)
Range("Y3:Y" & fcol) = Application.WorksheetFunction.Transpose(P)
Range("Z3:Z" & fcol) = Application.WorksheetFunction.Transpose(M3)
Range("AH3:AH" & fcol) = Application.WorksheetFunction.Transpose(V2)

'Resultados correspondientes a la viga
Range("AC3:AC" & fvig) = Application.WorksheetFunction.Transpose(ObjStav)
Range("AD3:AD" & fvig) = Application.WorksheetFunction.Transpose(Pv)
Range("AE3:AE" & fvig) = Application.WorksheetFunction.Transpose(M3v)
```

Apéndice A

```
'Resultados de desplazamiento del nodo indicado.
Range("AL3:AL" & fdisp) = Application.WorksheetFunction.Transpose(U1)

'Asigna el esfuerzo maximo absoluto a la celda correspondiente en cada iteracion.
Dim Goal As Variant, ChangingCell As Range

'Columna
Cells(i, 7) = Sc
Cells(i, 10) = Range("AN10")
'Cells(i, 7) = Cells(i, 10) / Ec

'Range("AP10").GoalSeek Goal:=Range("AN10").Value, ChangingCell:=Range("AO10")
'Cells(i, 7) = Range("AO10")

Cells(i, 8) = Cells(i, 10) * Range("G1")
PEc = Abs((Cells(i, 7) - Cells(i, 8)) / Cells(i, 7))
Cells(i, 9) = PEc

'Viga
Cells(i, 17) = Sv
Cells(i, 20) = Range("AN16")
'NO Cells(i, 17) = Cells(i, 20) / Ec

'Range("AP16").GoalSeek Goal:=Range("AN16").Value, ChangingCell:=Range("AO16")
'Cells(i, 17) = Range("AO16")

Cells(i, 18) = Cells(i, 20) * Range("G1")
PEv = Abs((Cells(i, 17) - Cells(i, 18)) / Cells(i, 17))
Cells(i, 19) = PEv

'Datos de la iteracion i+1
Cells(i + 1, 1) = i - 3
Cells(i + 1, 11) = i - 3
Cells(i + 1, 21) = i - 3

'Determinacion de la deformacion i+1 en Columna.
'Range("AP10").GoalSeek Goal:=Cells(i, 8).Value, ChangingCell:=Range("AO10")
'Cells(i + 1, 2) = Range("AO10")
Cells(i + 1, 2) = (Cells(i, 8)) / Ec

'Determinacion de la deformacion i+1 en Viga.
'Range("AP16").GoalSeek Goal:=Cells(i, 18).Value, ChangingCell:=Range("AO16")
'Cells(i + 1, 12) = Range("AO16")
Cells(i + 1, 12) = (Cells(i, 18)) / Ev

'Resultados maximos de Desplazamiento, momento y cortante de cada iteracion.
Cells(i + 20, 17) = Range("Q2")
Cells(i + 20, 18) = Range("R2")
Cells(i + 20, 19) = Range("S2")
Cells(i + 20, 20) = Range("T2")

i = i + 1

Dc = Cells(i, 2)
Dv = Cells(i, 12)
Loop

'-----
'----- Termina el ciclo -----
'-----

Range("M" & i + 3) = "%ErrDisp": Range("N" & i + 3) = "%ErrMc": Range("O" & i + 3) = "%ErrVc":
Range("P" & i + 3) = "%ErrMv"
Range("M" & i + 4) = ((Range("Q2") - Range("Q1")) / Range("Q1")) * 100
Range("N" & i + 4) = ((Range("R2") - Range("R1")) / Range("R1")) * 100
Range("O" & i + 4) = ((Range("S2") - Range("S1")) / Range("S1")) * 100
Range("P" & i + 4) = ((Range("T2") - Range("T1")) / Range("T1")) * 100
```

Apéndice A

```
'unhide application
    'ret = SapObject.Unhide

'close Sap2000
    'SapObject.ApplicationExit False
    'Set SapModel = Nothing
    'Set SapObject = Nothing

Beep
End Sub
```

APÉNDICE B: CÓDIGO EN MATLAB PARA EL CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DEL SISMO Y FM

El código siguiente contiene partes desarrolladas por el Prof. Luis E. Suarez y partes reportadas por Cruz-Gutiérrez (2016), además de las partes incluidas por el autor.

```
clc; clearvars; close all; format short g;
% ***** Input Data *****
g = 32.2; % acceleration
PRA = 0; % pic rock accel. fracc. of g
npt = 1; % fraction (0-1) of points to be plotted
Dt = 6; % offset of the initial displacement [seg]

% Variables del codigo de Suarez para la construccion de los espectros.
uni = 'ft'; % índice unidades p/espectros: in, ft, mm, cm, m
zi = 0.05; % razón de amortiguamiento del oscilador
Ti = 0.01; % periodo mínimo para los espectros: seg
Tmax = 2.50; % periodo máximo para los espectros: seg
dT = 0.010; % intervalo para periodos naturales: seg
np = 1.0; % fracción (<=1) de puntos p/graficar

res = 'no'; %Se desea mostrar el espectro de pseudo-
aceleraciones? si o no.

%*****
% Informacion del sismo a ser considerado. X = EQx

% nom = 'ImpValley1940_180'; dt = 0.01; X = 0.55; % scale factor
nom = 'Parkfield1966'; dt = 0.01; X = 3.75; % scale factor
% nom = 'Managua1972'; dt = 0.005; X = 1; % scale factor
% nom = 'NorthridgeSylmar1994'; dt = 0.02; X = 1; % scale factor
% nom = 'LomaPrieta1989'; dt = 0.005; X = 2; % scale factor
% nom = 'HectorMine1999'; dt = 0.005; X = 18; % scale factor
% nom = 'SanSalvador1986'; dt = 0.005; X = 1;
% nom = 'Borrego1968'; dt = 0.005; X = 80;
% nom = 'Miyagi1978_60seg-compatible'; dt = 0.01; X = 3.5;
% nom = 'SanFernando1971'; dt = 0.01; X = 1;
% nom = 'ElMayor2010'; dt = 0.005; X = 1;

% T = 0.55391; T2 = 0.14932; P = 3; TR = 2; z = T/P/TR; M = 'C16'; %Modelo Cruz
% T = 0.54663; T2 = 0.17033; P = 3; TR = 6; z = T/P/TR; M = '1H3'; %1H3
T = 0.89099; T2 = 0.2753; P = 5; TR = 4; z = T/P/TR; M = '2H5'; %2H5
% T = 0.79350; T2 = 0.25265; P = 7; TR = 5; z = T/P/TR; M = '3H7'; %3H7
% T = 1.39020; T2 = 0.43897; P = 9; TR = 5; z = T/P/TR; M = '4H9';
% T = 1.46504; T2 = 0.47229; P = 12; TR = 7; z = T/P/TR; M = '5H12';
% T = 0.55117; T2 = 0.14864; P = 3; TR = 2; z = T/P/TR; M = 'C16b'; %Modelo Cruz

%Los Modelos aparecen con la identificacion dada en la investigacion de Villalobos. No
obstante, estos representan por ejemplo, 1H3 = M1
% 2H5 = M2, etc...

%*****

% ----- Reading and scaling of original accelerogram -----
terr = load ([nom '.txt'], '-ascii'); % reading of the seismic record
```

Apéndice B

```

[nr,nc] = size(terr); % rows and columns of the file
nt = nr*nc; % number of points in the accelerogram
xg(1:nt) = terr'*X; % vector with data from the file
Xm = max( abs(xg) ); % original maximum from accelerogram
if PRA ~= 0
    xg = PRA/Xm * xg; % scale the accelerogram to the given PRA
    PRA = Xm; % only if PARA is zero
end
tf = (nt-1) * dt; % final time of the record
t = 0: dt: tf; % vector of times
ng = round(npt*nt); % number of points to plot

% ----- Calculation of accel, vel and disp -----
%Acceleration
xg1=xg'*g;
%Velocity
vell=cumtrapz(t, xg1);
%Displacement. By me (JAM)
dis1 = cumtrapz(t, vell);

% ----- Parameters Calculation -----
[PGA1,pPGA1]=max(abs(xg1)); % PGA
[PGV1,pPGV1]=max(abs(vell)); % PGV

[PGD1,pPGD1]=max(abs(dis1)); % PGV

Arms1=sqrt((1/t(end))*trapz(xg1.^2)*dt);
Ic1=(Arms1).^(3/2)*sqrt(t(end)); % IC
AI1=(pi/(2*g)).*(cumtrapz(t,(xg1).^2)); % AI
AI1=AI1(end);
CAV1=cumtrapz(t,abs(xg1)); % CAV
CAV1=CAV1(end);
[EDA1B]=fEDA_vma(dt,xg1); % EDA

%Parametros del sismo segun calculados por el codigo reportado por Cruz(2016)
PGA = round(PGA1,3); PGV = round(PGV1,4); PGD = round(PGD1,5); CAV =
round(CAV1,4); AI = round(AI1,4);

