

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

**“COMPARACIÓN TÉCNICA DE ESTRUCTURAS METÁLICAS, ANALIZADAS
MEDIANTE EL MÉTODO LINEAL DE SEGUNDO ORDEN Y ANÁLISIS ESTÁTICO NO
LINEAL (PUSHOVER).”**

AUTORES:

PAOLA NICOLLE CÁRDENAS MESÍAS

VALERIA TALMATCH GONZÁLEZ

DIRECTOR: INGENIERO OSCAR JARAMILLO

QUITO, 2016

DEDICATORIA

Quiero dedicar el esfuerzo hecho y el logro alcanzado a las personas más importantes en mi vida.

A mi Guerrera de Dios y mi mayor bendición, mi mamá Paulina, pues con su valentía, fortaleza y sacrificio me inspira a ser perseverante, luchadora y mejor persona cada día.

A mi papá Fabián, quien por su excelente calidad humana es mi ejemplo a seguir. Usted es y será siempre mi más grande orgullo.

A mis mejores amigos, mis hermanos María José y Nicolás, quienes han compartido conmigo buenos y malos momentos y han sido incondicionales en cada etapa vivida.

Esto es por y para ustedes.

¡Les amo!

Paola Cárdenas Mesías

DEDICATORIA

A mi familia,

*Quienes me han transmitido con paciencia y amor sus valores,
pues estos han sido el sustento de mi vida personal y profesional.*

A mi abuelita,

Quien es mi ángel y me cuida en cada momento de mi vida.

A mi mami,

Por su amor incondicional y sus palabras sinceras.

Valeria Talmatch

AGRADECIMIENTO

*A Dios, infinitas gracias por las bendiciones que recibo a diario,
Por darme la fuerza y sabiduría necesarias para alcanzar cualquier meta.*

A mis papás, Paulina y Fabián, por el amor, apoyo, valores y consejos entregados.

A mi familia en general, por la confianza depositada en mí.

Al Ingeniero Ginno Manciatì, gracias por permitirme aprender del mejor, por su apoyo incondicional y su ayuda desinteresada.

A todos los ingenieros que me han transmitido sus conocimientos durante la carrera universitaria, en especial al director y correctores de tesis: Ing. Oscar Jaramillo, Ing. Wilson Cando e Ing. Juan Sebastián Baquero, gracias por su tiempo, ayuda y amistad dada.

A todos mis amigos y compañeros que compartieron conmigo buenos momentos a lo largo de esta etapa, en especial a los mejores: Roni y Vicky.

A mi Talmatch, amiga y compañera de tesis, por su amistad, paciencia, empeño y dedicación para la correcta realización de esta tesis.

Paola Cárdenas Mesías

AGRADECIMIENTO

Un especial agradecimiento al Ing. Ginno Manciatì,

gracias por su paciencia, enseñanzas,

y por compartir sin egoísmo sus conocimientos.

A los ingenieros Oscar, Wilson, Gustavo y Sebas,

Por la amistad brindada y el apoyo dado

para la culminación de esta tesis.

A mis amigos de promoción,

especialmente Vicky, Ronal, Rosita, Anita y compañera de tesis Pao,

Por haber hecho de esta etapa universitaria

una experiencia muy divertida, llena de risas e historias.

A Chris,

Por haber sido un gran apoyo en estos años de carrera.

A mi mami,

Por su apoyo económico y moral,

durante estos cinco años.

Valeria Talmatch

RESUMEN

A raíz del alto peligro sísmico existente en el Ecuador y el amplio campo que han ganado las estructuras metálicas dentro del sector de la construcción, se ve la necesidad de obtener un mayor y más profundo conocimiento sobre las metodologías para predecir el comportamiento lineal, con y sin efectos de segundo orden, y el comportamiento no lineal de las estructuras metálicas que probablemente estarán sometidas a grandes eventos sísmicos.

Es por esto que, en la presente disertación, se realiza el estudio del comportamiento de tres edificios metálicos de ocupación especial, de baja, media y gran altura, previamente diseñados. El estudio se realiza por medio del Análisis Lineal de Primer Orden, Análisis de Segundo Orden aplicando el Método Aproximado y Análisis Estático No Lineal a través de la técnica Pushover.

Para esto se utiliza el programa estructural ETABS en su versión 15.2.2, y las disposiciones establecidas en las normas: NEC-SE-DS (Norma Ecuatoriana de la Construcción, capítulo de peligro sísmico), ANSI/AISC 360-10 (código americano para la construcción de acero, especificación para edificios estructurales de acero), FEMA 356 y 440 (Agencia Federal para el manejo de Emergencias, rehabilitación sísmica y procedimientos de análisis estáticos no lineales).

Se explica de forma teórica los conceptos involucrados y los criterios a adoptar para el correcto desarrollo de los métodos de análisis mencionados, se complementa la información con explicaciones prácticas de los procedimientos a seguir en el programa Etabs mediante la ilustración de capturas de pantalla para cada tipo de análisis. Por último, a través de la comparación técnica de los resultados obtenidos de los análisis se evalúa y se identifica la importancia y necesidad de su realización a estructuras en distintas condiciones.

ABSTRACT

Because of the high seismic hazard in Ecuador and the broad field that have won the steel structures in the construction sector, there is a need of having a greater and deeper knowledge about the methodologies of linear behavior, second order effects, and nonlinear behavior of steel structures capable of supporting seismic events.

This is the reason why, in this thesis, we did a study of the behavior of three steel buildings for special occupation. The structures are of low, medium and high altitude respectively, and they are previously designed. The study is conducted by First Order Linear Analysis and Second Order Analysis applying the Approximate Method and Nonlinear Static Analysis through Pushover technique.

ETABS 15.2.2 is used for realizing the mentioned analysis, also we used the provisions of the codes: NEC-SE-DS (Standard Construction Ecuadorian chapter of seismic hazard), ANSI / AISC 360-10 (American Code for construction steel specification for structural steel buildings), 356 and 440 FEMA (Federal Emergency Management Agency, seismic rehabilitation and procedures of nonlinear static analysis).

In the thesis it is explained theoretically the concepts involved and the criteria to be adopted for the proper development of the methods of analysis mentioned, information is complemented with practical explanations of the procedures in the program ETAB by illustrating screenshots for each type of analysis. Finally, through the technical comparison of the results of the analyzes the importance and necessity of modelling structures under different conditions is identified.

TABLA DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Justificación	3
1.3. Objetivos	4
1.3.1. <i>Objetivo general</i>	4
1.3.2. <i>Objetivos Específicos</i>	4
1.4. Hipótesis	4
1.5. Metodología	5
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	6
2.1. Conceptos Generales	6
2.2. Introducción al Análisis de Estructuras	9
2.2.1. <i>Análisis Lineal</i>	10
2.2.2. <i>Análisis Lineal de Primer Orden</i>	10
2.2.3. <i>Análisis Lineal de Segundo Orden</i>	10
2.2.4. <i>Análisis Modal</i>	11
2.2.5. <i>Análisis por Desempeño o Análisis Estático No Lineal Pushover</i>	11
2.3. Análisis Lineal de Primer Orden de Estructuras Metálicas	12
2.3.1. <i>Suposiciones del Análisis</i>	12
2.3.2. <i>Procedimiento del Análisis en Etabs</i>	13
2.3.3. <i>Resultado del Análisis</i>	14
2.4. Análisis Lineal de Segundo Orden de Estructuras Metálicas	14
2.4.1. <i>Método de Análisis Directo (DAM)</i>	15
2.4.2. <i>Método de la Longitud Efectiva (ELM)</i>	16
2.4.2.1. <i>Factor de Longitud Efectiva K1</i>	17
2.4.2.2. <i>Factor de Longitud Efectiva K2</i>	17
2.4.3. <i>Método Aproximado de Segundo Orden</i>	17
2.4.3.1. <i>Cálculo de B1</i>	18

2.4.3.2. Cálculo de B2	20
2.4.4. Método de Análisis de la Longitud Efectiva y Método Aproximado de Segundo Orden en Etabs.....	21
2.5. Análisis Estático No Lineal Pushover de Estructuras Metálicas.	23
2.5.1. Definición de un Análisis Pushover	23
2.5.2. Normativa de la cual se basa el Análisis Pushover	24
2.5.3. Criterios a ingresar en un Análisis Pushover	24
2.5.4. Evaluación Y Resultados Del Análisis Pushover	24
2.5.5. Niveles De Desempeño.....	25
2.5.6. Capacidad Y Demanda	28
2.5.6.1. Capacidad	29
2.5.6.2. Demanda	29
2.5.7. Consideraciones a tomar en cuenta para el diseño de Pushover en ETABS.....	30
2.5.8. Procedimiento en Etabs para la realización del Análisis Pushover	32
2.6. Resumen de la Norma NEC–SE–DS, Peligro Sísmico Diseño Sismorresistente	33
2.6.1. Determinar el Espectro de Diseño	34
2.6.2. Calcular el periodo fundamental de vibración aproximado	39
2.6.3. Determinar el Cortante Basal V.....	39
2.6.4. Resultados.....	44

CAPÍTULO 3: SELECCIÓN DE ESTRUCTURAS **46**

3.1. ESTRUCTURA 1: Edificación de baja altura, Bloque Parqueos Clúster de la Tierra, Yachay.	46
3.1.1. Antecedentes.....	46
3.1.2. Ubicación.....	46
3.1.3. Datos generales de geometría y materiales	47
3.1.4. Detalle Arquitectónico	47
3.2. ESTRUCTURA 2: Edificación de mediana altura, Bloque 2 Clúster de la Tierra, Yachay.	48
3.2.1. Ubicación.....	48
3.2.2. Datos generales de geometría y materiales	48
3.2.3. Detalle Arquitectónico	49

3.3. ESTRUCTURA 3: Edificación de alta, Plataforma Gubernamental de Gestión de Sectores Estratégicos (PGSE)	49
3.3.1. Antecedentes.....	49
3.3.2. Ubicación.....	49
3.3.3. Datos generales de geometría y materiales	50
3.3.4. Detalle Arquitectónico	51

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS LINEAL DE PRIMER ORDEN DE LAS ESTRUCTURAS 52

4.1. Procedimiento con capturas de pantalla	52
4.2. Comprobación de resistencia y servicialidad de la Estructura 1	66
4.2.1. Bases de Diseño	66
4.2.1.1. Normativa utilizada	66
4.2.1.2. Materiales y especificaciones técnicas	66
4.2.1.3. Sistema estructural.....	67
4.2.1.4. Tipo de características y parámetros mecánicos del suelo	67
4.2.1.5. Tipo y nivel de cargas seleccionadas y sus combinaciones	67
4.2.1.6. Parámetros usados para definir las fuerzas sísmicas.....	67
4.2.2. Cálculo del Cortante Basal.....	68
4.2.3. Espectro de diseño.....	68
4.2.4. Modelo Estructural.....	68
4.2.5. Resultado del Análisis Lineal	69
4.2.5.1. Verificaciones previas	69
4.2.5.2. Relación Demanda/ Capacidad:.....	70
4.2.5.3. Derivas máximas:.....	70
4.2.5.4. Desplazamientos máximos:	72
4.2.5.5. Cortante Basal y Cargas Laterales:	72
4.3. Comprobación de resistencia y servicialidad de la Estructura 2	73
4.3.1. Bases de Diseño	73
4.3.1.1. Materiales y especificaciones técnicas	73
4.3.1.2. Sistema estructural.....	73
4.3.1.3. Tipo de características y parámetros mecánicos del suelo	73

4.3.1.4. Tipo y nivel de cargas seleccionadas y sus combinaciones	74
4.3.1.5. Parámetros usados para definir las fuerzas sísmicas.....	74
4.3.2. Cálculo de Cortante Basal.....	75
4.3.3. Espectro de diseño.....	75
4.3.4. Modelo Estructural.....	75
4.3.5. Resultado del Análisis Lineal	76
4.3.5.1. Verificaciones previas	76
4.3.5.2. Relación Demanda/ Capacidad:.....	70
4.3.5.3. Derivas máximas:.....	77
4.3.5.4. Desplazamientos máximos:	79
4.3.5.5. Cortante Basal y Cargas Laterales:	79
4.4. Comprobación de resistencia y servicialidad de la tercera edificación.....	80
4.4.1. Bases de Diseño	80
4.4.1.1. Normativa utilizada	80
4.4.1.2. Materiales	80
4.4.1.3. Sistema estructural.....	80
4.4.1.4. Características y parámetros mecánicos del suelo.....	81
4.4.1.5. Tipo y nivel de cargas seleccionadas y sus combinaciones	81
4.4.1.6. Combinaciones de Carga.....	82
4.4.1.7. Parámetros usados para definir las fuerzas sísmicas.....	82
4.4.2. Cálculo del Cortante Basal.....	83
4.4.3. Espectro de diseño.....	83
4.4.4. Modelo Estructural.....	84
4.4.5. Resultado del Análisis Lineal	85
4.4.5.1. Verificaciones previas	85
4.4.5.2. Relación Demanda/ Capacidad:.....	86
4.4.5.3. Derivas máximas:.....	86
4.4.5.4. Desplazamientos máximos:	87
4.4.5.5. Cortante Basal y Cargas Laterales:	88

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS LINEAL DE SEGUNDO ORDEN DE LAS ESTRUCTURAS 90

5.1. Verificación del método en el Etabs	90
5.2. Procedimiento con capturas de pantalla	95
5.3. Análisis de Segundo Orden de la Estructura 1	102
5.3.1. Preferencias del Diseño	102
5.3.2. Resultados del Análisis	102
5.3.2.1. Relación Demanda/ Capacidad:.....	702
5.3.2.2. Derivas máximas:.....	102
5.3.2.3. Desplazamientos máximos:	103
5.4. Análisis de Segundo Orden de la Estructura 2	104
5.4.1. Preferencias del Diseño	104
5.4.2. Resultados del Análisis	104
5.4.2.1. Relación Demanda/ Capacidad:.....	704
5.4.2.2. Derivas máximas:.....	104
5.4.2.3. Desplazamientos máximos:	105
5.5. Análisis de Segundo Orden de la Estructura 3	106
5.5.1. Preferencias del Diseño	106
5.5.2. Resultados del Análisis	106
5.5.2.1. Relación Demanda/ Capacidad:.....	706
5.5.2.2. Derivas máximas:.....	106
5.5.2.3. Desplazamientos máximos:	108

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER DE LAS

ESTRUCTURAS

109

6.1. Procedimiento detallado con capturas de pantalla	109
6.2. Análisis Estático No Lineal Pushover de la primera edificación	149
6.2.1. Interpretación de resultados.....	149
6.2.1.1. Comprobación de formación de rótulas plásticas	149
6.2.1.2. Aceptación del nivel de desempeño.....	149
6.2.1.3. Curva Pushover Push x.....	151
6.2.1.4. Curva Pushover Push Y	151

6.2.1.5. Punto de desempeño	152
6.2.1.6. Tabla Resumen de Pushover Push X	152
6.2.1.7. Tabla Resumen de Pushover Push Y	152
6.3. Análisis Estático No Lineal Pushover de la segunda edificación	153
6.3.1. Interpretación de resultados	153
6.3.1.1. Comprobación de formación de rótulas plásticas	153
6.3.1.2. Aceptación del nivel de desempeño	153
6.3.1.3. Curva Pushover Push X	154
6.3.1.4. Curva Pushover Push Y	155
6.3.1.5. Punto de desempeño	155
6.3.1.6. Tabla Resumen de Pushover Push X	156
6.3.1.7. Tabla Resumen de Pushover Push Y	156
6.4. Análisis Estático No Lineal Pushover de la tercera edificación	156
6.4.1. Interpretación de resultados	156
6.4.1.1. Comprobación de formación de rótulas plásticas	157
6.4.1.2. Aceptación del nivel de desempeño	157
6.4.1.3. Curva Pushover Push X	158
6.4.1.4. Curva Pushover Push X	159
6.4.1.5. Punto de desempeño	159
6.4.1.6. Tabla Resumen de Pushover Push X	159
6.4.1.7. Tabla Resumen de Pushover Push X	160

CAPÍTULO 7: ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS 161

7.1. Análisis Comparativo entre los diferentes métodos de análisis	161
7.1.1. Comparación técnica de los Análisis realizados a la primera edificación	161
7.1.2. Comparación técnica de los Análisis realizados a la segunda edificación	164
7.1.3. Comparación técnica de los Análisis realizados a la tercera edificación	168
7.2. Análisis comparativo entre las diferentes estructuras según cada método de análisis	172
7.2.1. Análisis comparativo entre resultados obtenidos del Análisis Lineal de Primer Orden de las estructuras	172

7.2.2. *Análisis comparativo entre resultados obtenidos del Análisis Lineal de Segundo Orden de las estructuras.* 177

7.2.3. *Análisis comparativo entre resultados obtenidos del Análisis Estático No Lineal Pushover.*..... 180

CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES **185**

BIBLIOGRAFÍA **187**

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Niveles de desempeño, FUENTE: (VISION 2000)	25
Tabla 2: Niveles de sismo y de desempeño, FUENTE: FEMA 273.....	26
Tabla 3: Límites de distorsión de entrepiso para los niveles de desempeño, FEUNTE: CSI.2015.	26
Tabla 4: Derivas Máximas, FUENTE: VISION 2000	27
Tabla 5: Representación de Niveles de Desempeño en Etabs.	28
Tabla 6: Valores del factor Z en función de la zona sísmica FUENTE: NEC–SE–DS	35
Tabla 7: Perfiles del suelo, FUENTE: NEC–SE–DS	36
Tabla 8: Factores de Sitio Fa FUENTE: NEC–SE–DS	37
Tabla 9: Factores de Sitio Fd FUENTE: NEC–SE–DS	37
Tabla 10: Factores de Sitio Fa, FUENTE: NEC–SE–DS	38
Tabla 11: Coeficientes Ct y a, FUENTE: NEC–SE–DS	39
Tabla 12: Importancia de la estructura FUENTE: NEC–SE–DS.....	40
Tabla 13: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles, FUENTE: NEC–SE–DS	41
Tabla 14: Valores de deriva máxima, FUENTE: NEC–SE–DS.....	44
Tabla 15: Áreas de los niveles del Edificio Bloque 2	48
Tabla 16: Áreas de los niveles de PGES.	50
Tabla 17: Participación de masa modal, estructura Bloque Parqueo, FUENTE: tablas de Etabs. .	69
Tabla 18: Cortante basal dinámico vs Cortante Basal estático, estructura Bloque Parqueos	70
Tabla 19: Cortante basal dinámico vs Cortante Basal estático, corregido, estructura Bloque Parqueos	70
Tabla 20: Relación Demanda/ Capacidad de las columnas del Bloque de Parqueos.....	71
Tabla 21: Participación de masa modal, estructura Bloque 2, FUENTE: tablas de Etabs	76
Tabla 22: Cortante Basal dinámico vs Cortante Basal estático, estructura Bloque 2.....	77
Tabla 23: Relación Demanda/ Capacidad de las columnas del Bloque 2.	77
Tabla 24: Participación de masa modal, estructura PGSE Izq, FUENTE: tablas Etabs.....	85
Tabla 25: Cortante basal dinámico vs Cortante Basal estático, estructura PGSE Izq.	86

Tabla 26: Relación Demanda/ Capacidad de las columnas del PGSE Izq del Análisis lineal de Primer Orden.....	86
Tabla 27: Cuadro de comparación del factor B1 calculado y obtenido del Etabs	92
Tabla 28: Cuadro de comparación del factor B2 calculado y el obtenido del Etabs.....	92
Tabla 29: Factores B2 de la estructura Bloque Parqueos.	102
Tabla 30: Relación Demanda/ Capacidad de las columnas del Bloque de Parqueos del Análisis de Segundo Orden.	102
Tabla 31: Factores B2 de la estructura Bloque 2.....	104
Tabla 32: Relación Demanda/ Capacidad de las columnas del Bloque 2 del Análisis de Segundo Orden.....	104
Tabla 33: Factores B2 de la estructura PGSE Izq.	106
Tabla 26: Relación Demanda/ Capacidad de las columnas del PGSE Izq del Análisis de Segundo Orden.....	107
Tabla 34: Valores de factores de sobrerresistencia del acero y materiales de acero de refuerzo. Fuente: ANSI/AISC 341-10, Tabla A3.1.....	112

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Etapas de desempeño consideradas en el ETABS, FUENTE: CSI 2015	27
Ilustración 2: Demostración de obtención del punto de demanda, FUENTE: ESPE.....	30
Ilustración 3: Diafragmas horizontales, FUENTE: Aceros Arequipa	31
Ilustración 4: Rótulas plásticas, FUENTE: (CSI, 2014).....	32
Ilustración 5: Espectro Sísmico elástico de aceleraciones, FUENTE: NEC–SE–DS	35
Ilustración 6: Irregularidades en planta, FUENTE: NEC–SE–DS	42
Ilustración 7: Irregularidades en Elevación, FUENTE: NEC–SE–DS	43
Ilustración 8: Ubicación de la Ciudad del Conocimiento, FUENTE: YACHAY.GOB.EC	47
Ilustración 9: Corte Estructura Bloque de Parqueos Clúster de la Tierra. FUENTE: Planos Arquitectónicos Proyecto Yachay.....	47
Ilustración 10: Corte Edificio Bloque 2 Clúster de la Tierra, Yachay. Fuente: Planos Arquitectónicos Proyecto Yachay	49
Ilustración 11: Ubicación de PGSE, FUENTE: Google Maps	50
Ilustración 12: Corte Bloque Izquierdo, PGES. Fuente: Planos Arquitectónicos Proyecto PGES ..	51
Ilustración 13: Espectro de Respuesta de la Primera Estructura, FUENTE: Programa Excel	68
Ilustración 14: Modelo Estructural Bloque de Parqueos, FUENTE: ETABS.....	69
Ilustración 15: Espectro de Respuesta de la Segunda Estructura, FUENTE: Programa Excel	75
Ilustración 16: Modelo Estructural de la Segunda Edificación, FUENTE: ETABS.....	76
Ilustración 17: Espectro de Respuesta de la Tercera Estructura, FUENTE: Programa Excel	84
Ilustración 18: Modelo Estructural de la Tercera Edificación, FUENTE: ETABS.....	85
Ilustración 19: Espectro de respuesta según ASCE/SEI 7-10	117

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1: Resistencia a la flexión requerida de Segundo Orden. (AISC C2-1a)	18
Ecuación 2: Fuerza Axial de Segundo Orden. (AISC C2-1b)	18
Ecuación 3: Factor amplificador B1. (AISC C2-2)	18
Ecuación 4: Resistencia al pandeo de Euler, P_{e1} . (AISC C2-5)	19
Ecuación 5: Factor de modificación de momento. (AISC A-8-4)	19
Ecuación 6: Factor de amplificación B2. (AISC C2-3) (A-8-6)	20
Ecuación 7: Resistencia Crítica al pandeo elástico. (AISC C2-6a).....	20
Ecuación 8: Resistencia crítica al pandeo elástico. (AISC A-8-7)	21
Ecuación 9: Coeficiente RM. (AISC A-8-8)	21
Ecuación 10: Periodos límites de vibración del Espectro de Diseño, FUENTE: NEC-SE-DS	38
Ecuación 11: Periodo Fundamental de vibración aproximado de una estructura, FUENTE: NEC-SE-DS	39
Ecuación 12: Cortante Basal, FUENTE: NEC-SE-DS	40
Ecuación 13: Factor de Irregularidad en planta, FUENTE: NEC-SE-DS	43
Ecuación 14: Factor de Irregularidad en elevación, FUENTE: NEC-SE-DS	44
Ecuación 15: Deriva máxima de piso, FUENTE: NEC-SE-DS	45

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Cálculo del Cortante Basal.....	191
Anexo 2: Espectro de Diseño.....	201
Anexo 3: Derivas Máximas del Análisis Lineal.....	205
Anexo 4: Desplazamientos Máximos del Análisis Lineal.....	212
Anexo 5: Fuerzas Laterales del Análisis Lineal.....	218
Anexo 6: Resultados del Análisis Lineal en tablas extraídos de Etabs.....	222
Anexo 7: Categoría de Diseño Sísmico.....	227
Anexo 8: Verificación de Métodos de Análisis de 2do Orden en Etabs.....	233
Anexo 9: Derivas Máximas del Método Aproximado 2do Orden.....	238
Anexo 10: Desplazamientos Máximos del Método Aproximado 2do Orden.....	242
Anexo 11: Espectro de Respuesta Según ASCE-7.....	246
Anexo 12: Resultado del Análisis Pushover Primera Estructura.....	253
Anexo 13: Resultado del Análisis Pushover Segunda Estructura.....	258
Anexo 14: Resultado del Análisis Pushover Tercera Estructura.....	266
Anexo 15: Resultado del Análisis Pushover, representación gráfica de rótulas plásticas formadas en las estructuras.....	273

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Las estructuras metálicas constituyen un sistema constructivo relativamente nuevo dentro del país, el mismo ha venido creciendo significativamente por las ventajas que presenta: su tenacidad, ductilidad, elasticidad, rapidez en montaje, relación costo de mano de obra – costo de materiales, entre otras. Además gracias a su capacidad de resistencia, el uso de estructuras metálicas soluciona problemas presentes comúnmente, como resistir mayores cargas y grandes luces, razones por las que ha venido ganando campo en el país.

El Ecuador tiene alta amenaza sísmica al estar ubicado dentro de una zona de alto peligro sísmico, de ahí que se exige la construcción de estructuras sismorresistentes y razón por la que los modelos requieren mayores niveles de seguridad.

La deficiencia normativa del Ecuador respecto a los temas presentados, conlleva a realizar investigaciones basándose en experiencias de países que cuentan con mayor conocimiento sobre el tema. En la norma NEC–SE–DS, se establece la necesidad de realizar análisis elástico e inelástico para las estructuras que cumplan ciertos requisitos.

Las fuerzas internas de una estructura metálica pueden determinarse, mediante análisis lineal de primer orden, análisis lineal de segundo orden y Análisis Estático No Lineal, según se requiera considerar o no el efecto de las deformaciones en la estructura. Para cumplir el objetivo del presente estudio, se desarrollarán las tres metodologías de análisis mencionadas para tres edificaciones propuestas.

El análisis lineal puede usarse para cualquier caso, generalmente se realiza para conocer la eficacia de servicio de la estructura. Además, se realizará el análisis lineal de segundo orden a todas las estructuras metálicas mediante el Método Aproximado recomendado por el AISC 360 10, anexo 8, debido a su simplicidad.

El Método Aproximado, al considerar los efectos P-delta, proporciona resultados más cercanos a la realidad con respecto al análisis de primer orden, y estos son expresados mediante las variables de servicialidad y capacidad, mismos que podrán ser comparados con los otros métodos presentes en este documento.

Por otra parte, el Análisis Estático No Lineal Pushover, propuesto por el FEMA, definirá si el comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos es aceptable. (Cueva, 2013)

Para determinar la respuesta no lineal de cada estructura se realizará un análisis por desempeño mediante la técnica Pushover, este método nos permitirá determinar la fuerza máxima que provocará el colapso real de la estructura, la capacidad lateral y la ductilidad de la estructura, los elementos más opcionales a fallar primero. Igualmente se verificará la degradación global de la resistencia, desplazamientos relativos inelásticos y el nivel de desempeño o criterios de aceptación de la estructura.

Debido a la gran ductilidad proporcionada por el acero, se facilita la formación de rótulas plásticas. Es importante un adecuado diseño de la estructura que posibilite una óptima ubicación de estas, se busca que se formen en las vigas antes que en las columnas, por la importancia del elemento dentro de la integridad de la estructura.

Los métodos expuestos se ejecutan a través del programa de cálculo estructural ETABS, elaborado por CSI, por ser un programa de uso regular en el Ecuador.

La aplicación de los conceptos se desarrolla a través del análisis de tres estructuras metálicas de ocupación especial. La primera estructura en estudio corresponde a una edificación de dos niveles, ubicada en la provincia de Imbabura; la segunda estructura corresponde a una edificación de seis niveles, ubicada en la provincia de Imbabura; y la tercera estructura corresponde a una edificación de once niveles altos, ubicada en la provincia de Pichincha.

Se definen distintas alturas, de esta forma se identificará la variación de resultados y de incidencia de los métodos al estudiar las estructuras en distintas situaciones.

1.2. Justificación

El acero estructural ha ganado campo en los últimos años debido a su rapidez constructiva y a sus características mecánicas que permiten obtener mayores espacios ocupacionales.

En el país no existe mayor conocimiento acerca del material, generalmente se ha planteado el cálculo sistemático de pórticos metálicos mediante análisis de primer orden. Pero actualmente se identifican otro tipo de análisis como son los presentados a continuación.

La nueva norma vigente en el Ecuador NEC–SE, en el capítulo de peligro sísmico, sección 6, en el literal 6.3.8 establece que se debe considerar los efectos P-delta, los cuales corresponden a: “los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello deben considerarse:

- Para el cálculo de dichos incrementos
- Para la evaluación de la estabilidad estructural global” (NEC-SE-DS, 2015, págs. 67-68)

El AISC establece la necesidad de realizar un análisis de segundo orden en estructuras metálicas, al no indicar un método en específico, se opta por el Método Aproximado (AISC 360-10, Anexo 8), conocido como el de mayor simplicidad.

Hoy en día el Análisis Estático No Lineal de estructuras ha tomado mayor importancia debido al mayor conocimiento de materiales, facilidad de programación, mayor investigación, conocimiento más profundo respecto al sismo, y del crecimiento y alcance de los métodos.

La norma NEC–SE–DS en el capítulo 2 sección 2.2 establece lo siguiente: “Para las estructuras de ocupación especial y edificaciones esenciales, además de los requisitos aplicables a las estructuras de uso normal, se aplicarán verificaciones de comportamiento inelástico para diferentes niveles de terremotos” (NEC-SE-DS, 2015, pág. 25). La sección 4.3 del código ya vigente, establece que en las edificaciones de ocupación especial y esencial, debe verificarse el nivel de desempeño de la estructura, para dicho propósito se propone el método de Pushover, que además, tiene la ventaja de mostrar la formación de

rótulas plásticas en las estructuras a partir de condiciones impuestas y por lo tanto puede ser de gran importancia en la verificación del diseño.

Es por esto que en el estudio propuesto se realizará un análisis de segundo orden y un Análisis Estático No Lineal de tres estructuras metálicas de diferente altura, con el objetivo de reconocer la incidencia de los métodos.

1.3. Objetivos

1.3.1. *Objetivo general*

Analizar la información obtenida al realizar el Análisis Estático No Lineal y el análisis lineal de segundo orden, comparando los resultados entre las edificaciones de baja, mediana, y gran altura; para identificar la importancia de su estudio en diferentes condiciones.

1.3.2. *Objetivos Específicos*

- Verificar el Análisis Lineal de Primer Orden de las tres estructuras.
- Realizar el Análisis Lineal de Segundo Orden de las tres estructuras.
- Realizar el Análisis Estático No Lineal Pushover de las tres estructuras.
- Estudiar la formación de rótulas plásticas en las tres edificaciones.
- Comparar cada edificación en cuanto a los resultados obtenidos de los tres análisis realizados.
- Comparar entre las estructuras para cada análisis realizado.
- Establecer conclusiones a partir de las comparaciones realizadas.

1.4. Hipótesis

Dada la comparación de los métodos de Análisis Estructural, se demuestra la importancia de su estudio en edificaciones de distinta altura. El Análisis Estático No Lineal tiene relevancia en estructuras de gran altura, sin embargo, en estructuras de pocos niveles, como es el caso de la edificación de dos niveles, la información obtenida del Pushover no

tiene un aporte considerable, basta un Análisis Lineal de Primer Orden o de Segundo Orden.

1.5. Metodología

Se comienza con la realización de una investigación descriptiva, con el propósito de explicar los temas principales presentes en esta disertación, para posteriormente aplicar dichos conceptos en los diferentes Análisis Estructurales de las tres edificaciones. La disertación se torna en una investigación correlacional al momento de obtener resultados del Análisis Lineal de Segundo Orden y el Análisis Estático No Lineal (Pushover) y realizar una comparación técnica expuesta en un documento escrito.

Se realiza una investigación teórica respecto a los temas involucrados en el Análisis de Primer Orden, Segundo Orden y Análisis Estático No Lineal, al igual que sus procesos.

Se realiza los respectivos análisis en base a una investigación cuantitativa basada en datos numéricos, con la utilización del programa de cálculo estructural ETABS, a partir de las tres estructuras previamente diseñadas.

Por último se comparan los resultados obtenidos de los tres métodos de análisis realizados y de las tres edificaciones analizadas, elaborando conclusiones a partir de los mismos.

CAPITULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. Conceptos Generales

- ***Rigidez***

Es la propiedad de un elemento que indica su capacidad de resistencia a deformarse ante la acción de fuerzas aplicadas. La rigidez de un cuerpo depende de su sección transversal, del material y de las condiciones de apoyo.

- ***Ductilidad***

Es la capacidad de un cuerpo, que bajo la acción de cargas laterales o sísmicas, puede deformarse más allá del límite elástico sin perder su resistencia. Cabe diferenciar la ductilidad global de la local, la primera se refiere a la capacidad de la estructura en sí y la segunda a un elemento estructural.

- ***Deriva de Piso***

Es el desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. (NEC-SE-DS, 2015)

- ***Estructura Metálica***

Es un conjunto de elementos estructurales metálicos, generalmente de acero, unidos entre sí para formar una estructura que sea capaz de soportar diferentes tipos y estados de carga.

- ***Estructuras Especiales y Esenciales***

Son las estructuras que, luego de un sismo, deben permanecer cumpliendo su función operativa para atender emergencias.

- ***Relación Demanda/ Capacidad***

La relación de demanda/capacidad (D/C), determina si una sección es adecuada o no para las condiciones de cargas impuestas, se considera adecuada cuando la relación es menor a la unidad, un valor mayor a uno indica que el elemento ha excedido el estado límite.

- ***Muro de Corte o Diafragma Vertical***

Elemento estructural vertical construido a lo alto de la estructura, diseñado para proporcionar resistencia y rigidez lateral ante fuerzas sísmicas.

- ***Pórtico Especial Sismorresistente***

Estructura formada por columnas y vigas descolgadas, que resiste cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión viga-columna son capaces de resistir tales fuerzas y está especialmente diseñado y detallado para presentar un comportamiento estructural dúctil. (NEC-SE-DS, 2015)

- ***Pórtico Especial Sismorresistente con Muros Estructurales (Sistemas Duales)***

Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos especiales sismorresistentes como por muros estructurales, adecuadamente dispuestos espacialmente, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición ubicar los muros estructurales lo más simétricamente posible, hacia la periferia y que mantengan su longitud en planta en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere como un sistema dual se requiere que los muros no absorban más del 75 % del corte basal en cada dirección. (NEC-SE-DS, 2015)

- ***Categoría de Diseño Sísmico***

Para determinar los requisitos de resistencia sísmica que debe cumplir una estructura, la misma debe ser designada a una categoría de diseño sísmico. Esta asignación se basa en el potencial de riesgo sísmico que puede tener la estructura. Los parámetros que influyen en la categorización son el nivel de amenaza sísmica del terreno, el tipo de suelo, la ocupación y uso de la estructura.

- ***Equilibrio estático***

Se considera que un cuerpo se encuentra en equilibrio estático cuando este está en reposo y permanece en ese estado antes y después de la aplicación de un sistema de cargas. Para esto, la sumatoria de fuerzas externas e internas en el cuerpo debe ser cero.

- ***Ecuaciones de compatibilidad***

Son ecuaciones que representan la compatibilidad existente entre los desplazamientos de los elementos y las deformaciones que presenta. Dichas ecuaciones son útiles para solucionar problemas hiperestáticos.

- ***Principio de Superposición***

La teoría de superposición permite separar a la estructura en partes, para ser analizadas una por una, el resultado de esfuerzos y desplazamientos total se obtiene sumando los esfuerzos o desplazamientos obtenidos para todas las partes por separado.

"Los desplazamientos (fuerzas internas) debidos a varias cargas actuando simultáneamente son iguales a la suma de los desplazamientos (fuerzas internas) debidos a la acción de cada carga por separado" (UCLM, 2006)

- ***Efectos de Segundo Orden $P-\Delta$***

Son los efectos de segundo orden en los desplazamientos horizontales y fuerzas internas de la estructura, causados por la acción de las cargas verticales de la edificación al verse desplazadas horizontalmente. (NEC-SE-DS, 2015)

- ***Sismo de Diseño***

Se refiere al evento sísmico que tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años. Su valor puede determinarse a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico. (NEC-SE-DS, 2015)

- ***Rótulas Plásticas***

Es el estado plástico que alcanzan todas las fibras de un elemento estructural al producirse una articulación en la sección transversal del mismo, funciona como un

sistema de disipación de la energía que se forma generalmente en la unión viga – columna.

2.2. Introducción al Análisis de Estructuras

El análisis estructural es el proceso sistemático que busca determinar la respuesta de la estructura cuando se encuentra bajo la acción de un cierto estado de cargas, es decir, es el estudio del comportamiento de una estructura en cuanto a los estados tensional y de deformación que tendrán los elementos que la constituyen y que deben ser capaces de resistir dichas cargas. El resultado del análisis será encontrar las fuerzas internas de la estructura y definir si la capacidad de respuesta de la misma cumple con las condiciones de seguridad normadas.

El análisis se realiza sobre representaciones idealizadas de la estructura real, denominadas modelos estructurales, de los que se obtienen valores aproximados de esfuerzos, tensiones, desplazamientos y deformaciones. La calidad y la precisión de la información obtenida del análisis dependerán, en gran parte, de un modelo correctamente estructurado. Está de más mencionar que se requiere la consideración de todos los detalles que definen geometría de los elementos estructurales, de las características físicas y mecánicas de los materiales que los forman, del uso que se le dará a la estructura y las cargas que actuarán en ella, de los comportamientos funcionales tanto globales como de detalle, de la representación de las uniones y conexiones, de las condiciones de apoyo de los cimientos, etc.

Existen dos tipos generales de análisis que permiten hallar las fuerzas internas de una estructura, estas son: análisis elástico y análisis plástico (inelástico). Estos se fundamentan en el comportamiento global de la estructura, es decir, considerando si su respuesta está en el rango elástico o rango plástico.

El análisis elástico tiene el fin de estudiar la serviciabilidad de la estructura y las respuestas pueden hallarse mediante el método de flexibilidad o el método de rigidez. Mientras que el análisis plástico permite determinar los estados que causen el colapso de la estructura y los esfuerzos límites últimos mediante métodos rígido-plásticos o métodos elasto-plásticos.

Usualmente un análisis elástico es considerado igual que un análisis lineal pero no siempre un comportamiento elástico es lineal. Si la rigidez cambia de un estado de carga a otro, el comportamiento es no lineal, aunque el material permanezca elástico. Es elástico y lineal cuando la fuerza se almacena como energía o cuando la misma es removida y el material recobra su posición original. Un elemento que es inelástico siempre es no lineal, y en este elemento solo se recupera una parte de la energía.

Por otra parte, el método de análisis está relacionado con la exactitud de los resultados que se quieran obtener, dicho de otra manera, según se requiera considerar o no las deformaciones producidas en la estructura que, en caso de que estas sean grandes, ocasionarán un cambio considerable en la rigidez. Asimismo, depende de las cargas que actúen en la estructura, ya sean gravitatorias, sísmicas, estáticas, dinámicas, etc.

En este documento se hará hincapié en los análisis descritos a continuación:

2.2.1. Análisis Lineal

El Análisis Lineal supone que tanto la estructura como el material que la compone tienen un comportamiento lineal, es decir, la fuerza es directamente proporcional a la deformación, cumpliendo de esta manera con la ley de Hooke. La relación entre ambas variables es lineal cuando el cambio de la rigidez de la estructura es despreciable al estar sometida a una carga.

2.2.2. Análisis Lineal de Primer Orden

Se denomina "Análisis de Primer Orden" aquel en que las fuerzas internas de la estructura se determinan mediante las ecuaciones de equilibrio estático y relaciones de compatibilidad, formuladas a partir del estado inicial de la estructura, cuando no existe deformación o cuando estas son tan pequeñas que afectan poco o nada a la geometría inicial de la estructura.

2.2.3. Análisis Lineal de Segundo Orden

El análisis de segundo orden toma lugar cuando se requiera considerar cambios en la geometría en el proceso de carga – deformación.

Tanto en el Análisis de Primer orden como en el de Segundo Orden se permite mantener la suposición de comportamiento lineal, incluso cuando la sección tenga una resistencia plástica. (UCLM, 2006)

2.2.4. Análisis Modal

El Análisis Modal es un tipo de Análisis Dinámico, útil para determinar las frecuencias naturales, amortiguamiento y los modos de vibración de la estructura, de esta manera predecir su comportamiento dinámico ante una excitación conocida.

Estos parámetros modales son propios para cada estructura y dependen de su masa y rigidez. “La respuesta de la estructura será una superposición lineal de todos los modos de vibración excitados.” (Bibing)

Hay dos tipos de Análisis Modal, el de Vector propio (Eigen Vector) y por otra parte está el análisis mediante Vectores de Ritz, este método utiliza exclusivamente los vectores que conllevan a modos excitados por la carga dinámica, proporcionando así resultados más precisos a menor tiempo.

2.2.5. Análisis por Desempeño o Análisis Estático No Lineal Pushover

En un Análisis Estático No Lineal, no existe la relación de proporcionalidad entre fuerza y deformación. Considera que el comportamiento de los materiales es plástico y que existen cambios en la geometría de los elementos. En este método de análisis existen altas deformaciones provocadas por fuerzas accidentales, por lo tanto, es necesario considerar el cambio de rigidez en el proceso.

El considerar que la rigidez de la estructura cambia al deformarse bajo la acción de una carga es la diferencia primordial entre el Análisis Lineal y el No Lineal.

El Análisis por Desempeño se realiza aumentando la fuerza lateral que actúa sobre la estructura hasta que esta ocasione un desplazamiento específico o hasta que se vuelva una estructura inestable. Este método de análisis se basa en dos conceptos, la demanda que representa el movimiento sísmico del suelo y se muestra por las fuerzas y desplazamientos producidos por terremotos (espectros de respuesta); y, la capacidad que representa el comportamiento inelástico de la estructura y se muestra a través de

una curva de capacidad que compara el corte basal con los desplazamientos máximos en el último piso.

2.3. Análisis Lineal de Primer Orden de Estructuras Metálicas

El Análisis Estático Lineal supone un comportamiento netamente lineal-elástico de la estructura, por consiguiente, su rigidez permanece constante durante el proceso de carga - deformación.

Cuando se aplican cargas a una estructura, ésta se deforma y el efecto de las cargas se transmite a través de la misma. Las cargas externas inducen a la aparición de fuerzas internas y reacciones para volver a la estructura a su estado inicial de equilibrio.

En el Análisis de Primer Orden, las fuerzas internas de la estructura se determinan mediante las ecuaciones de equilibrio estático y relaciones de compatibilidad, considerando que no existe deformación, a partir del estado inicial de la estructura.

Se aplica la teoría de Primer Orden en elementos estructurales compuestos de un material que tenga un comportamiento lineal, con esta condición se puede acudir al principio de superposición, siendo de gran utilidad para hallar con mayor rapidez y facilidad los esfuerzos, deformaciones, fuerzas internas y desplazamientos.

2.3.1. Suposiciones del Análisis

El Análisis Lineal de Primer Orden se basa en las siguientes suposiciones:

Suposición estática:

Cada una de las cargas que actúan en la estructura es aplicada de manera lenta y gradual, una vez alcanzado sus magnitudes totales estas permanecen constantes.

Como las cargas no varían con el tiempo se considera que no inducen a la aparición de fuerzas inerciales y fuerzas de amortiguación, por lo tanto, es válido despreciarlas en el análisis. Sin embargo, un mal uso de esta suposición puede repercutir en un resultado grandemente erróneo. Si la carga considerada estática en realidad es dinámica inducirá a

fuerzas inerciales y de amortiguaciones importantes que deberían ser consideradas, las tensiones dinámicas son de 5 a 12 veces de mayor magnitud que las tensiones estáticas.

Con la condición estática, se puede realizar el análisis a cuerpos que se mueven a velocidades y aceleraciones constantes, ya que las cargas generadas se mantienen invariables en el tiempo.

Suposición de linealidad

Se obedece la ley del Hooke en cuanto al comportamiento lineal de la estructura, donde la fuerza aplicada es directamente proporcional a la deformación que produce.

La suposición puede ser aplicada siempre y cuando:

- Todos los materiales que formen parte de la estructura en análisis cumplan con la Ley de Hooke.
- Los desplazamientos sean bastante pequeños de manera que permitan considerar que la rigidez no cambia.
- Las cargas no varíen durante el proceso, deben mantener su magnitud, dirección, sentido, ubicación, etc.

2.3.2. Procedimiento del Análisis en Etabs

Después de realizado el modelo geométrico en el programa estructural ETABS y configurado las condiciones de apoyo, la geometría de los elementos, las uniones y conexiones, las propiedades de los materiales, entre otros, se procede al análisis.

En el programa es necesario definir e ingresar los parámetros que permitan realizar el Análisis Lineal, en estos se incluye: el espectro de diseño, los patrones y casos de carga, coeficiente sísmico, fuente de masa, etc. Todas estas opciones se las define en la opción Define de la barra de menú. Posteriormente se corren los casos de carga lineales y el Análisis Modal.

El programa procede de la siguiente manera:

- El programa hace uso del método de elementos finitos para calcular los componentes del desplazamiento en cada nodo, para ello resuelve un sistema de n número de ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad.

- Con los desplazamientos obtenidos el programa determina los componentes de la deformación unitaria.
- El programa utiliza las relaciones tensión-deformación para calcular los esfuerzos

2.3.3. Resultado del Análisis

Al finalizar el Análisis Lineal se obtienen los valores de desplazamientos, derivas, deformaciones unitarias, rigideces, y fuerzas en los elementos, nudos y pisos, en todas las direcciones (X, Y y Z).

Estos resultados son válidos siempre y cuando se compruebe que hayan participado en el Análisis Modal el 90% de la masa modal del modelo estructural.

El programa dispone de tablas y diagramas para mostrar los resultados, estos pueden visualizarse en el mismo programa o bien pueden extraerse en varios formatos disponibles como Word o Excel.

2.4. Análisis Lineal de Segundo Orden de Estructuras Metálicas

Para comprobar la estabilidad de una estructura es obligatorio un Análisis de Segundo Orden. Este análisis requiere considerar cambios en la geometría en el proceso de carga – deformación, y también, los esfuerzos residuales y los efectos de las cargas que actúan al mismo tiempo en la estructura.

Para realizar este tipo de análisis se debe recurrir a un multiplicador de carga que incremente de manera repartida y por pasos las cargas, asegurándose que estos incrementos sean lo suficientemente pequeños para que durante este aumento de carga se pueda suponer un comportamiento lineal de la estructura.

De esta manera, para una estructura, se entiende que la teoría de Segundo Orden consiste en resolver una sucesión de Análisis de Primer Orden tomando en cuenta que la geometría cambia en cada paso con respecto al anterior. El proceso de solución es iterativo y el cálculo a mano es extremadamente complejo, por lo que, es fundamental el uso de programas de análisis estructural.

Existen algunos métodos para realizar el Análisis de Segundo Orden de Estructuras Metálicas. En el Capítulo C.1 de la Especificación del AISC 360-10 se establece que es permitido cualquier método racional de diseño para la estabilidad siempre y cuando se considere los siguientes efectos:

1. Deformación del miembro por flexión, fuerza cortante y fuerza axial, y todas las demás deformaciones que contribuyan al desplazamiento de la estructura;
2. Efectos de segundo orden (ambos efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$);
3. Las imperfecciones geométricas;
4. Reducción de rigidez debido a la inelasticidad;
5. Incertidumbre de la rigidez y de la resistencia. (McCormac, 2012)

De esta manera, el código presenta dos métodos que cumplen con los requisitos nombrados anteriormente, estos son el Método de Análisis Directo y el Método de la Longitud Efectiva.

El Análisis de Segundo Orden requiere la aplicación de cargas ficticias (Notional Loads), que corresponden a un pequeño porcentaje (0.2% o 0.3%) de las cargas de gravedad actuantes en cada nivel. "Las cargas ficticias son aplicadas para tomar en cuenta los efectos de desestabilización asociados con las imperfecciones geométricas iniciales, inestabilidad en los elementos estructurales, y otras condiciones que pueden inducir al ladeo en la estructura". (CsiBridge, 2015)

Por motivo de simplicidad, el método que se desarrollará en esta tesis para el diseño por estabilidad de la estructura es el Método de Análisis de la Longitud Efectiva y el Método Aproximado presentado en el anexo 8 del código AISC 360-10 para calcular los efectos de segundo orden $P-\Delta$ y $P-\delta$.

2.4.1. Método de Análisis Directo (DAM)

El Análisis Directo (Direct Analysis Method), es el método recomendado por el código AISC que considera los efectos de segundo orden, las imperfecciones geométricas, y los efectos inelásticos presentes en la estructura.

Presenta ventajas ante el Método de Análisis de la Longitud Efectiva, entre ellas, los resultados del análisis reflejan mejor el comportamiento de la estructura, puede ser aplicado a cualquier tipo de estructura, y no necesita calcular los factores de Longitud Efectiva pues utiliza un valor de $k=1$.

Este método utiliza una reducción de la rigidez igual a $0.8 \cdot \tau_b \cdot EI$ para considerar la incertidumbre de la resistencia y rigidez y la inelasticidad de los elementos estructurales.

2.4.2. Método de la Longitud Efectiva (ELM)

En un Análisis Lineal de Segundo Orden se considera que la estructura presenta pequeños efectos de segundo orden, un método de análisis adecuado que considera estos efectos es el conocido como Método de la Longitud Efectiva (Effective Length Method) presentado por el código AISC 360-10 en el apéndice 7 como un método alternativo de análisis de diseño por estabilidad.

Es un método conservador que se basa en las suposiciones de respuesta elástica, todas las articulaciones rígidas, y el pandeo simultáneo de todas las columnas, poco alejado al real comportamiento de la estructura.

El código establece dos condiciones para utilizar este método, que se determine la demanda de los elementos por un Análisis de Segundo Orden o un Análisis de Primer Orden Amplificado, y que se consideren las cargas ficticias en las combinaciones con cargas de gravedad.

Este método no puede ser aplicado para todas las estructuras, su uso se limita para aquellas estructuras que cumplen para todos los pisos: las relaciones de derivas de piso

$$\frac{\Delta_{2do}}{\Delta_{1er}} \leq 1.5 \text{ y para todas las columnas: } \frac{\alpha P_r}{P_e}$$

El análisis no requiere una reducción de la rigidez debido a que el uso de los factores de Longitud Efectiva para calcular los esfuerzos admisibles considera de cierta forma este cambio de rigidez.

Para considerar el pandeo es necesario determinar los factores de Longitud Efectiva K . Se permite asumir un valor de 1 cuando se trata de pórticos arriostrados y cuando la relación de derivas de segundo orden con respecto a las de primer orden es igual o menor a 1.1. $\left(\frac{\Delta_{2do}}{\Delta_{1er}}\right)$

En el código ANSI/AISC 360–10 se especifican dos tipos de factor de Longitud Efectiva que deben ser determinados para cada elemento en las dos direcciones (mayor y menor) en el plano de flexión.

2.4.2.1. Factor de Longitud Efectiva K_1

Es utilizado para determinar la capacidad axial de Euler asumiendo que no hay translación lateral del elemento y tiene siempre un valor menor a 1. B_1 es calculado a partir de esta capacidad axial.

Para pórticos que no permiten desplazamiento lateral, pórticos arriostrados, suele considerarse conservativamente K_1 con un valor de 1. Sin embargo, para un análisis más preciso, el AISC presenta nomogramas para determinar este factor.

2.4.2.2. Factor de Longitud Efectiva K_2

Es utilizado para determinar la capacidad axial de Euler asumiendo que hay translación lateral del elemento y siempre es mayor a 1. La capacidad axial que se obtiene sirve para calcular P_n y B_2 . Otro factor de Longitud Efectiva es el K_{ltb} para el pandeo lateral torsional.

2.4.3. Método Aproximado de Segundo Orden

Es un método que consta en el Apéndice 8 de la Especificación del AISC 360–10, utilizado para aproximar los efectos de un Análisis de Segundo Orden de Estructuras Metálicas, para ello se hace uso de factores de mayoración que amplifica un Análisis de Primer Orden y lo convierten en un Análisis de Segundo Orden. Consecuentemente, se lo conoce como el método de los coeficientes B_1 , B_2 .

Para explicar el procedimiento de análisis se realizan dos Análisis Elásticos de Primer Orden.

En el primer análisis se supone que el marco está arriostrado, por lo tanto, no puede desplazarse en sentido lateral. Los momentos que se calculan en esta situación se llamarán M_{nt} y serán multiplicados por un factor de amplificación llamado B_1 . Este factor considera los efectos de segundo orden causados por los desplazamientos locales entre los extremos de cada miembro (efectos pequeños P- Δ).

