

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

Tema: “DISEÑO POR CAPACIDAD PARTIENDO DE UN ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO MODAL ESPECTRAL Y EL MÉTODO TIEMPO HISTORIA CON EL USO DE ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS Y LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015; DE UN EDIFICIO DE 9 PISOS EN ESTRUCTURA METÁLICA”

Trabajo de Titulación previo a la obtención del Grado Académico de Magíster en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas

Modalidad de Titulación: Proyecto de Titulación con Componentes de Investigación Aplicada y/o de Desarrollo

Autor: Ing. Jorge Washington Cevallos Cabrera, Mg.

Director: Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.

Ambato – Ecuador

2022

APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

El Tribunal receptor de la Defensa del Trabajo de Titulación presidido por el Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. Jorge Javier Guevara Robalino, Mg., e Ing. Jorge Enrique López Velástegui, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, para receptor el Trabajo de Titulación con el tema: “DISEÑO POR CAPACIDAD PARTIENDO DE UN ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO MODAL ESPECTRAL Y EL MÉTODO TIEMPO HISTORIA CON EL USO DE ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS Y LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015; DE UN EDIFICIO DE 9 PISOS EN ESTRUCTURA METÁLICA”, elaborado y presentado por el Ing. Jorge Washington Cevallos Cabrera, Mg., para optar por el Grado Académico de Magíster en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la Universidad Técnica de Ambato.

.....
Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.
Presidente y Miembro del Tribunal de Defensa

.....
Ing. Jorge Javier Guevara Robalino, Mg.
Miembro del Tribunal de Defensa

.....
Ing. Jorge Enrique López Velástegui, Mg.
Miembro del Tribunal de Defensa

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentada con el tema: “DISEÑO POR CAPACIDAD PARTIENDO DE UN ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO MODAL ESPECTRAL Y EL MÉTODO TIEMPO HISTORIA CON EL USO DE ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS Y LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015; DE UN EDIFICIO DE 9 PISOS EN ESTRUCTURA METÁLICA”, le corresponde exclusivamente a: Ing. Jorge Washington Cevallos Cabrera, Mg., autor bajo la Dirección del Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., Director del Trabajo de Investigación; y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.

.....
Ing. Jorge Washington Cevallos Cabrera, Mg.

AUTOR

.....
Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.

DIRECTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos de mi Trabajo de Titulación, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad Técnica de Ambato.

.....

Ing. Jorge Washington Cevallos Cabrera, Mg.

C.C. 1801854017

ÍNDICE GENERAL

APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xi
ÍNDICE DE FORMULAS	xiii
AGRADECIMIENTO	xiv
DEDICATORIA	xv
RESUMEN EJECUTIVO	xvi
EXECUTIVE SUMMARY	xviii
1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Tema	1
1.2. Introducción	1
1.2.1. Antecedentes.....	1
1.2.2. Contextualización	3
1.2.3. Delimitación del objeto de investigación	4
1.3. Justificación	5
1.4. Objetivos.....	5
1.4.1. General.....	5
1.4.2. Específicos.....	5
2. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....	6

2.1.	Método de diseño modal espectral.....	6
2.2.	Método de diseño historia en el tiempo	11
2.3.	Acelerogramas sintéticos	13
2.4.	Niveles de desempeño	20
2.5.	Rotula plástica.....	24
2.6.	Curvas de capacidad	25
2.7.	Curvas de fragilidad.....	27
2.8.	Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad.....	28
2.9.	Conclusiones investigativas	29
3.	MARCO METODOLÓGICO	44
3.1.	Ubicación	44
3.2.	Equipos y materiales	44
3.3.	Tipo de investigación.....	44
3.3.1.	Bibliográfico.....	44
3.3.2.	Experimental.....	44
3.3.3.	Exploratoria	45
3.4.	Hipótesis	45
3.5.	Población o muestra.....	45
3.6.	Recolección de información	45
3.7.	Procesamiento de la información y análisis estadístico.....	46
3.8.	Variables respuesta o resultados alcanzados	47
3.9.	Datos de diseño	47
3.9.1.	Planos arquitectónicos	47
3.9.2.	Modelo matemático	49
3.9.3.	Pre dimensionamiento	50
3.9.4.	Análisis modal espectral.....	55
3.9.5.	Análisis tiempo – historia.....	65
3.9.6.	Curvas de capacidad	67
3.10.	Teoría y ecuaciones	80

3.10.1.	Elaboración de espectro de respuesta	80
3.10.2.	Elaboración de curvas de capacidad.....	81
3.10.3.	Punto de desempeño de la estructura.....	85
4.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	87
4.1.	Resultados de equilibrio de la estructura	87
4.1.1.	Cortante basal obtenido por el método de análisis dinámico	88
4.1.2.	Participación de la masa modal acumulada.....	89
4.1.3.	Periodo de vibración de la estructura	91
4.1.4.	Derivas inelásticas máximas de piso	91
4.2.	Máximos Corte basal de piso y desplazamientos de la estructura	93
4.3.	Curva de demanda y capacidad	94
4.4.	Rotulas plásticas	95
5.	CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES.....	97
5.1.	Conclusiones	97
5.2.	Recomendaciones	99
5.3.	BIBLIOGRAFÍA	100
5.4.	Anexos	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 El análisis modal es una vibración libre de la estructura en el que interactúan la masa con la rigidez.	7
Figura 2 Formas regulares e irregulares de una estructura.	7
Figura 3 Combinación de masa y rigidez de la estructura.....	10
Figura 4 El análisis modal de una estructura.....	11
Figura 5 Acelerogramas combinados con el espectro de respuesta con lo que se obtiene un acelerograma sintético	14
Figura 6 Acelerogramas sintéticos escalados	16
Figura 7 posición de la rótula plástica en vigas [18].....	24
Figura 8 Curva de capacidad de una estructura [18]	26
Figura 9 Representación bilineal de la curva de capacidad de una estructura [18].....	27
Figura 10 terremoto del 5 de agosto de 1949 de Pelileo [8].....	43
Figura 11 Plantas arquitectónicas edificio cuyo nombre es “PROVENZA”	48
Figura 12 Vista lateral del edificio denominado “PROVENZA”	48
Figura 13 Comportamiento flexional de una viga I en base al tipo de sección (efecto del pandeo local).....	53
Figura 14 Espectro de respuesta elástica calculado según NEC15 [17].....	58
Figura 15 Mapa de intensidades ocasionadas por el terremoto de Pedernales en el territorio ecuatoriano (escala EMS-98). Se indican además las señales de los acelerógrafos en las distintas localidades. Estas señales evidencian la aceleración con la que se movió el suelo y que se relaciona con los efectos observados (intensidad) en estos sectores [8]	61
Figura 16 Curvas de peligro sísmico para cada ciudad, definido en el capítulo NEC-SE-DS de diseño sismo resistente; aceleración mediada para un sismo raro con un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), para un PGA de 1 seg y 0,1 seg [17]	62
Figura 17 Espectro objetivo calculado en base al espectro de respuesta NEC-SE-DS-15. [11]	63
Figura 18 Información necesaria de las características del sismo como magnitud, profundidad, tipo de falla [11].....	63

Figura 19 Espectro de respuesta para un sismo Raro (severo) con un período de retorno de 475 años y el acelerograma componente Norte-sur del terremoto de Loma Prieta; magnitud 6,9; 1989.....	64
Figura 20 Espectro de Respuesta Objetivo obtenido con el espectro de respuesta la NEC15 amplificado con las ondeletas y la matriz de sensibilidad espectral.....	65
Figura 21 Derivas inelásticas producidas por el acelerograma sintético.....	66
Figura 22 Conexión precalificada para vigas conectadas a momento, en la que se reduce la sección de patines, para forzar que en ese punto se produzca la rótula plástica	68
Figura 23 factor de longitud no arriostrada para pandeo.....	69
Figura 24 colocación de hinged al inicio y fin del tramo de viga de los pórticos SMF.....	69
Figura 25 curva idealizada fuerza normalizada versus deformación utilizada para especificar el modelaje del elemento estructurales y criterios de aceptación para acciones controladas por deformación. [11].....	70
Figura 26 Carga no lineal para aplicar en el pushover	73
Figura 27 Direccionalidad de aplicación de carga no lineal [11].....	74
Figura 28 curva corte basal – desplazamiento; con desplazamiento objetivo.....	74
Figura 29 curva desplazamiento máximo – corte basal. - se observa la tendencia del desplazamiento sufrido por la estructura, producido por los diferentes análisis dinámicos	76
Figura 30 curva idealizada fuerza normalizada versus deformación en la que se plantea una rigidez secante en el tramo C-D [2].....	77
Figura 31 Rigidez secante en el tramo C-D, programada en el software	77
Figura 32 Espectro de Respuesta Objetivo de la estructura al aplicar el espectro de demanda.....	81
Figura 33 curva de capacidad y desplazamiento según ATC 40.....	82
Figura 34 Representación bilineal del espectro de capacidad, FEMA 440.....	84
Figura 35 Curva demanda capacidad.....	84
Figura 36 Modelo matemático de la estructura	87
Figura 37 desplazamientos y corte basal de piso.....	94
Figura 38 desplazamiento aceleración, demanda por capacidad.....	95
Figura 39 rotula plástica en viga	96
Figura 40 planta arquitectónica del edificio	103
Figura 41 fachada frontal.....	104
Figura 42 Deriva producto del acelerograma sintético dirección N-S, eje X-X.....	106

Figura 43 deriva producto del acelerograma sintético dirección E-O eje x -x	108
Figura 44 Deriva producto del acelerograma sintético dirección N-S, eje Y-Y.....	110
Figura 45 Deriva producto del acelerograma sintético dirección E-O, eje Y-Y	112
Figura 46 Deriva producto del acelerograma dirección N-S, EJE Y-Y	114
Figura 47 Deriva producto del acelerograma dirección E-O, EJE Y-Y	116
Figura 48 Deriva producto del acelerograma dirección N-S, EJE Y-Y	118
Figura 49 Deriva producto del acelerograma dirección E-O, EJE Y-Y	120

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 sismos y nivel de desempeño según NEC15 [1]	21
Tabla 2 historia sísmica de la región sierra central del Ecuador [8].....	29
Tabla 3 cuestionamientos de la investigación	46
Tabla 4 Losas según prediseño utilizadas para el cálculo del edificio [4]	50
Tabla 5 Prediseño realizado para vigas de hormigón armado en los primeros pisos [9]	51
Tabla 6 prediseño de vigas metálicas en pisos superiores [9]	52
Tabla 7 Pre dimensionamiento de vigas metálicas de acuerdo AISC [9].....	54
Tabla 8 Análisis numérico de prediseño de vigas de acuerdo a sugerencia de la norma AISC 360-16 [9]	54
Tabla 9 Cálculo del coeficiente basal sísmico de acuerdo a NEC15 [17].....	56
Tabla 10 Cálculo de espectro de respuesta elástico según NEC15 [17].....	59
Tabla 11 cálculo de la aceleración seudo espectral según AISC7 16.....	62
Tabla 12 Deriva elástica e inelástica para los diferentes acelerogramas, acelerogramas sintéticos y el espectro de respuesta dado por la NEC15	66
Tabla 13 cálculo del desplazamiento objetivo de acuerdo a la norma ASCE 41-13 [11] ..	72
Tabla 14 Deformaciones alcanzadas por los acelerogramas, acelerogramas sintéticos y espectro inelástico dado por la NEC15 [17].....	75
Tabla 15 ecuaciones para realizar la transformación según la norma ASCE7 -16.....	82
Tabla 16 Corte basal deformación esperada.....	86
Tabla 17 relación del cortante basal calculado por el método dinámico con respecto al cortante basal calculado por el método estático	88
Tabla 18 participación de la masa modal acumulada	90
Tabla 19 periodo de vibración modal de la estructura con desplazamiento de un 5% del centro de masas.....	91
Tabla 20 derivas elásticas e inelásticas presentes en la estructura debido al espectro de respuesta de la NEC, del acelerograma sintético, y acelerograma	92
Tabla 21 de desplazamientos y corte basal de piso	93
Tabla 22 desplazamiento aceleración, demanda por capacidad	95
Tabla 23 derivas elásticas e inelásticas, acelerogramas sintéticos componente n-s y espectro de respuesta de la nec15	105

Tabla 24 derivas elásticas e inelásticas, acelerogramas sintéticos componente e-o y espectro de respuesta de la nec15	107
Tabla 25 derivas elásticas e inelásticas, acelerogramas sintéticos componente N-S y espectro de respuesta de la nec15	109
Tabla 26 derivas elásticas e inelásticas, acelerogramas sintéticos componente E-O y espectro de respuesta de la nec15	111
Tabla 27 derivas elásticas e inelásticas, acelerogramas componente N-S y espectro de respuesta de la nec15	113
Tabla 28 derivas elásticas e inelásticas, acelerogramas componente E-O y espectro de respuesta de la nec15	115
Tabla 29 derivas elásticas e inelásticas, acelerogramas componente N-S y espectro de respuesta de la nec15	117
Tabla 30 derivas elásticas e inelásticas, acelerogramas componente E-O y espectro de respuesta de la nec15	119

ÍNDICE DE FORMULAS

Ecuación 1: NEHPR pp. 1-3.....	7
Ecuación 2: NEHPR pp. 1-3.....	7
Ecuación 3: NEHPR pp. 1-3.....	7
Ecuación 4: NEHPR pp. 1-3.....	7
Ecuación 5: Periodo de vibración [1]	8
Ecuación 6: vibración libre [10].....	9
Ecuación 7: auto vectores de la vibración estructural [10].....	9
Ecuación 8: solución a la ecuación diferencial [10].....	10
Ecuación 9: Transformada Wavelet Continua [5].....	15
Ecuación 10: función wavelet [5].....	15
Ecuación 11: AISC [14]	52
Ecuación 12: AISC [14]	52
Ecuación 13: ASCE 41-13 [18].....	71
Ecuación 14: INVESTIGACION [5]	80
Ecuación 15: ATC 40	83
Ecuación 16: ATC 40	83

AGRADECIMIENTO

Mi agradecimiento eterno

A mis padres Hilda y Misael,

y a mi querido hermano Wilson;

por ser el pilar fundamental en mi vida

DEDICATORIA

A mi esposa Gina Elisabeth. - Tu amor y cariño, son los cimientos en los cuales edifico mi destino, y

A mis hijos Mercedes Andrea, Adrián Misael y en especial a Elisa Micaela. - Aunque hemos pasado momentos difíciles nunca dejaron de creer en mí, en apoyar mis locuras, en acompañarme durante la tempestad, siempre unidos trabajando como una sola persona

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS

Tema: “DISEÑO POR CAPACIDAD PARTIENDO DE UN ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO MODAL ESPECTRAL Y EL MÉTODO TIEMPO HISTORIA CON EL USO DE ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS Y LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015; DE UN EDIFICIO DE 9 PISOS EN ESTRUCTURA METÁLICA”.

AUTOR: Ing. Jorge Washington Cevallos Cabrera, Mg.

DIRECTOR: Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: Ingeniería, Industria y Construcción

FECHA: Julio 27, 2022

RESUMEN EJECUTIVO

La normativa nacional e internacional van actualizándose en base a las enseñanzas que dejan los eventos sísmicos; al tener edificaciones diseñadas en unos casos con reglamentos que no tenían mucha exigencia en la parte dinámica y en otros casos construidas sin ningún procedimiento técnico; es necesario mejorar el análisis del comportamiento de la estructura sometida a fuerza laterales producidas por terremotos de manera controlada, hasta llevarle al colapso teórico a la estructura. Esta variación se logra incrementando progresivamente las amplitudes de los acelerogramas empleados como excitación dinámica. En este trabajo se aplica este procedimiento numérico de evaluación del comportamiento sísmico de las estructuras con la finalidad de evaluar los valores del factor de comportamiento postulados en la Norma Ecuatoriana para el proyecto sismorresistente de pórticos especiales de acero

resistentes a momentos. Sin embargo, debido al comportamiento no lineal del suelo, la solución se circunscribe a un conjunto de actividades inherentes a la correcta modelación estructural y uso de los registros sísmicos debidamente filtrados. En cuanto a la generación de acelerogramas sintéticos deben ajustarse a un espectro objetivo que involucren el comportamiento no-lineal del suelo; si bien es cierto los ajustes espectrales en el dominio del tiempo, debido a la existencia de software de dominio público, son procedimientos relativamente sencillos de ejecutar, es necesario tener un amplio conocimiento en este tipo de procedimiento.

En el proceso de verificación de compatibilidad de las respuestas del periodo de vibración de la estructura colocando como un porcentaje de la distancia y al mover el centro de masas de acuerdo como lo señala la norma ecuatoriana, se evidenció que el periodo de las estructuras no incide, debido a que la excentricidad estática entre el centro de masas y el centro de rigideces puede incrementar en más o en menos; siendo notorio cuando más irregular es la estructura. Al escalar los acelerogramas con el espectro de respuesta proporcionado por la NEC; para fabricar los acelerogramas sintéticos, la aceleración seudo espectral tiende a ser semejante a la aceleración del espectro objetivo, por lo que podría ser más productivo trabajar con acelerogramas de sismos de baja magnitud, siendo indispensable tomar en consideración los parámetros de profundidad focal, tipo de falla, condiciones de suelo, etc.

Para el análisis de capacidad, se puede escoger solo los elementos estructurales que podrían tener alguna sospecha de falla, concentrando todo nuestro esfuerzo en solucionar estos elementos; se debe tener claro que el diseño por capacidad no proporciona datos de diseño, los resultados obtenidos sirven para analizar las posibles complicaciones, que podrían presentarse en la estructura durante un movimiento sísmico; es importante recalcar que no son datos totalmente reales, tomando en cuenta que un terremoto tiene muchas variables que no son tomadas en cuenta durante el análisis no lineal.

Descriptores: Acelerogramas sintéticos; Análisis comparativo; Análisis dinámico; Corte basal; Curvas de capacidad; Curvas de fragilidad; Derivas inelásticas; Estructuras metálicas; Modal espectral; Rotula Plástica; Tiempo Historia.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS

Theme: “DISEÑO POR CAPACIDAD PARTIENDO DE UN ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO MODAL ESPECTRAL Y EL MÉTODO TIEMPO HISTORIA CON EL USO DE ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS Y LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015; DE UN EDIFICIO DE 9 PISOS EN ESTRUCTURA METÁLICA”.

AUTHOR: Ing. Jorge Washington Cevallos Cabrera Mg.

DIRECTED BY: Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.

LINE OF RESEARCH: Engineering, Industry and Construction

DATE: July 27, 2022

EXECUTIVE SUMMARY

National and international regulations are being updated based on the lessons learned from seismic events; having buildings designed in some cases with regulations that were not very demanding in the dynamic part and in other cases built without any technical procedure; it is necessary to improve the analysis of the behavior of the structure subjected to lateral forces produced by earthquakes in a controlled manner, leading to a theoretical collapse of the structure.

This variation is achieved by progressively increasing the amplitudes of the accelerograms used as dynamic excitation. In this work, this numerical procedure for the evaluation of the seismic behavior of structures is applied in order to evaluate the values of the behavior factor postulated in the Ecuadorian Standard for the seismic-resistant design of special steel moment-resisting frames. However, due to the non-linear behavior of the soil, the solution

is limited to a set of activities inherent to the correct structural modeling and use of properly filtered seismic records. Regarding the generation of synthetic accelerograms, they must be adjusted to an objective spectrum involving the non-linear behavior of the soil; although it is true that spectral adjustments in the time domain, due to the existence of public domain software, are relatively simple procedures to execute, it is necessary to have a wide knowledge in this type of procedure.

In the process of verifying the compatibility of the responses of the vibration period of the structure by placing it as a percentage of the distance and moving the center of masses according to the Ecuadorian standard, it was evidenced that the period of the structures does not affect, due to the fact that the static eccentricity between the center of masses and the center of stiffness can increase more or less; being noticeable the more irregular the structure. By scaling the accelerograms with the response spectrum provided by the NEC; to make synthetic accelerograms, the pseudo-spectral acceleration tends to be similar to the acceleration of the target spectrum, so it could be more productive to work with accelerograms of low magnitude earthquakes, being indispensable to take into consideration the parameters of focal depth, type of fault, soil conditions, etc.

For capacity analysis, it is possible to choose only the structural elements that could have some suspicion of failure, concentrating all our effort in solving these elements; it should be clear that the design by capacity does not provide design data, the results obtained serve to analyze the possible complications that could occur in the structure during a seismic movement; it is important to emphasize that they are not totally real data, taking into account that an earthquake has many variables that are not taken into account during the nonlinear analysis.

Descriptors: Synthetic accelerograms; Comparative analysis; Dynamic analysis; Basal shear; Capacity curves; Fragility curves; Inelastic drifts; Metallic structures; Spectral modal; Plastic Rotula; Time History.

Capítulo I

1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1.Tema

DISEÑO POR CAPACIDAD PARTIENDO DE UN ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO MODAL ESPECTRAL Y EL MÉTODO TIEMPO HISTORIA CON EL USO DE ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS Y LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015; DE UN EDIFICIO DE 9 PISOS EN ESTRUCTURA METÁLICA

1.2.Introducción

1.2.1. Antecedentes

Las normas sismorresistentes nacionales e internacionales, día a día sufren grandes variaciones, con la finalidad de evitar daños severos en las estructuras; la Norma Ecuatoriana, con el propósito de evitar el colapso de las edificaciones ante un sismo severo, establecen condiciones mínimas para la demanda o distorsión de entrepiso que rigen el diseño” Se recuerda que la respuesta de una edificación a sollicitaciones sísmica del suelo se caracteriza por aceleraciones, velocidades y desplazamientos de sus elementos, en particular de los pisos en el caso de edificios [1].

Estos valores parecen ser valores razonables como referencia toda vez que comparando con valores proporcionados por normas internacionales tienden a ser diferentes porque tratan de reflejar otro comportamiento de edificaciones ante sismos severos pasados, puesto que los sismos recientes muestran demandas de resistencia mucho mayores que las mínimas especificadas por las normas [2].

El diseño por capacidad, metodología propuesta por Nueva Zelanda, busca conseguir una estructura dúctil o extremadamente tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo; evitando el colapso, a pesar de haber excedido su resistencia, garantizando de esta manera

que la estructura llegue a formar el mecanismo de colapso escogido durante la etapa de diseño (vigas débiles y columnas fuertes) [2]. El diseño por capacidad ha sido adaptado a los requerimientos mínimos de la norma nacional [1] y de la normativa internacional [3]. Esta metodología se aplica a una edificación apartada de nueve pisos, la misma que se diseña según la norma ecuatoriana, con el fin de hacer un análisis comparativo.

Para la construcción de los acelerogramas sintéticos se utilizará el espectro de la norma Ecuatoriana, combinado con acelerogramas escogidos según criterios utilizados en investigaciones realizadas en las que se determina un plano de ruptura del sismo en base a ecuaciones propuestas en la investigación y la geometría de la falla ciega [4]; esto permite encontrar la aceleración máxima del suelo en un periodo determinado del sismo, en base a lo cual se mide el comportamiento dinámico de la estructura.

La elaboración de acelerogramas sintéticos se puede realizar utilizando diferentes metodologías que permiten establecer la aceleración probable en base al desplazamiento provocado por las ondas sísmicas de corte del suelo del sitio donde estará cimentada la estructura como por ejemplo el utilizado en la investigación de Arellano “Se presenta la comparación de la respuesta estructural de 3 sistemas de un grado de libertad (SUGL); analizados con registros sintéticos generados con diferentes metodologías, las cuales son usadas en la práctica. Se realizaron análisis no lineales paso-a-paso, tomando como modelo constitutivo las curvas de capacidad de tres estructuras desplantadas en la ciudad de Chilpancingo, Guerrero. Se obtuvo la respuesta estructural y se observaron diferencias entre los métodos usados, por lo que las metodologías deben usarse con criterio, para no subestimar o sobre estimar el comportamiento no lineal de estructuras” [5].

Por ejemplo; los esfuerzos internos de columnas y vigas soportan las cargas calculadas por simple estática, con lo que se encuentra los esfuerzos resultantes y sus deformaciones, sin embargo, si al sistema estructural se le aplica una fuerza dinámica, las deformaciones producirán aceleraciones que varían en el tiempo, de acuerdo a la teoría de D’alambert, las aceleraciones provocan fuerzas inerciales que deben ser resistidas por los elementos estructurales. En este sentido las columnas y vigas presenta dos tipos de fuerzas, una externa que causa el movimiento y las internas conocidas como fuerzas de inercia $F_i(t)$ que soportan las aceleraciones inducidas. En dinámica estructural la fuerza de inercia es de suma importancia, depende de la flexibilidad y la masa de la estructura [5].

Finalmente es necesario analizar el comportamiento de la estructura incrementando la fuerza sísmica de manera de controlada, hasta llevarle al colapso a la estructura “El análisis incremental dinámico se ha empleado en el último tiempo para determinar la máxima resistencia de edificios sometidos a terremotos de intensidad variable. Esta variación se logra incrementado progresivamente las amplitudes de los acelerogramas empleados como excitación dinámica. En este trabajo se aplica este procedimiento numérico de evaluación del comportamiento sísmico de las estructuras con la finalidad de evaluar los valores del factor de comportamiento (presentes en las normas sismorresistentes, aunque su denominación puede variar) postulados en la Norma Ecuatoriana para el proyecto sismorresistente de pórticos especiales de acero resistentes a momentos. Asimismo, se ha modificado la metodología de acuerdo a la normativa internacional [6] incluyendo variaciones en la definición de la acción sísmica y en la determinación del umbral de colapso [7].

1.2.2. Contextualización

El Ecuador es un país el cual se encuentra dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, lo que hace un país con un nivel alto de actividad sísmica, históricamente se han reportado varios sismos de gran magnitud que han afectado a las estructuras [1]; así por ejemplo el terremoto de Esmeraldas a las 10:36 (tiempo local) del 31 de enero de 1906 se produjo un sismo de magnitud (Mw) 8.8 con epicentro en el océano Pacífico y frente a la frontera Ecuador-Colombia

Este sismo es uno de los tantos que han ocurrido en la zona de subducción frente a Ecuador, y que resulta del choque de la placa Oceánica de Nazca con la placa continental Sudamericana. En los últimos años ha experimentado por lo menos 3 sismos de magnitud grande (superior a magnitud 8), como son el terremoto de Sumatra de 2004 de magnitud 9.1 (Mw), el terremoto de Chile de 2010 de magnitud 8.8 (Mw) y el terremoto de Japón de 2011 de magnitud 9.0 (Mw), los cuales se caracterizaron no sólo por generar tsunamis que afectaron importantes zonas del mundo, sino que lastimosamente generaron un importante número de víctimas, pérdidas materiales y secuelas [2].

La imposibilidad de conocer el momento, la región, la forma del movimiento sísmico, es de trascendental importancia estar preparados para lo inesperado y la mejor forma, es analiza,

calcular y diseñar estructuras que cumplan estándares sismo resistentes actualizados, respaldándonos en códigos nacionales e internacionales; en los que se recogen las enseñanzas dejadas por terremotos pasados.

1.2.3. Delimitación del objeto de investigación

Los sismos son eventos de la naturaleza que no es posible pronosticar en qué momento, donde y cuando se van a producir [7], esto conlleva a tener que vivir con ellos; por lo que es necesario diseñar estructuras que sean capaces de soportar estas fuerzas; con daños leves o en el peor de los casos, con daños estructurales que sean factibles de reparar sin incurrir en gastos elevados; por tanto, debemos aprovechar de las normativas internacionales donde se ha desarrollado técnicas de diseño cuya principal filosofía es evitar el colapso de las estructuras

La historia sísmica del Ecuador en los últimos 470 años se tiene numerosos registros sísmicos, que han ocasionado pérdidas humanas y grandes daños materiales, producto de una mala planificación estructural, diseño y cumplimiento de normativa de construcción nacional e internacional con exigencia dinámica en las estructuras.

El análisis por capacidad nos lleva a examinar el comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico de diseño y al combinar el espectro de respuesta de la NEC15, con acelerogramas sintéticos se puede visualizar con mayor detalle los desplazamientos, vibraciones, frecuencias etc. de la edificación.

La ciudad de Ambato presenta un alto riesgo sísmico por su ubicación geográfica [8], el crecimiento poblacional ha generado un desarrollo urbanístico en altura de las edificaciones, razón por la cual al planificar y diseñar estructuralmente se debe considerar cumplir con la normativa nacional e internacional que permita obtener valores adecuados de rigidez, ductilidad y demás criterios estructurales.

El presente trabajo se enfoca en el cálculo y diseño de una edificación de 9 pisos de altura en estructura metálica, construida en Ficoa – las Palmas de la ciudad de Ambato, en hormigón armado; cuyo el método a utilizar es modal espectral, el método tiempo historia, con el uso de acelerograma sintético, acelerograma real y la norma ecuatoriana de la construcción 2015; con el fin de comparar los resultados arrojados en diseño por capacidad de los principales elementos estructurales.

1.3. Justificación

La presente investigación pretende analizar los resultados que arrojan el método de diseño, modal espectral y el método tiempo historia con el uso de acelerogramas sintéticos, acelerograma reales; con el propósito de garantizar un comportamiento adecuado del edificio ante un requerimiento dinámico (sismo), al que podría verse sometido durante su vida útil, esto permitirá tomar correctivos en el cálculo y diseño de estructuras similares que podrían construirse a futuro dentro y fuera del casco urbano de la ciudad.

1.4. Objetivos

1.4.1. General

Diseñar mediante el método de capacidad una edificación de 9 pisos con elementos estructurales metálicos, partiendo de un análisis comparativo entre el método modal espectral, el método tiempo historia con el uso de acelerogramas sintéticos, acelerograma real y la norma ecuatoriana de la construcción 2015.

1.4.2. Específicos

- Examinar las curvas de capacidad producidas por la NEC 2015.
- Analizar el nivel de competencia del espectro de respuesta sugerido por la NEC15 al compararlo con la respuesta proporcionada por espectros sísmicos sintéticos.
- Construir acelerogramas sintéticos utilizando sismos registrados en otros países combinándolos con el espectro de respuesta de las NEC15.
- Evaluar los parámetros necesarios para construir un espectro sintético para que se ajuste a un probable sismo sufrido en el Ecuador

Capítulo II

2. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

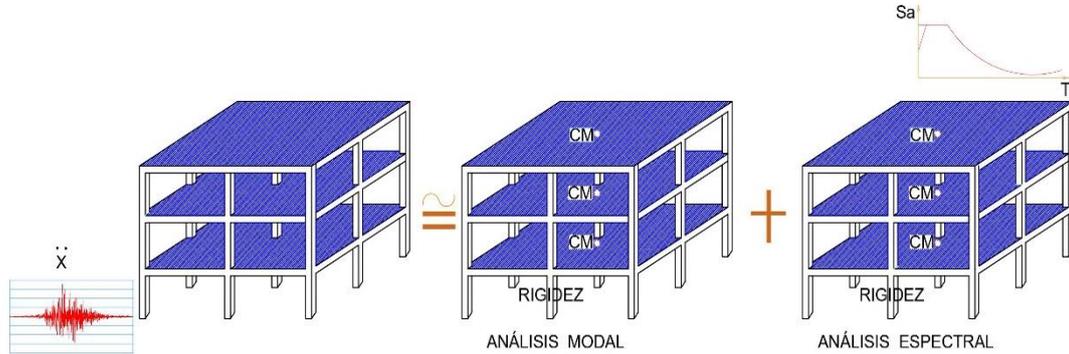
2.1. Método de diseño modal espectral

De acuerdo a la filosofía sismoresistente las edificaciones deben ser calculadas para solicitaciones sísmicas del suelo como aceleraciones, velocidades y desplazamientos de sus elementos, en particular de cada uno de los pisos; por lo que es necesario evaluar el comportamiento elástico lineal y no lineal de cada elemento estructural, identificando los elementos encargados de disipar energía sísmica, y los elementos que transmitirán energía sísmica [9].

Existe una diferencia significativa en la aplicación del análisis lineal y no lineal, pero básicamente se busca la respuesta sísmica final en toda estructura, este resultado tiene una relativa coincidencia, por tal razón aplicar cualquiera de los dos métodos nos conducen a respuestas equivalentes [2].

El análisis modal es una vibración libre de la estructura en el que interactúan la masa de cada piso del edificio con la rigidez del sistema estructural diseñado para soportar esta acción, se considera la masa concentrada en el centro de gravedad de cada piso, con tres grados de libertad; desplazamiento en el eje N-S (eje X), desplazamiento en el eje E-O (eje Y), y rotación en el eje vertical (eje Z); por tanto, tenemos masas traslacionales M_x , M_y y masa rotacional M_rz .

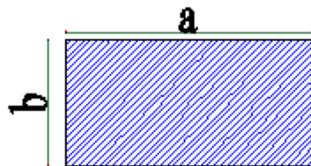
FIGURA 1 El análisis modal es una vibración libre de la estructura en el que interactúan la masa con la rigidez.



Interacción de la masa de la estructura con la rigidez; el análisis espectral es producto de una vibración forzada combinando la masa con el espectro de respuesta.

El análisis espectral es producto de una vibración forzada producida por una combinación de la masa con el espectro de respuesta, que en este caso es el sugerido en la norma ecuatoriana; conjugado con la rigidez de la estructura; para el cálculo de la masa depende de las condiciones geométricas de cada piso:

FIGURA 2 Formas regulares e irregulares de una estructura.



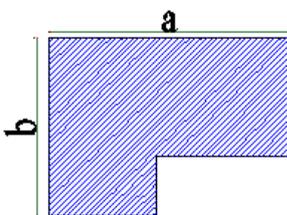
Para estructuras regulares:

$$M_t = M_x = M_y = \frac{w}{g}$$

ECUACIÓN 1: NEHPR PP. 1-3

$$M_{rz} = \frac{M_t(a^2 + b^2)}{12}$$

ECUACIÓN 2: NEHPR PP. 1-3



Para estructuras irregulares:

$$M_t = M_x = M_y = \frac{w}{g}$$

ECUACIÓN 3: NEHPR PP. 1-3

$$M_{rz} = \frac{M_t(Ix + Iy)}{A}$$

ECUACIÓN 4: NEHPR PP. 1-3

Ecuaciones para calcular las masas participativas traslacionales y rotacional

Donde:

Mt=> Masa traslacional

Mx=>Masa eje X

My=> Masa eje Y

Mrz=> Masa rotacional

w=> peso sísmico o carga reactiva

g=> aceleración de la gravedad

Ix=> Inercia eje X

Iy=> Inercia eje Y

A=> área o sección de piso

La masa induce al movimiento de la estructura, sea en forma libre o de manera forzada por una excitación sísmica; en base al análisis modal se mide:

- El periodo de vibración de la estructura
- El número mínimo de modos de vibración
- Se verifica que el número de modos considerados tenga una masa participativa acumulada del 90% [2].

Mientras que con el análisis espectral se mide:

- Los desplazamientos laterales de la estructura
- La distorsión o deriva de piso
- Controlamos que el cortante dinámico sea el 80% para estructuras regulares o el 85% para estructuras irregulares; del cortante basal estático [1]
- Finalmente se mide las fuerzas internas de diseño

Por tal razón es conveniente que los 2 primeros modos de vibración sean traslacionales, el tercer modo de vibración sea rotacional o torsional; los modos de vibración 4 y 5 sean traslacionales y flexionantes.

El periodo en segundos, del primer modo de vibración es el periodo natural o fundamental de la estructura que se puede calcular con el segundo método indicado en la norma ecuatoriana:

$$T_x \neq T_y = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i * \delta_i^2}{g * \sum_{i=1}^n f_i * \delta_i}}$$

ECUACIÓN 5: PERIODO DE VIBRACIÓN [1]

Donde:

f_i => fuerza lateral de piso o corte basal de piso

δ_i => deflexión o desplazamiento de piso medido en el centro de masas

w_i => carga reactiva de piso

g => aceleración de la gravedad

De acuerdo a los literales 6.1.2 y 4.5.1. [1] indica “Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de las combinaciones de las fuerzas horizontales actuantes (véase en la sección 3.5.1), para determinar los efectos relacionados. También pueden utilizarse procedimientos alternativos de cálculo sísmico que tengan un adecuado fundamento basado en los principios establecidos por la dinámica de estructuras, llevados a cabo por un profesional especializado en comportamiento dinámico de estructuras.

Los principales resultados que arroja el análisis modal son las frecuencias naturales y los modos de vibración de una estructura durante vibración libre, por lo que se busca respuesta de la ecuación:

$$[M]\ddot{u} + [k]u = 0$$

ECUACIÓN 6: VIBRACIÓN LIBRE [10]

Donde

$[M]$ = es la matriz de masa

\ddot{u} = es la aceleración

$[k]$ = es la matriz de rigidez

u = es el desplazamiento

Aplicando este concepto en un sistema de N grados de libertad la ecuación (1), buscando soluciones de tipo armónico se puede expresar:

$$u = u_0 * e^{(\omega t - \varphi)}$$

ECUACIÓN 7: AUTO VECTORES DE LA VIBRACIÓN ESTRUCTURAL [10]

Donde

u_0 = vector de amplitudes (son los auto vectores correspondientes a cada autovalor que indican la forma de vibración de la estructura)

ω = frecuencia angular

t = tiempo

φ = ángulo de desface inicial

Conjugando la ecuación (1) y (2) se encuentra la solución de la ecuación diferencial

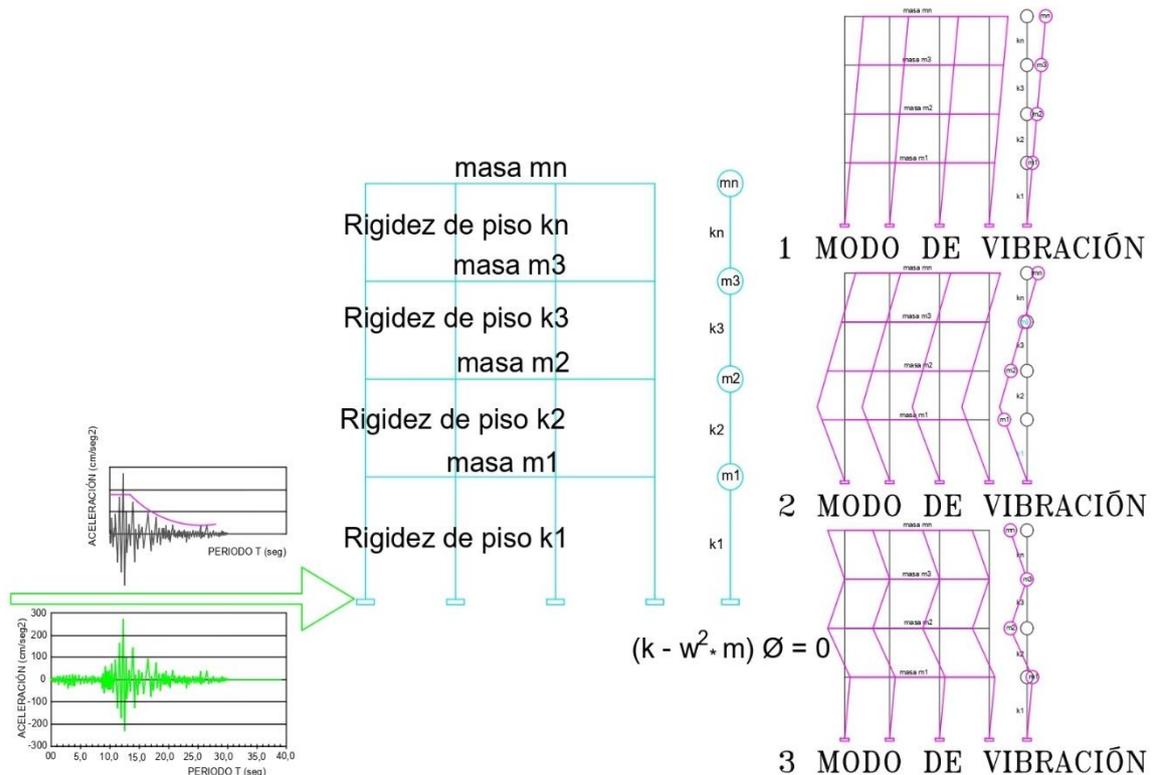
$$([k] - [M]\omega) * u_0 = 0$$

ECUACIÓN 8: SOLUCIÓN A LA ECUACIÓN DIFERENCIAL [10]

Para cada frecuencia natural ω existe un solo valor de desplazamiento u_0 por lo que puede determinarse la forma de vibración del sistema.