% ----- Cálculo y gráfico de los espectros -----

Tt = Ti : dT : Tmax; % vector con los periodos naturales
nT = length(Tt); % número de periodos naturales
SD = zeros(1,nT); % espectro de desplazamientos
relativos

switch uni
    case 'in'; g = 386.4;
    case 'ft'; g = 32.2;
    case 'mm'; g = 9180;
    case 'cm'; g = 981;
    case 'm'; g = 9.81;
end

for j = 1 : nT
    u = Duhamel(2*pi/Tt(j),zi,1,dt,ng,0,0,-g*xg);
    SD(j) = max( abs(u) ); % espectro de desplazamiento [uni]
end
PSV = (2*pi./Tt) .* SD; % espectro de pseudo-velocidad [uni/T]
PSA = (2*pi./Tt).^2 .* SD /g; % espectro de pseudo-acelerac. [%g]

% Calcula la pseudo-aceleracion para el periodo T del portico analizado.

```

Apéndice B

```

Ts = T; %vector con periodos para calcular PSA
nn = round((Ts-Ti)/dT +1); %índices de los periodos específicos
Sd = SD(nn);
Sa = PSA(nn);
Td = Tt(nn);

%Indica la pseudo-aceleracion maxima.
Mpsa = max(abs(PSA));
indx = find(PSA == Mpsa);
TMpsa = Tt(indx); %Periodo para la pseudo aceleracion maxima

%Crea la grafica donde se especifica Sa para T. Digase la seudo-aceleracion
correspondiente al periodo T del portico
%analizado.

if isequal(res,'si')
    figure; set(gcf,'DefaultLineLineWidth',1.5);
    for j = 1:length(Ts)
        disp(' ')
        disp( ['*** Para T = ',num2str(Ts(j)), ' seg el desplazamiento es:
',num2str(Sd(j)), ' ',uni] )
        disp(' ')
        disp( ['*** Para T = ',num2str(Ts(j)), ' seg la aceleración es:
',num2str(Sa(j)), ' g'] )
        disp(' ')
        plot( Tt,PSA,[Td(j),Td(j)],[0,Sa(j)],'-o' ); hold on
    end
    grid on; xlabel('Periodo [seg]'); ylabel('Aceleración Sa [fracc. de g]');
    title(['Espectro de aceleraciones del terremoto de ',nom]);
    text((Ts+Ts/15), Sa, ['\leftarrow Sa = ' num2str(Sa) ' g'])
    text((TMpsa+TMpsa/15), Mpsa, ['\leftarrow Sa Max = ' num2str(Mpsa) ' g'])
end

%-----
%-----

%*****
%*****
%***** Display the values *****
%*****
%*****

disp(' ***** Each Parameter *****');
disp([' EQ:' num2str(nom)])
disp(' ')
disp(['=> PGA: ',num2str(PGA1)]);
disp(['=> PGV: ',num2str(PGV1)]);
disp(['=> Ic: ',num2str(Ic1)]);
disp(['=> AI: ',num2str(AI1)]);
disp(['=> CAV: ',num2str(CAV1)]);
disp(['=> EDA: ',num2str(EDA1B)]);
disp(['=> PGD: ',num2str(PGD1)]);

% Factor de reduccion, segun reportado por Cruz. En el sistema ingles.
RDCruz = -0.0395092 + 0.00209*AI1 + 0.0001658*CAV1 + 0.0234755*EDA1B -
0.0048305*Ic1 - 0.0159971*PGA1 + 0.0332201*PGV1;

% Informacion del sismo utilizado, factor de escala EQx y valor del FM segun Cruz
(2016).
disp(' ')

```

Apéndice B

```
disp(['>> Sismo: ',nom]);
disp(['>> EQx: ',num2str(X)]);
disp(['>> FM_Cruz: ',num2str(RDCruz)]);
disp(' ')

%-----
%
% Compuato del Factor de
Modificacion (FM = FMu)
%-----

disp(['>>> Máxima pseudo-aceleracion: ',num2str(Mpsa,4),' g'])

% Indica la pseudo-aceleracion correspondiente al periodo T del portico bajo analisis.
disp(['>>> Para T = ',num2str(T),' seg Sa es: ',num2str(Sa),' g'])

% Razon [r]
Ratio = Sa/Mpsa;
disp(['>>> Sa Ratio = r: ' num2str(Ratio)]);

disp('----- ')
disp('      Factor de Modificacion (FM)')
disp('----- ')

% Ecuaciones lineales desarrolladas en el estudio.
FMm = (1/PGA/z)*(0.7021*(1/sum([1/(PGA*T) 1/(T*Sa*32.2)]))-3.8488);
disp(' ')
disp('** 0 < R < 0.25');
disp(['>>> FMm: ',num2str(FMm)]);

FMn = 1.2486-0.0926*(32.2/PGA)-0.1129*(1/Sa);
disp(' ')
disp('** 0.25 < R < 0.5')
disp(['>>> FMn: ',num2str(FMn)]);

FMr = (1/PGA/z)*(0.3660*(1/sum([1/(PGA*T) 1/(T*Sa*32.2)]))-1.0540);
disp(' ')
disp('** 0.5 < R < 1');
disp(['>>> FMr: ',num2str(FMr)]);

%----- Condiciones para el computo de FMu -----
%-----

if Ratio > 0 && Ratio < 0.25
    if FMm < 0, FMu = sum([(abs(FMm)-fix(abs(FMm))), (abs(FMr)-fix(abs(FMr)))]) ; %FMu
= (abs(FMm)+FMn)/2;
    elseif FMm > 0.30 && FMm < 1.5, FMu = FMm;
    elseif FMm > 0 && FMr < 2.25, FMu = 0.5*(FMr + FMn);
    elseif abs(FMr) > 2.25 && abs(FMm) > 2.25 && abs(FMm) < 3, FMu = mean([(abs(FMm)-
fix(abs(FMm))), (abs(FMr)-fix(abs(FMr)))]);
    else, FMu = 0.50*sum([FMn, abs(FMm)-fix(abs(FMm))]);
    end
elseif Ratio > 0.25 && Ratio < 0.50
    FMu = FMn;
elseif Ratio > 0.50 && Ratio < 1
    if FMr < 0, FMu = sum([(abs(FMm)-fix(abs(FMm))), (abs(FMr)-fix(abs(FMr)))]) ; %FMu =
(abs(FMr)+FMn)/2;
    elseif FMr > 0.30 && FMr < 1.25, FMu = FMr;
    elseif FMr < 2.25 && FMm > 0, FMu = 0.5*(FMr + FMn);
    elseif abs(FMr) > 2.25 && abs(FMm) > 2.25 && abs(FMr) < 3, FMu = mean([(abs(FMr)-
fix(abs(FMr))), (abs(FMm)-fix(abs(FMm)))]);
```


Apéndice B

```
        else, FMu = 0.90*sum([FMn, abs(FMr)-fix(abs(FMr))]);
        end
    end
end
%-----
%-----

% Coeficiente de ductilidad aproximado
pSa = Sa*g;
phi = 0.93; %Representa una disminucion de acuerdo a los % de error obtenidos.
x = (sum([1/(T*pSa) 1/CAV]))^-1;
miu = phi*(1/T/pSa)*(0.3216*x+0.9461)^2;

% Resultados para la ejecucion del MLE. Solo se usa FMu. miu probable es una cantidad
a ser observada unicamente.
    disp(' ');
    disp(['miu probable: ' num2str(miu)]);

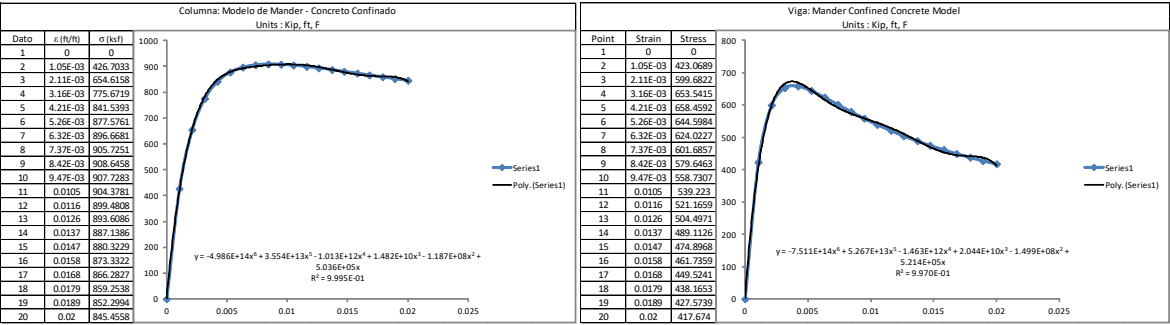
    disp(' ');
    disp(['FM a usar: FMu = ' num2str(FMu)