En el segundo análisis se permite que el marco se desplace lateralmente, los momentos se llamarán M_{lt} y serán multiplicados por un factor de amplificación llamado B_2 . El factor

B_2 toma en cuenta los efectos de segundo orden causados por los desplazamientos relativos en los extremos de los elementos (efectos grandes P- Δ).

La Resistencia a la flexión requerida para un elemento será igual a

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

Ecuación 1: Resistencia a la flexión requerida de Segundo Orden. (AISC C2-1a)

Donde:

M_{nt} = Momento de primer orden asumiendo que no hay traslación lateral en el pórtico.

M_{lt} = Momento de primer orden causado por la traslación lateral del pórtico.

Y, la fuerza axial requerida será determinada a partir de la siguiente ecuación:

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

Ecuación 2: Fuerza Axial de Segundo Orden. (AISC C2-1b)

Donde,

P_{nt} = Fuerza axial de primer orden asumiendo que no hay traslación lateral en el pórtico

P_{lt} = Fuerza axial de primer orden causada por la traslación lateral en el pórtico

2.4.3.1. Cálculo de B_1

Para miembros arriostrados contra el ladeo se utiliza la siguiente expresión para obtener el factor B_1 :

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} \geq 1.0$$

Ecuación 3: Factor amplificador B_1 . (AISC C2-2)

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2}$$

Ecuación 4: Resistencia al pandeo de Euler, Pe1. (AISC C2-5)

Donde

α = Factor igual a 1.00 para el método LRFD y 1.60 para el método ASD;

P_r = Resistencia axial requerida del elemento usando una estimación de primer orden, es decir, $P_r = P_{nt} + P_{lt}$. (N)

P_{e1} = Resistencia al pandeo de Euler del elemento en el plano de flexión, calculado sobre la suposición de cero ladeos. (N)

K_1 = factor de Longitud Efectiva en el plano de flexión, toma un valor de 1 suponiendo que no hay traslación lateral, a menos que el análisis justifique un valor menor.

EI^* = representa la rigidez reducida a la flexión y axial que se considera en este análisis por motivo de la influencia de la inelasticidad y de la incertidumbre de la resistencia y de la rigidez sobre los efectos de segundo orden. El cálculo de EI^* depende del método de análisis utilizar, es igual a $0.8^* \tau_b^* EI$ si se usa el método de análisis directo, e igual a EI si se usa el método de Longitud Efectiva.

E = módulo de elasticidad del acero = 29000ksi (200000Mpa)

I = momento de inercia en el plano de flexión (mm⁴)

L = longitud del elemento (mm)

C_m = Factor de modificación de momento asumiendo que no hay traslación lateral en el pórtico.

Para vigas y columnas que no estén sujetas a cargas transversales entre sus soportes en el plano de flexión, se utiliza la expresión:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

Ecuación 5: Factor de modificación de momento. (AISC A-8-4)

El momento pequeño M_1 y momento grande M_2 son calculados por un análisis de primer orden, a los extremos del elemento no arriostrado en el plano de flexión en consideración. La relación es positiva cuando el elemento es doblado en curvatura inversa y negativo cuando es doblado en curvatura simple.

En el caso de vigas y columnas sujetas a cargas transversales entre sus soportes, se puede tomar conservativamente $C_m = 1$

2.4.3.2. Cálculo de B_2

Este factor amplifica los momentos de las columnas causados por fuerzas que generan ladeo y debe ser calculado para un piso completo y para las dos direcciones globales. El ladeo se presenta en una columna cuando todas las columnas del piso se ladean simultáneamente.

Para determinar este factor se utiliza la siguiente expresión:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{P_{piso}}{P_{e\ piso}}}$$

Ecuación 6: Factor de amplificación B_2 . (AISC C2-3) (A-8-6)

Donde,

P_{piso} = Carga vertical total soportada por el piso en consideración. (N)

P_{e2} = Resistencia crítica al pandeo elástico para el piso considerado, para su determinación es necesario calcular la resistencia al pandeo por ladeo ($P_{e\ piso}$) incluyendo todas las columnas en ese piso, utilizando cualquiera de las siguientes expresiones:

$$P_{e\ piso} = \sum \frac{\pi^2 EI}{(K_2 L)^2}$$

Ecuación 7: Resistencia Crítica al pandeo elástico. (AISC C2-6a)

$$P_{e\ piso} = R_M \frac{H L}{\Delta_H}$$

Ecuación 8: Resistencia crítica al pandeo elástico. (AISC A-8-7)

$$R_M = 1 - 0.15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{piso}} \right)$$

Ecuación 9: Coeficiente R_M . (AISC A-8-8)

Siendo la ecuación 8 la recomendada por el código, pues considera que la ecuación 7 presenta incertidumbre en el correcto cálculo de K_2 .

Donde,

H= Cortante de piso producido por las cargas laterales que se usan para calcular Δ_H , (N)

L= altura de piso, (mm).

Δ_H = Deriva de entrepiso de primer orden debida a las cargas laterales que se calcula usando la rigidez requerida para el método de análisis que se use, (mm).

P_{mf} = Carga vertical total en las columnas del piso que son parte del marco de momentos, (N). Toma un valor de 0 para los sistemas de pórticos arriostrados.

K_2 = Factor de Longitud Efectiva en el plano de flexión, calculado en base al análisis de pandeo por lado

2.4.4. Método de Análisis de la Longitud Efectiva y Método Aproximado de Segundo Orden en Etabs

Una vez modelada y analizada la estructura se puede dar paso al diseño. El programa puede realizar automáticamente este diseño en base a las especificaciones de varios códigos, sin embargo, el usuario puede definir los parámetros de diseño.

Uno de los códigos disponibles en el ETABS para el diseño de acero es el AISC 360–10, éste permite el uso de cualquier método de análisis que considere los efectos de segundo orden, imperfecciones geométricas y cambio de rigidez debido a esfuerzos residuales.

El Programa ETABS dispone de los métodos de análisis para diseño por estabilidad recomendados por el AISC: el Método de Análisis Directo y el Método de la Longitud Efectiva.

El Método Directo resulta de uso adecuado por el ETABS ya que puede capturar los efectos de segundo orden siempre y cuando primero se especifique un Análisis Estático No Lineal P-Delta. El programa presenta cuatro tipos de análisis que utilizan este método:

- Análisis Elástico General de Segundo Orden con T_b variable
- Análisis Elástico General de Segundo Orden con T_b fijo
- Análisis Elástico de primer orden amplificado con T_b variable
- Análisis Elástico de primer orden amplificado con T_b fijo

Dentro del Método de Longitud Efectiva, el programa ofrece dos tipos de análisis que utilizan este método, estos son Análisis Elástico General de Segundo Orden y el Análisis Elástico de Primer Orden amplificado.

Para propósito de esta tesis, se realizará el Análisis Elástico de Primer Orden Amplificado, por lo que, nos limitaremos a explicar únicamente este método.

El Análisis de Primer Orden Amplificado utiliza los factores de amplificación B_1 y B_2 , explicados anteriormente y calculados mediante el Método Aproximado de Segundo Orden. El factor B_1 es calculado por el programa mientras que el factor B_2 debe ser ingresado manualmente por el usuario.

En cuanto a los factores de Longitud Efectiva, el programa no calcula el factor K_1 sino asume un valor de 1, es deber del usuario verificar y modificar manualmente este valor. Mientras que el factor K_2 si es calculado por el programa, al igual que K_{ltb} .

Las Cargas Ficticias deben ser definidas por el usuario para que el programa las utilice con el objetivo de crear combinaciones únicamente con las cargas de gravedad, esto quiere decir que, si se requiere considerar en el diseño las cargas ficticias actuando con otras cargas laterales, el usuario debe definir las, aunque no sea necesario para éste método en estudio.

El coeficiente de Carga Ficticia para este análisis será 0.002, y no se requiere un método para reducir la rigidez.

Para poder aplicar este método es importante que el usuario verifique el cumplimiento de las limitaciones de relación de derivas menor o igual a 1.5, esto puede hacerse con el valor de B_2 .

En resumen, el programa no realiza lo siguiente:

- Combinaciones de cargas ficticias y fuerzas laterales ya sean de vientos o sismos
- El usuario debe verificar que el método de análisis usado sea el correcto según los requerimientos del código
- El usuario debe realizar un análisis P-Delta antes de la fase de diseño (CsiBridge, 2015).

En el capítulo 5 se explicará el procedimiento para realizar éste método de análisis en ETABS mediante capturas de pantalla.

2.5. Análisis Estático No Lineal Pushover de Estructuras Metálicas.

Como se presentó en la justificación de la presente disertación, dentro del país, para estructuras que tienen un factor de importancia mayor a la unidad, es necesario realizar un Análisis Estático No Lineal. El análisis Pushover entrega resultados validos de forma simple y menor tiempo requerido, en comparación con un análisis de tipo Time History, por esta razón es la mejor opción para cumplir el requisito.

2.5.1. Definición de un Análisis Pushover

El análisis Pushover es un método basado en desempeño, el mismo se enfoca en el objetivo para obtener resultados, es decir no es un método de evaluación convencional. Y sirve para conocer la respuesta No Lineal de la estructura.

“El Análisis Estático No Lineal, Pushover, es la verificación de la capacidad de resistencia y deformación hasta el colapso de una estructura y nos permite comprender el mecanismo de falla para optimizarlo” (RODRIGUEZ, 2015).

2.5.2. Normativa de la cual se basa el Análisis Pushover:

FEMA 273 para estructuras ya existentes

ATC para estructuras ya existentes

COMITÉ VISION 2000 para estructuras nuevas

2.5.3. Criterios a ingresar en un Análisis Pushover

El análisis Pushover permite identificar las deficiencias estructurales y corregirlas si estas no llegan a satisfacer un criterio preestablecido, este criterio suele ser un desplazamiento, en el caso de que se realice un análisis por desempeño por deformación, el mismo suele estar ubicado en el nivel más alto de la edificación, en un punto de control localizado generalmente en el centro de rigideces de la losa.

2.5.4. Evaluación Y Resultados Del Análisis Pushover

En un análisis Pushover una estructura es sometida a cargas laterales incrementales, mostrando una secuencia en la edificación de agrietamiento, fluencia, formación de rótulas plásticas, fallo en elementos, y colapso total de la estructura.

El análisis permite:

- Observar las consecuencias de degradación de resistencia de elementos estructurales
- Determinar la capacidad lateral de la estructura.
- Verificar los niveles de desempeño requeridos para las estructuras.
- Identificar cuáles elementos serán más susceptibles a fallar primero.
- Determinar la ductilidad de la estructura.
- Verificar el concepto de vigas débiles y columnas fuertes.
- Identificar las regiones críticas las cuales se van a deformar en gran magnitud
- Identificar la discontinuidad de resistencia en planta o en elevación

En otras palabras, la evaluación consiste en reconocer las condiciones de la estructura para cada nivel de desempeño.

2.5.5. Niveles De Desempeño

El Análisis Estático No Lineal Pushover permite evaluar múltiples límites de desempeño, los cuales están en función de la intensidad del movimiento sísmico.

Los niveles de desempeño se definen como las metas de diseño o como el grado de daño que se va a evaluar en la edificación ante un sismo. Pueden ser descritos en términos de la seguridad ofrecida, costo y facilidad de reparación ante el sismo, economía, arquitectura e impacto histórico.

En la siguiente tabla se presentan los Niveles de Desempeño de una Estructura, sus respectivos estados de daño y descripción de daños, según el Comité VISION 2000.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCION DE DAÑOS	ESTADO DE DAÑO
OPERACIONAL	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.	Despreciable
FUNCIONAL	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.	Leve
RESGUARDO DE LA VIDA	Daños moderados en algunos elementos. Pérdidas de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.	Moderado
CERCA DEL COLAPSO	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.	Severo
COLAPSO	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.	Completo

Tabla 1: Niveles de desempeño, FUENTE: (VISION 2000)

Los niveles de desempeño también pueden estar representados por niveles de terremotos, el cuadro siguiente representa los niveles de desempeño en función del tipo de sismo, además indica las deformaciones permanentes en columnas y vigas.

Sismo de diseño	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
	(Sismo Moderado)	(Sismo Mayor)	(Sismo Severo)
Nivel de desempeño	No daño (sismo usado en diseño elástico)	Daños Reparables (asegura la vida de los ocupantes)	No colapso (evita la falla de los elementos)
Deformación en columnas (Fema 273 p. 6-20)	Elástica	Rotación < 0.01 rad	Rotación <0.02 rad
Deformación en vigas (Fema 273 p. 6-19)	Elástica	Rotación <0.02 rad	Rotación < 0.025 rad

Tabla 2: Niveles de sismo y de desempeño, FUENTE: FEMA 273

La aceptación de los niveles de desempeño se mide en función de las deformaciones o de las derivas de entrepiso presentes en la edificación, por este motivo se presenta la siguiente tabla de las distintas fuentes y las derivas permitidas para cada uno de los niveles de desempeño.

NIVEL DE DESEMPEÑO	ATC - 40	FEMA 273	BERTERO	VISION 2000
OCUPACIÓN INMEDIATA	0.01	0.01	0.002 - 0.005	0.002 – 0.005
SEGURIDAD DE VIDA	0.01 - 0.02	0.01 – 0.02	0.01 – 0.02	0.015
PREVENCIÓN AL COLAPSO	0.33 V_i/P_i	0.04	0.02 – 0.04	0.025

Tabla 3: Límites de distorsión de entrepiso para los niveles de desempeño, FEUNTE: CSI.2015

Debido a que las estructuras son nuevas se usa el criterio de VISION 2000 para la deriva máxima, estas deformaciones permitidas son el criterio a ingresar en el análisis Pushover.

Deriva máxima	Desempeño
<0.002	Operacional
<0.005	Ocupacional
<0.015	Seguridad de Vida
<0.025	Prevención Colapso
>0.025	Colapso

Tabla 4: Derivas Máximas, FUENTE: VISION 2000

Los niveles de desempeño se trabajan en el ETABS en base a la siguiente gráfica, de momento curvatura.

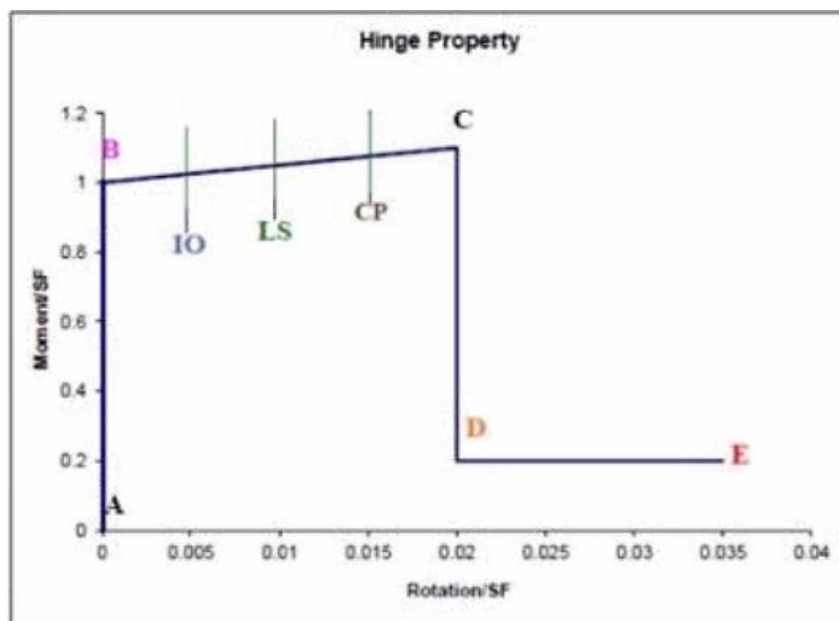


Ilustración 1: Etapas de desempeño consideradas en el ETABS, FUENTE: CSI 2015

En la gráfica anterior se presentan los puntos A, B, IO, LS, CP, C, D, E. Los cuales indican los diferentes niveles de desempeño, y se explican en la tabla siguiente con los respectivos colores que usa el ETABS en su representación gráfica. Cabe recalcar que el ETABS separa a los puntos en dos grupos (A, B, C, D,E y IO,LS,CP).

Porción de la curva	Descripción	Color en ETABS
A - B	Estado elástico	Black
B - IO	Debajo de la ocupación inmediata	Green
IO - LS	Entre ocupación inmediata y Seguridad de vida	Cyan
LS - CP	Entre seguridad de vida y prevención al colapso	Magenta
CP - C	Entre prevención al colapso y última capacidad (colapso)	Red
B - C	Entre fluencia y colapso	Green
C - D	Entre última capacidad y esfuerzo residual	Cyan
D - E	Entre Esfuerzo residual y colapso completo	Magenta
>E	Estructura colapsada	Red

Tabla 5: Representación de Niveles de Desempeño en Etabs.

Mediante los colores se puede reconocer el estado de las rótulas plásticas formadas y localizar las deficiencias de la estructura.

Según la FEMA la estructura debe llegar máximo a un nivel de desempeño de prevención al colapso cuando el mismo se desplace el 4% de la altura del edificio.

2.5.6. Capacidad Y Demanda

Como resultado del Análisis Pushover podemos obtener el punto de desempeño, el cual representa la deformación última o máxima lateral de un sistema de un grado de libertad.

Para obtener dicho punto se construyen dos gráficas, la curva de capacidad y la curva de demanda, el punto donde se intersecan las dos curvas es el punto de desempeño ya mencionado. Ambas gráficas son obtenidas del programa ETABS, después de realizar el Análisis Pushover.

2.5.6.1. *Capacidad*

La capacidad es una característica propia de la estructura, por lo tanto, es un valor constante. Para evaluar la capacidad, se debe realizar la curva de capacidad. La curva de capacidad se obtiene como la envolvente de los ciclos de histéresis, es decir de la carga y descarga de los elementos.

Una curva de histéresis es una gráfica de esfuerzo – deformación que indica el grado de deterioro de los materiales y para los elementos estructurales indica la degradación de rigidez en disipación de energía sísmica. Para construir dicha gráfica se debe aplicar una fuerza en un sentido de manera que se llegue a la máxima deformación, después se debe reducir la fuerza hasta cero, pero en este punto va a existir una deformación permanente diferente de 0, de igual forma se debe colocar una fuerza en el otro sentido hasta la máxima deformación y después descargar. Una vez más se aplica la fuerza en el primer sentido de forma que la curva se cierre. Para el análisis estático Pushover el ciclo se debe repetir varias veces. (RODRIGUEZ, 2005), en el modelo de ETABS se toma en cuenta el tipo de histéresis de Takeda por ser el método propuesto por CSI.

En otras palabras, la curva de capacidad se la puede construir aplicando cargas laterales a la estructura. Sumando estas fuerzas obtenemos un cortante basal al cual corresponde un desplazamiento, obteniendo el primer par de puntos de la curva de capacidad.

En la curva de capacidad el punto en el cual se haya producido un cambio importante en el comportamiento del edificio representa la fluencia efectiva.

2.5.6.2. *Demanda*

La demanda depende de un sismo en particular. No es un valor constante puesto que depende de las fuerzas externas.

Para representar la demanda se realiza la curva de demanda que no es más que el espectro de respuesta dividido para el factor R de sobre resistencia. El espectro de respuesta se considera para un sismo de diseño con un periodo de retorno de 2500 años.

El factor de sobre resistencia considera la ductilidad de los materiales, la cual incrementa la capacidad de carga más allá del desplazamiento después del límite elástico. Si la estructura es más dúctil tendrá más tiempo para evitar daños significativos y por tanto tendrá un mejor comportamiento.

En un análisis Pushover también se habla de una ductilidad de desplazamiento la cual se obtiene dividiendo el desplazamiento al momento del colapso para el desplazamiento en la formación de la primera rótula plástica o de la fluencia efectiva.

Es importante mencionar que: “Mientras más alejado se encuentra el espectro de capacidad del espectro de demanda mayor será el daño que se espera.” (ESPE)

A continuación, se presenta una gráfica que ilustran las curvas de capacidad y demanda y el punto de demanda.

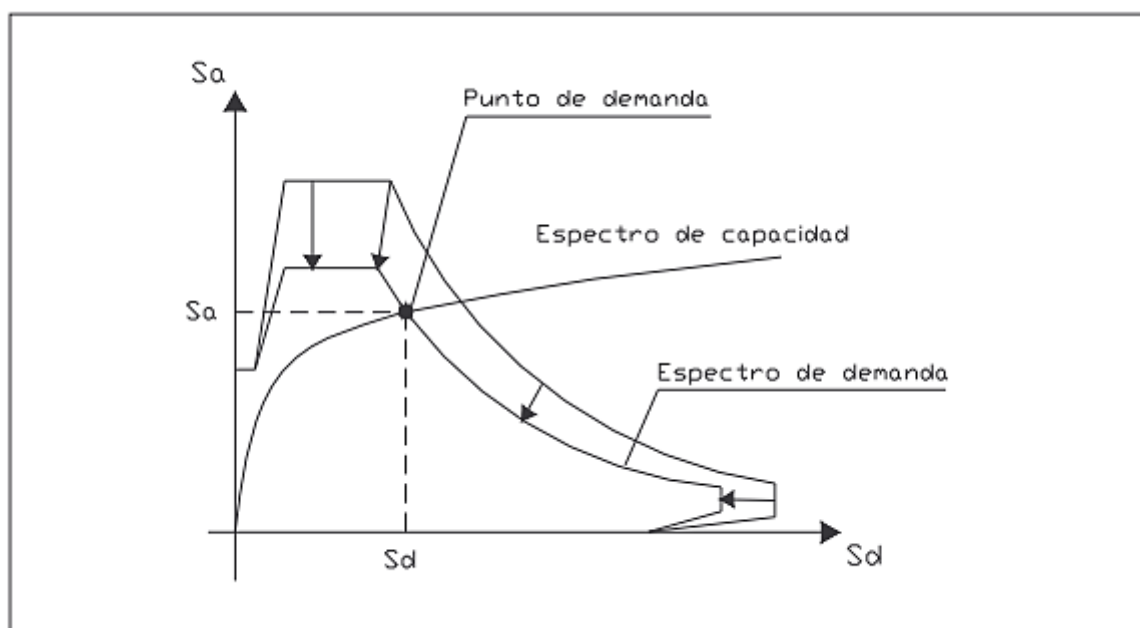


Ilustración 2: Demostración de obtención del punto de demanda, FUENTE: ESPE

2.5.7. Consideraciones a tomar en cuenta para el diseño de Pushover en ETABS

- Modelar brazos rígidos en vigas y columnas o solo en vigas, más no solamente en columnas.

Para crear los brazos rígidos el programa permite la utilización de un factor que modifica la rigidez en los nudos. Un factor de 1 significa que el 100% de la longitud del elemento dentro del nodo es infinitamente rígida, lo que implica que el nodo es infinitamente rígido y por tanto el mismo no se deforma, lo cual no es del todo cierto. Por otra parte, un factor de 0 implica que el programa calculará la rigidez de la viga considerando la longitud total

entre ejes, pero esto indicaría que el nodo no es para nada rígido. Por lo tanto, este factor se considera 0.5 en el programa ETABS. (PROYECTOR, 2014)

- Emplear diafragmas rígidos

Un diafragma rígido horizontal es aquella losa que solo se desplaza en las dos direcciones de sus dimensiones grandes es decir no se doblan ante cargas sísmicas. En la Ilustración 3 se indica la diferencia entre un diafragma rígido y un diafragma flexible.

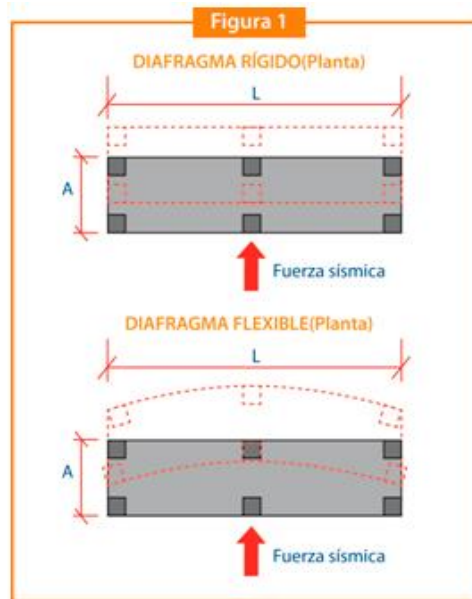


Ilustración 3: Diafragmas horizontales, FUENTE: Aceros Arequipa

- Los efectos P-delta no son despreciables por los grandes desplazamientos de los pórticos.
- Se debe imponer la formación de las Rótulas Plásticas en las caras de las vigas

Una rótula plástica es la representación del comportamiento inelástico de un elemento, y define la no linealidad del material. Se producen cuando ocurre la plastificación total de una región, produciéndose una articulación en la sección transversal del elemento.

Las rótulas plásticas se producen en los extremos del elemento, en la unión viga-columna, se prefiere ocurran en vigas, como indica la ilustración 4 (a). Una rótula puede ser rígida inicialmente y rotar después de la fluencia. Las propiedades principales de una rótula plástica son la resistencia a la flexión y la capacidad de rotación que en este caso

es el límite de ductilidad, punto desde el cual el elemento llega a la fluencia y puede rotar. (Ver Ilustración 4 (b), (c), (d))

Es importante aclarar que las rótulas plásticas se pueden dar tanto por flexión como por cortante, sin embargo, en vigas de acero es muy raro que el material fluya debido a corte.

A la rótula plástica se la define con una longitud de la cara del apoyo correspondiente a 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento. Se asume que en esta longitud la curvatura es constante. Las rótulas están después de los brazos rígidos.

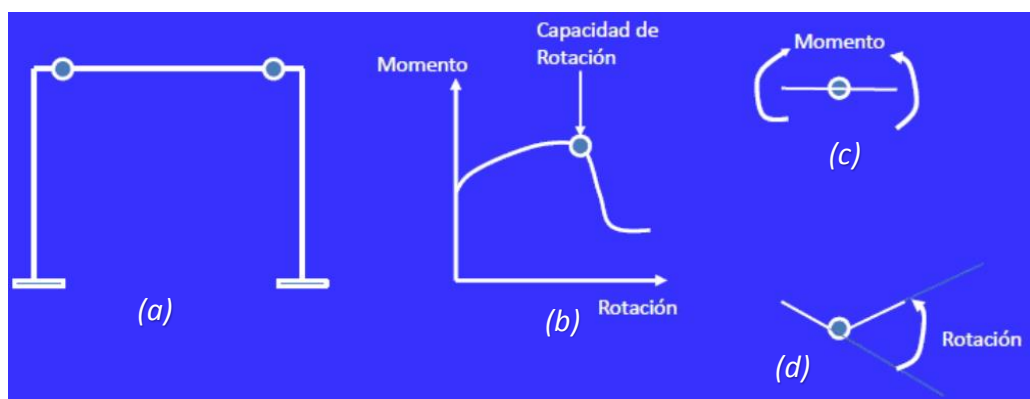


Ilustración 4: Rótulas plásticas, FUENTE: (CSI, 2014)

- Según el FEMA 440 el primer modo de vibración es suficiente para realizar un Análisis Pushover.

El primer modo de vibración o modo fundamental es aquel en que todos los pisos de la estructura se desplazan en una misma dirección en un instante determinado. En este caso las aceleraciones son mayores en la parte superior de la edificación.

- Los muros de corte o diafragmas verticales también pueden presentar rótulas plásticas. Esto quiere decir que los muros también deben ser considerados con sus propiedades no lineales.
- El Análisis Pushover se lo realiza en tres dimensiones

2.5.8. Procedimiento en Etabs para la realización del Análisis Pushover

El procedimiento será complementado con capturas de pantalla para una estructura analizada en el Capítulo 6 de la disertación.

1. Se definen las propiedades no lineales de todos los materiales
2. Se define el Espectro de Respuesta según la normativa ASCE.
3. Se consideran los efectos de segundo orden
4. Definir el caso Modal en Vectores Ritz
5. Crear y modificar los patrones de carga
6. Definir los casos de carga estática no lineales
7. Se define el nudo de control
8. Opcionalmente se puede colocar un desplazamiento general del nudo de control
9. Definir combinaciones de carga adicionales
10. Crear los brazos rígidos en vigas
11. Crear los brazos rígidos en columnas
12. Colocar el punto de inserción en vigas
13. Colocar el punto de inserción en columnas
14. Definir estaciones en vigas
15. Opcionalmente se puede definir las posibles rótulas plásticas
16. Asignar las posibles rótulas a las vigas
17. Asignar las posibles rótulas a las columnas
18. Subdividir los elementos
19. Definir rótulas en los muros de corte para considerarlos no lineales
20. Usar el solucionador *Multi threaded*
21. Se procede a correr el modelo

2.6. Resumen de la Norma NEC–SE–DS, Peligro Sísmico Diseño Sismorresistente

El diseño sísmico de las estructuras se basa en la norma NEC–SE–DS, siendo el capítulo de Peligro Sísmico y Diseño Sismorresistente. Para la realización del Análisis Lineal de las edificaciones presentes en esta disertación se usaron los requisitos y lineamientos de la norma mencionada, los cuales se presentan a continuación.

Para un Análisis Lineal de Estructuras el código indica que el sismo de diseño debe ser aquel que ante un terremoto que tenga un periodo de retorno de 475 años, proteja la vida de sus ocupantes. El sismo de diseño tiene una probabilidad anual de excedencia de 0.002. Es decir, tiene el 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años.

Para el diseño de estructuras dentro del rango elástico se usa la metodología de diseño basado en fuerzas. En donde los sistemas son reemplazados por un sistema elástico con 5% de amortiguamiento viscoso y cuya rigidez y periodo de diseño, son estimados asumiendo los espesores de las placas para estructuras de acero.

El código indica que la memoria de cálculo en la cual se presenta el diseño sísmico, debe contener:

- Los materiales a usarse y sus especificaciones técnicas
- El sistema estructural escogido
- El tipo de características y parámetros mecánicos del suelo
- El tipo y nivel de cargas seleccionadas y sus combinaciones
- Parámetros usados para definir las fuerzas sísmicas
- El espectro de diseño
- Los desplazamientos y derivas máximas que presente la estructura

Para diseñar la estructura mediante la metodología basada en fuerzas el diseñador puede realizar un Análisis Espectral, usando el espectro de respuesta de aceleraciones.

En un análisis basado en fuerzas, se deben considerar todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta de la estructura.

Cuando se realiza un análisis dinámico de tipo modal espectral, se debe asegurar que el porcentaje de aporte en la masa, sumando los modos seleccionados sea al menos el 90% de la masa de la estructura.

El procedimiento para realizar el cálculo mediante la metodología de diseño basado en fuerzas es la siguiente:

2.6.1. Determinar el Espectro de Diseño

El espectro de respuesta sísmica se lo construye a partir de los parámetros expuestos a continuación.

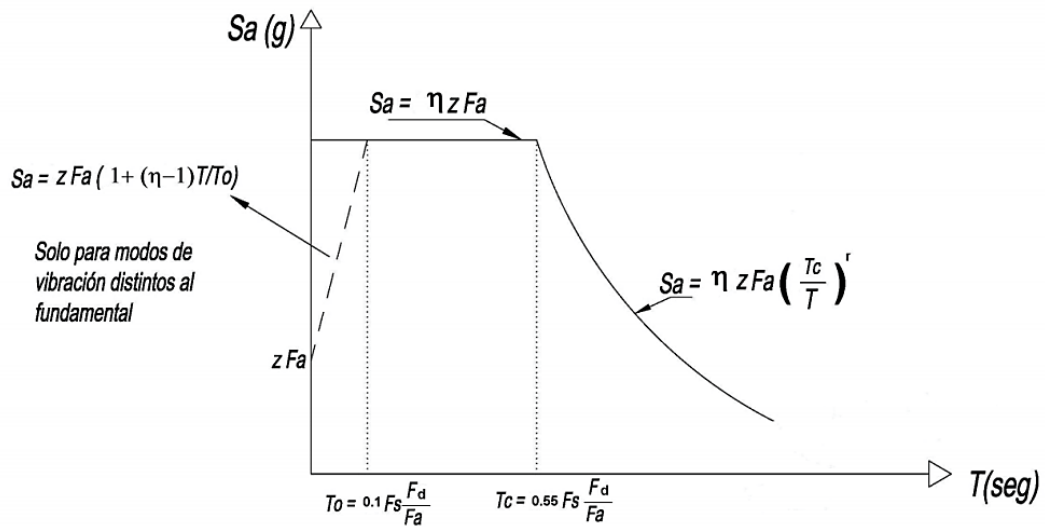


Ilustración 5: Espectro Sísmico elástico de aceleraciones, FUENTE: NEC-SE-DS

Zonificación sísmica Z

Para realizar el cálculo se debe conocer la zonificación sísmica, representada por el valor del factor de Z el cual es expresado como una fracción de la gravedad, el mismo indica la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

Para determinar la zonificación sísmica se utiliza un mapa que consta en la norma, en donde se representan los valores de Z, con 6 diferentes zonas sísmicas. Para cada zona sísmica corresponde un valor del factor Z, presentado en la siguiente tabla. Además, el valor de z es presentado en la norma NEC-SE-DS, para cada ciudad del Ecuador.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	>= 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 6: Valores del factor Z en función de la zona sísmica FUENTE: NEC-SE-DS

Geología local

La norma NEC presenta 5 perfiles diferentes de suelo, los cuales se presentan en la siguiente tabla.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas banda	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$

Tabla 7: Perfiles del suelo, FUENTE: NEC-SE-DS

Coeficientes de perfil de suelo

Fa: es el coeficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto, el mismo amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para el diseño en roca. A continuación, se presenta una tabla con los respectivos valores de este coeficiente.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Tabla 8: Factores de Sitio F_a FUENTE: NEC-SE-DS

F_d : es el factor que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para el diseño en roca. En la siguiente tabla se presentan sus valores.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Tabla 9: Factores de Sitio F_d FUENTE: NEC-SE-DS

F_s : es el factor que considera el comportamiento no lineal del suelo. Este último factor tiene los siguientes valores.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Tabla 10: Factores de Sitio F_a , FUENTE: NEC-SE-DS

Relación de amplificación espectral

Factor η : razón entre la aceleración espectral y el PGA. Para el periodo de retorno seleccionado. Este factor varía según la región del Ecuador, y los valores se presentan a continuación:

- Para provincias de la Costa (excepto Esmeraldas): 1.80
- Para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos: 2.48
- Para provincias de la costa: 2.60

Periodo de vibración

El periodo de vibración es el tiempo en el que se produce un movimiento ondulatorio, en el cual el sistema vuelve a su posición original luego de un ciclo de oscilación. Para la construcción del espectro se usan los siguientes valores de periodos de vibración.

- El periodo de vibración fundamental, o el mayor periodo de la estructura (T)
- El periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (T_o y T_c).

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad T_o = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ecuación 10: Periodos límites de vibración del Espectro de Diseño, FUENTE: NEC-SE-DS

2.6.2. Calcular el periodo fundamental de vibración aproximado

Para obtener una estimación razonable del periodo de vibración de una estructura se utiliza la siguiente ecuación.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Ecuación 11: Periodo Fundamental de vibración aproximado de una estructura, FUENTE: NEC-SE-DS

Dónde,

h_n : Altura del edificio en metros.

C_t y α son coeficientes que dependen del tipo de estructura y cuyos valores se presentan a continuación:

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

Tabla 11: Coeficientes C_t y α , FUENTE: NEC-SE-DS

Es importante mencionar que una vez dimensionada la estructura los periodos fundamentales se deben recalcular por medio de un Análisis Modal. Es decir, hay que obtener el periodo de la estructura para el primer modo de vibración del programa Etabs.

2.6.3. Determinar el Cortante Basal V

Para tomar en cuenta el sismo se desarrolla un cortante basal elástico. “El Cortante Basal es la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño.” (NEC-SE-DS, 2015) Matemáticamente se lo obtiene con la siguiente formula.

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_P \phi_E} W$$

Ecuación 12: Cortante Basal, FUENTE: NEC-SE-DS

De dicha fórmula se explica cada variable en los siguientes párrafos:

Factor de Importancia I

El objetivo del factor de importancia es aumentar la seguridad a las estructuras que por su ocupación requieren sufrir menores daños ante un sismo. En la siguiente tabla se presentan los valores del factor de importancia de la estructura dependiendo de su tipo de uso.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Tabla 12: Importancia de la estructura FUENTE: NEC-SE-DS

Aceleración espectral de la estructura $S_a(T_a)$

La misma se obtiene de la gráfica del espectro. Con el periodo de vibración calculado de la estructura.

Factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor de reducción toma en cuenta la redundancia de la estructura, ductilidad y sobrerresistencia. En la siguiente tabla se presentan los valores del factor de reducción.

Sistemas estructurales dúctiles		R
Sistemas duales		
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).		8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.		8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).		8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.		7
Pórticos resistentes a momentos		
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.		8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.		8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.		8
Otros sistemas estructurales para edificaciones		
Sistema de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.		5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.		5

Tabla 13: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles, FUENTE: NEC-SE-DS

Carga sísmica reactiva W

Esta carga representa la carga reactiva por sismo y es considerada igual a la carga muerta de la estructura, en ETABS esta carga es calculada automáticamente una vez que se ha modelado la edificación.

Irregularidades en planta ØP y en elevación ØE

Los coeficientes de irregularidad en planta y en elevación penalizan el diseño para tomar en cuenta el comportamiento deficiente de la estructura ante un sismo debido a las irregularidades. Mismas que producen variaciones en las rigideces y en la resistencia. En las siguientes ilustraciones se indican los valores de los factores de irregularidad en planta y elevación.

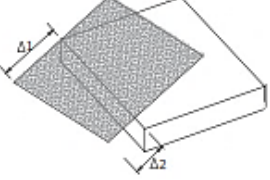
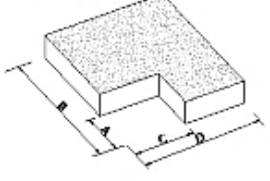
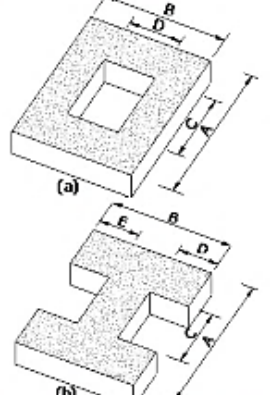
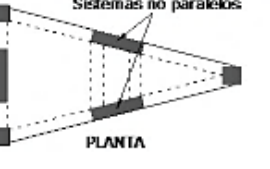
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pi}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pi}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pi}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pi}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Ilustración 6: Irregularidades en planta, FUENTE: NEC-SE-DS

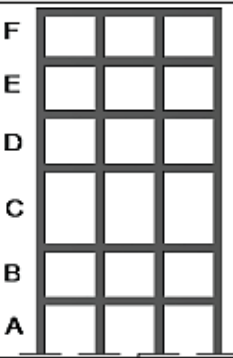
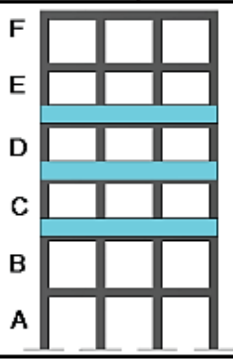
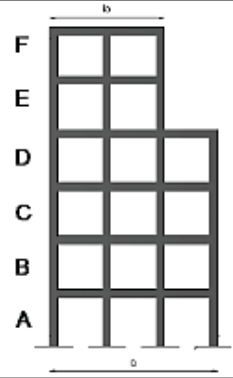
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{Ej}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{Ej}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{Ej}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Ilustración 7: Irregularidades en Elevación, FUENTE: NEC-SE-DS

Para obtener el valor del factor de irregularidad en planta se usa la siguiente ecuación

$$\phi_P = \phi_{PA} * \phi_{PB}$$

Ecuación 13: Factor de Irregularidad en planta, FUENTE: NEC-SE-DS

Siendo,

ϕ_{PA} = factor en caso de irregularidades en planta tipo 1, 2, 3

ϕ_{PB} = factor en caso de irregularidades en planta tipo 4

Para obtener el valor del factor de irregularidad en elevación se usa la siguiente ecuación

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB}$$

Ecuación 14: Factor de Irregularidad en elevación, FUENTE: NEC-SE-DS

Siendo,

ϕ_{EA} = factor en caso de irregularidades en elevación tipo 1

ϕ_{EB} = factor en caso de irregularidades en elevación tipo 2, 3

2.6.4. Resultados

Las estructuras se diseñan para que resistan las cargas a las que estarán sometidas, incluido el sismo. Se debe comprobar que la estructura en su estado último este por debajo de los valores de resistencia para las distintas solicitaciones, que son:

- De compresión,
- De tracción,
- De cortante,
- De torsión,
- De flexión.

Además, se las diseña para que las derivas de piso sean inferiores a las máximas permisibles, mismas que se presentan en el cuadro siguiente.

Estructuras de :	ΔM máxima (sin unidad, fracción de la altura de entrepiso)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Tabla 14: Valores de deriva máxima, FUENTE: NEC-SE-DS

Se deben realizar controles de deformaciones por el cálculo de derivas inelásticas máximas de piso. La deriva se calculará de la siguiente manera:

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

Ecuación 15: Deriva máxima de piso, FUENTE: NEC-SE-DS

Donde Δ_E es el desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducido.

Por último, se verifica que esta deriva sea menor que la deriva máxima permisible.

En resumen, en un análisis se deben obtener los siguientes resultados:

- Deflexiones
- Derivas
- Fuerzas en los pisos y en los elementos
- Momentos
- Cortantes de piso
- Cortantes en la base

CAPÍTULO 3

SELECCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

En el presente capítulo se especificarán las características principales de cada una de las 3 estructuras metálicas seleccionadas. Dos en la provincia de Imbabura, y una en la provincia de Pichincha. El primer edificio tiene una altura de 9.30 m, el segundo de 27.90 m, y el tercero de 49.50 m.

Cabe recalcar que los modelos estructurales utilizados en la presente disertación FUERON MODIFICADOS del original realizado por el ingeniero, en cuyo caso las características estructurales y los resultados que se presentan aquí NO SON LOS REALES.

3.1. ESTRUCTURA 1: Edificación de baja altura, Bloque Parques Clúster de la Tierra, Yachay.

3.1.1. Antecedentes

En el 2015 el Ingeniero Ginno Manciatì Jaramillo realiza el cálculo estructural del proyecto denominado Clúster de la Tierra ubicado en la Ciudad del Conocimiento YACHAY mediante la Empresa Consultora GEMAING Cía. Ltda.

3.1.2. Ubicación

La Ciudad del Conocimiento se encuentra ubicada en la provincia de Imbabura en el cantón de San Miguel de Urucuquí. Está ubicada a 115 Km del aeropuerto Mariscal Sucre, a 15 minutos de la ciudad de Ibarra.



Ilustración 8: Ubicación de la Ciudad del Conocimiento, FUENTE: YACHAY.GOB.EC

3.1.3. Datos generales de geometría y materiales

El complejo es un conjunto de varios bloques, uno de ellos es el Bloque de Parqueos, mismo que se utilizará como la estructura de baja altura en el presente análisis comparativo.

Se trata de un bloque de 9.30 m de altura libre destinado a parqueos, consta de dos niveles de losas de estructura metálica, compuesta de deck metálico y hormigón. La losa ubicada en el nivel N+0.00 tiene un área de 1087.77 m². La losa superior se encuentra en el nivel N+4.65 y tiene un área de 688 m².

3.1.4. Detalle Arquitectónico

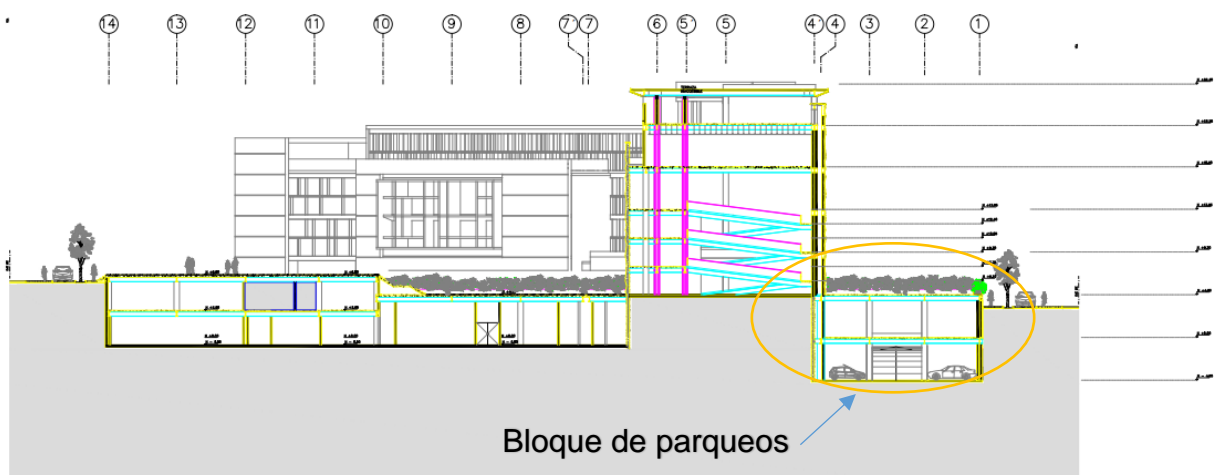


Ilustración 9: Corte Estructura Bloque de Parques Clúster de la Tierra. FUENTE: Planos Arquitectónicos Proyecto Yachay

3.2. ESTRUCTURA 2: Edificación de mediana altura, Bloque 2 Clúster de la Tierra, Yachay.

3.2.1. Ubicación

La ubicación de la estructura de mediana altura es la misma que la de baja altura.

3.2.2. Datos generales de geometría y materiales

Otro bloque perteneciente al complejo y que será utilizado como la estructura de mediana altura en el presente análisis comparativo es el llamado Bloque 2. El bloque es un edificio de seis niveles altos del tipo laboratorio para Universidad, dispuesta de losas de estructura metálica, compuesta de deck metálico y hormigón.

A continuación, se presenta una tabla que indica el área de cada losa y su respectivo nivel.

NIVEL	AREA (m2)
N+0.00	886.81
N+4.65	947.07
N+9.30	909.65
N+13.95	909.65
N+18.60	909.65
N+23.25	638.35
Área Total	4291.53

Tabla 15: Áreas de los niveles del Edificio Bloque 2

Obteniendo una estructura de 27.90 metros de altura libre, con una altura de entrepiso de 4.65 m.

3.2.3. Detalle Arquitectónico

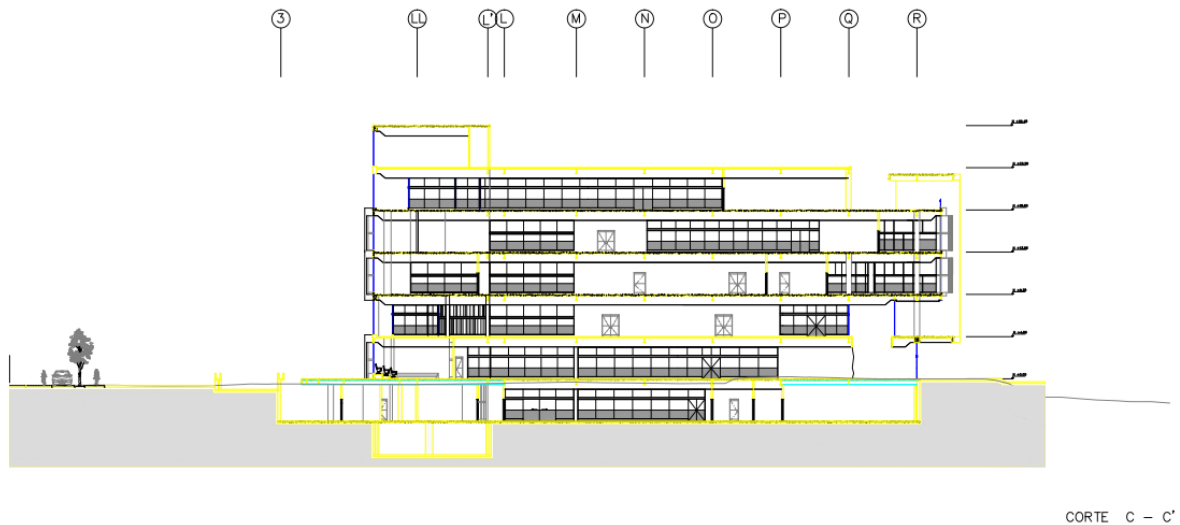


Ilustración 10: Corte Edificio Bloque 2 Clúster de la Tierra, Yachay. Fuente: Planos Arquitectónicos Proyecto Yachay

3.3. ESTRUCTURA 3: Edificación de alta, Plataforma Gubernamental de Gestión de Sectores Estratégicos (PGSE).

3.3.1. Antecedentes

En el 2013 el Ingeniero Ginno Manciatì Jaramillo realiza el cálculo estructural del proyecto denominado PLATAFORMA GUBERNAMENTAL DE GESTIÓN DE SECTORES ESTRATÉGICOS mediante la Empresa Consultora GEMAING Cía. Ltda.

3.3.2. Ubicación

La Plataforma Gubernamental de Gestión de Sectores Estratégicos, se encontrará ubicada en la ciudad de Quito, en la Av. República y Av. Eloy Alfaro. A continuación, se presenta el mapa de su localización.

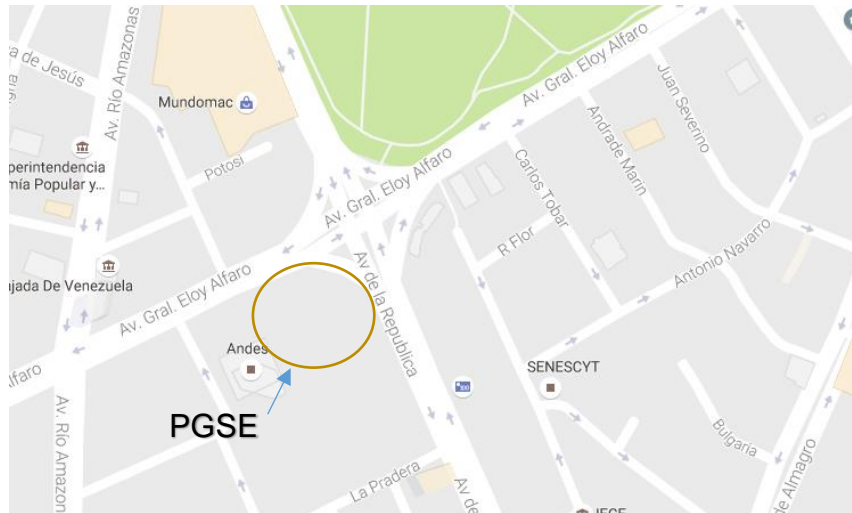


Ilustración 11: Ubicación de PGSE, FUENTE: Google Maps

3.3.3. Datos generales de geometría y materiales

Por motivo de diseño, la Plataforma es dividida en 3 bloques estructuralmente independientes, uno de ellos es el bloque izquierdo, el cual se utilizará como la estructura de mayor altura en el presente análisis comparativo.

El bloque tiene diez niveles altos y dos subsuelos, cada planta formada por losas de estructura metálica, compuesta de deck metálico y hormigón. A continuación, se presenta una tabla que indica los niveles de las losas y sus respectivas áreas aportantes.

NIVEL	ÁREA (m ²)
N+0.00	5003.04
N+9.00	1156.58
N+13.50	1156.58
N+18.00	1358.74
N+22.50	1358.74
N+27.00	1560.90
N+31.50	1560.90
N+36.00	1589.40
N+40.50	728.41
N+45.00	611.25
N+49.50	117.16
Área total	16084.54

Tabla 16: Áreas de los niveles de PGES.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS LINEAL DE PRIMER ORDEN DE LAS ESTRUCTURAS

En este capítulo se presentan los pasos generales para realizar el Análisis Lineal de Primer Orden en el programa ETABS a partir de estructuras previamente modeladas y diseñadas, es decir, no se indicarán los pasos para definir los materiales, secciones de los elementos, asignación de cargas, y demás parámetros que ya fueron definidos por el Ingeniero Estructural.

Se complementa la explicación del procedimiento con capturas de pantallas del análisis realizado a la primera estructura, Bloque de Parqueos de Yachay.