Por lo expuesto se concluye, el Análisis Modal Espectral es un método de análisis dinámico aproximado debido a que la respuesta de la estructura se consigue mediante una combinación adecuada de las participaciones modales, caracterizadas por la máxima respuesta de cada modo afectadas por un coeficiente de participación modal, el cual muestra como cada modo contribuye a la respuesta total de la estructura.

FIGURA 3 Combinación de masa y rigidez de la estructura



Ecuación diferencial desacoplada $([k]-[M] \omega)*\phi=0$, para determinar los modos de vibración de la estructura

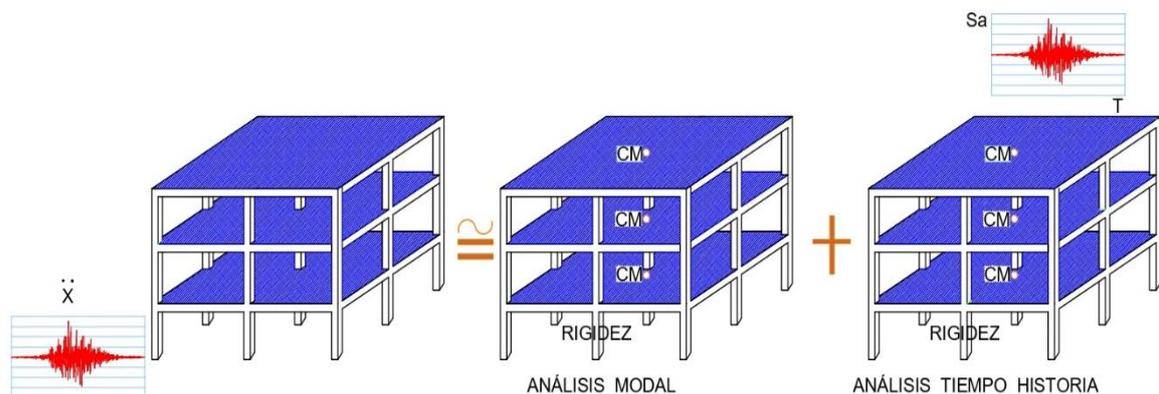
Para proceder con el análisis sísmico, según describen [7], se parte de la ecuación de movimiento del sistema de N grados de libertad, que puede ser formulada expresando el equilibrio de las fuerzas efectivas asociadas con cada uno de los grados de libertad. En general, cuatro tipos de fuerzas estarán involucradas en cualquier punto i: la carga aplicada externamente, en este caso la excitación sísmica $p_i(t)$, y las fuerzas asociadas al movimiento, esto es, inercia, amortiguamiento, y la elástica.

2.2. Método de diseño historia en el tiempo

Para el análisis tiempo historia también conocido como análisis paso a paso en el tiempo, se mide en la estructura la vibración libre en una interacción de la masa con la rigidez y la vibración forzada provocada por un acelerograma medido en el sitio de implante de la edificación para lo que la norma [6] solicita:

- Trabajar con un mínimo de tres registros con al menos las dos componentes horizontales
- Las mediciones deben realizarse en el sitio de implante, para lo cual se colocará en tres puntos tales que permita triangular la señal con el fin de reducir el error de cierre en las mediciones
- El registro se realizará en el tipo de suelo de implante de la estructura
- La señal se tiene que escalar al espectro de diseño señalado por la norma nacional

FIGURA 4 El análisis modal de una estructura



El análisis modal es una vibración libre de la estructura en el que interactúan la masa con la rigidez; el análisis espectral es producto de una vibración forzada combinando la masa con el espectro de respuesta.

Otros requisitos enunciados por la norma [6] son:

- En cada perfil estratigráfico o tipo de suelo deben colocarse un mínimo de tres acelerógrafos, con el fin de triangular las aceleraciones producidas por el sismo
- Los acelerógrafos deben estar conectados a una red nacional
- Las estructuras esenciales deben instrumentarse para medir la vibración.

La condición del Ecuador está muy lejos de cumplir este requisito; una alternativa que nos brinda la norma NEHPR, es la fabricación de acelerogramas sintéticos, mediante la utilización de registros sísmicos que cumplan determinadas características.

En el modelo matemático de la estructura se considera el comportamiento histórico de los elementos que son parte del sistema dinámico de la edificación; para determinar la capacidad de disipación de energía, midiendo el balance de energía, en caso de encontrar un déficit de disipación la alternativa es utilizar disipadores sísmicos [12].

El artículo 8.2.2 de la norma ecuatoriana indica: si $Z \geq 0,30$ (factor de zona), independientemente del método de análisis adoptado, la respuesta máxima de la estructura requerirá de la aplicación de un método de análisis no lineal paso a paso, realizado por personal profesional calificado en cálculo inelástico de estructuras con sistemas de control sísmico [1]. Esto implica que, en zonas de alta sismicidad como Ambato, es por norma que se debe realizar este análisis

De acuerdo a la norma ASCE7-16 [12] para realizar un análisis dinámico tiempo historia es necesario disponer de un mínimo de tres registros acelerográficos que tenga las dos componentes ortogonales N-S y E-O, medidos u obtenidos para el sitio donde se implantará la estructura, con el tipo de suelo donde se apoyará la cimentación y finalmente se escalara los acelerogramas con el espectro de diseño, por tanto, no es posible utilizar cualquier registro acelerográfico.

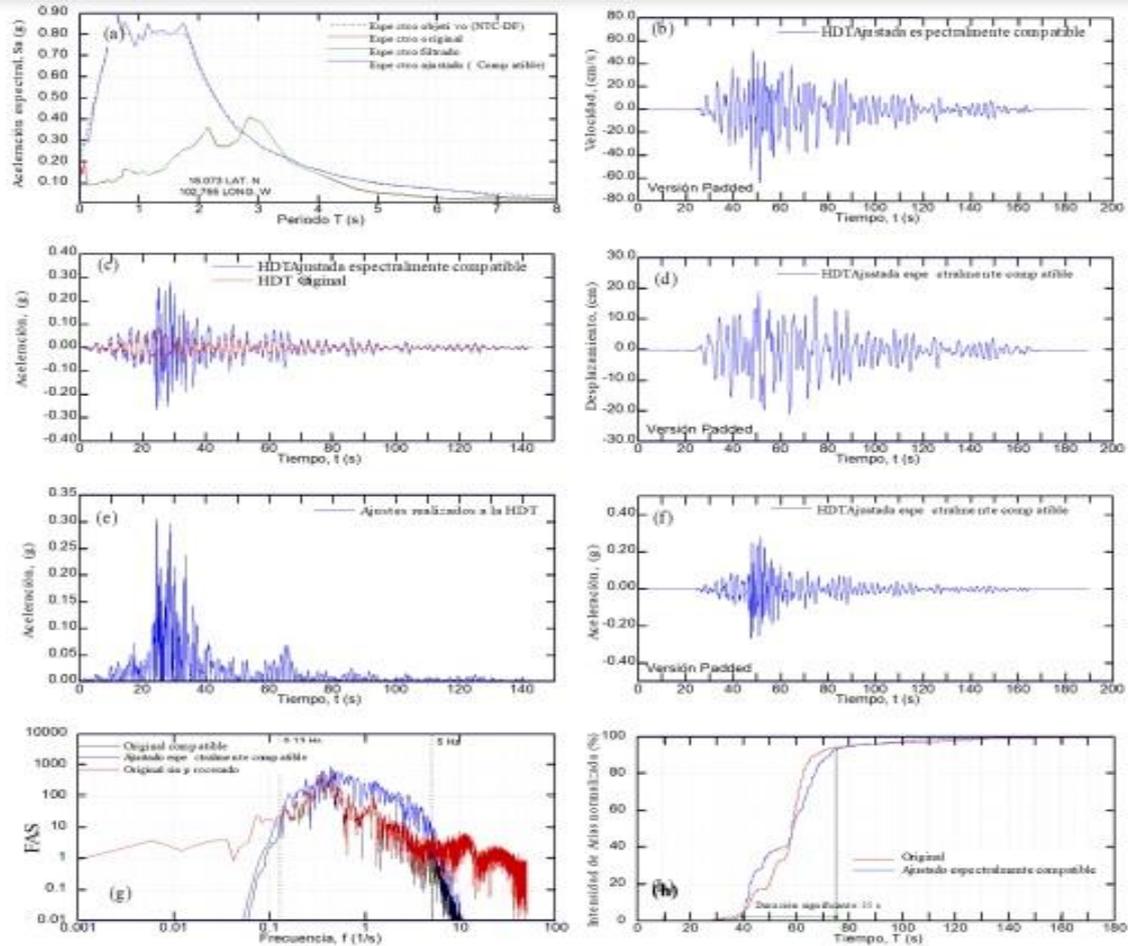
Lo ideal para la obtención del registro, es realizar una microzonificación de la ciudad, en cada sector se debería colocar un mínimo de tres acelerógrafos que permita triangular la señal para reducir el error de cierre, además ASCE7-16 sugiere colocar en los edificios importantes instrumentación para medir vibraciones, que permita tener información localizada y no trabajar con mapas de izo-aceleraciones obtenidas por interpolación cuya información es muy general.

Al no disponer de esta información; la alternativa es utilizar acelerogramas sintéticos, para analizar las vibraciones libres más las vibraciones forzadas, tomando en cuenta el comportamiento histerético de los elementos estructurales, como respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno por integración directa de las ecuaciones de borde o de equilibrio, con lo que se mide la capacidad de disipación de energía histerética de la estructura. Los acelerogramas se escogen en base a la magnitud, distancia a la falla y mecanismo a la fuente sea consistente con el máximo sismo considerado

2.3. Acelerogramas sintéticos

La generación de acelerogramas sintéticos requiere calcular parámetros de los registros reales como: intensidad de Arias, duración significativa, aceleración pico del suelo donde este colocado el acelerógrafo [PGA] por sus siglas en inglés, contenido frecuencial, periodo predominante y amplitudes máximas, entre otros. A partir de la confección de la base de datos de registros reales, solo ciertos registros se emplearán en la posterior confección de acelerogramas sintéticos; puesto que no todos los registros reales cumplen con una cierta variación espectral [valor obtenido al dividir el espectro objetivo con el espectro calculado del acelerograma sintético, la literatura sugiere que los mismos oscilen entre 1 – 3] [8].

FIGURA 5 Acelerogramas combinados con el espectro de respuesta con lo que se obtiene un acelerograma sintético



Fuente: Artículo Generación de acelerogramas sintéticos mediante el uso de wavelets, orientados a aplicaciones geotécnico-estructurales [9]

La simulación dinámica no lineal de una estructura como respuesta ante una excitación sísmica, es un problema complejo; el uso de espectros elásticos ofrecidos en la Norma Ecuatoriana no permite generar análisis a detalle, que permita analizar a la estructura ante las variaciones de aceleración que se produce durante un terremoto. Para ajustar la respuesta espectral es necesario modificar un ciclo de la historia de tiempo de tal manera que su espectro de respuesta se ajuste de manera aproximada al espectro de diseño; en un amplio rango de periodos; variando lo menos posible parámetros relacionados a la amplitud, contenido frecuencial y duración del evento sísmico, la aceleración máxima del terreno, espectro de respuesta, etc [14].

Al no disponer de un procedimiento estándar para escalar un acelerograma de un sismo con el espectro de respuesta de la norma; el resultado puede ser no realista en términos de amplitudes relativas, duración y para sismos de magnitud importantes un contenido de frecuencias diferentes a la historia original. Siempre es necesario examinar de manera crítica el espectro escalado, con el fin de determinar si existe una sobre generación o deficiencia severa para periodos diferentes al periodo objetivo [8].

Para reducir la dispersión de los movimientos individuales algunos investigadores proponen métodos que ajustan la respuesta espectral individual mediante el ajuste de la amplitud de Fourier; esto es útil debido a que genera acelerogramas que están basados en movimientos reales y con un alto ajuste al espectro de referencia. Desafortunadamente, el ajuste del espectro de Fourier corrompe la velocidad y el desplazamiento del registro historia de tiempo y puede resultar en movimientos con un alto y no realista contenido energético [8].

El análisis mediante Wavelet es hoy en día una de las herramientas más potentes para el procesamiento de señales y ha sido empleado en diversos campos de la ingeniería. Para emplear la Transformada de Wavelet Continua [9], y examinar la distribución de energía en tiempo-frecuencia de las señales registradas en los acelerogramas sintéticos.

La Transformada Wavelet Continua de una función $f(t)$, que depende de un tiempo (t) dado, se define como el producto interno entre la función y la familia de wavelet, ψ , que produce los coeficientes wavelet C se puede expresar:

$$C(\lambda, \tau) = \langle \psi_{\lambda, \tau} | f \rangle = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \psi_{\lambda, \tau}^*(t) dt$$

ECUACIÓN 9: TRANSFORMADA WAVELET CONTINUA [5]

$$\psi_{\lambda, \tau}^*(t) \equiv \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \psi\left(\frac{t-\tau}{\lambda}\right)$$

ECUACIÓN 10: FUNCIÓN WAVELET [5]

donde,

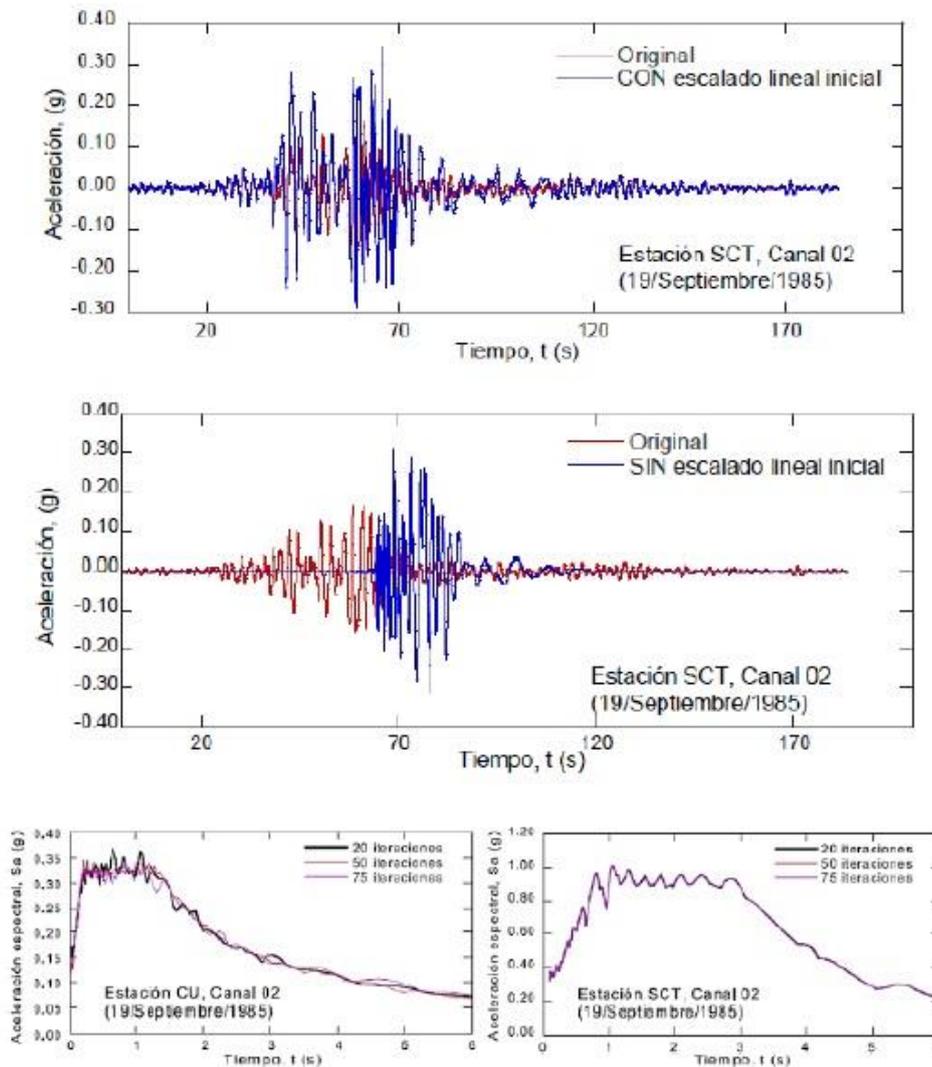
$\psi_{\lambda, \tau}^*(t) \Rightarrow$ es la función wavelet, comúnmente conocida como wavelet madre,

El símbolo * indica el operador de la conjugada compleja.

$\lambda \Rightarrow$ es un factor de escalado, es un número real positivo que controla la dilatación ($\lambda > 1$) o contracción ($\lambda < 1$) de la función en el tiempo.

$\tau \Rightarrow$ controla la traslación en el tiempo.

FIGURA 6 Acelerogramas sintéticos escalados



Fuente: Artículo Generación de acelerogramas sintéticos mediante el uso de wavelets, orientados a aplicaciones geotécnico-estructurales [9]

Desde otro enfoque con el fin de utilizar las funciones del software se considera que la aceleración del terreno debida a un movimiento sísmico es registrada en acelerogramas medidos mediante acelerógrafos, equipos instalados en lugares estratégicos de una población; con el propósito de obtener información relevante del movimiento [15].

Los factores más importantes de un acelerogramas son:

- a) Fuente sísmica,

- b) Trayectoria y
- c) Efectos locales.

La fuente sísmica es el sitio donde se libera la energía; los parámetros de fuente sísmica que definen la naturaleza del movimiento sísmico son la magnitud, el mecanismo de ruptura, la directividad y la profundidad focal [15].

La trayectoria se define como la ruta específica que viaja la energía liberada en la fuente sísmica; las principales variables que caracterizan la trayectoria son la distancia de la fuente al sitio y la estructura de la corteza [15].

En cuanto a los efectos locales, las ondas sísmicas modifican su propagación en presencia de depósitos superficiales.

Los acelerogramas reales, es decir, aquellos registrados por acelerógrafos el momento de ocurrir un sismo, presentan todas las características del movimiento, como:

- a) Amplitud,
- b) Frecuencia,
- c) Contenido de energía y
- d) Duración [15].

La gran ventaja de los acelerogramas reales es que proporcionan medidas detalladas del movimiento real del terreno durante un sismo e indican las variaciones que pueden producir diferentes sismos en diversos lugares. Adicionalmente, la doble integración de los acelerogramas permite la generación de historias de tiempo de velocidad y desplazamiento [13].

Una gran falencia que existe en el Ecuador, es la reducida información que existe de este tipo de registros, además de acuerdo a la NEC 15 en sitios donde las poblaciones con más de 100000 habitantes, deben disponer de estudios de microzonificación sísmica y geotécnica en su territorio. Razón por la cual para un cálculo y diseño estructural más detallado es necesario la introducción de acelerogramas sintéticos simulados [1].

La NEC 15 solicita que, para caracterizar un evento sísmico, puede utilizarse un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos,

geológicos y geotécnicos del sitio. Para la definición de tal escenario es necesario el conocimiento de la amenaza sísmica del sitio de implante de la estructura, ya sea mediante un estudio de amenaza sísmica determinístico, con la que se identifique el sismo de diseño; o mediante un estudio de amenaza sísmica probabilístico, en la que se obtenga la desagregación de los escenarios sísmicos que contribuyen a la amenaza de sitio (existen varias técnicas para realizar la desagregación tales como las propuestas por McGuire, 1995; Bazzurro y Cornell, 1999; Harmsen, Perkins y Frankel, 1999) [1].

Considerando el espectro de diseño no corresponde a un único escenario sísmico, sino que es una envolvente de diferentes escenarios que pueden ocurrir en el lugar de análisis, dificulta encontrar registros que a su vez cumplan con las condiciones sismológicas requeridas (ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio). Para poder cumplir estas condiciones, se requiere aplicar factores de escalamiento a los registros escogidos.

Realizar un escogimiento basada en términos de ambiente tectónico implica conocer las características del evento esperado en términos de fuente sísmica, trayectoria y efectos locales; encontrar registros de sismos que cumplan con todas las características las probabilidades son escasas; por lo que es necesario reducir los parámetros de modo que se pueda obtener una buena cantidad de acelerogramas [1].

En la investigación de Bommer y Acevedo (2004) sugieren los siguientes parámetros para ser utilizados (en orden de importancia):

- a) Magnitud. - influye en la forma espectral; lo que sugieren usar una diferencia de magnitud menor $\pm 0,20$ unidades en la magnitud, esto implica un factor de 2,0 en el momento sísmico (medida de la energía liberada); es decir, si se selecciona un sismo con una magnitud 0,2 unidades mayor que la magnitud del sismo definido en el escenario sísmico, la cantidad de energía considerada es el doble de la energía del sismo especificado.
- b) Distancia. - la forma espectral es menos sensible a este parámetro que a la magnitud por lo que Bommer y Acevedo (2004) proponen utilizar un intervalo pequeño en términos de magnitud y la distancia del tamaño que se requiera para tener éxito en la búsqueda.

- c) Tipo de suelo, influye de manera directa en el movimiento fuerte del terreno, afectando tanto la amplitud como la forma del espectro de respuesta. Hallar acelerogramas registrados en un suelo similar al del sitio de análisis no es tarea fácil, toda vez que es reducido el número de registros disponibles, además el perfil de suelo de las estaciones acelerográficas no se encuentra lo suficientemente detallado. Razón por la cual es recomendable seleccionar acelerogramas en términos de magnitud y distancia para acelerogramas registrados en roca.
- d) Mecanismo de ruptura. - influye especialmente en el movimiento del terreno para distancias cercanas a la ruptura de la falla (distancias entre 20 y 60 km). Por lo que, para seleccionar registros para sitios cercanos al epicentro, es importante utilizar valores apropiados de distancia y registros con el mecanismo de ruptura esperado; aunque lo ideal es considerar el mayor número de parámetros posible para hacer la selección, cuanto mayor sea el número de parámetros considerados, menor número de registros disponibles [6].

Tomando en cuenta los parámetros descritos y que el 16 de abril de 2016 ocurrió un terremoto de magnitud 7,8 Mw, en la costa norte de Ecuador; tuvo una profundidad de 10,00 kilómetros y un epicentro a 107,29 kilómetros de las costas de Pedernales, se produjo como resultado del empuje de fallas poco profundas en el límite de las placas de Nazca y Sudamérica. En el lugar del terremoto, la placa de Nazca subduce hacia el este por debajo de la placa Sudamericana a una velocidad de 61 mm / año. La localización y el mecanismo del terremoto son consistentes con deslizamiento en la interfaz de límite de la placa principal, o megathrust, entre estas dos placas principales [10].

La zona del epicentro está compuesta principalmente por rocas sedimentarias. Las Arcillas son predominantes pero su proceso de formación difiere. Entre la litología se encuentran:

- Arcillas marinas de estuario que son arcillas con contenido de sal.
- Depósitos Aluviales: Normalmente compuestos por arenas y gravas
- Fm. Onzole: Compuesta principalmente por arcilla arenosa, arcilla y limolita con intercalaciones de arenisca media.
- Fm. Playa Rica: En su mayoría la formación consiste de lutitas, duras, laminadas foraminíferas con intercalaciones de areniscas

- Fm. Borbón: Constituida por conglomerados, areniscas con niveles calcáreos y arcilla laminada [6].

Ecuador tiene una historia de grandes terremotos relacionados con la zona de subducción. Siete terremotos de magnitud 7 o superior han ocurrido dentro de 250 km de este evento desde el año 1900.

2.4. Niveles de desempeño

Se entiende como nivel de desempeño el par formado por un nivel específico de movimiento sísmico y el correspondiente nivel de desempeño que debe satisfacer la edificación. En todo cálculo y análisis sismorresistente es necesario establecer al menos un nivel de desempeño, acorde con la importancia de la edificación considerada y las consecuencias que una posible falla conlleva para los usuarios de la estructura [16].

La norma ecuatoriana NEC 15 establece un factor de importancia, I, con valores de 1.0; 1,3 y 1.5 que multiplica a la aceleración seudo espectral pico efectivo de diseño en el cálculo del coeficiente sísmico. El objetivo de este valor es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante la ocurrencia del sismo de diseño [1].

De acuerdo a la NEC, para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es: [11]

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes [11].

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.

- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico [11].

En lo que respecta a niveles de desempeño, la NEC 15 indica: [10]

Tabla 1 sismos y nivel de desempeño según NEC15 [1]

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0,023
Daño	Ningún daño	Daños	0,01389
Colapsa	Cierto grado de daño	Daños considerables	0,00211

Fuente NEC 15 capítulo NEC SE DS

El objetivo de desempeño indicado, para realizar una evaluación sísmica deberá ser equivalente o superior a los objetivos de desempeños señalados en la Tabla 1. Con el fin de proteger la vida de ocupantes y transeúntes, evitando el colapso parcial o total de la edificación y de aquellos elementos no-estructurales capaces de causar daño. La edificación debe mantener su integridad estructural durante y después del sismo, y permitir una evacuación segura de sus usuarios, aunque podría sufrir daños en su elementos estructurales y no estructurales. Adicionalmente se debe establecer los niveles de desempeño de la sección 2.3 del ASCE/SEI 41-17, los que se asocian con los criterios de aceptación de los componentes locales de la estructura [1].

El nivel de desempeño de una edificación está definido por la combinación de un nivel de desempeño de elementos estructurales y no-estructural, tal como está definido en las secciones 2.3.1 y 2.3.2 del ASCE/SEI 41-17, los que representan los niveles de daño esperado. Cada nivel de desempeño estructural está asociado con un determinado nivel de daño, relacionado con el agrietamiento, las derivas, la formación de rótulas plásticas, desprendimiento del recubrimiento y deslizamiento de las barras de refuerzo [12].

Los niveles de daño para cada nivel de desempeño se describen de forma cualitativa en la tabla C2-4. Structural Performance Levels and Illustrative Damage del ASCE/SEI 41-17. [12]

- Ocupación Inmediata (S-1),
- Control de daño (S-2),
- Seguridad de vida (S-3),
- Seguridad Limitada (S-4),
- Prevención de Colapso (S-5) y
- No-Considerado (S-6).

Para el caso de estructuras con perfiles de acero estructural, los criterios de aceptación correspondientes a estos niveles de desempeño estructural están especificados en el capítulo 9 del ASCE/SEI 41-17; son límites numéricos para determinar si las acciones en los elementos de la estructura cumplen con el nivel de desempeño requerido definido en la sección 2.3 de la norma.

La categoría intermedia de desempeño entre S-1 y S-3 se define como Categoría de Seguridad Mejorada y la categoría intermedia entre S-3 y S-5 está definido como el Categoría de Seguridad Reducida. Los criterios de aceptación de desempeño dentro del Categoría de Seguridad Mejorada podrán ser obtenidos mediante interpolación entre el criterio de aceptación del Nivel S-1 y el Nivel S-3. Los criterios de aceptación de desempeño dentro del Categoría de Seguridad Reducida se obtienen mediante interpolación entre el criterio de aceptación del Nivel S-3 y el Nivel S-5. El nivel de desempeño estructural Ocupación Inmediata (S-1) está definido como el estado de daño (después del sismo) en el cual la estructura no sufre mayor daño y por tanto permanece segura para ser ocupada inmediatamente; conservando su resistencia y rigidez original, es decir, la que tenía antes del sismo [11].

El nivel de desempeño estructural Control de Daño (S-2) está definido como el nivel de daño en el punto medio entre el nivel S-1 y el nivel S-3. El objetivo del nivel de desempeño S-2 es proporcionar una estructura con un mayor grado de confiabilidad para resistir el colapso y con menos daño que una estructura típica, pero no al nivel requerido para el Nivel de desempeño S-1. El nivel de desempeño estructural Seguridad de Vida (S-3) corresponde al estado de daño en el cual han ocurrido daños significativos en la estructura, pero conserva

algún margen de seguridad contra el colapso parcial o total de la estructura. El nivel de desempeño estructural Seguridad Limitada (S-4), está definido como el nivel de daño en el punto medio entre el nivel S-3 y el nivel S-5. El objetivo es proporcionar una estructura con un margen de confiabilidad para resistir el colapso que una estructura que solamente cumple con el nivel de desempeño Prevención de Colapso (S-5), pero no al nivel requerido para el nivel de Seguridad de Vida (S-3) [11].

El nivel de desempeño estructural Prevención de Colapso (S-5) está definido como el estado de daño después del sismo, en el cual la estructura tiene elementos estructurales dañados y continúa soportando las cargas gravitacionales, pero no retiene ningún nivel confiable al colapso. El nivel de desempeño estructural No Considerado (S-6) corresponde a los casos en los cuales se pretende realizar solamente la adecuación de elementos no-estructurales [11].

El nivel de desempeño no-estructural para un edificio puede ser clasificado dentro de los cuatro niveles de desempeño especificados en la sección 2.3.2 del ASCE/SEI 41-17:

Operacional (N-A), Retención de posición (N-B), Seguridad de Vida (N-C), Riesgo reducido (N-D) y No Considerado (N-E). El nivel de desempeño no estructural Operacional (N-A) está definido como el estado de daño después del sismo, en el cual los componentes no-estructurales son capaces de desempeñar la función que cumplían antes del sismo. El nivel de desempeño no-estructural Retención de posición (N-B) está definido como el estado de daño después del sismo, en el cual los componentes no-estructurales podrían tener daños que impiden su funcionamiento inmediato, pero están seguros en su posición original, de tal manera que no haya daños por caídas o roturas de conexiones. El nivel de desempeño no-estructural Seguridad de Vida (N-C) es el estado de daño después del sismo, en el cual los componentes no-estructurales pueden estar dañados, pero estos daños no implican una amenaza a los usuarios [11].

El nivel de desempeño no-estructural Riesgo Reducido (N-D) se define como el estado de daño en el cual los elementos no-estructurales están dañados y podrían generar riesgos de caídas de objetos. Cuando una evaluación o adecuación sísmica no considera ningún objetivo de desempeño para los componentes no-estructurales, el nivel de desempeño no-estructural se clasifica entonces como No Considerado (N-E) [11].

Los criterios de aceptación del ASCE/SEI 41-17 están asociados con los niveles de desempeño de la Tabla C2-4 para considerar la aceptación de los elementos estructurales. Se utiliza las siguientes abreviaturas para los niveles de desempeño:

IO = Nivel de desempeño de ocupación inmediata correspondiente al nivel de desempeño estructural (S-1).

LS = Nivel de desempeño de seguridad de vida correspondiente al nivel de desempeño estructural (S-3).

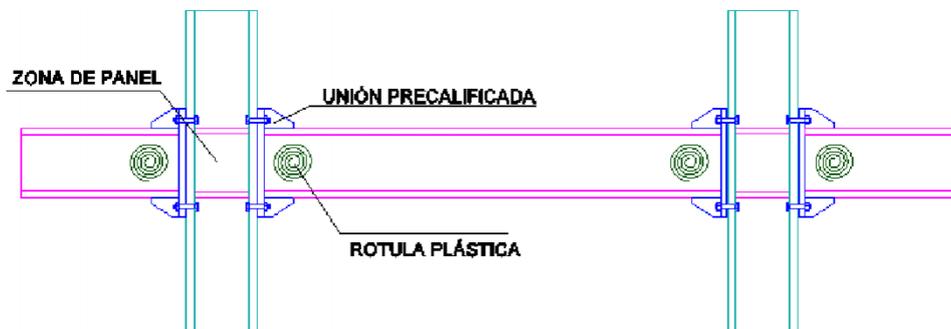
CP = Nivel de desempeño de prevención de colapso correspondiente al nivel de desempeño estructural (S-5) [11].

2.5. Rotula plástica

Durante un requerimiento sísmico se espera un comportamiento inelástico de la estructura, para lo cual se estima que existirán zonas de alta demanda dinámica denominadas rótulas plásticas; en vigas estas zonas están o se consideran adyacentes a los nudos.

Para determinar el punto de la rótula plástica se calcula la zona de panel, que es la parte del nudo viga-columna construida por el área delimitada por el alma de la columna en su intersección con la viga, circunscrita por las alas de la columna y las planchas de continuidad a la altura de los patines de la viga; la transmisión de momentos es a través del esfuerzo de corte en la zona del panel, al 50% de esta distancia se le suma la distancia de la unión precalificada utilizada según sea el caso.

Figura 7 posición de la rótula plástica en vigas [18]



Fuente Jorge Washington Cevallos Cabrera

En pocas palabras las rótulas plásticas se pueden definir como mecanismos ubicados en una zona específica del elemento estructural donde se predice la disipación de energía, con lo que se permite la redistribución de acciones para lograr un mejor comportamiento global de la estructura. Las rótulas plásticas se esperan aparezcan en el instante en que el momento al que es sometido la sección sobrepasa el momento plástico de dicha sección [18].

2.6. Curvas de capacidad

La curva de capacidad, está asociada con el análisis de pushover, es casi totalmente dependiente del patrón de cargas sísmicas laterales con el cual se estimula la edificación. La norma FEMA 356 considera el uso de por lo menos dos patrones de carga, con la finalidad de generar los límites de un rango de acciones de diseño que posiblemente estén dentro de la respuesta dinámica real [18].

El primer patrón corresponde a una distribución de fuerzas de origen modal, se puede elegir entre tres probabilidades de las cuales las dos más importantes son:

- Un patrón de cargas proporcional al modo fundamental, siempre y cuando dicho modo mueva más del 75% de la masa sísmica; y
- Un patrón de cargas proporcional a las fuerzas de corte de piso, vinculados al análisis modal espectral que incluya una cantidad de modos de vibración que enlacen más del 90% de la masa sísmica.

La segunda distribución de fuerzas se debe seleccionar de entre dos alternativas, estas son:

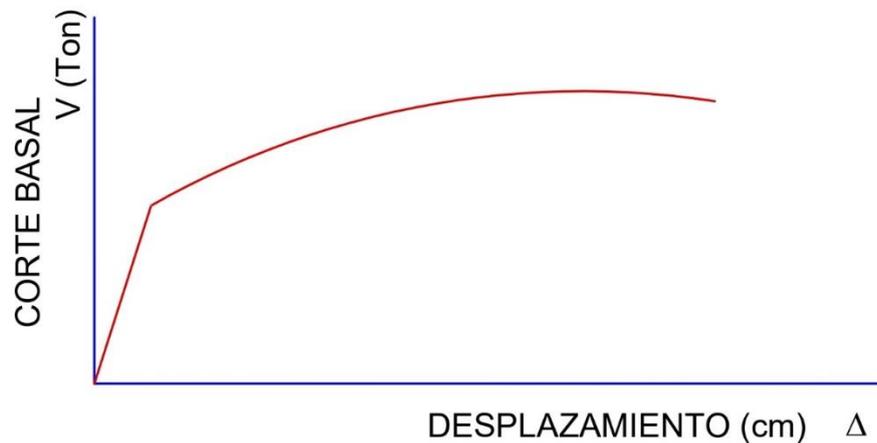
- Un grupo de carga uniforme, proporcional a la masa sísmica de cada piso; y
- Un grupo de cargas adaptativas, que restaure la distribución de fuerzas en la medida que la estructura se desplaza.

La última opción, se basa en fuerzas horizontales de piso proporcionales a la deformada o desplazamiento de la estructura [13], en formas modales basadas en las propiedades secantes de los elementos en cada paso, y formas modales proporcionales a la resistencia de piso en cada paso [13]. El FEMA 356, reconoce que el uso de patrones de carga adaptativos requiere de un mayor esfuerzo analítico, sin embargo, se hace mención a que este tipo de análisis dará resultados mucho más consistentes con las características del edificio analizado.

De manera resumida la curva de capacidad se obtiene aplicando desplazamientos laterales controlados producto de un efecto sísmico, de modo que no surjan fuerzas de inercia por el desplazamiento brusco, para graficar la relación de la fuerza resistente en la base con relación al desplazamiento lateral en el centro de masas de cada piso. Se puede monitorear los desplazamientos de la estructura en un solo sentido (desplazamientos monotónicos) o desplazamientos cíclicos incrementales [3].

Los desplazamientos monotónicos se imponen a la estructura un desplazamiento lateral creciente en un solo sentido; registrando el desplazamiento y la fuerza impuesta, con estos datos se procede a trazar la curva fuerza cortante en la base o corte basal y los desplazamientos en el centro de masas en la cubierta de la edificación.