function [EDA]=fEDA_vma(dt,xg)
    xg = reshape(xg,[],1);
    np=length(xg);
    fs=1/dt;
    Fn=fft(xg);
    fres=fs/np;
    m=0:ceil(np/2);
    freqs = m*fres;
    %Signal filtration ( Low Pass frequency = 9 Hz )
    fcorte1=0;
    fcorte2=9;
    j=find(freqs>=fcorte1 & freqs<=fcorte2)';
    %Fn(1:j(1))=0;
    %Fn(end-j(1)+1:end)=0;
    Fn(j(end):end-(j(end)-1))=0;
    % Signal Gathering
    sn = ifft(Fn);
    EDA=max(abs(sn));
```

APÉNDICE C: EJEMPLOS DE DE ALGUNAS DEFINICIONES USADAS EN EL MODELO COMPUTACIONAL

Modelo M1:

Curvas de esfuerzo-deformación del concreto confinado.



Magnitudes de carga axial en las columnas para definición de la articulación plástica por piso.

Carga axial de compresion en cada columna del portico 1H3. @ base/Columna. (kips)									
	Columna	A	B	C	D	E	F	G	Promedio
Nivel	1	-65.33	-120.79	-118.21	-118.43	-118.21	-120.79	-65.33	-103.87
	2	-42.93	-79.99	-78.28	-78.42	-78.28	-79.99	-42.93	-68.688571
	3	-21.07	-40.46	-39.05	-39.24	-39.05	-40.46	-21.07	-34.342857

Definición de las articulaciones plásticas

Frame Hinge Property Data for 1erP Columns - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
D	0	-0.0422
C	-292.31	-0.0422
B	-292.31	0
A	0	0
B	292.31	0.0422
C	292.31	0.0422
D	0	0.0422
E	0	0.0422

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☐ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☐ Drops To Zero

☒ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment Moment SF

☐ Use Yield Rotation Rotation SF

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	3.000E-03	
Life Safety	0.012	
Collapse Prevention	0.015	

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Frame Hinge Property Data for 2doP Columns - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
D	0	-0.0451
C	-277.1185	-0.0451
B	-277.1185	0
A	0	0
B	277.1185	0
C	277.1185	0.0451
D	0	0.0451
E	0	0.0451

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☐ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☐ Drops To Zero

☒ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment Moment SF

☐ Use Yield Rotation Rotation SF

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	3.000E-03	
Life Safety	0.012	
Collapse Prevention	0.015	

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Apéndice C

Frame Hinge Property Data for 3erP Columns - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	0	-0.0483
D	0	-0.0483
C	-261.16	-0.0483
B	-261.16	0
A	0	0
B	261.16	0
C	261.16	0.0483
D	0	0.0483
E	0	0.0483

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☐ Drops To Zero

☒ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment

☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy

☐ Life Safety

☐ Collapse Prevention

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Frame Hinge Property Data for Vigas - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E	0	-0.054
D	0	-0.054
C	-272.844	-0.0538
B	-272.844	0
A	0	0
B	162.018	0
C	162.018	0.0568
D	0	0.057
E	0	0.057

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☐ Drops To Zero

☒ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

☐ Use Yield Moment

☐ Use Yield Curvature (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

☒ Immediate Occupancy

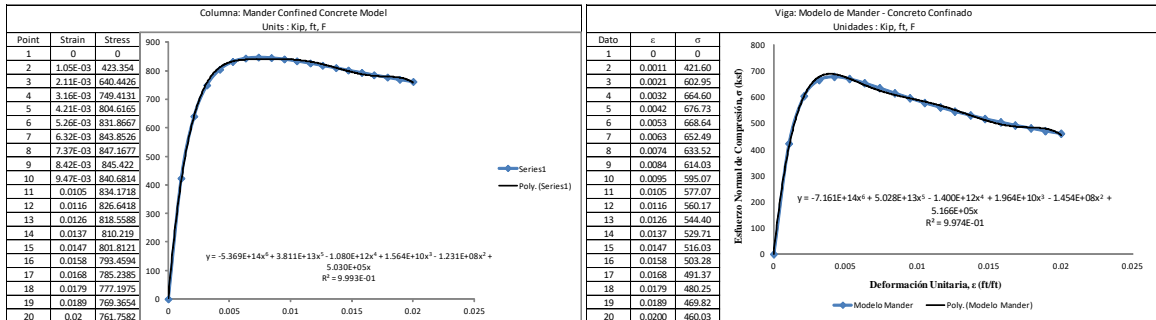
☐ Life Safety

☐ Collapse Prevention

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Modelo M2:

Curvas de esfuerzo-deformación del concreto confinado.



Magnitudes de carga axial en las columnas para definición de la articulación plástica por piso.

Carga axial de compresión en cada columna del portico 2HS. @ medio/Columna. (kips)								
Nivel	Columna	A	B	C	D	E		Promedio
	1	-186.917	-346.976	-345.214	-346.976	186.917		-207.83
	2	-148.568	-276.094	-275.075	-276.094	-148.568		-224.88
	3	-110.433	-206.262	-205.41	-206.262	-110.433		-167.76
	4	-72.105	-136.583	-135.823	-136.583	-72.105		-110.64
	5	-33.636	-67.15	-66.029	-67.15	-33.636		-53.52

Definición de las articulaciones plásticas

Frame Hinge Property Data for 1erP Columns - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E	0	-0.042
D	0	-0.042
C	-531.198	-0.042
B	-531.198	0
A	0	0
B	531.198	0
C	531.198	0.042
D	0	0.042
E	0	0.042

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

☐ Use Yield Moment

☐ Use Yield Curvature (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

☒ Immediate Occupancy

☐ Life Safety

☐ Collapse Prevention

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Frame Hinge Property Data for 2doP Columns - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E	0	-0.0409
D	0	-0.0409
C	-540.6464	-0.0409
B	-540.6464	0
A	0	0
B	540.6464	0
C	540.6464	0.0409
D	0	0.0409
E	0	0.0409

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

☐ Use Yield Moment

☐ Use Yield Curvature (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

☒ Immediate Occupancy

☐ Life Safety

☐ Collapse Prevention

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Apéndice C

Frame Hinge Property Data for 3erP Columnas - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E	0	-0.044
D	0	-0.044
C	-511.47	-0.044
B	-511.47	0
A	0	0
B	511.47	0
C	511.47	0.044
D	0	0.044
E	0	0.044

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Scaling for Moment and Curvature