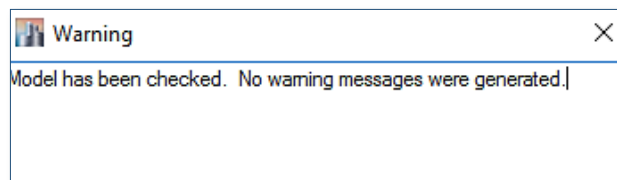
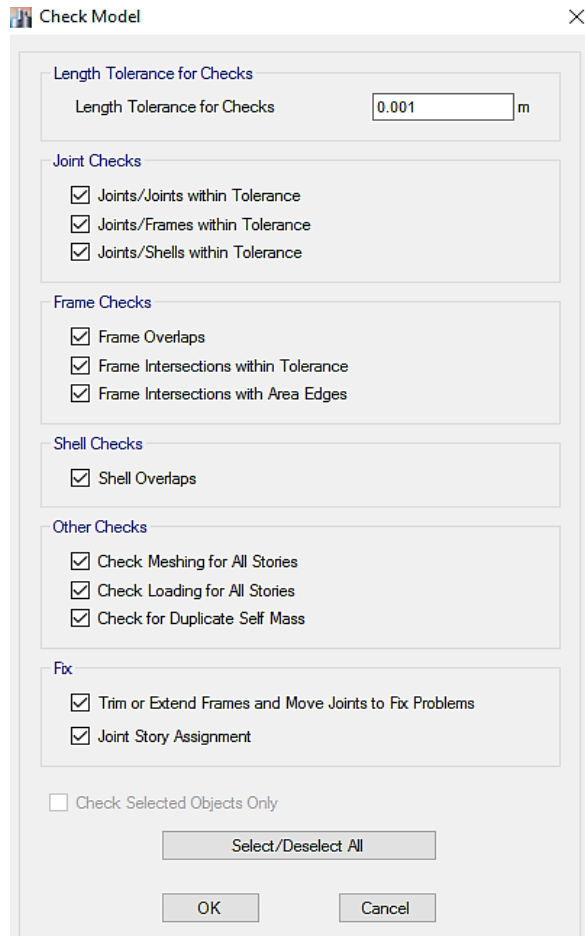
Para esto, se presentarán las bases de diseño, el cálculo del cortante basal y espectro de respuesta. Por último, se verifica la aprobación del análisis lineal de acuerdo a los requisitos de la norma NEC–SE–DS de las tres estructuras mediante la interpretación de los resultados obtenidos.

4.1. Procedimiento con capturas de pantalla

Una vez que se ha creado el modelo geométrico de la estructura se procede a seguir los siguientes pasos para verificar el modelo e incluir los parámetros referidos en la normativa vigente, que considera las condiciones sísmicas y de carga en la estructura.

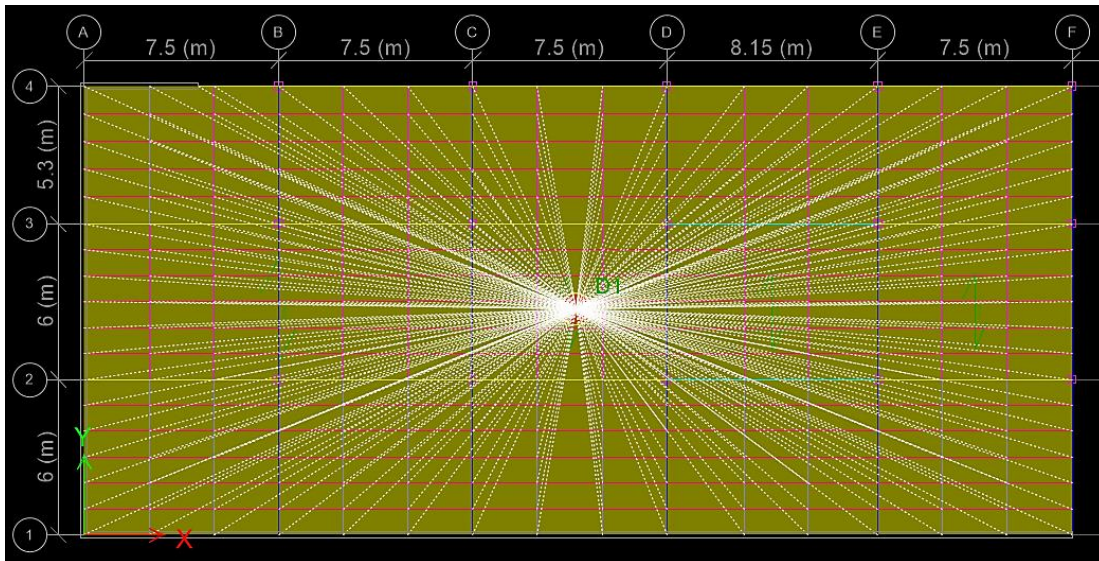
1. Comprobar que el modelo no tenga problemas en su disposición geométrica en *Analyze > Check Model*

Esta herramienta es útil para encontrar cualquier error o problema con la modelación de la estructura. El usuario puede escoger entre varias opciones para chequear el modelo.



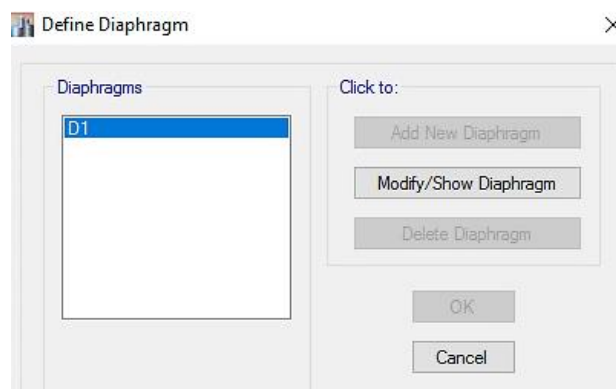
2. Comprobar que estén consideradas todas las plantas de la estructura como diafragmas rígidos

La siguiente ilustración corresponde a la planta del nivel N+4.65, en ella se ven múltiples líneas blancas que concurren en un punto indicando que el diafragma de piso está correctamente definido con un nombre de D1.



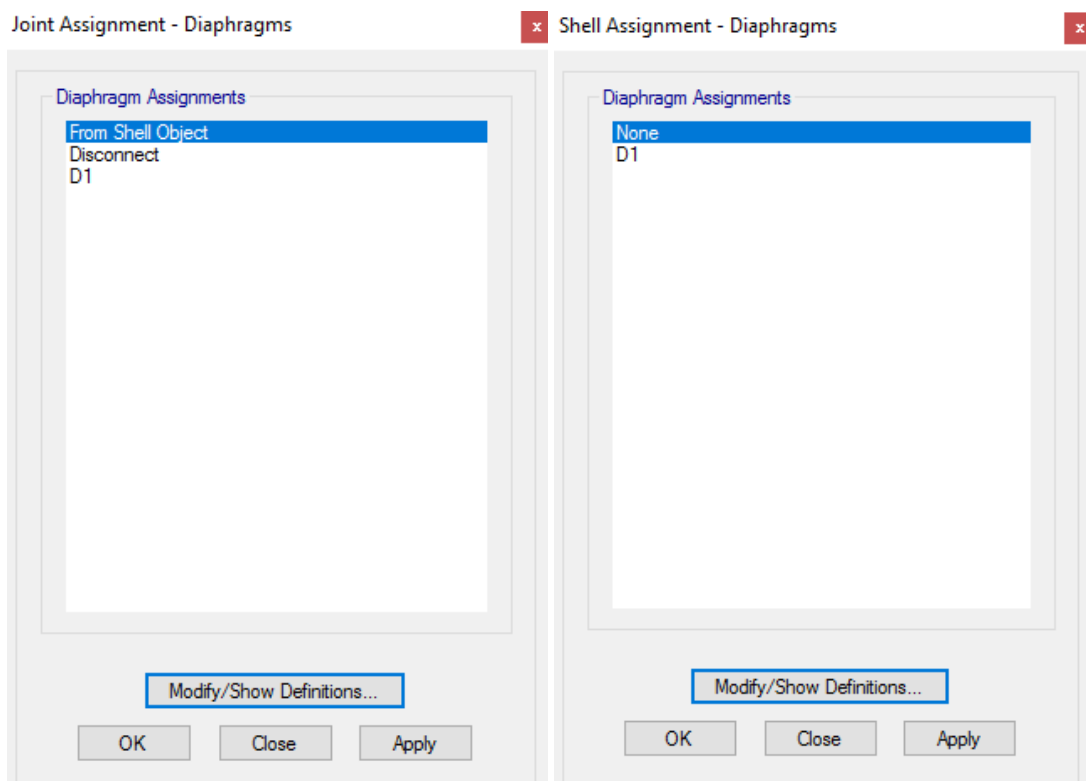
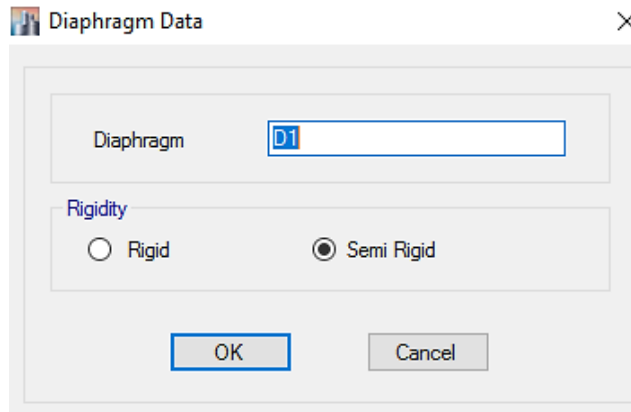
Para habilitar la vista del diafragma de piso dirigirse a la opción del menú *View > Set Display Options* y en la ventana que se abre seleccionar la opción *Diaphragm Extent*.

En caso de que no conste el diafragma de piso, este puede ser definido en *Define > Diaphragm > Add New Diaphragm*



Se despliegan dos opciones para especificar la rigidez del diafragma, rígido y semi-rígido. La primera considera el diafragma de piso totalmente rígido para el análisis y la segunda toma en cuenta la rigidez de los elementos que forman parte de él, esta última opción es la más real. Se puede definir tantos diafragmas rígidos como pisos existentes o considerar uno solo para asignarlo a cada piso.

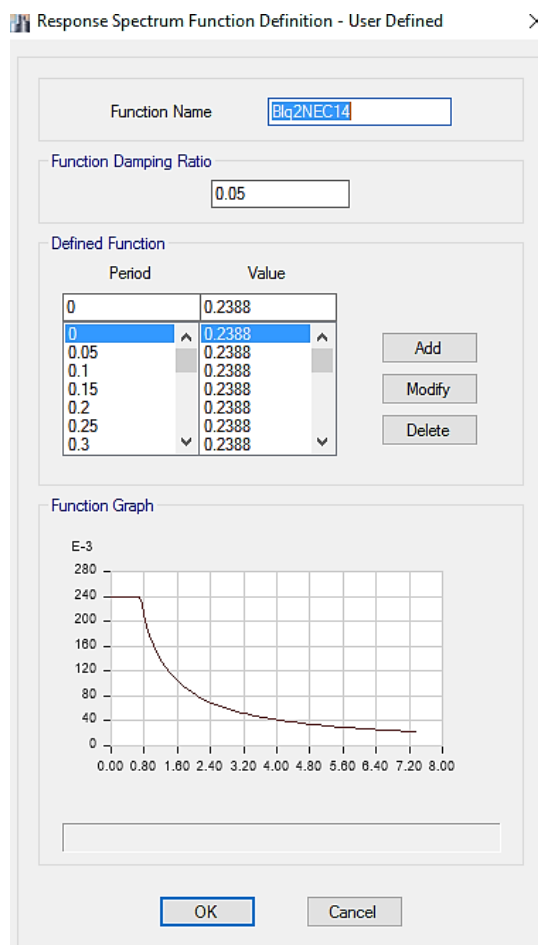
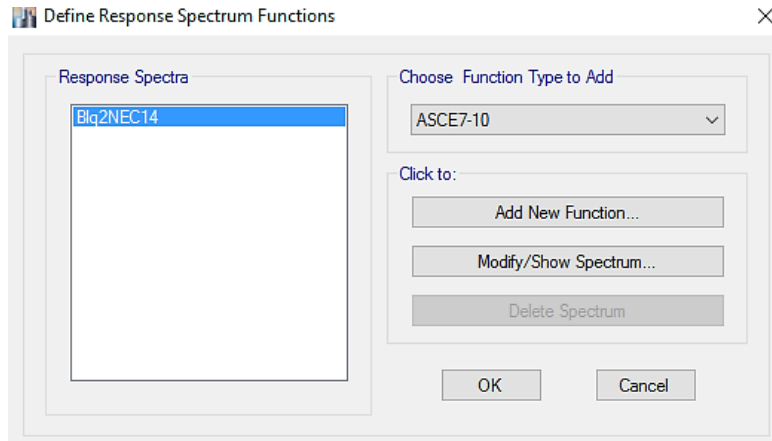
Una vez definido el diafragma se procede a asignarlo a las articulaciones o a los objetos tipo Shell en *Assign > Joint > Diaphragm* (o *Shell > Diaphragm*).



3. Definir el espectro de diseño en *Define > Functions > Response Spectrum*

El programa permite definir el espectro de diseño de acuerdo a varias normas, entre esas consta la norma ecuatoriana NEC–SE–DS, sin embargo, es recomendable definir el espectro manualmente mediante la opción de función User, ingresando los valores del periodo y la aceleración obtenidos de un cálculo previo.

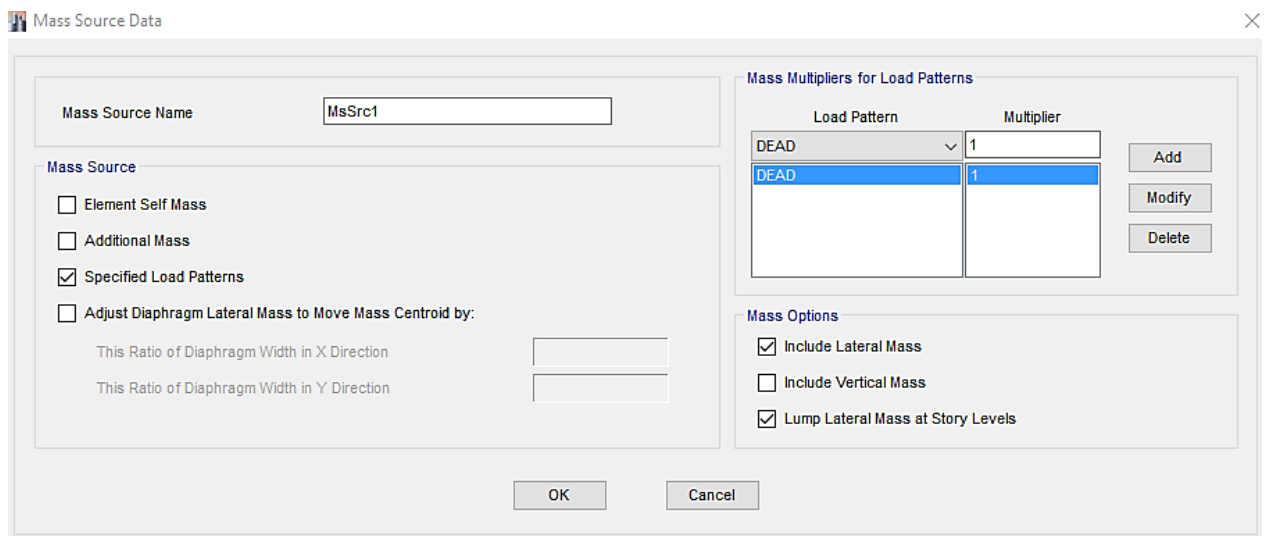
Considerar la función con un factor de amortiguamiento de 0.05.



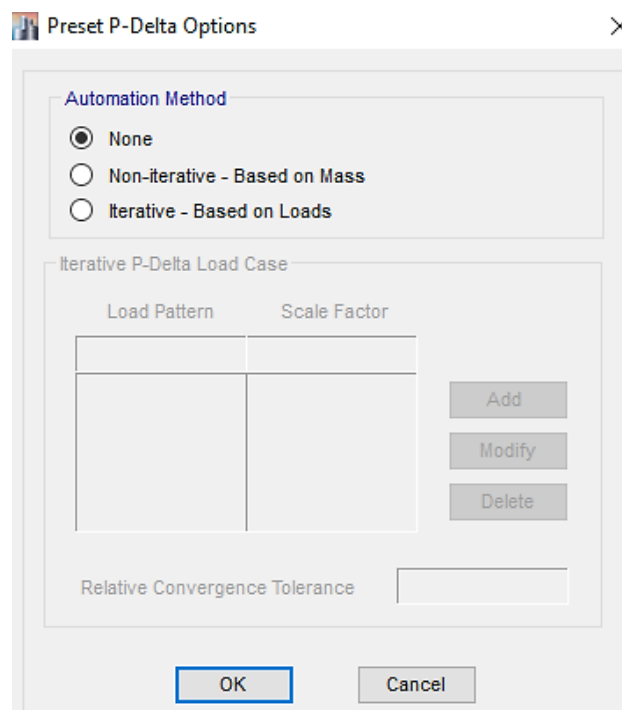
4. Definir la fuente de masa en *Define > Mass Source > Add or Modify Mass Source*

La fuente de masa corresponde a la carga muerta total, en caso de que la estructura sea destinada a almacenaje o bodegas deberá considerarse adicionalmente un incremento del 25% de la carga viva.

Seleccionar las opciones según se quiera considerar la fuente de masa.



5. Definir opciones P-Delta en *Define > P-Delta Options*



En el análisis lineal pueden o no considerarse los efectos P-Delta. Para cumplir los objetivos de esta tesis, en esta sección no se toma en cuenta estos efectos, pues se desea realizar un Análisis Lineal de Primer Orden.

6. Definir el Caso Modal en *Define > Modal Case > Add New Case*

Se coloca el tipo de caso modal como Eigen por ser mas simple y apropiado para un Análisis Lineal. El uso de los vectores Eigen (Propios) permite determinar los parámetros modales que facilitan la predicción del comportamiento de la estructura y la localización de problemas dentro del modelo. Por ejemplo, las frecuencias naturales indican cuando puede esperarse resonancia bajo diferentes condiciones de carga.

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal [Design...]

Modal Case SubType: Eigen [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None [Modify/Show...]

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Advanced Load Data Does NOT Exist Advanced

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 30

Minimum Number of Modes: 3

Frequency Shift (Center): 0 cyc/sec

Cutoff Frequency (Radius): 0 cyc/sec

Convergence Tolerance: 1E-09

Allow Auto Frequency Shifting

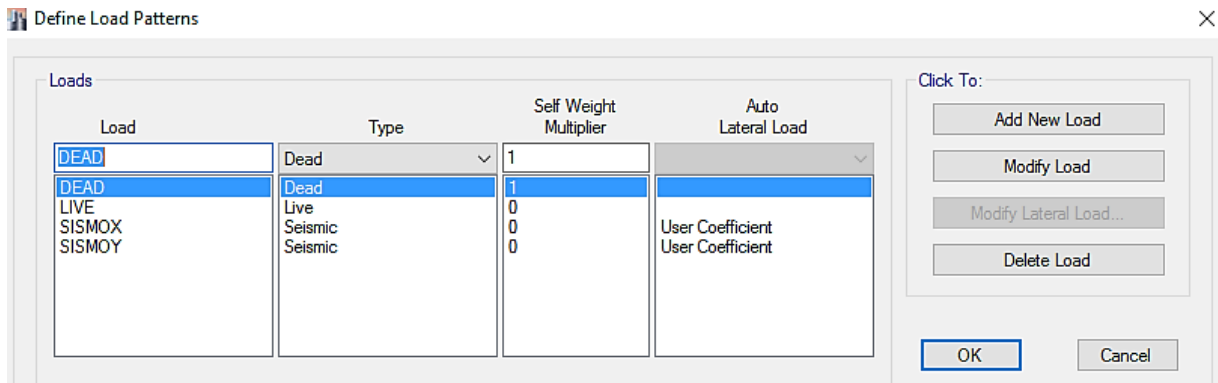
OK Cancel

El mínimo número de modos considerados en el análisis es recomendable que sea tres y el número máximo serán los necesarios para alcanzar el 90% de la participación de la masa.

7. Definir los patrones de carga en *Define > Load Patterns > Add New Load*

Deben definirse los patrones de carga actuantes en la estructura, generalmente estos son: Carga Muerta (DEAD), Carga Viva (LIVE), Carga de Sismo en la dirección X (SISMO-X), Carga de Sismo en la dirección Y (SISMO-Y). En caso de existir subsuelo se deberá definir un patrón tipo SOIL; de existir nieve, un patrón SNOW; etc.

El multiplicador de peso propio tendrá un valor de 1 únicamente para la carga tipo DEAD para considerar el peso propio de los elementos estructurales una sola vez en el modelo.



Para las cargas SISMOX y SISMOY se debe ingresar el coeficiente sísmico en *Modify Lateral Load*, mismo obtenido anteriormente mediante una hoja de cálculo que sigue lo dispuesto en la normativa.



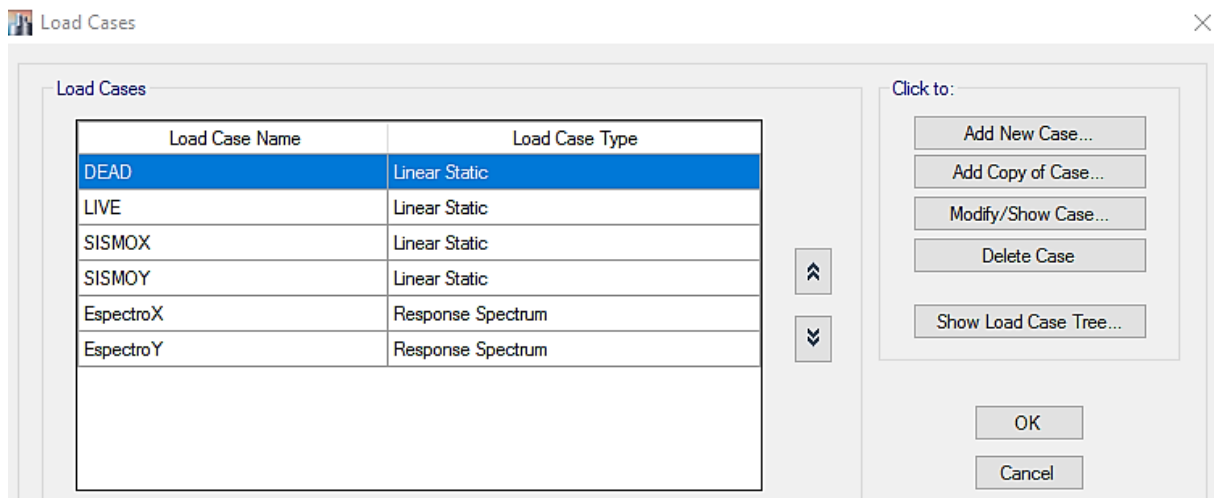
Se asumirá una excentricidad de 0.05 y se analizará cuando la carga actúa con excentricidad positiva, negativa y sin excentricidad. En cuanto a los factores, el coeficiente de Cortante Basal es el obtenido mediante el programa “Espectro y Cortante Basal” elaborado por las autoras de esta disertación y el coeficiente K toma un valor de 1 según la norma americana.

El sismo se lo aplica desde la superficie hasta el último piso sin tomar en cuenta los subsuelos.

8. Definir los Casos de Carga en *Define > Load Cases> Add New Case*

Para el Análisis Lineal se consideran los casos de carga lineales tipo DEAD, LIVE, SISMO en dirección x y y, y los casos de carga espectrales en ambas direcciones.

La definición de cada una de ellas se muestra a continuación:



Caso de Carga Muerta

Load Case Data [Close]

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Linear Static [v] Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None Modify/Show...

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1

Info Add Delete

OK Cancel

Caso de Carga Viva

Load Case Data [Close]

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Linear Static [v] Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None Modify/Show...

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	LIVE	1

Info Add Delete

OK Cancel

Caso de Carga Sismo X y Sismo Y

Load Case Data

General

Load Case Name: SISMOX

Load Case Type: Linear Static

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SISMOX	1

Buttons: Add, Delete, OK, Cancel

Load Case Data

General

Load Case Name: SISMOY

Load Case Type: Linear Static

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SISMOY	1

Buttons: Add, Delete, OK, Cancel

Caso de Carga Espectro X y Espectro Y

En la función del Espectro de Respuesta los valores de la aceleración son dados en función de la aceleración del suelo y los mismos son adimensionales, por tanto, el factor de escala será el valor de la gravedad tomando en cuenta las unidades adoptadas en el programa.

Load Case Data [X]

General

Load Case Name: EspectroX [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	INELÁSTICO	9.81

[Add] [Delete] Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: CQC3

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

La norma NEC–SE–DS establece que: “el valor del Cortante Dinámico total en la base obtenido por cualquier método de Análisis Dinámico, no debe ser < 85% del Cortante

Basal V obtenido por el método estático para estructuras irregulares.” (NEC-SE-DS, 2015)

En caso de que esta disposición no se cumpla se puede obtener un factor para aumentar el valor del cortante dinámico, este factor (>1) será la relación entre las fuerzas obtenidas del caso de carga ESPECTRO y SISMO en ambas direcciones. Dicho valor se puede incorporar en el factor de escala en el caso de carga ESPECTRO, multiplicándolo por el valor de la aceleración previamente anotado.

Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	INELÁSTICO	9.81

Add
Delete
 Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

OK
Cancel

9. Definir las combinaciones de carga en *Define > Load Combinations > Add New Combo*

Para todas las estructuras estudiadas en este documento se definirán las combinaciones de carga según lo dispuesto en la norma NEC–SE–DS (Capítulo 1), estas son:

1. $1.4 D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5 (\text{máx. Lr, S, R})$
3. $1.2D + 1.6 (\text{máx. Lr, S, R}) + (\text{máx. L, } 0.5W)$
4. $1.2D + 1W + 0.5 (\text{máx. Lr, S, R})$
5. $1.2D + 1E + L + 0.2 S$
6. $0.9D + 1W$
7. $0.9D + 1E$

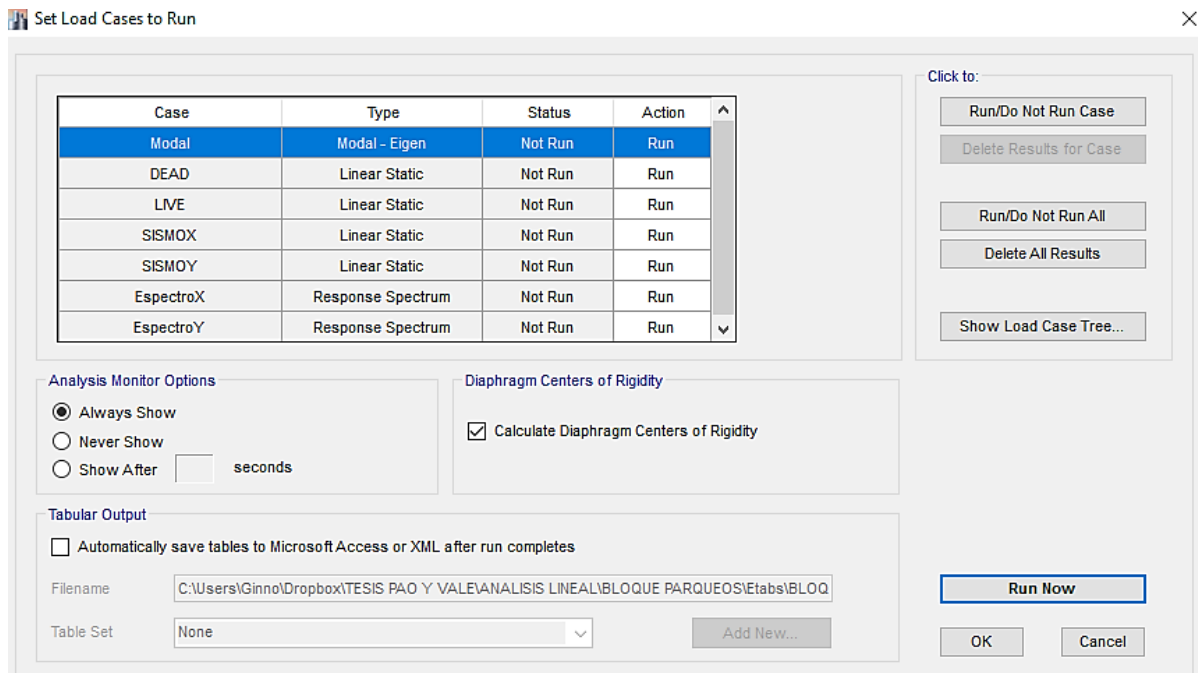
En donde D (carga muerta), L (carga viva), Lr (carga viva de cubierta), S (carga de nieve), R (carga de lluvia), W (carga de viento), E (carga de sismo)

Para definir las combinaciones de carga se debe tomar en cuenta el tipo de carga que actuará en la estructura y en qué dirección lo hará, esto último se refiere al sismo que puede actuar tanto en sentido positivo como negativo.

El programa tiene la opción de definir automáticamente las combinaciones de carga según normativas generales, estas pueden ser modificadas o en su defecto eliminadas según convenga.

10. Correr el análisis lineal en *Analyze > Set Load Cases to Run > Run Analysis*

Se recomienda siempre mostrar el avance del análisis y calcular el Centro de Rigideces.



4.2. Comprobación de resistencia y servicialidad de la Estructura 1

4.2.1. Bases de Diseño

4.2.1.1. Normativa utilizada

La norma utilizada para el diseño del proyecto fue la NEC–SE–DS, actualmente vigente en el país.

4.2.1.2. Materiales y especificaciones técnicas

- Las losas son de estructura metálica, compuesta de deck metálico y hormigón.
- Para los elementos de hormigón armado, se consideró la resistencia a la rotura del hormigón de 240 Kg/cm², y acero de resistencia a la tracción de 4,200 Kg/cm².
- El acero de perfiles es de tipo A-572, Gr. 50; en consecuencia, la resistencia (en el límite de fluencia) a la tracción del acero en perfiles es de 3,500 Kg/cm².

4.2.1.3. Sistema estructural

El sistema estructural escogido fue un sistema de pórticos resistente a momento.

4.2.1.4. Tipo de características y parámetros mecánicos del suelo

El estudio de suelos definió el suelo como tipo D, parámetro que permite obtener el factor r , útil para la creación del espectro de diseño elástico, el cual tiene el valor de 1.0.

La capacidad portante del suelo se ha tomado con una resistencia de diseño de 2.5 Kg/cm² en un nivel 1.00 m debajo del nivel de contrapiso que corresponda.

4.2.1.5. Tipo y nivel de cargas seleccionadas y sus combinaciones

La carga viva considerada en el bloque de parqueos es uniformemente distribuida de forma vertical en las losas de entrepiso, y ha sido tomada de la Norma NEC–SE–CG.

Estacionamiento: 500 Kg/m²

4.2.1.6. Parámetros usados para definir las fuerzas sísmicas

Para realizar el diseño sísmico se siguieron los lineamientos propuestos en la norma NEC–SE–DS.

- La edificación es considerada una estructura de ocupación especial debido a que se trata de un centro de ocupación que alberga a más de 300 personas. Por este motivo el factor de importancia es de 1.3.
- Debido a que la misma se encuentra en una zona sísmica V, el valor del factor z se considerará 0.4 y la relación de amplificación espectral η será de 2.48 por ubicarse en la Sierra.
- El coeficiente de sobre resistencia se tomó como un valor de 8, para sistemas estructurales de sistemas dúctiles.
- A partir de los parámetros indicados, los coeficientes de modificación de suelo tomaron los siguientes valores:

$$F_a = 1.20$$

$$F_d = 1.19$$

$$F_s = 1.28$$

4.2.2. Cálculo del Cortante Basal

Para el cálculo del Cortante Basal se hizo uso de una hoja de cálculo elaborado por las autoras de la presente disertación, el mismo se indica en el Anexo 1 PRIMERA EDIFICACIÓN.

Se obtiene un cortante basal de $V = 265.84 \text{ Ton}$ y un coeficiente sísmico de 0.2149

4.2.3. Espectro de diseño

El espectro de diseño se lo presenta a continuación, el mismo fue construido en base a la tabla del Anexo 2 PRIMERA EDIFICACIÓN.

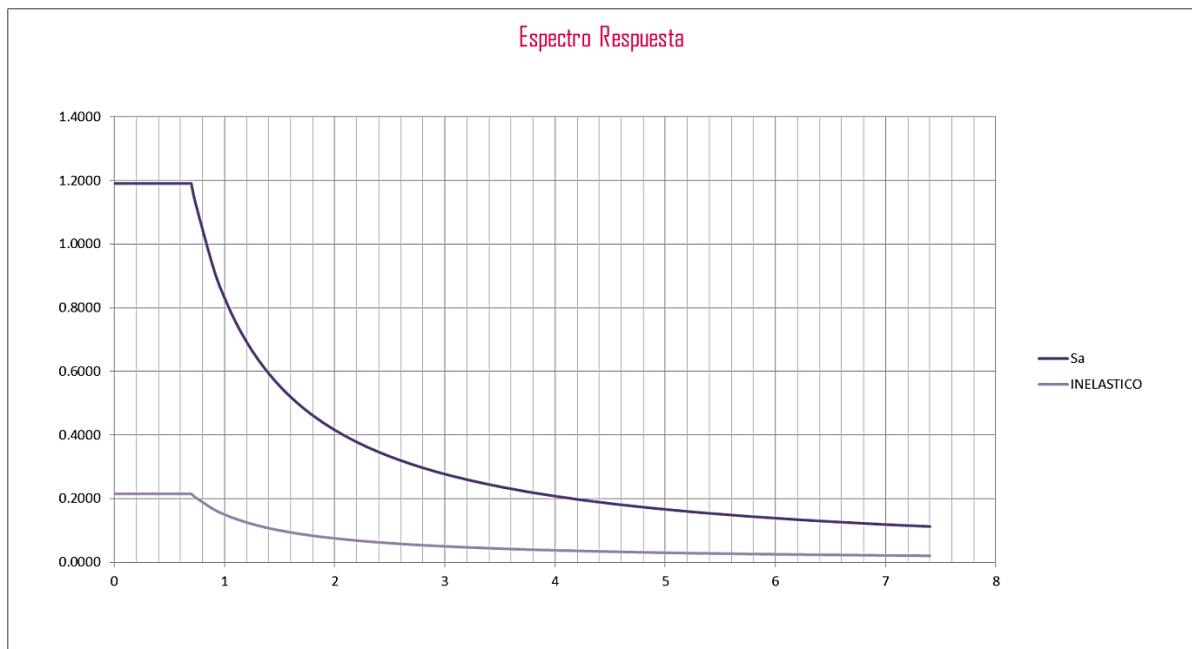


Ilustración 13: Espectro de Respuesta de la Primera Estructura, FUENTE: Programa Excel

4.2.4. Modelo Estructural

Para el Análisis Estructural del complejo se utilizó el programa Etabs en su versión 15.2.2. La configuración de la estructura fue de la siguiente manera:

- Vigas y Correas: Tipo I de acero estructural conformado con planchas soldadas entre sí mediante arco sumergido.
- Columnas: cuadradas de acero de sección 300x300x20mm
- Deck: Será de 12 cm de espesor máximo de hormigón de 240 Kg/cm², con placa de acero de 0.75 mm.

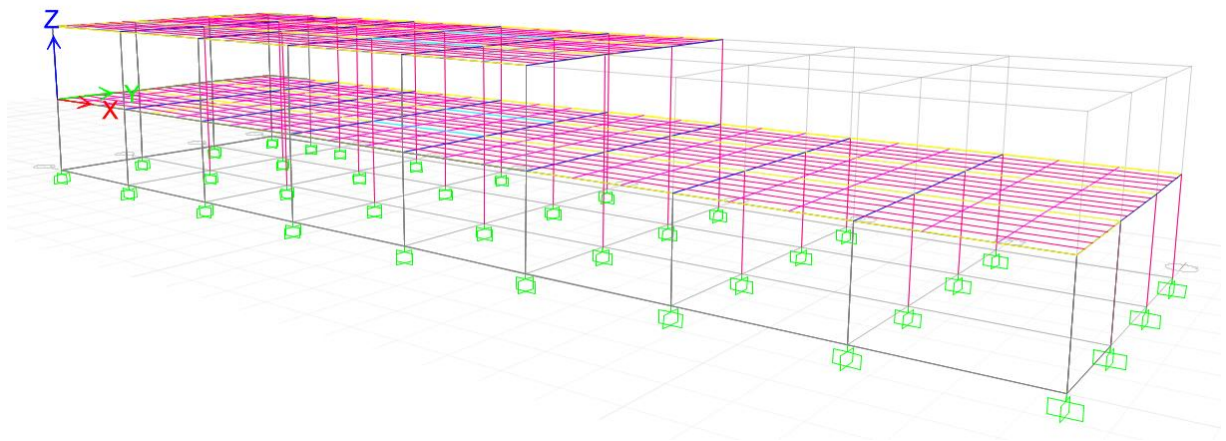


Ilustración 14: Modelo Estructural Bloque de Parqueos, FUENTE: ETABS

4.2.5. Resultado del Análisis Lineal

4.2.5.1. Verificaciones previas

Para aceptar los resultados del análisis lineal se verifica en el siguiente cuadro que el 90% de la masa modal participe en el análisis modal.

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.32	0.0281	0.3694	0	0.0281	0.3694	0
Modal	2	0.137	0.0107	0.3251	0	0.0389	0.6946	0
Modal	90	0.015	0.0002	2.53E-05	0	0.9124	0.9552	0

Tabla 17: Participación de masa modal, estructura Bloque Parqueo, FUENTE: tablas de Etabs.

Asimismo, se verifica que el cortante dinámico total en la base sea mayor que el 85% del Cortante Basal (V) obtenido por el método estático.

Como se indica en el siguiente cuadro, utilizando un factor de escala de 9.81 en el caso de carga ESPECTRO, no se cumplió con el requisito.

Tipo de Sismo	V (Ton)	Relación Est/Din	Porcentaje a cubrir	Cumple	Factor de Escala
EspectroX Max	193.232	0.72690	0.85	NO	11.471
EspectroY Max	143.458	0.53966	0.85	NO	15.451
SISMOX	265.831				
SISMOY	265.831				

Tabla 18: Cortante basal dinámico vs Cortante Basal estático, estructura Bloque Parqueos

Al aplicar los factores de escala indicados, se obtuvo:

Tipo de Sismo	Reacción	Relación Est/Din	Porcentaje a cubrir	Cumple
EspectroX Max	227.704	0.85657	0.85	SI
EspectroY Max	225.998	0.85016	0.85	SI
SISMOX	265.831			
SISMOY	265.831			

Tabla 19: Cortante basal dinámico vs Cortante Basal estático, corregido, estructura Bloque Parqueos

4.2.5.2. Relación Demanda/ Capacidad

Una sección es adecuada siempre y cuando el valor de este parámetro no supere el valor 0.95, las columnas de la estructura cumplen con lo dispuesto como se demuestra en la siguiente tabla, donde se indica el rango de D/C en el que se encuentran las columnas.

Número total de columnas = 39

Rango D/C	No. Columnas	% del total
0.0 - 0.50	39	100%
0.50 - 0.70	-	-
0.70 - 0.90	-	-
0.90 - 0.95	-	-
> 0.95	-	-
		100%

Tabla 20: Relación Demanda/ Capacidad de las columnas del Bloque de Parqueos.

4.2.5.3. Derivas máximas:

Se obtienen las derivas del edificio, mismas que se presentan en el anexo 3 del presente documento. A estas derivas se les aplica la fórmula planteada por la NEC–SE–DS observando su relación con las derivas máximas permisibles.

DERIVA SISMO X

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.00066 = 0.00396$$

$$0.00396 < 0.02$$

OK CUMPLE

DERIVA SISMO Y

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.00213 = 0.01278$$

$$0.01278 < 0.02$$

OK CUMPLE

DERIVA ESPECTRO EN X

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.002132 = 0.012792$$

$$0.012792 < 0.02$$

OK CUMPLE

DERIVA ESPECTRO EN Y

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.002771 = 0.016626$$

$$0.016626 < 0.02$$

OK CUMPLE

4.2.5.4. Desplazamientos máximos:

Los desplazamientos de la estructura se expresan en tablas expuestas en el anexo 4. A continuación se presenta un resumen de los desplazamientos máximos.

SISMO X

0.003394 m

SISMO Y

0.012307 m

4.2.5.5. Cortante Basal y Cargas Laterales:

Se comprueba que el Cortante Basal sea igual a la suma de las cargas laterales de la edificación expuestas en el anexo 5. En las siguientes tablas se presentan la suma de las cargas laterales y el valor del cortante basal.

SISMO X

Story	X-Dir
	tonf
N+4.65	147.6423
N+0.00	118.1891
BASE	0
TOTAL	265.8314

SISMO Y

Story	Y-Dir
	tonf
N+23.25	147.6423
N+18.60	118.1891
N+13.95	0
TOTAL	265.8314

CORTANTE BASAL = 265.8314 Ton **OK CUMPLE**

4.3. Comprobación de resistencia y servicialidad de la Estructura 2

4.3.1. Bases de Diseño

4.3.1.1. Materiales y especificaciones técnicas

- Las losas son de estructura metálica, misma compuesta de un deck metálico de 0.75 mm de espesor y hormigón de 12 cm de espesor.
- Para los elementos de hormigón armado, se considera la resistencia a la rotura del hormigón de 240 Kg/cm², y acero de resistencia a la tracción de 4,200 Kg/cm².
- El acero de perfiles es de tipo A-572, Gr. 50; en consecuencia, la resistencia (en el límite de fluencia) a la tracción del acero en perfiles será de 3,500 Kg/cm².

4.3.1.2. Sistema estructural

El sistema estructural escogido es un sistema dual.

4.3.1.3. Tipo de características y parámetros mecánicos del suelo

El estudio de suelos define el suelo como tipo D, por consiguiente el factor r tiene el valor de 1.0.

La capacidad portante del suelo se ha tomado con una resistencia de diseño de 2.5 Kg/cm² en un nivel 1.00 m debajo del nivel de contrapiso que corresponda.

4.3.1.4. Tipo y nivel de cargas seleccionadas y sus combinaciones

Las cargas a considerarse en el bloque 2 son uniformemente distribuidas de forma vertical en las losas de entrepiso y han sido tomadas de la Norma NEC–SE–DS.

- | | |
|---------------------------|-------------------------|
| • Área de reuniones | 500 Kg/m ² |
| • Auditorio y alrededores | 500 Kg/m ² |
| • Áreas de Circulación | 500 Kg/m ² |
| • Oficinas | 250 Kg/m ² |
| • Jardineras y árboles | 3,000 Kg/m ² |
| • Terraza | 500 Kg/m ² |
| • Cubierta inaccesible | 100 Kg/m ² |

4.3.1.5. Parámetros usados para definir las fuerzas sísmicas

Para realizar el diseño sísmico se siguieron los lineamientos propuestos en la norma NEC–SE–DS.

- La edificación es considerada una estructura de ocupación especial debido a que se trata de un centro de ocupación que alberga a más de 300 personas. Por este motivo el factor de importancia es de 1.3.
- Debido a que la misma se encuentra en una zona sísmica V, el valor del factor z se considerará 0.4. y la relación de amplificación espectral será de 2.48 por ubicarse en la Sierra.
- El coeficiente de sobre resistencia se tomó como un valor de 8, para sistemas estructurales dúctiles.
- Los factores de modificación son considerados de la siguiente manera:
Fa = 1.20
Fd = 1.19
Fs = 1.28

4.3.2. Cálculo de Cortante Basal

Para el cálculo del Cortante Basal se hizo uso de una hoja de cálculo elaborado por las autoras de la presente disertación, el mismo se indica en el Anexo 1 SEGUNDA EDIFICACIÓN.

Se obtiene un cortante basal de $V = 819.59$ Ton y un coeficiente sísmico de 0.2171

4.3.3. Espectro de diseño

El espectro de diseño se lo presenta a continuación, el mismo fue construido en base a la tabla del Anexo 2 SEGUNDA EDIFICACIÓN

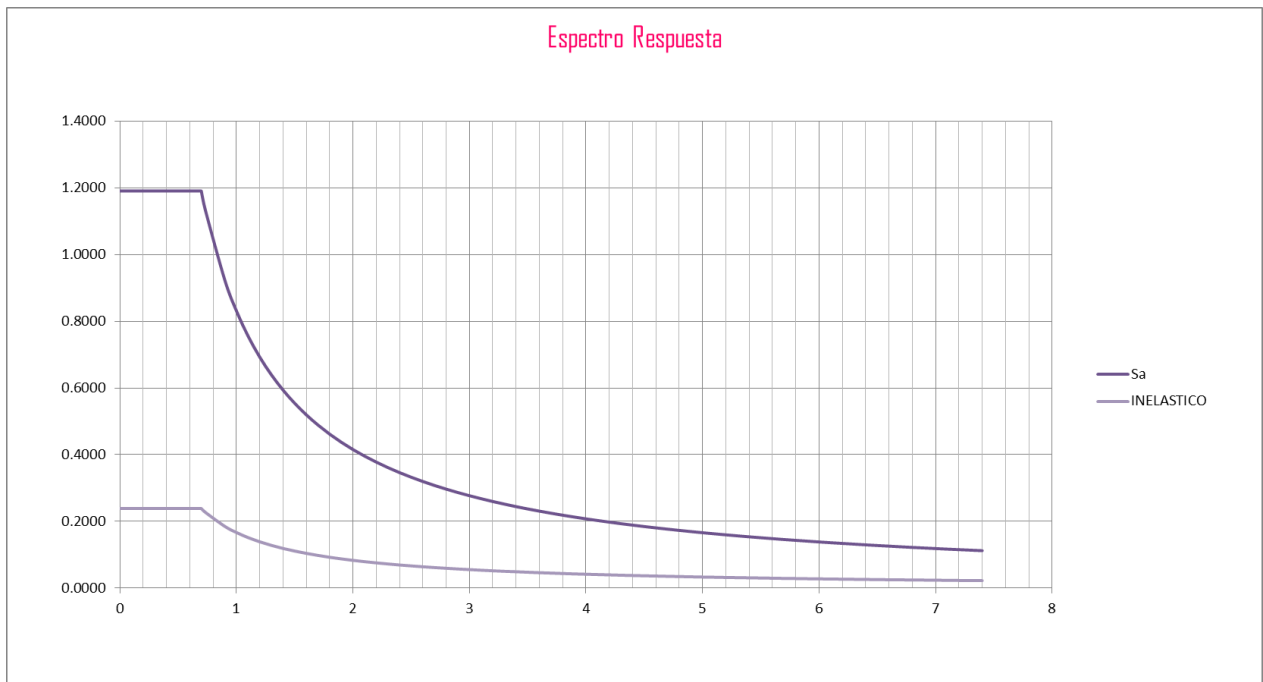


Ilustración 15: Espectro de Respuesta de la Segunda Estructura, FUENTE: Programa Excel

4.3.4. Modelo Estructural

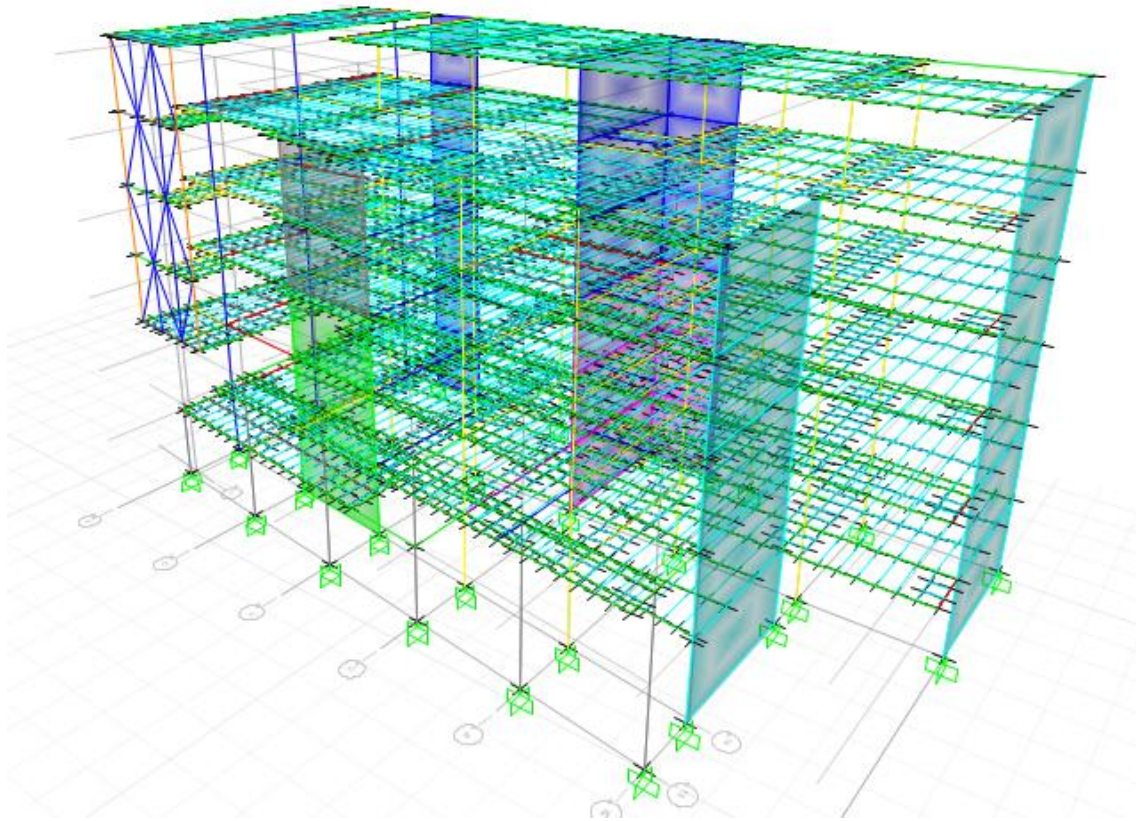


Ilustración 16: Modelo Estructural de la Segunda Edificación, FUENTE: ETABS

4.3.5. Resultado del Análisis Lineal

4.3.5.1. Verificaciones previas

Participación Modal:

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	Modal	1	0.0728	0.5747	0	0.0728	0.5747	0
Modal	Modal	2	0.2167	0.1062	0	0.2895	0.681	0
Modal	Modal	21	0.0017	0.0033	0	0.9259	0.9321	0

Tabla 21: Participación de masa modal, estructura Bloque 2, FUENTE: tablas de Etabs

Cortante Dinámico y Estático:

Tipo de Sismo	V (Ton)	Relación Est/Din	Porcentaje a cubrir	Cumple	Factor de Escala
EspectroX Max	712.761	0.86961	0.85	SI	9.81
EspectroY Max	712.761	0.86961	0.85	SI	9.81
SISMOX	819.631				
SISMOY	819.632				

Tabla 22: Cortante Basal dinámico vs Cortante Basal estático, estructura Bloque 2

4.3.5.2. Relación Demanda/ Capacidad

En la siguiente tabla se indica el rango de D/C en el que se encuentran las columnas de la estructura. Se demuestra que todas las columnas cumplen con el requisito.

Número total de columnas = 95

Rango D/C	No. Columnas	% del total
0.0 - 0.50	94	99%
0.50 - 0.70	1	1%
0.70 - 0.90	-	-
0.90 - 0.95	-	-
> 0.95	-	-
		100%

Tabla 23: Relación Demanda/ Capacidad de las columnas del Bloque 2.

4.3.5.3. Derivas máximas:

Se obtienen las derivas del edificio, mismas que se presentan en el anexo 3 del presente documento. A estas derivas se les aplica la fórmula planteada por la NEC-SE-DS observando su relación con las derivas máximas permisibles.

DERIVA SISMO X

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.00336 = 0.02016$$

$$0.02 < 0.02$$

OK CUMPLE

DERIVA SISMO Y

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.00293 = 0.01758$$

$$0.01758 < 0.02$$

OK CUMPLE

DERIVA ESPECTRO EN X

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.00278 = 0.01668$$

$$0.01668 < 0.02$$

OK CUMPLE

DERIVA ESPECTRO EN Y

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.00278 = 0.01668$$

$$0.01668 < 0.02$$

OK CUMPLE

4.3.5.4. *Desplazamientos máximos:*

Los desplazamientos de la estructura se expresan en tablas expuestas en el anexo 4. A continuación se presenta un resumen de los desplazamientos máximos.

SISMO X

0.058212m

SISMO Y

0.062098m

4.3.5.5. *Cortante Basal y Cargas Laterales:*

Se comprueba que el Cortante Basal sea igual a la suma de las cargas laterales de la edificación expuestas en el anexo 5. En las siguientes tablas se presentan la suma de las cargas laterales y el valor del cortante basal.

SISMO X

Story	X-Dir
	tonf
N+23.25	143.8315
N+18.60	285.061
N+13.95	152.4726
N+9.30	118.2856
N+4.65	81.8554
N+0.00	38.1248
Base	0
TOTAL	819.6309

SISMO Y

Story	Y-Dir
	tonf
N+23.25	143.8315
N+18.60	285.061
N+13.95	152.4726
N+9.30	118.2856
N+4.65	81.8554
N+0.00	38.1248
Base	0
TOTAL	819.6309

CORTANTE BASAL 819. Ton **OK CUMPLE**

4.4. Comprobación de resistencia y servicialidad de la tercera edificación

4.4.1. Bases de Diseño

4.4.1.1. Normativa utilizada

La norma utilizada para el diseño del proyecto fue la NEC 2011 debido a que era la norma publicada en el Registro Oficial de la CAMICON, sin embargo, esta no era de aplicación obligatoria.