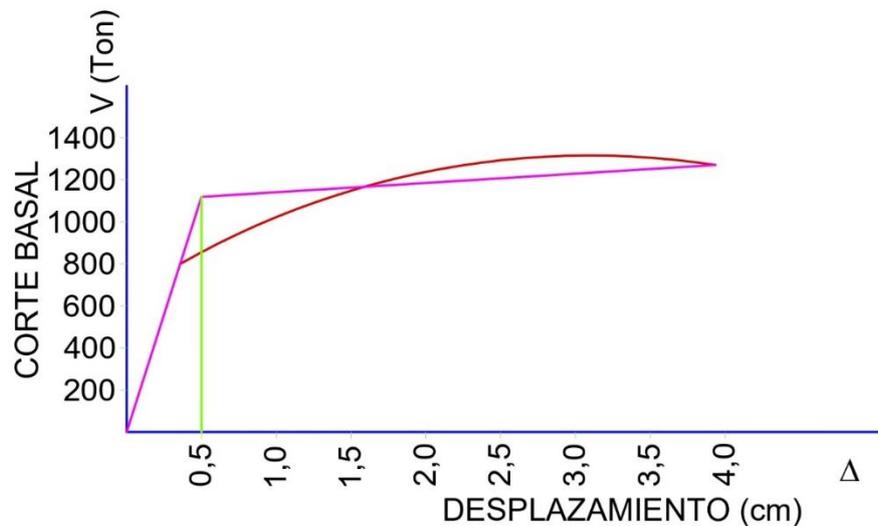
Figura 8 Curva de capacidad de una estructura [18]



Fuente. - Jorge Cevallos Cabrera

Los desplazamientos cíclicos consisten en imponer ciclos de desplazamientos laterales en el sentido N-S y E-O. En cada ciclo, el máximo desplazamiento se incrementa siguiendo un patrón. Los desplazamientos incrementales, la formación de la primera rótula se le conoce como el inicio del comportamiento no-lineal de la estructura, este evento no está asociado a cambios significativos e inmediatos de la rigidez y resistencia lateral, es decir, no se genera un cambio sustancial en la pendiente de la curva de capacidad. Por tanto, se requiere hallar el punto de fluencia donde se produjo un cambio fundamental en el comportamiento estructural del edificio y por tanto el cambio de la pendiente de la curva de capacidad, este punto se denomina “FLUENCIA EFECTIVA”; el que nos permite simplificar la curva de capacidad en un modelo bilineal [18].

Figura 9 Representación bilineal de la curva de capacidad de una estructura [18]



Fuente. - Jorge Cevallos Cabrera

2.7. Curvas de fragilidad

La fragilidad de una estructura guarda una estrecha relación con su vulnerabilidad sísmica y se puede cuantificar mediante curvas de fragilidad que se define como la representación gráfica de la función de distribución acumulada, de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico, como respuesta estructural, ante una acción sísmica determinada [11].

El daño esperado depende de su capacidad y de su fragilidad, existen diferentes formas para cuantificar el daño de una estructura sometida a cargas dinámicas de un evento sísmico, como establecer el desplazamiento objetivo correspondiente a un estado de daño a partir de la representación bilineal de los espectros de capacidad [11].

En términos generales, se define como una función matemática que expresa la probabilidad de producirse algún suceso indeseable en función de alguna medida de la excitación ambiental. Las curvas de fragilidad, denominadas como “funciones de vulnerabilidad”, simbolizan la probabilidad de una estructura exceda un determinado estado de daño esperado en función de un parámetro que define la intensidad sísmica. En otras palabras, se puede decir que es la medida de vulnerabilidad sísmica de una edificación en términos probabilísticos.

Se pueden definir tres tipos de curvas de fragilidad:

- a) Función de fragilidad empírica es aquella creada mediante la aproximación de una función creada con datos observados en laboratorio.
- b) Función en base a opinión de expertos es la creada por encuestas a una o más técnicos que tienen experiencia conjeturando o juzgando la probabilidad de falla como una función de la excitación ambiental.
- c) Función de fragilidad analítica se emplea cuando no se dispone de información de daños provocados por sismos, ni de un número suficiente de ensayos de laboratorio [11].

Para el análisis de estructuras se utilizan métodos numéricos y sus resultados suelen ser sensibles a los modelos elegidos. Estas funciones de fragilidad son útiles cuando no se disponen de datos de campo para estructuras en estudio, ni se cuenta con una cantidad adecuada de resultados experimentales [11].

2.8. Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad

Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra); es necesario convertir punto a punto la curva de capacidad a coordenadas espectrales; entendiendo que el espectro de capacidad es la representación de la curva de capacidad en un espacio de coordenadas espectrales [3].

Para esta conversión, se necesita conocer las propiedades dinámicas de la estructura como modos de vibración y el factor de participación modal, por tanto, se requiere primero realizar un análisis modal de la edificación para determinar la aceleración y el desplazamiento espectral, adicionalmente se determina el cortante basal, la masa total, la masa participativa en el primer modo de vibración y el desplazamiento del último piso [20].

El punto de encuentro del espectro de demanda y el de capacidad indica al punto de desempeño, que define la demanda de desplazamiento espectral producida sobre la estructura, determinado mediante su espectro de capacidad, con sismo definido mediante el espectro de demanda, es decir el punto de demanda de funcionamiento estructural requerido por el terremoto [20].

El punto de desempeño, permite el ingreso a las curvas de fragilidad. El espectro elástico de demanda, lo define la NEC15, el punto de desempeño no define el diseño sismo resistente de la estructura, sino al cálculo del daño esperado luego del sismo de diseño en edificios existentes [1].

2.9. Conclusiones investigativas

La importancia de este estudio radica en la historia sísmica de la región central de nuestro país, si bien es cierto no se dispone de registros apropiados o que puedan servir como un instrumento de cálculo y diseño estructural, si nos alertan de la necesidad de tener edificaciones sismo resistentes; o de disponer de alternativas de cálculo y diseño que permita tener estructuras cuya respuesta dinámica sea adecuada; los eventos sísmicos más importantes que podemos mencionar son los siguientes:

Tabla 2 historia sísmica de la región sierra central del Ecuador [8]

31/8/1587	Terremoto destruyó San Antonio de Pichincha y pueblos vecinos	En San Antonio de Pichincha y pueblos vecinos hubo una significativa destrucción. Grandes y profundas grietas por las que brotó agua negra y de mal olor. En Guayllabamba, enormes grietas. En Cayambe se desplomaron muchas casas. Desbordamiento del lago San Pablo, que provocó inundaciones. Más de 160 muertos
15/3/1645	Terremoto causó graves estrago en Chimborazo y Tungurahua	Terremoto que causó graves estragos en toda la comarca. Desprendimientos internos en el volcán Tungurahua. Innumerables réplicas. Muchos muertos
29/8/1674	Terremoto destruyó Chimbo	Destrucción de nueve poblaciones. A pesar de la alta intensidad, la zona macro sísmica fue bastante restringida. La mayor destrucción ocurrió en Chimbo. Pocos sobrevivientes. Grandes deslizamientos en montes y laderas. Agrietamiento del terreno por todas partes. Represado el río

22/11/1687	Gran terremoto en las provincias centrales	Gran terremoto en las provincias centrales. Destrucción de Ambato, Latacunga y muchas poblaciones de la comarca. Deslizamientos de montes y taludes. Aproximadamente 7200 muertos
20/6/1698	Terremoto que afecta las provincias de Tungurahua, Chimborazo y Cotopaxi	Los daños materiales se extendieron desde el Nudo de Tiopullo hasta el Nudo del Azuay. Muertos: Ambato más de 3000; Latacunga aproximadamente 2000; en los pueblos de sus jurisdicciones se estimó unos 1500; en Patate alrededor de 200 y en Riobamba 100. Según algunos autores, el número de víctimas ascendió a 8000. Gran destrucción de casas e iglesias en Ambato, Latacunga, Riobamba y todos los pueblos aledaños. Grandes deslizamientos en montes, laderas y taludes. Represamientos de ríos y quebradas; desbordamiento y avalancha en el río Ambato. Derrumbes en el Carihuairazo. Grietas de 4 a 5 pies de ancho y 1 legua de longitud, en dirección norte-sur. En vista de la gran destrucción y efectos asociados, se intenta mudar de sitio a las ciudades de Ambato, Latacunga y Riobamba, lo cual no fue permitido por las autoridades de la Real Audiencia. Los gigantescos derrumbes del Carihuairazo y las descomunales avalanchas de lodo de muy mal olor, efecto secundario del terremoto de aquel año, arrasaron con los escombros y lo que quedaba de la ciudad de Ambato
28/6/1698	Fuerte réplica del Terremoto del 20 de junio de 1698	Réplica fuerte del terremoto del 20 de junio. Se incrementa la destrucción
6/12/1736	Terremoto que afectó poblaciones de la provincia del Cotopaxi	Daños graves en casas e iglesias de Pujilí, Saquisilí y el resto de pueblos de la comarca. Muchas haciendas afectadas. Estragos menores en Latacunga. En Quito daños moderados en la iglesia de Santo Domingo

28/4/1755	Terremoto en Quito	Graves daños en edificios públicos y casas particulares de Quito. La Catedral fue la iglesia más golpeada; las otras tuvieron daños severos. Graves afectaciones en pueblos situados en las cinco leguas de la jurisdicción de Quito. Réplicas en las siguientes ocho semanas. Algunos muertos
22/2/1757	Gran terremoto de Latacunga y su jurisdicción	Gran terremoto de Latacunga y su jurisdicción. Destrucción de iglesias y casas en la ciudad y en los pueblos vecinos. Efectos considerables en Tungurahua. Murieron más de 4000 personas
3/4/1768	Terremoto en Quito	Sismo sentido fuertemente en la capital ecuatoriana. Daños moderados en la iglesia de La Merced
23/4/1773	Gran erupción del Tungurahua y destrucción del primer asentamiento de la población de Baños	Gran erupción del Tungurahua. Emanación de enormes cantidades de piroclastos, flujos de lava y nubes ardientes. El deshielo del casquete de nieve generó lahares y flujos de lodo que acarrearón rocas y escombros. Las corrientes de lava descendieron por varias depresiones y quebradas hasta los ríos Chambo y Patate y formaron un dique que los represó por 24 horas. A partir de esta erupción, el Tungurahua no se calmó por completo hasta 1782, lapso en el cual no era raro verlo con un gran penacho de humo; incluso se constataron explosiones pequeñas. Los flujos de lodo destruyeron el primer asentamiento de la población de Baños, que se llamaba Fundación Santo Domingo, por lo que los vecinos se mudaron a la actual ubicación. Varias haciendas de los contornos del volcán y las riberas de los ríos desaparecieron. Igualmente se destruyeron caminos y puentes. Serias inundaciones. Incendios por las nubes ardientes. En los campos agrícolas se perdió todo y el ganado murió por millares

10/5/1786	Terremoto que afecta Riobamba	Terremoto en Riobamba. Graves daños en la ciudad y pueblos vecinos. Destrucción total de muchas casas de adobe
4/2/1797	Terremoto de Riobamba. Destrucción total de la antigua ciudad a causa del terremoto e inmenso deslizamiento provocado por el mismo	<p>Destrucción total de la antigua ciudad de Riobamba, razón por la cual no fue reconstruida en el mismo sitio y se mudó al lugar que actualmente ocupa. Daños muy severos en ciudades, pueblos y caseríos de lo que actualmente son las provincias de Chimborazo, Tungurahua, Cotopaxi y parte de Bolívar y Pichincha. Inmensos deslizamientos de laderas y montes, uno de los cuales sepultó por completo tres barrios de Riobamba. Grietas muy profundas y anchas. Algunas de impresionante longitud. Notable cambio del paisaje por las grietas, destrucción de los montes, levantamientos y hundimientos del terreno, cambio del curso de los ríos, etc. Brotan o desaparecen fuentes termales. Licuefacciones en muchos sitios. Represamiento de varios ríos durante varios días y hasta semanas, además de varias quebradas afluentes. Al romperse los diques naturales, se originaron enormes avalanchas que arrasaron lo que quedaba de pueblos y haciendas, como ocurrió en el valle de Patate. En Quito se presentaron graves daños, especialmente en las iglesias. Centenares de réplicas, durante varios meses.</p> <p>Algunas fueron tan fuertes que podían causar daños por sí solas, y lo hicieron más aún en las maltrechas construcciones. Gran número de muertos y heridos. El impacto social y económico de este terremoto fue incalculable. Incluso las consecuencias políticas y administrativas para el gobierno de la Real Audiencia de Quito fueron notables</p>

25/8/1800	Terremoto que causó daños en Latacunga y Pujilí	Severos daños en casas e iglesia Mayor de Latacunga. Destrucción de obrajes, casa y haciendas en Pujilí
1/11/1802	Terremoto pequeño que afecta Latacunga	Daños leves en Latacunga y pueblos vecinos
9/10/1840	Pequeño terremoto en el valle de Patate	Pequeño terremoto en el valle de Patate. Emanación de lodo en la Moya de Pelileo
23/12/1854	Terremoto que afectó sectores de la provincia de Imbabura	Destrucción de haciendas en el Chota. Daños moderados en Ibarra. Deslizamientos considerables en muchos lugares
22/3/1859	Terremoto causa graves daños desde el Cotopaxi hasta Imbabura	Graves daños en edificios, iglesias y casas de Quito. Serios estragos en poblaciones y haciendas del valle de Los Chillos. Seriamente afectada la iglesia de La Merced de Quito. Sentido prácticamente en todo el país. Los efectos se extendieron hasta las provincias de Cotopaxi por el sur e Imbabura por el norte. Grietas grandes en el valle de Los Chillos. Muchos muertos en Machachi, Chillogallo y otras poblaciones del valle. Treinta muertos en Imbabura y uno en Cotopaxi
17/5/1868	Violento sismo que produjo daños severos en la Provincia de Tungurahua	Violento sismo que produjo daños severos. Caen paredes de casas. Destruída parcialmente la iglesia de Píllaro. Destrucción parcial de muchas casas en Pelileo. En el sector rural los daños fueron cuantiosos en casas de adobe y tapia. Averías en puente de El Socavón de Ambato
15/8/1868	Terremoto en la provincia del Carchi	Terremoto en la provincia del Carchi. Graves destrozos en casas e iglesias. Los mayores estragos se localizaron en la zona de El Ángel, Huaca, Tusa y El Chota. En Tulcán los efectos fueron de menor proporción. Decenas de muertos (solo en calles de El Ángel se contabilizaron 32 víctimas). Los estragos se incrementaron con el terremoto de Imbabura, que tuvo lugar unas horas más tarde en Imbabura

16/8/1868	<p>Gran terremoto de la Provincia de Imbabura</p>	<p>Gran terremoto de la Provincia de Imbabura. Ruina casi total de varias ciudades y pueblos, especialmente en Cotacachi, Ibarra, Otavalo y pueblos intermedios. Los estragos en Ibarra fueron de tal magnitud que se decidió mudar la ciudad a otro sitio, por lo que se fundó la población de La Esperanza, donde los ibarreños pretendieron radicarse definitivamente, pero tiempo más tarde desistieron del proyecto y retornaron para reconstruir la ciudad en el mismo lugar. Muchos deslizamientos de tierra, algunos voluminosos. Innumerables derrumbes de mediana y pequeña magnitud. Grietas profundas y extensas en toda la región. Destrucción de muchas vías de comunicación, en especial los caminos vecinales. En Quito sufrieron graves averías muchos edificios y sobre todo las iglesias y conventos. En la provincia del Carchi también hubo localidades que sufrieron estragos severos, que se sumaron a los resultantes del terremoto que había ocurrido horas antes en esa provincia. Los ruidos subterráneos se escucharon hasta Quito. Las consecuencias sociales y económicas fueron cuantiosas, en una época que el país afrontaba serias dificultades fiscales</p>
31/1/1906	<p>Gran terremoto con epicentro en el Océano Pacífico, frente a las costas de la frontera Ecuador-Colombia</p>	<p>Gran terremoto con epicentro en el Océano Pacífico, frente a las costas de la frontera Ecuador-Colombia. Se generó un tsunami de grandes proporciones. Sus efectos fueron muy graves en la provincia de Esmeraldas y en el sur de Colombia. En Limones desaparecieron bajo las aguas cuatro islas. Daños en las provincias norteñas de la Sierra. En Esmeraldas y otras localidades, se abrieron profundas grietas, por</p>

		donde manó agua y arena (licuefacciones). Muchas poblaciones de las costas quedaron prácticamente destruidas, ya sea por causa del movimiento terráqueo o como resultado del tsunami que inundó sus costas. El sismo fue sentido incluso en gran parte de Colombia, Costa Rica y Nicaragua, con intensidades entre 2 y 3. El volcán Cumbal de Nariño "entró en agitación", según lo afirmaron testigos presenciales. Treinta muertos reportados, pero se estima un número mucho mayor, dada la imposibilidad de realizar un conteo real, por las características geográficas de la zona y las consecuencias del tsunami. Las olas arrojaron a la costa de Tumaco 90 cadáveres. Centenares de heridos
12/9/1906	Fuerte temblor en Latacunga	Se siente un fuerte sismo seguido de dos temblores menores
23/9/1911	Terremoto afectó varios cantones de Chimborazo	Violento sismo que causó estragos de consideración en varios cantones de la provincia del Chimborazo, donde el 90% de edificios y casas fueron afectados en mayor o menor cuantía. Deslizamientos de laderas y taludes de caminos. Según la versión de vecinos de la región, en el volcán Sangay, un mes antes del temblor, "desapareció el eterno y candente penacho
13/12/1914	Terremoto en la provincia del Cotopaxi	Caen algunas paredes en Guaytacama. Se siente fuerte en el resto de la provincia de Cotopaxi
31/5/1914	Violento movimiento sísmico en la provincia de Pichincha, acompañado de	Violento movimiento sísmico en la provincia de Pichincha, acompañado de ruidos subterráneos. Por el Sur sentido hasta Cuenca y por el Norte hasta Ibarra. Muchas casas destruidas en un poblado a 33 km del Pullurima. En el monte Pullurima y en los

	ruidos subterráneos	alrededores del volcán Antisana hubo eyecciones de lodo, arena y agua (licuefacciones) provenientes de cratercitos o grietas formadas a causa del sismo. Considerables corrientes de cieno bajaron por cuatro riachuelos del Pullurima. El aluvión de greda negra alcanzó 2 m de alto. Deslizamientos en laderas del Pullurima y otros cerros aledaños
6/4/1922	Terremoto daños en Quito y desprendimiento de las paredes del cráter del Guagua Pichincha	Sismo muy fuerte en Quito. Desprendimientos en las paredes del cráter del Guagua Pichincha. Destrucción parcial de muchas casas y en algunos casos colapso total. Un gran número quedó inhabitable
14/12/1923	Terremoto con grave afectación en la provincia del Carchi	Uno de los terremotos con mayores consecuencias en la provincia del Carchi, hasta esa fecha. Se cayeron muchas casas, en especial en los pueblos y sectores rurales y campesinos. Deslizamientos en montes, laderas y taludes, dejan caminos inhabilitados. Desperfectos en muchos edificios públicos, escuelas y sobre todo daños serios en viviendas. Tulcán, Ipiales, Cumbal, Carlosama, Aldana, Chiles, Túquerres y otros caseríos aledaños fueron los lugares más quebrantados. 20.000 personas quedaron sin vivienda. Grandes y numerosas grietas y deslizamientos en el área macro sísmica. Quedaron borrados los caminos. Testigos presenciales afirmaron haber visto actividad eruptiva en el volcán Chiles, hacia el lado occidental. Cerca de Tulcán aumenta el caudal de una fuente termal. Murieron unas 300 personas, (con exageración se habló de 3000 víctimas). algunas notas de prensa afirmaron que paralelamente al terremoto había erupcionado el volcán Chiles

5/2/1923	Sismo destructor en la zona rural del valle de Los Chillos	Sismo destructor en la zona rural del valle de Los Chillos. Colapso de algunas casas, principalmente las de adobe, mientras otras quedaron inhabitables. Algunos heridos
19/5/1923	Fuerte sismo produce daños en Quito	Fuerte sismo afecta únicamente a Quito, donde se produjeron daños en edificios públicos, iglesias y casas.
25/7/1929	Terremoto afectó poblaciones de Pichincha	Casas de sectores rurales de la provincia de Pichincha destruidas total o parcialmente. Graves daños en casas de cal y ladrillo. Afectadas seriamente las torres de las iglesias. Los mayores quebrantos se presentaron en la población de Murco, donde se cayeron por completo 46 casas y las restantes quedaron en muy mal estado. Desde Tambillo la carretera sufrió serios efectos, a causa de los derrumbes y deterioro de los puentes. Ocho muertos.
4/8/1929	Fuerte réplica del sismo del 25 de julio de 1929	Fuerte réplica del sismo del 25 de julio de 1929. Incremento de daños. Cuatro casas terminaron de colapsar
16/7/1931	Terremoto que afectó poblaciones de la provincia del Cotopaxi	Fuerte sismo muy localizado entre Latacunga y San Felipe, las únicas localidades donde ocurrieron daños moderados. Deslizamientos en taludes y laderas de material arenoso. En San Felipe murió una persona a causa del deslizamiento de una peña. Ruidos subterráneos
10/8/1938	Terremoto en el Valle de los Chillos, en Pichincha	Terremoto en el Valle de los Chillos, en Pichincha. El área macro sísmica se circunscribió a un sector relativamente reducido del valle. Muchas casas de ladrillo resultaron con daños severos y muchas casas de adobe se destruyeron por completo. Al ser una zona prolífera en aguas termales, en algunos lugares

		<p>brotaron nuevas fuentes, otras aumentaron o disminuyeron su caudal o desaparecieron. Grandes y abundantes grietas en el terreno. Deslizamientos en cerros y taludes. Ruidos subterráneos. Quedó flotando en el ambiente un olor a azufre, en especial en la zona de El Tingo</p>
5/8/1949	Gran terremoto de Pelileo	<p>Gran terremoto de Pelileo, ciudad que fue totalmente destruida. Ambato en escombros. Destrucción casi total de muchas poblaciones de las provincias de Tungurahua y Cotopaxi. Graves daños en localidades de las provincias de Chimborazo y Bolívar. Grandes grietas en el terreno y derrumbes, así como voluminosos deslizamientos en montes y caminos de toda la región. Cambio del paisaje en muchos lugares.</p> <p>Licuefacciones especialmente en el sector de La Moya de Pelileo, donde tradicionalmente ha ocurrido el mismo fenómeno con otros terremotos. Brotaron nuevas fuentes termales y algunas modificaron sus caudales y la temperatura. Otras desaparecieron temporal o definitivamente. Las pérdidas materiales tanto para el Estado como para la población fueron incalculables y las consecuencias socioeconómicas afectaron al país durante varios años. La destrucción de Pelileo fue tal que se hizo necesario reconstruir la población en otro sitio, aunque con posterioridad se repobló el anterior lugar que en la actualidad lleva el nombre de Pelileo Viejo. El movimiento sísmico se sintió prácticamente en todo el país. Datos estadísticos: Área afectada: 1920 km². Muertos: 6000 (dato aproximado). Personas sin hogar: 100 mil reportados: Mayor destrucción: Pelileo (100%), Píllaro (90%), Guano (80%), Ambato (75%).</p>

11/8/1949	Fuerte réplica del terremoto del 5 de agosto de 1949	Fuerte réplica del terremoto de Pelileo del 5 de agosto de 1949, que incrementó los daños
13/9/1949	Terremoto San Antonio de Pichincha, Pomasqui y Calderón	Caen algunas paredes en San Antonio de Pichincha. Daños moderados en casas de Pomasqui y Calderón. Gran alarma en las demás poblaciones de la zona. Fuertes ruidos subterráneos
11/5/1955	Sismo con efectos en las provincias de Imbabura Pichincha y Carchi	Sismo con efectos en las provincias de Imbabura Pichincha y Carchi. Los mayores daños ocurrieron en Imbabura, donde resultaron seriamente dañadas las casas de tapia y adobe. Caen o se cuartejan torres de iglesias. Deslizamientos en taludes y laderas. Gran deslizamiento en puente Los Molinos. Varias réplicas de poca intensidad
20/7/1955	Terremoto en la provincia de Imbabura y el norte de Pichincha	Terremoto en la provincia de Imbabura y el norte de Pichincha. Daños de menor cuantía en poblaciones de Carchi. Muchas viviendas, especialmente rurales, resultaron destruidas por completo y gran cantidad de las que quedaron en pie se volvieron inhabitables. Serios cuarteamientos en muchas otras de diversa calidad de construcción. Gran cantidad de deslizamientos de cerros y taludes en las carreteras Atuntaqui-Cotacachi, Cotacachi-Íntag y Otavalo-Cotacachi. Iguales efectos en todo el recorrido del río Ambuquí y sus quebradas afluentes y en el río Blanco, que quedó represado y cuyo desfogue causó daños en la planta eléctrica de Otavalo. En el contorno de la laguna de Cuicocha se produjeron 65 deslizamientos, los de mayor magnitud en el flanco occidental. A causa de los deslizamientos subió el nivel del agua en más de 10 metros y se reportaron 6

		desaparecidos. Grietas de considerable ancho en el terreno en varios puntos de la zona epicentral. Aproximadamente 20 muertos y varios heridos
30/7/1960	Temblor causa daños moderados en la provincia del Tungurahua	Daños moderados en varias poblaciones rurales de la provincia del Tungurahua. En las provincias colindantes, el temblor produjo pánico, pero no tuvo consecuencias
8/4/1961	Terremoto en la provincia de Chimborazo	Graves daños en la provincia de Chimborazo. Principalmente fueron afectadas las edificaciones de adobe y tapia. Derrumbes y deslizamientos en laderas y taludes de carreteras y caminos. En Huigra se desprendieron las líneas férreas. El movimiento se sintió en casi todo el país
11/11/1962	Temblores se sienten en poblaciones de la provincia del Cotopaxi	Temblores y grandes asentamientos de tierra en Cuturivies. Muchos temblores sentidos causaron alarma general en las poblaciones
16/11/1962	Violento sismo en la zona central de país	Violento sismo en la zona central de país. 16 casas semidestruidas en Cusubamba. Asentamientos de tierras, amplias grietas y deslizamientos en las faldas de los cerros Casahuala, Cuturivies y Conchacapac
12/9/1962	Temblor causa daños en la provincia del Cotopaxi	Grandes derrumbes y temblores en Nagsiche e Ilimpungo. Daños leves en San Miguel de Salcedo
25/10/1964	Terremoto pequeño que afectó poblaciones de la provincia de Chimborazo y Bolívar	Daños de alguna consideración en la provincia del Chimborazo y menos severos en Bolívar. En otras provincias vecinas sólo se sintió el movimiento con menor intensidad

6/10/1976	Terremoto en Pastocalle, provincia del Cotopaxi	El terremoto causó graves daños en sectores rurales de la provincia del Cotopaxi, donde predominaban las construcciones de adobe, bareque y tapia. Pequeñas licuefacciones. Deslizamientos de taludes de regular magnitud. Grietas pequeñas en el terreno. 10 muertos
29/11/1976	Terremoto con epicentro en el límite de las provincias de Pichincha y Cotopaxi	Terremoto con epicentro en el límite de las provincias de Pichincha y Cotopaxi. Destrucción parcial de casas de adobe o tapia. Pequeños deslizamientos de laderas y taludes. Área macro sísmica muy restringida en la zona rural
6/3/1987	Gran terremoto de la provincia del Napo con serios daños en Sucumbíos, Imbabura, Pichincha y el este del Carchi. Gran cantidad de muertos y desaparecidos. Destrucción de varios tramos del oleoducto Transecuatoriano	Gran terremoto de la provincia del Napo, donde se presentaron los efectos más severos. También hubo serios daños en ciudades y poblaciones de las provincias de Sucumbíos, Imbabura, Pichincha y el este del Carchi. Colapso total de muchas casas, especialmente en el sector rural. Gran cantidad de casas sufrió destrucción parcial. Daños de consideración en templos coloniales, en Quito y otras ciudades de la provincia de Imbabura. Destrucción de varios tramos del oleoducto Transecuatoriano, que obligó a la suspensión del bombeo de petróleo por varios meses, con serias consecuencias en la economía nacional. Destrucción de carreteras y puentes. Muchos pueblos quedaron aislados. Grandes deslizamientos de tierra en taludes de carreteras y laderas de montes en la Región Oriental, destruyendo casas, sembríos, etc. Gran cantidad de muertos y desaparecidos
22/9/1987	Pequeño terremoto entre las provincias	Pequeño terremoto entre las provincias de Pastaza y Tungurahua, con daños moderados en viviendas y

	de Pastaza y Tungurahua	edificios. Efectos menores en algunas localidades de las provincias de Napo y Cotopaxi
11/8/1990	Pequeño terremoto en la provincia de Pichincha	Pequeño terremoto que causó daños de poca consideración en poblaciones del norte de Quito. En el resto de la provincia fue sentido con gran intensidad
28/3/1996	Terremoto en Pujilí	Terremoto que afectó a la provincia del Cotopaxi, principalmente en el cantón Pujilí, donde se registraron los mayores daños. Muchas casas de adobe y tapia de la ciudad y del sector rural colapsaron parcialmente y en el sector campesino algunas colapsaron por completo. Iglesias y capillas con serios daños. Las construcciones de ladrillo o bloque en su mayoría resultaron con daños de poca importancia, salvo algunos casos puntuales en que los agrietamientos de paredes fueron considerables. Varios deslizamientos de tierra en taludes de carreteras y cerros muy pendientes
8/10/2000	Terremoto en Santa Rosa del Tejar, Imbabura	Daños en viviendas de adobe y hornos de ladrillo, en una zona muy circunscrita, alrededor de la parroquia El Tejar, cerca de Ibarra. En construcciones de ladrillo sólo se observaron fisuras pequeñas en enlucidos y caída de trozos de tumbado. Pequeños deslizamientos en taludes de carreteras y quebradas. Deslizamiento de regular volumen cerca de El Chota interrumpió la carretera Panamericana
28/3/2004	Sismo de Pisayambo que afecta a la población de Poaló	21 casas de adobe con daños moderados, en Poaló, sector Loma de los Haros

Fuente Investigación realizada por José Egred A.

Figura 10 terremoto del 5 de agosto de 1949 de Pelileo [8]



Fuente archivo fotográfico del banco central del Ecuador

De acuerdo a las investigaciones realizadas se han ejecutados trabajos de investigación de manera independiente el análisis modal espectral y el análisis tiempo historia en base a acelerogramas sintéticos; con la NEC 2015, pero en este trabajo no se ha encontrado información sobre resultados utilizando y comparando los dos métodos de diseño, tomando en cuenta que la ciudad de Ambato y el Ecuador tenemos problemas graves de alta sismicidad, es necesario buscar y verificar si el espectro de respuesta sísmica es lo suficientemente competente, para simular los efectos que causan las vibraciones producidas por un sismo severo sobre todas o la mayoría de edificaciones.

Capítulo III

3. MARCO METODOLÓGICO

3.1.Ubicación

La edificación de 9 pisos de altura (4sub suelos; 5 pisos altos) se está construyéndose en Ficoa – las Palmas de la ciudad de Ambato; en la Av. Los Guaytambos entre Las Violetas y los Alelís; las coordenadas $X = 17\ 761878.9$, $Y = 9861351.1$

3.2.Equipos y materiales

Ordenador personal

Material de oficina

Software comercial Etabs

3.3.Tipo de investigación

3.3.1. Bibliográfico

Esta investigación utilizará como medio de apoyo libros, tesis, publicaciones técnicas científicas, normativa nacional e internacional que servirá como guía en el diseño por capacidad como resultado de un análisis comparativo entre el método modal espectral y el método tiempo historia con el uso de acelerogramas sintéticos.

3.3.2. Experimental

La presente investigación será de modalidad experimental al utilizar acelerogramas sintéticos para el análisis tiempo historia.

3.3.3. Exploratoria

Se explorará el análisis comparativo entre el método modal espectral y el método tiempo historia con el uso de acelerogramas sintéticos.

3.4.Hipótesis

El análisis estructural entre el método modal espectral y el método tiempo historia con el uso de acelerogramas sintéticos, tienen similitudes en su resultado final.

3.5.Población o muestra

Por el alto costo del terreno en Ambato, la tendencia actual es construir edificios de varios pisos con el fin de dar solución al déficit habitacional, por esta razón se analizará una edificación multifamiliar de 9 niveles utilizando método modal espectral y el método tiempo historia con el uso de acelerogramas sintéticos; ubicado en Ficoa – las Palmas en la Av. Los Guaytambos entre Las Violetas y los Alelís; las coordenadas $X = 17\ 761878.9$, $Y = 9861351.1$.

3.6.Recolección de información

La información empleada en esta investigación será proporcionada por la empresa OPALO Constructora, se analizará una edificación de 9 pisos; para lo que se dispone de la autorización de la empresa y que suministrara un juego de planos arquitectónicos en forma digital, con los que actualmente se está construyendo el edificio.

De acuerdo a los planos, la distribución arquitectónica muestra el uso que tendrá, una combinación entre parqueaderos y vivienda multi familiar, lo que permite determinar la carga viva que actuará durante la vida útil del edificio.

Para determinar la fuerza dinámica se utilizará el espectro de respuesta elástico descrito en la Norma Ecuatoriana, para comparar el resultado con acelerogramas que se ajusten al espectro y varios acelerogramas sintéticos, contruidos en base al espectro de respuesta combinado con acelerogramas registrados en diferentes partes del planeta escogidos de

acuerdo a los tipos de fallas geológicas presentes en el Ecuador, profundidad del foco sísmico.

Tabla 3 cuestionamientos de la investigación

Cuestionamientos	Explicación
1. ¿Para qué?	Es necesario determinar con relativa exactitud el comportamiento dinámico de una edificación; con el fin de pronosticar los daños aceptables dentro de los elementos estructurales
2. ¿De qué personas?	Consultores, constructores y propietarios
3. ¿Sobre qué aspectos?	Verificar daños en elementos no estructurales y elementos estructurales
4. ¿Quiénes?	Tesisista: Jorge Cevallos Cabrera
5. ¿Cuándo?	oct-21
6. ¿Dónde?	Edificio en Ficoa - Las Palmas
7. ¿Cuántas veces?	1
8. ¿Qué técnicas de recolección?	Bibliográfica y exploratoria
9. ¿Con qué?	Planos arquitectónicos y normativa nacional e internacional

3.7. Procesamiento de la información y análisis estadístico

Se realizará un diseño por capacidad mediante el uso del software Etabs 2016, para lo cual partimos de una estructuración y modelo matemático con el redimensionamiento de la estructura en base a los requerimientos de la norma internacional para estructuras con perfiles de acero [14], que nos permite desarrollar estructuras sismo resistentes; en base a pórticos especiales a momento SMF y pórticos especiales concéntricos SCBF.

Para calcular los esfuerzos que debe soportar la estructura se determina las cargas producidas por los elementos estructurales y no estructurales como la mampostería, su distribución en cada piso, adicional se utilizara la carga viva recomendada por la normativa nacional [1] de acuerdo al uso de la edificación; el corte basal estático se determina en base a la metodología propuesta por la norma ecuatoriana, para lo cual determinamos el espectro de diseño $S_a(T)$ con las características geotectónicas del sitio de emplazamiento de la estructura; cálculo

aproximado del período fundamental de vibración T_a , con estos datos se estima el cortante de base V .

Lo siguiente es definir las condiciones dinámicas de acuerdo a lo solicitado por las normas internacionales para el análisis modal espectral y el análisis tiempo historia, por lo que se dividirá en dos archivos de similar característica, con dos propósitos el uno para bajar el coste computacional y el otro para diferenciar con exactitud los resultados que arrojen los análisis.

Para equilibrar la estructura en caso de ser necesario se utilizará reforzamiento dinámico como muros de corte o cruces de San Andrés o rigidizadores Chevron.

3.8. Variables respuesta o resultados alcanzados

Utilizando el mismo reforzamiento de la estructura para el análisis modal espectral y el análisis tiempo historia se procederá a medir los desplazamientos, velocidades, amplitudes, vibraciones, periodos de vibración; frecuencias y aceleraciones en la estructura; con el fin de establecer similitudes y diferencias entre los dos métodos de análisis; para verificar la posible respuesta del edificio ante cargas sísmicas

3.9. Datos de diseño

3.9.1. Planos arquitectónicos

El edificio se construyó en un terreno a desnivel desde el lado norte se observa 4 subsuelos y 8 pisos y al lado sur se observa un subsuelo y 11 pisos a los costados este y oeste se puede apreciar el desnivel del terreno; de acuerdo al diseño arquitectónico los subsuelos sirven de estacionamiento y los pisos superiores son 52 departamentos. El edificio es completamente irregular tanto en altura como en planta, en la parte central está previsto muros de corte alrededor de la grada y de los ascensores.

Figura 11 Plantas arquitectónicas edificio cuyo nombre es “PROVENZA”

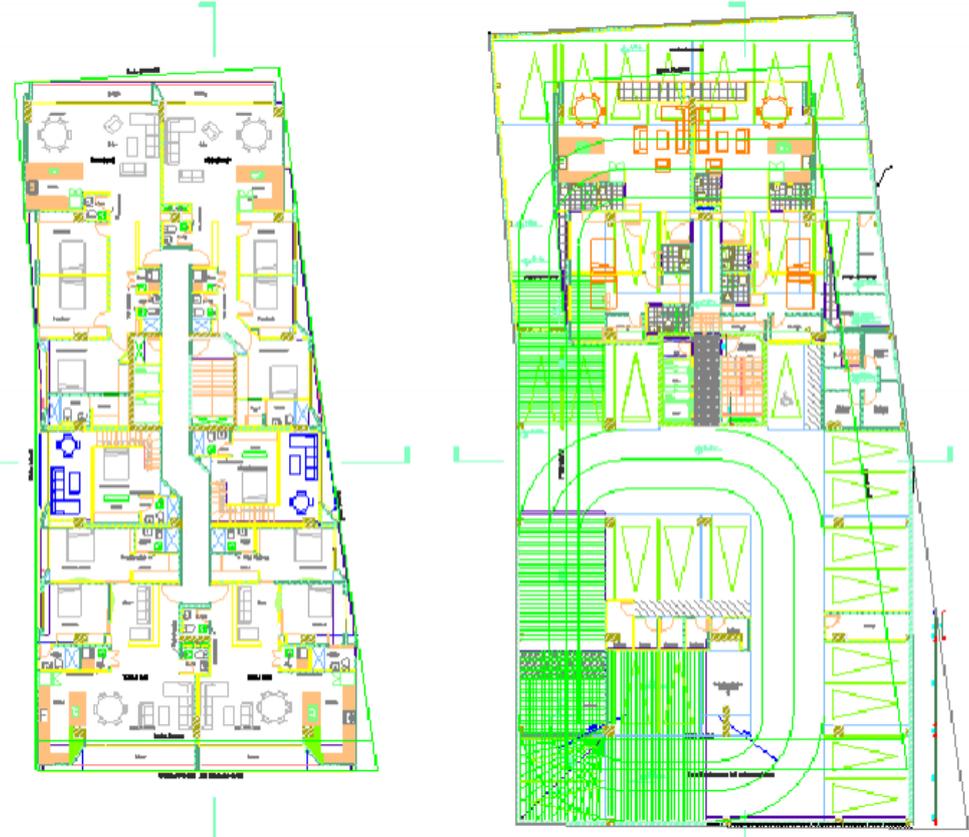
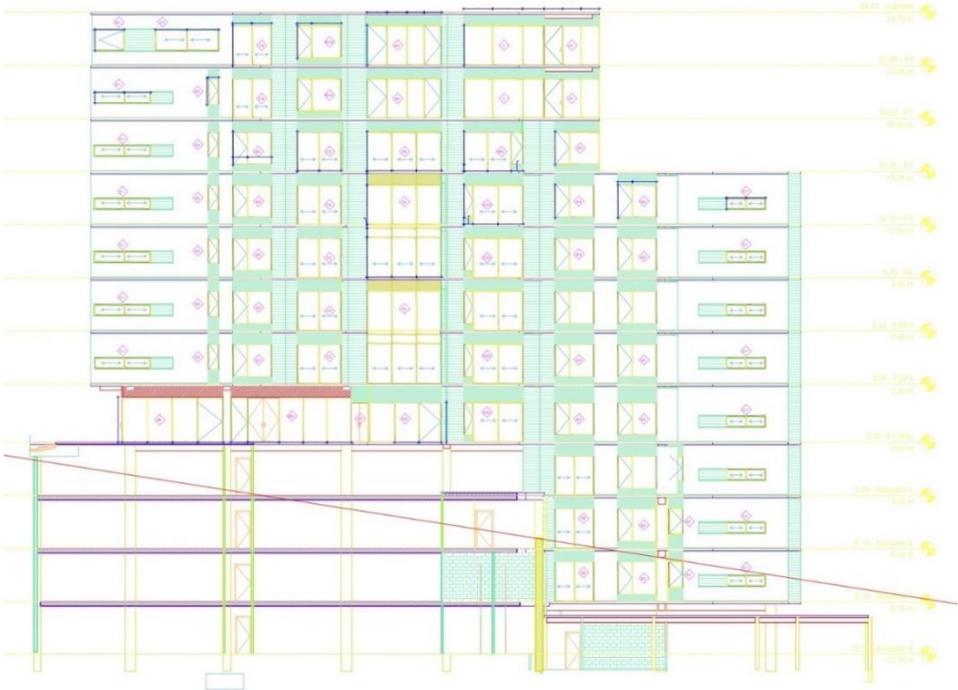


Figura 12 Vista lateral del edificio denominado “PROVENZA”



Fuente: Constructora S.A. “OPALO”

Entre departamentos se considera doble pared de bloque perforado, con cielo falso para ocultar las instalaciones eléctricas y sanitarias, los acabados de piso son variables entre madera y cerámica dependiendo del uso del área.