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

OK Cancel

Frame Hinge Property Data for 4toP Columnas - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E	0	-0.048
D	0	-0.048
C	-482.7212	-0.048
B	-482.7212	0
A	0	0
B	482.7212	0
C	482.7212	0.048
D	0	0.048
E	0	0.048

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Scaling for Moment and Curvature

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

OK Cancel

Frame Hinge Property Data for 5toP Columnas - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E	0	-0.053
D	0	-0.053
C	-452.33	-0.053
B	-452.33	0
A	0	0
B	452.33	0
C	452.33	0.053
D	0	0.053
E	0	0.053

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Scaling for Moment and Curvature

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

OK Cancel

Frame Hinge Property Data for Vigas - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E	-504.8026	-0.0385
D	-504.8026	-0.0385
C	-504.8026	-0.0385
B	-504.8026	0
A	0	0
B	314.7551	0
C	314.7551	0.0591
D	314.7551	0.0591
E	314.7551	0.0591

Load Carrying Capacity Beyond Point E

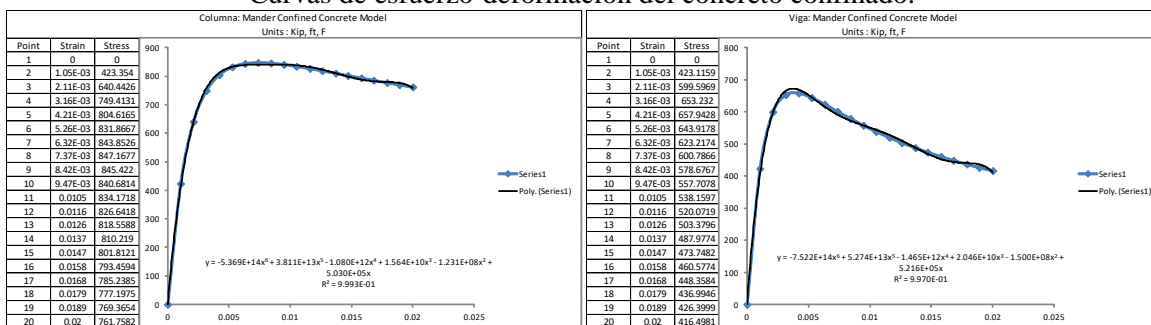
Scaling for Moment and Curvature

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

OK Cancel

Modelo M3:

Curvas de esfuerzo-deformación del concreto confinado.



Magnitudes de carga axial en las columnas para definición de la articulación plástica por piso.

Carga axial de compresion en cada columna del portico 3HT. @ medio/Columna. (kips)								
	Columna	A	B	C	D	E	F	Promedio
Nivel	1	-114.443	-177.761	-179.05	-179.05	-177.761	-114.443	-157.08
	2	-96.816	-150.533	-151.955	-151.955	-150.533	-96.816	-133.10
	3	-80.195	-124.721	-126.037	-126.037	-124.721	-80.195	-110.32
	4	-63.465	-99.008	-100.129	-100.129	-99.008	-63.465	-87.53
	5	-46.659	-73.378	-74.215	-74.215	-73.378	-46.659	-64.75
	6	-29.783	-47.809	-48.31	-48.31	-47.809	-29.783	-41.97
	7	-12.865	-22.325	-22.361	-22.361	-22.325	-12.865	-19.18

Definición de las articulaciones plásticas.

Frame Hinge Property Data for 1er P Cols - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	0	-0.0448
D	0	-0.0448
C	-509	-0.0448
B	-509	0
A	0	0
B	509	0
C	509	0.0448
D	0	0.0448
E	0	0.0448

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☐ Drops To Zero

☒ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment Moment SF 1. Positive Negative

☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only) Rotation SF 1. Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy 3.000E-03 Positive Negative

☐ Life Safety 0.012 Positive Negative

☐ Collapse Prevention 0.015 Positive Negative

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☐ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Frame Hinge Property Data for 2do P Cols - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	0	-0.0464
D	0	-0.0464
C	-495	-0.0464
B	-495	0
A	0	0
B	495	0
C	495	0.0464
D	0	0.0464
E	0	0.0464

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☐ Drops To Zero

☒ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment Moment SF 1. Positive Negative

☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only) Rotation SF 1. Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy 3.000E-03 Positive Negative

☐ Life Safety 0.012 Positive Negative

☐ Collapse Prevention 0.015 Positive Negative

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☐ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Frame Hinge Property Data for 3er P Cols - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	0	-0.048
D	0	-0.048
C	-482	-0.048
B	-482	0
A	0	0
B	482	0
C	482	0.048
D	0	0.048
E	0	0.048

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☐ Drops To Zero

☒ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment Moment SF 1. Positive Negative

☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only) Rotation SF 1. Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy 3.000E-03 Positive Negative

☐ Life Safety 0.012 Positive Negative

☐ Collapse Prevention 0.015 Positive Negative

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☐ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Frame Hinge Property Data for 4to P Cols - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	0	-0.0497
D	0	-0.0497
C	-470	-0.0497
B	-470	0
A	0	0
B	470	0
C	470	0.0497
D	0	0.0497
E	0	0.0497

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☐ Drops To Zero

☒ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment Moment SF 1. Positive Negative

☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only) Rotation SF 1. Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy 3.000E-03 Positive Negative

☐ Life Safety 0.012 Positive Negative

☐ Collapse Prevention 0.015 Positive Negative

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☐ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Frame Hinge Property Data for 5to P Cols - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	0	-0.0516
D	0	-0.0516
C	-458	-0.0516
B	-458	0
A	0	0
B	458	0
C	458	0.0516
D	0	0.0516
E	0	0.0516

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☐ Drops To Zero

☒ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment Moment SF 1. Positive Negative

☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only) Rotation SF 1. Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy 3.000E-03 Positive Negative

☐ Life Safety 0.012 Positive Negative

☐ Collapse Prevention 0.015 Positive Negative

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☐ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Frame Hinge Property Data for 6to P Cols - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	0	-0.0535
D	0	-0.0535
C	-446	-0.0535
B	-446	0
A	0	0
B	446	0
C	446	0.0535
D	0	0.0535
E	0	0.0535

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☐ Drops To Zero

☒ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment Moment SF 1. Positive Negative

☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only) Rotation SF 1. Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy 3.000E-03 Positive Negative

☐ Life Safety 0.012 Positive Negative

☐ Collapse Prevention 0.015 Positive Negative

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☐ Relative Length

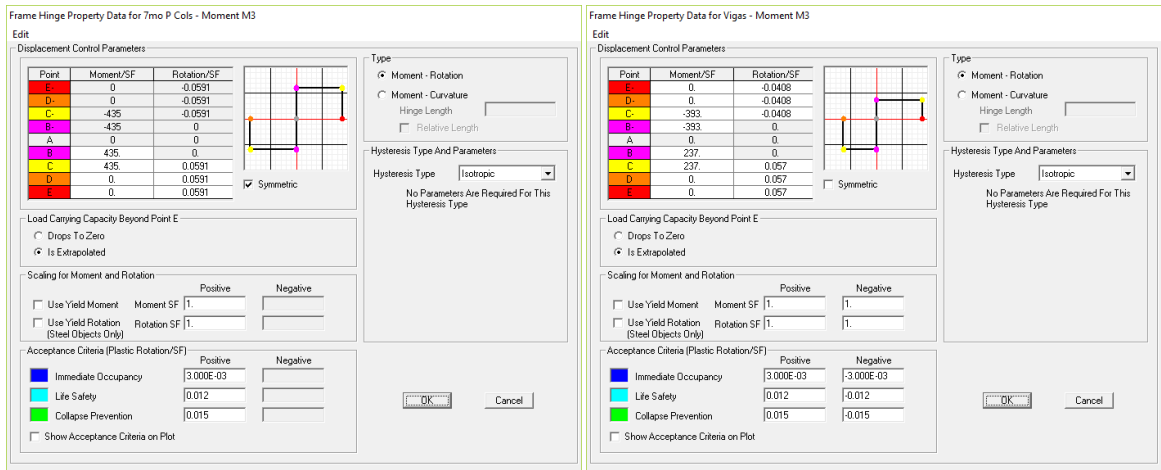
Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Apéndice C



Frame Hinge Property Data for Vigas - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	0	-0.0408
D	0	-0.0408
C	-393	-0.0408
B	-393	0
A	0	0
G	237	0
F	237	0.057
H	0	0.057

☐ Symmetric

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☐ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☐ Drops To Zero

☒ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment

Moment SF

1

☐ Use Yield Rotation

Rotation SF

1

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy

3.000E-03

☐ Life Safety

0.012

☐ Collapse Prevention

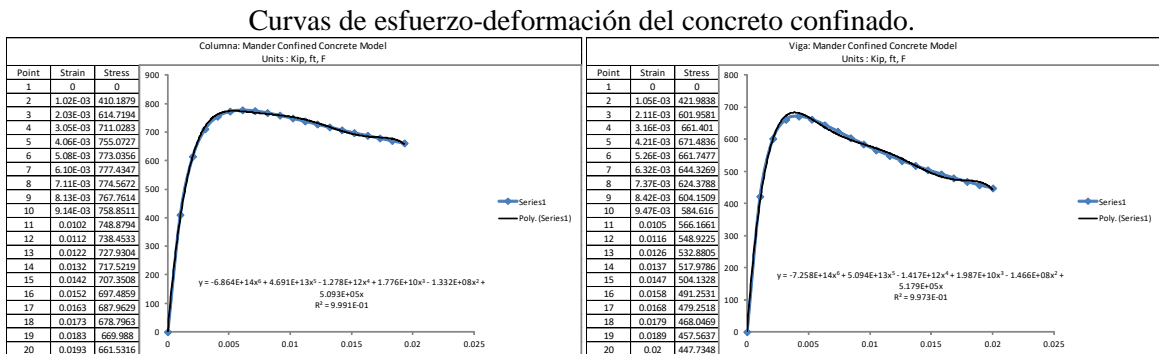
0.015

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

OK

Cancel

Modelo M4:

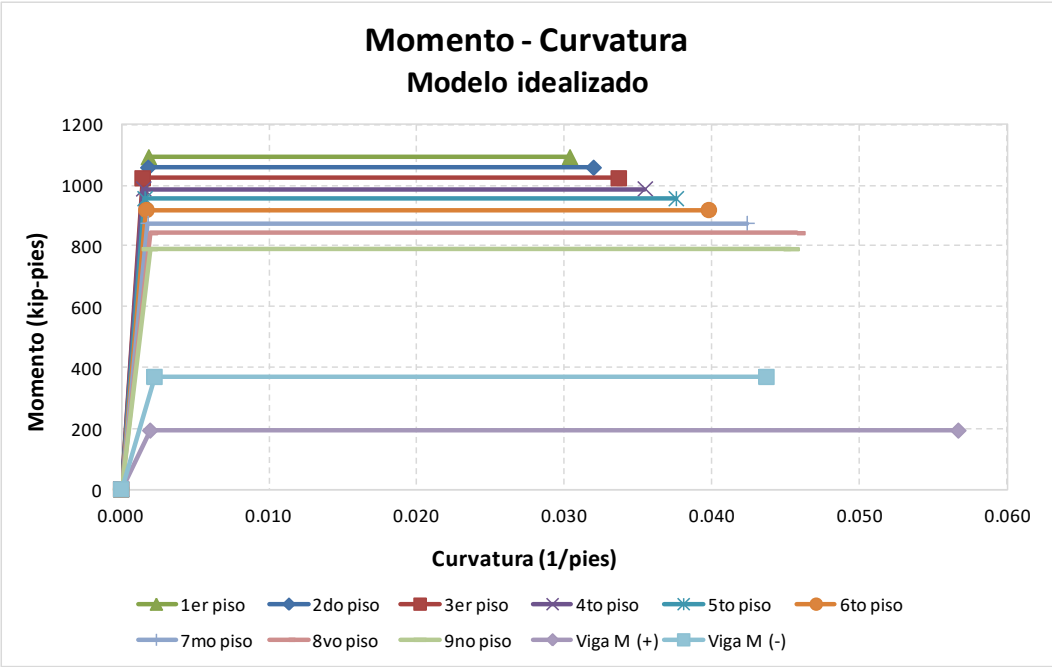


Magnitudes de carga axial en las columnas para definición de la articulación plástica por piso.

Carga axial de compresion en cada columna del portico 4H9. @ medio/Columna. (kips)								
Nivel	Columna	A	B	C	D	E	F	Promedio
	1	-350.028	-552.049	-565.771	-565.771	-552.049	-350.028	-489.28
	2	-311.026	-487.812	-501.384	-501.384	-487.812	-311.026	-433.41
	3	-272.373	-425.119	-437.918	-437.918	-425.119	-272.373	-378.47
	4	-233.243	-362.859	-374.495	-374.495	-362.859	-233.243	-323.53
	5	-193.734	-300.962	-311.088	-311.088	-300.962	-193.734	-268.59
	6	-153.911	-239.363	-247.697	-247.697	-239.363	-153.911	-213.66
	7	-113.834	-178.003	-184.321	-184.321	-178.003	-113.834	-158.72
	8	-73.526	-116.832	-120.987	-120.987	-116.832	-73.526	-103.78
	9	-33.151	-55.832	-57.549	-57.549	-55.832	-33.151	-48.84

Definición de las articulaciones plásticas:

Igualmente definidas a lo anteriormente mostrado. No obstante se ilustran a continuación las curvas de momento-curvatura para el modelo. Las articulaciones son definidas a partir de estas curvas utilizando las ecuaciones mostradas en el capítulo 3.



Modelo M5:

Curvas de esfuerzo-deformación del concreto confinado:

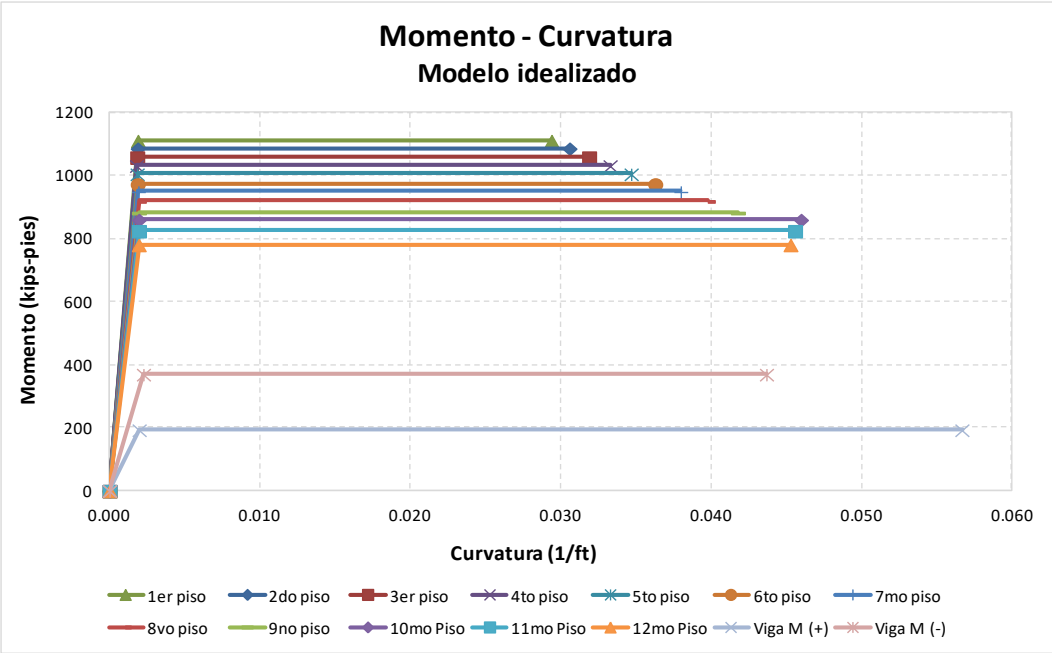
Debido a que los elementos no cambian para este modelo comparado con M4, las mismas corresponden a las que se ilustran para el modelo M4.

Magnitudes de carga axial en las columnas para definición de la articulación plástica por piso.

Carga axial de compresion en cada columna del portico 5H12. @ medio/Columna. (kips)													
Nivel >>>		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Columna >>>	A	-386.42	-354.51	-323.39	-291.74	-259.63	-227.12	-194.28	-161.15	-127.78	-94.21	-60.47	-26.81
	B	-555.53	-505.63	-457.73	-410.28	-363.23	-316.52	-270.09	-223.91	-177.92	-132.10	-86.41	-40.82
	C	-578.66	-528.48	-479.74	-431.07	-382.45	-333.87	-285.34	-236.86	-188.40	-139.98	-91.59	-43.13
	D	-581.72	-531.48	-482.64	-433.81	-385.00	-336.19	-287.38	-238.58	-189.79	-141.01	-92.24	-43.35
	E	-581.72	-531.48	-482.64	-433.81	-385.00	-336.19	-287.38	-238.58	-189.79	-141.01	-92.24	-43.35
	F	-578.66	-528.48	-479.74	-431.07	-382.45	-333.87	-285.34	-236.86	-188.40	-139.98	-91.59	-43.13
	G	-555.53	-505.63	-457.73	-410.28	-363.23	-316.52	-270.09	-223.91	-177.92	-132.10	-86.41	-40.82
	H	-386.42	-354.51	-323.39	-291.74	-259.63	-227.12	-194.28	-161.15	-127.78	-94.21	-60.47	-26.81
	Promedio	-525.58	-480.03	-435.88	-391.73	-347.58	-303.43	-259.28	-215.12	-170.98	-126.83	-82.68	-38.53

Definición de las articulaciones plásticas:

Igualmente definidas a lo anteriormente mostrado. No obstante se ilustran a continuación las curvas de momento-curvatura para el modelo. Las articulaciones son definidas a partir de estas curvas utilizando las ecuaciones mostradas en el capítulo 3.



APÉNDICE D: ECUACIONES PARA E_{SEC} Y ξ CORRESPONDIENTES AL MLE

En el siguiente apéndice se resumen las ecuaciones pertinentes a E y ξ obtenidas del ajuste de polinomio realizado en las curvas de esfuerzo-deformación del concreto confinado para los elementos de viga y columna. Estas se obtuvieron mediante las ecuaciones (2-1) y (2-2) usando las herramientas de algebra simbólica del programa Mathematica versión online (Wolfram Research, Inc. 2018). En las mismas D_c corresponde a la deformación en la columna, mientras que D_v es la deformación en la viga. Cada arreglo de ecuaciones se muestra por modelo.