Actualmente, la norma vigente es la NEC–SE–DS, por lo cual, será la referencia para el análisis estructural, y la que será utilizada para el análisis en esta disertación.

4.4.1.2. Materiales

- Los elementos son de estructura metálica, el acero de perfiles es de tipo ASTM A 572, Gr. 50; en consecuencia, la resistencia (en el límite de fluencia) a la tracción del acero en perfiles será de 3,500 Kg/cm².
- Para elementos de hormigón armado se utilizó acero de refuerzo de f_y igual a 4,200 Kg/cm².
- Las losas son de estructura metálica, misma compuesta de un deck metálico de 0.65 mm de espesor y hormigón de 12 cm de espesor.
- La resistencia a la compresión del hormigón (f'_c) es de 280 kg/cm² para toda la estructura, excepto para diafragmas y su cimentación que son de 420 kg/cm².

4.4.1.3. Sistema estructural

El sistema estructural escogido fue un sistema dual.

- La estructura se diseñó con perfiles de acero conformados a partir de planchas de acero soldadas con arco sumergido, de tipo I.
- Las correas que sostendrán el deck se definieron de tipo IPE del mismo tipo de acero que las vigas principales del edificio.

- Por otra parte, la cimentación y muros en contacto con suelo se diseñaron en hormigón armado.
- Ambos materiales se unirán con placas de acero que transfieran adecuadamente los esfuerzos entre ellos.

4.4.1.4. Características y parámetros mecánicos del suelo

El estudio de suelos recomendó los siguientes parámetros de diseño:

- Tipo de Cimentación: Directa mediante zapatas o vigas de cimentación
- Profundidad de desplante: $D_f = 1.00$ m (medidos a partir del nivel de contrapiso del último subsuelo)
- Nivel de cimentación: N: -10.00 m (considerando el N: ± 0.00 en el inicio de los sondeos)
- Capacidad de carga admisible neta: $q_{aN} = 30.00$ t/m²
- Capacidad de carga admisible total: $q_{aT} = 40.00$ t/m²
- Módulo de Balasto: $k_S = 3.5$ kg/cm²/cm
- Cohesión del suelo: $c = 5$ t/m²
- Ángulo de fricción interna del suelo: $\phi = 10^\circ$
- Densidad del suelo: $\gamma = 1.7$ t/m³

Por lo tanto, se definió la capacidad portante del suelo con una resistencia de diseño de 4 Kg/cm².

De acuerdo a la NEC 2011 se ha clasificado el suelo como tipo D.

Las principales deformaciones esperadas del suelo de fundación por efecto de las cargas de la estructura serán de tipo elástico e inmediato, y no serán mayores a 2.5cm.

4.4.1.5. Tipo y nivel de cargas seleccionadas y sus combinaciones

Las cargas consideradas en el bloque izquierdo del PGSE son uniformemente distribuidas de forma vertical en las losas de entrepiso, y fueron tomadas de la Norma NEC 2011.

Para la carga muerta se definieron los siguientes valores:

• Hormigón estructural	24.0 kN/m ³
• Acero	78.5 kN/m ³
• Cielo falso plancha fibrocemento	0.20 kN/m ²
• Cerámica para pisos	0.20 kN/m ²
• Varios – Paredes	0.09 kN/m ²
• Jardinería de espesor 1.10 m	22.2 kN/m ²
• Jardinería baja de espesor 0.30 m	6.00 kN/m ²
• Árboles	7.58 kN/m ²
• Plantas	1.355 kN/m ²
• Carga sobre cubierta	5.88 kN/m ²

Para la carga viva se definieron los siguientes valores:

• Oficinas	2.40 kN/m ²
• Áreas de reunión asientos móviles	4.80 kN/m ²
• Plataformas de reunión	4.80 kN/m ²
• Escaleras y rutas de escape	4.80 kN/m ²
• Garage	4.80 kN/m ²
• Data Center	4.80 kN/m ²

4.4.1.6. *Combinaciones de Carga*

Según lo establecido en la NEC 2011, para el análisis se utilizaron 34 combinaciones de carga para representar las condiciones operacionales de la estructura, estas son normal, excepcional y extrema.

Cada carga sísmica se consideró en el centro de gravedad de cada piso con un 5% de excentricidad.

4.4.1.7. *Parámetros usados para definir las fuerzas sísmicas*

Para realizar el diseño sísmico se siguieron los lineamientos propuestos en la norma NEC–SE–DS.

- La edificación es considerada una estructura de ocupación especial debido a que se trata de un edificio público que se requiere opere continuamente. Por este motivo el factor de importancia es de 1.3.
- Debido a que la misma se encuentra en una zona sísmica V, el valor del factor z se considerará 0.4, y la relación de amplificación espectral será de 2.48 por ubicarse en la Sierra.
- El coeficiente de sobre resistencia se tomó como un valor de 8, para sistemas estructurales dúctiles.
- Los coeficientes de modificación de suelo fueron considerados de la siguiente manera:
 $F_a = 1.20$
 $F_d = 1.4$
 $F_s = 1.5$

Sin embargo, estos valores difieren de la NEC–SE–DS, los coeficientes que tuvieron que ser considerados y con los cuales se realizará el análisis son:

$$F_a = 1.20$$

$$F_d = 1.19$$

$$F_s = 1.28$$

4.4.2. Cálculo del Cortante Basal

Para el cálculo del Cortante Basal se hizo uso de una hoja de cálculo elaborado por las autoras de la presente disertación, el mismo se indica en el Anexo 1 TERCERA EDIFICACIÓN.

Se obtiene un cortante basal de $V = 2719.39$ Ton y un coeficiente sísmico de 0.2455

4.4.3. Espectro de diseño

El espectro de diseño se lo presenta a continuación, el mismo fue construido en base a la tabla del Anexo 2 TERCERA EDIFICACIÓN.

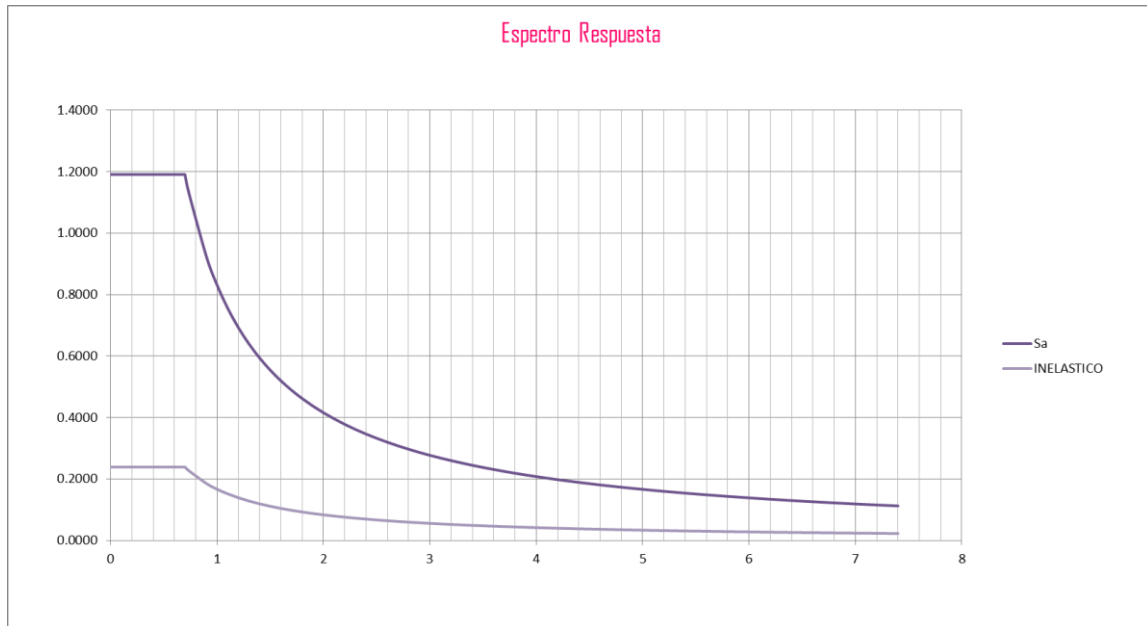


Ilustración 17: Espectro de Respuesta de la Tercera Estructura, FUENTE: Programa Excel

4.4.4. Modelo Estructural

Para el análisis estructural de la Plataforma se utilizó el programa Etabs en su versión 15.2.2.

La configuración de la estructura fue de la siguiente manera:

- Vigas: Tipo I de acero estructural conformado con planchas soldadas entre sí mediante arco sumergido, con dimensiones y espesores que cumplen con las Normas de diseño actualmente en vigencia.
- Columnas: Circulares y cuadradas de acero de plancha de 20 mm, secciones 400x400x30, 400x400x40, 900x900x50.
- Muros de Corte: Para sostener el movimiento sísmico del edificio se han incorporado en la estructura muros de corte de hormigón armado de 420 Kg/cm².
- Correas: Tipo I, con perfiles de tipo IPE entre 100 y 180.
- Deck: Será de 12 cm de espesor máximo de hormigón de 280 Kg/cm², con placa de acero de 0.65 mm.

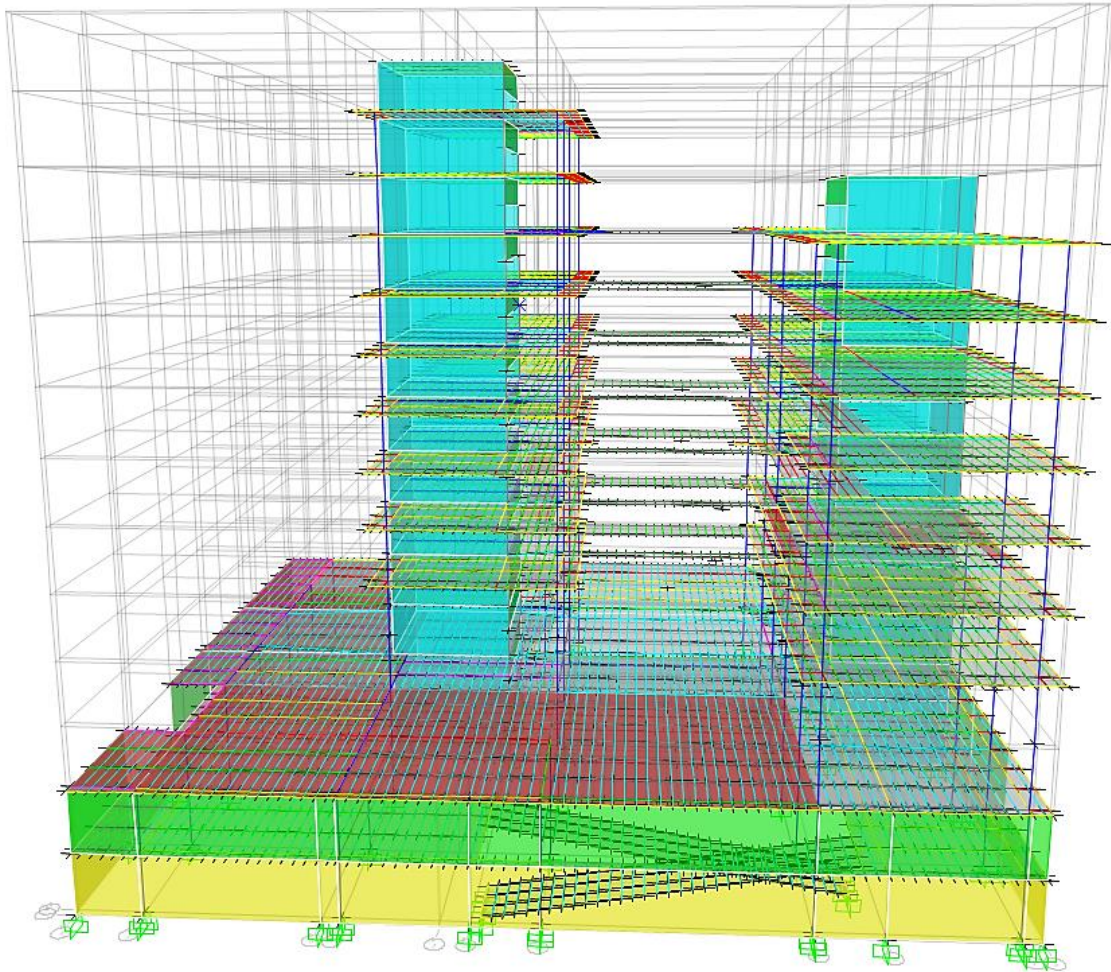


Ilustración 18: Modelo Estructural de la Tercera Edificación, FUENTE: ETABS

4.4.5. Resultado del Análisis Lineal

4.4.5.1. Verificaciones previas

Participación Modal:

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.679	1.24E-05	0.5264	0	1.24E-05	0.5264	0
Modal	2	0.572	0.4925	1.07E-05	0	0.4925	0.5264	0
Modal	39	0.049	2.08E-06	2.85E-05	0	0.9237	0.9288	0

Tabla 24: Participación de masa modal, estructura PGSE Izq, FUENTE: tablas Etabs.

Cortante Dinámico y Estático:

Tipo de Sismo	V (Ton)	Relación Est/Din	Porcentaje a cubrir	Cumple	Factor de Escala
EspectroX Max	3232.186	1.18857	0.85	9.81	3232.186
EspectroY Max	3232.186	1.18857	0.85	9.81	3232.186
SISMOX	2719.392				2719.392
SISMOY	2719.394				2719.394

Tabla 25: Cortante basal dinámico vs Cortante Basal estático, estructura PGSE Izq.

4.4.5.2. Relación Demanda/ Capacidad

En la siguiente tabla se indica el rango de D/C en el que se encuentran las columnas de la estructura. Se demuestra que todas las columnas tienen una eficacia menor al 95%, por tanto, cumplen con el requisito.

Número total de columnas = 335

Rango D/C	No. Columnas	% del total
0.0 - 0.50	106	32%
0.50 - 0.70	194	58%
0.70 - 0.90	33	10%
0.90 - 0.95	2	1%
> 0.95	0	0%
		100%

Tabla 26: Relación Demanda/ Capacidad de las columnas del PGSE Izq del Análisis lineal de Primer Orden.

4.4.5.3. Derivas máximas:

Se obtienen las derivas del edificio, mismas que se presentan en el anexo 3 del presente documento. A estas derivas se les aplica la fórmula planteada por la NEC-SE-DS observando su relación con las derivas máximas permisibles.

DERIVA SISMO X

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.00122 = 0.00732$$

$$0.00732 < 0.02$$

OK CUMPLE

DERIVA SISMO Y

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.00149 = 0.00894$$

$$0.00894 < 0.02$$

OK CUMPLE

DERIVA ESPECTRO EN X

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.001178 = 0.007068$$

$$0.007068 < 0.02$$

OK CUMPLE

DERIVA ESPECTRO EN Y

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.00118 = 0.00708$$

$$0.00708 < 0.02$$

OK CUMPLE

4.4.5.4. Desplazamientos máximos:

Los desplazamientos de la estructura se expresan en tablas expuestas en el anexo 4. A continuación se presenta un resumen de los desplazamientos máximos.

SISMO X

0.044719 m

SISMO Y

0.058924 m

4.4.5.5. Cortante Basal y Cargas Laterales:

Se comprueba que el cortante basal sea igual a la suma de las cargas laterales de la edificación expuestas en el anexo 5. En las siguientes tablas se presentan la suma de las cargas laterales y el valor del cortante basal.

SISMO X

Story	X-Dir (Ton)
N+49.50	93.7581
N+45.00	332.9672
N+40.50	281.195
N+36.00	580.6644
N+31.50	381.3777
N+27.00	326.8494
N+22.50	256.6368
N+18.00	206.112
N+13.50	142.9764
N+09.00	94.1714
N+04.50	22.6858
N+00.00	0
N-04.50	0
Base	0
TOTAL	2719.3942

SISMO Y

Story	Y-Dir (ton)
N+49.50	93.7581
N+45.00	332.9672
N+40.50	281.195
N+36.00	580.6644
N+31.50	381.3777
N+27.00	326.8494
N+22.50	256.6368
N+18.00	206.112
N+13.50	142.9764
N+09.00	94.1714
N+04.50	22.6858
N+00.00	0
N-04.50	0
Base	0
TOTAL	2719.3942

CORTANTE BASAL 2719.39 Ton **OK CUMPLE**

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS LINEAL DE SEGUNDO ORDEN DE LAS ESTRUCTURAS

En el presente capítulo se presenta una verificación del Método de Análisis de la Longitud Efectiva y del Método Aproximado de Segundo Orden en el programa Etabs mediante una comprobación entre los factores calculados manualmente y los obtenidos del programa. Además, se verifica que el programa mayoré las fuerzas y los momentos correctamente con dichos factores.

Se explica el procedimiento para realizar el Análisis Lineal de Segundo Orden en el programa mediante capturas de pantalla, aplicando los métodos a la estructura 2, Bloque 2, pues los pasos a seguir son los mismos para todas las estructuras.

Finalmente, se muestran resultados obtenidos del Análisis de las 3 estructuras y la interpretación de los mismos.

5.1. Verificación del método en el Etabs

Como se mencionó en el Capítulo 2 sección 2.4.4 de esta disertación, el programa Etabs permite realizar el Análisis de Segundo Orden; sin embargo, hay un poco de incertidumbre en cuanto a la correcta aplicación del método de Análisis de la Longitud Efectiva y el Método Aproximado de Segundo Orden, razón por la cual, se verificarán los valores de los factores de amplificación mediante una hoja de cálculo elaborada por las autoras de esta tesis.

El Etabs calcula B_1 y B_2 para todas las combinaciones de carga que se consideren en el diseño, por lo tanto, estos valores pueden variar dependiendo de la combinación. Para propósito de la verificación, se creó una nueva combinación correspondiente a 1.2D + 1.6L + SISy.

Para esta combinación, se comprobaron los valores de los factores de amplificación para las columnas del nivel N+9.30 de la segunda estructura para la combinación de carga de la siguiente manera:

Para el cálculo de B_1 en la hoja de cálculo, es necesario ingresar algunos datos extraídos del Etabs, estos son:

- Inercias de las secciones de las columnas,
- Factores de modificación de momento, C_m ,
- Longitud de las columnas,
- Fuerza axial de primer orden en cada columna, asumiendo que no hay traslación lateral en el pórtico, P_{nt} ,
- Fuerza axial de primer orden en cada columna, causada por la traslación lateral en el pórtico, P_{lt}
- Factor de Longitud Efectiva K_1 . Si bien el programa no calcula K_1 y asume un valor de 1, esto es aceptado como un valor conservativo para pórticos arriostrados.

Las fuerzas axiales P_{nt} se obtuvieron de la combinación de carga 1.2D+1.6L, y las fuerzas axiales P_{lt} de la carga Sismo en dirección y. Se comprobó que la suma de las fuerzas P_{nt} y P_{lt} mencionadas es igual a la fuerza axial obtenida de la combinación de carga creada 1.2D + 1.6L + SISy, de esta manera se asegura que los B_1 y B_2 obtenidos del Etabs corresponden a ese P_{nt} y P_{lt} .

En el siguiente cuadro se presentan los valores de B_1 calculados en base a las ecuaciones del Método Aproximado dadas en el Capítulo 2 y los obtenidos del Etabs.

PISO	Columna	B1 Calculado		B1 del Etabs		Porcentaje de Error	
		B1 (x)	B1 (y)	B1 (x)	B1 (y)	B1 (x)	B1 (y)
N+9.30	C13	1.01465	1	1.01221	1	0.24%	0.00%
	C14	1	1	1	1	0.00%	0.00%
	C15	1.02228	1.02228	1.01677	1.01677	0.54%	0.54%
	C17	1	1.01286	1	1.01047	0.00%	0.24%
	C20	1	1.01336	1	1.01088	0.00%	0.24%
	C21	1.00634	1	1.00529	1	0.10%	0.00%
	C24	1	1	1	1	0.00%	0.00%
	C25	1	1	1	1	0.00%	0.00%
	C27	1	1	1	1	0.00%	0.00%
	C28	1	1	1	1	0.00%	0.00%
	C3	1.00948	1.00948	1.0072	1.0072	0.23%	0.23%
	C4	1.009	1	1.00718	1	0.18%	0.00%
	C19	1.00999	1	1.00979	1	0.02%	0.00%
	C22	1.00008	1.00008	1.00177	1.0365	0.17%	3.64%
	C26	1	1	1	1	0.00%	0.00%
C29	1	1	1	1	0.00%	0.00%	

Tabla 27: Cuadro de comparación del factor B1 calculado y obtenido del Etabs

El porcentaje de error es menor al 1%, lo cual se considera despreciable y se verifica que el Etabs aplica correctamente el método para determinar B_1 .

Para el cálculo de B_2 en la hoja de cálculo se necesita la carga vertical total soportada por el piso en consideración, es decir, la sumatoria de P_{nt} de todas las columnas del piso, las fuerzas cortantes de piso y las derivas en el piso considerado en ambas direcciones.

A continuación se muestra la comparación de los factores B_2 para todos los pisos en el siguiente cuadro:

PISO	B2 Calculado		B2 del Etabs		Porcentaje de Error	
	B2 (x)	B2 (y)	B2 (x)	B2 (y)	B2 (x)	B2 (y)
N+0.00	1.1104	1.1081	1	1	9.94%	9.75%
N+4.65	1.0810	1.0926	1	1	7.49%	8.48%
N+9.30	1.0573	1.0698	1	1	5.42%	6.53%
N+13.95	1.0431	1.0481	1	1	4.13%	4.59%
N+18.60	1.0161	1.0185	1	1	1.59%	1.81%
N+23.25	1.0090	1.0116	1	1	0.89%	1.15%

Tabla 28: Cuadro de comparación del factor B2 calculado y el obtenido del Etabs

Como se indicó en el Capítulo 2, el programa Etabs no calcula B_2 y asume un valor de 1 por defecto, el alto porcentaje de error lo corrobora y por lo tanto se determina que este factor debe ser calculado e ingresado manualmente en el programa.

Por último debe verificarse que, una vez ingresados los valores de B_2 para cada piso en el modelo, el programa determine las fuerzas y momentos mayorados (fuerzas y momentos de segundo orden) de acuerdo al Método Aproximado.

A continuación se presenta dicha verificación tomando como ejemplo el caso de la columna C15 del nivel N+9.30 de la segunda estructura.

Datos extraídos del Etabs:

- $P_{nt} = -250.1491$ (Ton)
- $P_{lt} = -6.04$ (Ton)
- $M_{nt}(x) = -16.0049$ (Ton-m)
- $M_{lt}(x) = 5.2506$ (Ton-m)
- $M_{nt}(y) = 25.3868$ (Ton-m)
- $M_{lt}(y) = 1.6488$ (Ton-m)

Datos factores de mayoración:

- $B_1(x) = 1.0168$
- $B_2(x) = 1.0573$
- $B_1(y) = 1.0168$
- $B_2(y) = 1.0698$

Fuerzas de Primer Orden (sin factores de mayoración):

$$P_r = P_{nt} + P_{lt}$$

$$P_r = -250.1491 - 6.04 = -256.1891 \text{ (Ton)}$$

$$M_r = M_{nt} + M_{lt}$$

$$M_r(x) = -16.0049 + 5.2506 = -10.7543 \text{ (Ton-m)}$$

$$M_r(y) = 25.3868 + 1.6488 = 27.0356 \text{ (Ton-m)}$$

Estos valores se demuestran en los siguientes cuadros obtenidos del Etabs, se muestra también que los factores B_1 y B_2 con los que fueron calculados son igual a 1:



Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.892	1	1.781	1	1	0.355
Minor Bending	0.892	1	5.172	1	1	0.401

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
0	-256.1891	27.0356	-10.7543	0	0	-0.1011

Donde:

Major Bending se refiere al eje local 3 y eje global y, $M_r(y) = 27.0356$ (Ton-m)

Minor Bending se refiere al eje local 2 y eje global x, $M_r(x) = -10.7543$ (Ton-m)

Fuerzas de Segundo Orden:

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

$$P_r = -250.1491 - (1.0698 * 6.04) = -256.6107 \text{ (Ton)}$$

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$M_r(x) = (1.0168 * -16.0049) + (1.0573 * 5.2506) = -10.7223 \text{ (Ton-m)}$$

$$M_r(y) = (1.0168 * 25.3868) + (1.0698 * 1.6488) = 27.577 \text{ (Ton-m)}$$

De igual forma se comprueban los valores de las fuerzas mayoradas en las tablas de Etabs, utilizando los factores:

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.892	1	1.781	1.017	1.07	0.355
Minor Bending	0.892	1	5.172	1.017	1.057	0.401

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
0	-256.6107	27.5764	-10.7218	0	0	-0.1011

Con esta comprobación se acepta totalmente el Análisis de Segundo Orden utilizando el Método Aproximado en el Etabs, una vez ingresado manualmente por el usuario el factor B_2 .

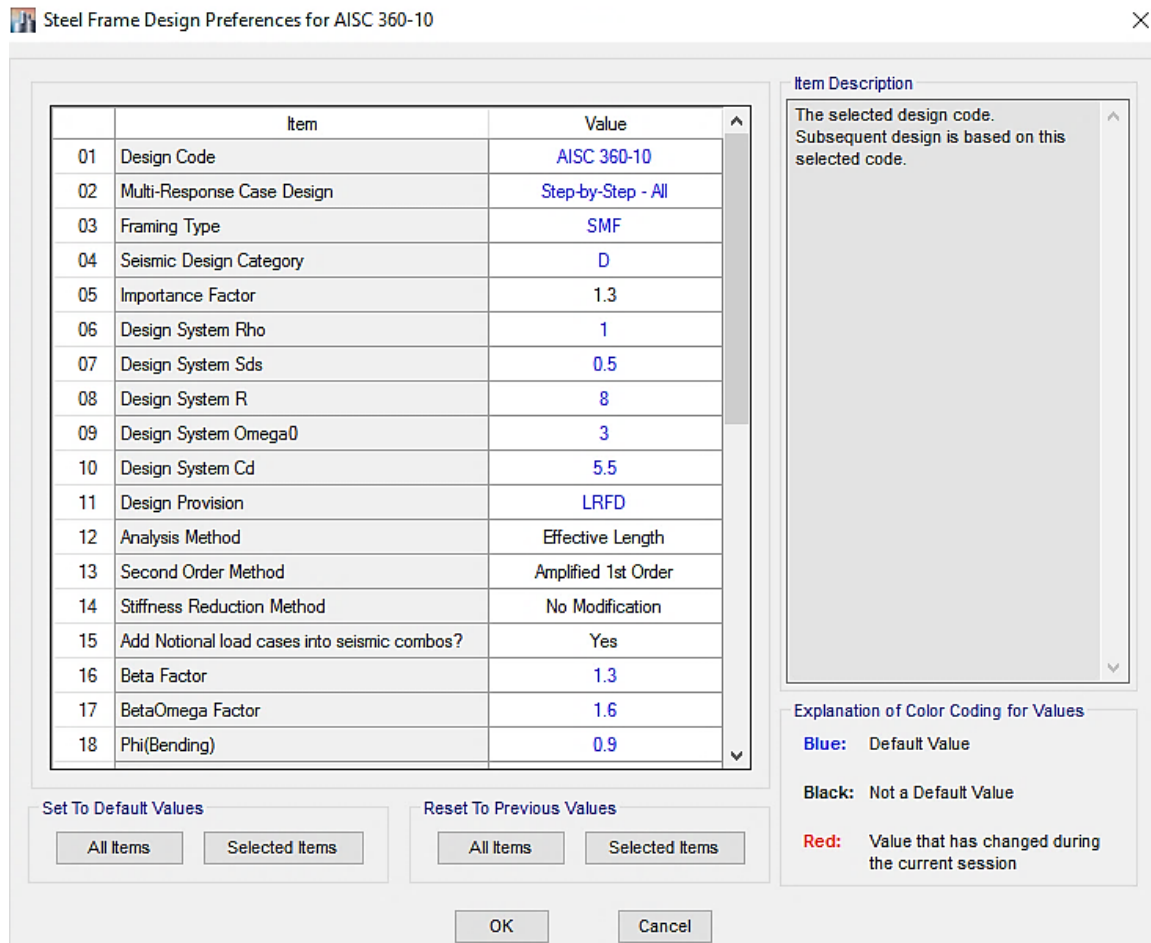
Los cálculos completos del Método Aproximado en la hoja de cálculo Excel se muestran en el Anexo 8.

5.2. Procedimiento con capturas de pantalla

1. Seleccionar el código y parámetros de Diseño en *Design > Steel Frame Design > View/ Review Preferences*

Antes de definir los casos de carga es importante seleccionar el código en el que el programa basará el diseño de la estructura, debido a que el Etabs generará por defecto las combinaciones de carga de acuerdo a los requerimientos del código escogido. Seleccionar el código vigente AISC 360-10.

El programa establece las preferencias de diseño por defecto, la mayoría de estos valores impuestos son satisfactorios pero hay ciertos parámetros que deben ser modificados según las condiciones de la estructura y el método con la que será analizada, estos se detallan a continuación.



Seismic Design Category

Determinar la Categoría de Diseño a la que pertenece la estructura según la norma ASCE 7-10 y seleccionar entre las opciones A, B, C, D, E o F. Esto es importante para que el programa analice y diseñe cumpliendo los requerimientos sísmicos de la categoría. En el Anexo 7 se presenta el procedimiento para calcular este parámetro.

Importance Factor

Ingresar el factor de importancia de la Estructura según la norma NEC.

Analysis Method, Second Order Method y Stiffness Reduction Method

Escoger el Método de Análisis de la Longitud Efectiva (*Effective Length*) y el Método Aproximado de Segundo Orden (*Amplified 1st Order*). Estos métodos consideran la variación de rigidez implícitamente en otros parámetros, por lo tanto, se debe escoger la opción de *No modification* en la reducción de rigidez.

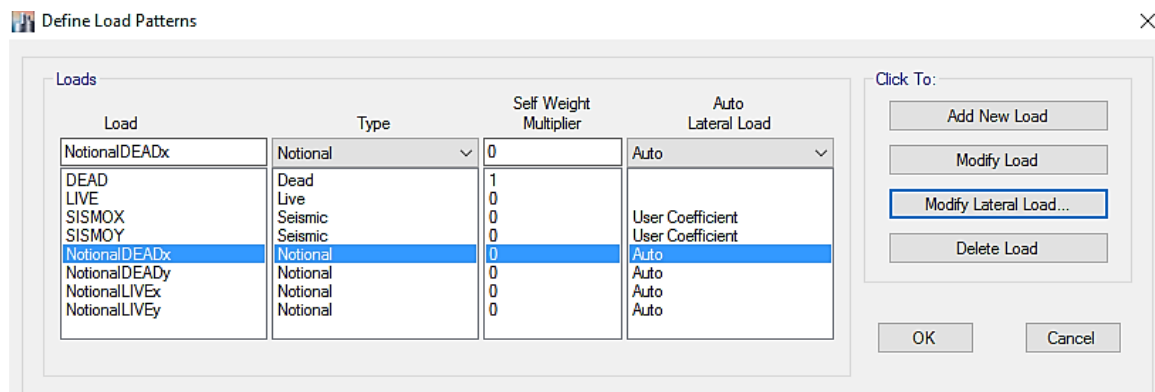
Add Notional load cases into seismic combs

Los métodos de análisis escogidos requieren considerar las imperfecciones geométricas, la inestabilidad en los elementos y otros defectos mediante las cargas ficticias. Por esta razón, sí se consideran en las combinaciones de carga.

Las demás preferencias quedan a criterio del usuario el revisarlos y modificarlos según la norma de diseño que esté utilizando lo requiera. De la captura de pantalla anterior, los valores en color azul son los parámetros que vienen por defecto en el programa, los de color rojo son los valores modificados en ese instante y son de color negro cuando ya fueron modificados en una ocasión anterior.

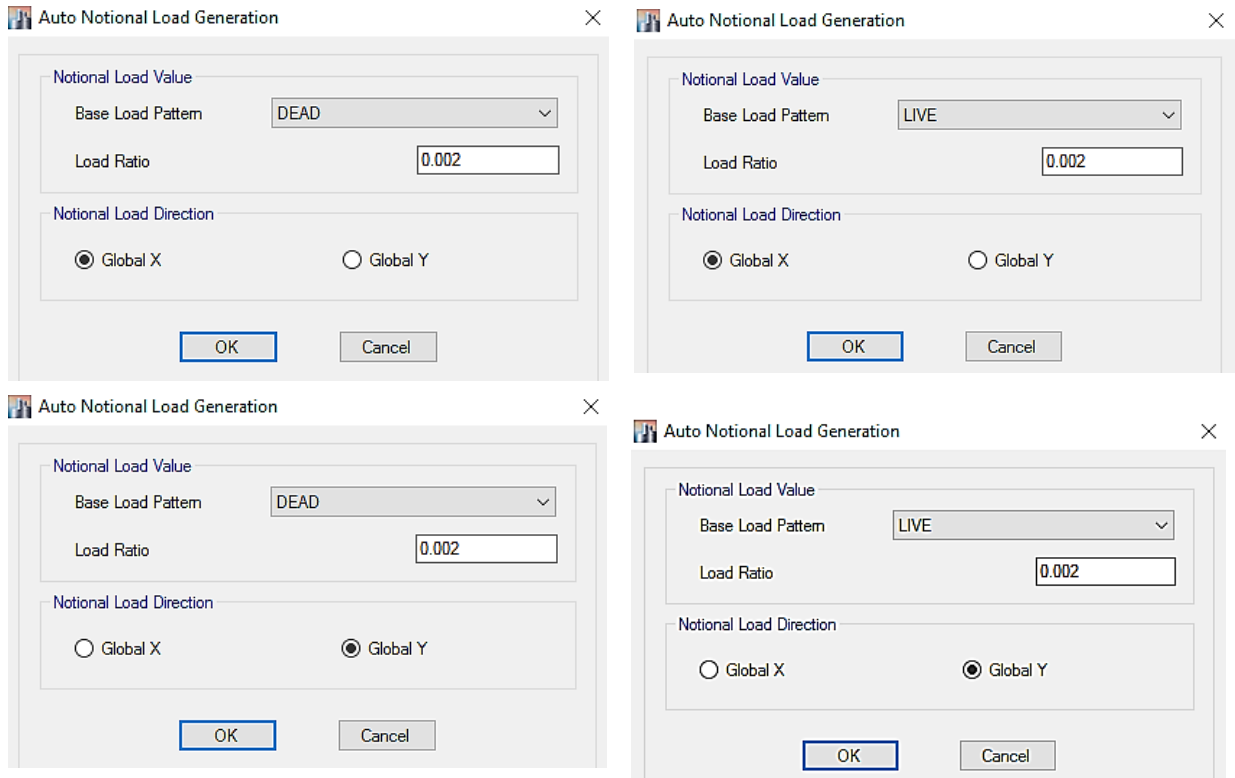
2. Definir las cargas ficticias en *Define > Load Patterns > Add New Load*

Se deben definir cargas ficticias para cada carga de gravedad (viva y muerta) en las dos direcciones laterales X y Y. Las cargas deben ser del tipo *Notional*, multiplicador de peso propio 0 y carga lateral Auto.

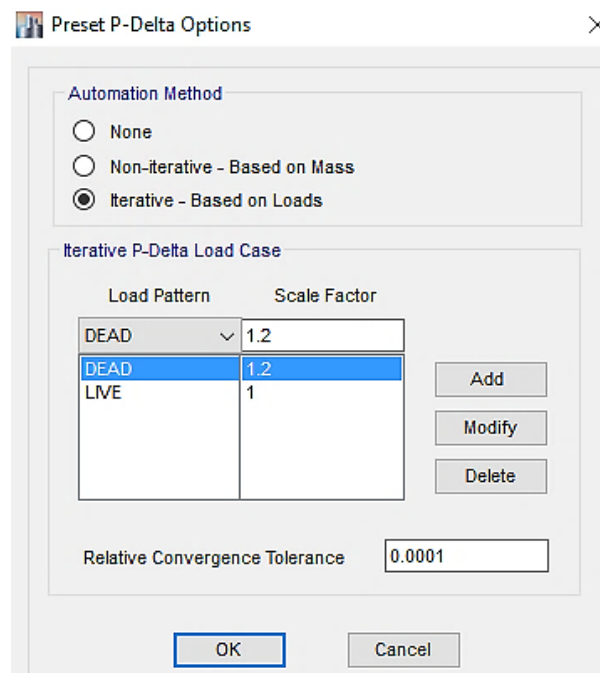


Modificar las cargas ficticias definidas para especificar el porcentaje de la carga de gravedad (para éste método es el 0.2%) y la dirección de la carga lateral ficticia. A partir

de estas condiciones el programa creará automáticamente cargas ficticias y las incluirá en las combinaciones de carga generadas por defecto con los signos positivos y negativos para considerar la dirección de la fuerza.



3. Incluir los efectos P-Delta en *Define > P-Delta Options*



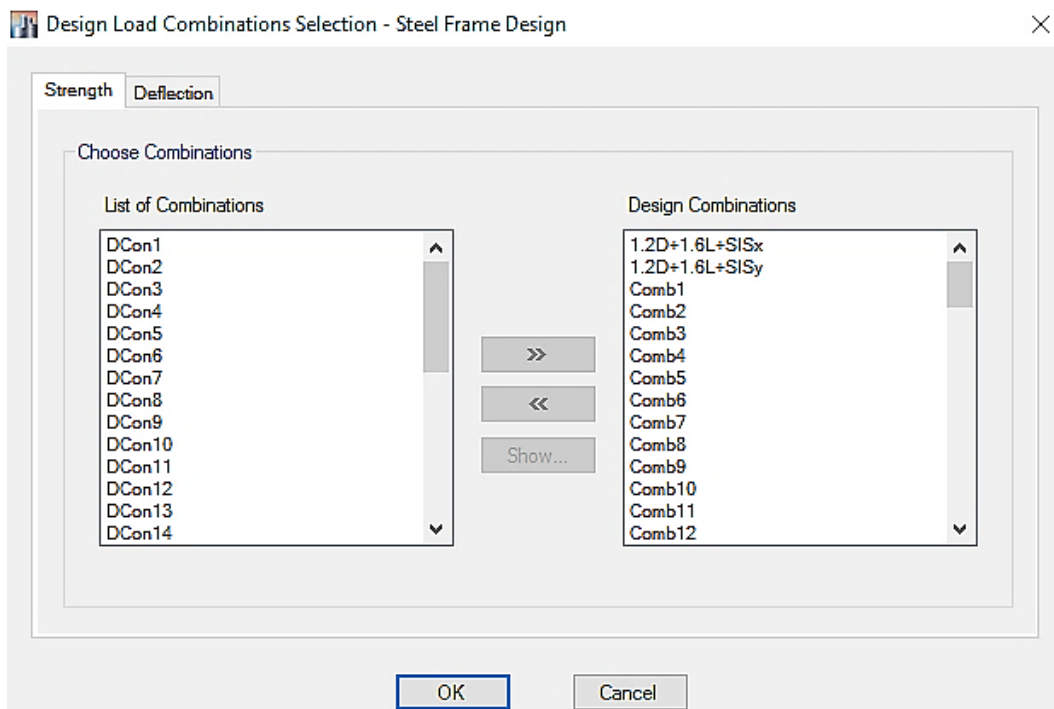
Se deben definir combinaciones de carga P-Delta para considerar los efectos de segundo orden, estas combinaciones serán la base para otras cargas y otras combinaciones.

La combinación 1.2D + 1L suele ser suficiente para el diseño, pero pueden crearse tantas combinaciones como el usuario desee. El Etabs creará combinaciones de carga factoradas basadas en las cargas que serán aplicadas después de la combinación P-Delta.

4. Seleccionar las combinaciones de carga para el diseño en *Design > Steel Frame Design > Select Design Combinations*

Se puede definir las combinaciones manualmente en *Define > Load Combinations > Add New Combo* o pueden utilizarse las combinaciones creadas automáticamente por el programa.

En *Select Design Combinations* el usuario puede escoger las combinaciones para el diseño, ya sean estas definidas por el usuario o por el programa, y puede descartar las combinaciones erróneas o no necesarias.



5. Correr el análisis en *Analyze > Run Analysis* y diseñar el modelo estructural en *Design > Start Design/Chek*

El programa realizará el diseño por estabilidad de la estructura primero realizando el Análisis de Segundo Orden mediante los métodos especificados anteriormente

A término del diseño se revisan los resultados seleccionando el elemento que se desee y dando click derecho sobre él, se abrirá la ventada *Steel Stress Check Information*. En la ventana aparece un resumen de los resultados de esa columna para todas las combinaciones de carga de diseño consideradas. Al seleccionar la combinación que se desee chequear y al entrar en *Details* el programa mostrará los resultados de los factores de modificación de momento, factores de mayoración B1 y B2, fuerzas axiales y momentos de segundo orden, entre otros tantos resultados.

COMBO ID	STATION	LOC	RATIO	MOMENT	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR	MIN-SHR
Comb11	2.1500		0.039 (C)	=	0.003 + 0.006 + 0.031	0.001	0.004
Comb11	4.3000		0.020 (C)	=	0.003 + 0.002 + 0.015	0.001	0.004
Comb10	0.0000		0.049 (C)	=	0.006 + 0.004 + 0.039	0.002	0.003
Comb10	2.1500		0.042 (C)	=	0.006 + 0.006 + 0.030	0.002	0.003
Comb10	4.3000		0.036 (C)	=	0.006 + 0.012 + 0.018	0.002	0.003
1.2D+1.6L+SI	0.0000		0.068 (C)	=	0.009 + 0.040 + 0.018	0.004	0.002
1.2D+1.6L+SI	2.1500		0.046 (C)	=	0.009 + 0.025 + 0.012	0.004	0.002
1.2D+1.6L+SI	4.3000		0.027 (C)	=	0.009 + 0.013 + 0.005	0.004	0.002
1.2D+1.6L+SI	0.0000		0.064 (C)	=	0.009 + 0.011 + 0.044	0.003	0.004
1.2D+1.6L+SI	2.1500		0.045 (C)	=	0.009 + 0.006 + 0.030	0.003	0.004
1.2D+1.6L+SI	4.3000		0.038 (C)	=	0.009 + 0.013 + 0.017	0.003	0.004
DSt1S1	0.0000		0.017 (C)	=	0.007 + 0.007 + 0.003	0.002	0.001
DSt1S1	2.1500		0.008 (C)	=	0.007 + 0.001 + 3.7E-04	0.002	0.001
DSt1S1	4.3000		0.017 (C)	=	0.007 + 0.009 + 0.002	0.002	0.001
DSt1S2	0.0000		0.019 (C)	=	0.008 + 0.008 + 0.003	0.002	0.001

6. Ingresar los valores del factor B2 para cada piso

El factor B2 es el mismo para cada piso, para ingresar en el programa se debe primero seleccionar todas las columnas del piso en consideración una vez diseñadas, dar click

derecho sobre cualquiera de ellas y en la ventana *Steel Stress Check Information* seleccionar la opción *Overwrites*.

Steel Frame Design Overwrites for AISC 360-10

	Item	Value
29	Moment Coefficient (Cm Major)	1
30	Moment Coefficient (Cm Minor)	1
31	Bending Coefficient (Cb)	2.349175
32	NonSway Moment Factor (B1 Major)	1.007198
33	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1.007198
34	Sway Moment Factor (B2 Major)	1
35	Sway Moment Factor (B2 Minor)	1
36	Reduce HSS Thickness?	No
37	HSS Welding Type	ERW
38	Yield stress, Fy, tonf/m ²	35153.48
39	Expected to specified Fy ratio, Fy	1.1
40	Compressive Capacity, Pnc, tonf	858.1864
41	Tensile Capacity, Pnt, tonf	2328.5665
42	Major Bending Capacity, Mn3, tonf-m	402.6901
43	Minor Bending Capacity, Mn2, tonf-m	402.6901
44	Major Shear Capacity, Vn2, tonf	577.0795
45	Minor Shear Capacity, Vn3, tonf	577.0795
46	Demand/Capacity Ratio Limit	0.95

Item Description
 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
Black: Some selected items are user defined
Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items, Selected Items
 Reset To Previous Values: All Items, Selected Items
 OK, Cancel

En la ventana *Steel Frame Design Overwrites* ingresar los factores B2 calculados para ambas direcciones en los casilleros correspondientes (en la captura de pantalla mostrada estos puestos son el 34 y 35), al aceptar el programa automáticamente modificará los valores de la fuerza axial requerida P_r y Momento M_r sin necesidad de volver a diseñar el modelo.

5.3. Análisis de Segundo Orden de la Estructura 1

5.3.1. Preferencias del Diseño

- *Coefficiente Sísmico:* D
- *Factor de Importancia:* 1.3
- *Factor de Mayoración B_2 :*

B2 Calculado		
PISO	B2 (x)	B2 (y)
N+0.00	1.0042	1.0101
N+4.65	1.0047	1.0113

Tabla 29: Factores B2 de la estructura Bloque Parqueos.

5.3.2. Resultados del Análisis

5.3.2.1. Relación Demanda/ Capacidad

Las columnas se mantienen en el mismo rango de eficacia que en el Análisis de Primer Orden, cumpliendo con el valor máximo de 0.95, como se indica en la siguiente tabla.

Número total de columnas = 39

Rango D/C	No. Columnas	% del total
0.0 - 0.50	39	100%
0.50 - 0.70	-	-
0.70 - 0.90	-	-
0.90 - 0.95	-	-
> 0.95	-	-
		100%

Tabla 30: Relación Demanda/ Capacidad de las columnas del Bloque de Parqueos del Análisis de Segundo Orden.

5.3.2.2. Derivas máximas:

Se obtienen las derivas del edificio, mismas que se presentan en el anexo 9 del presente documento. A estas derivas se les aplica la fórmula planteada por la NEC–SE–DS observando su relación con las derivas máximas permisibles.

DERIVA SISMO X

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.00066763 = 0.004006$$

$$0.004006 < 0.02$$

OK CUMPLE

DERIVA SISMO Y

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.002154 = 0.01292$$

$$0.01292 < 0.02$$

OK CUMPLE

5.3.2.3. Desplazamientos máximos:

Los desplazamientos de la estructura se expresan en tablas expuestas en el anexo 10.

SISMO X

0.00343 m

SISMO Y

0.01245 m

5.4. Análisis de Segundo Orden de la Estructura 2

5.4.1. Preferencias del Diseño

- *Coefficiente Sísmico:* D
- *Factor de Importancia:* 1.3
- *Factor de Mayoración B_2 :*

B2 Calculado		
PISO	B2 (x)	B2 (y)
N+0.00	1.1104	1.1081
N+4.65	1.0810	1.0926
N+9.30	1.0573	1.0698
N+13.95	1.0431	1.0481
N+18.60	1.0161	1.0185
N+23.25	1.0090	1.0116

Tabla 31: Factores B2 de la estructura Bloque 2

5.4.2. Resultados del Análisis

5.4.2.1. Relación Demanda/ Capacidad

En la siguiente tabla se indica el rango de D/C en el que se encuentran las columnas de la estructura. Se demuestra que, aunque algunas columnas aumentaron en su valor de eficacia, todas las columnas cumplen con el requisito.

Número total de columnas = 95

Rango D/C	No. Columnas	% del total
0.0 - 0.50	81	85%
0.50 - 0.70	8	8%
0.70 - 0.90	4	4%
0.90 - 0.95	2	2%
> 0.95	-	-
		100%

Tabla 32: Relación Demanda/ Capacidad de las columnas del Bloque 2 del Análisis de Segundo Orden.

5.4.2.2. Derivas máximas:

Se obtienen las derivas del edificio, mismas que se presentan en el anexo 9 del presente documento. A estas derivas se les aplica la fórmula planteada por la NEC–SE–DS observando su relación con las derivas máximas permisibles.

DERIVA SISMO X

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.0035005 = 0.021003$$

$$0.021003 > 0.02$$

NO CUMPLE

DERIVA SISMO Y

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.002959 = 0.017753$$

$$0.017753 < 0.02$$

OK CUMPLE

5.4.2.3. Desplazamientos máximos:

Los desplazamientos de la estructura se expresan en tablas expuestas en el anexo 10., un resumen de los desplazamientos es el mostrado a continuación:

SISMO X

0.05873 m

SISMO Y

0.06282 m

5.5. Análisis de Segundo Orden de la Estructura 3

5.5.1. Preferencias del Diseño

- *Coeficiente Sísmico:* E
- *Factor de Importancia:* 1.3
- *Factor de Mayoración B_2 :*

B2 Calculado		
PISO	B2 (x)	B2 (y)
N-4.50	1.0000	1.0000
N+00.00	1.0000	1.0000
N+04.50	1.3286	1.4631
N+09.00	1.0766	1.0956
N+13.50	1.0482	1.0629
N+18.00	1.0311	1.0417
N+22.50	1.0221	1.0302
N+27.00	1.0157	1.0207
N+31.50	1.0101	1.0135
N+36.00	1.0044	1.0060
N+40.50	1.0028	1.0039
N+45.00	1.0020	1.0024
N+49.50	1.0000	1.0000

Tabla 33: Factores B2 de la estructura PGSE Izq.

5.5.2. Resultados del Análisis

5.5.2.1. Relación Demanda/ Capacidad

En la siguiente tabla se indica el rango de D/C en el que se encuentran las columnas de la estructura. Se indica que al realizar el Análisis de Segundo Orden las columnas aumentaron en su eficacia, aproximadamente el 21 % de las columnas sobrepasan el 95% permitido, por tanto, se debe aumentar las secciones de estas columnas.

Número total de columnas = 335

Rango D/C	No. Columnas	% del total
0.0 - 0.50	143	43%
0.50 - 0.70	64	19%
0.70 - 0.90	54	16%
0.90 - 0.95	4	1%
> 0.95	70	21%
		100%

Tabla 34: Relación Demanda/ Capacidad de las columnas del PGSE Izq del Análisis de Segundo Orden.

5.5.2.2. Derivas máximas:

Se obtienen las derivas del edificio, mismas que se presentan en el anexo 9 del presente documento. A estas derivas se les aplica la fórmula planteada por la NEC–SE–DS observando su relación con las derivas máximas permisibles.

DERIVA SISMO X

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.00122144 = 0.00732$$

$$0.00732 < 0.02$$

OK CUMPLE

DERIVA SISMO Y

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.001492 = 0.00895$$

$$0.00895 < 0.02$$

OK CUMPLE

5.5.2.3. *Desplazamientos máximos:*

Los desplazamientos de la estructura se expresan en tablas expuestas en el anexo 10.

SISMO X

0.04472 m

SISMO Y

0.0589 m

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER DE LAS ESTRUCTURAS

El procedimiento a seguir en el programa Etabs para realizar el Análisis Estático No Lineal mediante la técnica Pushover es el mismo para todas las estructuras, por lo que, en este capítulo se procede a indicar mediante capturas de pantalla los pasos efectuados para la tercera estructura, PGSE. A la vez, se explicarán la razón de ser de los criterios adoptados en el procedimiento general y en cada caso particular de las estructuras. Es importante notar que algunos datos vienen por defecto del programa y es conveniente no modificarlos.

Posterior al procedimiento detallado se presentan los resultados obtenidos del Análisis Pushover realizado a las 3 estructuras y la interpretación de los mismos.

6.1. Procedimiento detallado con capturas de pantalla

Para realizar el análisis Pushover en el programa Etabs es necesario definir ciertos parámetros y condiciones como se muestra en los siguientes pasos:

1. Se definen las propiedades no lineales de todos los materiales utilizados en la modelación del proyecto en la opción del menú *Define > Material Properties > Modify material*.
- Para iniciar se definirá el material ASTM615 Gr.60 utilizado como acero de refuerzo:

Nonlinear Material Data

Hay dos parámetros que modificar en esta sección que dependen básicamente del material, el primero es el modelo de degradación de rigidez dado por el tipo de histéresis y el segundo es el modelo de la curva desfuerzo-deformación

	Tension	Compression	
IO	0.01	0.005	m/m
LS	0.02	0.01	m/m
CP	0.05	0.02	m/m

Strain at Onset of Strain Hardening	0.01
Ultimate Strain Capacity	0.09
Final Slope (Multiplier on E)	-0.1

El Etabs dispone de algunos tipos de curvas de histéresis para describir el comportamiento de los materiales, estos dependen de la cantidad de energía disipada en un ciclo de deformación y del comportamiento que tendrá dicha disipación al variar la deformación.

En el caso del acero y de todos los materiales metálicos (materiales dúctiles), la histéresis debe ser del tipo cinemático (Kinematic) debido a que este modelo se basa en el comportamiento de endurecimiento cinemático y disipa una gran cantidad de energía. Para materiales de hormigón es recomendable el uso del modelo Takeda, esta curva usa una rigidez inicial un poco alta como recompensa a la reducción de ésta provocada por el modelo bilineal.