3.9.2. Modelo matemático

La estructura se diseñará en base a un sistema dual una combinación de pórticos con muros estructurales (muros de corte); para el sistema aporticato; en base a la sugerencia de la norma AISC 360 2018, es necesario trabajar con pórticos no arriostrados especiales a momento SMF (SPECIAL MOMENT FRAME), que serán los encargados de disipar energía sísmica; pórticos especiales arriostrados concéntricamente SCBF (SPECIAL CONCENTRIC BRACED FRAMES), encargados de disipar energía sísmica.

Las fuerzas sísmicas horizontales provocan un comportamiento plástico de la estructura; dependiendo de la dirección de la excitación sísmica, las vigas del sistema SCBF los pórticos arriostrados actúan en tensión y compresión, el desempeño está influenciado por el comportamiento de las riostras que proporcionan altos niveles de ductilidad para lograr grandes derivas inelásticas. Estos pórticos utilizan diseño por capacidad, las riostras sirven como “fusible del sistema” despliegan la fuerza y rigidez lateral requerida para asegurar el buen trabajo estructural del edificio para sismos clasificados como frecuentes, y la deformación inelástica para seguridad de vida, previniendo el colapso de la estructura para sismos clasificados como raros que está dominado por la fluencia en tensión, pandeo y deformación post pandeo de las riostras.

Los arriostramientos despliegan deformaciones inelásticas durante la vibración sísmica, por lo que se forman rótulas plásticas en la zona central y en los extremos de las riostras. El diseño de los pórticos SCBF deben asegurar que el resto de la estructura (columnas, vigas y conexiones) tengan la capacidad requerida para resistir las cargas gravitacionales, aun cuando las riostras hayan colapsado.

El acero de refuerzo para los elementos de hormigón se utilizó el más común en el Ecuador de resistencia a la tensión $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$; para los perfiles metálicos de acuerdo al estudio de mercado realizada se utilizó acero A572 Acero Estructural de Alta Resistencia de Baja Aleación de Columbio-Vanadio. Las características de esta placa son su alta resistencia, buen manejo y facilidad de soldado; esfuerzo de fluencia $F_y = 345 \text{ MPa}$ ($3\ 515 \text{ kg/cm}^2$).

De acuerdo al ACI-318-2019 la resistencia a la compresión mínima para zonas de alta sismicidad del hormigón es $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, sin embargo, con el fin de conseguir economía y por la magnitud de la obra, se utilizó para los elementos de hormigón $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

3.9.3. Pre dimensionamiento

La importancia de establecer preliminarmente las posibles secciones de los elementos estructurales de una edificación reside primordialmente en dos aspectos:

- Prever desde el proyecto arquitectónico los espacios adecuados para los elementos estructurales y
- Lograr una valoración preliminar muy ajustada de las cantidades de obra estructural, dato primordial para realizar estudios de prefactibilidad y factibilidad del proyecto.

Debido a que los perfiles metálicos no es recomendable que estén en contacto con el suelo, las losas de los 4 primeros niveles serán losas bidireccionales con columnas y vigas de hormigón armado; a partir del primer entre piso se diseñó una losa compuesta, es decir placa metálica colaborante con hormigón armado.

Tabla 4 Losas según prediseño utilizadas para el cálculo del edificio [4]

Ítem	Nivel	Elemento
Sub suelo 4	-12,15	Losa bidireccional e = 25 cm
Sub suelo 3	-9,15	Losa bidireccional e = 25 cm
Sub suelo 2	-6,10	Losa bidireccional e = 25 cm
Sub suelo 1	-3,05	Losa bidireccional e = 25 cm
Planta baja	0,00	Losa bidireccional e = 25 cm
Entrepiso 1	3,35	Losa compuesta e = 13 cm
Entrepiso 2	6,40	Losa compuesta e = 13 cm
Entrepiso 3	9,45	Losa compuesta e = 13 cm
Entrepiso 4	12,50	Losa compuesta e = 13 cm
Entrepiso 5	15,55	Losa compuesta e = 13 cm
Entrepiso 6	18,60	Losa compuesta e = 13 cm
Entrepiso 7	21,65	Losa compuesta e = 13 cm
Cubierta	24,70	Losa compuesta e = 13 cm

Fuente: Jorge Cevallos Cabrera

Prediseño de los elementos de hormigón armado. Para las vigas hasta el nivel 0,00 se prediseño en base a la tabla 9.3.1.1 del ACI [3];

Tabla 5 Prediseño realizado para vigas de hormigón armado en los primeros pisos [9]

<p>Altura mínima, con ambos extremos continuos eje N-S:</p> $h_v = \frac{l}{21}$ $h_v = \frac{698}{21} = 33,24\text{cm}$ $h_v \text{ asumida} = 40 \text{ cm}$	<p>Altura mínima, con ambos extremos continuos eje E-O:</p> $h_v = \frac{l}{21}$ $h_v = \frac{790}{21} = 37,61\text{m}$ $h_v \text{ asumida} = 45 \text{ cm}$
<p>El ancho de las vigas debe cumplir el artículo 18.6.2.1 literal b) [3]</p> $b_w \geq 0,3h \text{ o } 250 \text{ mm}$ $b_w \geq 0,3*45 = 13,5 \text{ cm}$ $b_w \text{ asumido} = 30 \text{ cm}$	

Fuente: Jorge Cevallos Cabrera

Para las columnas hasta el nivel 0,00 según el artículo 18.7.3.1 [3]; con la finalidad de reducir la posibilidad de fluencia de las columnas que son parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, indica que la sumatoria de momentos resistentes de columna deben ser mayores en 1,2 veces a la sumatoria de los momentos resistentes de las vigas; bajo este criterio; la altura de vigas asumida es 45 cm , por tanto, se puede asumir una altura de columna de $1,2*45 = 54 \text{ cm}$; se asume una sección de columna de 60x60 cm

Es necesario elegir el tipo de acero de los perfiles en base [15] a sus propiedades mecánicas, como el esfuerzo de fluencia y la resistencia a la tensión, es esencial considerar la ductilidad y resistencia a la fractura, así como la composición química, la metalurgia y soldabilidad. Existe disponibilidad en el mercado, de una gran variedad de grados de acero y es fundamental para la elección, que el acero cumpla con los requerimientos de los estados límite de falla y los estados límite de servicio; en base a este criterio se escoge acero según clasificación ASTM, A572 grado 50, para Acero Estructural de Alta Resistencia de Baja Aleación de Columbio-Vanadio. La resistencia a la corrosión atmosférica es la misma de las placas de acero al carbón; esfuerzo de fluencia de 345 MPa o 3 515 kg/cm²; modulo elástico 2,1E6 Kg/cm².

Para el cálculo de las deflexiones en vigas metálicas la especificación AISC no determina con exactitud cuál es la deflexión máxima permisible, debido a una gama amplia de tipos de acero, diferentes tipos de estructuras que soportan cargas en disímiles circunstancias, no es aceptable un grupo de deflexiones máximas que puedan cubrir todas las posibles variables, considerando además el cálculo de deflexiones en el rango de la capacidad de servicio; sin embargo la norma AASHTO sugiere limitar la relación peralte – claro a un mínimo de 25

$$h \geq \frac{L}{25}$$

ECUACIÓN 11: AISC [14]

Donde:

h => altura total de la sección de viga en mm

L => longitud total del vano en mm

Por otro con el fin de asegurar un ancho mínimo de ala que estabilice el ala de compresión contra su posible pandeo torsional, la norma AASHTO sugiere:

$$b'_t \geq 50 + \frac{h}{30}$$

ECUACIÓN 12: AISC [14]

b'_t => ancho medio del ala de la viga en mm

h => altura total de la sección de viga en mm

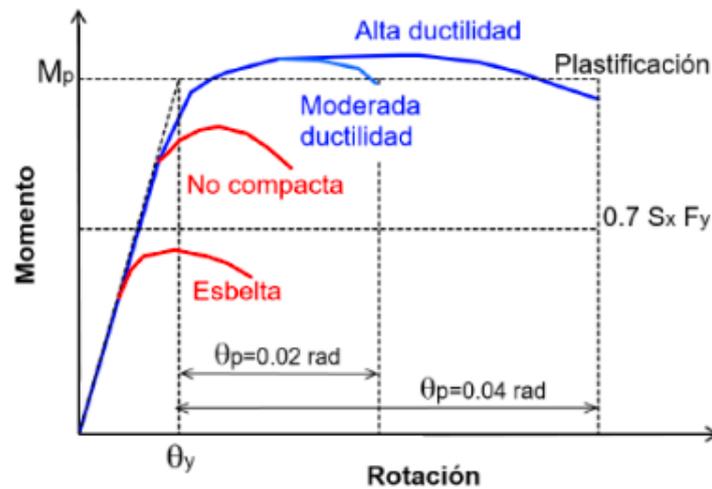
Tabla 6 prediseño de vigas metálicas en pisos superiores [9]

Sección mínima, con ambos extremos continuos eje N-S:	Sección mínima, con ambos extremos continuos eje E-O:
$hv = \frac{L}{25}$ $hv = \frac{698}{25} = 27,92cm$ $hv \text{ asumida} = 30 \text{ cm}$ $b'_t \geq 50 + \frac{h}{30}$ $b'_t \geq 50 + \frac{300}{30} = 60mm$ $b_t = 2 * b'_t = 2 * 60 = 120 \text{ mm}$	$hv = \frac{L}{25}$ $hv = \frac{790}{25} = 31,60m$ $hv \text{ asumida} = 35 \text{ cm}$ $b'_t \geq 50 + \frac{h}{30}$ $b'_t \geq 50 + \frac{350}{30} = 67,5mm$ $b_t = 2 * b'_t = 2 * 67,5 = 135 \text{ mm}$

Fuente: Jorge Cevallos Cabrera

Con esta referencia con el fin de asegurar que el elemento estructural disponga de un adecuado comportamiento sísmico, de miembros flexionados las especificaciones [14] consideran que la plastificación de la sección se logra sólo en el caso de secciones compactas. Para los otros dos tipos de secciones, el momento nominal, M_n , es menor que el momento de plastificación de la sección, M_p , de modo de considerar la ocurrencia del pandeo local. Se considera que las secciones compactas pueden desarrollar una capacidad de rotación de 3 (esto es la rotación máxima es 3 veces la rotación de fluencia), antes de que se inicie en alguno de los elementos el pandeo local. Las secciones no compactas pueden desarrollar fluencia en forma parcial, dado que la ocurrencia del pandeo local no permite la formación de una rótula plástica. Por último, las secciones esbeltas no permiten el desarrollo de la fluencia en la sección porque el pandeo local ocurre primero:

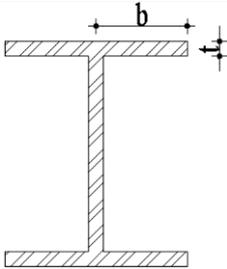
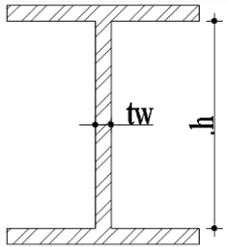
Figura 13 Comportamiento flexional de una viga I en base al tipo de sección (efecto del pandeo local)



Fuente [16] página 24

Por esta razón se aplica el requerimiento de la tabla B4.1b Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sometidos a Flexión:

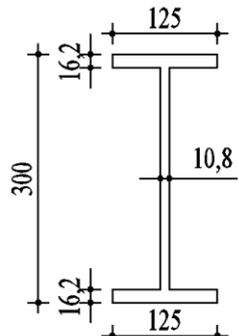
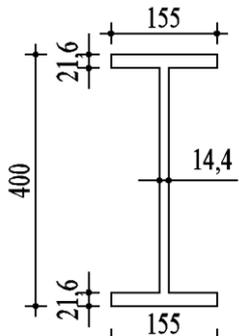
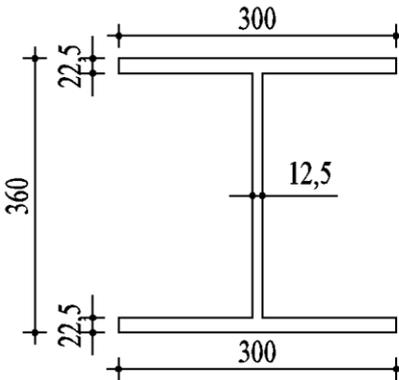
Tabla 7 Pre dimensionamiento de vigas metálicas de acuerdo AISC [9]

Descripción del elemento	Razón ancho espesor	Razón ancho – espesor límite		Ejemplo
		λ (compacta/ no compacta)	λ (esbelto/ no esbelto)	
Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes	$\frac{b}{t}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de doble T simétricas y canales	$\frac{h}{tw}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente TABLE B4.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression ANSI/AISC 360-16

Tabla 8 Análisis numérico de prediseño de vigas de acuerdo a sugerencia de la norma AISC 360-16 [9]

Sección mínima, con ambos extremos continuos eje N-S:	Sección mínima, con ambos extremos continuos eje E-O:
$\frac{b'_t}{t} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\frac{60}{t} \leq 0,38 \sqrt{\frac{2,1e6}{3515}}$ $t = 6,45 \text{ mm}$ $\frac{h}{tw} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b'_t}{t} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\frac{67,5}{t} \leq 0,38 \sqrt{\frac{2,1e6}{3515}}$ $t = 7,27 \text{ mm}$ $\frac{h}{tw} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$\frac{300 - 2 * 6,45}{tw} \leq 3,76 \sqrt{\frac{2,1e6}{3515}}$ <p style="text-align: center;">tw = 3,13 mm</p> <p>Se asume un perfil IPN de 300</p> 	$\frac{350 - 2 * 7,27}{tw} \leq 3,76 \sqrt{\frac{2,1e6}{3515}}$ <p style="text-align: center;">tw = 3,65 mm</p> <p>Se asume un perfil IPN de 400</p> 
<p>Con el fin de mantener columna fuerte – viga débil, de acuerdo a los momentos de inercia que generan los perfiles escogidos en el prediseño como vigas; para columnas se asume un perfil HEB 360</p> 	

Fuente: Jorge Cevallos Cabrera

3.9.4. Análisis modal espectral

El método modal espectral requiere como dato de partida para su aplicación conocer los modos y frecuencias naturales del sistema de múltiples grados de libertad, es decir que se conocen los valores de las frecuencias ω_i y de los modos Φ_i . Valores que son determinados en base al espectro de respuesta de la NEC 15.

Tabla 9 Cálculo del coeficiente basal sísmico de acuerdo a NEC15 [17]

Factor de zona sísmica				
Ambato	V	Z	0,4	Alta
Clasificación del suelo de acuerdo al estudio SPT				
Tipo de suelo	C	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s $N \geq 50,0$ $S_u \geq 100$ Kpa		
Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios				
Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio				
Fa =		1,2		
Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio				
Fd =		1,11		
Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos				
Fs =		1,11		
Nota: Para poblaciones con más de 100000 habitantes (deberían disponer de estudios de microzonificación sísmica y geotécnica en su territorio) y sitios con suelo de tipo F, se realizará espectro de respuesta elástico de aceleraciones específico al sitio, basado en la geología, tectónica, sismología y características del suelo local. El espectro debe desarrollarse para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 5,00%, a menos que la utilización de otros valores sea consistente con el comportamiento estructural previsto y con la intensidad del sismo establecida para el sitio.				
Razón entre la aceleración espectral Sa a período estructural T=0.1 seg. y el PGA para el período de retorno seleccionado.				
$\eta =$		2,48		

Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g), definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%. Depende del período o modo de vibración de la estructura

$S_a =$	1,1904
---------	--------

Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

$T_o =$	0,1027
---------	--------

Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

$T_c =$	0,5647
---------	--------

Período fundamental de vibración de la estructura bajo excitación sísmica

$T =$	0,9358
-------	--------

Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

$r =$	1
-------	---

Coefficiente que depende del tipo de edificio. Impedancia del semi espacio $\alpha = \rho_s V_s / \rho_o V_o$

Estructuras de acero

$C_t =$	0,073
---------	-------

$a =$	0,75
-------	------

Con arriostramientos

Altura del edificio

$h =$	30
-------	----

Coefficiente de configuración en planta ϕ_p

$\phi_p =$	0,81
------------	------

Coefficiente de configuración en elevación ϕ_e

$\phi_e =$	1,00
------------	------

Coefficiente de reducción sísmica R

$R =$	8,00
-------	------

Tipo de uso destino e importancia	
Coefficiente I =	1
Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	

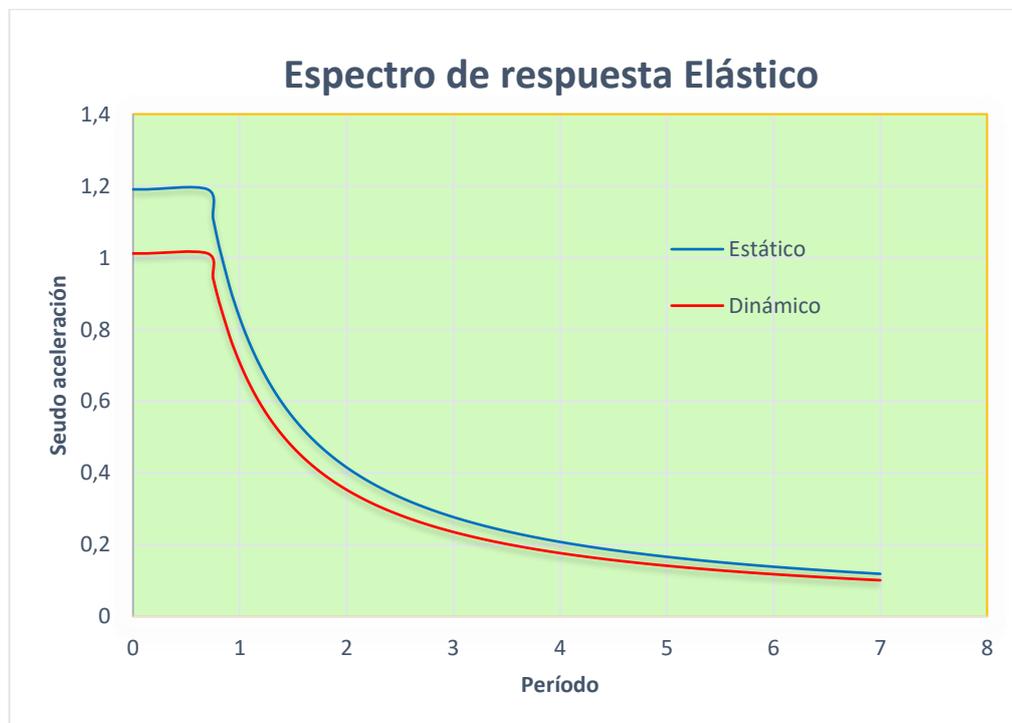
Coefficiente sísmico		$V = \frac{Sa(T) * I}{R * \phi_p * \phi_e}$
V =	0,184	

Coefficiente relacionado con el período de vibración de la estructura k			
T estruc =	0,936	T máx =	1,216
k =	1,2179		

Edificio regular	R	80%
Edificio irregular	I	85%

Fuente: Jorge Cevallos Cabrera

Figura 14 Espectro de respuesta elástica calculado según NEC15 [17]



Fuente: Jorge Cevallos Cabrera

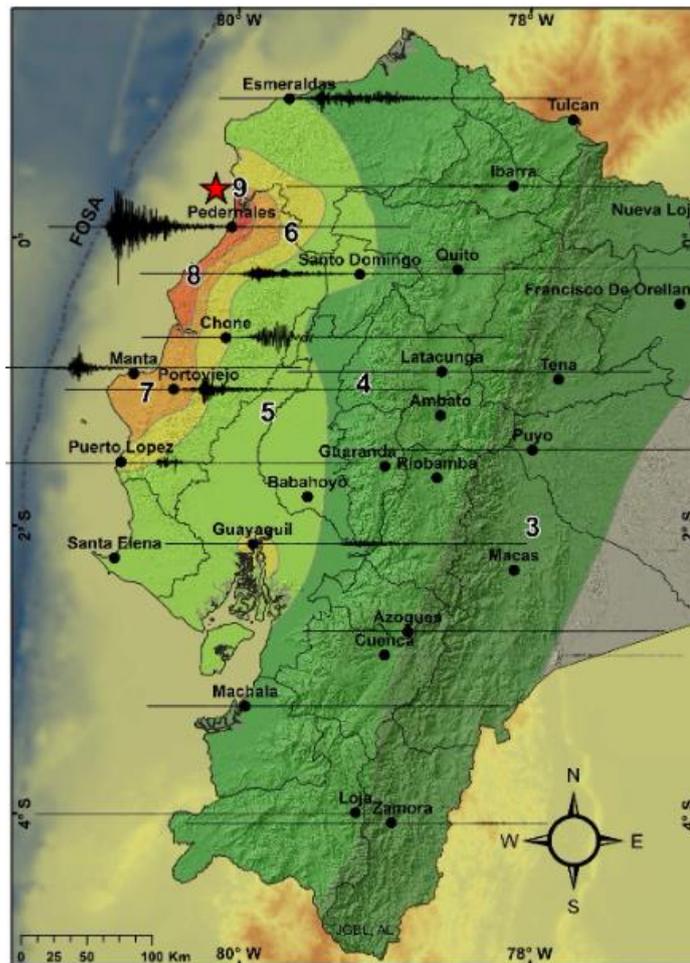
Tabla 10 Cálculo de espectro de respuesta elástico según NEC15 [17]

Periodo de vibración T (seg)	Aceleración seudo espectral para un periodo de retorno de 475 años	Cortante dinámico para edificios irregulares $V_i = 85\% V_e$	Periodo de vibración T (seg)	Aceleración seudo espectral para un periodo de retorno de 475 años	Cortante dinámico para edificios irregulares $V_i = 85\% V_e$
0	1,1904	1,0118	3,85	0,2159	0,1835
0,1269	1,1904	1,0118	3,90	0,2131	0,1811
0,6981	1,1904	1,0118	3,95	0,2104	0,1788
0,75	1,1081	0,9419	4,00	0,2078	0,1766
0,80	1,0388	0,8830	4,05	0,2052	0,1744
0,808	1,0281	0,8739	4,10	0,2027	0,1723
0,90	0,9234	0,7849	4,15	0,2003	0,1702
0,95	0,8748	0,7436	4,20	0,1979	0,1682
1,00	0,8311	0,7064	4,25	0,1955	0,1662
1,05	0,7915	0,6728	4,30	0,1933	0,1643
1,10	0,7555	0,6422	4,35	0,1910	0,1624
1,15	0,7227	0,6143	4,40	0,1889	0,1605
1,20	0,6925	0,5887	4,45	0,1868	0,1587
1,25	0,6648	0,5651	4,50	0,1847	0,1570
1,30	0,6393	0,5434	4,55	0,1827	0,1553
1,35	0,6156	0,5233	4,60	0,1807	0,1536
1,40	0,5936	0,5046	4,65	0,1787	0,1519
1,45	0,5731	0,4872	4,70	0,1768	0,1503
1,50	0,5540	0,4709	4,75	0,1750	0,1487
1,55	0,5362	0,4557	4,80	0,1731	0,1472
1,60	0,5194	0,4415	4,85	0,1714	0,1456
1,65	0,5037	0,4281	4,90	0,1696	0,1442
1,70	0,4889	0,4155	4,95	0,1679	0,1427
1,75	0,4749	0,4037	5,00	0,1662	0,1413
1,80	0,4617	0,3924	5,05	0,1646	0,1399
1,85	0,4492	0,3818	5,10	0,1630	0,1385
1,90	0,4374	0,3718	5,15	0,1614	0,1372
1,95	0,4262	0,3623	5,20	0,1598	0,1358
2,00	0,4155	0,3532	5,25	0,1583	0,1346
2,05	0,4054	0,3446	5,30	0,1568	0,1333
2,10	0,3957	0,3364	5,35	0,1553	0,1320
2,15	0,3865	0,3286	5,40	0,1539	0,1308
2,20	0,3778	0,3211	5,45	0,1525	0,1296

Periodo de vibración T (seg)	Aceleración seudo espectral para un periodo de retorno de 475 años	Cortante dinámico para edificios irregulares $V_i = 85\% V_e$	Periodo de vibración T (seg)	Aceleración seudo espectral para un periodo de retorno de 475 años	Cortante dinámico para edificios irregulares $V_i = 85\% V_e$
2,25	0,3694	0,3140	5,50	0,1511	0,1284
2,30	0,3613	0,3071	5,55	0,1497	0,1273
2,35	0,3536	0,3006	5,60	0,1484	0,1261
2,40	0,3463	0,2943	5,65	0,1471	0,1250
2,45	0,3392	0,2883	5,70	0,1458	0,1239
2,50	0,3324	0,2826	5,75	0,1445	0,1229
2,55	0,3259	0,2770	5,80	0,1433	0,1218
2,60	0,3196	0,2717	5,85	0,1421	0,1208
2,65	0,3136	0,2666	5,90	0,1409	0,1197
2,70	0,3078	0,2616	5,95	0,1397	0,1187
2,75	0,3022	0,2569	6,00	0,1385	0,1177
2,80	0,2968	0,2523	6,05	0,1374	0,1168
2,85	0,2916	0,2479	6,10	0,1362	0,1158
2,90	0,2866	0,2436	6,15	0,1351	0,1149
2,95	0,2817	0,2395	6,20	0,1340	0,1139
3,00	0,2770	0,2355	6,25	0,1330	0,1130
3,05	0,2725	0,2316	6,30	0,1319	0,1121
3,10	0,2681	0,2279	6,35	0,1309	0,1112
3,15	0,2638	0,2243	6,40	0,1299	0,1104
3,20	0,2597	0,2207	6,45	0,1288	0,1095
3,25	0,2557	0,2174	6,50	0,1279	0,1087
3,30	0,2518	0,2141	6,55	0,1269	0,1078
3,35	0,2481	0,2109	6,60	0,1259	0,1070
3,40	0,2444	0,2078	6,65	0,1250	0,1062
3,45	0,2409	0,2048	6,70	0,1240	0,1054
3,50	0,2374	0,2018	6,75	0,1231	0,1047
3,55	0,2341	0,1990	6,80	0,1222	0,1039
3,60	0,2308	0,1962	6,85	0,1213	0,1031
3,65	0,2277	0,1935	6,90	0,1204	0,1024
3,70	0,2246	0,1909	6,95	0,1196	0,1016
3,75	0,2216	0,1884	7,00	0,1187	0,1009
3,80	0,2187	0,1859			

Fuente Jorge Cevallos Cabrera

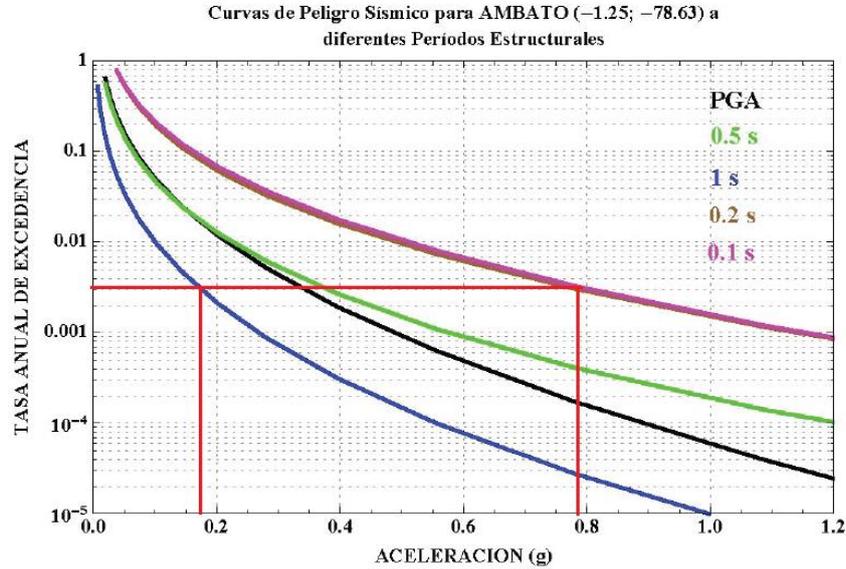
Figura 15 Mapa de intensidades ocasionadas por el terremoto de Pedernales en el territorio ecuatoriano (escala EMS-98). Se indican además las señales de los acelerógrafos en las distintas localidades. Estas señales evidencian la aceleración con la que se movió el suelo y que se relaciona con los efectos observados (intensidad) en estos sectores [8]



Fuente <https://www.igepn.edu.ec/interactuamos-con-usted/1572-dos-anos-despues-del-terremoto-de-pedernales-actualizacion-sismica>

Considerando la poca información acelerográfica disponible en el País se toman varios registros de la página PEER NGA East, Ground Motion Database con sede en la Universidad de California, Berkeley; en base a la forma del espectro de respuesta de la norma NEC 15, para lo cual se establece la aceleración para un periodo de 0,1 seg y 1 seg, en base a las curvas de peligro sísmico para Ambato

Figura 16 Curvas de peligro sísmico para cada ciudad, definido en el capítulo NEC-SE-DS de diseño sismo resistente; aceleración mediada para un sismo raro con un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), para un PGA de 1 seg y 0,1 seg [17]



Fuente Capítulo NEC-SE-DS-15

La aceleración estimada de acuerdo a las curvas de peligro sísmico para Ambato y los factores de amplificación de suelo son:

Periodo de 1 seg. es $S_1 = 0,175$; $F_v = 1,11$

Para periodos de 0,1 seg es $S_s = 0,79$; $F_a = 1,2$

De acuerdo a la norma ASCE7 – 16 artículo 11.4.4

Tabla 11 cálculo de la aceleración pseudo espectral según AISC7 16

$SMS = F_a * S_s$	$SM1 = F_v * S1$
$SMS = 1,2 * 0,79 = 0,948$	$SM1 = 1,11 * 0,175 = 0,194$
$Sds = 2/3 SMS$	$Sd1 = 2/3 SM1$
$Sds = 2/3 * 0,948 = 0,632$	$Sd1 = 2/3 * 0,194 = 0,130$

Fuente Jorge Cevallos Cabrera

Estos datos se le incluye el espectro de respuesta definidos por la NEC 15, la página PEER NGA busca acelerogramas que se ajusten a la forma espectral, llamado espectro objetivo:

Figura 17 Espectro objetivo calculado en base al espectro de respuesta NEC-SE-DS-15. [11]



Fuente <https://ngawest2.berkeley.edu/spectras/557243/edit>

Luego la página solicita datos como la magnitud, la profundidad del sismo, las características de la falla geológica donde se produjo el terremoto, etc. Con esta información se obtiene los sismos que se ajustan a esas características dinámicas a nivel mundial.

Figura 18 Información necesaria de las características del sismo como magnitud, profundidad, tipo de falla [11]

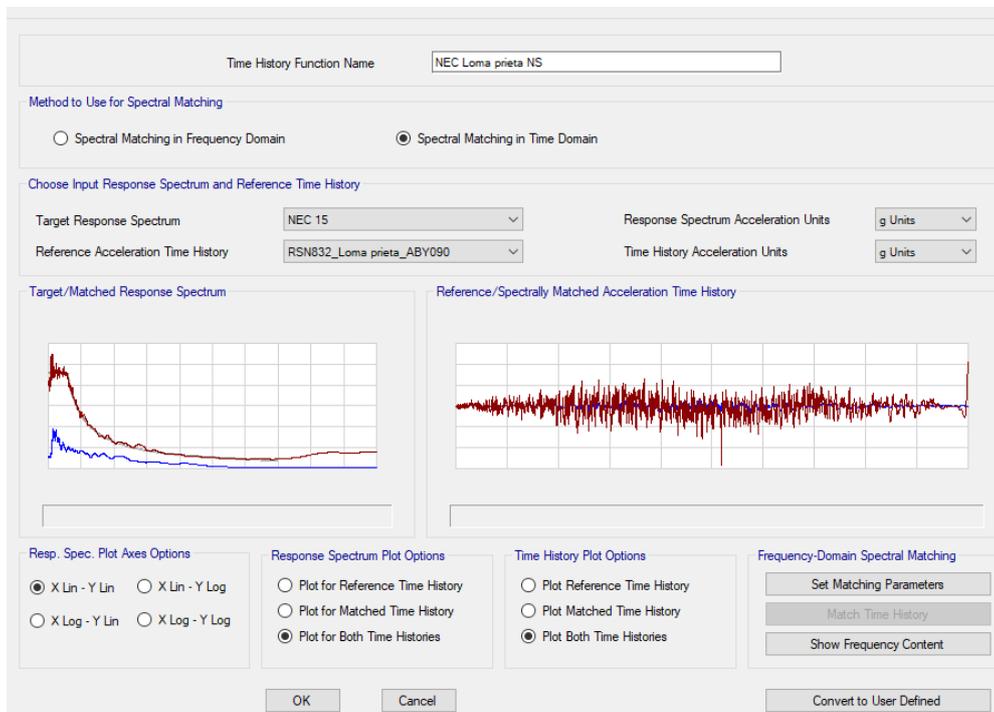
Fuente <https://ngawest2.berkeley.edu/spectras/557243/edit>

De la lista se escogieron los siguientes sismos:

- Loma prieta, 1989, magnitud 6,9; medido en la estación Valle del Oso #12; Rancho William, velocidad de corte $V_s = 331,21$ m/seg ocurrió en el Área de la Bahía de San Francisco de California el martes 17 de octubre de 1989
- Trinidad, 1980, magnitud 7,2; medido en la estación Paso elevado Río Dell – FF; velocidad de corte $V_s = 311,75$ m/seg
- Taiwan Smart1 (40) 1986, magnitud 6,32; medido en la estación inteligente1 C00; velocidad de corte $V_s = 309,41$ m/seg
- Northridge-01, 1994; magnitud 6,69; medido en la estación Covina - S. Grand Ave; velocidad de corte $V_s = 346,62$ m/seg

En el software Etabs se combina el espectro de respuesta de la NEC 15, con los acelerogramas de los sismos con sus tres componentes norte-sur, este-oeste, y la componente vertical.

Figura 19 Espectro de respuesta para un sismo Raro (severo) con un período de retorno de 475 años y el acelerograma componente Norte-sur del terremoto de Loma Prieta; magnitud 6,9; 1989



Fuente: software Etabs

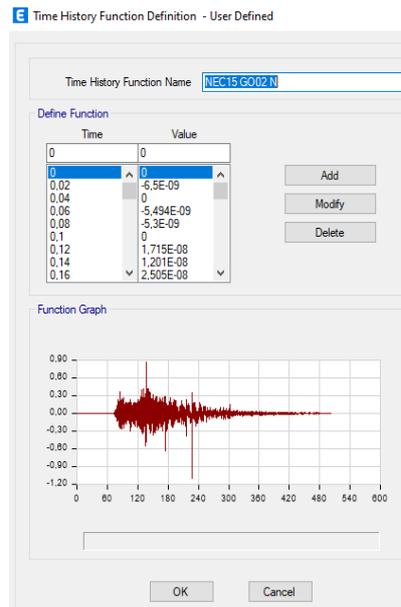
3.9.5. Análisis tiempo – historia

De acuerdo con la norma, el análisis tiempo-historia se debe realizar con 3 sismos con sus componentes N-S; y E-O, los sísmicos deben ser los más representativos de los últimos 50 años de la zona, lastimosamente en el país no se dispone de esta información acelerográfica; la norma NEHRP indica el procedimiento para fabricar y utilizar acelerogramas sintéticos, con los sismos escogidos se procede a realizar el análisis.

Los resultados utilizables de este análisis son el cortante basal y el desplazamiento del último piso. Al conciliar los acelerogramas con el espectro de respuesta de la NEC 15 con el fin de que la respuesta correspondiente al acelerograma compatibilizado sea muy parecido al espectro objetivo. Luego se usa el acelerograma conciliado para hacer un análisis Tiempo Historia.

El método del dominio en el tiempo para compatibilizar un acelerograma con un espectro se basa en la adición de ondeletas, las cuales son funciones matemáticas que definen una forma de onda. La gráfica del espectro de respuesta del acelerograma compatibilizados comparados con el espectro de diseño de la NEC 15, es el espectro objetivo (Target), para visualizar el ajuste realizado por el Método de Dominio en el Tiempo.