Modelo M1:

Ecuaciones para la sección de Columna

Ajuste de polinomio de grado 6 para la curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado.

$$c[x_] = -4.986 \cdot 10^4 x^6 + 3.554 \cdot 10^5 x^5 - 1.013 \cdot 10^6 x^4 + 1.482 \cdot 10^7 x^3 - 1.187 \cdot 10^8 x^2 + 5.036 \cdot 10^8 x;$$

$$c[D_c] \\ 503600. D_c - 1.187 \cdot 10^8 D_c^2 + 1.482 \cdot 10^{10} D_c^3 - 1.013 \cdot 10^{12} D_c^4 + 3.554 \cdot 10^{13} D_c^5 - 4.986 \cdot 10^{14} D_c^6$$

Modulo de Elasticidad Equivalente: Concreto en columnas.

$$e_c = c[D_c]/D_c;$$

$$\text{Simplify}[e_c] \\ 503600. - 1.187 \cdot 10^8 D_c + 1.482 \cdot 10^{10} D_c^2 - 1.013 \cdot 10^{12} D_c^3 + 3.554 \cdot 10^{13} D_c^4 - 4.986 \cdot 10^{14} D_c^5$$

Razón de Amortiguamiento Equivalente: Concreto en columnas.

$$\xi_c = (2/\pi) * (((2 * \text{Integrate}[c[D_c], \{D_c, 0, D_c\}]) / (D_c * c[D_c])) - 1);$$

$$\text{Simplify}[\xi_c] \\ (D_c (2.51889 \cdot 10^7 - 4.71735 \cdot 10^9 D_c + 3.86937 \cdot 10^{11} D_c^2 - 1.50836 \cdot 10^{13} D_c^3 + 2.26728 \cdot 10^{14} D_c^4)) / (503600. - 1.187 \cdot 10^8 D_c + 1.482 \cdot 10^{10} D_c^2 - 1.013 \cdot 10^{12} D_c^3 + 3.554 \cdot 10^{13} D_c^4 - 4.986 \cdot 10^{14} D_c^5)$$

Ecuaciones para la sección de Viga

$$v[x_] = -7.511 \cdot 10^4 x^6 + 5.267 \cdot 10^5 x^5 - 1.463 \cdot 10^6 x^4 + 2.044 \cdot 10^7 x^3 - 1.499 \cdot 10^8 x^2 + 5.214 \cdot 10^8 x;$$

$$v[D_v] \\ 521400. D_v - 1.499 \cdot 10^8 D_v^2 + 2.044 \cdot 10^{10} D_v^3 - 1.463 \cdot 10^{12} D_v^4 + 5.267 \cdot 10^{13} D_v^5 - 7.511 \cdot 10^{14} D_v^6$$

Apéndice D

Modulo de Elasticidad Equivalente: Concreto en vigas.

$$e_v = v[D_v]/D_v;$$

Simplify[e_v]

$$521400. -1.499*10^8 D_v + 2.044*10^{10} D_v^2 - 1.463*10^{12} D_v^3 + 5.267*10^{13} D_v^4 - 7.511*10^{14} D_v^5$$

Razón de Amortiguamiento Equivalente: Concreto en vigas.

$$\xi_v = (2/\pi) * (((2 * \text{Integrate}[v[D_v], \{D_v, 0, D_v\}]) / (D_v * v[D_v])) - 1);$$

Simplify[ξ_v]

$$(D_v (3.18098*10^7 - 6.50625*10^9 D_v + 5.58825*10^{11} D_v^2 - 2.23538*10^{13} D_v^3 + 3.41547*10^{14} D_v^4)) / (521400. - 1.499*10^8 D_v + 2.044*10^{10} D_v^2 - 1.463*10^{12} D_v^3 + 5.267*10^{13} D_v^4 - 7.511*10^{14} D_v^5)$$

Modelo M2:

Ecuaciones para la sección de Columna

$$c[x_] = -5.369*10^{14} x^6 + 3.811*10^{13} x^5 - 1.080*10^{12} x^4 + 1.564*10^{10} x^3 - 1.231*10^8 x^2 + 5.030*10^5 x ;$$

c[Dc]

$$503000. D_c - 1.231*10^8 D_c^2 + 1.564*10^{10} D_c^3 - 1.08*10^{12} D_c^4 + 3.811*10^{13} D_c^5 - 5.369*10^{14} D_c^6$$

Modulo de Elasticidad Equivalente: Concreto en columnas.

$$e_c = c[D_c]/D_c;$$

Simplify[e_c]

$$503000. - 1.231*10^8 D_c + 1.564*10^{10} D_c^2 - 1.08*10^{12} D_c^3 + 3.811*10^{13} D_c^4 - 5.369*10^{14} D_c^5$$

Razón de Amortiguamiento Equivalente: Concreto en columnas.

$$\xi_c = (2/\pi) * (((2 * \text{Integrate}[c[D_c], \{D_c, 0, D_c\}]) / (D_c * c[D_c])) - 1);$$

Simplify[ξ_c]

$$(D_c (2.61226*10^7 - 4.97837*10^9 D_c + 4.1253*10^{11} D_c^2 - 1.61744*10^{13} D_c^3 + 2.44144*10^{14} D_c^4)) / (503000. - 1.231*10^8 D_c + 1.564*10^{10} D_c^2 - 1.08*10^{12} D_c^3 + 3.811*10^{13} D_c^4 - 5.369*10^{14} D_c^5)$$

Ecuaciones para la sección de Viga

$$v[x_] = -7.161*10^{14} x^6 + 5.028*10^{13} x^5 - 1.400*10^{12} x^4 + 1.964*10^{10} x^3 - 1.454*10^8 x^2 + 5.166*10^5 x ;$$

v[Dv]

$$516600. D_v - 1.454*10^8 D_v^2 + 1.964*10^{10} D_v^3 - 1.4*10^{12} D_v^4 + 5.028*10^{13} D_v^5 - 7.161*10^{14} D_v^6$$

Modulo de Elasticidad Equivalente: Concreto en vigas.

Apéndice D

$$e_v = v[D_v]/D_v;$$

$$\text{Simplify}[e_v] \\ 516600. -1.454*10^8 D_v + 1.964*10^{10} D_v^2 - 1.4*10^{12} D_v^3 + 5.028*10^{13} D_v^4 - 7.161*10^{14} D_v^5$$

Razón de Amortiguamiento Equivalente: Concreto en vigas.

$$\xi_v = (2/\pi) * (((2 * \text{Integrate}[v[D_v], \{D_v, 0, D_v\}]) / (D_v * v[D_v])) - 1);$$

$$\text{Simplify}[\xi_v] \\ (D_v (3.08548*10^7 - 6.25161*10^9 D_v + 5.34761*10^{11} D_v^2 - 2.13395*10^{13} D_v^3 + 3.25631*10^{14} D_v^4)) / (516600. - 1.454*10^8 D_v + 1.964*10^{10} D_v^2 - 1.4*10^{12} D_v^3 + 5.028*10^{13} D_v^4 - 7.161*10^{14} D_v^5)$$

Modelo M3:

Ecuaciones para la sección de Columna

$$c[x_] = -5.369*10^{14} x^6 + 3.811*10^{13} x^5 - 1.080*10^{12} x^4 + 1.564*10^{10} x^3 - 1.231*10^8 x^2 + 5.030*10^5 x;$$

$$c[D_c] \\ 503000. D_c - 1.231*10^8 D_c^2 + 1.564*10^{10} D_c^3 - 1.08*10^{12} D_c^4 + 3.811*10^{13} D_c^5 - 5.369*10^{14} D_c^6$$

Modulo de Elasticidad Equivalente: Concreto en columnas.

$$e_c = c[D_c]/D_c;$$

$$\text{Simplify}[e_c] \\ 503000. - 1.231*10^8 D_c + 1.564*10^{10} D_c^2 - 1.08*10^{12} D_c^3 + 3.811*10^{13} D_c^4 - 5.369*10^{14} D_c^5$$

Razón de Amortiguamiento Equivalente: Concreto en columnas.

$$\xi_c = (2/\pi) * (((2 * \text{Integrate}[c[D_c], \{D_c, 0, D_c\}]) / (D_c * c[D_c])) - 1);$$

$$\text{Simplify}[\xi_c] \\ (D_c (2.61226*10^7 - 4.97837*10^9 D_c + 4.1253*10^{11} D_c^2 - 1.61744*10^{13} D_c^3 + 2.44144*10^{14} D_c^4)) / (503000. - 1.231*10^8 D_c + 1.564*10^{10} D_c^2 - 1.08*10^{12} D_c^3 + 3.811*10^{13} D_c^4 - 5.369*10^{14} D_c^5)$$

Ecuaciones para la sección de Viga

$$v[x_] = -7.522*10^{14} x^6 + 5.274*10^{13} x^5 - 1.465*10^{12} x^4 + 2.046*10^{10} x^3 - 1.500*10^8 x^2 + 5.216*10^5 x;$$