Por otra parte, los modelos de curva esfuerzo – deformación paramétricos que ofrece el programa para el acero de refuerzo son Simple y Park. La diferencia entre ambas curvas radica en el rango de endurecimiento, en donde la curva Simple utiliza una forma parabólica y el Park una forma empírica. El más utilizado y recomendado es el modelo Park.

Para el hormigón están habilitados los modelos Mander y Simple, siendo el primero recomendado para hormigón confinado y el segundo para hormigón simple.

Material Property Design Data

En esta sección se deben ingresar las propiedades de diseño de los materiales, los valores deben ser los normalizados.

Material Name and Type	
Material Name	A615Gr60
Material Type	Rebar, Uniaxial

Design Properties for Rebar Materials	
Minimum Yield Strength, Fy	42184.18 tonf/m ²
Minimum Tensile Strength, Fu	63276.27 tonf/m ²
Expected Yield Strength, Fye	52730.225 tonf/m ²
Expected Tensile Strength, Fue	79095.3375 tonf/m ²

El esfuerzo de fluencia esperada (Fye) y la resistencia mínima de agotamiento en tracción esperada (Fue), son propiedades propias de cada material y se obtienen multiplicando Fy y Fu por los factores de sobrerresistencia Ry y Rt respectivamente.

Por recomendación de la norma NEC – SE – AC se pueden obtener los valores de Ry y Rt para los diferentes tipos de acero de la tabla A3.1 de ANSI/AISC 341-10.

En la siguiente tabla se muestran los valores de Ry y Rt para los aceros utilizados en esta estructura.

Aplicación	Ry	Rt
ASTM A615	1.25	1.25
ASTM A572 Gr.50	1.1	1.1
ASTM A588	1.1	1.1

Tabla 35: Valores de factores de sobrerresistencia del acero y materiales de acero de refuerzo. Fuente: ANSI/AISC 341-10, Tabla A3.1

Additional Material Damping

Los datos para considerar el amortiguamiento extra que pueda tener la estructura se considera con los siguientes valores para el acero.

Additional Material Damping

Material Name and Type

Material Name: A615Gr60

Material Type: Rebar, Uniaxial

Modal Damping

Damping Ratio: 0

Make Other Damping Similar...

Note: Applies to Response Spectrum and Modal Time History load cases

Viscous Proportional Damping

Mass Coefficient: 0 1/sec

Stiffness Coefficient: 0 sec

Make Other Damping Similar...

Note: Applies to Direct Integration Time History load cases

OK Cancel

Se usa un valor de 0 para el amortiguamiento adicional del acero

- Los elementos principales metálicos de la estructura serán formados de acero ASTM572 Gr.50, sus propiedades fueron definidas de la siguiente manera:

Nonlinear Material Data

Material Name and Type

Material Name: A572Gr50

Material Type: Steel, Isotropic

Miscellaneous Parameters

Hysteresis Type: Kinematic

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	0.01	0.005	m/m
LS	0.02	0.01	m/m
CP	0.05	0.02	m/m

Stress Strain Curve Definition Options

Parametric: Simple

User Defined

Convert to User Defined

Parametric Strain Data

Strain at Onset of Strain Hardening: 0.015

Strain at Maximum Stress: 0.11

Strain at Rupture: 0.17

Final Slope (Multiplier on E): -0.1

Show Stress-Strain Plot...

OK Cancel

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: A572Gr50

Material Type: Steel, Isotropic

Design Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, F_y : 35153.48 tonf/m²

Minimum Tensile Strength, F_u : 45699.53 tonf/m²

Effective Yield Stress, F_{ye} : 38668.83 tonf/m²

Effective Tensile Strength, F_{ue} : 50269.48 tonf/m²

OK Cancel

Additional Material Damping [Close]

Material Name and Type

Material Name: A572Gr50
 Material Type: Steel, Isotropic

Modal Damping

Damping Ratio: 0 [Make Other Damping Similar...]
 Note: Applies to Response Spectrum and Modal Time History load cases

Viscous Proportional Damping

Mass Coefficient: 0 1/sec [Make Other Damping Similar...]
 Stiffness Coefficient: 0 sec
 Note: Applies to Direct Integration Time History load cases

[OK] [Cancel]

- Las modificaciones de las propiedades de los materiales de hormigón se explican con el hormigón CONC280, el cuál es utilizado para muros y losas.

Nonlinear Material Data [Close]

Material Name and Type

Material Name: CONC280
 Material Type: Concrete, Isotropic

Miscellaneous Parameters

Hysteresis Type: Takeda

Drucker-Prager Parameters

Friction Angle: 0 deg
 Dilatational Angle: 0 deg

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	0.01	0.003	m/m
LS	0.02	0.006	m/m
CP	0.05	0.015	m/m

Ignore Tension Acceptance Criteria

Stress Strain Curve Definition Options

Parametric: Mander [Convert to User Defined]
 User Defined

Parametric Strain Data

Strain at Unconfined Compressive Strength, f_c : 0.002219
 Ultimate Unconfined Strain Capacity: 0.005
 Final Compression Slope (Multiplier on E): -0.1

[Show Stress-Strain Plot...]

[OK] [Cancel]

En el hormigón se considera un amortiguamiento adicional del 2% Para considerar el aumento de amortiguamiento provocado por rozamiento de los rellenos de mampostería que no son considerados en el modelo y el hormigón.

Additional Material Damping

Material Name and Type

Material Name: CONC280
 Material Type: Concrete, Isotropic

Modal Damping

Damping Ratio: 0.02
 Note: Applies to Response Spectrum and Modal Time History load cases

Viscous Proportional Damping

Mass Coefficient: 0 1/sec
 Stiffness Coefficient: 0 sec
 Note: Applies to Direct Integration Time History load cases

OK Cancel

Time Dependent Properties for Concrete

Time Dependent Properties for Concrete

Material Name and Type

Material Name: CONC280
 Material Type: Concrete, Isotropic

Time Dependence Considered For

Compressive Strength and Stiffness (Modulus of Elasticity)
 Creep
 Shrinkage

Creep Analysis Type

Full Integration
 Dirichlet Series
 Number of Terms: 10

Time Dependent Type

Current Time Dependent Type: ACI 209R-92

ACI 209R-92 Parameters

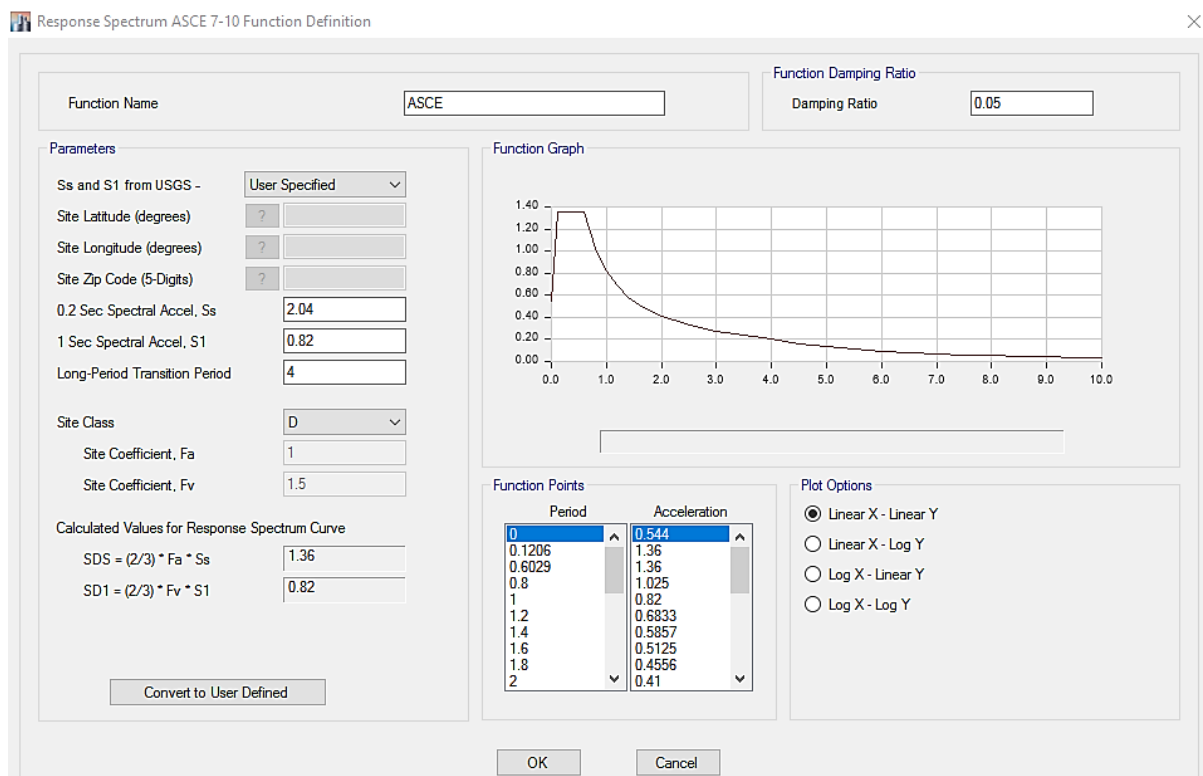
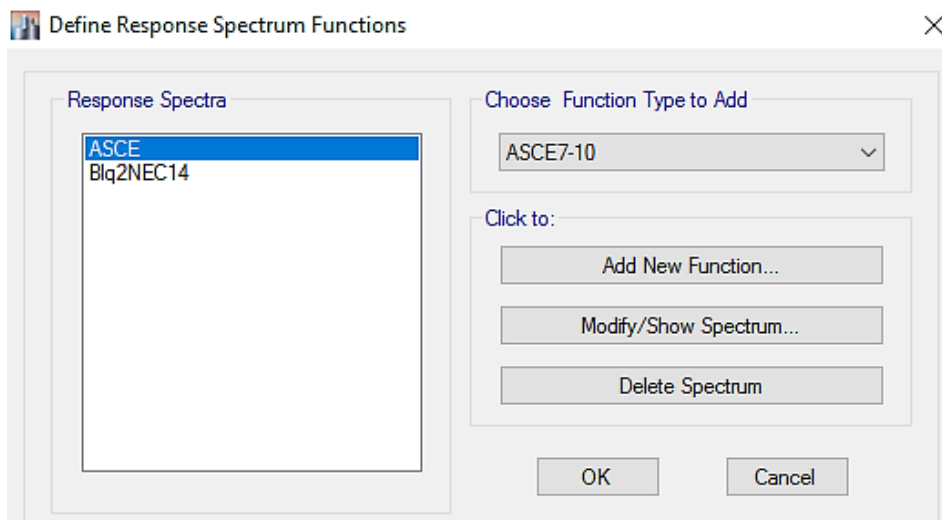
Relative Humidity, %: 50
 Shrinkage Start Age, days: 7
 Compressive Strength Factor, a: 2.3
 Compressive Strength Factor, Beta: 0.92
 Curing Type: Moist Cure
 Slump: 0.06858 m
 Fine Aggregate Percentage: 50 %
 Air Content: 6 %
 Cement Content, lb/yd³: 700

Show Plot...
 OK Cancel

En esta sección se deben especificar las propiedades dependientes del tiempo del hormigón, entre estas la resistencia a la compresión y los factores de rigidez, creep y contracción que deben ser incluidos en la definición del hormigón.

Para ello, se deben ingresar los datos requeridos por la especificación ACI 209R-92.

2. Se define el espectro de Respuesta según la normativa ASCE en el menú *Define > Functions > Response Spectrum*.



El espectro de la ASCE depende de los valores de S_s y S_1 siendo la aceleración espectral en periodo corto de 0.2 seg y en periodo largo de 1 seg respectivamente. Estos valores fueron obtenidos de la herramienta mundial de la USGS. Y el espectro fue comprobado en la hoja de cálculo “Cálculo del Espectro Según la ASCE” elaborado por las autoras de la tesis.

Es importante mencionar que el espectro de diseño propuesto por la ASCE es realizado para un sismo con un periodo de retorno de 475 años. “El terremoto MCER (Maximum Considered Earthquake Ground Motion Response Aceleration) tiene una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, equivalente a un período de retorno de 2475 años). La ASCE indica que el espectro de respuesta para el terremoto MCER es 1.5 veces el espectro de 475 años como vemos a continuación.” (Construcción en acero)

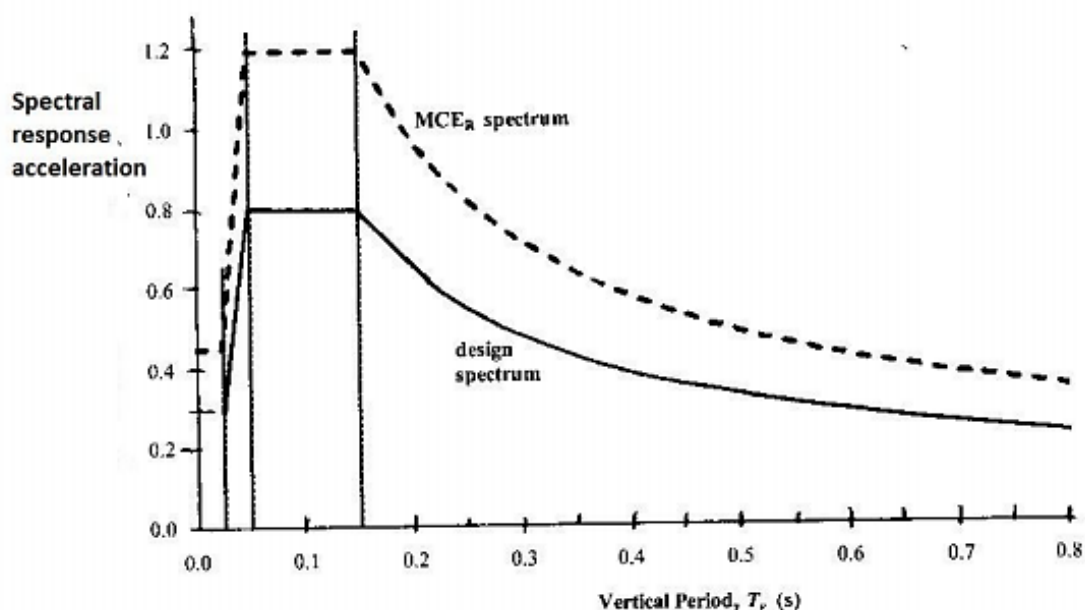
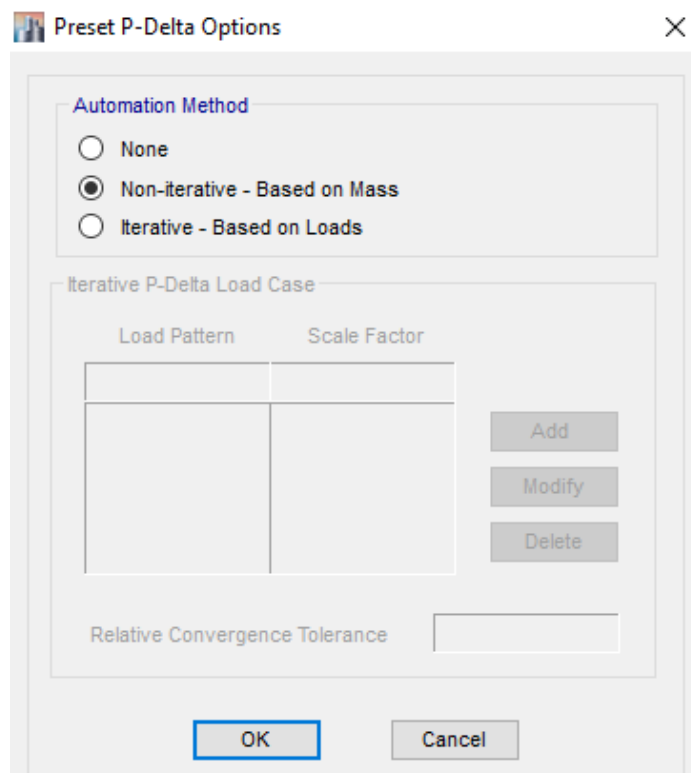


Ilustración 19: Espectro de respuesta según ASCE/SEI 7-10

3. Considerar los efectos P-Delta En Define > P-Delta Options se consideran los efectos de segundo orden.

Hay dos métodos para considerar los efectos P-Delta en Etabs, el recomendado por ser más rápido es el No Iterativo basado en masas. Este Método Aproximado determina la carga automáticamente a partir de la masa de cada piso, y obtiene resultados aceptables.

El otro método es el Iterativo el cual calcula la carga a partir de una determinada combinación de casos de carga estática. Este método es más eficaz al capturar los efectos del pandeo local debido a que considera P-Delta basado en elemento por elemento a diferencia del método no iterativo que considera P- delta tratando la estructura como un modelo simplificado.



Para el análisis Pushover también se puede considerar P-Delta mediante el método Iterativo basado en fuerzas, con una combinación de carga $1.2D + 1L$, pues esta es suficiente para el análisis. Sin embargo, pueden crearse las combinaciones que el usuario desee.

4. Definir el caso Modal en Vectores Ritz en *Define > Modal Cases*

Como se explicó en el capítulo de análisis lineal, los vectores Eigen son ideales para predecir el comportamiento dinámico de la estructura en análisis lineales.

Los vectores Ritz buscan encontrar modos que son excitados por una carga en particular. Estos vectores pueden proporcionar mejores bases cuando es utilizado para los análisis dinámicos que se basan en superposición modal e implican el movimiento horizontal del suelo.

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal

Modal Case Sub Type: Ritz

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings

Noniterative based on mass

Note: Nonlinear case option for P-Delta does not apply when Preset P-Delta is noniterative based on mass.

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 33

Minimum Number of Modes: 3

Consideramos el caso modal en vectores Ritz por las ventajas que presenta ante los vectores Eigen, una de ellas es que, para el mismo número de modos “los vectores Ritz proporcionan un mejor factor de participación modal permitiendo que el análisis corra más rápido, con el mismo nivel de precisión. Además, no hay necesidad de determinar si hay o no suficiente número de modos”. (Computers and Structures, Inc)

Para esta opción se debe añadir carga de aceleración en las direcciones X y Y y el número mínimo y máximo de modos. Se suele recomendar mínimo 3 modos y máximo 3 por cada piso de la estructura.

5. Crear y modificar los patrones de carga sísmica en *Define > Load Patterns > Add new load/ Modify Lateral load*.

Los patrones de carga sísmica fueron ya definidos en el análisis lineal, por lo tanto, los valores del coeficiente sísmico y la excentricidad deben mantenerse.

Lo importante es la consideración de la dirección y excentricidad, al escoger las tres opciones que se presentan para cada dirección resultaría en un análisis mucho más extenso e innecesario, por lo que, se recomienda escoger la opción más “crítica” correspondiente a la dirección más la excentricidad positiva.

El coeficiente para sismo K es un exponente de distribución que toma en cuenta la altura del edificio. Según los códigos toma un valor de 1.

Patrón de carga sísmica en X

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box. The 'Direction and Eccentricity' section has the following settings: 'X Dir + Eccentricity' is checked, 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is 0.05, and 'Overwrite Eccentricities' is set to 'Overwrite...'. The 'Factors' section has 'Base Shear Coefficient, C' at 0.222308 and 'Building Height Exp., K' at 1. The 'Story Range' section has 'Top Story' at N+49.50 and 'Bottom Story' at N+00.00. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Patrón de carga sísmica en Y

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box. The 'Direction and Eccentricity' section has the following settings: 'Y Dir + Eccentricity' is checked, 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is 0.05, and 'Overwrite Eccentricities' is set to 'Overwrite...'. The 'Factors' section has 'Base Shear Coefficient, C' at 0.222308 and 'Building Height Exp., K' at 1. The 'Story Range' section has 'Top Story' at N+49.50 and 'Bottom Story' at N+00.00. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

6. Definir los casos de carga estática no lineales en *Define > Load cases > Add*

En un Análisis Estático No Lineal deben crearse dos tipos de casos de carga estática no lineal, una del tipo gravitacional y otras del tipo monotónicas que son para casos de cargas laterales, las últimas no consideraremos en el análisis debido a que son innecesarias.

- Caso de Carga Gravitacional

Initial Conditions:

Para este caso de carga debe considerarse el estado inicial de la estructura, es decir, sin ningún tipo de esfuerzo en ella, sin desplazamiento ni deformaciones no lineales.

Cuando se continúa desde un estado final de un previo Análisis Estático No Lineal, todas las cargas, desplazamientos, esfuerzos, deformaciones no lineales, velocidades y energías pertenecientes al final del caso previo son la base para el caso de carga actual.

El caso Gravitacional es el estado inicial para los demás casos de carga a considerarse en esta sección.

Loads Applied:

En el Fema 356 en la sección 3.2.8 se establece la ecuación para determinar la carga gravitacional aplicada.

$$Q_G = 1.1 (Q_D + Q_L + Q_S)$$

Donde,

Q_D = Carga Muerta

Q_L = Carga viva efectiva, equivalente al 25% de la carga viva total

Q_S = Carga de nieve efectiva

En el caso de esta tesis, no existe carga de nieve, por lo que, la ecuación puede simplificarse como sigue:

$$Q_G = 1.1 Q_D + 0.275 Q_L$$

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.1
Load Pattern	LIVE	0.275

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Nonlinear Parameters: User Defined Modify/Show...

OK Cancel

Other Parameters:

Modal Loads

Las cargas modales son cargas inerciales proporcionales a las formas de los modos, utilizadas en un análisis Pushover.

Geometric Nonlinearity Options

Hay tres opciones para considerar la no linealidad geométrica, para el tipo de estructuras a analizar en esta tesis, para el caso de carga de gravedad esta opción debe estar sin ningún tipo de no linealidad geométrica.

La opción P-Delta en la cual las ecuaciones de equilibrio son tomadas a partir de una configuración parcialmente deformada de la estructura, es usada para los siguientes casos de carga a definir.

Mientras que la opción P-Delta más largos desplazamientos, formula las ecuaciones de equilibrio considerando la estructura deformada, necesitando una gran cantidad de iteraciones para resolverlas. Esta opción es recomendada para estructuras o elementos que tendrán una deformación importante y para análisis de pandeo.

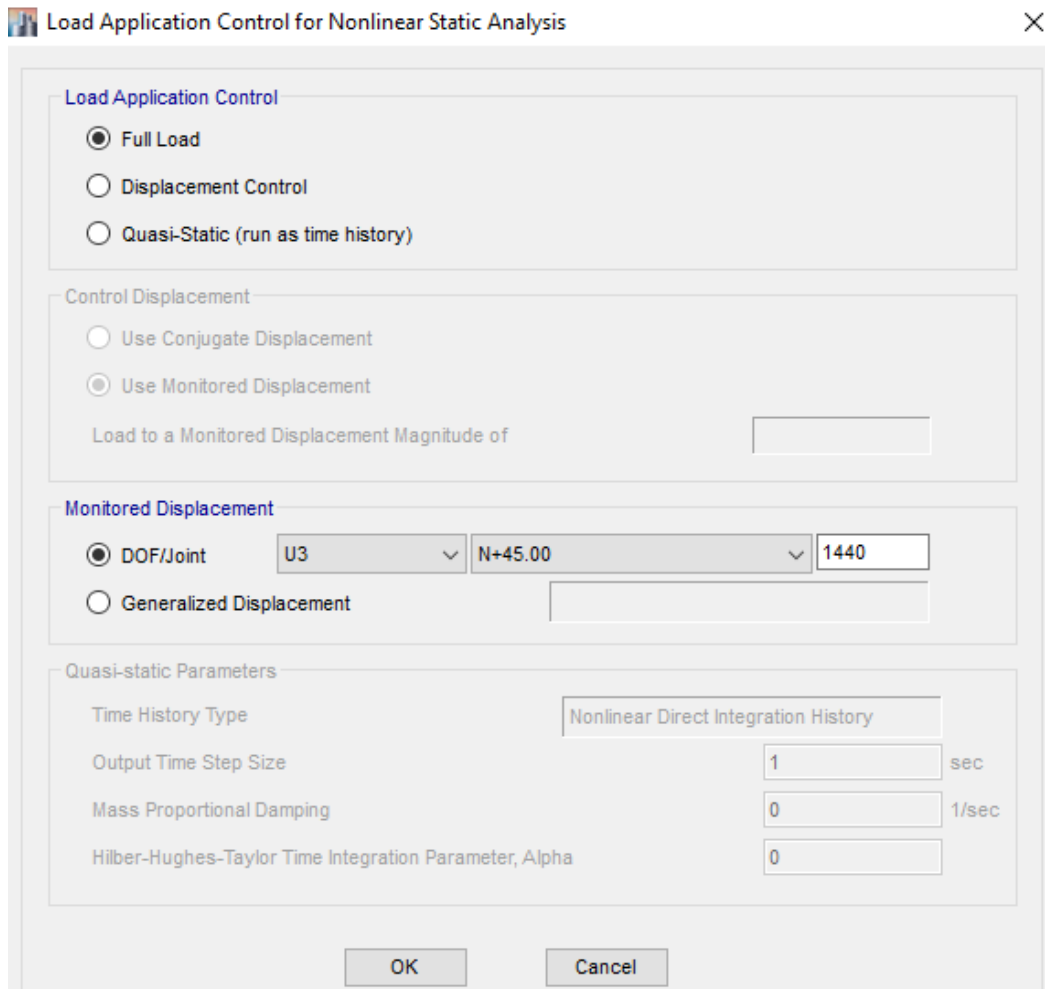
Load Application Control

Se puede elegir que el Análisis Estático No Lineal sea controlado por carga o por desplazamiento. El primer caso se utiliza en situaciones que se conoce la magnitud de la carga total que se aplicará a la estructura y cuando se espera que la estructura soporte dicha carga, mientras que la segunda opción es para análisis en que se conoce el desplazamiento que tendrá la estructura, pero se desconoce la magnitud de la carga.

Dicho esto, las cargas gravitacionales serán controladas por carga y las cargas laterales o monotónicas, que se definen más adelante, por desplazamiento.

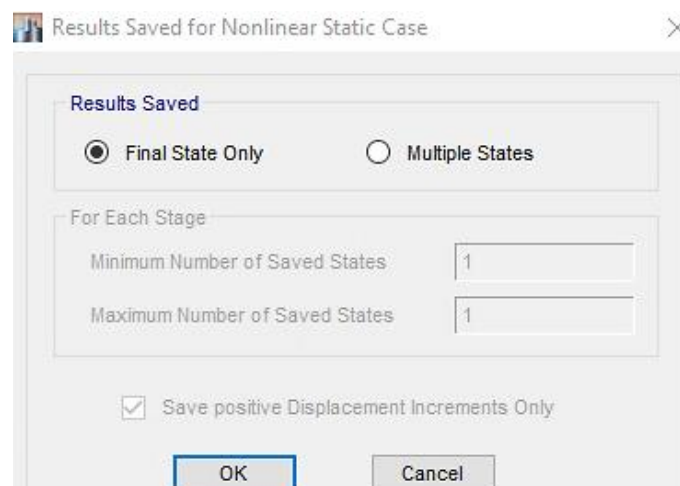
En *Monitored Displacement* debe definirse el nodo de control del desplazamiento conocido como DOF y el grado de libertad correspondiente a monitorizar. En el paso 7 se explicará cómo encontrar el punto DOF.

Es importante considerar que las cargas de gravedad son aplicadas en la dirección U3 es decir en el eje z.



Result Saved

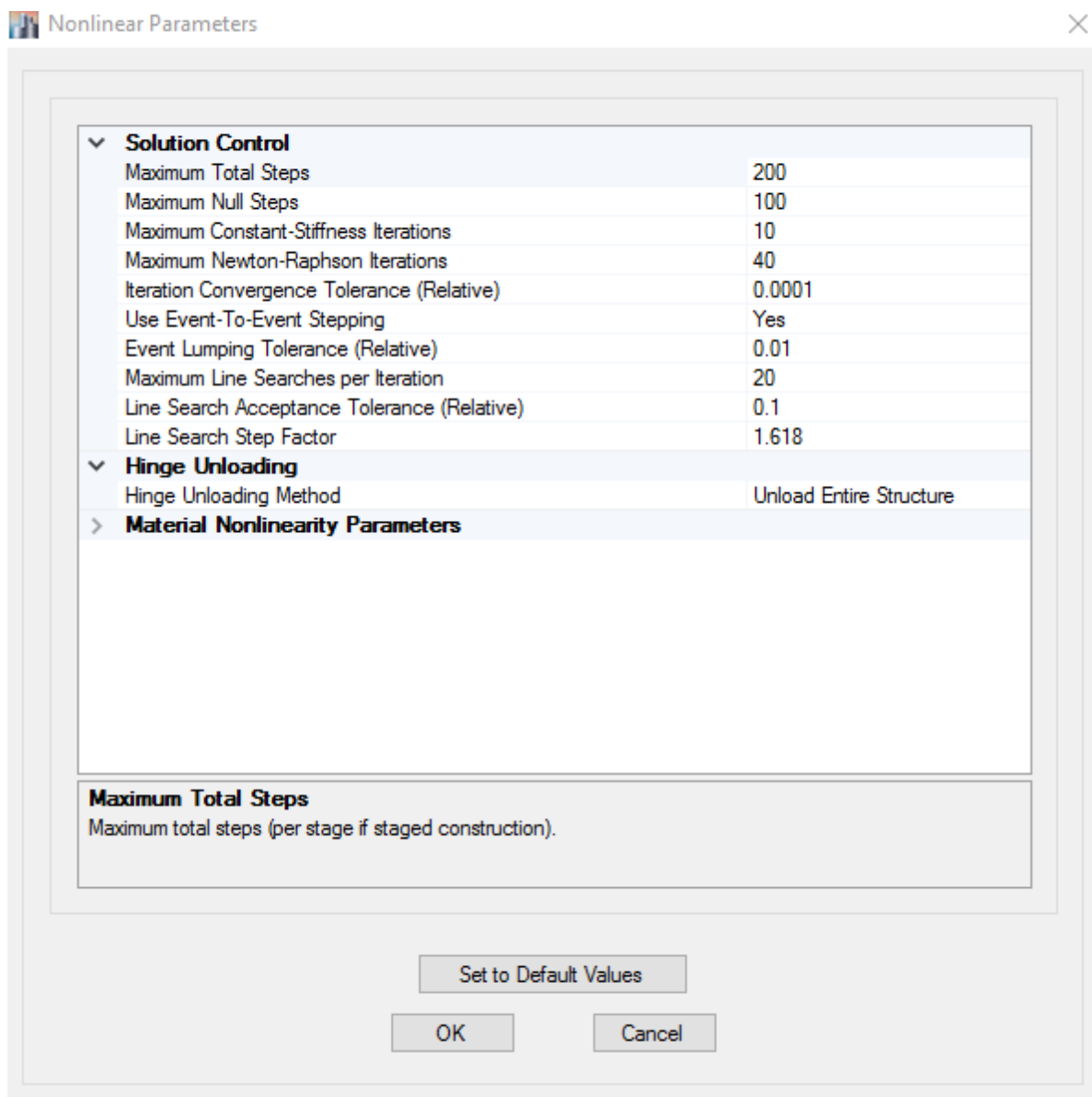
En esta ventana se definen los resultados del análisis que el usuario desee guardar. Por defecto el programa grava solo el estado final pero esto puede ser modificado a guardar estados múltiples, es decir, resultados intermedios para monitorear el comportamiento de la estructura mientras la carga está siendo aplicada.



La opción *Final State Only* hace que el programa guarde únicamente el estado final del Análisis Estático No Lineal, cuando la carga ha sido aplicada totalmente.

La opción *Multiple States* guarda la cantidad de pasos que el usuario defina, esta opción es recomendada para la aplicación de las cargas monotónicas que definirán la curva de capacidad de la estructura. Pues mediante estos pasos se analizarán los pasos por los que ha pasado la estructura hasta llegar al desplazamiento requerido.

Nonlinear parameters



El ETABS define estos parámetros por defecto, generalmente son aceptables y llevan a la solución del análisis, pero los siguientes parámetros dependen de cada problema y se explicarán a continuación:

El valor de *Maximum total Steps* controla la duración del análisis, será el máximo número de pasos permitidos para el caso de carga considerado, incluye tanto los pasos guardados como los pasos intermedios que no fueron guardados.

El valor de *Maximum Null Steps* indica el número de pasos nulos permitidos para que el modelo converja, un valor alto indica que el programa no ha podido llegar a la solución del problema.

Si el análisis no llega a la carga o desplazamiento requerido y definido anteriormente, se debe aumentar estos valores y volver a correr el análisis.

El Etabs ofrece tres métodos para redistribuir la carga soportada por una rótula al resto de la estructura que consideran esta reducción de rigidez en cada ciclo, de las cuales la recomendada es la de reiniciar los ciclos usando Unload entire Structure, esta opción se puede seleccionar en *Hinge Unloading Method*.

Ahora se definirán los casos de carga de Pushover en las dos direcciones.

- Caso de Carga PushX

El caso de carga Pushover parte de las cargas gravitacionales una vez que estas hayan sido aplicadas, y toma en consideración el patrón de carga de Sismo en la dirección en la que queremos actúe el Pushover

Load Case Data ✕

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SISMOX	1

Add
Delete

Other Parameters

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option:

Load Application: Modify/Show...

Results Saved: Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Modify/Show...

OK
Cancel

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis ✕

Load Application Control

Full Load
 Displacement Control
 Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement
 Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of m

Monitored Displacement

DOF/Joint
 Generalized Displacement

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

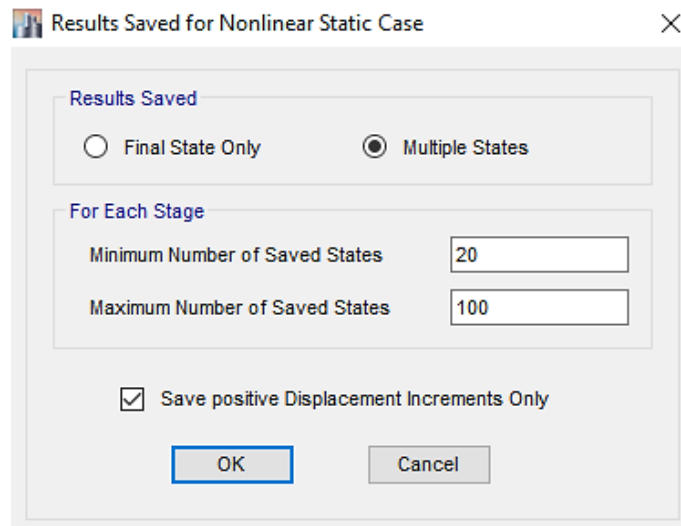
Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

Como se explicó anteriormente, las cargas monotónicas serán controladas por el desplazamiento especificado en esta ventana en *load to a Monitored Displacement Magnitude of*, el valor dependerá del nivel de desempeño que se desee evaluar, se recomienda utilizar un 2% de la altura del edificio para el nivel seguridad de vida y el 4% para el colapso de la estructura. En este caso colocamos un valor mayor al 4% para que en pasos intermedios se llegue al desplazamiento que asegura la prevención al colapso.

El Etabs dispone de dos opciones para controlar este desplazamiento, por Desplazamiento Conjugado y Desplazamiento Monitoreado.

La opción *Conjugate Displacement* es útil cuando el análisis no converge, es un promedio ponderado de los desplazamientos dados en la estructura, es decir, “es una medida del trabajo hecho por la carga aplicada” (Computers & Structures Inc.)

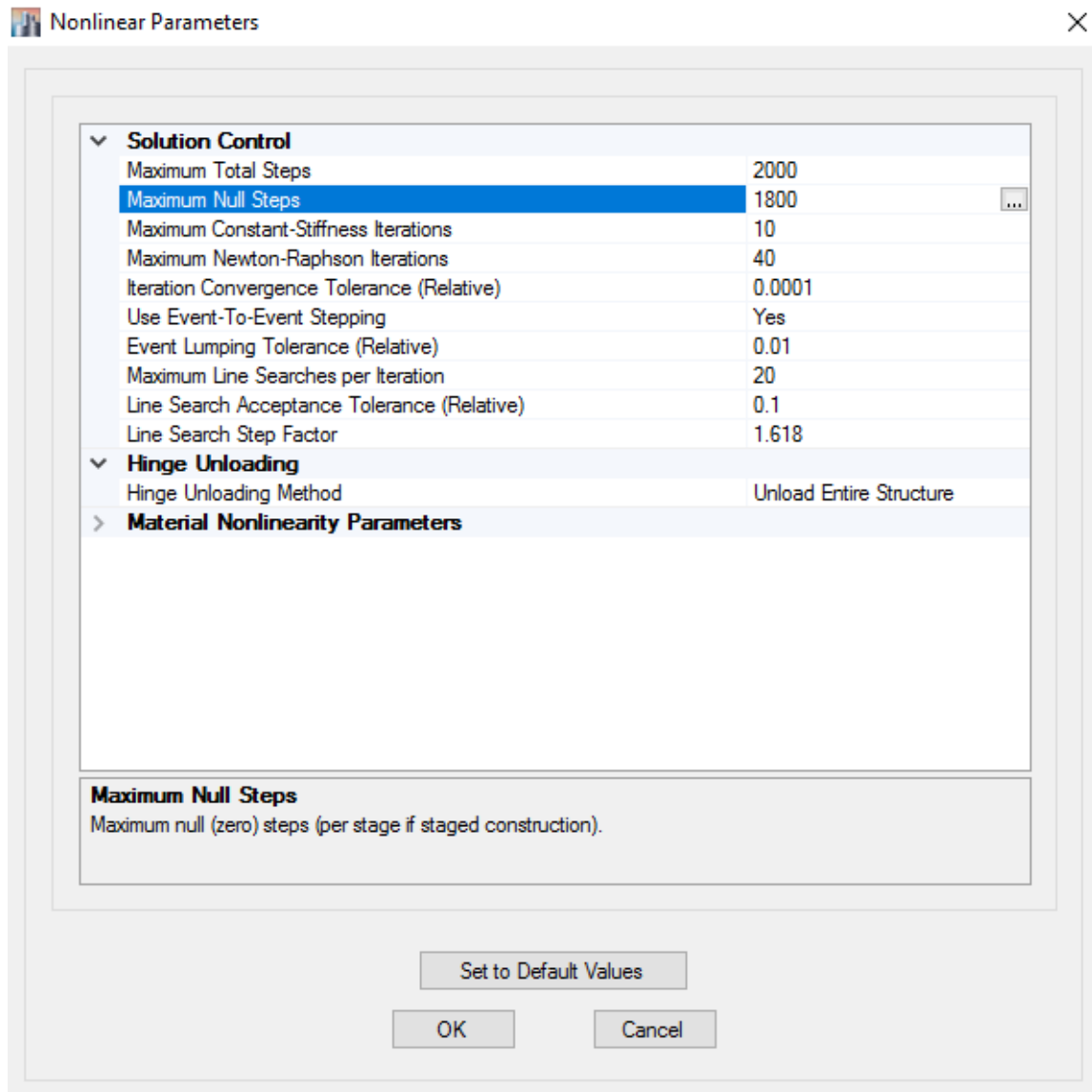
De igual manera, para cargas monotónicas lo ideal es guardar los resultados de múltiples estados. Al seleccionar esta opción se habilitan dos campos, el número mínimo y máximo de pasos guardados, estos valores controlan el número de puntos guardados en el análisis, pocos puntos inducirían a poca información para graficar la curva de capacidad, y muchos puntos harían que el análisis sea demoroso y además requiera de mucha memoria para guardarlos.



El programa utiliza el número mínimo de pasos guardados para determinar el incremento (de carga o desplazamiento) en que se guardará cada paso y también guardará todo evento importante que esté dentro de este incremento. Se explicará esto con un ejemplo: es desplazamiento especificado para el análisis es de 100 cm y el número mínimo de pasos guardados es 20, el incremento de pasos guardados será $100/20 = 5$ cm, lo que quiere decir que el programa guardará pasos cada 5 cm (0,5,10,15...) pero si un evento significativo ocurre a los 7 cm, el programa lo guardará también y seguirá guardando pasos desde este evento cada 5 cm (7,12,17,...).

“El número máximo de pasos guardados controlan el número de eventos significativos de los cuales la información será guardada.” (Computers & Structures Inc.)

Para los casos de carga de un análisis Pushover controlados por desplazamiento, es recomendable guardar únicamente los incrementos de desplazamiento positivos para evitar confusiones en la curva Pushover que pueden provocar los incrementos negativos. Cuando el análisis no converja, una de las soluciones podría ser no seleccionar esta opción.



- Caso de carga PushY

Load Case Data ✕

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SISMOY	1

i
Add
Delete

Other Parameters

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option:

Load Application: Modify/Show...

Results Saved: Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Modify/Show...

OK
Cancel

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis



Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of m

Monitored Displacement

DOF/Joint

Generalized Displacement

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

Results Saved for Nonlinear Static Case



Results Saved

Final State Only Multiple States

For Each Stage

Minimum Number of Saved States

Maximum Number of Saved States

Save positive Displacement Increments Only

Solution Control	
Maximum Total Steps	1000
Maximum Null Steps	800
Maximum Constant-Stiffness Iterations	10
Maximum Newton-Raphson Iterations	40
Iteration Convergence Tolerance (Relative)	0.0001
Use Event-To-Event Stepping	Yes
Event Lumping Tolerance (Relative)	0.01
Maximum Line Searches per Iteration	20
Line Search Acceptance Tolerance (Relative)	0.1
Line Search Step Factor	1.618
Hinge Unloading	
Hinge Unloading Method	Unload Entire Structure
Material Nonlinearity Parameters	

Maximum Total Steps
 Maximum total steps (per stage if staged construction).

Set to Default Values

OK

Cancel

- Caso de Carga Espectro X y Espectro Y

Load Case Data

General

Load Case Name: ESPECTROX [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Blq2NEC14	9.8067

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: 1 cyc/sec

Rigid Frequency, f2: 0 cyc/sec

Periodic + Rigid Type: SRSS

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 1

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Se define que se debe usar una excentricidad del diafragma de 0.05. Recomendación que incrementa la seguridad del modelo.

7. Se define el nudo de control

El nodo de control DOF es un punto existente en el modelo y corresponde al centro de rigideces de la estructura del último piso sin contar con la tapagrada, usado para realizar el control de carga y desplazamiento de los casos de carga del análisis.

El centro de rigideces de cada planta en el Etabs es presentando en el modelo por una cruz, para encontrar el nodo de control hay que ubicarse en la última planta de la

estructura, dirigirse a *View > Set View Options* y habilitar la opción *Labels in Joint Assignments*.

Para indicar lo explicado, se presenta la última planta de la tercera estructura, el N+45.00:

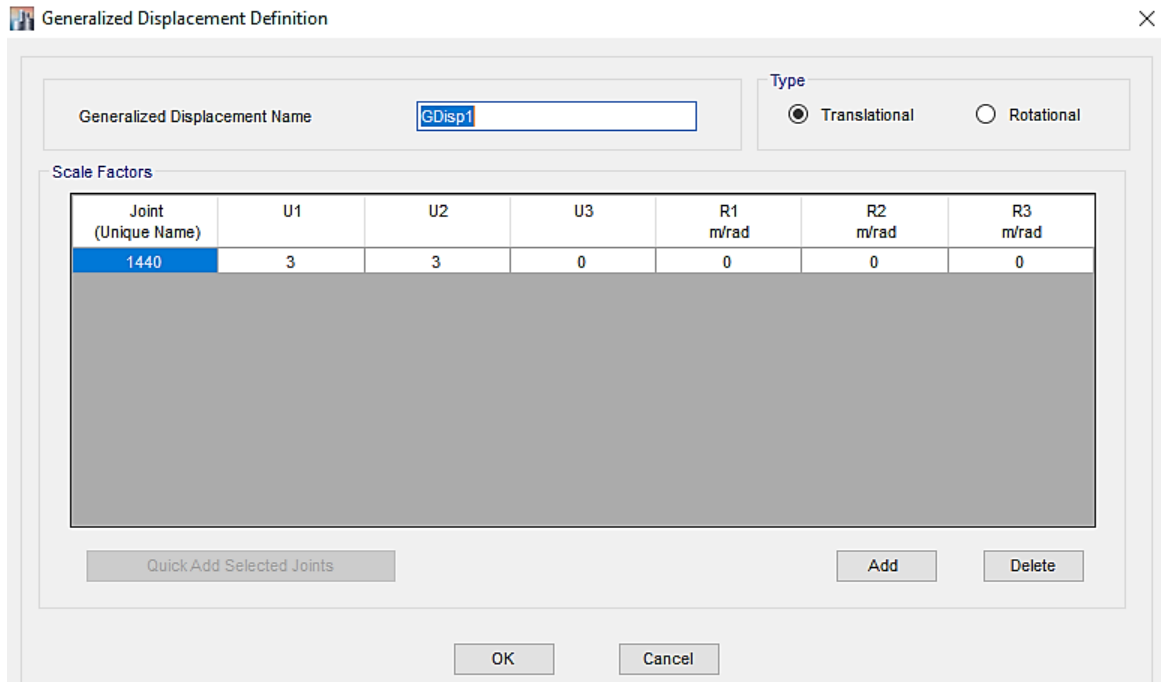
1906511	512	513	52	535	502	63	1821	1822	1823	1824	1825	1826
11851181	1180	1788	1789	1837	2111	1840	1841	1839	1194	1966	1981	1864
190440	116	125	1785	134	1198	1835	179	170	41	152	161	172
1909706	716	726	736	756	2108	786	796	806	816	826	836	846
1912705	715	725	735	755	2099	785	795	805	815	825	835	845
1913704	714	724	734	754	2092	784	794	804	814	824	834	844
1914703	713	723	733	753	2089	783	793	803	813	823	833	843
1915702	712	722	732	752	2088	782	792	802	812	822	832	842
1916701	711	721	731	751	1473	781	791	801	811	821	831	841
1917700	710	720	730	750	1471	780	790	800	810	820	830	840
1918699	709	719	729	749	1440	779	789	799	809	819	829	839
1919698	708	718	728	748	1374	778	788	798	808	818	828	838
1920697	707	717	727	747	1286	777	787	797	807	817	827	837
190795		81			141	499	64					97
1910921	916	911	431	896	891	440	876	871	866	861	856	855
1921920	915	909	432	895	890	439	875	870	865	860	854	853
1922919	914	907	433	894	889	438	874	869	864	859	852	851
1923918	913	905	434	893	888	437	873	868	863	858	850	849
1924917	912	903	435	892	887	436	872	867	862	857	848	847
190544	118	127	125	136	145	146	181	172	47	154	163	178
1961897	886	885	883	1668	1669	880	899	900	901	902	904	908
1908744	772	773	745	906	491	774	492	878	775	879	880	776

1440	779
+2030	
1374	778
1286	777

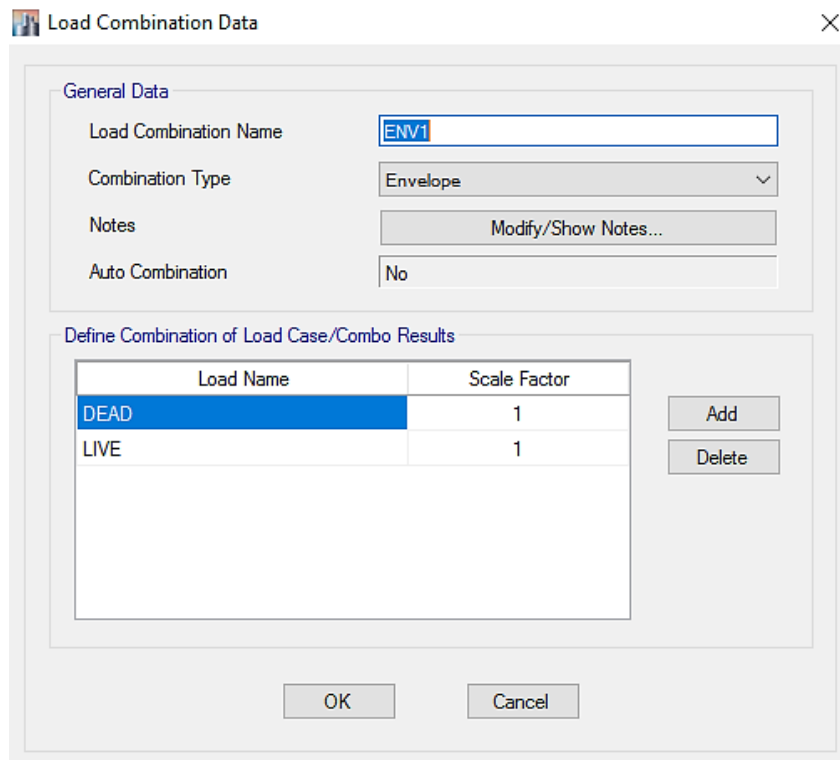
Como se muestra, el nodo de control corresponde al punto 2030, sin embargo este no es un punto existente en el modelo, de manera que hay que escoger el punto más cercano a este, en este caso el punto 1440.

- Opcionalmente se puede colocar un desplazamiento general del nudo de control en *Define > Generalized Displacement*.

Este desplazamiento general pide el nudo de control y el desplazamiento al cual deseamos llegue la estructura, y puede ser usado en la definición de los casos de carga de Pushover en vez de tomar la la opción *DOF in monitored displacement*.



- Definir combinaciones de carga adicionales que tomen en cuenta los patrones que estamos ocupando en el modelo en Define > Load Combination



Load Combination Data ✕

General Data

Load Combination Name:

Combination Type:

Notes:

Auto Combination:

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
SISMOX	1
SISMOY	1

Load Combination Data ✕

General Data

Load Combination Name:

Combination Type:

Notes:

Auto Combination:

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
ESPECTROX	1
ESPECTROY	1

10. Crear los brazos rígidos en vigas, seleccionándolas y en *Assign > Frame > End Length Offsets*

End Length Offsets es la longitud de un elemento que está dentro del nodo en la unión viga – columna, el factor de zona rígida es utilizado para definir el porcentaje de esta longitud que es considerada infinitamente rígida.

Definir esta longitud es importante, pues tiene dos funciones, la primera es el diseño del elemento con los momentos en la cara del apoyo y la segunda es considerar la rigidez dentro del nodo.

El programa puede definir automáticamente esta longitud o puede ser definida por el usuario.

Para estructuras de acero se recomienda usar un factor de rigidez igual 0.5 para vigas, en ningún caso se deber usar un factor igual a 1.

Frame Assignment - End Length Offsets

End Offset Along Length

Automatic from Connectivity

Define Lengths

End-I m

End-J m

Rigid-zone factor

Frame Self Weight Option

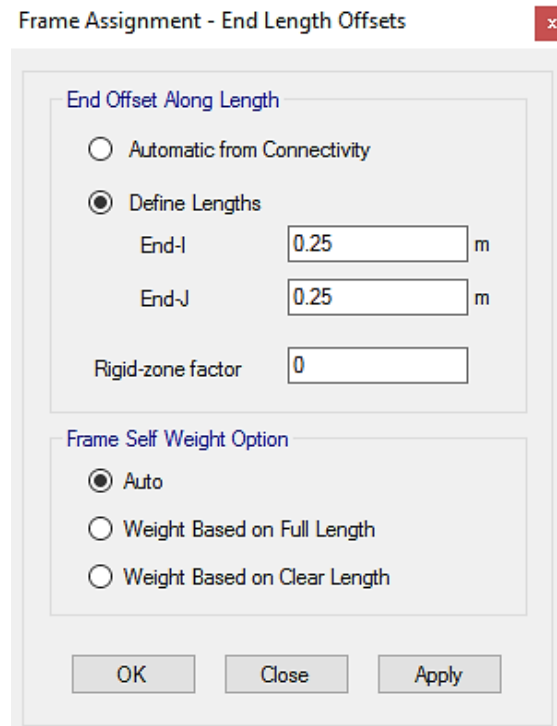
Auto

Weight Based on Full Length

Weight Based on Clear Length

OK Close Apply

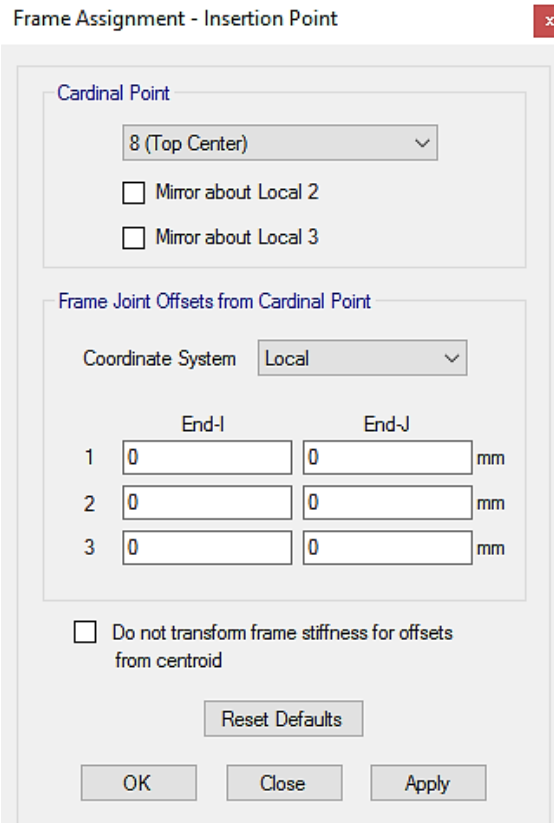
11. Crear los brazos rígidos en columnas, seleccionándolas y en *Assign > Frame > End Length Offsets*.