Figura 20 Espectro de Respuesta Objetivo obtenido con el espectro de respuesta la NEC15 amplificado con las ondeletas y la matriz de sensibilidad espectral



Fuente: software Etabs

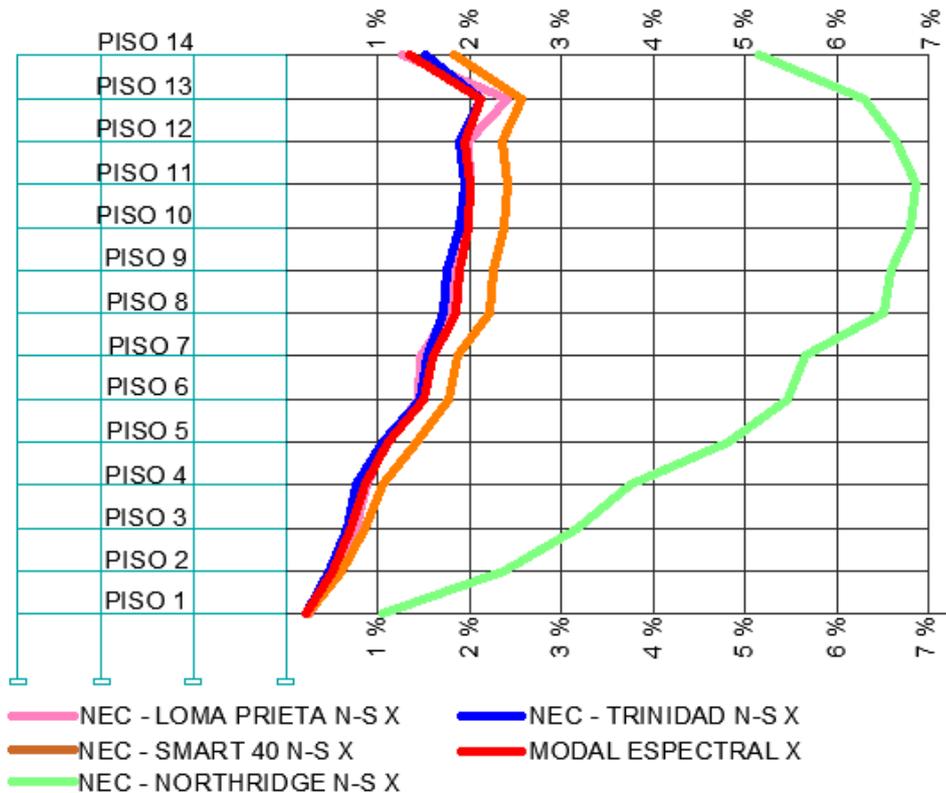
Una vez procesado en el software, los datos indicados entre los resultados obtenidos; en base a los desplazamientos se obtiene la deriva de información importante en el análisis dinámico de la estructura.

Tabla 12 Deriva elástica e inelástica para los diferentes acelerogramas, acelerogramas sintéticos y el espectro de respuesta dado por la NEC15

ACELEROGRAMA SINTÉTICO DIRECCION N - S											
Story	Direction	DERIVA ELÁSTICA					DERIVA INELÁSTICA				
		NEC LANDERS NS X	NEC SMART 40 NS X	NEC SMART 45 NS X	NEC TRINIDAD NS X	M Espec corre X	NEC LANDERS NS X	NEC SMART 40 NS X	NEC SMART 45 NS X	NEC TRINIDAD NS X	M Espec corre X
Story14	X	0,002114	0,003049	0,008561	0,002522	0,002289	1,268%	1,829%	5,137%	1,513%	1,373%
Story13	X	0,004011	0,004302	0,010484	0,003514	0,003525	2,407%	2,581%	6,290%	2,108%	2,115%
Story12	X	0,003307	0,003928	0,011079	0,003159	0,003273	1,984%	2,357%	6,647%	1,895%	1,964%
Story11	X	0,003351	0,004016	0,011419	0,003242	0,003346	2,011%	2,410%	6,851%	1,945%	2,008%
Story10	X	0,003273	0,003964	0,011133	0,003166	0,003305	1,964%	2,378%	6,798%	1,900%	1,983%
Story9	X	0,003025	0,003764	0,010989	0,002906	0,003161	1,815%	2,258%	6,593%	1,744%	1,897%
Story8	X	0,002955	0,00369	0,010846	0,002871	0,003106	1,773%	2,214%	6,508%	1,723%	1,864%
Story7	X	0,00245	0,003097	0,009456	0,002543	0,002658	1,470%	1,858%	5,674%	1,526%	1,595%
Story6	X	0,002343	0,002943	0,009117	0,002427	0,002528	1,406%	1,766%	5,470%	1,456%	1,517%
Story5	X	0,001823	0,002354	0,00802	0,001744	0,001871	1,094%	1,412%	4,812%	1,046%	1,123%
Story4	X	0,001473	0,001773	0,006274	0,001283	0,00145	0,884%	1,064%	3,764%	0,770%	0,870%
Story3	X	0,001258	0,001438	0,005281	0,001107	0,001199	0,755%	0,863%	3,169%	0,664%	0,719%
Story2	X	0,000955	0,001001	0,003941	0,000807	0,000869	0,573%	0,601%	2,365%	0,484%	0,521%
Story1	X	0,000424	0,000407	0,001754	0,000342	0,000377	0,254%	0,244%	1,052%	0,205%	0,226%

Fuente software Etabs

Figura 21 Derivas inelásticas producidas por el acelerograma sintético



Fuente JORGE WASHINGTON CEVALLOS CABRERA

3.9.6. Curvas de capacidad

El principal objetivo de un diseño sismo resistente es la prevención de daños antes sismos de magnitudes pequeñas, mitigar o evitar el daño ante terremotos moderados y principalmente evitar colapso de los elementos estructurales y no estructurales durante un sismo de gran magnitud. La evaluación de una estructura es determinar la deficiencia de los elementos estructurales o que le impide alcanzar un determinado rendimiento; para lo cual se debe considerar aspectos generales como el número de pisos, patologías estructurales existentes; por otro lado, también se considera el nivel de sismicidad, el tipo de suelo y la estratigrafía del sitio de implante del edificio.

Con estos parámetros determinamos la capacidad total de una estructura en base a la capacidad resistente y deformaciones de sus elementos individuales, es necesario determinar su capacidad más allá del límite elástico, por lo que es necesario realizar un análisis no lineal como el método del pushover, donde en base a una serie de estudios secuenciales elásticos sobreimpuestos se llega al diagrama de capacidad fuerza-desplazamiento de toda la estructura [17].

El del diseño por capacidad de una estructura metálica se basa en tres aspectos básicos y a la vez fundamentales:

- Elección de un mecanismo de deformación plástica que se encargue de disipar la energía sísmica para todo el sistema estructural, identificando los miembros o componentes en los que se desarrollara las deformaciones inelásticas. Este mecanismo no debe tener una demanda concentrada de deformaciones plásticas.
- Detallado minucioso de tal forma, a los miembros o componentes inelásticos para certificar el comportamiento dúctil de la estructura.
- Diseño de los restantes elementos o componentes estructurales para resistir la carga gravitacional y la acción sísmica en rango elástico, considerando la probable sobre-resistencia de los mecanismos dúctiles.

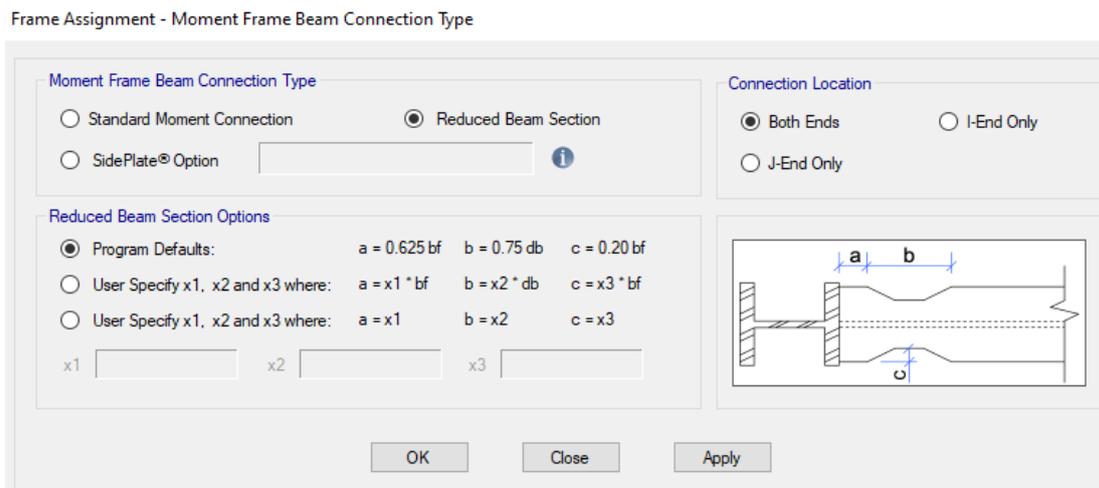
Para cumplir con estos fundamentos es necesario trabajar en la misma estructura un grupo de pórticos identificados como pórticos especiales a momento SMF (Special Moment Frame) por sus siglas en inglés. - son acoples rectilíneos de vigas y columnas conectadas con el uso de soldaduras, pernos o ambos. Los elementos estructurales de estos pórticos están

sometidos esencialmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su diseño. Estos pórticos se caracterizan por su elevada capacidad de disipación de energía.

El otro grupo de pórticos de la estructura, se los diseña para soportar carga gravitacional y rigidez de la estructura; en algún caso es necesario colocar rigidizadores laterales o diagonales, para controlar los desplazamientos de la estructura, se puede utilizar pórticos especiales arriostrados concéntricamente, SCBF (Special Concentrically Braced Frames).

En los pórticos especiales a momento SMF, en el Etabs se coloca la reducción de los patines en la distancia y con la forma geométrica recomendada en la norma AISC 358-16: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.

Figura 22 Conexión precalificada para vigas conectadas a momento, en la que se reduce la sección de patines, para forzar que en ese punto se produzca la rótula plástica



Fuente software Etabs

Se identifica en el programa los puntos donde se espera se produzca la rótula plástica (Hinges), para determinar la distancia, para lo cual damos una corrida al software y en datos de diseño para cada tramo de viga se analiza el factor de longitud no arriostrada para pandeo.

Factor de longitud no arriostrada para pandeo sobre el eje mayor de la viga, se especifica como una fracción de la longitud del pórtico; al multiplicar este factor por la longitud del tramo de viga se obtiene la longitud no arriostrada; si la sección es simétrica la flexión es igual para los tres ejes; si la sección no es simétrica, la flexión se toma como la más crítica.

Figura 23 factor de longitud no arriostrada para pandeo

Item	Value	
16	Total Load Deflection Limit, L/	240
17	Total-Camber Deflection Limit, L/	240
18	DL Deflection Limit, abs, cm	4,295
19	Super DL+LL Deflection Limit, abs, cm	4,295
20	Live Load Deflection Limit, abs, cm	1,432
21	Total Load Deflection Limit, abs, cm	2,147
22	Total-Camber Deflection Limit, abs, cm	2,147
23	Specified Camber, cm	0
24	Net Area to Total Area Ratio	1
25	Live Load Reduction Factor	1
26	Unbraced Length Ratio (Major)	0.908407
27	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.25
28	Unbraced Length Ratio (LTB)	0.25
29	Effective Length Factor (K1 Major)	1
30	Effective Length Factor (K1 Minor)	1
31	Effective Length Factor (K2 Major)	1
32	Effective Length Factor (K2 Minor)	1
33	Effective Length Factor (K LTB)	1

The design section for the selected frame objects. When this overwrite is applied, any previous auto select section assigned to the frame object is removed. Program determined value means it is taken from the analysis section.

Explanation of Color Coding for Values
Blue: All selected items are program determined

Fuente software Etabs

Para colocar la distancia de los hinges (sitio probable de la rótula plástica), en el software, se decide la norma técnica de diseño

Figura 24 colocación de hinges al inicio y fin del tramo de viga de los pórticos SMF

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End cm
Auto	Relative to clear length	0.117	
Auto M3	Relative to clear length	0.117	
Auto M3	Relative to clear length	0.884	

Auto Hinge Assignment Data
 Type: From Tables In ASCE 41-13
 Table: Table 9-6 (Steel Beams - Flexure)
 DOF: M3

Auto Hinge Type
 From Tables In ASCE 41-17
 Select a Hinge Table
 Table 9-7.1 (Steel Beams - Flexure)

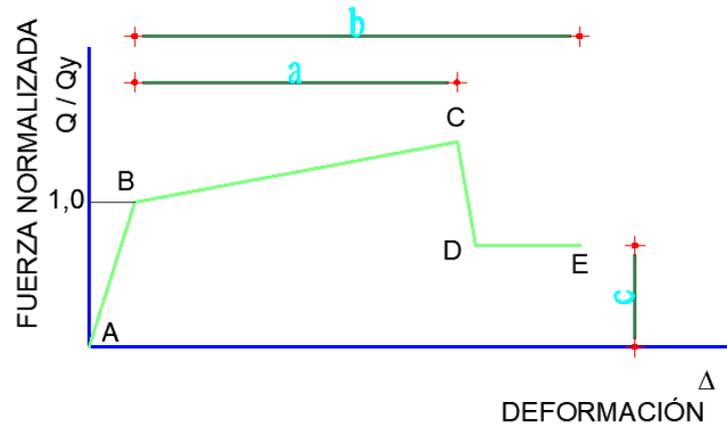
Degree of Freedom
 M2
 M3

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

Fuente software Etabs

Con este procedimiento se analiza el comportamiento plástico de los elementos estructurales (vigas y columnas SMF) en base a la curva idealizada fuerza generalizada versus deformación utilizada para especificar el modelaje del elemento estructural y criterios de aceptación para acciones controladas por deformación.

Figura 25 curva idealizada fuerza normalizada versus deformación utilizada para especificar el modelaje del elemento estructurales y criterios de aceptación para acciones controladas por deformación. [11]



Fuente: norma norteamericana ASCE/SEI 41-17

La respuesta lineal del elemento estructural está representada por la línea entre el punto A (elemento sin cargar) y el punto B en el nivel de fluencia efectiva. La pendiente desde el punto B hasta el punto C se considera un porcentaje mínimo (0% a 10%) de la pendiente en el rango elástico con el fin de incluir el fenómeno de endurecimiento por deformación del acero. La ordenada del punto C es la resistencia del elemento estructural y su abscisa equivale a la deformación en la que comienza la degradación representativa de la resistencia (línea CD).

Más allá del punto D, el elemento responde con una resistencia esencialmente reducida hasta el punto E. Para deformaciones mayores al punto E, la resistencia sísmica del elemento es básicamente igual a cero.

La evolución abrupta entre los puntos C y D, puede resultar en dificultad computacional e incapacidad hacia la convergencia cuando se utiliza la curva idealizada como datos de entrada en los programas de análisis no-lineal.

Sin embargo, para evitar esta inestabilidad computacional, se provee una pendiente mínima de 1 horizontal y 10 vertical al segmento entre los puntos C y D.

Los parámetros a , b y c muestran en la ordenada la fuerza normalizada (Q/Q_y) versus razones de deformación en la abscisa. Las rigideces elásticas y los valores de los parámetros a , b , c , utilizados para modelar los elementos estructurales, están dados en los capítulos 8 al 12 y el 14 del ASCE/SEI 41-17. Los criterios de aceptación para deformación o la razón de

deformación para elementos primarios (P) y secundarios (S) corresponden a varios niveles de desempeño objetivo del edificio:

- Prevención de colapso (CP),
- Seguridad de vida (LS) y
- Ocupación inmediata (IO)

Antes de obtener la curva de capacidad de la estructura es conveniente verificar si la estructura cumple el desplazamiento objetivo; si bien la normativa NEC 15 y algunas normas internacionales sugieren medir esa deformación en el centro de masas, pero al trabajar con pórticos SMF en una estructura metálica, es preferible trabajar con el pórtico desplazado y marcar los requisitos de desempeño en base a un desplazamiento límite.

El desplazamiento límite, plantea una meta de desempeño, se puede asumir el más crítico que en este caso sería prevención de colapso (CP), para utilizar la rigidez residual con lo que se le lleva al límite teórico a la edificación, con el procedimiento siguiente:

- Establecer los puntos de control
- Medimos el desplazamiento elástico del pórtico, en el software es el resultado del corte basal estático
- Determinamos el desplazamiento que se producirá en rango inelástico (como consecuencia del desarrollo de la ductilidad). Es por ello que los códigos utilizan un factor de mayoración o coeficiente de mayoración C_d que al multiplicar por el desplazamiento elástico se obtiene el desplazamiento inelástico

Para el cálculo del desplazamiento objetivo se utiliza el artículo 7.4.3.3.1. de la norma ASCE 41-13 “Requisitos generales para el análisis incremental de fuerza sísmica, para edificios con diafragmas rígidos en cada nivel, el desplazamiento objetivo δ_t se calculará con la ecuación (7.28) o por un procedimiento aprobado que tenga en cuenta la respuesta no lineal del edificio” [18]

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} * g$$

ECUACIÓN 13: ASCE 41-13 [18]

C_0 factor de corrección que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad con el desplazamiento del techo de un sistema de múltiples grados de libertad o el valor indicado en la tabla (7-5 ASCE 41-13)

C_1 Factor de corrección para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos de respuesta elástica lineal. Para periodos inferiores a 0,2 seg no es necesario incluir C_1 , para periodos superiores a 1,0 seg tomar $C_1 = 1,0$

C_2 Factor de corrección para representar el efecto de forma de histerética comprimida, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia en la respuesta del desplazamiento máximo. Para periodos superiores a 0,7 seg; $C_2 = 1,0$

S_a Aceleración del espectro de respuesta en el periodo fundamental efectivo y la relación de amortiguamiento del edificio en la dirección considerada

T_e Periodo efectivo fundamental del edificio en la dirección considerada

Para edificios con diafragma semi rígido la flexibilidad del diafragma debe incluirse en el modelo, el desplazamiento objetivo se calculará como se especifica para edificios con diafragma rígido, excepto que se amplificará con la relación entre el desplazamiento máximo en cualquier punto del techo y el desplazamiento en el centro de masas el desplazamiento así calculado no será menor al desplazamiento dado por la ecuación (7-28 de la norma ASCE 41-13)

Tabla 13 cálculo del desplazamiento objetivo de acuerdo a la norma ASCE 41-13 [11]

<p>C_0 tabla (7-5 ASCE 41-13) = 1,2</p> <p>$T_e = 1,094\text{seg}; C_1 = 1,0$</p> <p>$T_e = 1,094\text{seg}; C_2 = 1,0$</p> <p>$T_e = 1,094\text{seg}; S_a = 0,6145$</p> <p>$T_e = 1,094\text{seg}$</p> $\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} * g$ $\delta_t = 1,2 * 1,0 * 1,0 * 0,6145 \frac{1,094^2}{4\pi^2} *$ <p>980,665 = 21,93 cm</p>	<p>Datos de etabs</p> <p>Desplazamiento elástico dirección Y = 8,6985 cm</p> <p>Coficiente de mayoración Cd = 5,5</p> <p>Factor de importancia NEC 15; I = 1,0</p> <p>Factor de amplificación ASCE 41-13 = 1,5</p> <p>Desplazamiento inelástico</p> <p>DI = 8,6985*5,5*1,0*1,5 = 71,763 cm</p> <p>Desplazamiento objetivo 71,763 cm</p>
---	---

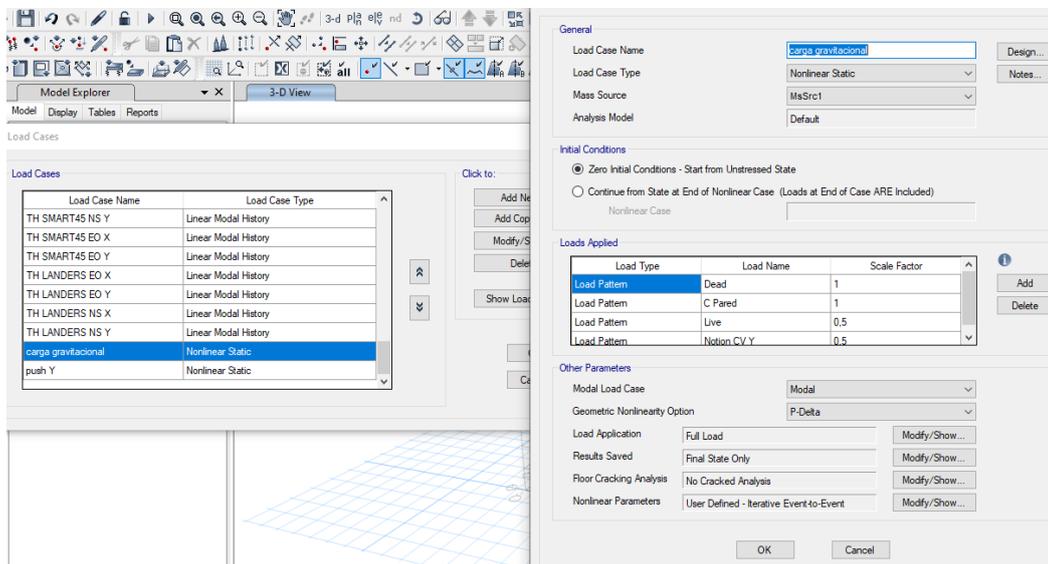
Fuente Jorge Washington Cevallos Cabrera

Si al ejecutar el software llega al desplazamiento objetivo, significa que la estructura tiene el comportamiento esperado; sin embargo, para mayor rango de análisis es conveniente empujarle a un desplazamiento mayor que el objetivo

Desplazamiento asumido 85 cm

Se define la carga que actuará para el análisis de pushover; el factor de escala depende de la normativa propia de cada país; pero en la NEC 15 no se establece este parámetro razón por la cual es este caso se utiliza lo indicado en la norma ASCE/SEI 41-17, considera $CM+0,5CV$,

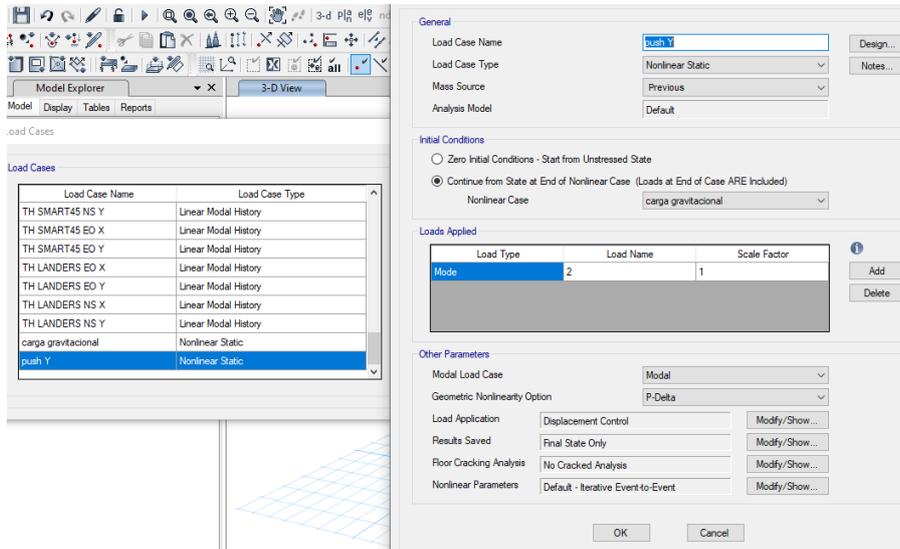
Figura 26 Carga no lineal para aplicar en el pushover



Fuente software etabs

Determinada la carga no lineal estática se establece la dirección en la que se va a aplicar por control de desplazamiento objetivo, para lo cual se analiza la direccionalidad de los modos de vibración, se escoge de acuerdo a la dirección en que se estableció el desplazamiento objetivo.

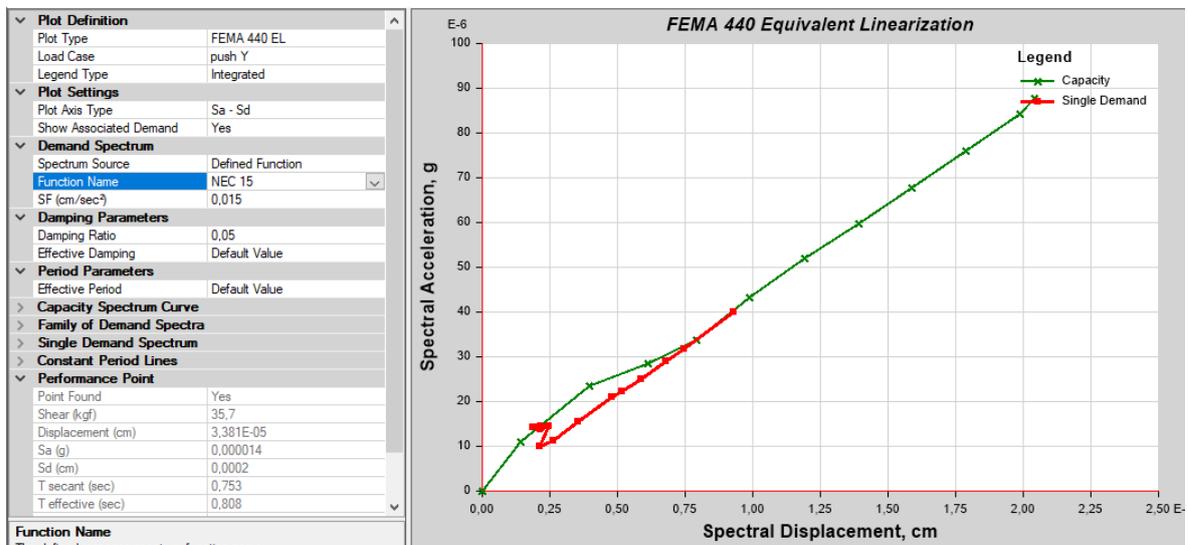
Figura 27 Direccionalidad de aplicación de carga no lineal [11]



Fuente software etabs

En control de desplazamiento se define el punto de control, y el desplazamiento objetivo que es el desplazamiento inelástico, es 71,763 cm con el que se consideraría que la estructura llega a un nivel de prevención de colapso (CP); para analizar el comportamiento C-D de la curva idealizada fuerza normalizada versus deformación. De acuerdo al resultado el desplazamiento en el punto de control colocado a 85cm soporta una corte basal de 10.011,24Tonf.; los puntos de desempeño para los diferentes estados de carga dinámica se pueden observar en la tabla.

Figura 28 curva corte basal – desplazamiento; con desplazamiento objetivo



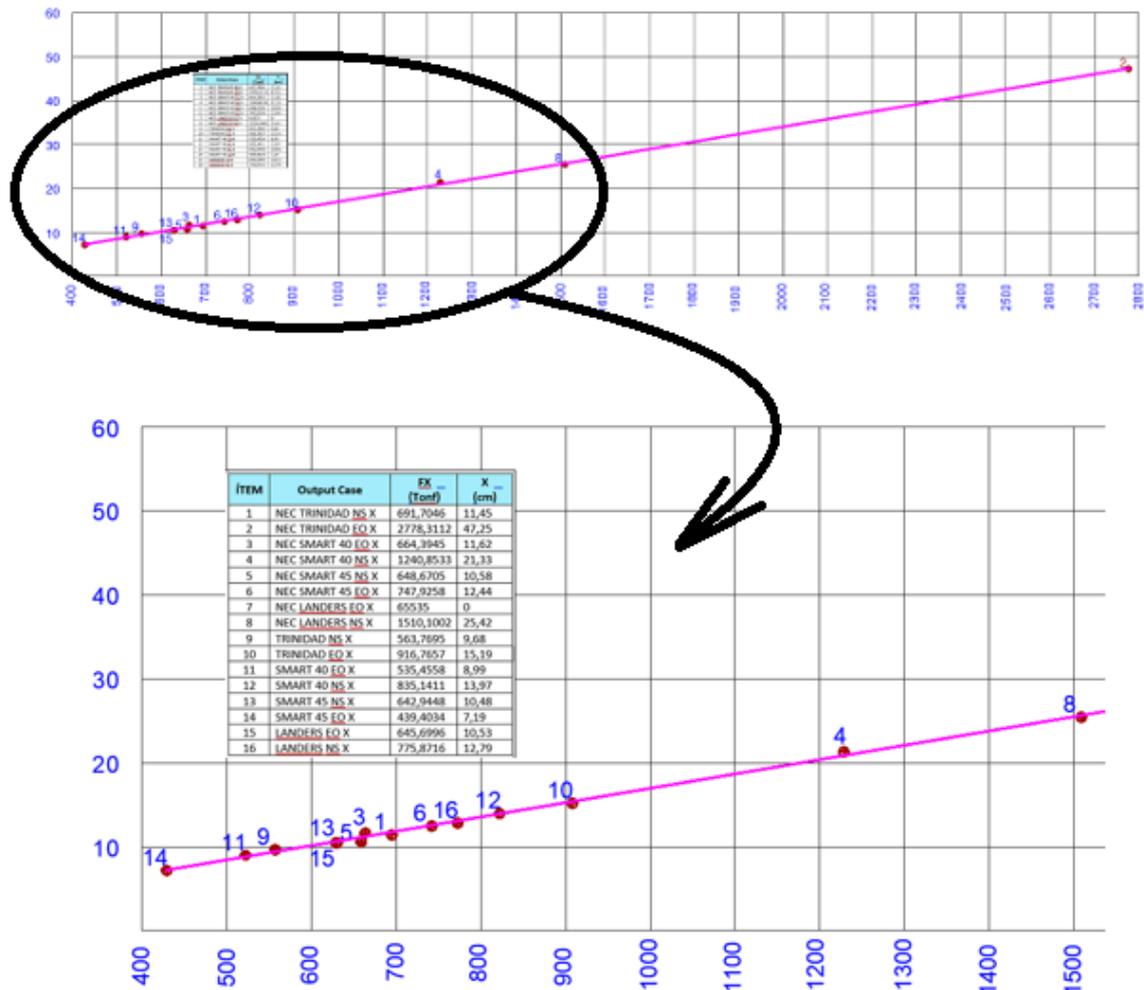
Fuente software etabs

Tabla 14 Deformaciones alcanzadas por los acelerogramas, acelerogramas sintéticos y espectro inelástico dado por la NEC15 [17]

TABLE: Corte basal - Deformación					
Output Case	FX	X	Output Case	FY	Y
	tonf	cm		tonf	cm
NEC TRINIDAD NS X	691,7046	11,45	NEC TRINIDAD NS Y	719,169	13,14
NEC TRINIDAD EO X	2778,3112	47,25	NEC TRINIDAD EO Y	2967,7372	49,84
NEC SMART 40 EO X	664,3945	11,62	NEC SMART 40 EO Y	639,735	9,96
NEC SMART 40 NS X	1240,8533	21,33	NEC SMART 40 NS Y	887,6826	14,91
NEC SMART 45 NS X	648,6705	10,58	NEC SMART 45 NS Y	640,7633	10,48
NEC SMART 45 EO X	747,9258	12,44	NEC SMART 45 EO Y	612,1178	10,86
NEC LANDERS EO X	65535	0	NEC LANDERS EO Y	65535	0
NEC LANDERS NS X	1510,1002	25,42	NEC LANDERS NS Y	1513,8894	25,38
TRINIDAD NS X	563,7695	9,68	TRINIDAD NS Y	693,0525	11,46
TRINIDAD EO X	916,7657	15,19	TRINIDAD EO Y	640,2633	10,48
SMART 40 EO X	535,4558	8,99	SMART 40 EO Y	581,6337	9,89
SMART 40 NS X	835,1411	13,97	SMART 40 NS Y	654,8583	11,04
SMART 45 NS X	642,9448	10,48	SMART 45 NS Y	809,8578	13,49
SMART 45 EO X	439,4034	7,19	SMART 45 EO Y	736,1644	11,97
LANDERS EO X	645,6996	10,53	LANDERS EO Y	694,3823	11,46
LANDERS NS X	775,8716	12,79	LANDERS NS Y	668,7931	11,45

Fuente resumen obtenido del software etabs

Figura 29 curva desplazamiento máximo – corte basal. - se observa la tendencia del desplazamiento sufrido por la estructura, producido por los diferentes análisis dinámicos



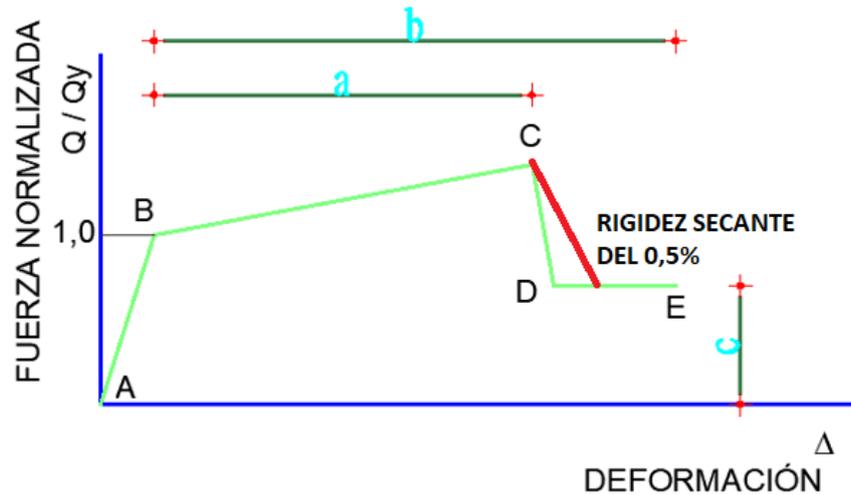
Fuente JORGE WASHINGTON CEVALLOS CABRERA

Los sismos escogidos de la página del PEER en base al espectro de respuesta de la NEC15 clasificar a acelerogramas semejantes, aunque sean de diferente magnitud las pulsaciones y amplitudes tienden a producir reacciones similares en la estructura esto fenómeno se refleja en la respuesta de desplazamientos y corte basal derivados por los sismos sintéticos y los acelerogramas sin combinar. Esta metodología de análisis proporciona una ventaja importante teniendo en cuenta que los acelerogramas contienen información importante sobre la naturaleza del movimiento fuerte como la fuente sísmica.

Entre los puntos C-D de la curva idealizada, fuerza normalizada versus deformación la caída es muy abrupta, en caso de que la estructura este en este tramo seria complejo analizarla, por

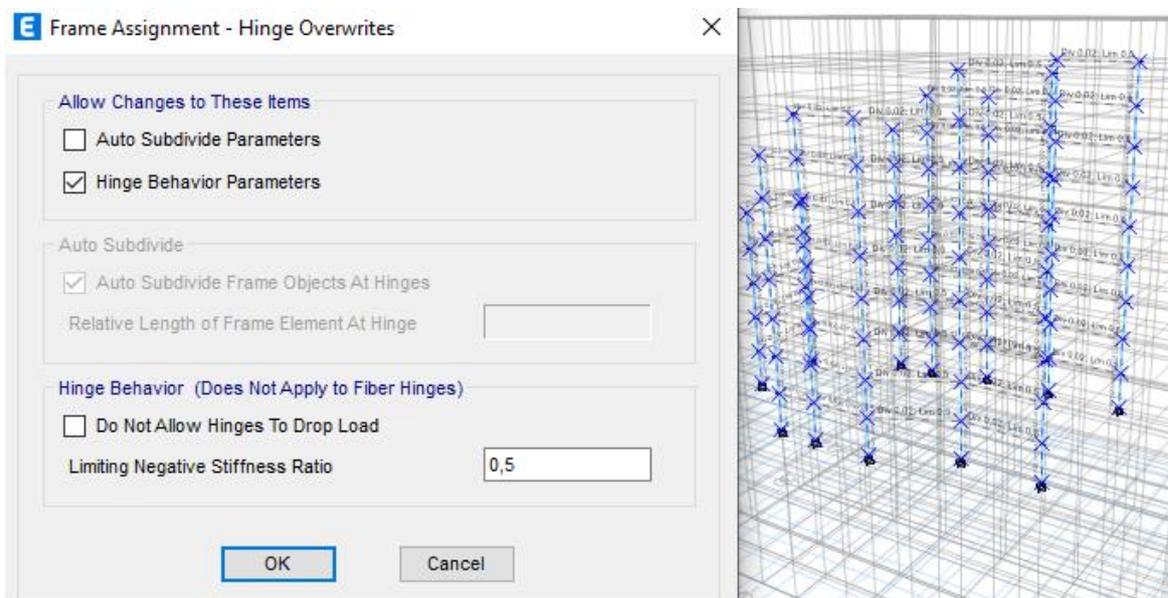
lo cual se plantea una rigidez secante del 0,5%; aunque no tiene ninguna relación con la realidad, pero permite analizar el comportamiento del edificio en este tramo.

Figura 30 curva idealizada fuerza normalizada versus deformación en la que se plantea una rigidez secante en el tramo C-D [2]



Fuente JORGE WASHINGTON CEVALLOS CABRERA

Figura 31 Rigidez secante en el tramo C-D, programada en el software



Fuente software etabs

Para determinar el punto de desempeño se utiliza la norma ASCE 41-13 el artículo 7.4.3.1 que indica “base del procedimiento.- si se selecciona el análisis no lineal para el análisis sísmico de la edificación, un modelo matemático que incorpore directamente las

características no lineales de carga deformación de los componentes individuales de la edificación en la que se somete a cargas laterales crecientes monotónicamente que represente la fuerza de inercia de un terremoto hasta que exceda el desplazamiento objetivo [19].

En todo caso, se puede observar que los acelerogramas escogidos reproducen el movimiento esperado en el sitio. Este movimiento tiene en cuenta la influencia de parámetros tales como el mecanismo de falla, la magnitud, la distancia y los efectos del sitio. Desafortunadamente, la NEC 15 tiene información vaga, solo mencionan que los acelerogramas deben ser apropiados y compatibles con los espectros de diseño. El criterio implementado en el reglamento actual no contiene información suficiente para los ingenieros, y no describen un método práctico para generar acelerogramas de diseño y terminan usando cualquier registro que esté disponible y, en muchos casos, probablemente inapropiado para el sitio y la estructura que se esté analizando.

Existen diferentes maneras de conseguir acelerogramas con propósitos de diseño estructural. El más sencillo es el uso de registros disponibles publicados en bancos de datos mundiales como la página “ngawest2.berkeley.edu” con características similares al espectro de respuesta de la NEC 15; esto significa que el evento sísmico debe tener alrededor de la misma magnitud. Distancia del foco sísmico, y el perfil del suelo debe ser aproximadamente similar. Debido a su sencillez, es común que los diseñadores estructurales usen estos métodos, pero generalmente no son conscientes de las diferencias entre fuente sísmica, atenuación y efectos de sitio; muchos investigadores consideran inadecuado el uso de registros sísmicos ocurridos en regiones distintas a la zona de implante de la estructura por ejemplo California, Japón, Chile y México (de zonas diferentes a donde se erigirá el inmueble). Una particularidad de este método y una opción práctica es escalar acelerogramas ya existentes en el sitio al nivel de intensidad requerido, o fabricar acelerogramas con ensayos de refracción sísmica realizados en el sitio mismo de implante, pero se estaría escalando solamente la amplitud del movimiento sin tomar en cuenta la magnitud y distancia con el cambio respectivo en el contenido de frecuencias y la duración del movimiento; por lo que, este escalamiento introduce una gran dispersión en las demandas sísmicas, conduciendo a diseños con incertidumbre y márgenes de seguridad desconocidos. Por otro lado, la respuesta estructural no lineal puede crecer con el grado de escalamiento, induciendo a errores impredecibles en el periodo de vibración de la estructura, con la resistencia global de la estructura y la sensibilidad de la respuesta estructural no lineal a los modos superiores de vibración.