$$v[D_v] \\ 521600. D_v - 1.5*10^8 D_v^2 + 2.046*10^{10} D_v^3 - 1.465*10^{12} D_v^4 + 5.274*10^{13} D_v^5 - 7.522*10^{14} D_v^6$$

Modulo de Elasticidad Equivalente: Concreto en vigas.

$$e_v = v[D_v]/D_v;$$

$$\text{Simplify}[e_v]$$

Apéndice D

$$521600. -1.5*10^8 D_v+2.046*10^{10} D_v^2-1.465*10^{12} D_v^3+5.274*10^{13} D_v^4-7.522*10^{14} D_v^5$$

Razón de Amortiguamiento Equivalente: Concreto en vigas.

$$\xi_v=(2/\pi)*(((2*\text{Integrate}[v[D_v],\{D_v,0,D_v\}])/(D_v*v[D_v]))-1);$$

Simplify[ξ_v]

$$(D_v (3.1831*10^7-6.51262*10^9 D_v+5.59589*10^{11} D_v^2-2.23836*10^{13} D_v^3+3.42047*10^{14} D_v^4))/(521600. -1.5*10^8 D_v+2.046*10^{10} D_v^2-1.465*10^{12} D_v^3+5.274*10^{13} D_v^4-7.522*10^{14} D_v^5)$$

Modelo M4 y M5:

Ecuaciones para la sección de Columna

$$c[x_]= -6.864*^{14}x^6 + 4.691*^{13}x^5 - 1.278*^{12}x^4 + 1.776*^{10}x^3 - 1.332*^{08}x^2 + 5.093*^{05}x;$$

c[Dc]

$$509300. D_c-1.332*10^8 D_c^2+1.776*10^{10} D_c^3-1.278*10^{12} D_c^4+4.691*10^{13} D_c^5-6.864*10^{14} D_c^6$$

Modulo de Elasticidad Equivalente: Concreto en columnas.

$$e_c = c[D_c]/D_c;$$

Simplify[e_c]

$$509300. -1.332*10^8 D_c+1.776*10^{10} D_c^2-1.278*10^{12} D_c^3+4.691*10^{13} D_c^4-6.864*10^{14} D_c^5$$

Razón de Amortiguamiento Equivalente: Concreto en columnas.

$$\xi_c=(2/\pi)*(((2*\text{Integrate}[c[D_c],\{D_c,0,D_c\}])/(D_c*c[D_c]))-1);$$

Simplify[ξ_c]

$$(D_c (2.82659*10^7-5.65318*10^9 D_c+4.8816*10^{11} D_c^2-1.99092*10^{13} D_c^3+3.12126*10^{14} D_c^4))/(509300. -1.332*10^8 D_c+1.776*10^{10} D_c^2-1.278*10^{12} D_c^3+4.691*10^{13} D_c^4-6.864*10^{14} D_c^5)$$

Ecuaciones para la sección de Viga

$$v[x_]= -7.258*^{14}x^6 + 5.094*^{13}x^5 - 1.417*^{12}x^4 + 1.987*^{10}x^3 - 1.466*^{08}x^2 + 5.179*^{05}x;$$

v[Dv]

$$517900. D_v-1.466*10^8 D_v^2+1.987*10^{10} D_v^3-1.417*10^{12} D_v^4+5.094*10^{13} D_v^5-7.258*10^{14} D_v^6$$

Modulo de Elasticidad Equivalente: Concreto en vigas.

$$e_v = v[D_v]/D_v;$$

Simplify[e_v]

$$517900. -1.466*10^8 D_v+1.987*10^{10} D_v^2-1.417*10^{12} D_v^3+5.094*10^{13} D_v^4-7.258*10^{14} D_v^5$$

Razón de Amortiguamiento Equivalente: Concreto en vigas.

Apéndice D

$\xi_v = (2/\pi) * ((2 * \text{Integrate}[v[Dv], \{Dv, 0, Dv\}]) / (Dv * v[Dv])) - 1);$

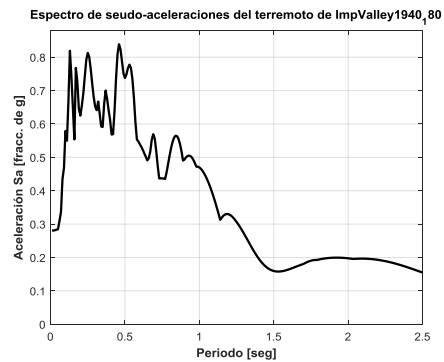
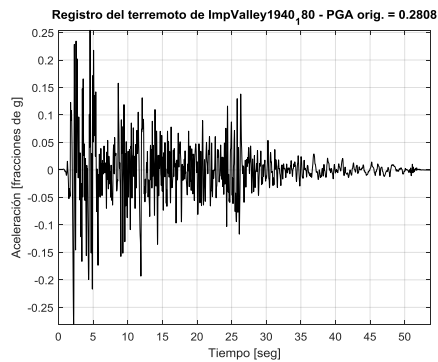
$\text{Simplify}[\xi_v]$

$(Dv (3.11095 * 10^7 - 6.32482 * 10^9 Dv + 5.41254 * 10^{11} Dv^2 - 2.16196 * 10^{13} Dv^3 + 3.30042 * 10^{14} Dv^4)) / (517900. - 1.466 * 10^8 Dv + 1.987 * 10^{10} Dv^2 - 1.417 * 10^{12} Dv^3 + 5.094 * 10^{13} Dv^4 - 7.258 * 10^{14} Dv^5)$

APÉNDICE E: REGISTROS SÍSMICOS

Imperial Valley 1940: Considerado como rico en periodos.
 PEER NGA STRONG MOTION DATABASE RECORD
 Imperial Valley-02, 5/19/1940, El Centro Array #9, 180
 ACCELERATION TIME SERIES IN UNITS OF G
 NPTS= 5372, DT= .0100 SEC

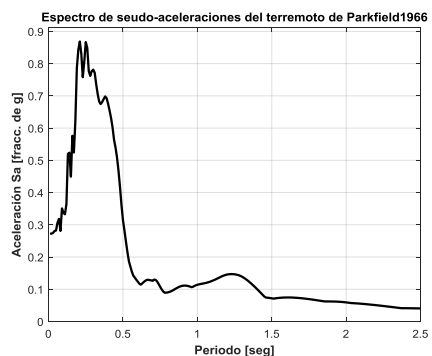
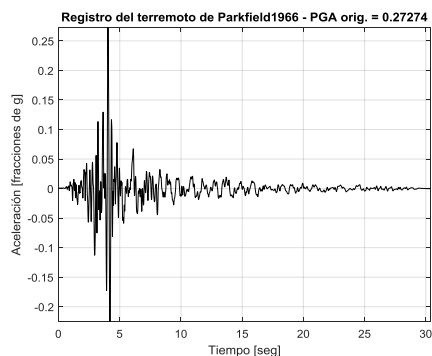
Datos adicionales del evento sísmico	
Nombre del evento (PEER RSN):	Imperial Valley-El Centro (6)
Fecha / Hora:	Mayo 19, 1940 / 04:36:41 UTC
Latitud, Longitud, Profundidad:	32.7601, -115.4162, 8.8 km (COSMOS VDC 2018)
Magnitud:	6.9 Mw
Mecanismo focal:	Strike-slip
Plano nodal 1: strike, dip, rake (grados)	323, 80, 180
Plano nodal 2: strike, dip, rake (grados)	--
Red, Estación:	CI, El Centro-ELC (FDSN 2018)
DOI:	https://doi.org/10.7914/SN/CI
Coordenadas (Latitud / Longitud):	32.79841, -115.5491
Código de la estación:	ECC
Canal de la estación:	No suministrado
Distancia epicentral:	13 km (NOAA 2018)



Apéndice E

Parkfield 1966: Considerado como moderado en periodos.
 PEER NGA STRONG MOTION DATABASE RECORD
 Parkfield, 6/28/1966, Temblor pre-1969, 295
 ACCELERATION TIME SERIES IN UNITS OF G
 NPTS= 3041, DT= .0100 SEC

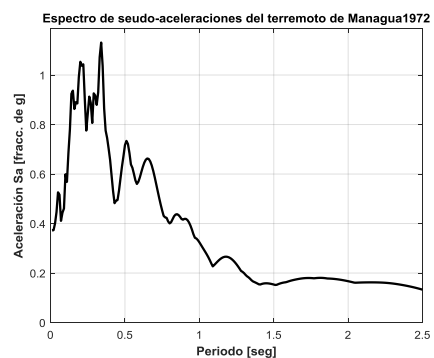
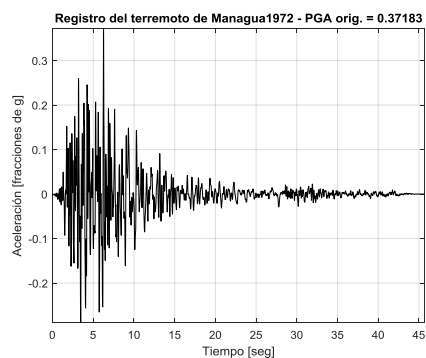
Datos adicionales del evento sísmico	
Nombre del evento (PEER RSN):	Parkfield 1966 (33)
Fecha / Hora:	Junio 28, 1966 / 04:26:14 UTC
Latitud, Longitud, Profundidad:	36.00, -120.50, 10.0 km (COSMOS VDC 2018)
Magnitud:	6.19 Mw
Mecanismo focal:	Strike-slip
Plano nodal 1: strike, dip, rake (grados)	143, 90, 180
Plano nodal 2: strike, dip, rake (grados)	--
Red, Estación:	CE, Parkfield-Temblor (FDSN 2018)
DOI:	Al momento no tiene
Coordenadas (Latitud / Longitud):	35.71, -120.17
Código de la estación:	36510
Canal de la estación:	No suministrado
Distancia epicentral:	44 km (NOAA 2018)



Apéndice E

Managua 1972: Considerado como rico en periodos.
 PEER NGA STRONG MOTION DATABASE RECORD
 Managua Nicaragua-01, 12/23/1972, Managua ESSO, 90
 ACCELERATION TIME SERIES IN UNITS OF G
 NPTS= 9139, DT= .0050 SEC

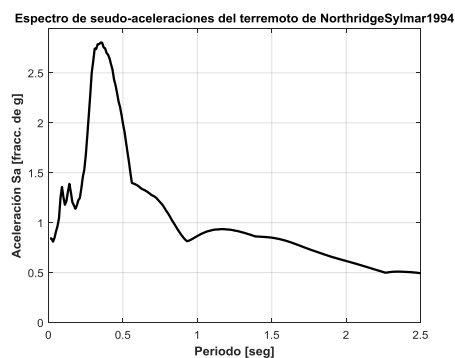
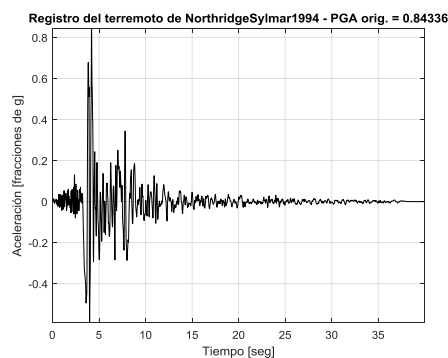
Datos adicionales del evento sísmico	
Nombre del evento (PEER RSN):	Managua, Nicaragua-01 (95)
Fecha / Hora:	Diciembre 23, 1972 / 06:29:44 UTC
Latitud, Longitud, Profundidad:	12.184, -86.223, 10.0 km (USGS 2018)
Magnitud:	6.3 Mw
Mecanismo focal:	Strike-Slip
Plano nodal 1: strike, dip, rake (grados)	--
Plano nodal 2: strike, dip, rake (grados)	--
Red, Estación:	No disponible, Managua-ESSO
DOI:	--
Coordenadas (Latitud / Longitud):	12.145, -86.322 (PEER 2018)
Código de la estación:	--