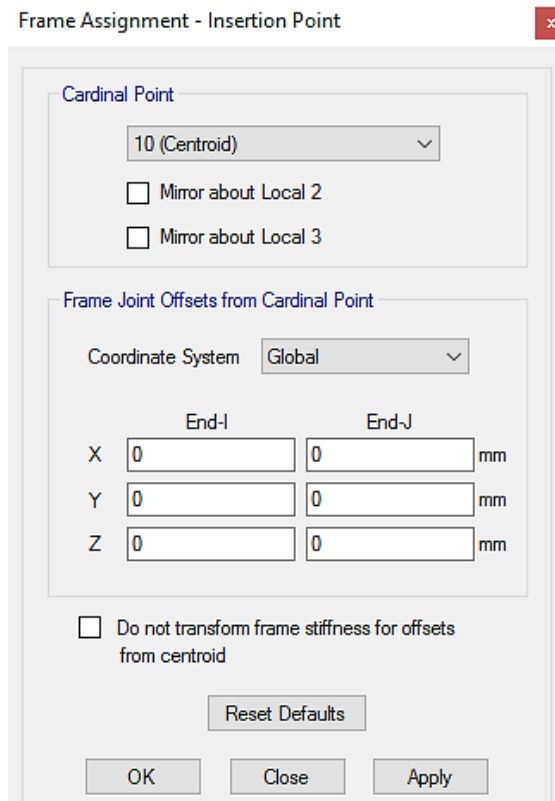
Para las columnas el factor de rigidez es cero, como se mencionó en la teoría de la presente disertación para un análisis Pushover solo se debe colocar los brazos rígido en las vigas o en ambos elementos mas no solo en columnas. El 0.25 m adoptado en esta opción toma en cuenta el peralte las vigas.

12. Colocar el punto de inserción para vigas en *Assign> Frame> Insertion Point*

Es recomendado que el punto de inserción se coloque en todas las vigas de la estructura con un punto cardinal de 8 es decir en la parte superior de la mitad de la sección, el sistema de coordenadas debe tomarse como global y hay que transformar la rigidez. Esta opción permite indicar la posición en la que los elementos se encuentran en la realidad respecto al eje dibujado y respecto a la posición de los demás elementos.



13. Colocar el punto de inserción para columnas en *Assign > Frame > Insertion Point*

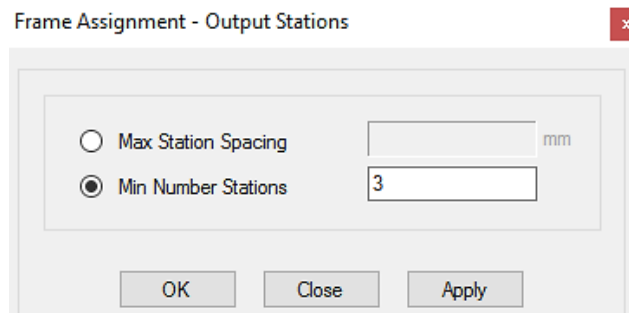


Es recomendado que el punto de inserción se coloque en todas las columnas de la estructura con un punto cardinal de 10 es decir en el centroide del elemento, el sistema de coordenadas debe tomarse como global y hay que transformar la rigidez.

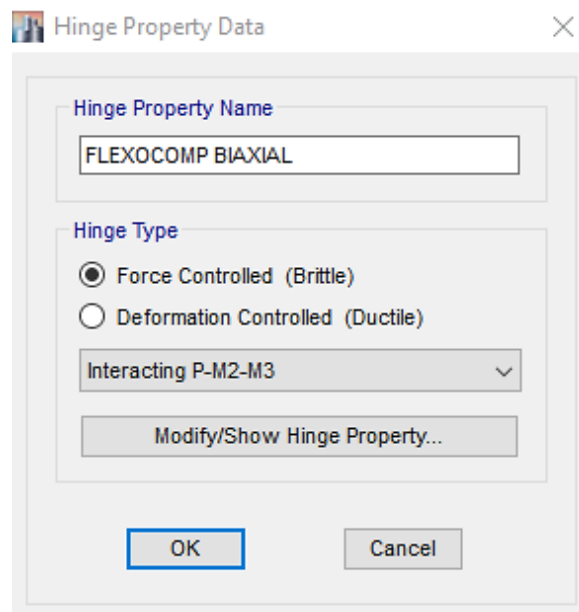
14. Definir estaciones en vigas en Assign > Frame> Output Stations

Las estaciones en los elementos tipo viga se utilizan como lugares para reportar fuerzas, y para obtener puntos en la representación gráfica de los diagramas de fuerza, en otras palabras, cuando se obtienen diagramas de fuerza, las fuerzas exactas se representan en cada estación de salida.

El mínimo número de estaciones viene dado por default, tiene un valor de 3.



15. Opcionalmente se puede Definir las posibles Rótulas Plásticas en *Define > Section Properties > Frame/Wall Nonlinear Hinges*



Para columnas se debe definir rótulas del tipo flexo compresión biaxial. Contralada por desplazamiento en la interactúe la carga axial y los momentos en torno a ambas direcciones.

Modify/Show Hinge Property

Estos parámetros vienen establecidos por defecto.

Hinge Property Data for FLEXOCOMP BIAxIAL - Interacting P-M2-M3

Force Control Parameters

Capacity Factor Defining Lower Bound Strength

Capacity Factor: 1

Hinge Loses All Load Carrying Capacity When Lower Bound Strength Is Reached

Acceptance Criteria (with respect to Lower Bound Capacity)

<input type="checkbox"/> Immediate Occupancy	0.5
<input type="checkbox"/> Life Safety	0.8
<input type="checkbox"/> Collapse Prevention	1

Modify/Show P-M2-M3 Interaction Surface (Capacity) Data...

OK Cancel

Modify/Show P-M2-M3 Interaction Surface

Hinge Interaction Surface for FLEXOCOMP BIAxIAL - Interacting P-M2-M3

Interaction Surface Options

- Default from Material Property of Associated Frame Object
- Steel, AISC-LRFD Equations H1-1a and H1-1b with $\phi = 1$
- Steel, ASCE 41-13 Equation 9-4
- Concrete, ACI 318-02 with $\phi = 1$
- User Definition

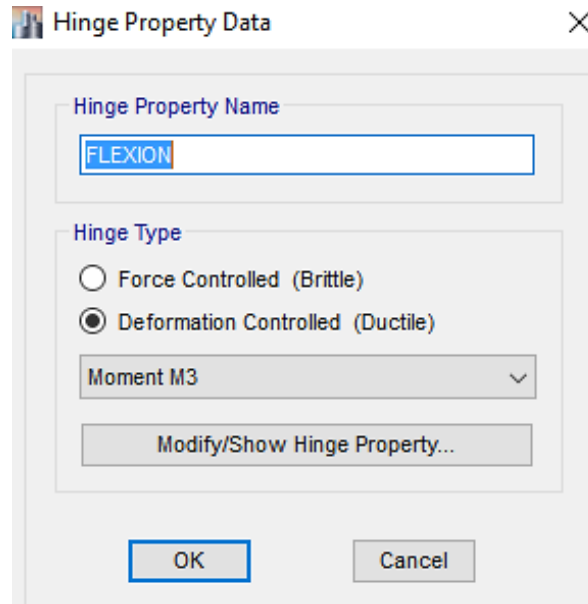
Define/Show User Interaction Surface...

Axial Load - Displacement Relationship

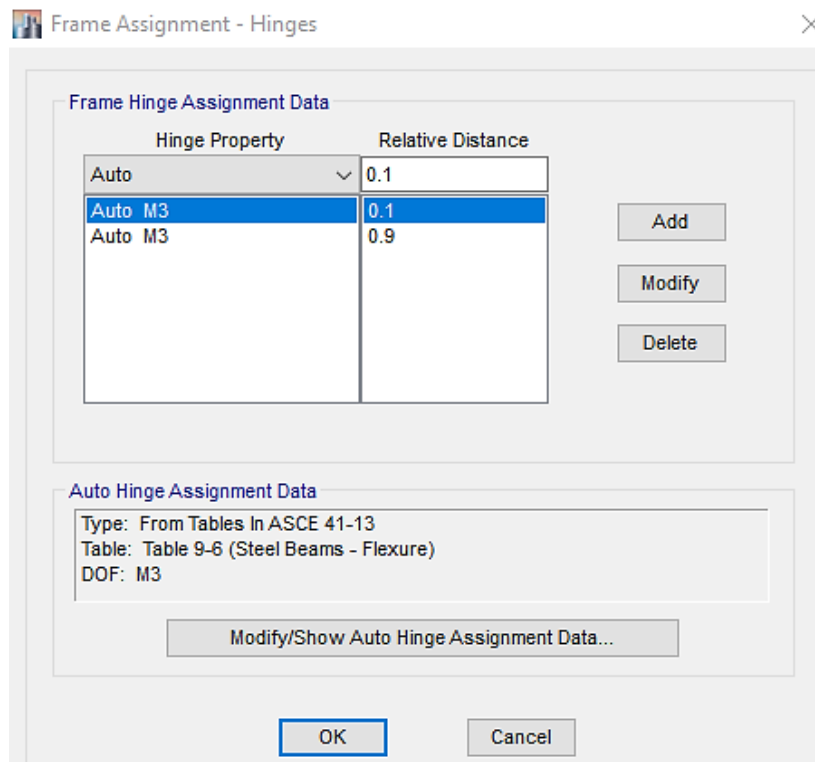
- Proportional to Moment - Rotation
- Elastic - Perfectly Plastic

OK Cancel

Para vigas se debe definir rótulas del tipo flexión y serán controladas por deformación, y solo actuará por el momento en torno al eje 3.



16. Asignar las posibles rótulas a las vigas, seleccionándolas y en *Assign > Frame > Hinges*.



Estas rótulas son asignadas solamente a vigas que forman parte de pórticos más no a vigas secundarias o correas. Se puede decidir este tipo de rótulas Automáticas o las rótulas que fueron definidas en el punto anterior. Generalmente las rótulas definidas son para secciones que no son reconocidas por el ETABS, por lo cual los modelos realizado no son el caso.

Se usa un factor del 10 % y del 90% que indica un valor relativo a la luz de la viga en donde se van a formar las rótulas plásticas.

Modify/Show

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13

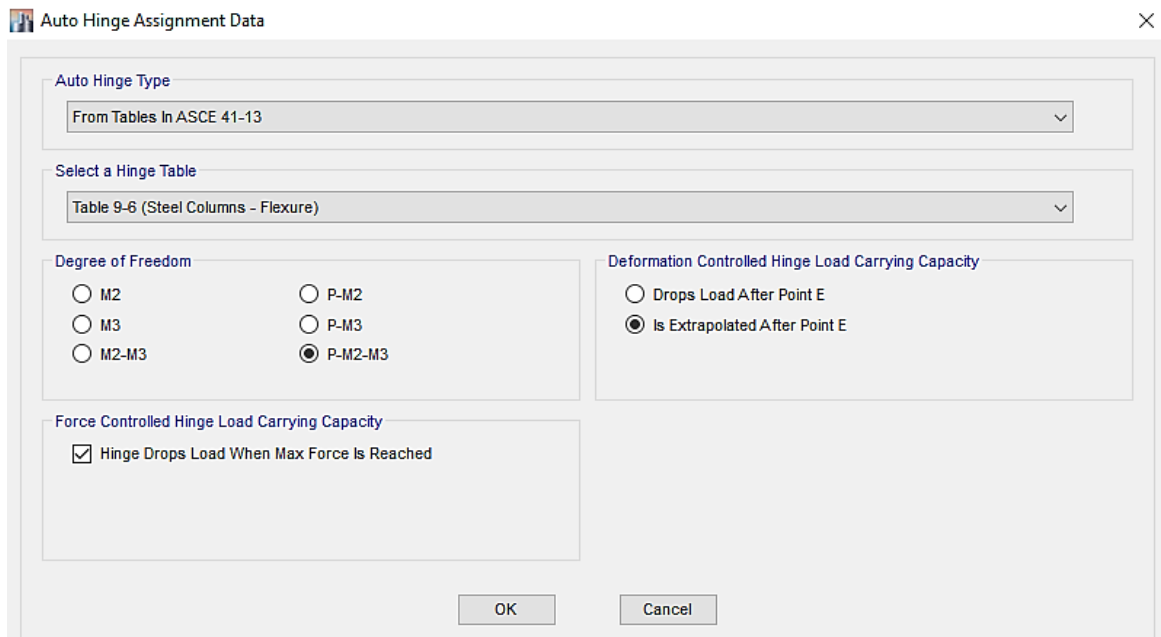
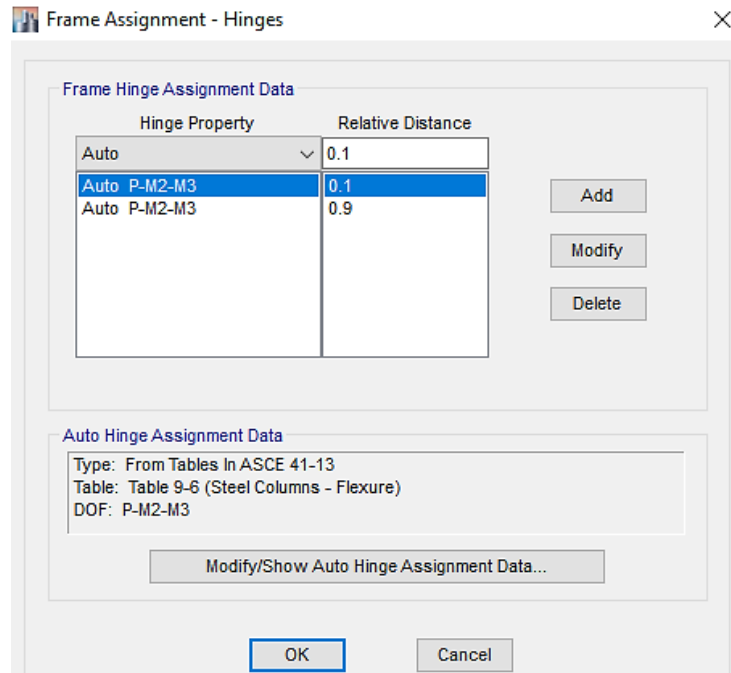
Select a Hinge Table
Table 9-6 (Steel Beams - Flexure)

Degree of Freedom
 M2
 M3

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

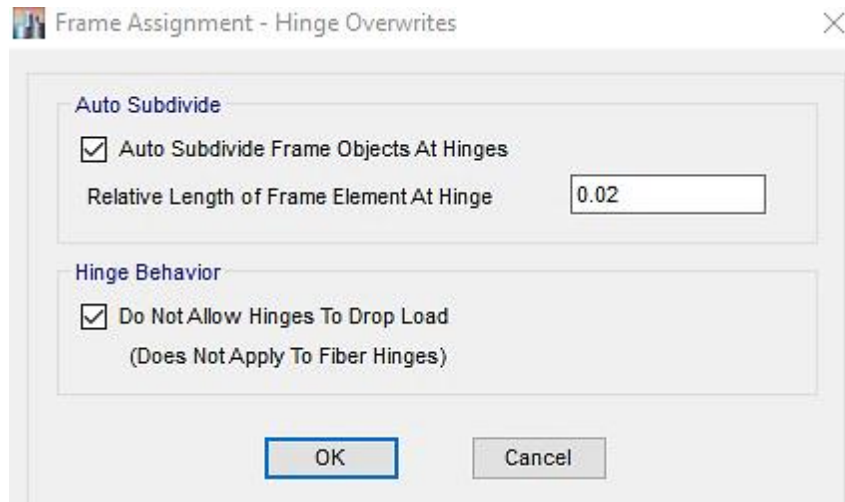
OK Cancel

17. Asignar rótulas a las columnas, seleccionándolas y en *Assign > Frame > Hinges*.



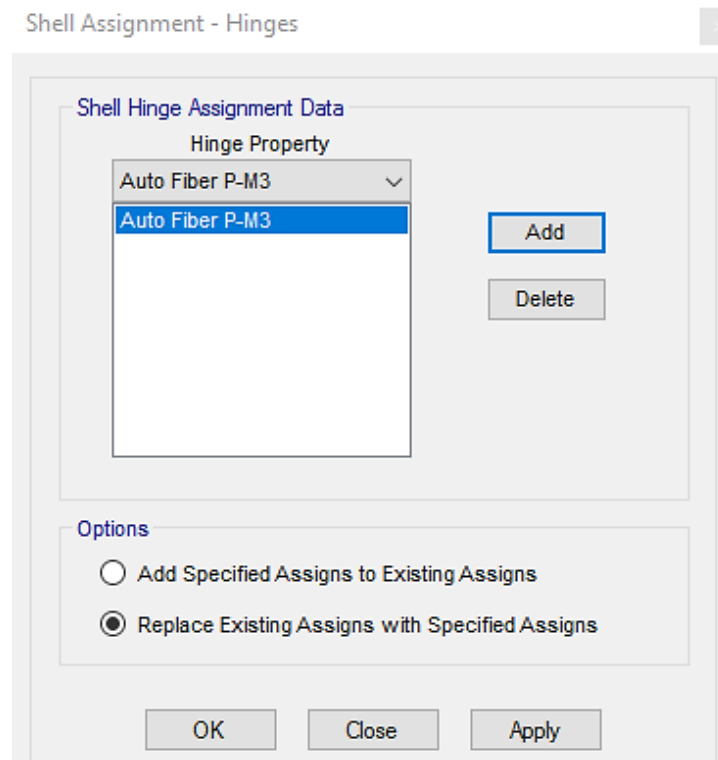
- Subdividir los elementos, Seleccionamos todos los elementos y en *Assign > Frame > Hinges Overwrites*

Esta opción permite la subdivisión del elemento con el objetivo de que las rótulas se formen en la mitad de estas divisiones. Esto permite que la estructura se comporte de mejor manera de forma más exacta, ya que trabaja con elementos finitos.



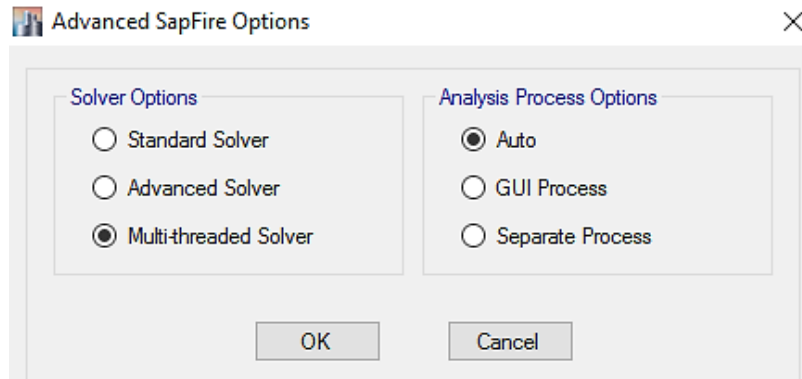
19. Definir rótulas en los muros de corte para considerarlos no lineales. Se selecciona todos los elementos tipo Wall y asignamos rótulas a los mismos, en *Assign > Shell > Wall Hinges*

En muros se colocan las posibles rótulas plásticas, se usa de igual manera las rótulas automáticas, que en este caso son tipo fiber y toman en cuenta la interacción entre la carga axial y el momento.



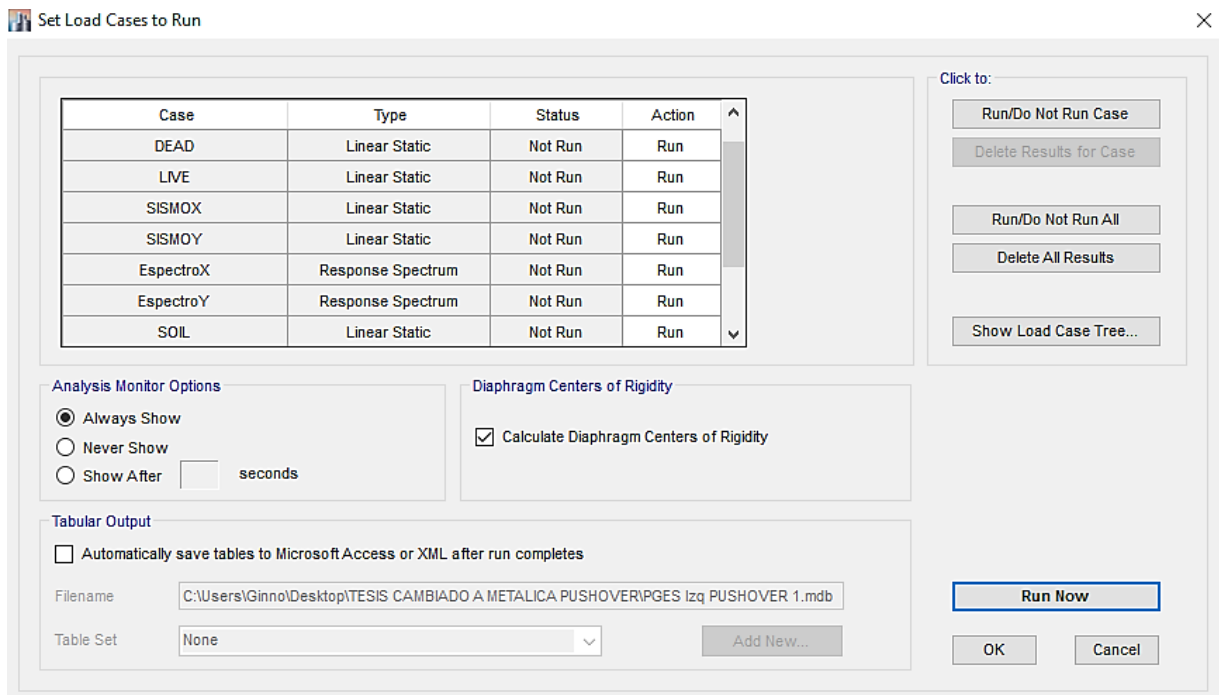
20. Usar el solucionador Multi threaded, en *Analyze > Sapfire Options*

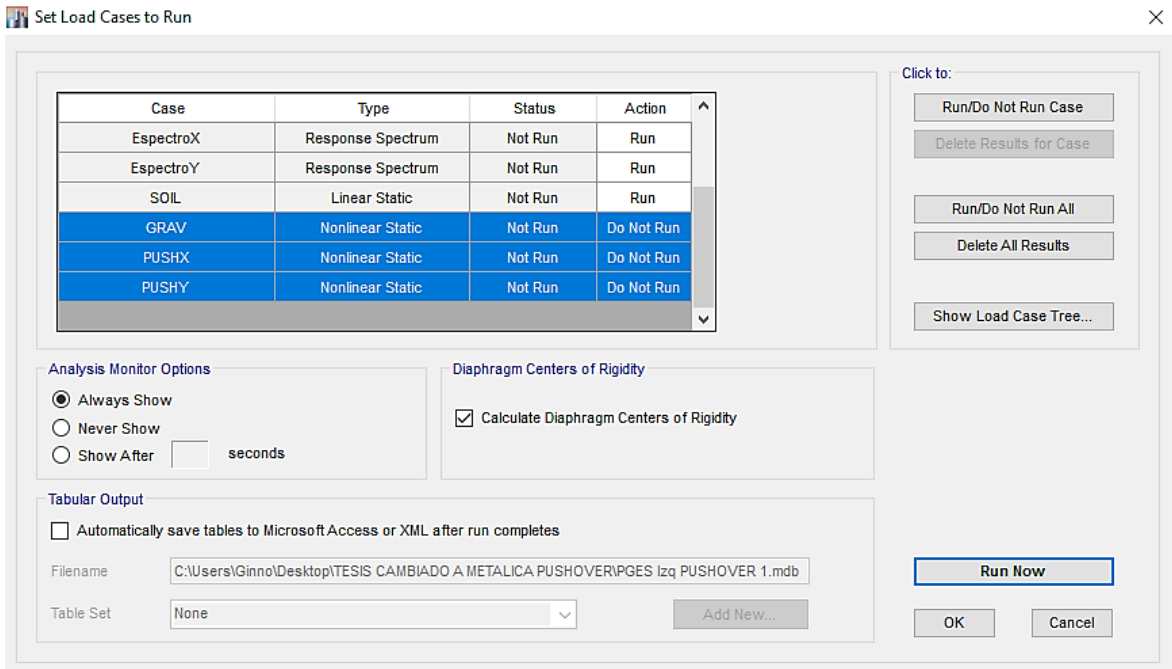
El solucionador Multi Threaded es utilizado para resolver problemas grandes dentro del Etabs. El mismo utiliza todos los núcleos del procesador de la computadora. Y usa la memoria RAM con el objetivo de obtener mayor rapidez



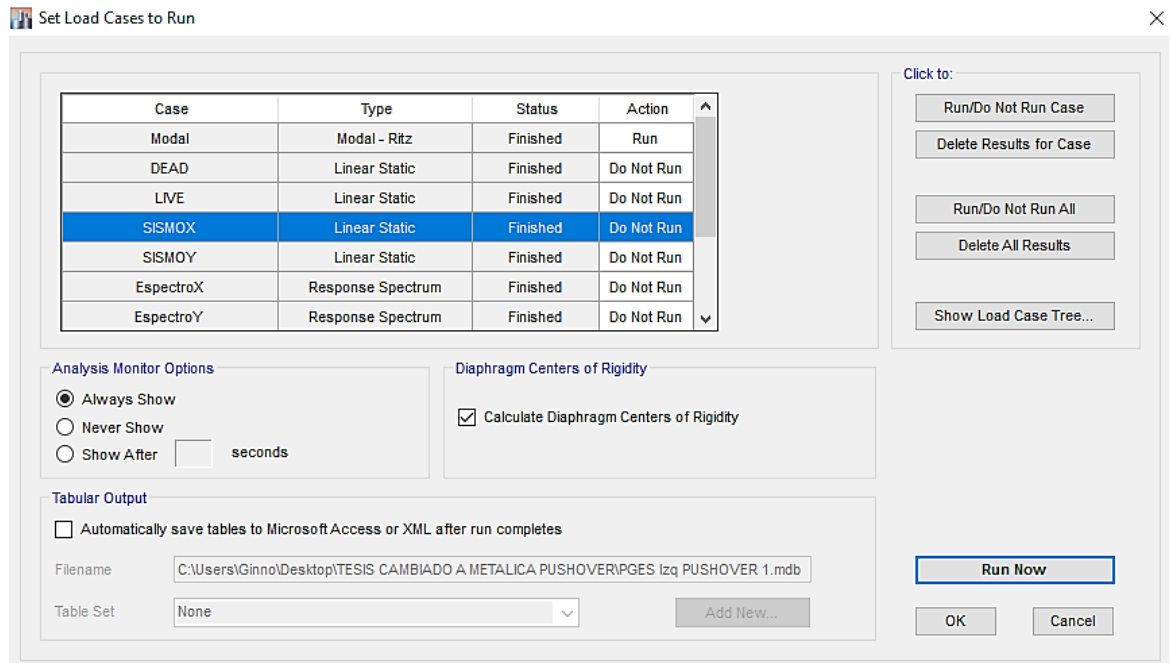
21. Se procede a correr el modelo

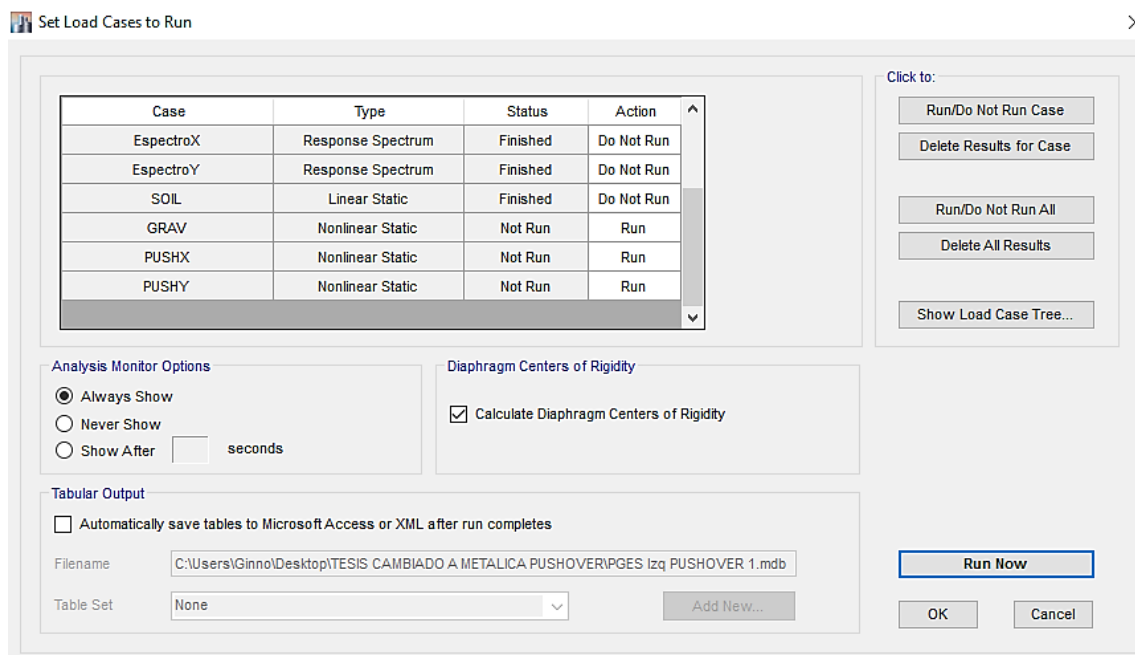
Para correr el modelo, primero se corren los casos de carga lineales y después los casos de carga no lineales.





Para correr los casos de carga no lineales es necesario correr al mismo tiempo el caso de carga "Modal" de nuevo.





6.2. Análisis Estático No Lineal Pushover de la primera edificación

6.2.1. Interpretación de resultados

6.2.1.1. Comprobación de formación de rótulas plásticas

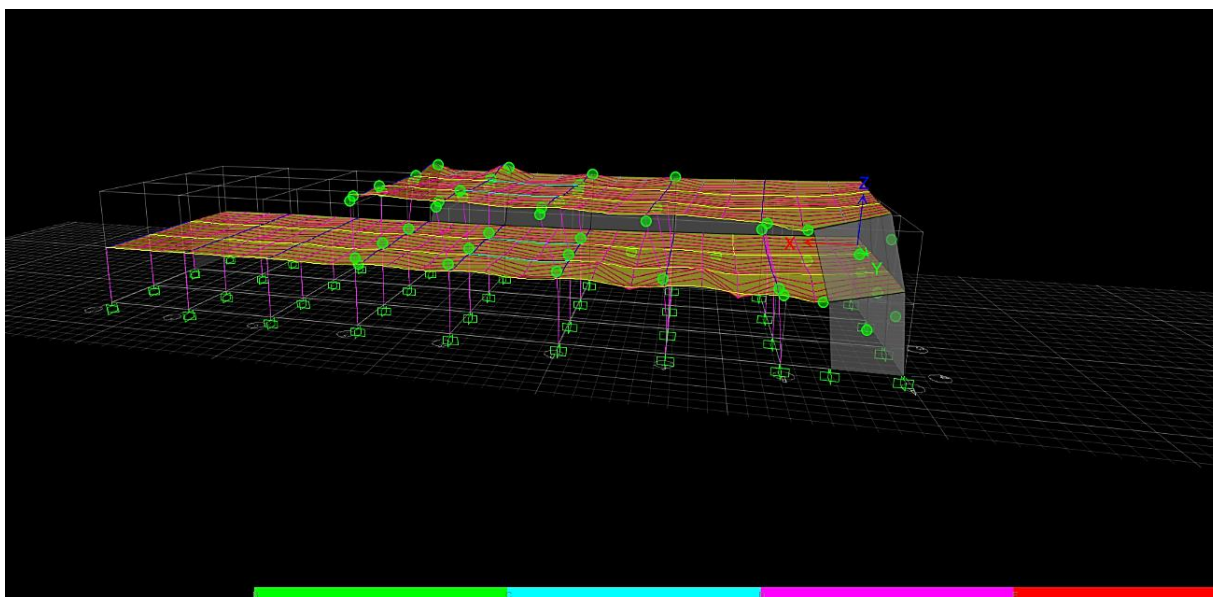
¿Se forman las rótulas en las vigas antes que en columnas o diafragmas?	Sí
¿Existe formación de rótulas en columnas?	Sí
¿Existe formación de rótulas en muros?	Sí

6.2.1.2. Aceptación del nivel de desempeño

Para saber si el nivel de desempeño alcanzado por la estructura es el esperado se debe analizar el color de las rótulas plásticas, en un paso que sobrepase el desplazamiento esperado para la estructura.

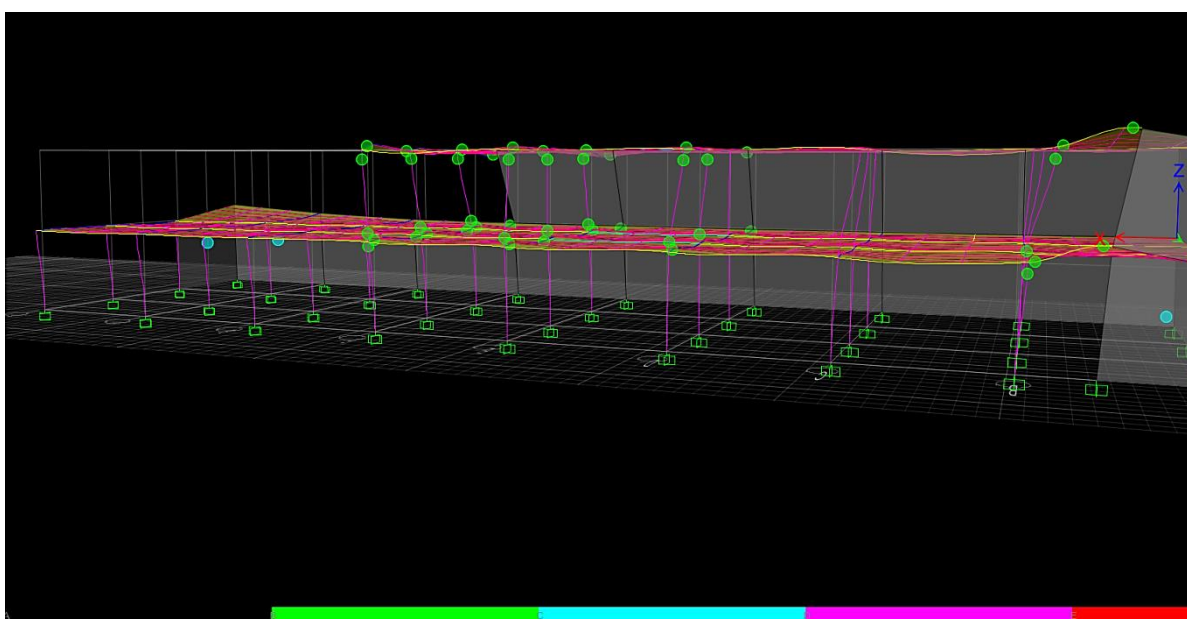
$$\text{Desplazamiento esperado de la primera estructura} = 0.04 * 9.30 = 0.372 \text{ m}$$

Fotografía del paso indicado para el caso de carga Push X



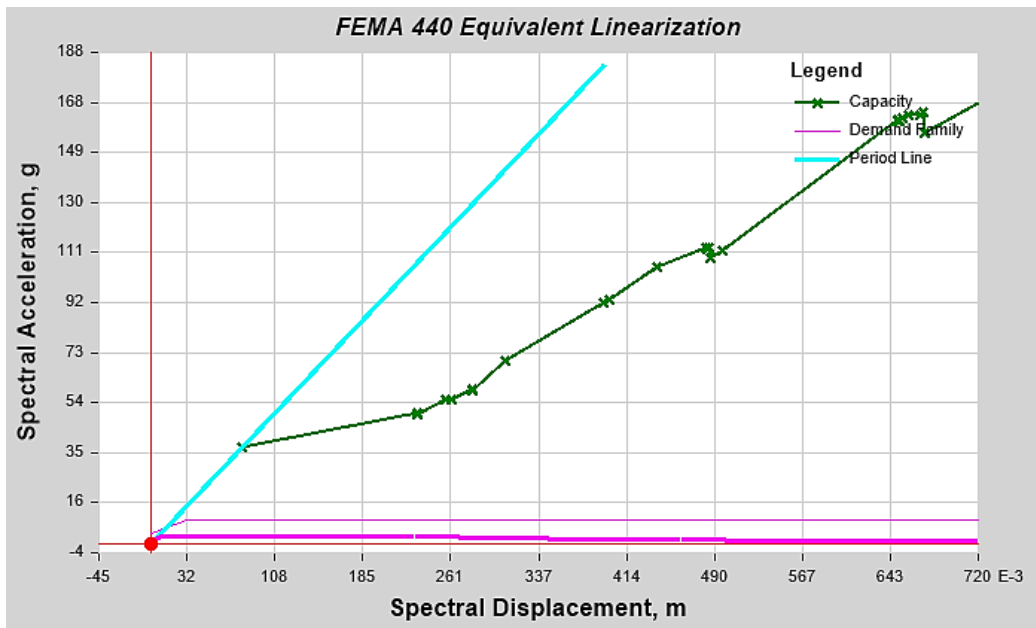
En la fotografía que indica la formación de rótulas plásticas se indica rótulas de color verde únicamente; es decir, al 4% de desplazamiento respecto a la altura se cumple con el nivel de desempeño de prevención al colapso.

Fotografía de ese paso para el caso de carga Push Y

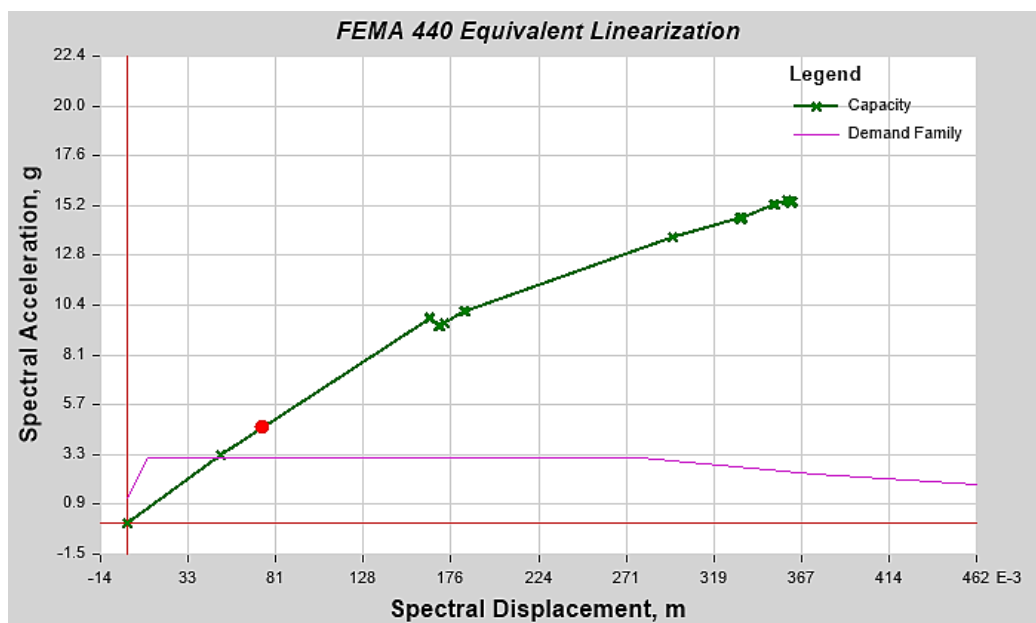


En la fotografía que indica la formación de rótulas plásticas se presentan rótulas de color celeste; es decir, al 4% de desplazamiento respecto a la altura se sobrepasa el nivel de desempeño de prevención al colapso.

6.2.1.3. Curva Pushover Push x



6.2.1.4. Curva Pushover Push Y



6.2.1.5. Punto de desempeño

El punto de desempeño obtenido de las gráficas anteriores se expresa en la siguiente tabla:

Corte	1075.3943 tonf
Desplazamiento	0.018305 m
Sa	4.619613
Sd	0.073504 m

6.2.1.6. Tabla Resumen de Pushover Push X

Punto	Criterio de Aceptación	Paso	Desplazamiento Máximo (m)	Porcentaje de desplazamiento en altura del edificio	Cortante Basal (T)	Relación Cortante Basal No Lineal / Cortante Basal de Diseño	Deriva Máxima	Deriva Máxima VISION 2000	Dentro de parámetro ?
B	Inicio de Fluencia	2	0.200	2.153	6,035.45	22.703	0.038280	<0.002	NO
IO	Ocupación Inmediata	4	0.218	2.348	6,430.44	24.189	0.04189	<0.005	NO
LS	Seguridad de Vida	NO						<0.015	Ok
CP	Prevención de Colapso	NO						<0.025	Ok
C	Colapso	NO						>0.025	Ok
D	Pérdida de Capacidad	NO							Ok
E	Colapso TOTAL	NO							Ok

6.2.1.7. Tabla Resumen de Pushover Push Y

Punto	Criterio de Aceptación	Paso	Desplazamiento Máximo (m)	Porcentaje de desplazamiento en altura del edificio	Cortante Basal (T)	Relación Cortante Basal No Lineal / Cortante Basal de Diseño	Deriva Máxima	Deriva Máxima VISION 2000	Dentro de parámetro ?
B	Inicio de Fluencia	1	0.061	0.651	791.98	2.979	0.010805	<0.002	NO
IO	Ocupación Inmediata	17	0.199	2.144	2,213.85	8.328	0.03474	<0.005	NO
LS	Seguridad de Vida	24	0.344	3.695	3,185.11	11.981	0.05895	<0.015	NO
CP	Prevención de Colapso	24	0.344	3.695	3,185.11	11.981	0.05895	<0.025	Ok
C	Colapso	24	0.344	3.695	3,185.11	11.981	0.05895	>0.025	Ok
D	Pérdida de Capacidad	NO							Ok
E	Colapso TOTAL	NO							Ok

6.3. Análisis Estático No Lineal Pushover de la segunda edificación

6.3.1. Interpretación de resultados

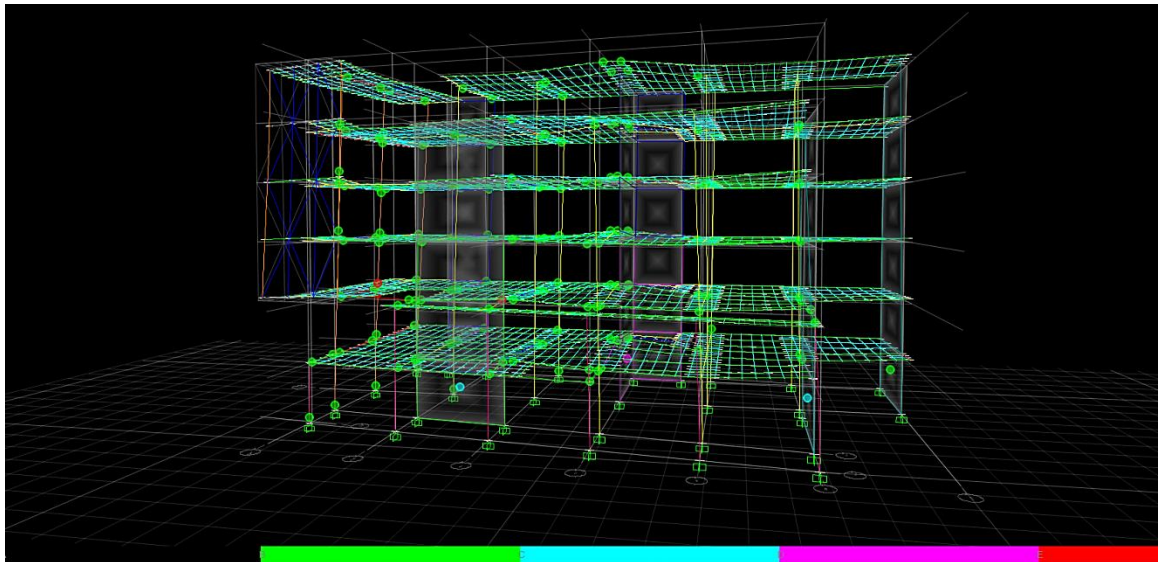
6.3.1.1. Comprobación de formación de rótulas plásticas

¿Se forman las rótulas en las vigas antes que en columnas o diafragmas?	Sí
¿Existe formación de rótulas en columnas?	Sí
¿Existe formación de rótulas en muros?	Sí

6.3.1.2. Aceptación del nivel de desempeño

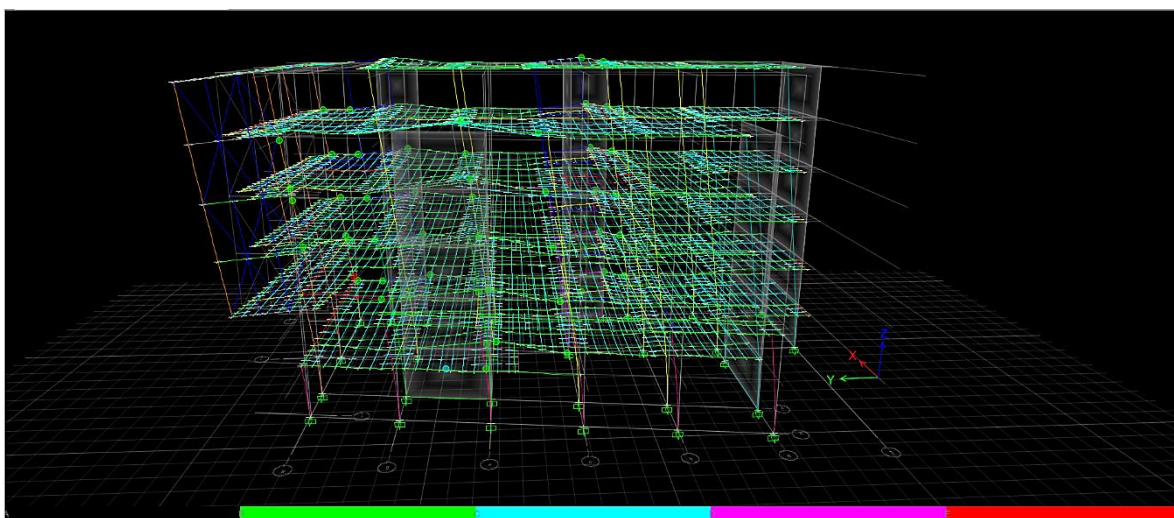
*Desplazamiento esperado de la primera estructura = $0.04 * 27.90 = 1.116 \text{ m}$*

Fotografía de ese paso para el caso de carga Push X



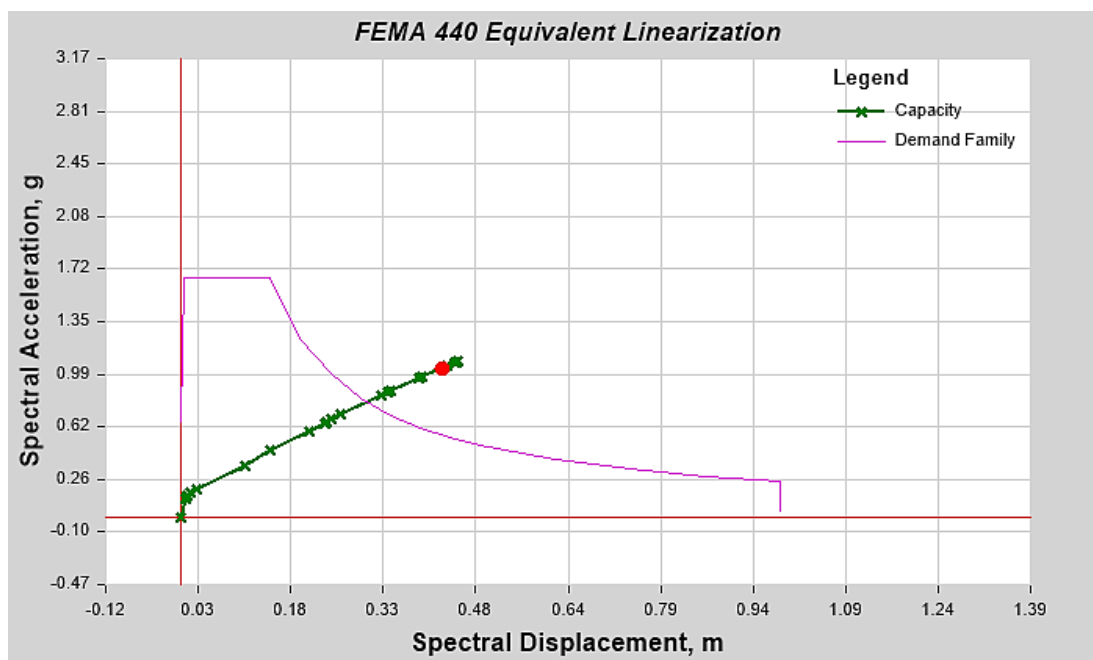
En la fotografía que indica la formación de rótulas plásticas se indica rótulas de color celeste, magenta y rojo; es decir, al 4% de desplazamiento respecto a la altura se sobrepasa el nivel de desempeño de prevención al colapso.