Al escalar un movimiento fuerte como el sismo de Northridge con el espectro de respuesta de la NEC15, considerando que el espectro de diseño tiene forma paramétrica la intensidad se sobrestiman, por lo que se tiene respuestas sobre estimadas que tiene como resultado respuestas distintas a comparación de las respuestas producidas por los otros sismos escogidos.

Otros autores han propuesto desarrollar un conjunto de funciones paramétricas que describan la evolución de la intensidad instantánea y el contenido de frecuencia de la aceleración del suelo en términos de la magnitud y distancia de la fuente al sitio (Nojima y Kameda, 1988; Alamilla et al., 2001) pero es necesario tener un número considerable de acelerogramas registrados en el sitio para encontrar parámetros estadísticos en función de la magnitud y distancia. Otra alternativa es simular movimientos sísmicos basados en un modelo físico que considera la fuente, propagación de la onda y efectos de sitio (Boore, 1983; Silva et al., 1999); un modelo alternativo más conveniente para generar movimientos de fallas distantes es el propuesto por Hartzell (1978) que usa sismos pequeños registrados como funciones de Green empíricas para simular sismos grandes; estos métodos tienen la ventaja de considerar un modelo físico de la fuente, pero hay todavía incertidumbres en la estimación de parámetros sismológicos como la caída de esfuerzos, el momento sísmico y la atenuación, entre otros. Finalmente, se han llevado a cabo análisis probabilistas de demandas sísmicas (Shome et al., 1998; Shome y Cornell, 1999; Chan et al., 2005) con el propósito de encontrar, en una cierta estructura, el número de registros a usarse, escalando registros para estimar la demanda sísmica; entonces, el número requerido de registros para obtener una estimación razonable de la respuesta se reduce significativamente disminuyendo la dispersión en la estimación de las demandas. El método podría incluir una desagregación del peligro de la distorsión sísmica (Baker et al., 2005), esto significa, encontrar los pares de magnitud y distancia que causan una cierta distorsión de entrepiso. Baker y Cornell (2005, 2006) proponen un método para encontrar el espectro de respuesta condicional de un movimiento del suelo, dado un nivel de aceleración espectral en el periodo del primer modo de vibración de la estructura $S_a(T_1)$ y al valor medio asociado de magnitud, distancia y epsilon (epsilon se define como una medida de la diferencia entre la aceleración espectral de un registro y la calculada con una ley de atenuación del movimiento sísmico en el periodo T_1 requerido); entonces pueden seleccionarse registros escalados que se acoplen a la media del espectro objetivo [20].

En general, podríamos decir que los métodos descritos o son muy simplistas o son muy complicados para su uso práctico. Muchos de ellos requieren datos que en la mayoría de los casos no existen, como una colección de acelerogramas en el sitio, o bien se requiere conocer la estructura para determinar el número de registros útiles para dar una cierta distorsión de diseño. Al margen del método que los ingenieros usen para obtener acelerogramas, deben ser conscientes que cada sitio es afectado por muchas fuentes sísmicas, y que se necesitan varios acelerogramas para predecir el comportamiento que la estructura tendrá durante su vida útil. Es más, es posible esperar una gran variedad de movimientos sísmicos debido a las variaciones e incertidumbres en los parámetros (sismológicos, modelo de simulación y otros). Esta información está incluida implícitamente en los espectros de peligro uniforme (EPU) que tiene en cuenta la contribución de todas las fuentes sísmicas. Pero este EPU no está disponible para los ingenieros dado que normalmente éstos usan el espectro de diseño, que por su forma paramétrica inevitablemente sobrestima algunas intensidades sísmicas. Por lo tanto, resulta conveniente encontrar una familia de acelerogramas cuyos espectros de respuesta ajusten al EPU [20].

3.10. Teoría y ecuaciones

3.10.1. Elaboración de espectro de respuesta

El procedimiento que realiza internamente el programa ETABS es:

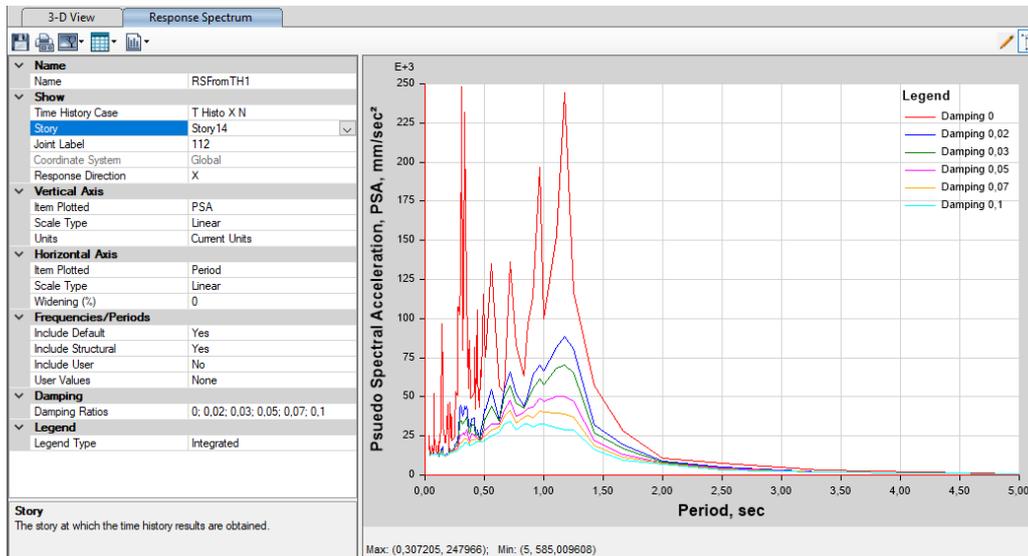
1. Se calcula el espectro de respuesta del acelerograma ERC de acuerdo a la NEC15, colocado como dato.
2. Se determina un ratio de discrepancias $\{Ra\}$, entre las ordenadas espectrales del ERC y del Espectro de Respuesta Objetivo ERO, para cada periodo de tiempo T .
3. Se calcula la matriz de sensibilidad espectral $[C]$, cuyos elementos C_{ij} se definen por las amplitudes de respuesta de aceleración de un oscilador de 1GDL con periodo T_i debida a la adición de una ondeleta con periodo T_j .
4. Se calcula la magnitud de las ondeletas, resolviendo el conjunto de ecuaciones lineales de acuerdo a:

$$\{Ra\} = [C]\{b\}$$

ECUACIÓN 14: INVESTIGACION [5]

5. Finalmente amplifica las ondeletas $\{b\}$ a la historia de aceleraciones para aproximar el espectro de respuesta al Espectro de Respuesta Objetivo.
6. Es un procedimiento iterativo hasta alcanzar una aproximación satisfactoria.

Figura 32 Espectro de Respuesta Objetivo de la estructura al aplicar el espectro de demanda



Fuente: software Etabs

3.10.2. Elaboración de curvas de capacidad

La curva de capacidad permite valorar la respuesta inelástica de la estructura ante fuerzas laterales cuasi-estáticas que representa la acción producida por un sismo, incrementada monótonicamente partiendo de cero hasta alcanzar los desplazamientos laterales que corresponden a los niveles de desempeño esperados en la estructura. La curva se construye en representación del primer modo de vibración, asumiendo que es el que predomina en la estructura; este criterio es válido para edificios con un período fundamental de vibración menor o igual a 1 segundo.

Para usar el “Método del espectro de capacidad” propuesto por el ATC-40 es necesario transformar la Curva de Capacidad, que está graficada en términos del cortante basal y el máximo desplazamiento del techo, a un Espectro de Capacidad, representado por la Curva de Capacidad en formato Aceleración-desplazamiento (S_a vs S_d).

Tabla 15 ecuaciones para realizar la transformación según la norma ASCE7 -16

$\Gamma_i = \frac{\phi_i^T * M I}{\phi_i^T * M * \phi_i}$	$S_{ai} = \frac{V_1}{\alpha_1}$
$\alpha_1 = \frac{\Gamma_i^2 * \phi_i^T * M * \phi_i}{J^T * M * J}$	$S_{di} = \frac{\Delta_{techo}}{\Gamma_i * \phi_{techo1}}$

Donde:

S_{di} = Desplazamiento espectral. Representa el desplazamiento generalizado del primer modo cuando el desplazamiento en la terraza es Δ .

S_{ai} = Aceleración espectral.

Δ_{techo} = Desplazamiento en el último piso o terraza.

Γ_i = Factor de participación modal del primer modo, representa la contribución del sismo a cada modo natural de vibración.

ϕ_{in} = Modo de vibración del modo n en el nivel i.

α_1 = Coeficiente de masa modal para el primer modo natural de vibración

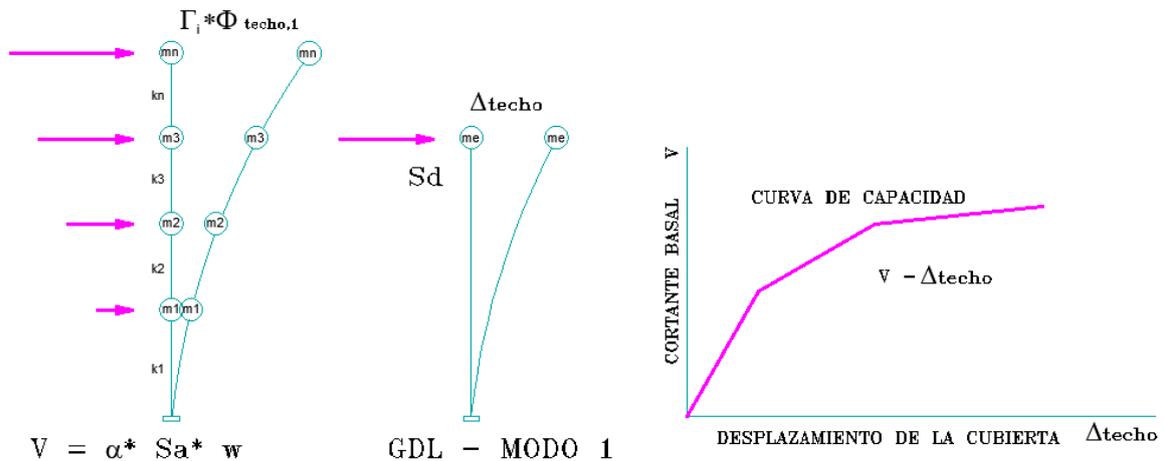
M = Masa asignada el nivel i.

N = Niveles.

w = Cortante en la base.

W = Peso muerto más carga viva probable

Figura 33 curva de capacidad y desplazamiento según ATC 40



Fuente: ATC-40

Básicamente para convertir la curva de capacidad en un espectro de capacidad (ADRS) conlleva primero determinar el factor de participación modal para el primer modo de vibración Γ_i , seguidamente se calcula el coeficiente de masa modal α_1 ; con estos valores y los valores de cada punto de la curva de capacidad, con las ecuaciones S_{ai} y S_{di} . Para determinar los puntos del espectro de capacidad (ADRS), mientras que el periodo de vibración T , queda definido por la relación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

ECUACIÓN 15: ATC 40

De esta ecuación se determina el desplazamiento espectral, en base a la gravedad:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} * S_a * g$$

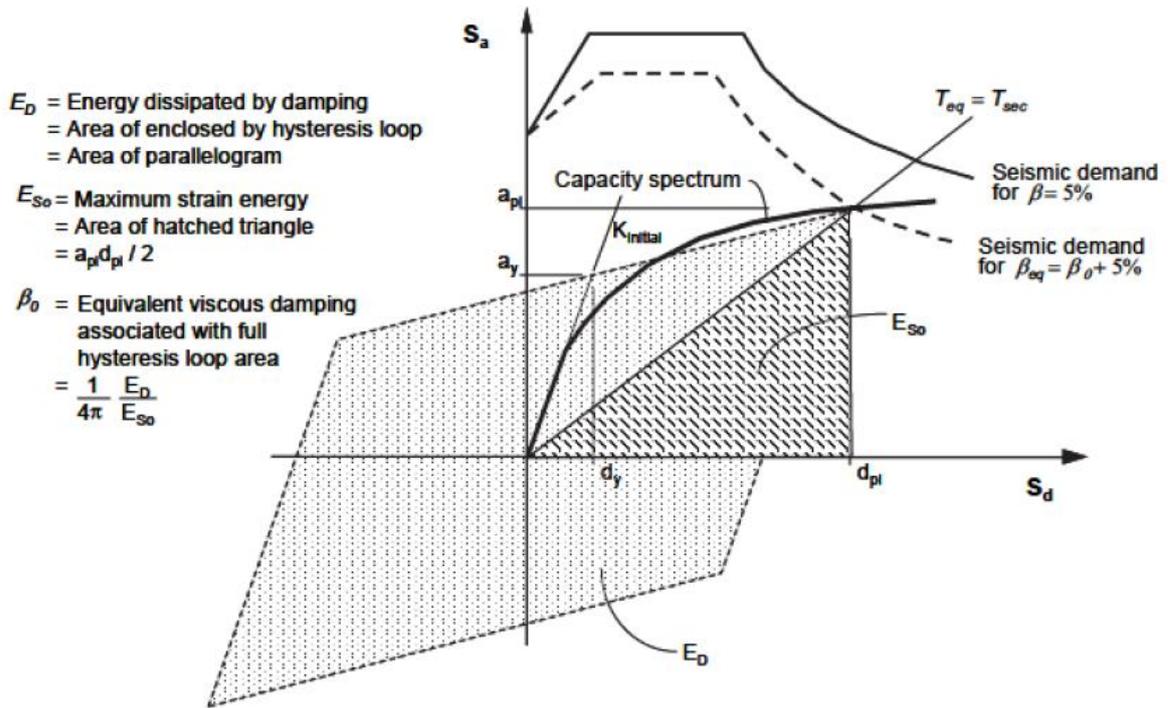
ECUACIÓN 16: ATC 40

Para estimar un amortiguamiento efectivo y una reducción de la demanda espectral se traza una representación bilineal del espectro de capacidad definiendo el punto api , dpi ; es el punto de desempeño tentativo estimado con lo que se genera espectro de respuesta de demanda reducido.

En el caso de que el espectro de demanda reducido se interseca con el espectro de Capacidad en el punto estimado api , dpi , entonces este punto se define como el Punto de Desempeño. El primer estimativo del punto api , dpi se designa como $ap1$, $dp1$, el segundo punto de designará $ap2$, $dp2$, y así sucesivamente.

Para construir la representación bilineal dibuje una primera línea siguiendo la rigidez inicial del edificio desde el origen. Dibuje una segunda línea desde el punto de desempeño tentativo api , dpi hacia abajo hasta interceptar la primera línea en el punto ay , dy con una pendiente tal que el área designada $A1$ sea aproximadamente igual al área designada como $A2$.

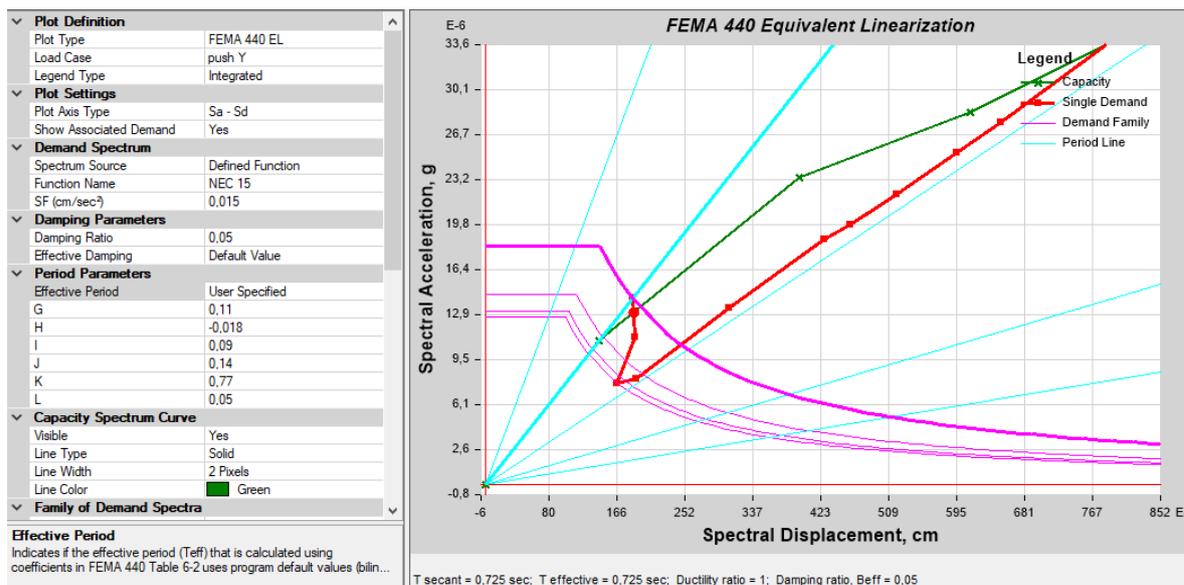
Figura 34 Representación bilineal del espectro de capacidad, FEMA 440



Fuente: ATC-40

La utilidad de que las áreas $A1$ y $A2$, se iguales es con el propósito de tener área igual bajo el Espectro de Capacidad y su representación bilineal, con lo que se obtiene igual energía asociada con cada curva. Con el diagrama bilineal se define el período inicial de la estructura T_0 , el desplazamiento de fluencia d_y y la aceleración de fluencia a_y .

Figura 35 Curva demanda capacidad



Fuente software etabs

Las fuerzas laterales que actúan en cada piso son proporcionales al primer modo de vibración de la estructura y se incrementan monotónicamente conservando una misma proporción, aun cuando la estructura incursiona en el rango inelástico. La representación usual de este análisis es mediante un gráfico de fuerza cortante en la base y el desplazamiento lateral de la estructura en el nivel superior; para cada punto de la curva el algoritmo de cómputo dispone de información sobre los niveles de deformaciones, daño probable en cada elemento estructural y uniones, desplazamientos, derivas y otras variables de interés, factor determinante en el comportamiento estructural.

3.10.3. Punto de desempeño de la estructura

El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento en el “nodo de control” y el cortante basal esperado de la estructura para un determinado nivel de demanda sísmica. Su localización es aproximada y puede estar dentro de un intervalo de aceptabilidad del 5% del *dpi* a cada lado

Es necesario transformar la curva de capacidad en curva de capacidad espectral, con el fin de visualizar la demanda sísmica, representada por el espectro (aceleración – desplazamiento) S_a - S_d y la capacidad real, información que se desprende de la curva espectral, el punto de intersección entre la curva de capacidad espectral y la curva del espectro S_a - S_d correspondiente a la ductilidad global de la estructura; calculada como el cociente entre el desplazamiento del punto de desempeño y el punto de cedencia equivalente.

Para obtener el punto de desempeño se debe dibujar en un mismo gráfico la curva de capacidad espectral y la curva de espectro inelástico (S_a - S_d) para un valor estimado inicial de ductilidad μ , determinar gráficamente el valor del seudo desplazamiento S_d en el punto de intersección (S_{di}) y calcular el cociente entre este valor (S_{di}) y el valor de S_d en el punto de cedencia (S_{dy}). Cuando este cociente es igual al valor de la ductilidad μ correspondiente a la curva de espectro inelástico ese es el punto de desempeño. Si el cociente calculado (S_{di} / S_{dy}) es diferente al valor de la ductilidad μ , entonces se debe repetir el mismo procedimiento con otro valor de ductilidad μ , hasta que el cociente (S_{di} / S_{dy}) sea igual que el valor de la ductilidad μ . Una vez determinado el punto de desempeño, esta ductilidad es la ductilidad global requerida o demanda de ductilidad impuesta por el sismo de diseño a la estructura.

Tabla 16 Corte basal deformación esperada

TABLE: Corte basal - Deformación					
Output Case	FX	X	Output Case	FY	Y
	tonf	cm		tonf	cm
NEC TRINIDAD NS X	691,7046	11,45	NEC TRINIDAD NS Y	719,169	13,14
NEC TRINIDAD EO X	2778,3112	47,25	NEC TRINIDAD EO Y	2967,7372	49,84
NEC SMART 40 EO X	664,3945	11,62	NEC SMART 40 EO Y	639,735	9,96
NEC SMART 40 NS X	1240,8533	21,33	NEC SMART 40 NS Y	887,6826	14,91
NEC SMART 45 NS X	648,6705	10,58	NEC SMART 45 NS Y	640,7633	10,48
NEC SMART 45 EO X	747,9258	12,44	NEC SMART 45 EO Y	612,1178	10,86
NEC LANDERS EO X	65535	0	NEC LANDERS EO Y	65535	0
NEC LANDERS NS X	1510,1002	25,42	NEC LANDERS NS Y	1513,8894	25,38
TRINIDAD NS X	563,7695	9,68	TRINIDAD NS Y	693,0525	11,46
TRINIDAD EO X	916,7657	15,19	TRINIDAD EO Y	640,2633	10,48
SMART 40 EO X	535,4558	8,99	SMART 40 EO Y	581,6337	9,89
SMART 40 NS X	835,1411	13,97	SMART 40 NS Y	654,8583	11,04
SMART 45 NS X	642,9448	10,48	SMART 45 NS Y	809,8578	13,49
SMART 45 EO X	439,4034	7,19	SMART 45 EO Y	736,1644	11,97
LANDERS EO X	645,6996	10,53	LANDERS EO Y	694,3823	11,46
LANDERS NS X	775,8716	12,79	LANDERS NS Y	668,7931	11,45

Fuente software Etabs

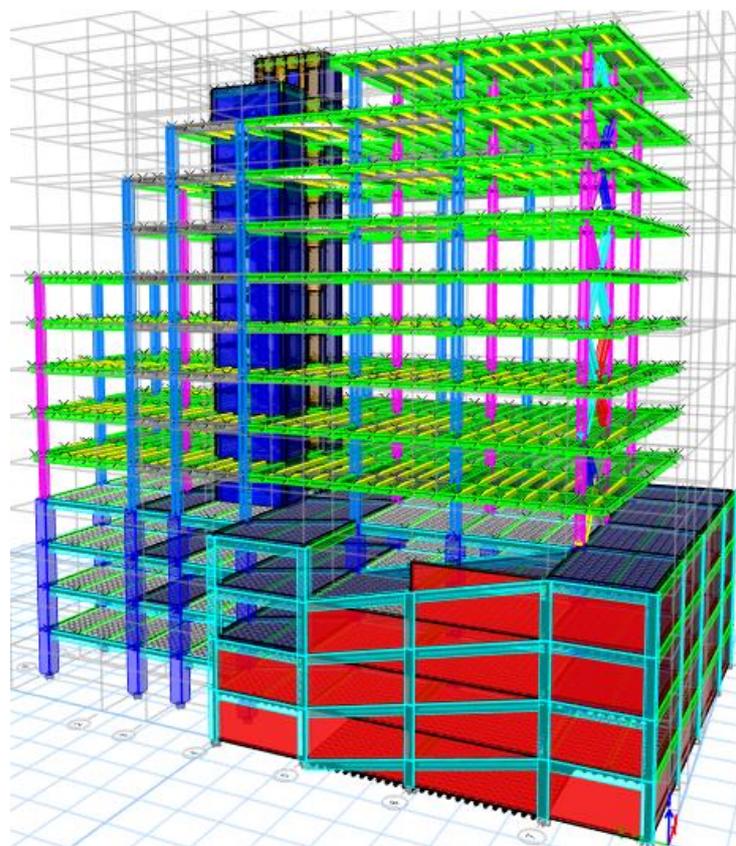
CAPITULO IV

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1.Resultados de equilibrio de la estructura

Los primeros pisos de la estructura son semi empotrados, toda vez que en la parte posterior no es necesario muros de sótano, por la configuración arquitectónica, debido a que los perfiles metálicos no tienen un buen comportamiento al estar en contacto con el suelo, se plantea construir los primeros pisos en hormigón armado.

Figura 36 Modelo matemático de la estructura



Fuente software etabs

4.1.1. Cortante basal obtenido por el método de análisis dinámico

De acuerdo a la norma ecuatoriana, el corte basal obtenidos por el análisis dinámico no debe ser menor al 80% o al 85% del corte basal obtenido por el método estático para estructuras regulares e irregulares respectivamente, en este caso por la forma alargada de la estructura y en pisos superiores se reduce la sección de piso, se considera que es una estructura irregular; por tanto, la relación que se cumple es; $VD = 0,85 * VE$; ahora si dividimos los dos miembros de la igualdad para VD; entonces la relación que se debe cumplir es $1 = 0,85*VE / VD$

Tabla 17 relación del cortante basal calculado por el método dinámico con respecto al cortante basal calculado por el método estático

TABLE: Base Reactions						
Output Case	Step Type	FX Tonf	FY Tonf	FZ Tonf	VDx=0,85VE _x	VDy=0,85VE _y
C Sísmica X	Step By Step	-730,578	0	0		
C Sísmica X	Step By Step	-730,578	0	0		
C Sísmica X	Step By Step	-730,578	0	0		
C Sísmica Y	Step By Step	0	-730,578	0,0000062		
C Sísmica Y	Step By Step	0	-730,578	0,0000062		
C Sísmica Y	Step By Step	0	-730,578	0,0000062		
M Espec corre X	Max	621,113	96,311	19,8214	-1,000	
M Espec corre Y	Max	84,2755	621,091	9,1096		-1,000
NEC TRINIDAD NS X	Max	621,009	75,0782	21,9897	-1,000	
NEC TRINIDAD NS Y	Max	67,8463	621,117	7,5597		-1,000
NEC TRINIDAD EO X	Max	620,991	20,2038	4,308	-1,000	
NEC TRINIDAD EO Y	Max	18,148	620,848	1,5121		-1,000
NEC SMART 40 EO X	Max	620,928	74,6965	19,5703	-1,000	
NEC SMART 40 EO Y	Max	62,4743	621,108	11,7257		-1,000
NEC SMART 40 NS X	Max	621,1	53,2649	25,8039	-1,000	
NEC SMART 40 NS Y	Max	53,9622	621,063	7,2436		-1,000
NEC SMART 45 NS Y	Max	59,5714	620,520	8,571		-1,001
NEC SMART 45 NS X	Max	621,216	75,5926	20,9939	-1,000	
NEC SMART 45 EO X	Max	620,991	69,0636	21,2462	-1,000	
NEC SMART 45 EO Y	Max	66,055	621,012	7,533		-1,000
NEC LANDERS EO X	Max	65535	65535	65535	-0,009	-0,009
NEC LANDERS EO Y	Max	65535	65535	65535	-0,009	-0,009
NEC LANDERS NS X	Max	620,979	38,3369	8,3287	-1,000	
NEC LANDERS NS Y	Max	32,1243	620,955	3,7252		-1,000
TRINIDAD NS X	Max	620,9842	81,2313	33,7074	-1,000	
TRINIDAD NS Y	Max	69,8515	620,9712	8,1466		-1,000
TRINIDAD EO X	Max	621,3962	34,6615	22,1905	-0,999	
TRINIDAD EO Y	Max	46,4965	621,0183	14,7063		-1,000

TABLE: Base Reactions						
Output Case	Step Type	FX Tonf	FY Tonf	FZ Tonf	VDx=0,85VEx	VDy=0,85VEy
SMART 40 EO Y	Max	46,4762	621,0297	6,0613		-1,000
SMART 40 NS X	Max	620,9851	51,2484	10,7816	-1,000	
SMART 40 NS Y	Max	49,2695	620,9583	5,3749		-1,000
SMART 45 NS X	Max	620,9781	48,2828	22,1968	-1,000	
SMART 45 NS Y	Max	30,4926	620,9716	7,4102		-1,000
SMART 45 EO X	Max	621,0263	78,6806	25,8878	-1,000	
SMART 45 EO Y	Max	50,2836	620,9831	7,8345		-1,000
LANDERS EO X	Max	620,9619	86,0775	23,0556	-1,000	
LANDERS EO Y	Max	61,4161	620,9841	7,9912		-1,000
LANDERS NS X	Max	621,0236	68,2605	26,197	-1,000	
LANDERS NS Y	Max	63,9247	620,9693	8,8575		-1,000

Fuente. - software Etabs

La componente sísmica este–oeste del sismo de Landers obtenida de la página ngawest2.berkeley, al combinarle con el espectro de respuesta de la NEC, no son compatibles por tanto los resultados desplazamiento, velocidad, aceleración, etc. de este espectro sintético no es confiable.

4.1.2. Participación de la masa modal acumulada

Con el fin de considerar en el cálculo la frecuencia natural de la estructura se utiliza el espectro de respuesta elástico en aceleraciones construido mediante las curvas de peligro sísmico; el número de modos considerado en el análisis, según la NEC15 son:

- Todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración,
- Todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales consideradas.

A la vez se toma en cuenta la recomendación de la NEC15 con respecto de la masa de cada piso se considera concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada a una distancia igual al 5% de la máxima dimensión en los ejes ortogonales X e Y en cada piso, perpendicular a la dirección de la fuerza horizontal sísmica, con el fin de considerar posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como irregulares. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante basal de piso y en los momentos torsionales.

Tabla 18 participación de la masa modal acumulada

Case	Mode	Masa desplazada porcenta		Masa desplazada a la derecha		Masa desplazada a la izquierda		Masa desplazada hacia arriba		Masa desplazada hacia abajo			
		Period sec	SumUX	SumUY	Period sec	SumUX	SumUY	Period sec	SumUX	SumUY	Period sec	SumUX	SumUY
Modal	1	0,969	0,3152	0,0007	1,178	0,4894	0,0038	1,178	0,4894	0,0038	1,178	0,4894	0,0038
Modal	2	0,794	0,3176	0,4159	0,967	0,493	0,484	0,967	0,493	0,484	0,967	0,493	0,484
Modal	3	0,681	0,4001	0,4195	0,865	0,5145	0,4858	0,865	0,5145	0,4858	0,865	0,5145	0,4858
Modal	4	0,512	0,4001	0,4195	0,512	0,5145	0,4858	0,512	0,5145	0,4858	0,512	0,5145	0,4858
Modal	5	0,48	0,4001	0,4195	0,493	0,5145	0,4858	0,493	0,5145	0,4858	0,493	0,5145	0,4858
Modal	6	0,47	0,4001	0,4195	0,471	0,5145	0,4858	0,471	0,5145	0,4858	0,471	0,5145	0,4858
Modal	7	0,468	0,4001	0,4195	0,468	0,5145	0,4858	0,468	0,5145	0,4858	0,468	0,5145	0,4858
Modal	8	0,468	0,4001	0,4195	0,465	0,5145	0,4858	0,465	0,5145	0,4858	0,465	0,5145	0,4858
Modal	9	0,446	0,4001	0,4195	0,459	0,5145	0,4858	0,459	0,5145	0,4858	0,459	0,5145	0,4858
Modal	10	0,443	0,4001	0,4195	0,442	0,5145	0,4858	0,442	0,5145	0,4858	0,442	0,5145	0,4858
Modal	11	0,435	0,4001	0,4195	0,441	0,5145	0,4858	0,441	0,5145	0,4858	0,441	0,5145	0,4858
Modal	12	0,435	0,4001	0,4195	0,44	0,5145	0,4858	0,44	0,5145	0,4858	0,44	0,5145	0,4858
Modal	13	0,427	0,4001	0,4195	0,428	0,5145	0,4858	0,428	0,5145	0,4858	0,428	0,5145	0,4858
Modal	14	0,425	0,4001	0,4195	0,415	0,5145	0,4858	0,415	0,5145	0,4858	0,415	0,5145	0,4858
Modal	15	0,4	0,4001	0,4195	0,39	0,5145	0,4858	0,39	0,5145	0,4858	0,39	0,5145	0,4858
Modal	16	0,394	0,4001	0,4195	0,375	0,5159	0,4858	0,375	0,5159	0,4858	0,375	0,5159	0,4858
Modal	17	0,385	0,4001	0,4195	0,373	0,517	0,4858	0,373	0,517	0,4858	0,373	0,517	0,4858
Modal	18	0,381	0,4001	0,4195	0,37	0,5176	0,4858	0,37	0,5176	0,4858	0,37	0,5176	0,4858
Modal	19	0,342	0,4001	0,4195	0,37	0,5179	0,4858	0,37	0,5179	0,4858	0,37	0,5179	0,4858
Modal	20	0,334	0,4003	0,4195	0,352	0,5181	0,4858	0,352	0,5181	0,4858	0,352	0,5181	0,4858
Modal	21	0,331	0,4013	0,4195	0,341	0,5365	0,4862	0,341	0,5365	0,4862	0,341	0,5365	0,4862
Modal	22	0,329	0,4014	0,4195	0,333	0,537	0,4862	0,333	0,537	0,4862	0,333	0,537	0,4862
Modal	23	0,308	0,4029	0,4196	0,323	0,5424	0,4863	0,323	0,5424	0,4863	0,323	0,5424	0,4863
Modal	24	0,302	0,407	0,4197	0,319	0,5494	0,4864	0,319	0,5494	0,4864	0,319	0,5494	0,4864
Modal	25	0,295	0,4072	0,4197	0,307	0,5902	0,4865	0,307	0,5902	0,4865	0,307	0,5902	0,4865
Modal	26	0,292	0,4073	0,4198	0,306	0,6684	0,4907	0,306	0,6684	0,4907	0,306	0,6684	0,4907
Modal	27	0,282	0,4074	0,4198	0,295	0,6705	0,492	0,295	0,6705	0,492	0,295	0,6705	0,492
Modal	28	0,274	0,4074	0,421	0,281	0,6786	0,5542	0,281	0,6786	0,5542	0,281	0,6786	0,5542
Modal	29	0,254	0,4232	0,4292	0,275	0,679	0,5551	0,275	0,679	0,5551	0,275	0,679	0,5551
Modal	30	0,247	0,4238	0,4609	0,262	0,6859	0,5555	0,262	0,6859	0,5555	0,262	0,6859	0,5555
Modal	31	0,237	0,4581	0,469	0,247	0,7007	0,5566	0,247	0,7007	0,5566	0,247	0,7007	0,5566
Modal	32	0,226	0,4587	0,4692	0,222	0,704	0,5597	0,222	0,704	0,5597	0,222	0,704	0,5597
Modal	33	0,216	0,463	0,4692	0,22	0,7164	0,571	0,22	0,7164	0,571	0,22	0,7164	0,571
Modal	34	0,212	0,4857	0,4693	0,214	0,7171	0,5756	0,214	0,7171	0,5756	0,214	0,7171	0,5756
Modal	35	0,191	0,4857	0,4858	0,21	0,7198	0,6131	0,21	0,7198	0,6131	0,21	0,7198	0,6131
Modal	36	0,185	0,5166	0,4883	0,194	0,7212	0,6691	0,194	0,7212	0,6691	0,194	0,7212	0,6691
Modal	37	0,168	0,5187	0,5522	0,172	0,7238	0,6692	0,172	0,7238	0,6692	0,172	0,7238	0,6692
Modal	38	0,163	0,5197	0,5524	0,165	0,7482	0,6699	0,165	0,7482	0,6699	0,165	0,7482	0,6699
Modal	39	0,138	0,5203	0,5525	0,149	0,7942	0,6732	0,149	0,7942	0,6732	0,149	0,7942	0,6732
Modal	40	0,13	0,524	0,5616	0,136	0,7947	0,6759	0,136	0,7947	0,6759	0,136	0,7947	0,6759
Modal	41	0,127	0,5505	0,562	0,131	0,8064	0,7061	0,131	0,8064	0,7061	0,131	0,8064	0,7061
Modal	42	0,101	0,6049	0,5621	0,114	0,8585	0,7158	0,114	0,8585	0,7158	0,114	0,8585	0,7158
Modal	43	0,099	0,6104	0,5963	0,106	0,8819	0,7213	0,106	0,8819	0,7213	0,106	0,8819	0,7213
Modal	44	0,096	0,8409	0,6097	0,102	0,8912	0,8144	0,102	0,8912	0,8144	0,102	0,8912	0,8144
Modal	45	0,075	0,8487	0,89	0,078	0,9061	0,8728	0,078	0,9061	0,8728	0,078	0,9061	0,8728
Modal	46	0,063	0,8932	0,8911	0,074	0,933	0,9138	0,074	0,933	0,9138	0,074	0,933	0,9138
Modal	47	0,061	0,9005	0,8916	0,066	0,9354	0,9138	0,066	0,9354	0,9138	0,066	0,9354	0,9138
Modal	48	0,037	0,9366	0,903	0,041	0,9829	0,917	0,041	0,9829	0,917	0,041	0,9829	0,917
Modal	49	0,036	0,9628	0,9618	0,039	0,9847	0,9241	0,039	0,9847	0,9241	0,039	0,9847	0,9241
Modal	50	0,034	0,978	0,9794	0,037	0,9896	0,9842	0,037	0,9896	0,9842	0,037	0,9896	0,9842

Fuente. - software Etabs

Debido a la irregularidad en planta de la estructura el periodo de vibración del primer modo de vibración tiende a variar su valor mientras más irregular es la estructura mayor será la variación de este valor.

4.1.3. Periodo de vibración de la estructura

El período de vibración aproximativo de la estructura, calculado por el primer método de la NEC15 $T = C_t * h_n^\alpha$, para cada dirección principal, $T = 0,936$ seg.; también nos sugiere estimar el periodo de vibración por el segundo método utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, o por medio de un análisis modal: Sin embargo, el valor del periodo calculado por el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor del periodo calculado con el Método 1; en este caso el valor máximo estimado no debe superar $T_2 = 1,216$ seg.

Tabla 19 periodo de vibración modal de la estructura con desplazamiento de un 5% del centro de masas

Case	Mode	Masa desplazada porcenta			Masa desplazada a la derecha			Masa desplazada a la izquierda			Masa desplazada hacia arriba			Masa desplazada hacia abajo		
		Period sec	SumUX	SumUY	Period sec	SumUX	SumUY	Period sec	SumUX	SumUY	Period sec	SumUX	SumUY	Period sec	SumUX	SumUY
Modal	1	0,969	0,3152	0,0007	1,178	0,4894	0,0038	1,178	0,4894	0,0038	1,178	0,4894	0,0038	1,178	0,4894	0,0038

Fuente. - software Etabs

El periodo de vibración modal determinado con el desplazamiento del centro masas, se encuentra dentro de los limites esperados

4.1.4. Derivas inelásticas máximas de piso

Para el cálculo de las derivas según el capítulo NEC – SE – AC; la deriva de piso de diseño para el caso de pórticos especiales a momento (PEM) con conexiones con viga de sección reducida, las derivas de piso elásticas, ΔE , deben considerar el efecto de la reducción de las alas de las vigas (FEMA 350). En el caso de que el modelo elástico lineal no considere la reducción de las alas de las vigas, se deberán incrementar las derivas de piso en un 8% cuando la reducción del ala esté en el orden del 50% del ancho del ala de la viga. Para reducciones menores a un 50% del ancho del ala de la viga, las derivas de piso se deberán incrementar en un valor determinado por medio de interpolación lineal.