Canal de la estación:	--
Distancia epicentral:	12 km (NOAA 2018)



Apéndice E

Northridge 1994: Considerado como pobre en periodos.
 PEER NGA STRONG MOTION DATABASE RECORD
 Northridge-01, 1/17/1994, Sylmar - Olive View Med FF, 360
 ACCELERATION TIME SERIES IN UNITS OF G
 NPTS= 2000, DT= .0200 SEC

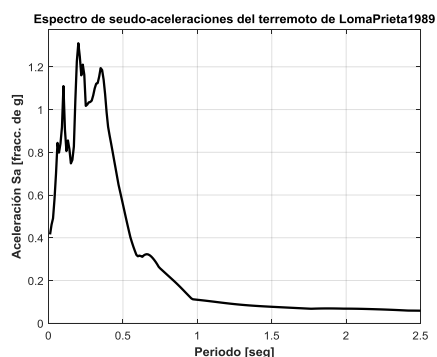
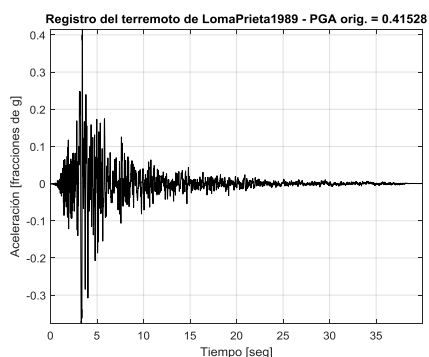
Datos adicionales del evento sísmico	
Nombre del evento (PEER RSN):	Northridge-01 (1086)
Fecha / Hora:	Enero 17, 1994 / 12:30:55 UTC
Latitud, Longitud, Profundidad:	34.2057, -118.5539, 17.5 km (COSMOS VDC 2018)
Magnitud:	6.69 Mw
Mecanismo focal:	Reverse
Plano nodal 1: strike, dip, rake (grados)	122, 40, 104
Plano nodal 2: strike, dip, rake (grados)	--
Red, Estación:	CE, Sylmar-County Hospital Grounds (FDSN 2018)
DOI:	Al momento no tiene
Coordenadas (Latitud / Longitud):	34.326, -118.444
Código de la estación:	24763
Canal de la estación:	--
Distancia epicentral:	17 km (NOAA 2018)



Apéndice E

Loma Prieta: Considerado como moderado en periodos.
 PEER NGA STRONG MOTION DATABASE RECORD
 Loma Prieta, 10/18/1989, Gilroy Array #1, 0
 ACCELERATION TIME SERIES IN UNITS OF G
 NPTS= 7998, DT= .0050 SEC

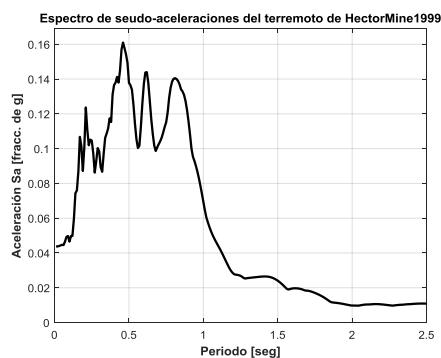
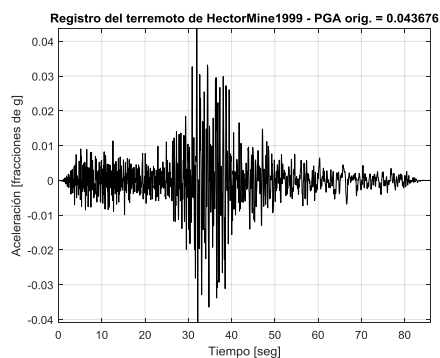
Datos adicionales del evento sísmico	
Nombre del evento c:	Loma Prieta (765)
Fecha / Hora:	Octubre 18, 1989 / 00:04:15 UTC
Latitud, Longitud, Profundidad:	37.0407, -121.8829, 17.5 km (COSMOS VDC 2018)
Magnitud:	6.93 Mw
Mecanismo focal:	Reverse-Oblique
Plano nodal 1: strike, dip, rake (grados)	128, 70, 140
Plano nodal 2: strike, dip, rake (grados)	--
Red, Estación:	CE, Gilroy Array #1-Gavilan College Tank Grnds (FDSN 2018)
DOI:	Al momento no tiene
Coordenadas (Latitud / Longitud):	36.973, -121.572
Código de la estación:	47379
Canal de la estación:	--
Distancia epicentral:	29 km (NOAA 2018)



Apéndice E

Hector Mine 1999: Considerado como rico en periodos.
 PEER NGA STRONG MOTION DATABASE RECORD
 Hector Mine, 10/16/1999, Castaic - Old Ridge Route, 90
 ACCELERATION TIME SERIES IN UNITS OF G
 NPTS= 17200, DT= .0050 SEC

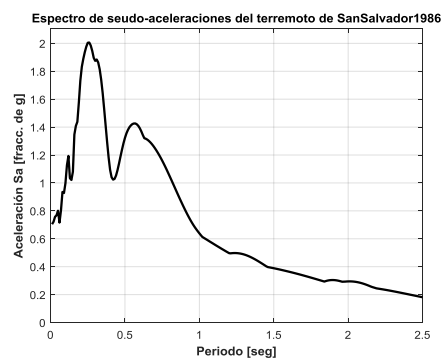
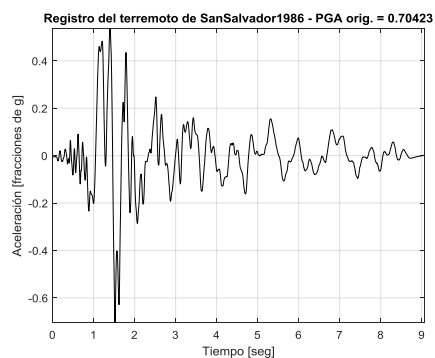
Datos adicionales del evento sísmico	
Nombre del evento (PEER RSN):	Hector Mine (1775)
Fecha / Hora:	Octubre,16 1999 / 09:46:59 UTC
Latitud, Longitud, Profundidad:	34.574, -116.2910, 5.0 km (COSMOS VDC 2018)
Magnitud:	7.1 Mw
Mecanismo focal:	Strike-slip
Plano nodal 1: strike, dip, rake (grados)	331, 77, 179
Plano nodal 2: strike, dip, rake (grados)	
Red, Estación:	CE, Castaic-Old Ridge Route (FDSN 2018)
DOI:	Al momento no tiene
Coordenadas (Latitud / Longitud):	34.564, -118.642
Código de la estación:	--
Canal de la estación:	--
Distancia epicentral:	215 km (NOAA 2018)



Apéndice E

San Salvador 1986: Considerado como pobre en periodos.
 PEER NGA STRONG MOTION DATABASE RECORD
 San Salvador, 10/10/1986, Geotech Investig Center, 90
 ACCELERATION TIME SERIES IN UNITS OF G
 NPTS= 1811, DT= .0050 SEC

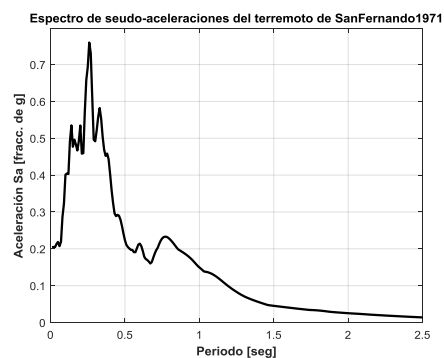
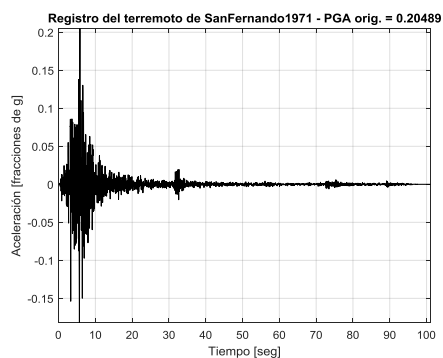
Datos adicionales del evento sísmico	
Nombre del evento (PEER RSN):	San Salvador (568)
Fecha / Hora:	Octubre 10, 1986 (PEER 2018)
Latitud, Longitud, Profundidad:	
Magnitud:	5.8 Mw
Mecanismo focal:	
Plano nodal 1: strike, dip, rake (grados)	
Plano nodal 2: strike, dip, rake (grados)	
Red, Estación:	--, Geotech Investig Center
DOI:	--
Coordenadas (Latitud / Longitud):	13.70, -89.175
Código de la estación:	--
Canal de la estación:	--
Distancia epicentral:	--



Apéndice E

San Fernando 1971: Considerado como moderado en periodos.
 PEER NGA STRONG MOTION DATABASE RECORD
 San Fernando, 2/9/1971, Pasadena - Old Seismo Lab, 270
 ACCELERATION TIME SERIES IN UNITS OF G
 NPTS= 10111, DT= .0100 SEC

Datos adicionales del evento sísmico	
Nombre del evento (PEER RSN):	San Fernando (80)
Fecha / Hora:	Febrero 9, 1971 / 14:00:41 UTC
Latitud, Longitud, Profundidad:	34.44, -118.41, 13.0 km (COSMOS VDC 2018)
Magnitud:	6.6 km
Mecanismo focal:	Reverse
Plano nodal 1: strike, dip, rake (grados)	287, 50, 83
Plano nodal 2: strike, dip, rake (grados)	
Red, Estación:	--, Pasadena-Old Seismo Lab
DOI:	--
Coordenadas (Latitud / Longitud):	34.1486, -118.171 (PEER 2018)
Código de la estación:	--
Canal de la estación:	--
Distancia epicentral:	39 km (NOAA 2018)



Apéndice E

El Mayor 2010: Considerado como rico en periodos.
 PEER NGA STRONG MOTION DATABASE RECORD
 El Mayor-Cucapah, 4/4/2010, El Centro - Imperial & Ross, 90
 ACCELERATION TIME SERIES IN UNITS OF G
 NPTS= 19968, DT= .0050 SEC

Datos adicionales del evento sísmico	
Nombre del evento (PEER RSN):	El Mayor – Cucapah (5837)
Fecha / Hora:	Abril 4, 2010 / 20:40:42 UTC
Latitud, Longitud, Profundidad:	32.286°N, 115.295°W, 10.0 km (USGS 2018)
Magnitud:	7.2 Mw
Mecanismo focal:	Strike-Slip
Plano nodal 1: strike, dip, rake (grados)	223, 84, -2
Plano nodal 2: strike, dip, rake (grados)	313, 88, -174
Red, Estación:	CE, El Centro – Imperial & Ross (FDSN 2018)
DOI:	Al momento no tiene
Coordenadas (Latitud / Longitud):	32.78, -115.567
Código de la estación:	01711
Canal de la estación:	No suministrado
Distancia epicentral:	61 km (NOAA 2018)