Fotografía de ese paso para Push Y

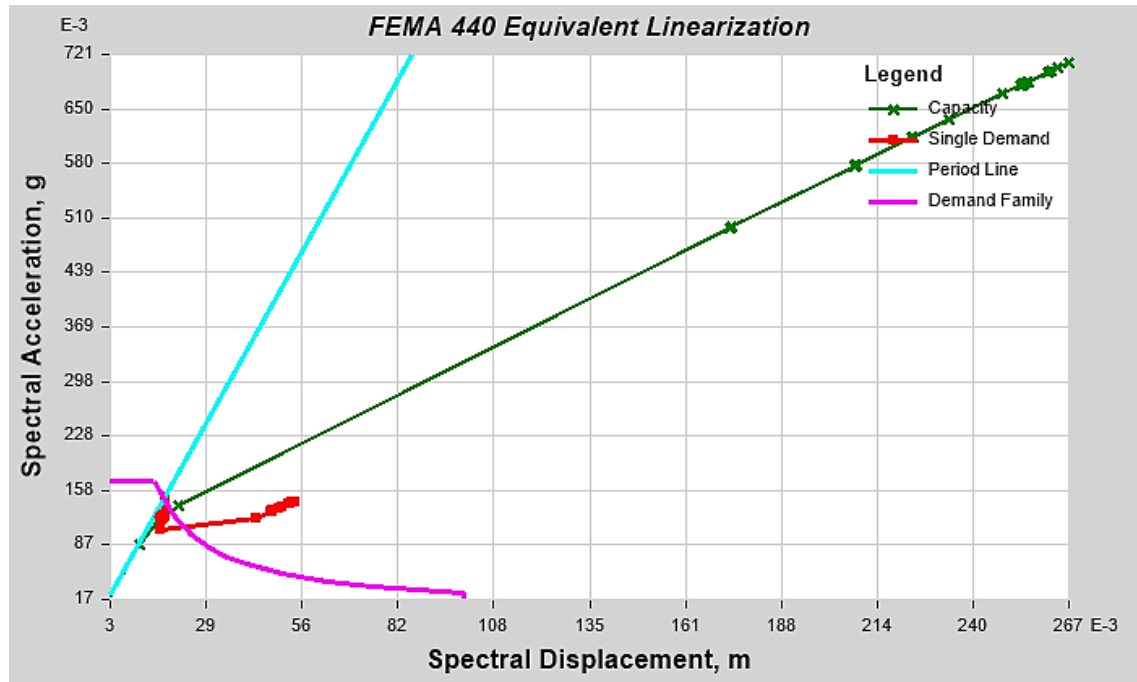


En la fotografía que indica la formación de rótulas plásticas se indica rótulas de color celeste, magenta y rojo; es decir, estas rótulas se presentaron antes de llegar a la deformación correspondiente al 4 % de la altura de la edificación,

6.3.1.3. Curva Pushover Push X



6.3.1.4. Curva Pushover Push Y



6.3.1.5. Punto de desempeño

El punto de desempeño obtenido de las gráficas anteriores se expresa en la siguiente tabla:

Corte	3794.7756 tonf
Desplazamiento	0.708712 m
Sa	1.033105
Sd	0.428065m

6.3.1.6. Tabla Resumen de Pushover Push X

Punto	Criterio de Aceptación	Paso	Desplazamiento Máximo (m)	Porcentaje de desplazamiento en altura del edificio	Cortante Basal (T)	Relación Cortante Basal No Lineal / Cortante Basal de Diseño	Deriva Máxima	Deriva Máxima VISION 2000	Dentro de parámetro ?
B	Inicio de Fluencia	4	0.080	0.288	715.27	0.873	0.004282	<0.002	NO
IO	Ocupación Inmediata	5	0.329	1.179	1,432.79	1.748	0.01558	<0.005	NO
LS	Seguridad de Vida	7	0.585	2.098	2,275.64	2.777	0.02271	<0.015	NO
CP	Prevención de Colapso	7	0.585	2.098	2,275.64	2.777	0.02271	<0.025	OK
C	Colapso	7	0.585	2.098	2,275.64	2.777	0.02271	>0.025	OK
D	Pérdida de Capacidad	21	1.005	3.603	3,554.19	4.337	0.04606		OK
E	Colapso TOTAL	21	1.005	3.603	3,554.19	4.337	0.04606		OK

6.3.1.7. Tabla Resumen de Pushover Push Y

Punto	Criterio de Aceptación	Paso	Desplazamiento Máximo (m)	Porcentaje de desplazamiento en altura del edificio	Cortante Basal (T)	Relación Cortante Basal No Lineal / Cortante Basal de Diseño	Deriva Máxima	Deriva Máxima VISION 2000	Dentro de parámetro ?
B	Inicio de Fluencia	4	0.261	0.935	1,532.18	1.869	0.010531	<0.002	NO
IO	Ocupación Inmediata	5	0.261	0.936	1,532.96	1.870	0.01054	<0.005	NO
LS	Seguridad de Vida	5	0.261	0.936	1,532.96	1.870	0.01261	<0.015	Ok
CP	Prevención de Colapso	6	0.312	1.120	1,775.08	2.166	0.01425	<0.025	Ok
C	Colapso	24	0.381	1.366	2,096.64	2.558	0.01542	>0.025	Ok
D	Pérdida de Capacidad	49	0.392	1.406	2,147.57	2.620	0.01587		Ok
E	Colapso TOTAL	49	0.392	1.406	2,147.57	2.620	0.015866		Ok

6.4. Análisis Estático No Lineal Pushover de la tercera edificación

6.4.1. Interpretación de resultados

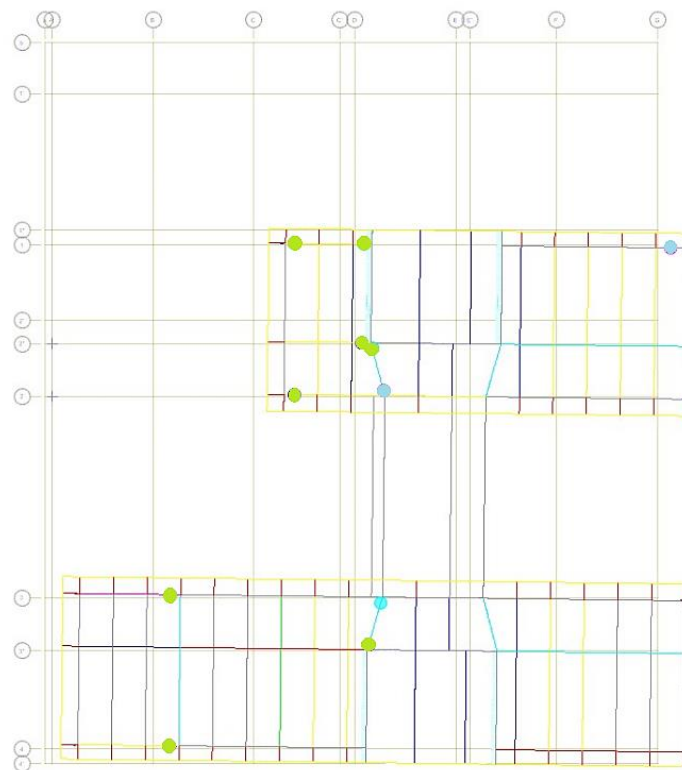
6.4.1.1. Comprobación de formación de rótulas plásticas

¿Se forman las rótulas en las vigas antes que en columnas o diafragmas?	NO
¿Existe formación de rótulas en columnas?	Sí
¿Existe formación de rótulas en muros?	Sí

6.4.1.2. Aceptación del nivel de desempeño

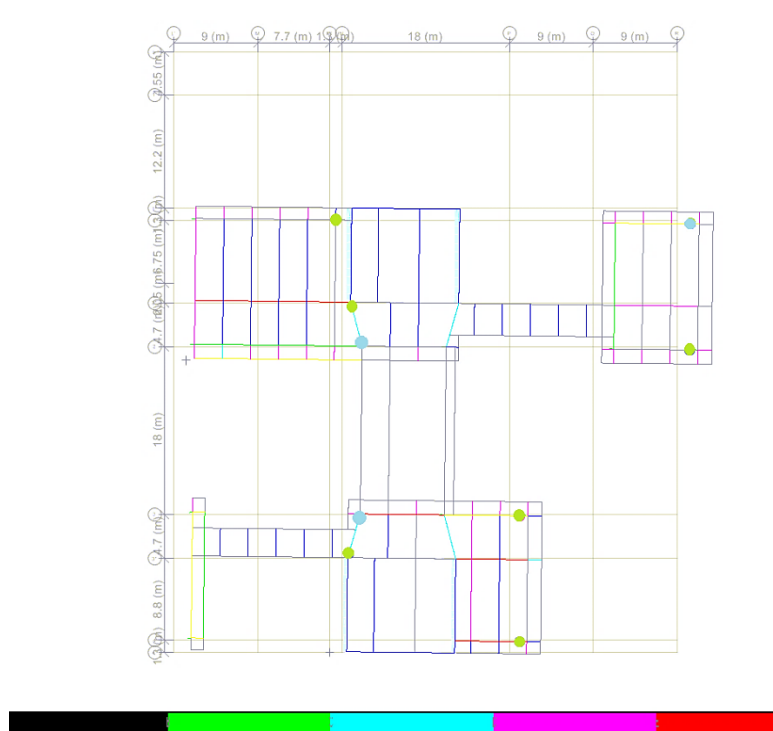
*Desplazamiento esperado de la primera estructura = $0.04 * 49.50 = 1.98m$*

Fotografía de ese paso para Push X



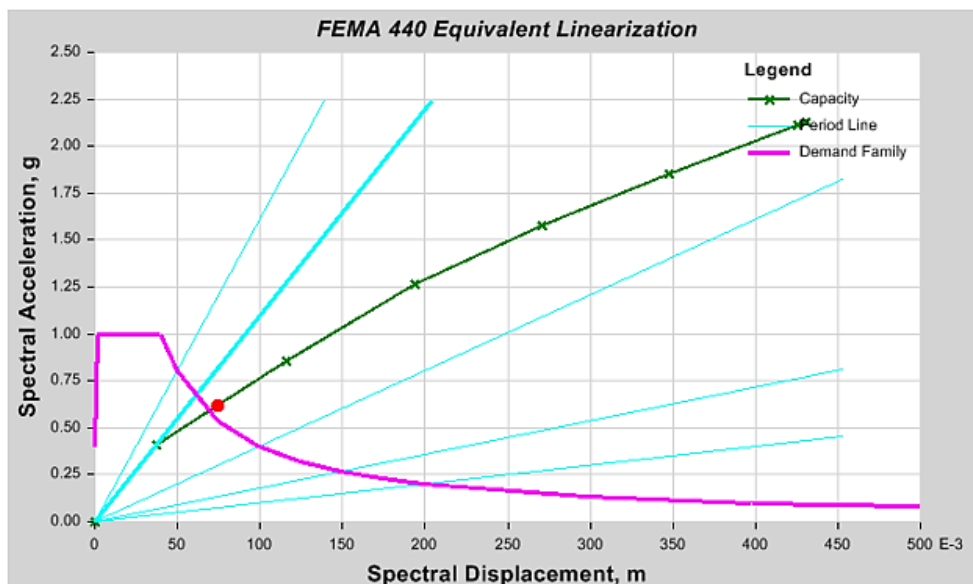
En la fotografía que indica la formación de rótulas plásticas se indica rótulas de color celeste, magenta y rojo; es decir, estas rótulas se presentaron antes de llegar a la deformación correspondiente al 4 % de la altura de la edificación.

Fotografía de ese paso para Push Y

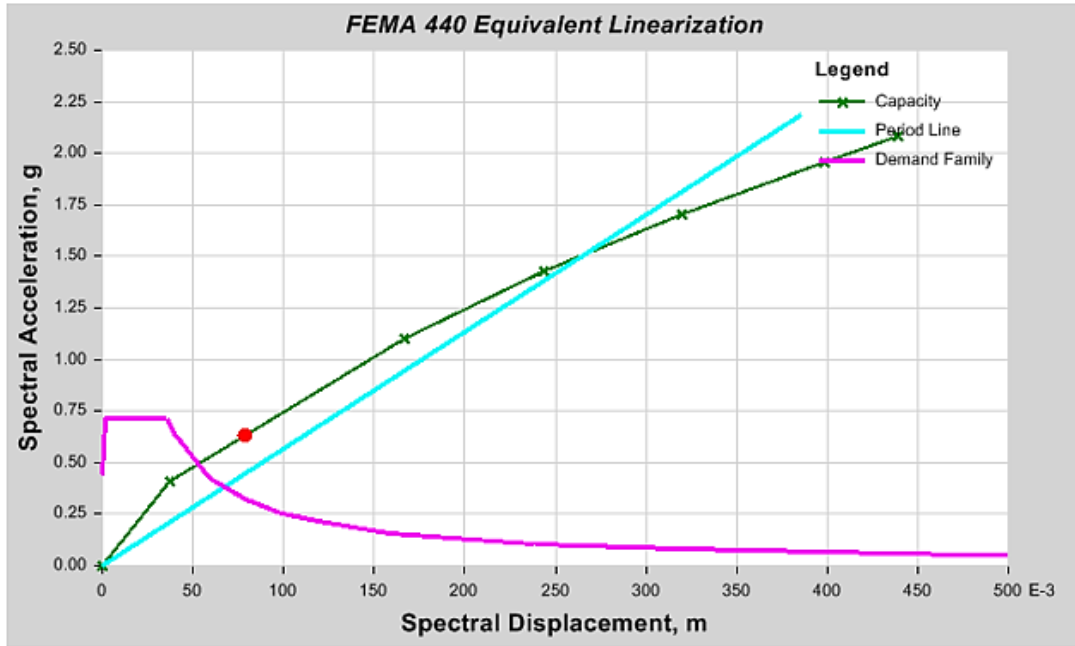


En la fotografía que indica la formación de rótulas plásticas se indica rótulas de color celeste, magenta y rojo; es decir, estas rótulas se presentaron antes de llegar a la deformación correspondiente al 4 % de la altura de la edificación,

6.4.1.3. Curva Pushover Push X



6.4.1.4. Curva Pushover Push X



6.4.1.5. Punto de desempeño

Corte	6097.3295 tonf
Desplazamiento	0.138685 m
Sa	0.629505
Sd	0.078872m

6.4.1.6. Tabla Resumen de Pushover Push X

Punto	Criterio de Aceptación	Paso	Desplazamiento Máximo (m)	Porcentaje de desplazamiento en altura del edificio	Cortante Basal (T)	Relación Cortante Basal No Lineal / Cortante Basal de Diseño	Deriva Máxima	Deriva Máxima VISION 2000	Dentro de parámetro ?
B	Inicio de Fluencia	1	0.069	0.139	4,265.59	1.569	0.001291	<0.002	Ok
IO	Ocupación Inmediata	3	0.341	0.689	12,752.57	4.689	0.00798	<0.005	No
LS	Seguridad de Vida	4	0.478	0.966	15,981.21	5.877	0.01116	<0.015	Ok
CP	Prevención de Colapso	5	0.613	1.238	18,715.10	6.882	0.01425	<0.025	Ok
C	Colapso	6	0.748	1.511	21,249.81	7.814	0.01737	>0.025	No
D	Pérdida de Capacidad	7	0.757	1.529	21,410.29	7.873	0.01759		
E	Colapso TOTAL	NO							Ok

6.4.1.7. Tabla Resumen de Pushover Push X

Punto	Criterio de Aceptación	Paso	Desplazamiento Máximo (m)	Porcentaje de desplazamiento en altura del edificio	Cortante Basal (T)	Relación Cortante Basal No Lineal / Cortante Basal de Diseño	Deriva Máxima	Deriva Máxima VISION 2000	Dentro de parámetro ?
B	Inicio de Fluencia	1	0.066	0.133	3,937.60	1.448	0.001642	<0.002	Ok
IO	Ocupación Inmediata	2	0.293	0.592	10,694.46	3.933	0.00649	<0.005	No
LS	Seguridad de Vida	3	0.432	0.873	13,991.60	5.145	0.00957	<0.015	Ok
CP	Prevención de Colapso	4	0.567	1.145	16,685.45	6.136	0.01257	<0.025	Ok
C	Colapso	5	0.704	1.422	19,177.68	7.052	0.01562	>0.025	No
D	Pérdida de Capacidad	6	0.776	1.568	20,390.50	7.498	0.01722		
E	Colapso TOTAL	NO							Ok

CAPÍTULO 7

ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS

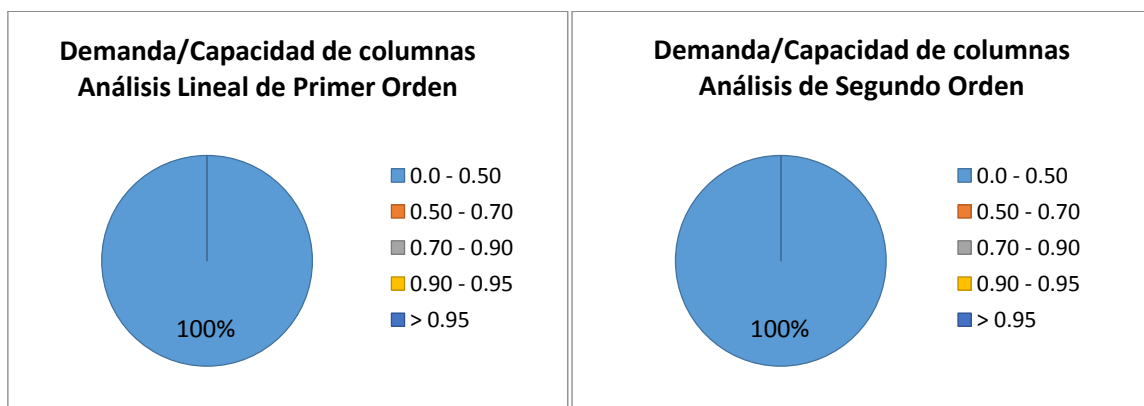
En este capítulo se formulan las comparaciones entre los distintos métodos de análisis realizados a cada una de las estructuras. Estas comparaciones se basan en las variables de derivas máximas, desplazamientos máximos y fuerzas sísmicas. Es importante mencionar que los datos utilizados para comparar el método de análisis de Pushover con los otros métodos se obtienen cuando se presenta la primera rótula plástica; es decir, una vez que la estructura ha pasado el punto B en la curva Momento – Curvatura.

Por otra parte, se comparan la variación de los datos obtenidos de las tres estructuras para cada método de análisis realizado.

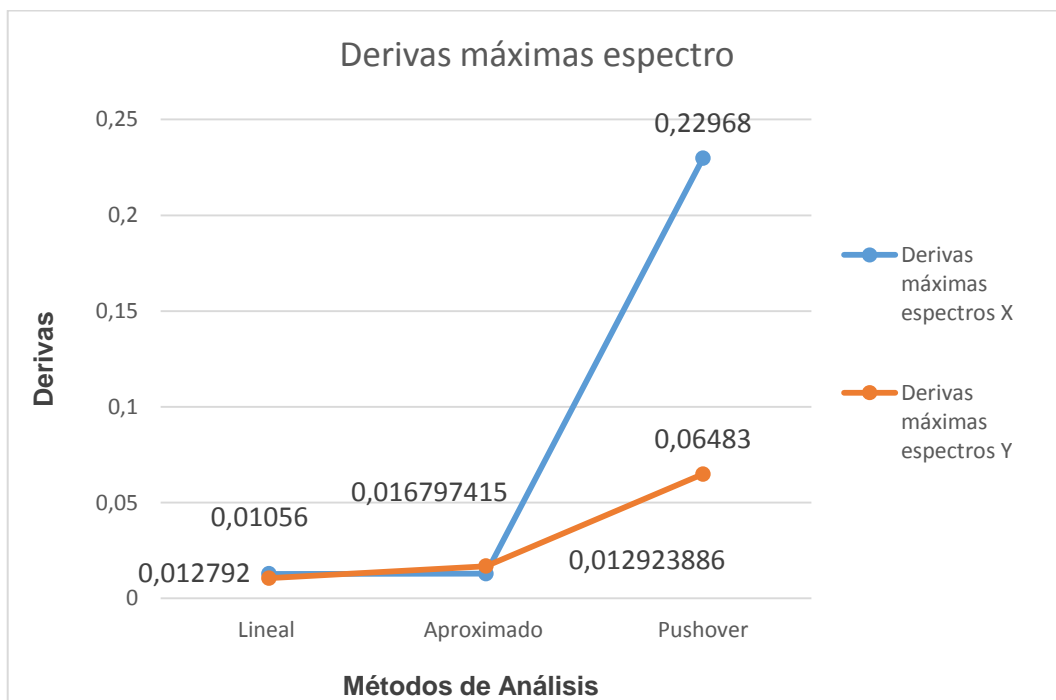
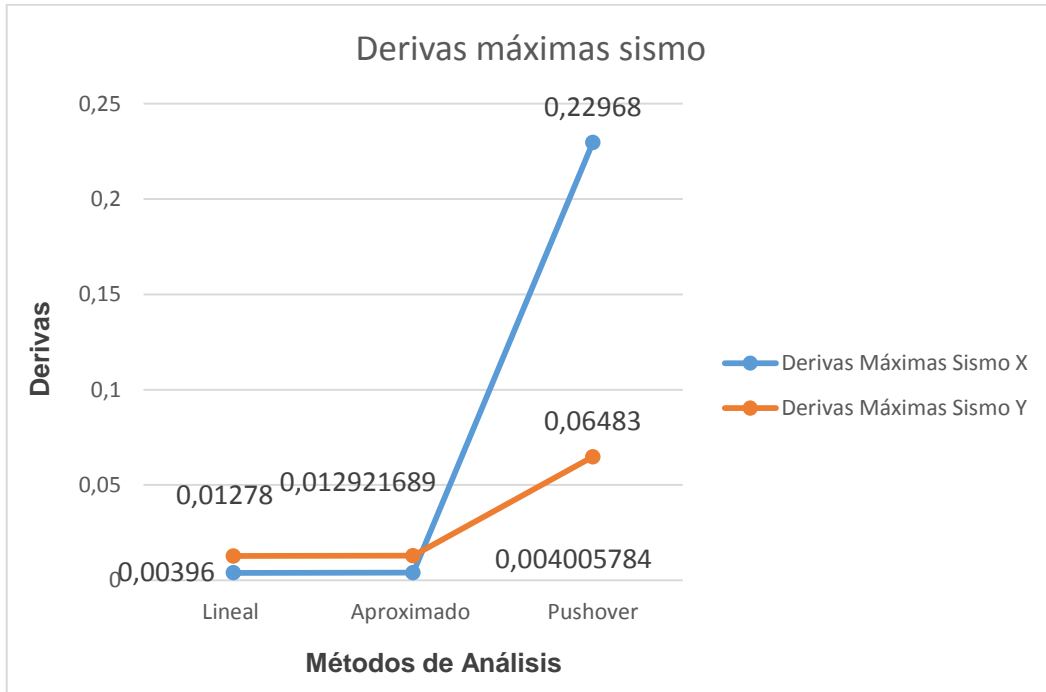
7.1. Análisis Comparativo entre los diferentes métodos de análisis

7.1.1. Comparación técnica de los Análisis realizados a la primera edificación

Se inicia la comparación con los valores de eficacia de las secciones de las columnas representadas por la relación D/C. En los gráficos mostrados a continuación se demuestra que no existe ningún cambio de este parámetro de un análisis a otro.

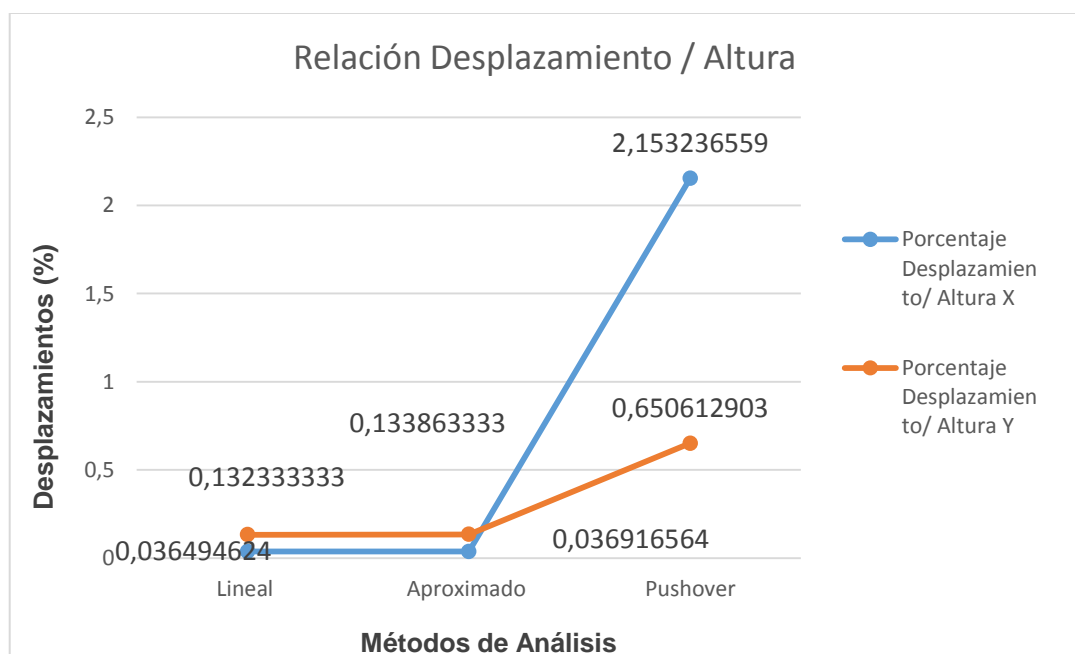
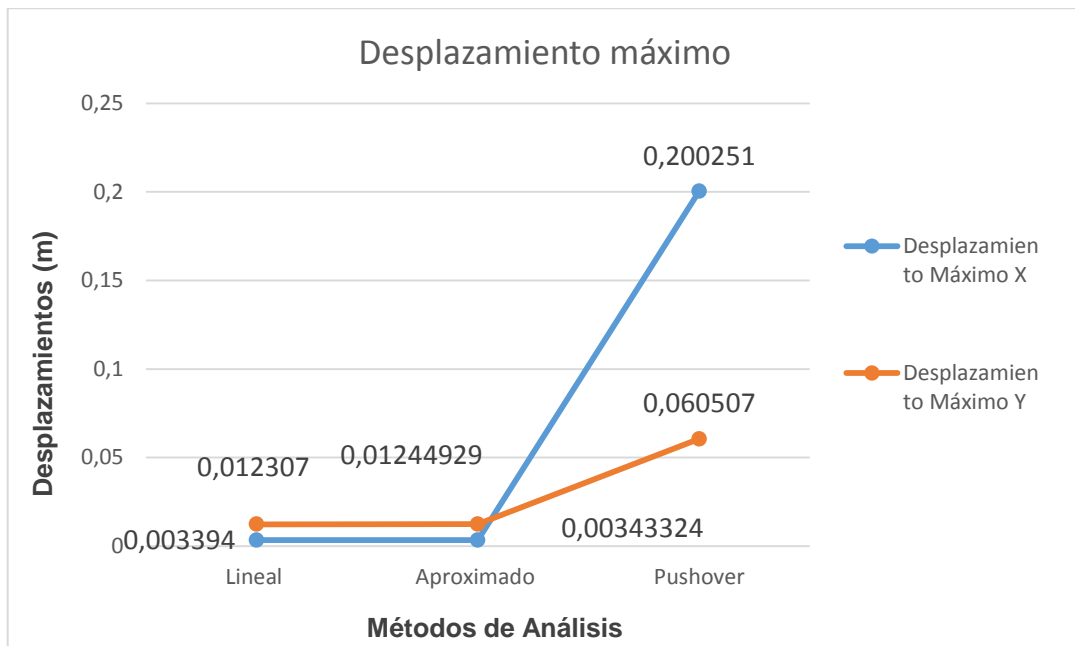


En el siguiente gráfico se presentan los resultados de la deriva máxima obtenida en cada análisis, producida por la carga sísmica estática por coeficientes de la NEC–SE–DS y la carga dinámica por espectro.



Se puede observar que la variación de resultados de derivas entre el análisis lineal y el análisis aproximado de segundo orden no tiene relevancia en cuanto al incremento mostrado. Además, de lo mencionado se determina que las derivas obtenidas en el análisis Pushover son mucho mayores que las del análisis lineal, esta comparación es evidente debido al incremento de fuerzas laterales presentes en este tipo de análisis.

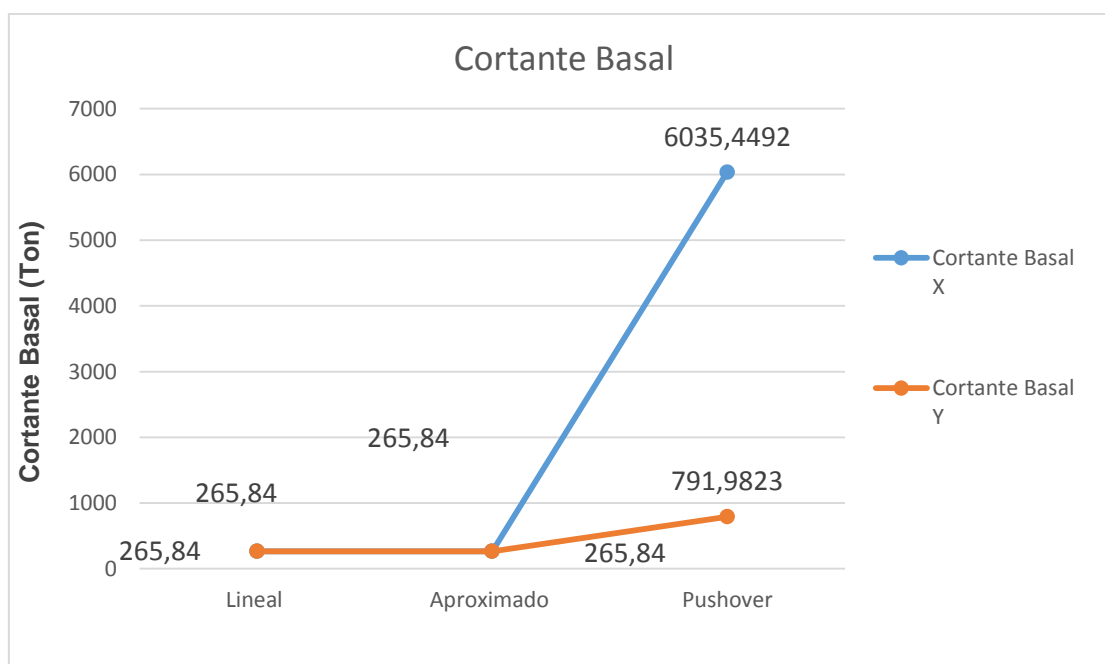
En las siguientes gráficas se muestran las comparaciones en cuanto a desplazamientos de la primera estructura.



Como se puede observar los resultados obtenidos en el análisis de primer orden y de segundo orden no varían considerablemente. El análisis Pushover tiene un desplazamiento notable en relación a los otros métodos, producido por el sismo en sentido X este valor es de 20 cm.

Se nota en las gráficas que para los métodos lineal y aproximado el sentido Y tiene un mayor desplazamiento que el sentido X; sin embargo, en el análisis Pushover el desplazamiento en X es mayor que en el sentido Y, esto quiere decir que la primera rótula plástica se forma en el sentido más débil con el menor desplazamiento, por lo que se define al eje Y como el sentido más débil, teniendo así concordancia con los resultados de los demás análisis.

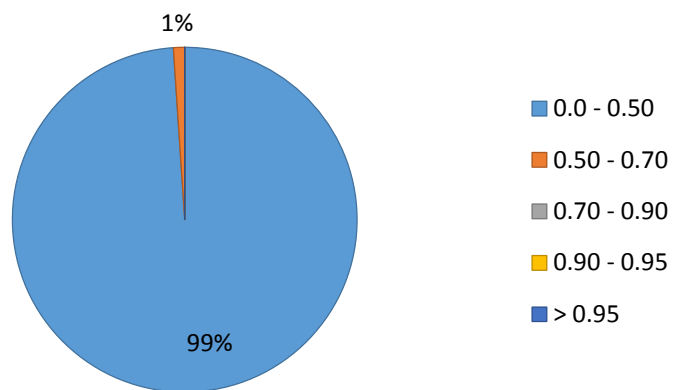
Por último se presentan las comparaciones del cortante basal, notando que varía en el análisis Pushover.



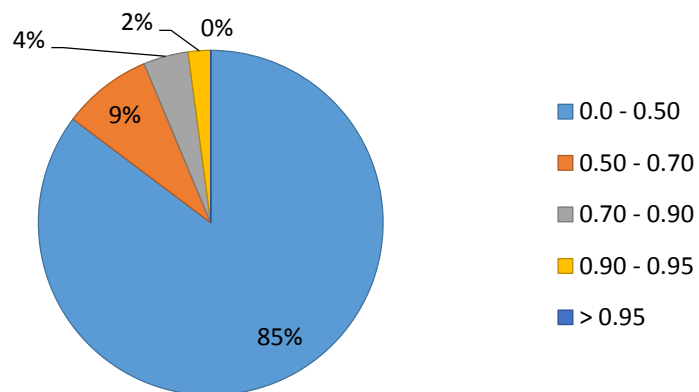
7.1.2. Comparación técnica de los Análisis realizados a la segunda edificación

En los gráficos mostrados a continuación se presenta la comparación de los valores de eficacia de las secciones de las columnas representadas por la relación D/C. Se demuestra que este parámetro si cambia de un análisis al otro, pero aun así cumple satisfactoriamente con el valor permisible.

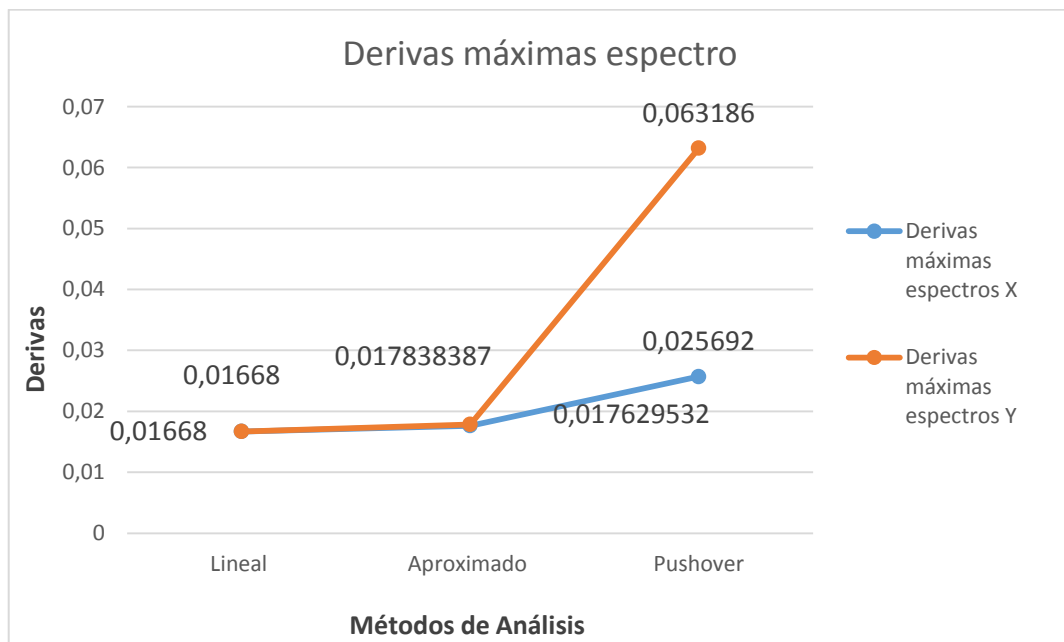
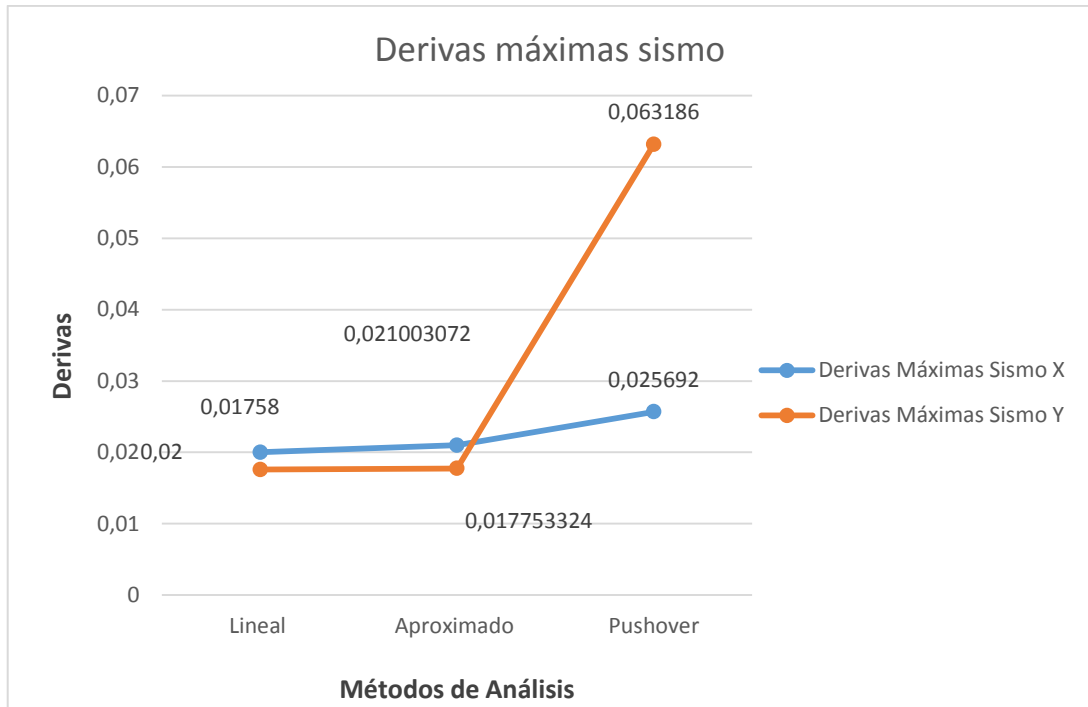
Demanda/Capacidad de columnas Análisis Lineal de Primer Orden



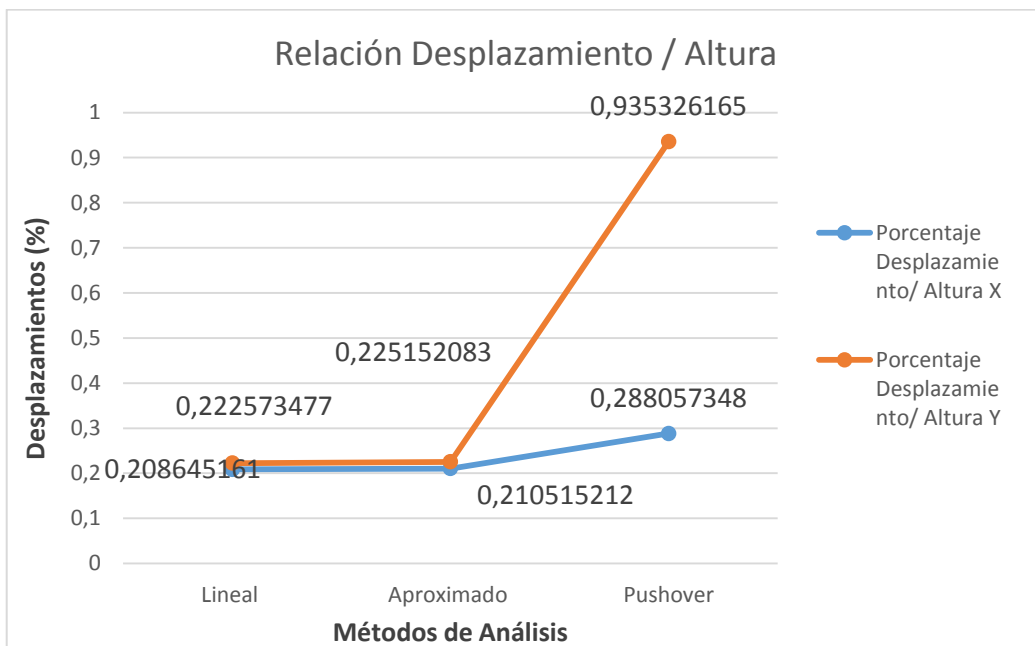
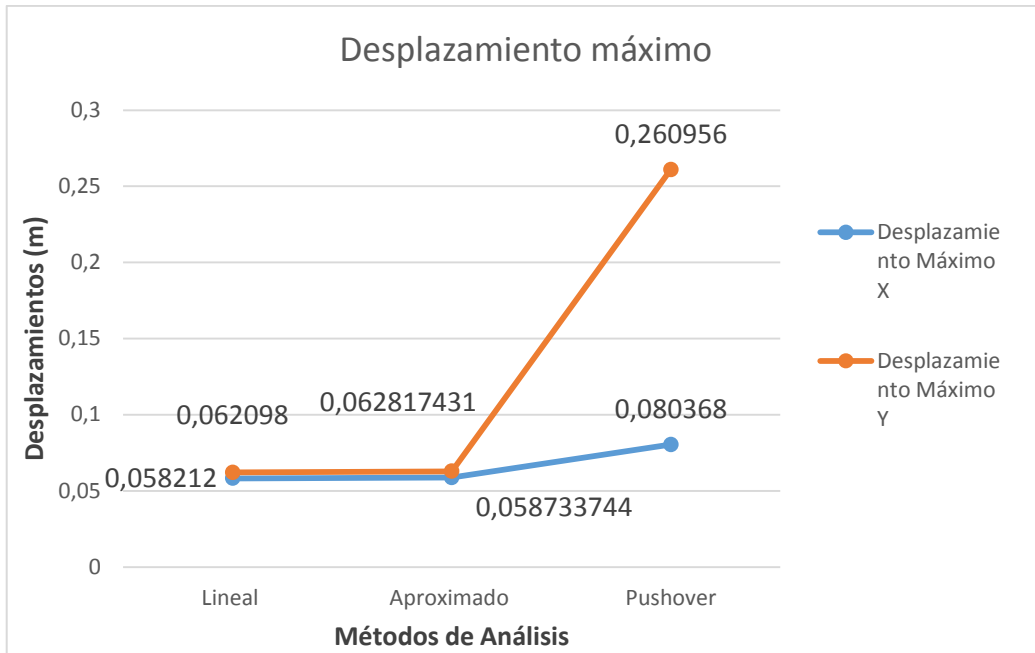
Demanda/Capacidad de columnas Análisis de Segundo Orden



En segundo lugar se presentan las comparaciones en cuanto a derivas por sismo estático por factores y dinámico por espectro.

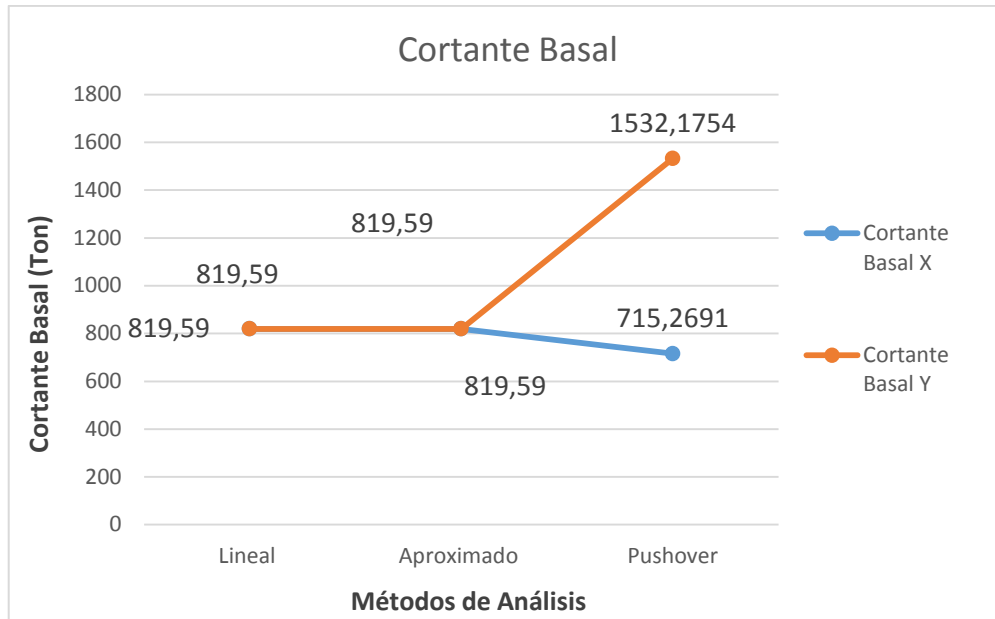


Las variaciones de las derivas en el análisis lineal y el aproximado varían un poco más en relación a la estructura 1. Se puede observar en el gráfico de derivas que esta estructura no cumple con la normativa NEC–SE–DS en el análisis de segundo orden.



Comparando los desplazamientos obtenidos del análisis de primer orden y de segundo orden se demuestra que no hay una gran variedad entre estos.

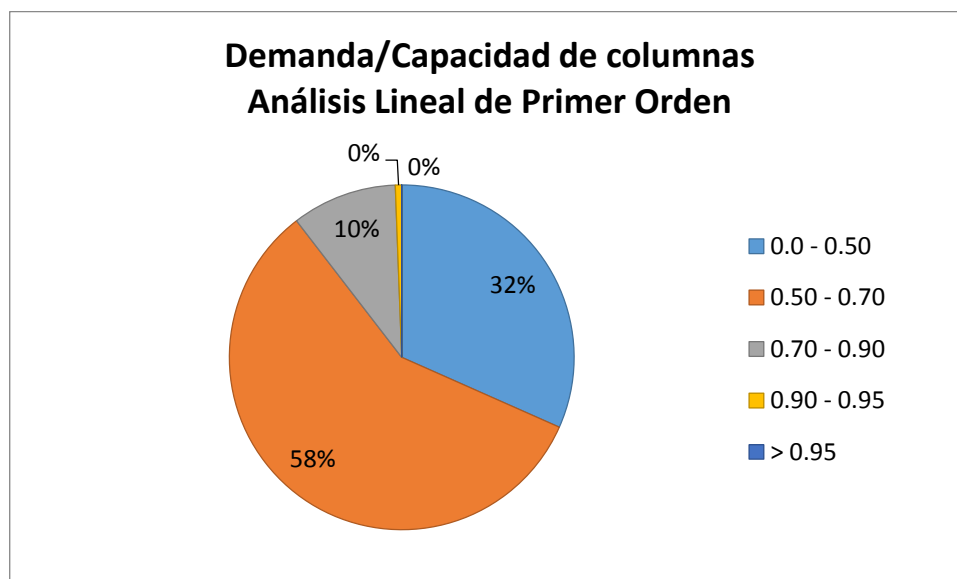
Por último, se presenta el gráfico de comparación del Cortante Basal:

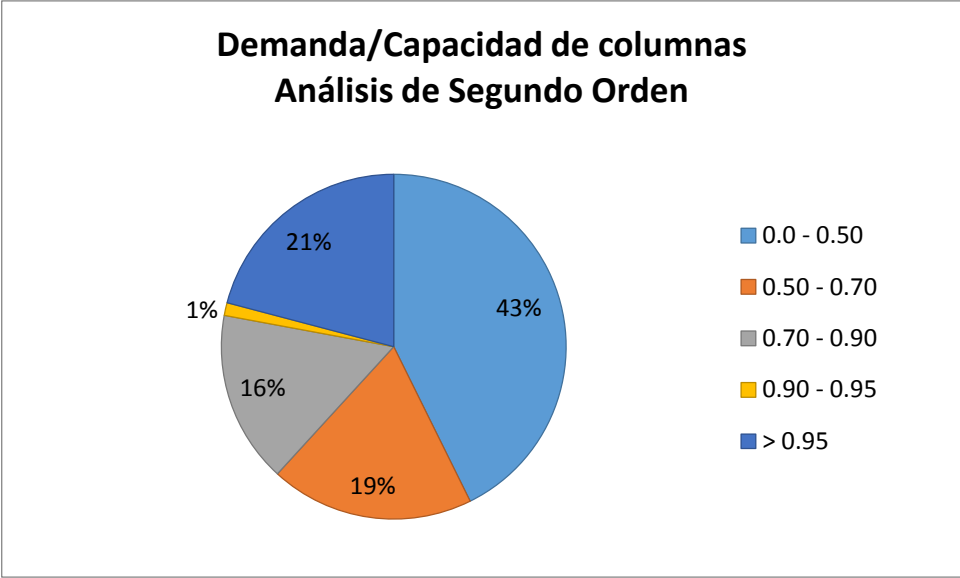


Observando los resultados del Cortante Basal, se identifica que el Cortante utilizado en el método Pushover es menor que los valores obtenidos en el análisis lineal y aproximado. Esto indica que en el análisis lineal la estructura ya estaba trabajando en el rango inelástico. Dicho dato confirma que el edificio debe ser reestructurado.

7.1.3. Comparación técnica de los Análisis realizados a la tercera edificación

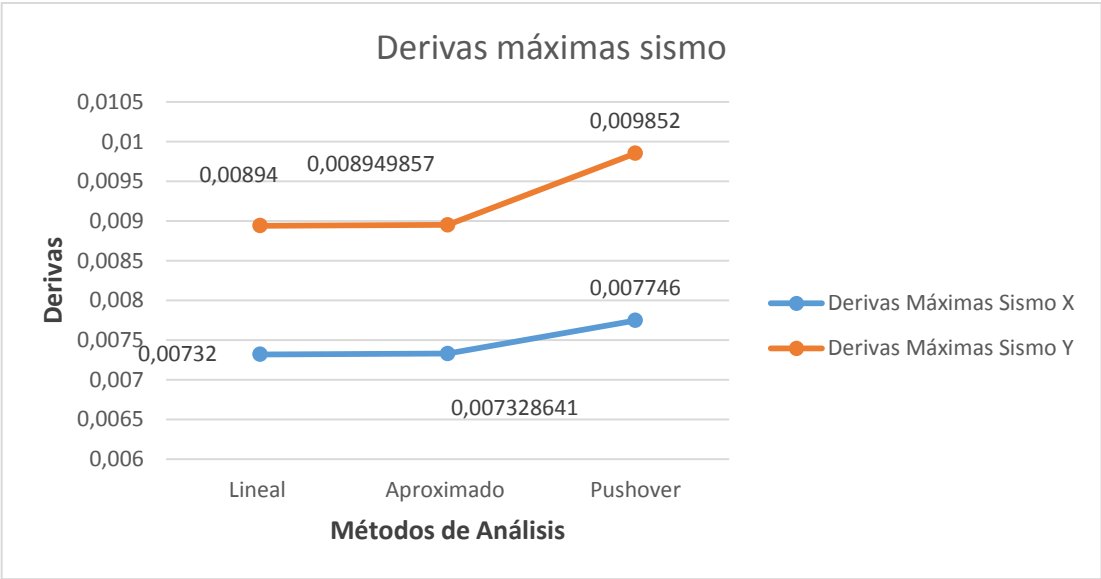
Por último se presentan las comparaciones realizadas a partir de tres métodos de análisis realizados al Edificio 3, primero se presentan las comparaciones de la relación Demanda/Capacidad obtenida en el Análisis Lineal de Primer Orden y del de Segundo orden.

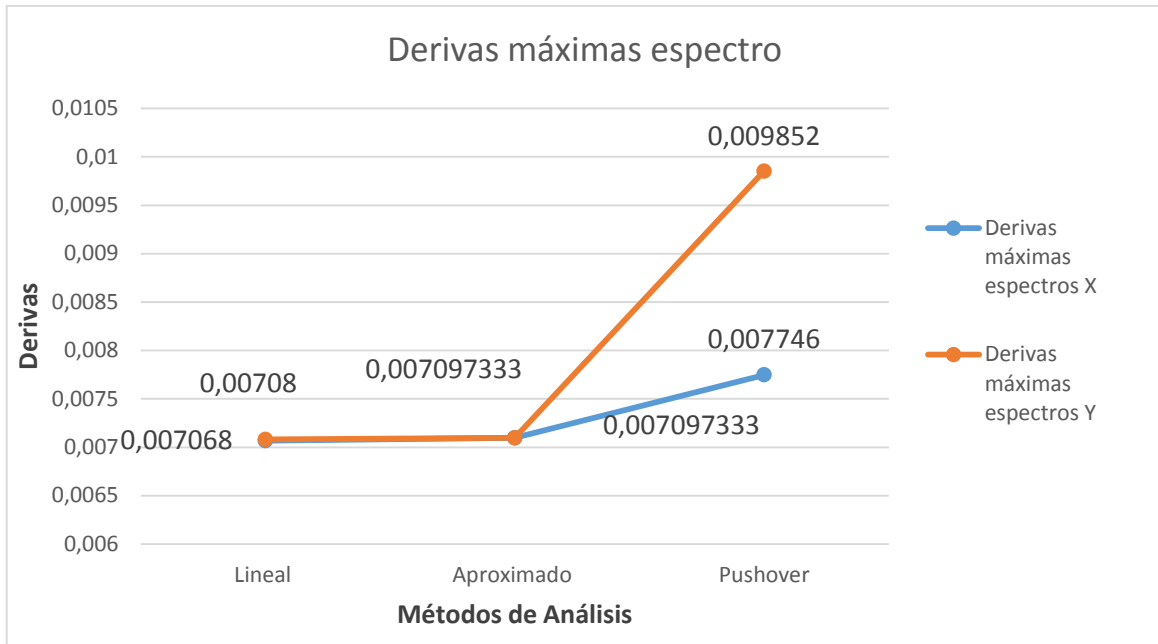




Como se indica en los gráficos, en el Análisis de Primer Orden todas las columnas cumplían con el requisito de eficacia al tener una relación D/C menor a 0.95; sin embargo al considerar los efectos de segundo orden, las columnas aumentaron esta relación, obteniéndose un 21% de columnas que ya no son satisfactorias para soportar las cargas impuestas a la estructura. Por lo tanto, es necesario aumentar la sección de estas columnas.

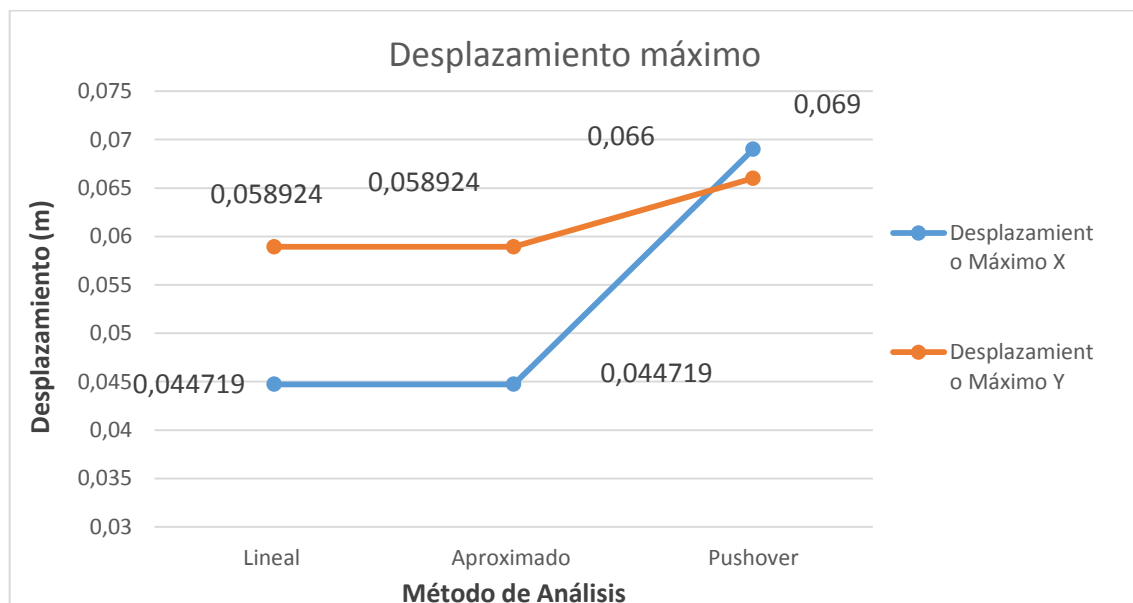
A continuación se presenta la comparación de deriva en cuanto a sismo estático por factores y dinámico por espectro.