Los valores máximos se han establecido considerando que el calculista utiliza secciones con inercia reducida; de acuerdo lo señalado por la NEC15 en el capítulo de estructuras metálicas indica “La deriva de piso de diseño y las limitaciones de derivas serán determinadas según lo especificado en el NEC-SE-DS. Para el caso de pórticos especiales a momento (PEM) con conexiones con viga de sección reducida, las derivas de piso elásticas, ΔE , deben considerar

el efecto de la reducción de las alas de las vigas (FEMA 350). En el caso de que el modelo elástico lineal no considere la reducción de las alas de las vigas, se deberán incrementar las derivas de piso en un 8% cuando la reducción del ala esté en el orden del 50% del ancho del ala de la viga. Para reducciones menores a un 50% del ancho del ala de la viga, las derivas de piso se deberán incrementar en un valor determinado por medio de interpolación lineal” [21].

Si bien en el capítulo de Peligro sísmico indica las inercias fisuradas para estructuras de hormigón armado y de mampostería, la norma a ASCE 41 (2014); con el fin de considerar la sobre resistencia por tenacidad, que adquieren los perfiles metálicos a costa de su ductilidad es recomendable calcular los elementos estructurales (losa, vigas) con inercias reducida.

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos ΔM de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas por el método DBF sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas.

El cálculo de las derivas de piso incluirá:

- Las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales
- Los efectos de segundo orden $P-\Delta$ [21]

Tabla 20 derivas elásticas e inelásticas presentes en la estructura debido al espectro de respuesta de la NEC, del acelerograma sintético, y acelerograma

Story Drifts; C Sísmica X				Story Drifts; M Espec corre X			Drifts; NEC SMART 40 NS X			Drifts; SMART 40 NS X		
Story	Direction	Drift	Drift	Direction	Drift	Drift	Direction	Drift	Drift	Direction	Drift	Drift
		Elasti	Inelas		Elasti	Inelas		Elasti	Inelas		Elasti	Inelas
Story14	X	0,003053	1,832%	X	0,001281	0,769%	X	0,00108	0,648%	X	0,00165	0,990%
Story13	X	0,004358	2,615%	X	0,002444	1,466%	X	0,002512	1,507%	X	0,0034	2,040%
Story12	X	0,004624	2,774%	X	0,002567	1,540%	X	0,002696	1,618%	X	0,00357	2,142%
Story11	X	0,00476	2,856%	X	0,002616	1,570%	X	0,002744	1,646%	X	0,003629	2,177%
Story10	X	0,004696	2,818%	X	0,002584	1,550%	X	0,002693	1,616%	X	0,003584	2,150%
Story9	X	0,004476	2,686%	X	0,002481	1,489%	X	0,002503	1,502%	X	0,003432	2,059%
Story8	X	0,004385	2,631%	X	0,002439	1,463%	X	0,002442	1,465%	X	0,00337	2,022%
Story7	X	0,003742	2,245%	X	0,00212	1,272%	X	0,002045	1,227%	X	0,002914	1,748%
Story6	X	0,003629	2,177%	X	0,002057	1,234%	X	0,001975	1,185%	X	0,002826	1,696%
Story5	X	0,0023	1,380%	X	0,001272	0,763%	X	0,001146	0,688%	X	0,001707	1,024%
Story4	X	0,000646	0,388%	X	0,000277	0,166%	X	0,000235	0,141%	X	0,000359	0,215%
Story3	X	0,000113	0,068%	X	0,000121	0,073%	X	0,000081	0,049%	X	0,000073	0,044%
Story2	X	0,000132	0,079%	X	0,000155	0,093%	X	0,000087	0,052%	X	0,000064	0,038%
Story1	X	0,000151	0,091%	X	0,00017	0,102%	X	0,000097	0,058%	X	0,000076	0,046%

Fuente. - software Etabs

4.2. Máximos Corte basal de piso y desplazamientos de la estructura

Los desplazamientos máximos esperados en la estructura con la carga que se definió para el análisis no lineal es el siguiente:

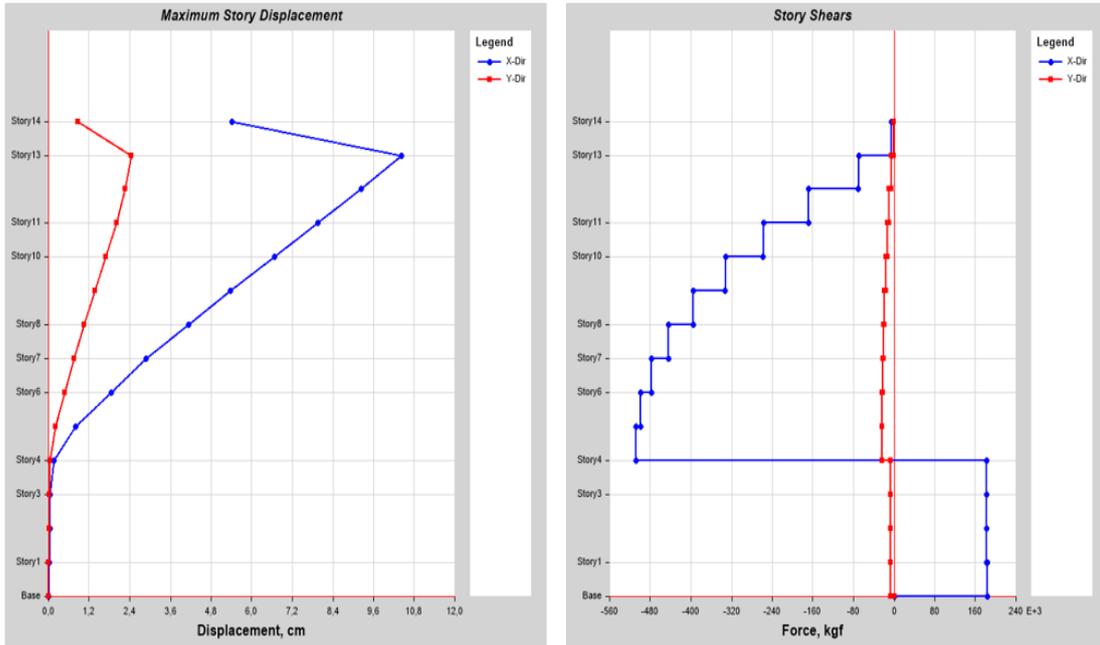
Tabla 21 de desplazamientos y corte basal de piso

TABLE: Story Response						
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
	cm		cm	cm	kgf	kgf
Story14	4200	Top	5,4065	0,8632	-4759,11	-975,35
Story13	3900	Top	10,4311	2,4524	-69849,79	-4747,28
Story12	3600	Top	9,2382	2,268	-168295,3	-9246,59
Story11	3300	Top	7,9649	2,0016	-257382,12	-13088,78
Story10	3000	Top	6,666	1,6867	-332151,49	-16268,88
Story9	2700	Top	5,3655	1,364	-395225,75	-18968,65
Story8	2400	Top	4,1277	1,0572	-443715,71	-20978,47
Story7	2100	Top	2,8905	0,7455	-477788,97	-22318,3
Story6	1800	Top	1,8457	0,4753	-498529,56	-23035,28
Story5	1500	Top	0,79	0,2054	-508047,72	-23381,97
Story4	1200	Top	0,1493	0,0531	181797,9	-7024,29
Story3	900	Top	0,0494	0,0214	181777,4	-7190,42
Story2	600	Top	0,0507	0,0138	182549,14	-7309,95
Story1	300	Top	0,0285	0,0096	183038,74	-7336,72
Base	0	Top	0	0	0	0

Story Response - Maximum Story Displacement

Respuesta de piso para un rango específico de pisos para un caso de carga seleccionado o una combinación de carga.

Figura 37 desplazamientos y corte basal de piso



Fuente software Etabs

4.3. Curva de demanda y capacidad

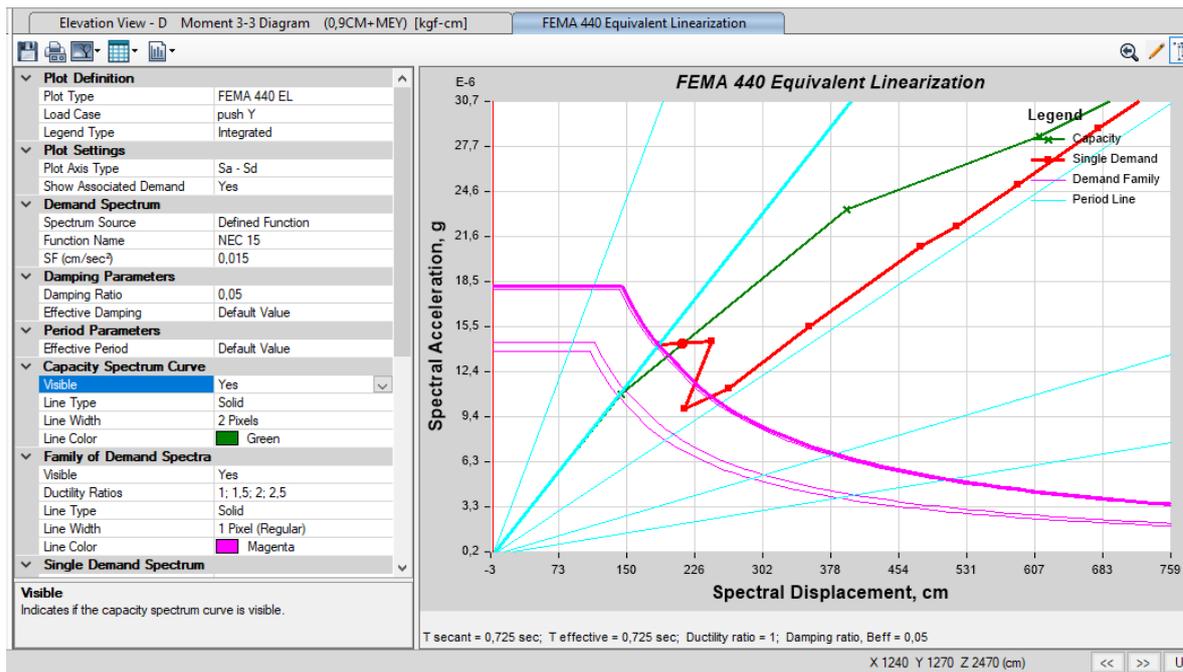
La estructura se diseña en base a pórticos especiales a momento y pórticos especiales arriostrados concéntricamente; de acuerdo a la NEC15 indica que básicamente es un “Diseño por Capacidad”; por tanto, la resistencia requerida en la mayoría de los elementos es determinada en base a las fuerzas correspondientes a la capacidad probable (resistencia disponible) de ciertos elementos diseñados como cedentes (fusibles); incluido las regiones de articulaciones plásticas en pórticos especiales a momento, las diagonales de pórticos especiales arriostrados concéntricamente.

Esta metodología permite confinar las demandas de ductilidad en elementos estructurales con requerimientos específicos para asegurar comportamiento dúctil. Además, de estimar una capacidad realística de la resistencia probable de los miembros designados como cedentes.

Tabla 22 desplazamiento aceleración, demanda por capacidad

FEMA 440 Equivalent Linearization		
Sd	Sa	Period
cm	g	sec
0	0	0
49.625	0,204561	0,988
99.212	0,408965	0,988
148.789	0,613313	0,988
198.346	0,817566	0,988
247.884	1,021725	0,988
297.402	1,225787	0,988
346.899	1,429739	0,988
396.373	1,633551	0,988
445.813	1,837092	0,988
495.131	2,039228	0,989

Figura 38 desplazamiento aceleración, demanda por capacidad



Fuente software Etabs

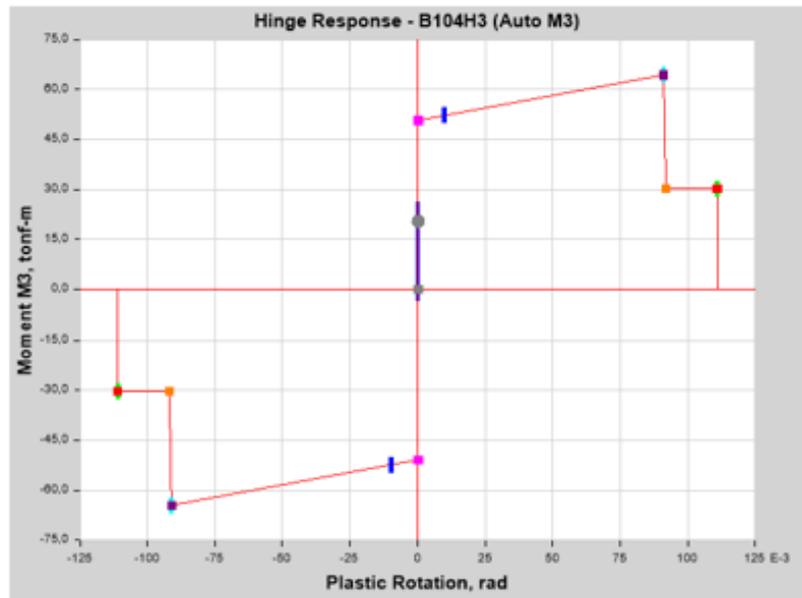
4.4. Rotulas plásticas

Los pórticos designados como especiales a momento (SMF) deben resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas de corte producidas por el sismo de diseño (acelerograma, espectro de respuesta). Se espera que la mayoría de las

deformaciones inelásticas sucedan en los puntos designados como articulaciones plásticas en las vigas con limitada fluencia en las zonas de panel. Posterior a las deformaciones en vigas se espera deformaciones inelásticas en las bases de las columnas, para mantener el criterio de columna fuerte – viga débil cuyo objetivo es mantener un sistema estructural en el cual las columnas son más fuertes que las vigas a fin de obligar el estado límite de fluencia por flexión en las vigas cuando actúan las fuerzas producidas por el sismo de diseño; logrando una adecuada disipación de energía

Figura 39 rotula plástica en viga

Hinge Response - B104H3 (Auto M3)			
Step	M3 tonf.m	State	Status
0	-3,288	A to <=B	A to <=IO
1	-0,1902	A to <=B	A to <=IO
2	2,9295	A to <=B	A to <=IO
3	5,9776	A to <=B	A to <=IO
4	8,9871	A to <=B	A to <=IO
5	11,9586	A to <=B	A to <=IO
6	14,8929	A to <=B	A to <=IO
7	17,7906	A to <=B	A to <=IO
8	20,6523	A to <=B	A to <=IO
9	23,478	A to <=B	A to <=IO
10	26,262	A to <=B	A to <=IO



Fuente software Etabs

CAPÍTULO V

5. CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

1. La información básica necesaria para realizar un ajuste espectral en el dominio del tiempo, son: el espectro objetivo dado por la NEC15; rango de periodos de interés que depende del número de pisos de la estructura, es decir, el periodo de vibración de la estructura; datos que actualmente son ampliamente disponibles en las diferentes páginas de internet, de fácil acceso, pero para escoger el registro apropiado se necesita de otros parámetros como profundidad del foco sísmico, tipo de falla, estratigrafía del sitio de implante, etc.
2. La tendencia mundial en cálculo y diseño estructural es el análisis en el dominio del tiempo, sin embargo, debido al comportamiento no lineal del suelo, la solución se circunscribe a un conjunto de actividades inherentes a la correcta modelación estructural y uso de los registros sísmicos debidamente filtrados. En cuanto a la generación de acelerogramas sintéticos deben ajustarse a un espectro objetivo que involucren el comportamiento no-lineal del suelo; si bien es cierto los ajustes espectrales en el dominio del tiempo, debido a la existencia de software de dominio público, son procedimientos relativamente sencillos de ejecutar, es necesario tener un amplio conocimiento en este tipo de procedimiento.
3. Al imponerse un desplazamiento objetivo, calculado en base a determinar el desplazamiento probable de la estructura cuando está en un punto de pre colapso, nos permite establecer con mayor objetividad el punto de desempeño de la estructura en base a los desplazamientos que se van produciendo con la aplicación de las fuerzas horizontales que provocan los diferentes acelerogramas.
4. En el proceso de verificación de compatibilidad de las respuestas del periodo de vibración de la estructura colocando como un porcentaje de la distancia y al mover

el centro de masas de acuerdo como lo señala la norma ecuatoriana, se evidenció que el periodo de las estructuras no incide, debido a que la excentricidad estática entre el centro de masas y el centro de rigideces puede incrementar en más o en menos; siendo notorio cuando más irregular es la estructura

5. Al escalar los acelerogramas con el espectro de respuesta proporcionado por la NEC; para fabricar los acelerogramas sintéticos, la aceleración seudo espectral tiende a ser semejante a la aceleración del espectro objetivo, por lo que podría ser más productivo trabajar con acelerogramas de sismos de baja magnitud, siendo indispensable tomar en consideración los parámetros de profundidad focal, tipo de falla, condiciones de suelo, etc.
6. Al observar que los valores de desplazamiento producidos por los acelerogramas sintéticos y los acelerogramas propios del sismo escogidos en base al espectro objetivo, se puede concluir que el método acelerogramas sintéticos wavelets tiende a producir espectros de respuesta similares.
7. Los resultados obtenidos del análisis tiempo historia son más detallados, toda vez que se analiza el comportamiento de la estructura en el tiempo, mientras que los resultados obtenidos del análisis modal espectral solo nos proporcionan los resultados máximos, perdiendo información de vital importancia que permitiría la toma de decisiones acertadas que permita brindar seguridad estructural.
8. Para el análisis de capacidad, se puede escoger solo los elementos estructurales que podrían tener alguna sospecha de falla, concentrando todo el esfuerzo para solucionar está; se debe tener claro que el diseño por capacidad no proporciona datos de diseño, los resultados obtenidos sirven para analizar las posibles complicaciones, que podrían presentarse en la estructura durante un movimiento sísmico; es importante recalcar que no son datos totalmente reales, tomando en cuenta que un terremoto tiene muchas variables que no son tomadas en cuenta durante el análisis no lineal.

5.2.Recomendaciones

1. Debido a las múltiples variables que puede tener un mismo sismo, al pasar por diferentes puntos estratigráficos de una determinada zona; se debe escoger adecuadamente el acelerograma apropiados y el filtrado de la señal; se recomienda trabajar con un especialista geotécnico que escoja los registros sísmicos adecuados con los que debemos trabajar dependiendo del sitio o estructura específica.
2. Para aseverar que se está realizando un ajuste apropiado en el acelerograma sintético de la duración del escenario objetivo (espectro de respuesta elástico) y distribución de energía, se recomienda que los acelerogramas escogidos tengan una magnitud aproximadamente similar a la del terremoto del escenario objetivo. Si se requiere varios acelerogramas es recomendable escoger registro de acelerogramas de terremotos medidos en diferentes estaciones para evitar el efecto de sitio.
3. Para el diseño de estructuras nuevas es recomendable utilizar un análisis tiempo historia, con acelerogramas reales o sintéticos, el análisis no lineal pushover; no proporciona información para diseño, sino de análisis, ya que al trabajar con cargas gravitacionales supuestas sus resultados no son confiables.
4. Las primeras patologías de falla se esperan se presenten en los elementos no estructurales, considerando que esta proporciona de alguna manera rigidez a la estructura, debería de alguna manera ser considerada dentro del análisis sea este modal espectral o tiempo historia.
5. Se sugiere continuar con esta línea de investigación a fin de aportar con investigación para las futuras versiones de la Norma Ecuatoriana de Construcción que permita tener una metodología con procesos y valores propios totalmente adaptada a nuestra realidad enfocada a nuestro país, que permitan tener estructuras confiables ante eventos dinámicos.

5.3.BIBLIOGRAFÍA

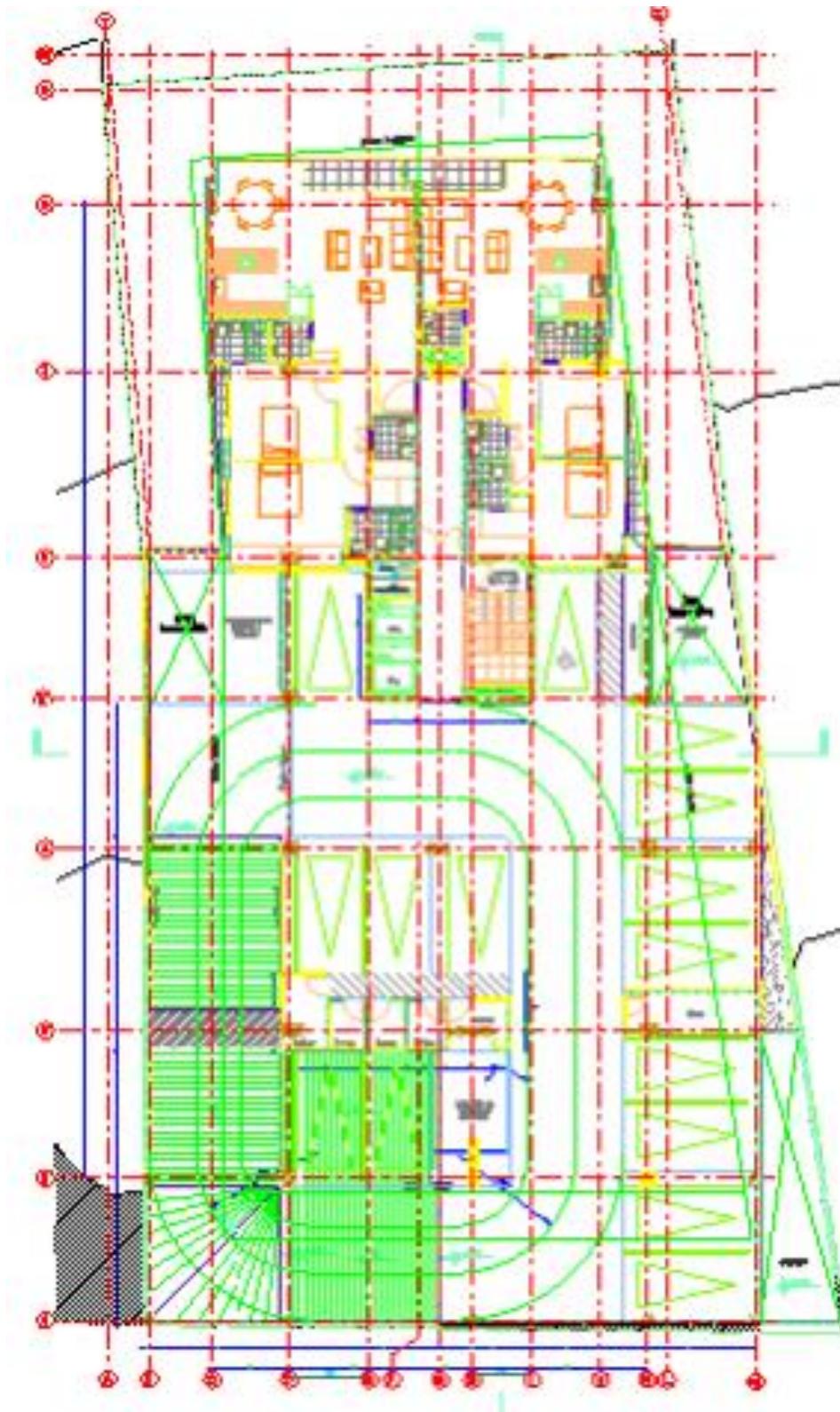
- [1] Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda, Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, Dic. 2014.
- [2] M. Burgos y J. Piqué del Pozo, «Diseño por capacidad en edificaciones aporricadas de concreto armado para ser incorporada a la Norma peruana E-060 como alternativa de diseño,» *Revista Ciencia*, vol. 16, n° 2, pp. 139 - 153, 2019.
- [3] Comité ACI 318, «ACI 318S-19,» de *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-19) y Comentario (ACI 318SR-19)*, Michigan USA, American Concrete Institute, junio 2019, pp. 5 - 610.
- [4] R. Aguiar, A. Rivas, B. M. B, J. Gaspar, S. Trujillo, S. Arciniegas, P. Villalba y H. Parra, «Aceleraciones Registradas y Calculadas del sismo del 12 de Agosto de 2014 en Quito,» *Revista CIENCIA*, vol. 16, n° 2, pp. 139-153, 2019.
- [5] G. Vázquez Arellanes, S. Giraldo Grisales, J. García y H, «Métodos para generar acelerogramas sintéticos y su influencia en la respuesta no lineal de la estructura,» de *XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural* , México, 2018.
- [6] U.S. Department of Commerce Engineering Laboratory, «Evaluation of the Evaluation of the Quantification of Building Seismic Quantification of Building Seismic,» de *NEHRP Consultants Joint Venture*, California, National Institute of Standards and Technology, November 2010, pp. 1-1 - 1-6.
- [7] R. W. Clough y J. Penzien, «Análisis de vibraciones libres,» de *Dinámica de las estructuras*, EE UU, Computers & Structures, Inc, 2003, pp. 15 -32.
- [8] M. H. O. J. C.-L. Lía E. Oroscoa, «MODELACIÓN DE ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS PARA SU USO EN EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL – APLICACIÓN A LA CIUDAD DE SALTA,» *Asociación argentina de Mecánica computacional*, vol. LVI, n° 1, pp. 298 - 316, 2017.

- [9] F. Alonso y J. Carlos, «Generation of synthetic accelerograms using wavelets, oriented to geotechnical-structural applications,» *Ingeniería sísmica*, vol. 1, n° 98, pp. 1 - 24, 2018.
- [10] Secretaria de gestión de riesgos, «INFORME DE SITUACION N°65,» *Ecuador listo y solidario*, vol. 65, n° 1, pp. 1 -17, 16/05/2016.
- [11] NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE NEC - SE - DS, Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2014.
- [12] ASCE STANDARD, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Virginia - United States of America: PUBLISHED BY THE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2017.
- [13] AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, «Analysis Procedures,» de *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS FEMA 356*, Washington, D.C, FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, November 2000, pp. 3-10; 3-25.
- [14] AISC Committee on Specifications, «ANSI/AISC 360-16,» de *Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago - Illinois, American Institute of steel construction, julio 2016, pp. 16.1-1 -16.1-581.
- [15] Carlos Cházaro Rosario, DISEÑO BÁSICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO, Métodos DEP y DFCR, México: gerdaucorsa.com.mx, 2019.
- [16] F. J. Crisafulli, «Clasificación de secciones para estructuras sismorresistentes,» de *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, Mendoza - Argentina , Alacero, marzo 2018, p. 214.
- [17] R. y. M. J. Medina, «Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena,» *Obras y Proyectos*, vol. 1, n° 23, pp. 63-77, 2018.

- [18] American Society of Civil Engineers, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Virginia-United States of America: Published by the American Society of Civil Engineers, 2014.
- [19] American Society of Civil Engineers, «Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings,» de *ASCE/SEI 41-13*, Virginia - Estados Unidos, Published by the American Society of Civil Engineers, 2014, pp. 108 - 115.
- [20] E. R. y. M. A. Jaimes, «CRITERIOS PARA OBTENER ACELEROGRAMAS DE DISEÑO EN SITIOS AFECTADOS POR VARIAS FUENTES SÍSMICAS USANDO COMO EJEMPLO EL CASO DE TERRENO FIRME DE LA CIUDAD DE MEXICO,» *Revista de Ingeniería Sísmica*, vol. 1, n° 81, pp. 1-18, 2009.
- [21] NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION, NEC - SE - AC, Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, Diciembre 2014.
- [22] J. C. Vielmaa y C. M. A, «Evaluación del factor de comportamiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para estructuras metálicas porticadas,» *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, vol. 33, n° 3, pp. 271 - 279, 2017.
- [23] R. A. Kersting, L. A. Fahnestock y W. A. López, «Seismic Design of Steel Buckling Restraint Braced Frames,» de *NEHRP Seismic Design Technical Brief*, U.S. Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology Engineering Laboratory, September 2018, pp. 1 - 34.
- [24] Y. M. B. Ángel Emilio Castañeda, «Overview of the Structural Behavior of Columns, Beams, Floor Slabs and Buildings during the Earthquake of 2016 in Ecuador,» *Revista Ingeniería de Construcción*, vol. 3, n° 32, pp. 157-172, 2017.

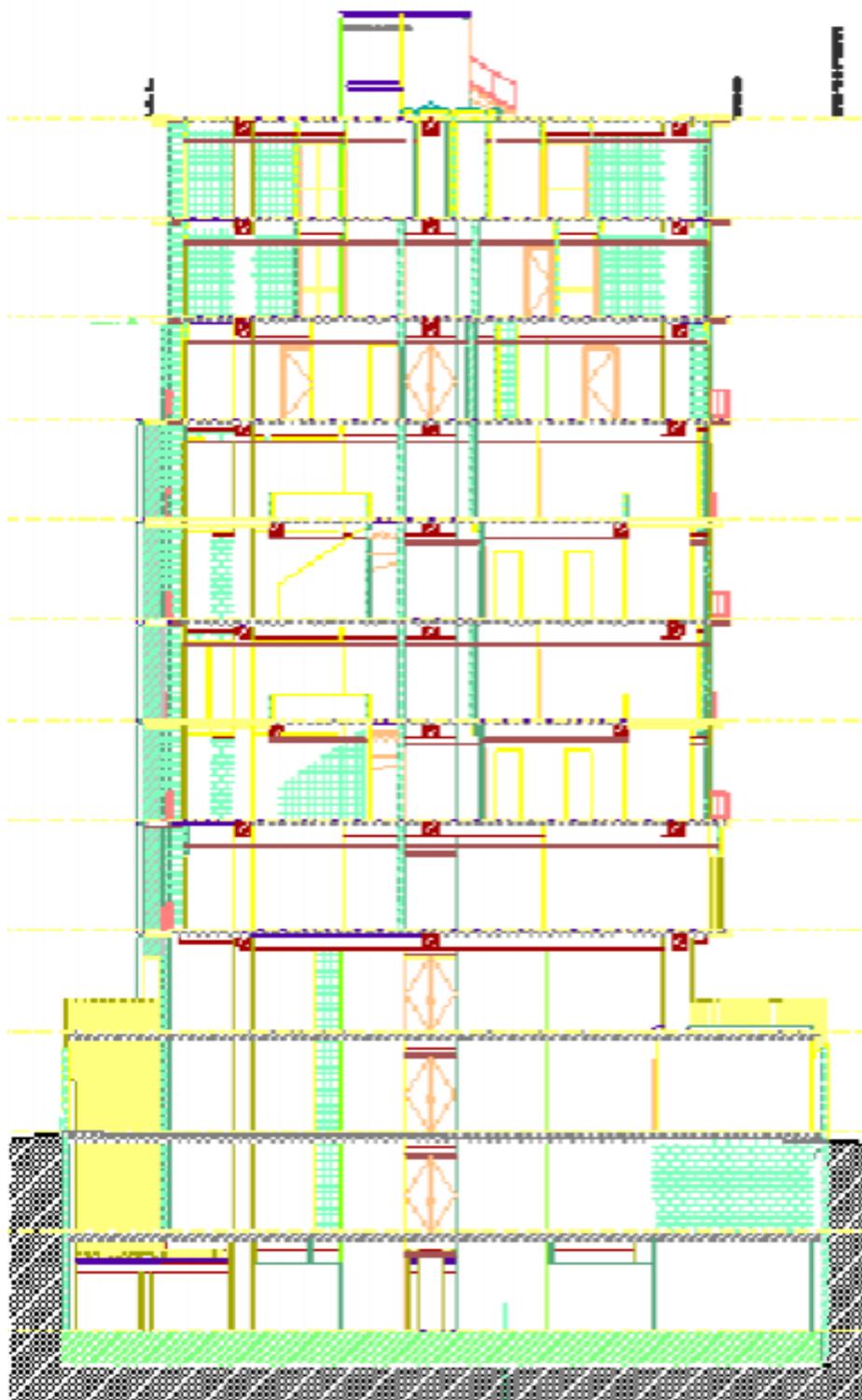
5.4.Anexos

Figura 40 planta arquitectónica del edificio



Fuente: Constructora S.A. "OPALO"

Figura 41 fachada frontal



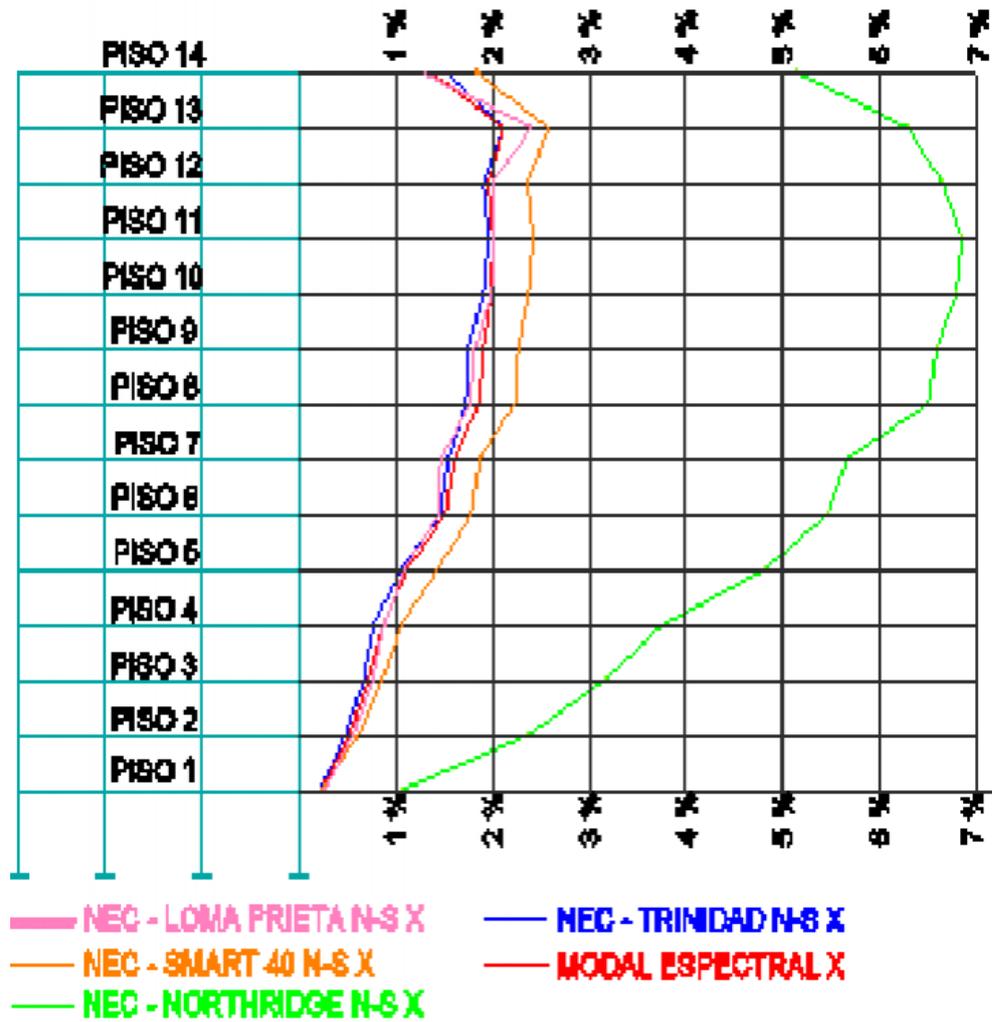
Fuente: Constructora S.A. "OPALO"

Tabla 23 derivas elásticas e inelásticas, acelerogramas sintéticos componente n-s y espectro de respuesta de la nec15

ACELEROGRAMA SINTÉTICO DIRECCIÓN N - S											
Story	Direction	DERIVA ELÁSTICA					DERIVA INELÁSTICA				
		NEC LANDERS NS X	NEC SMART 40 NS X	NEC SMART 45 NS X	NEC TRINIDAD NS X	M Espec corre X	NEC LANDERS NS X	NEC SMART 40 NS X	NEC SMART 45 NS X	NEC TRINIDAD NS X	M Espec corre X
Story14	X	0,002114	0,003049	0,00856	0,002522	0,002289	1,268%	1,829%	5,137%	1,513%	1,373%
Story13	X	0,004011	0,004302	0,01048	0,003514	0,003525	2,407%	2,581%	6,290%	2,108%	2,115%
Story12	X	0,003307	0,003928	0,01108	0,003159	0,003273	1,984%	2,357%	6,647%	1,895%	1,964%
Story11	X	0,003351	0,004016	0,01142	0,003242	0,003346	2,011%	2,410%	6,851%	1,945%	2,008%
Story10	X	0,003273	0,003964	0,01133	0,003166	0,003305	1,964%	2,378%	6,798%	1,900%	1,983%
Story9	X	0,003025	0,003764	0,01099	0,002906	0,003161	1,815%	2,258%	6,593%	1,744%	1,897%
Story8	X	0,002955	0,00369	0,01085	0,002871	0,003106	1,773%	2,214%	6,508%	1,723%	1,864%
Story7	X	0,00245	0,003097	0,00946	0,002543	0,002658	1,470%	1,858%	5,674%	1,526%	1,595%
Story6	X	0,002343	0,002943	0,00912	0,002427	0,002528	1,406%	1,766%	5,470%	1,456%	1,517%
Story5	X	0,001823	0,002354	0,00802	0,001744	0,001871	1,094%	1,412%	4,812%	1,046%	1,123%
Story4	X	0,001473	0,001773	0,00627	0,001283	0,00145	0,884%	1,064%	3,764%	0,770%	0,870%
Story3	X	0,001258	0,001438	0,00528	0,001107	0,001199	0,755%	0,863%	3,169%	0,664%	0,719%
Story2	X	0,000955	0,001001	0,00394	0,000807	0,000869	0,573%	0,601%	2,365%	0,484%	0,521%
Story1	X	0,000424	0,000407	0,00175	0,000342	0,000377	0,254%	0,244%	1,052%	0,205%	0,226%

Fuente software Etabs

Figura 42 Deriva producto del acelerograma sintético dirección N-S, eje X-X



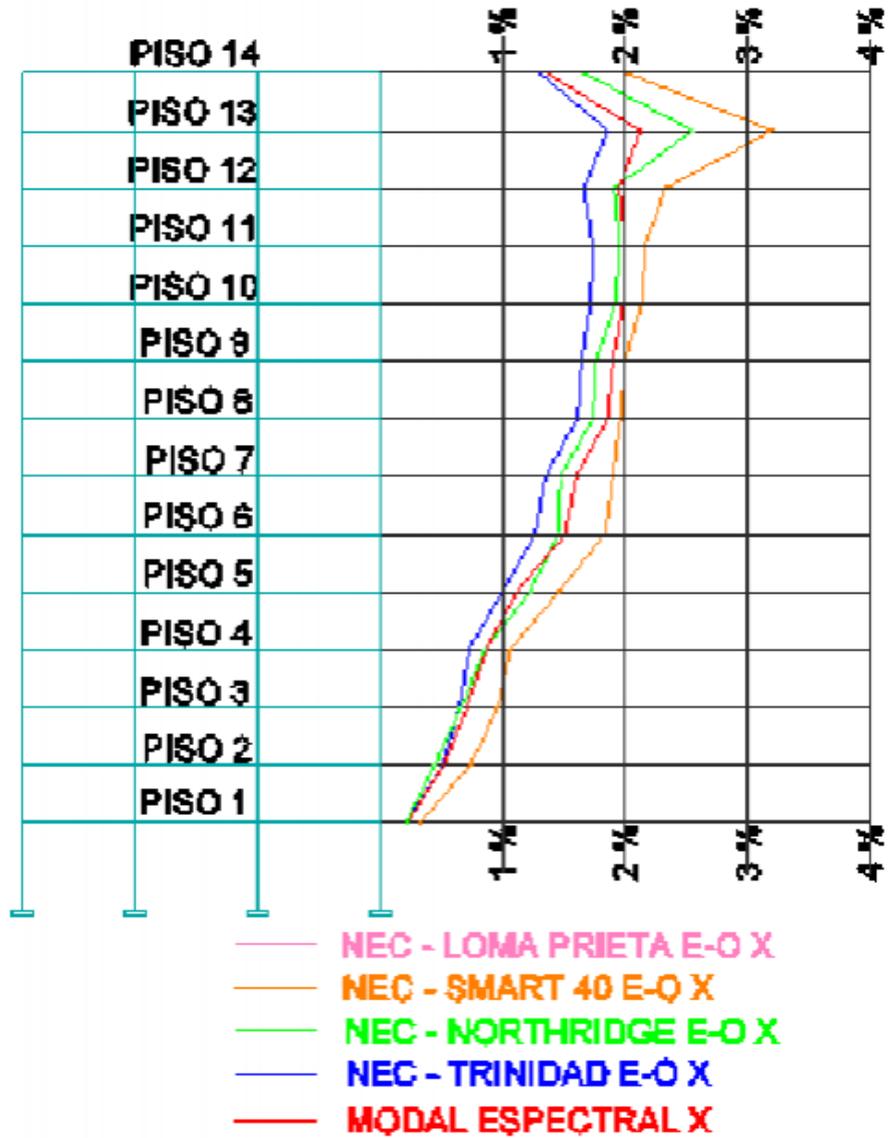
Fuente JORGE WASHINGTON CEVALLOS CABRERA

Tabla 24 derivas elásticas e inelásticas, acelerogramas sintéticos componente e-o y espectro de respuesta de la nec15

ACELEROGRAMA SINTÉTICO DIRECCIÓN E-O											
Story	Direction	DERIVA ELÁSTICA					DERIVA INELÁSTICA				
		NEC LANDERS EO X	NEC SMART 40 EO X	NEC SMART 45 EO X	NEC TRINIDAD EO X	M Espec corre X	NEC LANDERS EO X	NEC SMART 40 EO X	NEC SMART 45 EO X	NEC TRINIDAD EO X	M Espec corre X
Story14	X	NO HAY RESULTADOS	0,003358	0,00275	0,002167	0,002289	NO HAY RESULTADOS	2,015%	1,649%	1,300%	1,373%
Story13	X		0,005329	0,00425	0,003106	0,003525		3,197%	2,547%	1,864%	2,115%
Story12	X		0,00389	0,00319	0,002785	0,003273		2,334%	1,911%	1,671%	1,964%
Story11	X		0,003609	0,00327	0,002892	0,003346		2,165%	1,963%	1,735%	2,008%
Story10	X		0,003542	0,00321	0,002862	0,003305		2,125%	1,923%	1,717%	1,983%
Story9	X		0,003341	0,00295	0,002734	0,003161		2,005%	1,772%	1,640%	1,897%
Story8	X		0,003286	0,00288	0,002681	0,003106		1,972%	1,726%	1,609%	1,864%
Story7	X		0,003161	0,00246	0,002239	0,002658		1,897%	1,477%	1,343%	1,595%
Story6	X		0,003064	0,00242	0,002129	0,002528		1,838%	1,453%	1,277%	1,517%
Story5	X		0,002412	0,00201	0,001666	0,001871		1,447%	1,207%	1,000%	1,123%
Story4	X		0,001789	0,00145	0,001203	0,00145		1,073%	0,869%	0,722%	0,870%
Story3	X		0,001597	0,00113	0,001082	0,001199		0,958%	0,679%	0,649%	0,719%
Story2	X		0,001209	0,00074	0,000845	0,000869		0,725%	0,443%	0,507%	0,521%
Story1	X		0,000519	0,00035	0,000375	0,000377		0,311%	0,212%	0,225%	0,226%

Fuente software Etabs

Figura 43 deriva producto del acelerograma sintético dirección E-O eje x -x



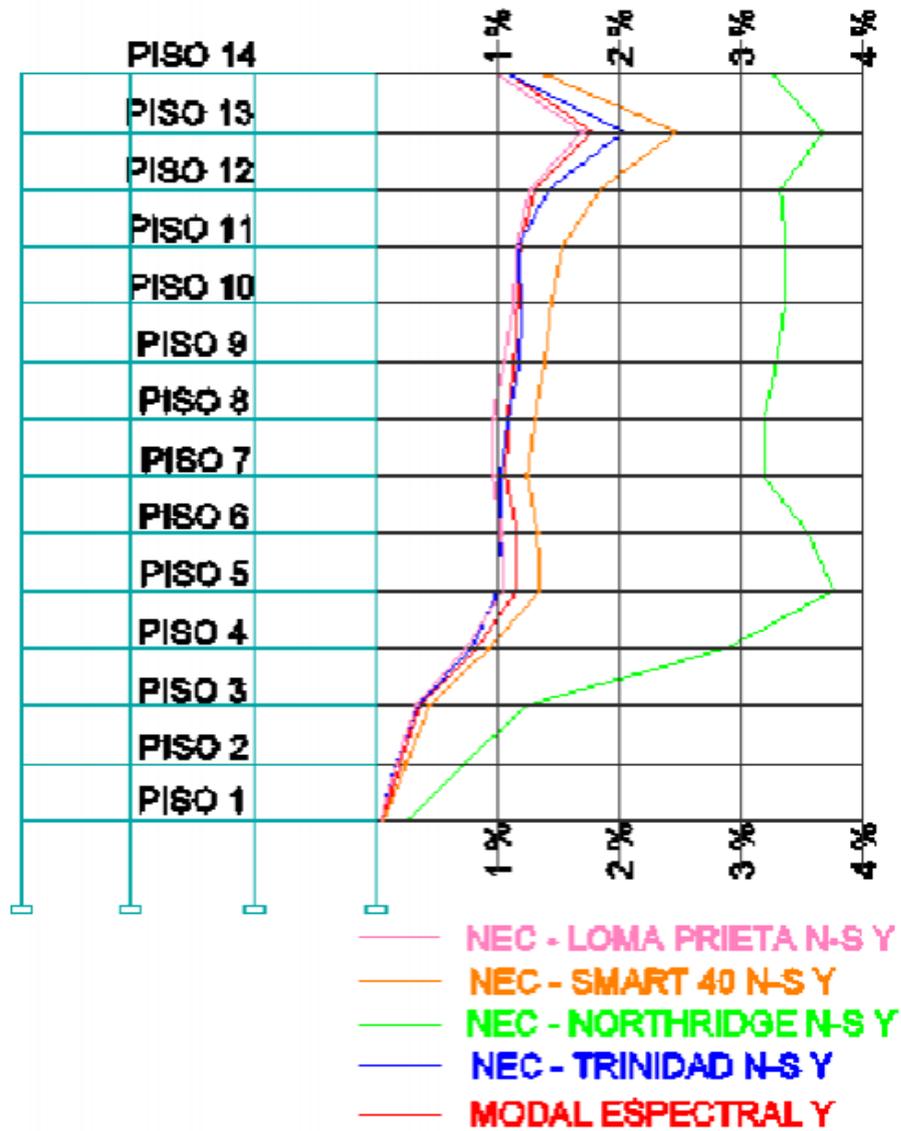
Fuente JORGE WASHINGTON CEVALLOS CABRERA

Tabla 25 derivas elásticas e inelásticas, acelerogramas sintéticos componente N-S y espectro de respuesta de la nec15

ACELEROGRAMA SINTÉTICO DIRECCIÓN N - S											
Story	Direction	DERIVA ELÁSTICA					DERIVA INELÁSTICA				
		NEC LANDERS NS Y	NEC SMART 40 NS Y	NEC SMART 45 NS Y	NEC TRINIDAD NS Y	M Espec corre Y	NEC LANDERS NS Y	NEC SMART 40 NS Y	NEC SMART 45 NS Y	NEC TRINIDAD NS Y	M Espec corre Y
Story14	Y	0,001667	0,002313	0,00542	0,001823	0,001833	1,000%	1,388%	3,254%	1,094%	1,100%
Story13	Y	0,002815	0,004113	0,00614	0,003386	0,002953	1,689%	2,468%	3,683%	2,032%	1,772%
Story12	Y	0,002112	0,003069	0,00552	0,002362	0,00216	1,267%	1,841%	3,309%	1,417%	1,296%
Story11	Y	0,001931	0,002538	0,00561	0,001945	0,001966	1,159%	1,523%	3,365%	1,167%	1,180%
Story10	Y	0,001888	0,002383	0,0056	0,001978	0,001926	1,133%	1,430%	3,359%	1,187%	1,156%
Story9	Y	0,001749	0,002299	0,00549	0,001952	0,001871	1,049%	1,379%	3,292%	1,171%	1,123%
Story8	Y	0,001602	0,002159	0,00532	0,001829	0,001796	0,961%	1,295%	3,190%	1,097%	1,078%
Story7	Y	0,001592	0,002065	0,0053	0,001714	0,001764	0,955%	1,239%	3,179%	1,028%	1,058%
Story6	Y	0,001696	0,002204	0,0059	0,001701	0,001917	1,018%	1,322%	3,542%	1,021%	1,150%
Story5	Y	0,001732	0,002225	0,00625	0,001682	0,001912	1,039%	1,335%	3,752%	1,009%	1,147%
Story4	Y	0,001222	0,001554	0,0048	0,001315	0,001362	0,733%	0,932%	2,882%	0,789%	0,817%
Story3	Y	0,000535	0,000694	0,00204	0,000572	0,000603	0,321%	0,416%	1,224%	0,343%	0,362%
Story2	Y	0,000308	0,000391	0,00118	0,000312	0,000332	0,185%	0,235%	0,710%	0,187%	0,199%
Story1	Y	0,000108	0,00012	0,00042	9,50E-05	0,000106	0,065%	0,072%	0,253%	0,057%	0,064%

Fuente software Etabs

Figura 44 Deriva producto del acelerograma sintético dirección N-S, eje Y-Y



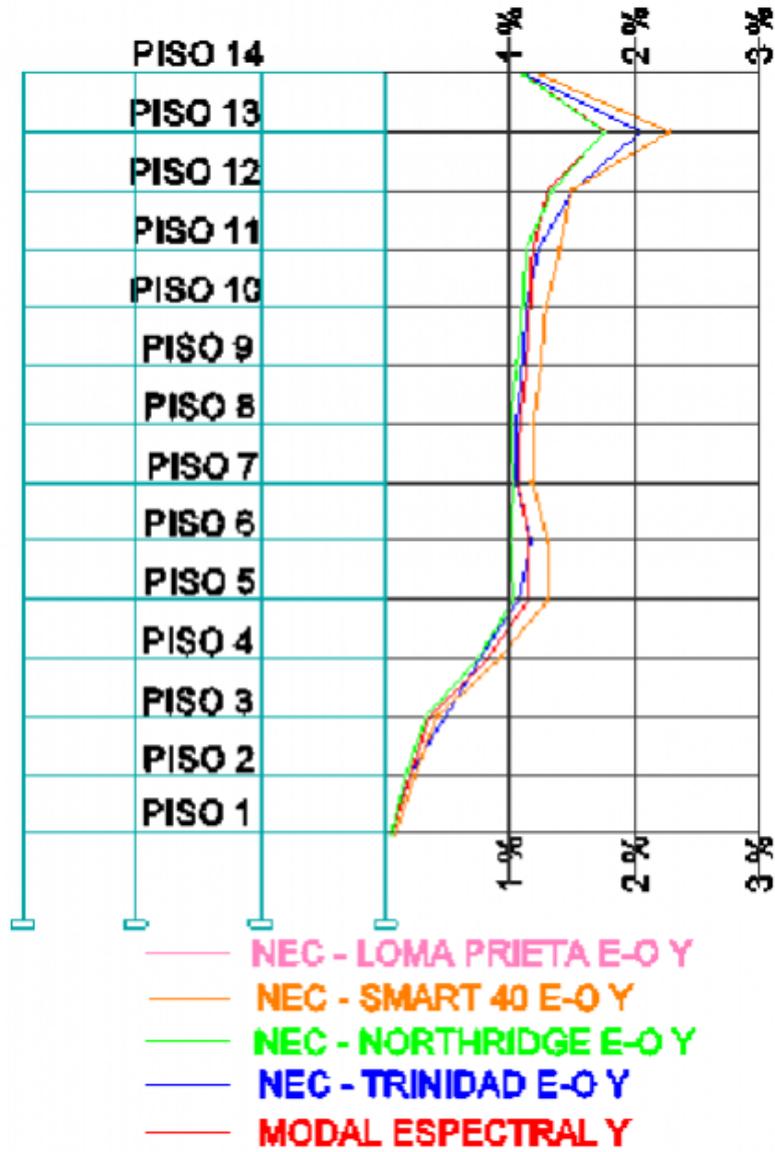
Fuente JORGE WASHINGTON CEVALLOS CABRERA

Tabla 26 derivas elásticas e inelásticas, acelerogramas sintéticos componente E-O y espectro de respuesta de la nec15

ACELEROGRAMA SINTÉTICO DIRECCIÓN E-O											
Story	Direction	DERIVA ELÁSTICA					DERIVA INELÁSTICA				
		NEC LANDERS EO Y	NEC SMART 40 EO Y	NEC SMART 45 EO Y	NEC TRINIDAD EO Y	M Espec corre Y	NEC LANDERS EO Y	NEC SMART 40 EO Y	NEC SMART 45 EO Y	NEC TRINIDAD EO Y	M Espec corre Y
Story14	Y	NO HAY RESULTADOS	0,002037	0,00182	0,001851	0,001833	NO HAY RESULTADOS	1,222%	1,094%	1,111%	1,100%
Story13	Y		0,003798	0,00293	0,003421	0,002953		2,279%	1,760%	2,053%	1,772%
Story12	Y		0,002488	0,00223	0,002507	0,00216		1,493%	1,340%	1,504%	1,296%
Story11	Y		0,002162	0,00197	0,002054	0,001966		1,297%	1,181%	1,232%	1,180%
Story10	Y		0,002152	0,00189	0,001898	0,001926		1,291%	1,135%	1,139%	1,156%
Story9	Y		0,002065	0,00185	0,001822	0,001871		1,239%	1,110%	1,093%	1,123%
Story8	Y		0,001984	0,00176	0,00176	0,001796		1,190%	1,057%	1,056%	1,078%
Story7	Y		0,00197	0,00168	0,001789	0,001764		1,182%	1,006%	1,073%	1,058%
Story6	Y		0,002173	0,00173	0,001946	0,001917		1,304%	1,037%	1,168%	1,150%
Story5	Y		0,002174	0,00171	0,001796	0,001912		1,304%	1,026%	1,078%	1,147%
Story4	Y		0,001549	0,00125	0,001289	0,001362		0,929%	0,752%	0,773%	0,817%
Story3	Y		0,00069	0,00055	0,000583	0,000603		0,414%	0,328%	0,350%	0,362%
Story2	Y		0,000382	0,00031	0,000326	0,000332		0,229%	0,183%	0,196%	0,199%
Story1	Y		0,000128	0,00008	0,000121	0,000106		0,077%	0,058%	0,073%	0,064%

Fuente software Etabs

Figura 45 Deriva producto del acelerograma sintético dirección E-O, eje Y-Y



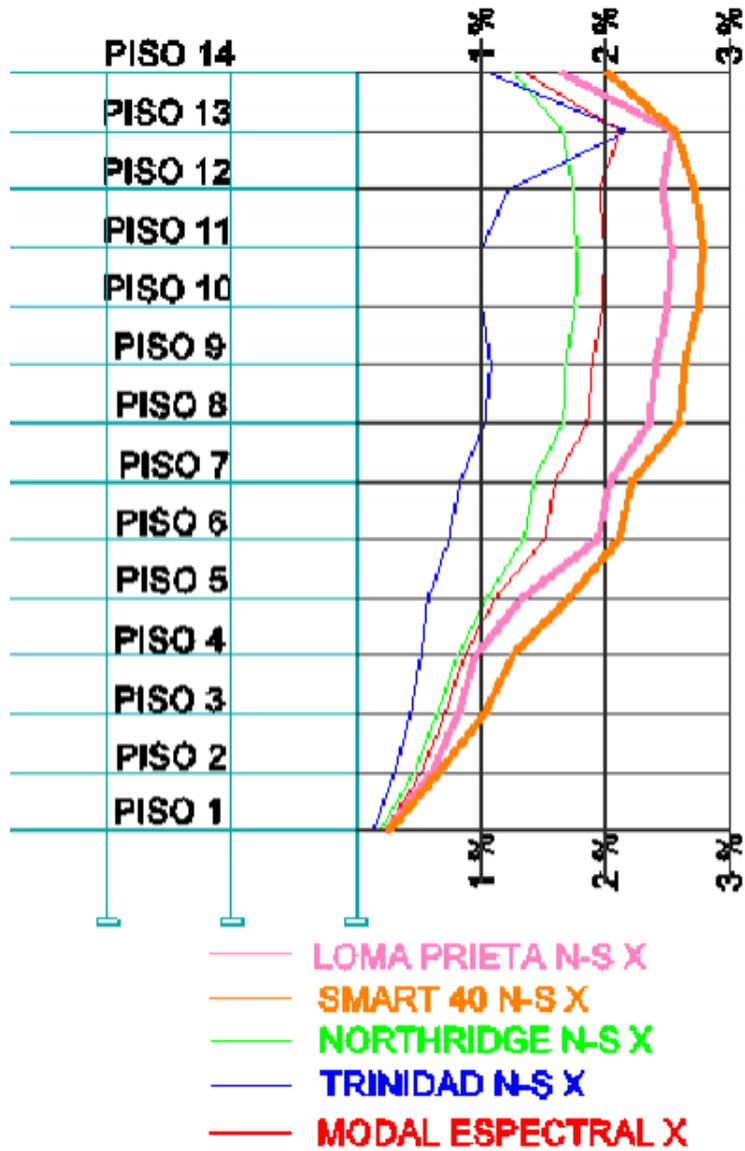
Fuente JORGE WASHINGTON CEVALLOS CABRERA

Tabla 27 derivas elásticas e inelásticas, acelerogramas componente N-S y espectro de respuesta de la nec15

ACELEROGRAMA DIRECCIÓN N - S											
Story	Direction	DERIVA ELÁSTICA					DERIVA INELÁSTICA				
		LANDERS NS X	SMART 40 NS X	SMART 45 NS X	TRINIDAD NS X	M Espec corre X	LANDERS NS X	SMART 40 NS X	SMART 45 NS X	TRINIDAD NS X	M Espec corre X
Story14	X	0,002819	0,00341	0,002095	0,001774	0,002289	1,691%	2,044%	1,257%	1,064%	1,373%
Story13	X	0,004245	0,00432	0,002789	0,003362	0,003525	2,547%	2,590%	1,673%	2,017%	2,115%
Story12	X	0,004137	0,00457	0,002897	0,002024	0,003273	2,482%	2,743%	1,738%	1,214%	1,964%
Story11	X	0,004251	0,00467	0,00297	0,00168	0,003346	2,551%	2,803%	1,782%	1,008%	2,008%
Story10	X	0,0042	0,00463	0,002939	0,001698	0,003305	2,520%	2,776%	1,763%	1,019%	1,983%
Story9	X	0,004029	0,00443	0,002821	0,001802	0,003161	2,417%	2,659%	1,693%	1,081%	1,897%
Story8	X	0,003968	0,00435	0,002772	0,00171	0,003106	2,381%	2,608%	1,663%	1,026%	1,864%
Story7	X	0,003429	0,00372	0,002367	0,001385	0,002658	2,057%	2,231%	1,420%	0,831%	1,595%
Story6	X	0,003273	0,00353	0,002256	0,001234	0,002528	1,964%	2,120%	1,354%	0,740%	1,517%
Story5	X	0,002273	0,00288	0,001743	0,000997	0,001871	1,364%	1,730%	1,046%	0,598%	1,123%
Story4	X	0,001644	0,00213	0,001348	0,000835	0,00145	0,986%	1,280%	0,809%	0,501%	0,870%
Story3	X	0,001393	0,00169	0,00111	0,00071	0,001199	0,836%	1,013%	0,666%	0,426%	0,719%
Story2	X	0,00101	0,00116	0,000789	0,00051	0,000869	0,606%	0,694%	0,473%	0,306%	0,521%
Story1	X	0,000425	0,00046	0,000327	0,000218	0,000377	0,255%	0,278%	0,196%	0,131%	0,226%

Fuente software Etabs

Figura 46 Deriva producto del acelerograma dirección N-S, EJE Y-Y



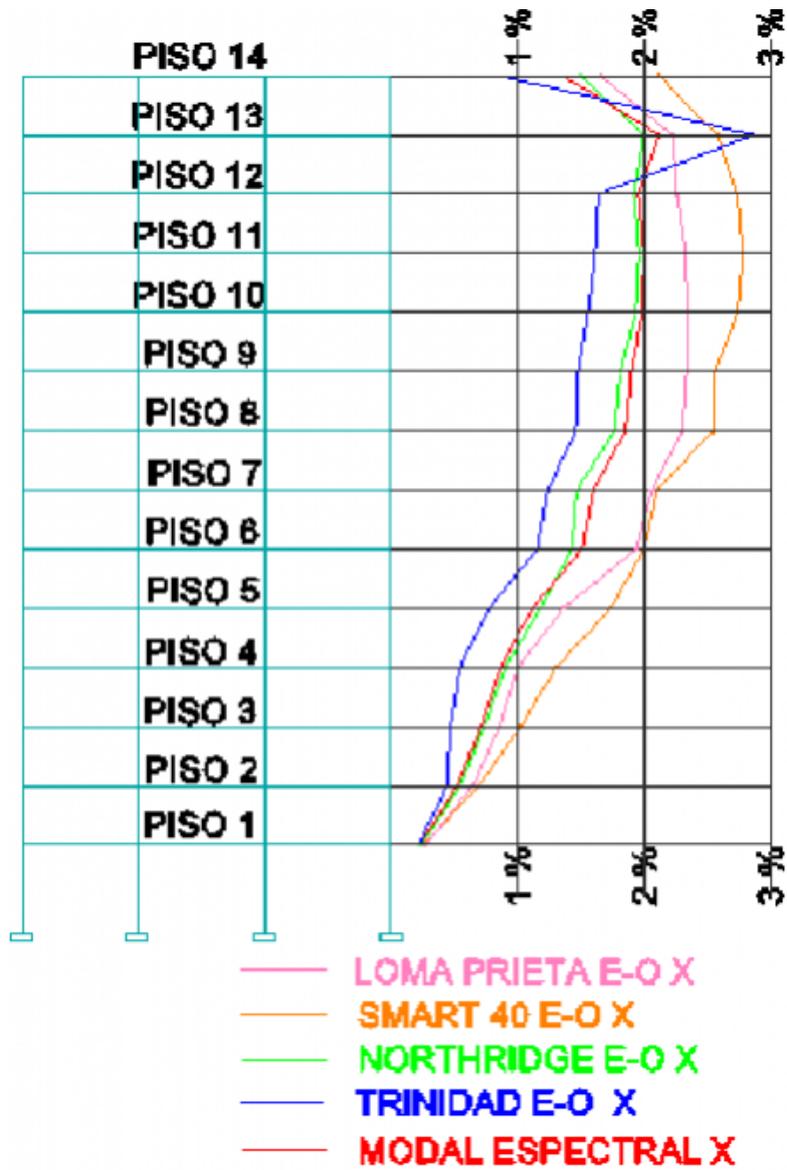
Fuente JORGE WASHINGTON CEVALLOS CABRERA

Tabla 28 derivas elásticas e inelásticas, acelerogramas componente E-O y espectro de respuesta de la nec15

ACELEROGRAMA DIRECCIÓN E - O											
Story	Direction	DERIVA ELÁSTICA					DERIVA INELÁSTICA				
		LANDERS NS X	SMART 40 NS X	SMART 45 NS X	TRINIDAD NS X	M Espec corre X	LANDERS NS X	SMART 40 NS X	SMART 45 NS X	TRINIDAD NS X	M Espec corre X
Story14	X	0,002785	0,00351	0,002494	0,001427	0,002289	1,671%	2,108%	1,496%	0,856%	1,373%
Story13	X	0,003677	0,00431	0,003321	0,004766	0,003525	2,206%	2,586%	1,993%	2,860%	2,115%
Story12	X	0,003765	0,00455	0,0032	0,00274	0,003273	2,259%	2,728%	1,920%	1,644%	1,964%
Story11	X	0,003869	0,00466	0,003278	0,002671	0,003346	2,321%	2,795%	1,967%	1,603%	2,008%
Story10	X	0,00388	0,00458	0,003221	0,002627	0,003305	2,328%	2,750%	1,933%	1,576%	1,983%
Story9	X	0,003873	0,0043	0,00302	0,002489	0,003161	2,324%	2,579%	1,812%	1,493%	1,897%
Story8	X	0,003834	0,0042	0,002959	0,002435	0,003106	2,300%	2,521%	1,775%	1,461%	1,864%
Story7	X	0,00341	0,0035	0,002472	0,002065	0,002658	2,046%	2,101%	1,483%	1,239%	1,595%
Story6	X	0,003238	0,00334	0,002377	0,001943	0,002528	1,943%	2,002%	1,426%	1,166%	1,517%
Story5	X	0,002307	0,0029	0,00197	0,001314	0,001871	1,384%	1,741%	1,182%	0,788%	1,123%
Story4	X	0,001678	0,00216	0,001504	0,000893	0,00145	1,007%	1,298%	0,902%	0,536%	0,870%
Story3	X	0,00144	0,00172	0,001232	0,000808	0,001199	0,864%	1,034%	0,739%	0,485%	0,719%
Story2	X	0,001048	0,00116	0,000902	0,00072	0,000869	0,629%	0,695%	0,541%	0,432%	0,521%
Story1	X	0,000441	0,00045	0,000391	0,000354	0,000377	0,265%	0,271%	0,235%	0,212%	0,226%

Fuente software Etabs

Figura 47 Deriva producto del acelerograma dirección E-O, EJE Y-Y



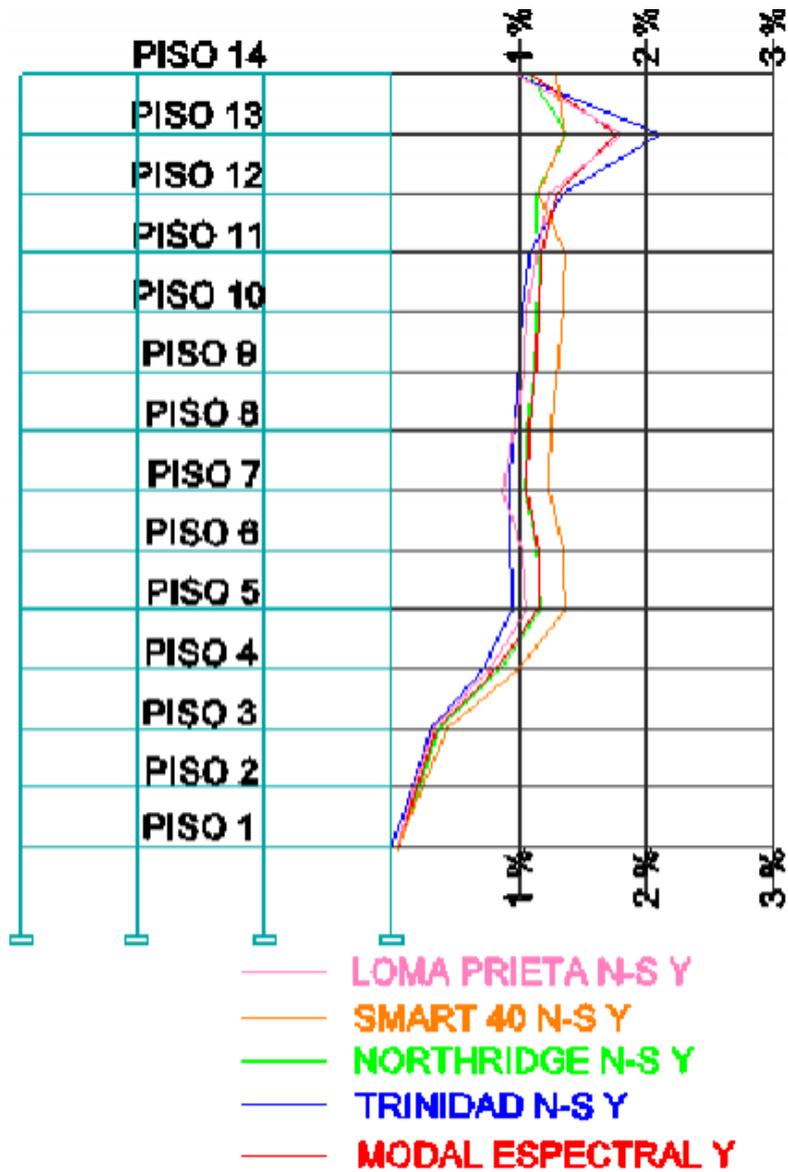
Fuente JORGE WASHINGTON CEVALLOS CABRERA

Tabla 29 derivas elásticas e inelásticas, acelerogramas componente N-S y espectro de respuesta de la nec15

ACELEROGRAMA SINTÉTICO DIRECCIÓN N - S											
Story	Direction	DERIVA ELÁSTICA					DERIVA INELÁSTICA				
		LANDERS NS Y	SMART 40 NS Y	SMART 45 NS Y	TRINIDAD NS Y	M Espec corre Y	LANDERS NS Y	SMART 40 NS Y	SMART 45 NS Y	TRINIDAD NS Y	M Espec corre Y
Story14	Y	0,001661	0,00216	0,001831	0,001653	0,001833	0,997%	1,295%	1,099%	0,992%	1,100%
Story13	Y	0,003036	0,0029	0,002281	0,003515	0,002953	1,822%	1,742%	1,369%	2,109%	1,772%
Story12	Y	0,002074	0,00244	0,001914	0,002238	0,00216	1,244%	1,463%	1,148%	1,343%	1,296%
Story11	Y	0,001842	0,0023	0,001933	0,00183	0,001966	1,105%	1,379%	1,160%	1,098%	1,180%
Story10	Y	0,001786	0,00223	0,001931	0,001703	0,001926	1,072%	1,339%	1,159%	1,022%	1,156%
Story9	Y	0,001731	0,00217	0,001888	0,001666	0,001871	1,039%	1,300%	1,133%	1,000%	1,123%
Story8	Y	0,001623	0,00209	0,001813	0,001598	0,001796	0,974%	1,251%	1,088%	0,959%	1,078%
Story7	Y	0,001494	0,00206	0,001779	0,001536	0,001764	0,896%	1,234%	1,067%	0,922%	1,058%
Story6	Y	0,001711	0,00224	0,001926	0,001555	0,001917	1,027%	1,345%	1,156%	0,933%	1,150%
Story5	Y	0,001781	0,00228	0,001966	0,001582	0,001912	1,069%	1,367%	1,180%	0,949%	1,147%
Story4	Y	0,001291	0,00167	0,001427	0,001216	0,001362	0,775%	1,000%	0,856%	0,730%	0,817%
Story3	Y	0,00056	0,00072	0,000627	0,000527	0,000603	0,336%	0,433%	0,376%	0,316%	0,362%
Story2	Y	0,000315	0,00039	0,000354	0,000304	0,000332	0,189%	0,235%	0,212%	0,182%	0,199%
Story1	Y	0,000101	0,00011	0,000111	0,0001	0,000106	0,061%	0,065%	0,067%	0,060%	0,064%

Fuente software Etabs

Figura 48 Deriva producto del acelerograma dirección N-S, EJE Y-Y



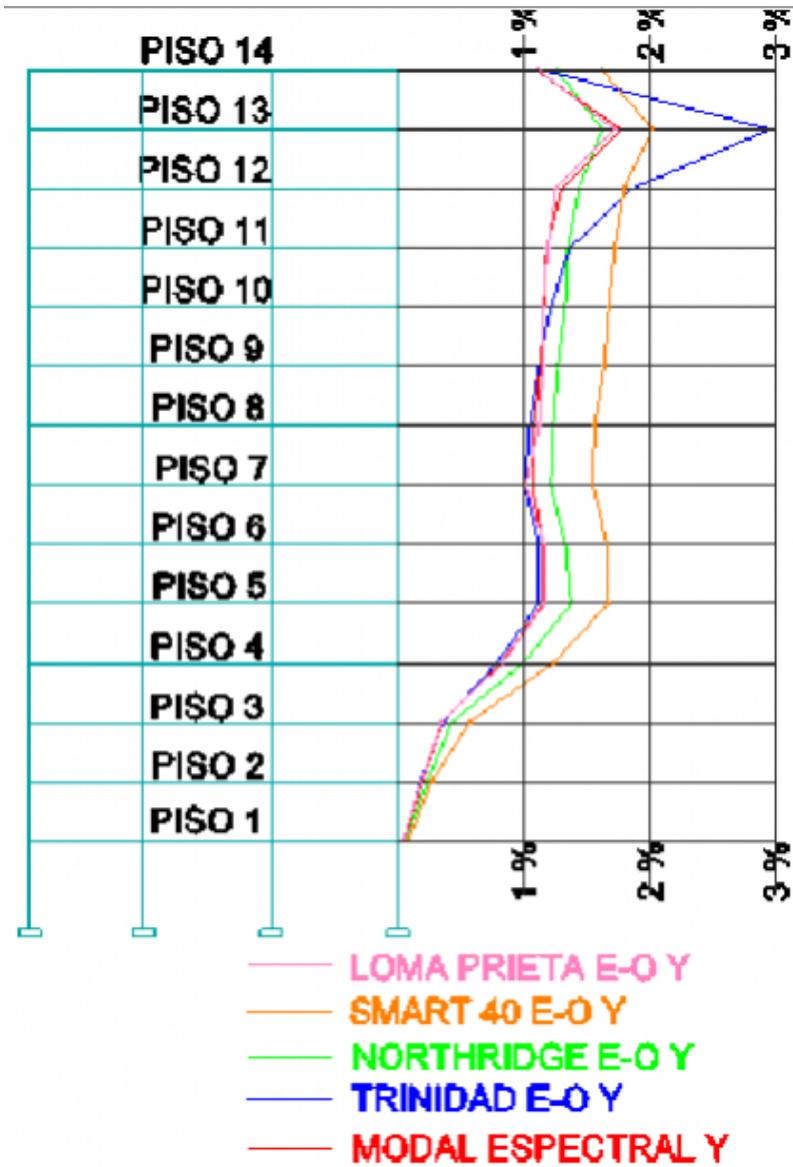
Fuente JORGE WASHINGTON CEVALLOS CABRERA

Tabla 30 derivas elásticas e inelásticas, acelerogramas componente E-O y espectro de respuesta de la nec15

ACELEROGRAMA SINTÉTICO DIRECCIÓN E - O											
Story	Direction	DERIVA ELÁSTICA					DERIVA INELÁSTICA				
		LANDERS NS Y	SMART 40 NS Y	SMART 45 NS Y	TRINIDAD NS Y	M Espec corre Y	LANDERS NS Y	SMART 40 NS Y	SMART 45 NS Y	TRINIDAD NS Y	M Espec corre Y
Story14	Y	0,001853	0,0027	0,0021	0,001931	0,001833	1,112%	1,622%	1,260%	1,159%	1,100%
Story13	Y	0,002889	0,00336	0,002712	0,004932	0,002953	1,733%	2,018%	1,627%	2,959%	1,772%
Story12	Y	0,002124	0,00299	0,002394	0,003104	0,00216	1,274%	1,795%	1,436%	1,862%	1,296%
Story11	Y	0,001982	0,00286	0,002257	0,002289	0,001966	1,189%	1,715%	1,354%	1,373%	1,180%
Story10	Y	0,001948	0,0028	0,002202	0,002018	0,001926	1,169%	1,677%	1,321%	1,211%	1,156%
Story9	Y	0,001934	0,00272	0,002138	0,0019	0,001871	1,160%	1,633%	1,283%	1,140%	1,123%
Story8	Y	0,001873	0,00262	0,002055	0,001767	0,001796	1,124%	1,570%	1,233%	1,060%	1,078%
Story7	Y	0,001826	0,00257	0,002025	0,001685	0,001764	1,096%	1,541%	1,215%	1,011%	1,058%
Story6	Y	0,001956	0,00275	0,002196	0,00189	0,001917	1,174%	1,649%	1,318%	1,134%	1,150%
Story5	Y	0,001936	0,00278	0,002296	0,001866	0,001912	1,162%	1,666%	1,378%	1,120%	1,147%
Story4	Y	0,001383	0,00204	0,001663	0,001311	0,001362	0,830%	1,223%	0,998%	0,787%	0,817%
Story3	Y	0,000606	0,00088	0,000721	0,000585	0,000603	0,364%	0,529%	0,433%	0,351%	0,362%
Story2	Y	0,000332	0,00047	0,000402	0,000318	0,000332	0,199%	0,284%	0,241%	0,191%	0,199%
Story1	Y	9,70E-05	0,00014	0,00012	0,000102	0,000106	0,058%	0,081%	0,072%	0,061%	0,064%

FUENTE SOFTWARE ETABS

Figura 49 Deriva producto del acelerograma dirección E-O, EJE Y-Y



Fuente JORGE WASHINGTON CEVALLOS CABRERA