Se puede observar que las derivas por sismo varían de un eje al otro en los dos primeros análisis realizados; en comparación, las derivas obtenidas por espectro no varían en función de los ejes. Es importante mencionar que las derivas obtenidas en el análisis Pushover son elásticas y para ser comparables con aquellas de los demás análisis deben modificarse en inelásticas, para lo cual deberán ser amplificadas por un factor de $0.75 \cdot R$, razón por la cual las derivas del análisis Pushover se modifican.

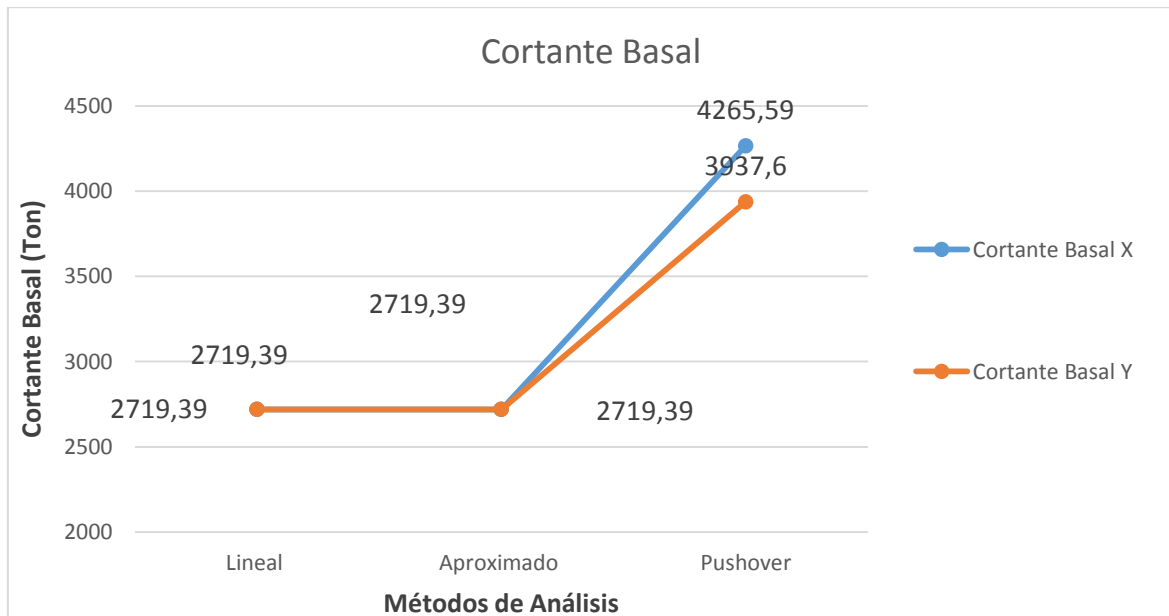
Adicionalmente se presentan las siguientes gráficas que expresan las comparaciones en cuanto a los desplazamientos máximos de la tercera estructura:





Se observa que el desplazamiento tiene el mismo comportamiento que las derivas para el caso de carga sísmica. Además se puede observar que la variación de esta magnitud entre el análisis lineal y el análisis aproximado de la estructura es prácticamente nulo.

Por último se presenta la comparación del cortante basal obtenido de los tres análisis realizados a la estructura 3.

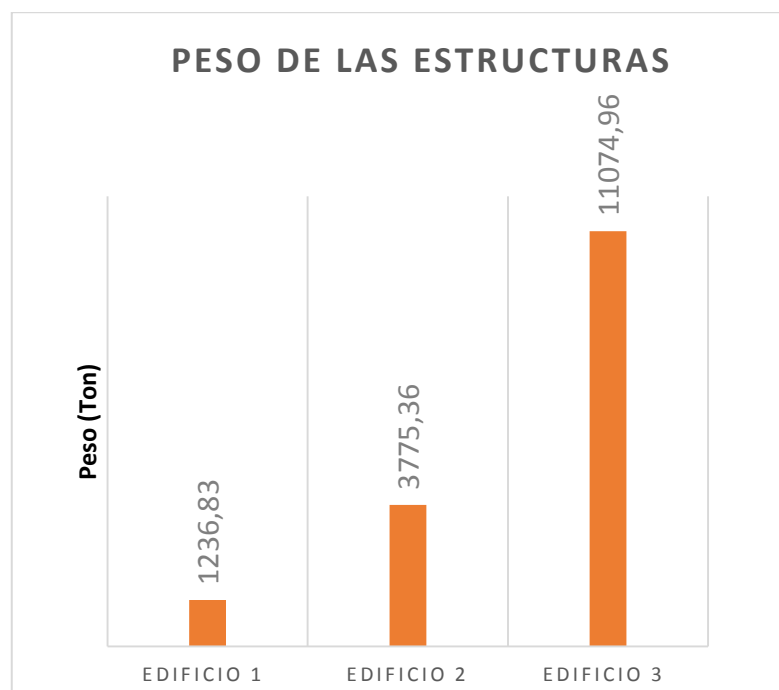
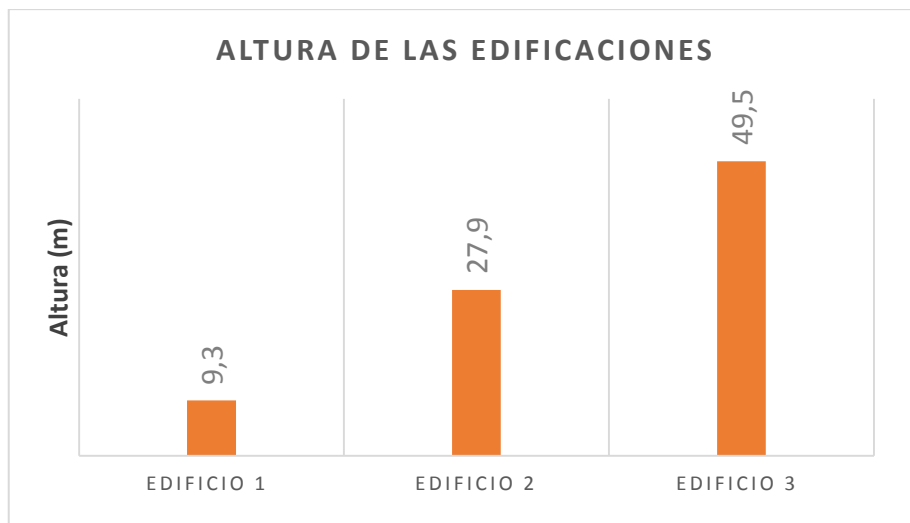


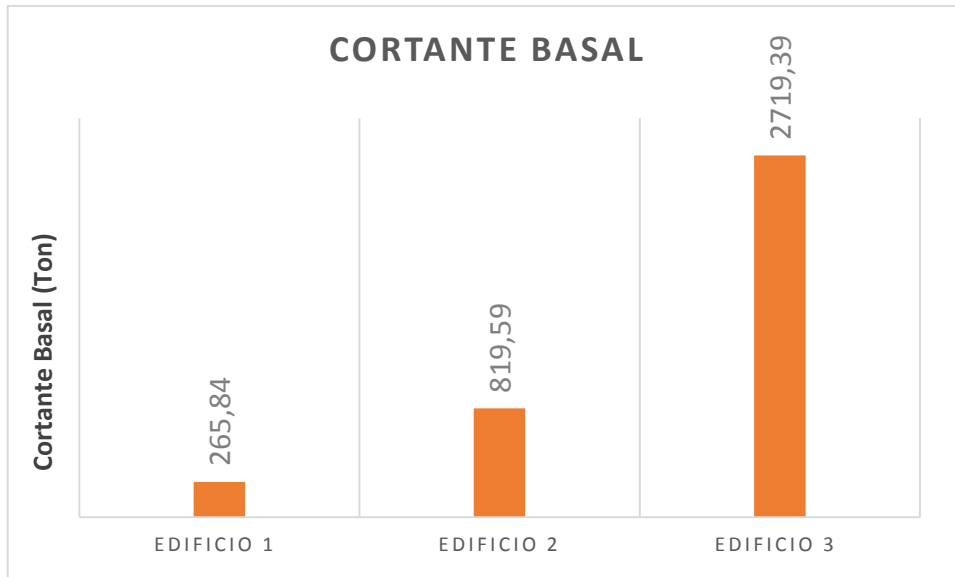
El cortante basal es variable únicamente en el Análisis Estático No Lineal. Lo que es esperado al forzar a la estructura a llegar a un desplazamiento mayor.

7.2. Análisis comparativo entre las diferentes estructuras según cada método de análisis

7.2.1. Análisis comparativo entre resultados obtenidos del Análisis Lineal de Primer Orden de las estructuras

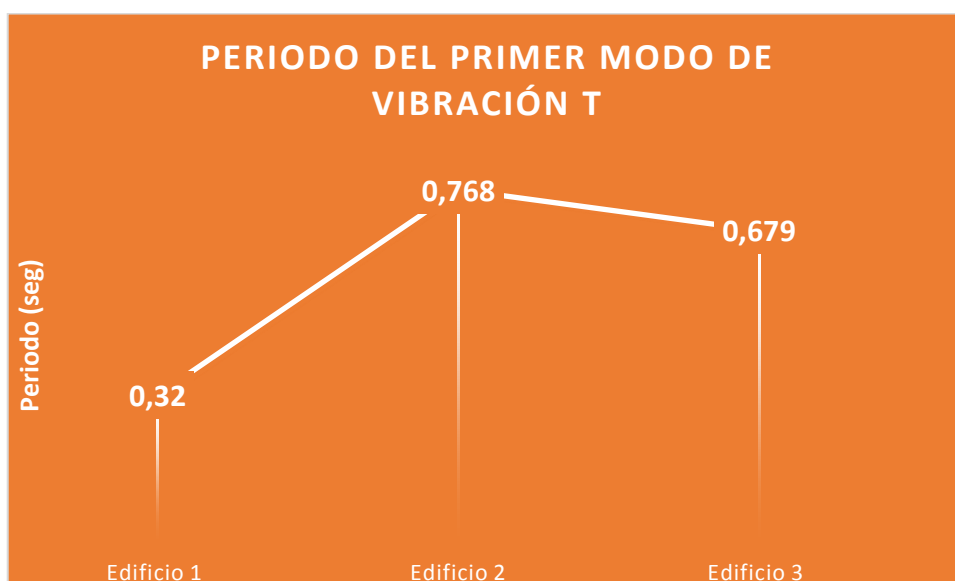
En primer lugar se realiza una comparación del modelo geométrico de las estructuras. Para comenzar se presenta una gráfica que indica la variación de las estructuras en cuanto a la altura de las mismas, además se presenta la comparación entre el peso y el cortante basal.

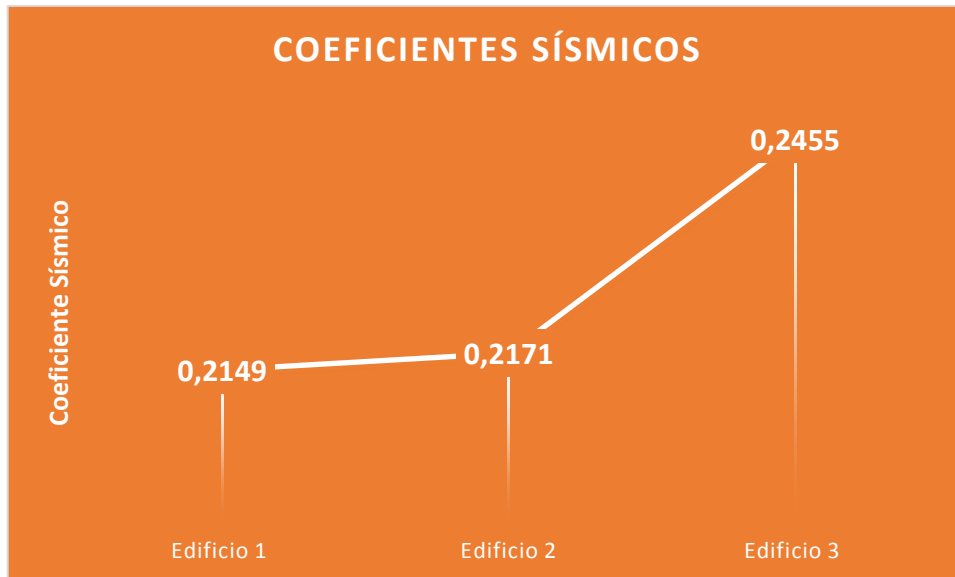




Como se puede observar en las gráficas anteriores, la altura, el peso y el cortante basal de las estructuras siguen un orden creciente desde la estructura 1 hasta la estructura 3, lo que se presenta de forma obvia según las condiciones que fueron planteadas en el problema de la presente disertación. Pero, además de lo mencionado, se observa que el edificio 3 crece en peso y en cortante basal con una mayor pendiente en comparación al crecimiento que presenta en cuanto a altura con respecto a los otros edificios.

En los siguientes gráficos se presentan los periodos del primer modo de cada estructura y los coeficientes sísmicos utilizados en el Análisis Estático Lineal.





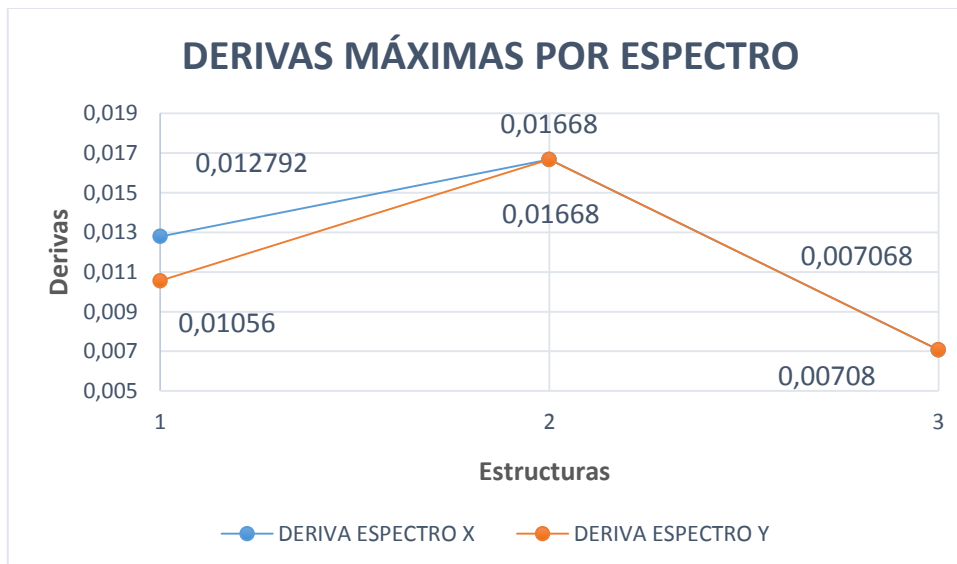
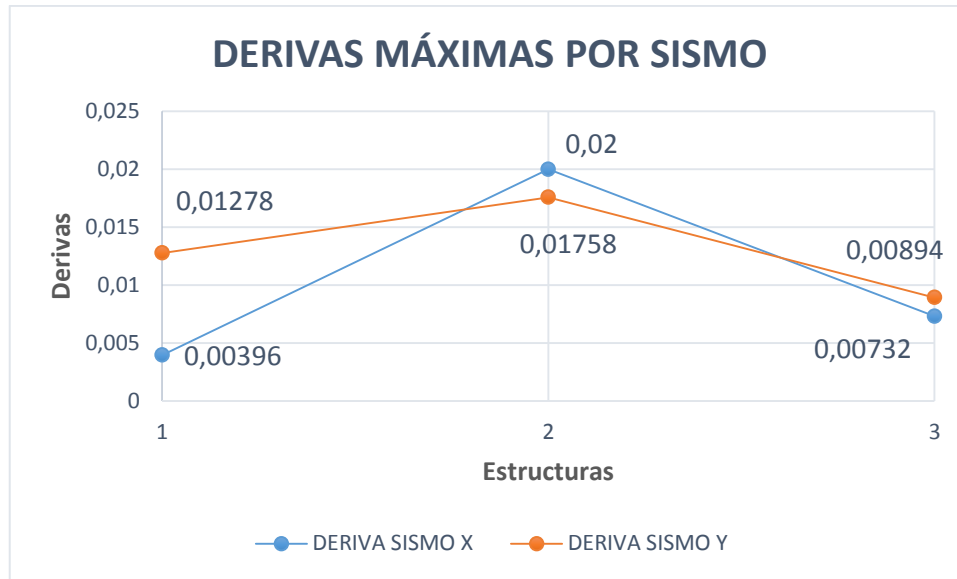
Se puede observar que los coeficientes sísmicos del edificio 1 y 2 son muy similares, su variación se da por la diferencia de altura entre las edificaciones; sin embargo, el edificio 3 presenta un valor considerablemente mayor del coeficiente sísmico, aun cuando la amenaza sísmica es la misma tanto para Urcuquí, como para Quito, pues se trata del mismo tipo de suelo y de la misma zona sísmica.

Entonces se analizan los periodos de diseño, y se observa que el periodo de diseño de la tercera estructura es menor que el de la segunda, aun siendo la edificación más alta, lo que indica que esta estructura es más rígida.

El periodo de diseño es propio de cada estructura y la aceleración espectral del sismo es externa, el coeficiente sísmico se encuentra en función directamente proporcional a la aceleración del sismo, sin embargo, esta aceleración disminuye a medida que el periodo fundamental de la estructura aumenta, esta es la razón del incremento considerable del coeficiente sísmico de la estructura 3.

Por último se presentan las comparaciones de los resultados obtenidos al realizar el Análisis Lineal de Primer Orden.

Se presenta a continuación la variación de las derivas resultantes del análisis, en la primera gráfica se presentan las derivas obtenidas por análisis estático y en la segunda por análisis dinámico.



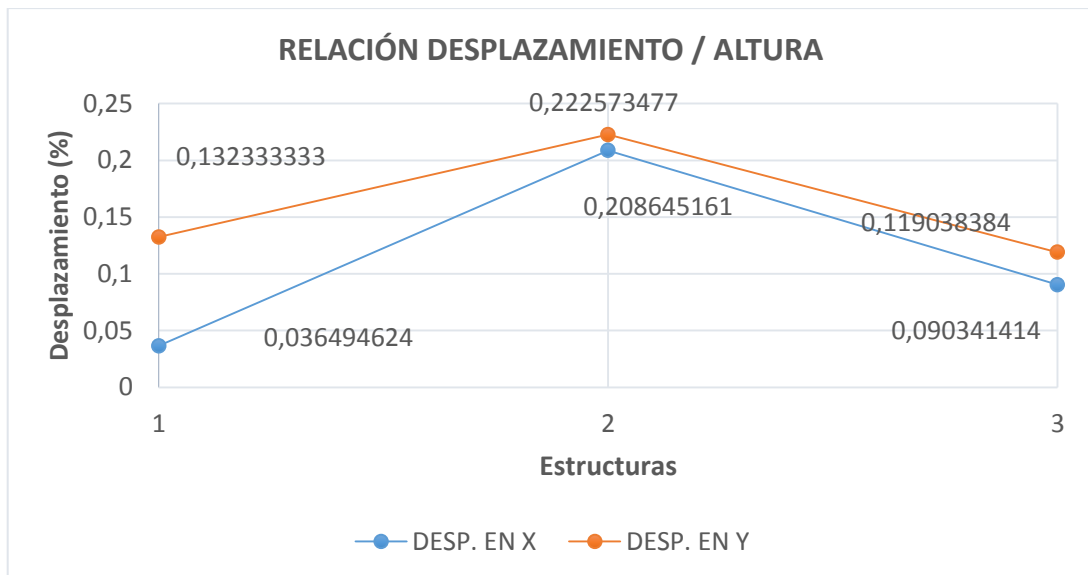
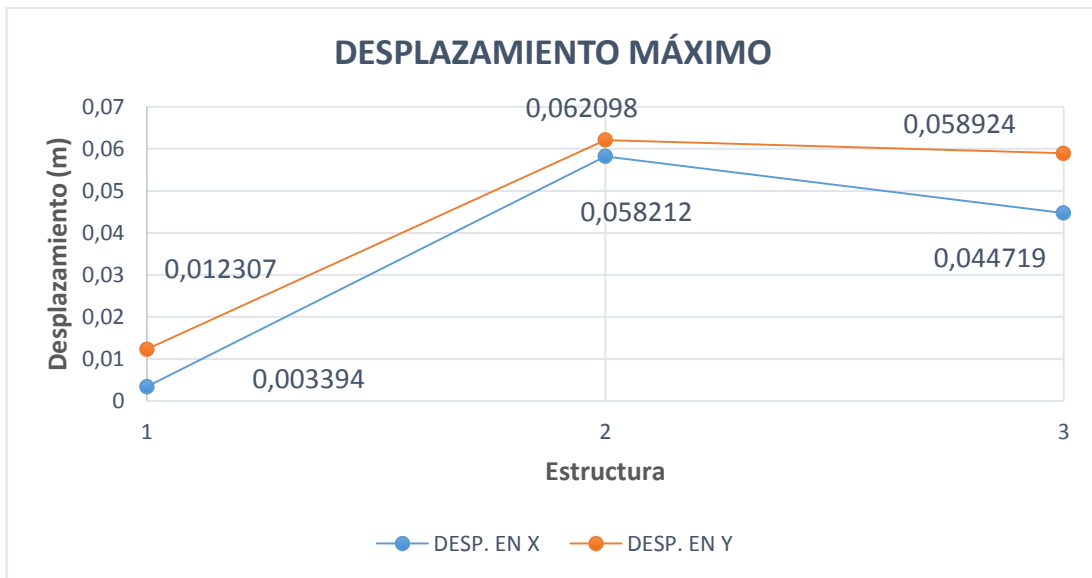
Se analiza que las derivas por sismo y por espectro tienen valores semejantes, al menos en uno de los sentidos propuestos (x). Demostrando así que ambos métodos pueden ser utilizados.

Se puede comparar que el comportamiento de las derivas en las estructuras es el mismo que el comportamiento de los periodos fundamentales, confirmando lo indicado anteriormente, el edificio 2 es el de menor rigidez.

Se observa que las derivas por sismo y por espectro están dentro de los parámetros propuestos por la NEC-SE-DS para Análisis Lineal de Primer Orden (deriva inelástica máxima de 0.02). También se observa que la deriva de la segunda estructura es mayor a

la de los otros edificios, sin embargo está se encuentra dentro de los valores admisibles, lo que nos indica que probablemente los edificios 1 y 3 están sobre dimensionados.

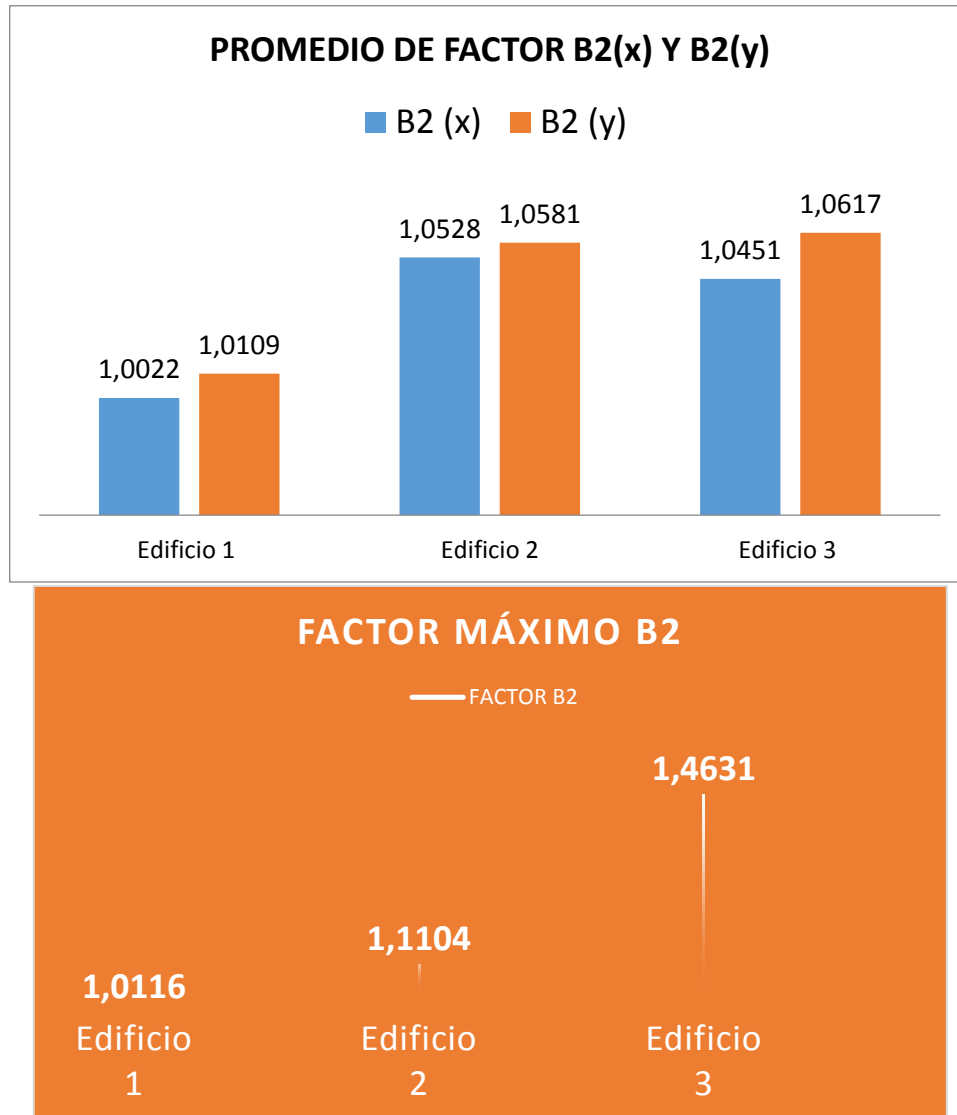
Por último se indican los desplazamientos máximos de cada estructura y el porcentaje que los mismos representan en función de la altura de la edificación.



En las gráficas se demuestra que el edificio 2 es la estructura con mayor porcentaje de desplazamiento, igualmente nos indica que probablemente los otros edificios estén sobre dimensionados. Además se observa que coincidentemente en los tres edificios el mayor desplazamiento se da en el sentido Y.

7.2.2. Análisis comparativo entre resultados obtenidos del Análisis Lineal de Segundo Orden de las estructuras.

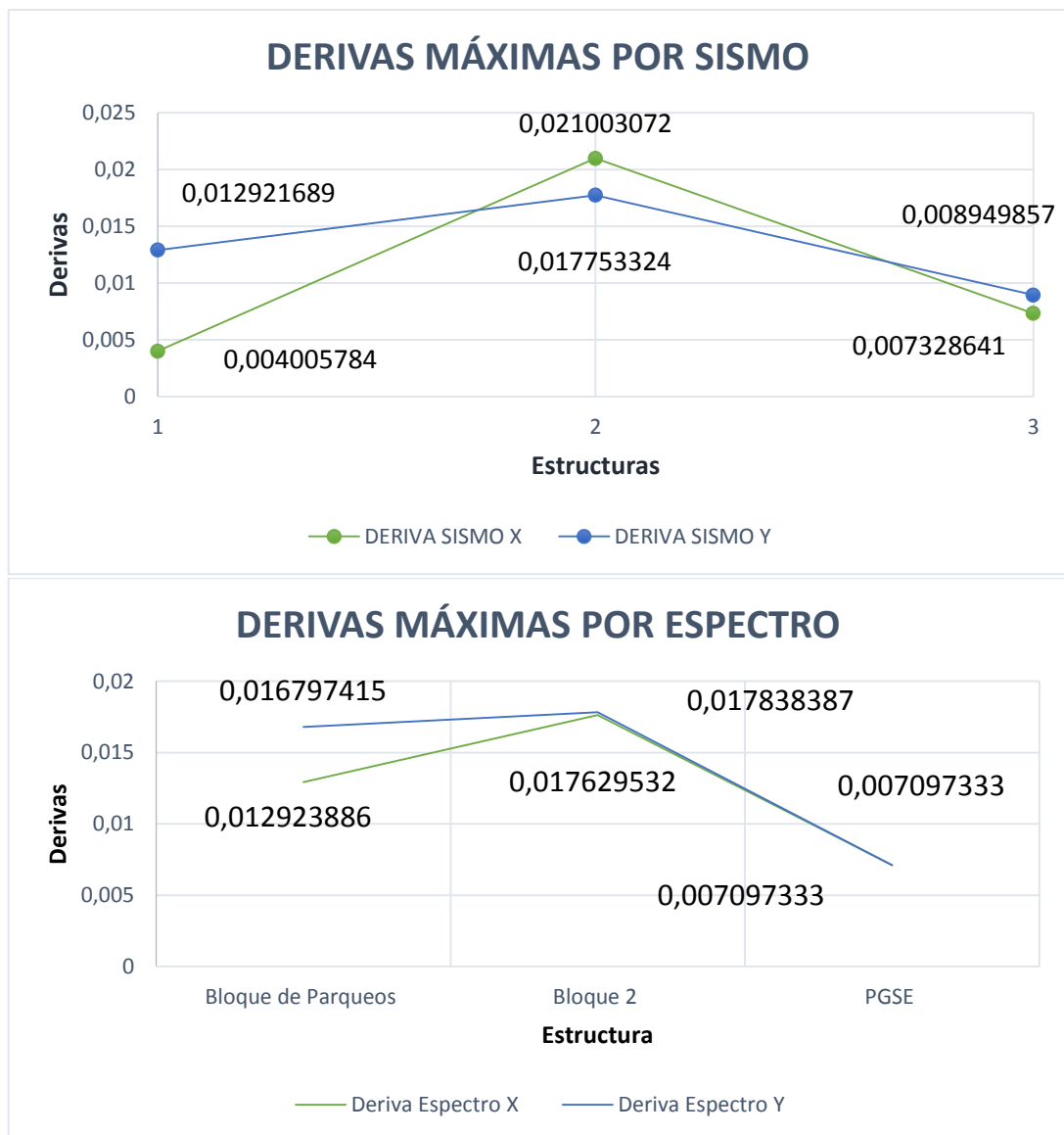
Para este método de análisis comparamos los valores del factor de amplificación B2 utilizados en cada estructura, parámetro calculado antes de realizar el análisis en el programa de cálculo estructural.



Como se puede observar el factor calculado de amplificación B2 es pequeño y similar a la unidad en la edificación 1, por tanto en esta estructura los desplazamientos laterales producidos por cargas que producen ladeo no son considerables, indica que la estructura es rígida y que no presentan grandes efectos de segundo orden. Los valores de B2 de las otras estructuras tampoco son notablemente considerables en promedio, aunque el valor máximo de B2 considerado en un piso de la estructura es significativo, principalmente

para la estructura más grande que amplifica las fuerzas y momentos laterales de ese piso en un 46 %.

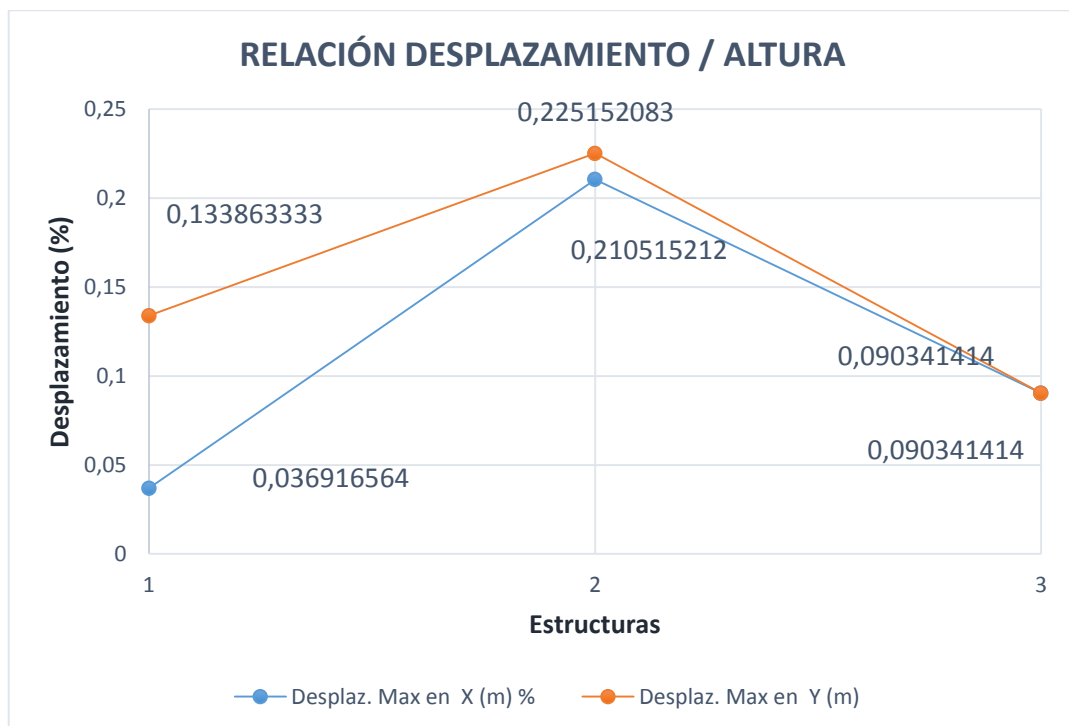
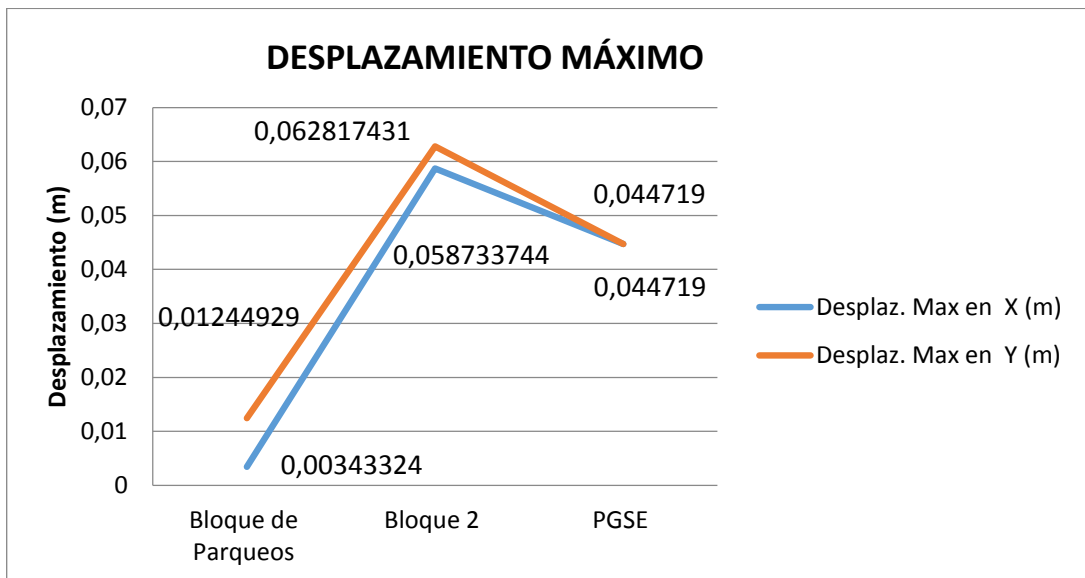
Se analizan los resultados obtenidos después del Análisis de Segundo Orden mediante el Método Aproximado.



De las gráficas se obtiene que el comportamiento de las estructuras en cuanto a las derivas obtenidas en este método tiene el mismo comportamiento que en el análisis lineal, debido a que, como se indicó en el anterior párrafo, los efectos de segundo orden son casi despreciables especialmente para las dos primeras estructuras. Es importante mencionar que la deriva en el sentido X de la segunda edificación, no cumple con el

requisito propuesto por la NEC–SE–DS, ya que la deriva de primer orden está muy cerca del límite.

Por último se presentan los desplazamientos máximos de las estructuras y el porcentaje del mismo en función de la altura de cada edificación.

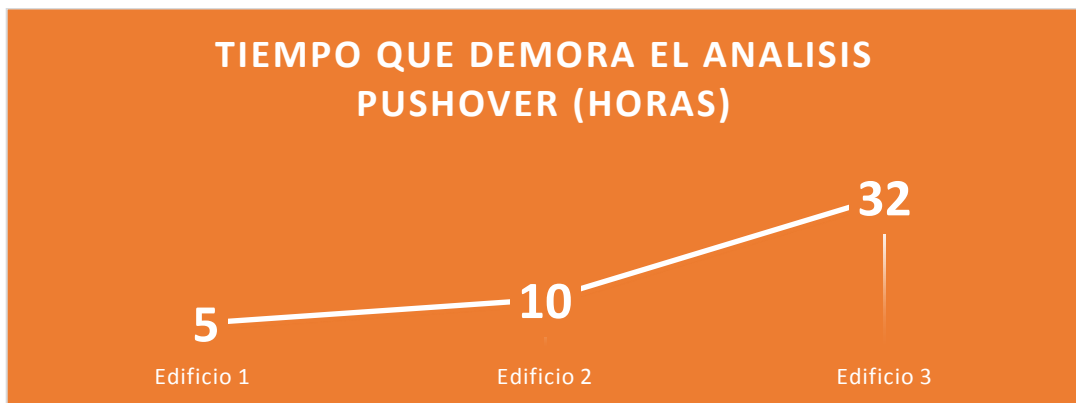


Se observa que los desplazamientos de las estructuras van desde 1 cm hasta 6 cm. En cuanto al porcentaje del desplazamiento en función de la altura se define a la estructura 2

como la de mayor incidencia. Es importante notar la variación que existe en el porcentaje de desplazamiento entre el sentido X y Y de la estructura 1.

7.2.3. Análisis comparativo entre resultados obtenidos del Análisis Estático No Lineal Pushover

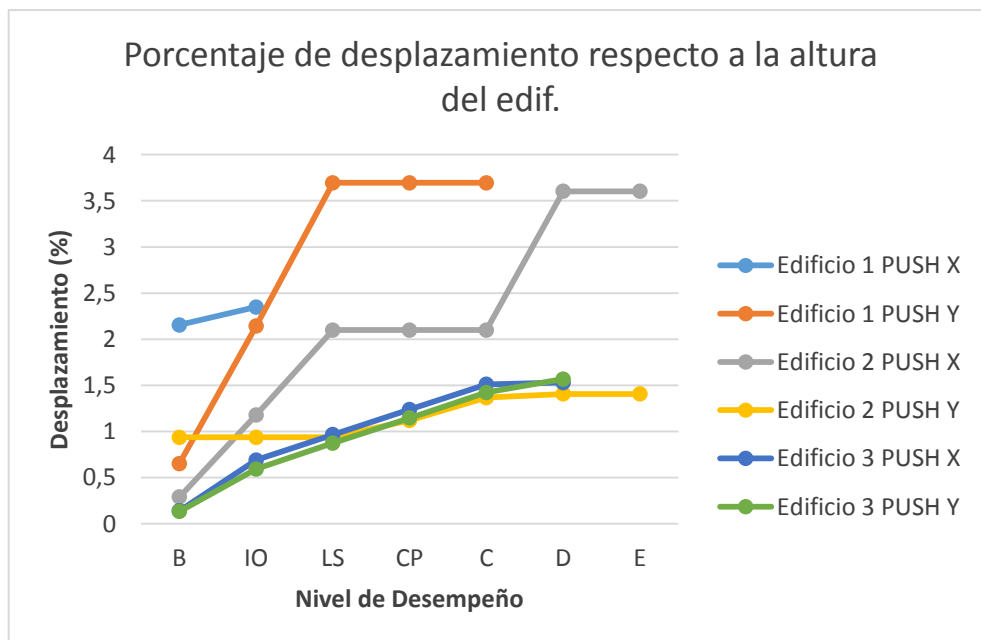
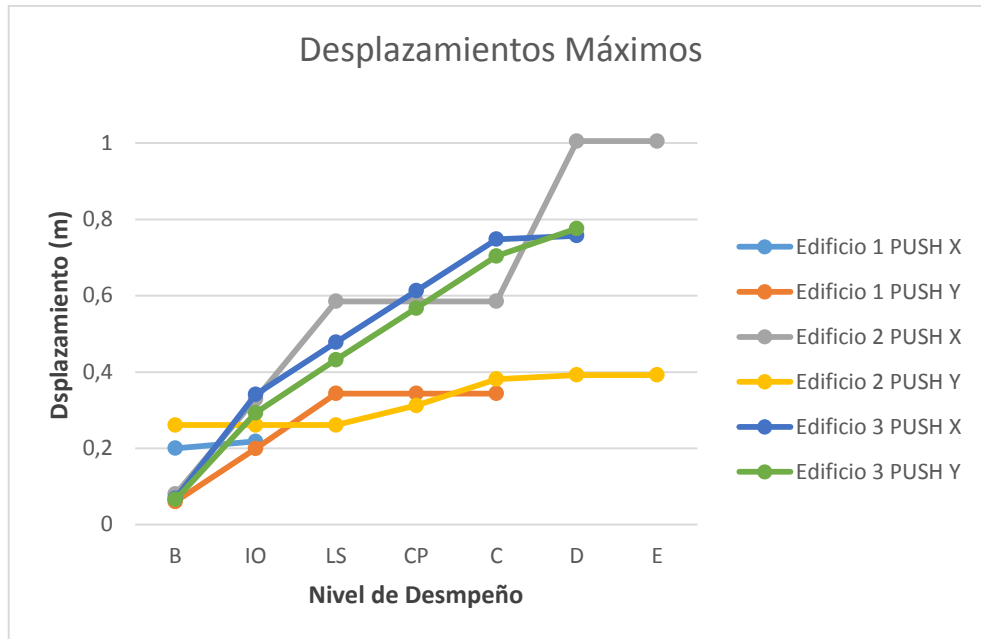
El Análisis Estático No Lineal es un procedimiento más extenso, que es realizado con la ayuda de un programa de cálculo estructural. Incluso para el programa el manejo de los algoritmos es muy amplio. Razón por la cual a continuación se presenta el tiempo que se demora el Pushover en el programa Etabs.



Como se puede observar, el análisis Pushover es un proceso extenso que demora gran cantidad de horas dependiendo principalmente del tamaño de la estructura y de la computadora en la cual analizamos la estructura.

En los siguientes gráficos se presentan los resultados del Análisis Estático No Lineal. Para los gráficos se ha tomado en cuenta los pasos en los que las rótulas plásticas cambian de estado o de nivel de desempeño para cada sentido de análisis de las tres edificaciones. El cambio de estado se presenta gráficamente mediante el cambio de color de la rótula.

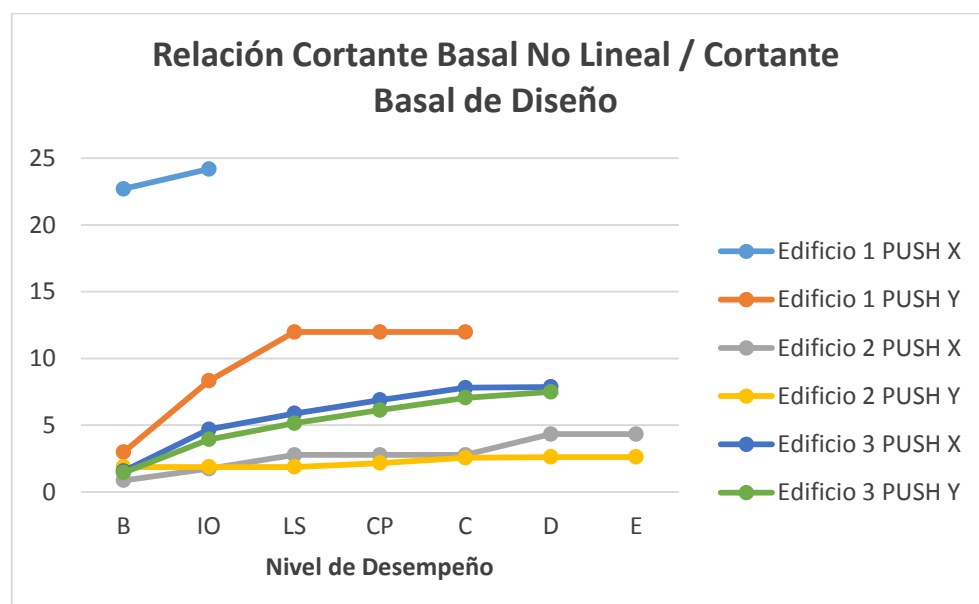
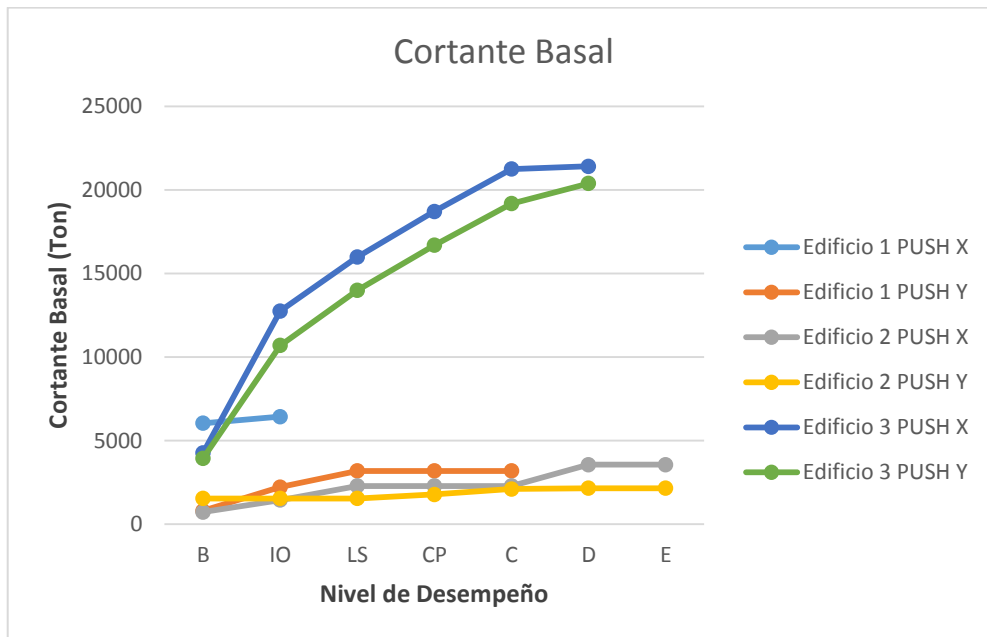
Primero se presentan los gráficos de comparación de desplazamientos y su porcentaje respecto de la altura del edificio.



En los gráficos anteriores se pudo observar que el edificio 1 tiene el desplazamiento máximo más pequeño, al momento en el que se forman las rótulas plásticas. Sin embargo, el porcentaje respecto a su altura es mayor. Esto nos indica que el edificio en cuestión requiere de un mayor porcentaje de desplazamiento respecto a la altura para la formación de rótulas plásticas y por lo mismo es un edificio rígido que trabaja sísmicamente de mejor manera que las otras dos estructuras analizadas.

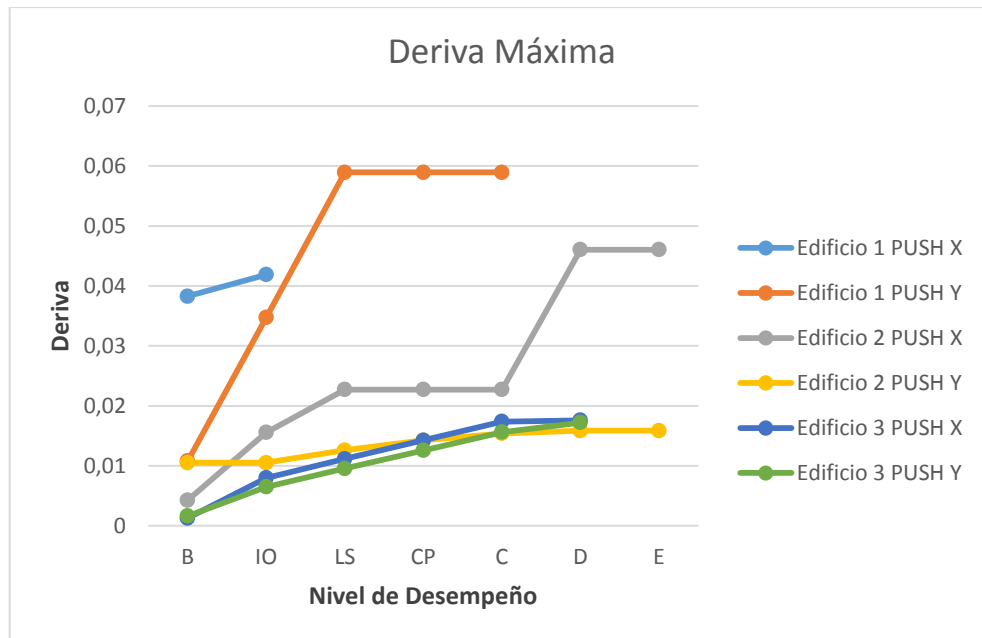
El edificio 2 en el sentido Y es el edificio que tiene el menor porcentaje de desplazamiento en función de su altura al momento del colapso. Esto puede significar que el mismo requiera una mejor configuración estructural en este sentido.

A continuación se presentan las gráficas de comparación en cuanto al Cortante Basal y su relación con el Cortante Basal obtenido en el diseño lineal de las estructuras.



Se puede observar claramente que en el edificio 1 actuaron fuerzas mucho mayores a las aplicadas en el análisis lineal. El edificio 2 requiere de fuerzas mayores al cortante basal obtenido en el análisis lineal, sin embargo en comparación a las otras dos estructuras el edificio 2 es el que menor fuerza requiere para ingresar al estado plástico y para la formación de las rótulas plásticas. Lo que nos indica nuevamente que el edificio 2 puede tener problemas en su desempeño sísmico.

Por último se presentarán las derivas máximas obtenidas al momento de cambio de nivel de desempeño.



Las mayores derivas se presentan en el edificio 1, demostrando que es la edificación mejor estructurada de las tres analizadas, pues soporta mayor desplazamiento relativo antes de la formación de rótulas plásticas y del cambio de estado de estas.

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES

- ✓ Se comprobó que los resultados obtenidos del Análisis Lineal de Primer Orden cumplen con los requisitos impuestos por la normativa NEC–SE–DS, de manera que las tres estructuras están correctamente estructuradas.
- ✓ Se demostró que el programa de cálculo estructural ETABS realiza correctamente el Análisis Lineal de Segundo Orden, haciendo uso del método de análisis de la Longitud Efectiva y el Método Aproximado para amplificar los momentos y fuerzas obtenidos del Análisis de Primer Orden con el factor de mayoración B_1 calculado automáticamente por el programa y el factor B_2 que debe ser calculado e ingresado manualmente por el usuario.
- ✓ El Análisis Pushover realizado en la presente disertación permitió principalmente identificar el desempeño de cada estructura ante eventos sísmicos de gran magnitud, de 2500 años de recurrencia. Se define que el proceso de falla comienza con la formación de rótulas plásticas en los elementos y termina teóricamente en el colapso de la estructura; sin embargo, se comprueba que con una buena estructuración, con poca altura del edificio, no se llega al colapso ni aún con un evento sísmico muy grande.
- ✓ Se puede decir que el análisis por desempeño es un método mucho más exigente en cuanto al cumplimiento de derivas máximas, pues estas son muy cercanas a las derivas permitidas en un análisis lineal y difícilmente serán cumplidas, como es el caso de las estructuras analizadas en esta ocasión, que no cumplen con las derivas máximas impuestas por la normativa VISIÓN 2000 para cada nivel de desempeño.
- ✓ La norma VISIÓN 2000 especifica el cumplimiento de derivas en el punto de cambio del nivel de desempeño, esto no fue posible verificar ya que el programa no nos muestra exactamente las derivas en el punto de cambio.

- ✓ Se identifica la formación de rótulas plásticas en las tres estructuras, las mismas son formadas a un desplazamiento y deriva específica, a medida que la primera rótula es formada a un mayor desplazamiento se considera que la estructura es más rígida, concluyendo que el edificio 2 es el más flexible de los tres analizados.
- ✓ A partir de los resultados obtenidos al realizar el Análisis Aproximado de Segundo Orden se concluye que los efectos de segundo orden de las 3 estructuras analizadas son poco o nada significativos en cuanto al incremento producido en las derivas y desplazamientos de primer orden. Sin embargo, considerando la eficiencia de los elementos estructurales, estos efectos ya no pueden ser despreciables especialmente en la tercera estructura, pues varios elementos aumentaron la relación demanda/capacidad hasta valores mayores a 0.95.
- ✓ A partir de lo expuesto en el anterior párrafo, se concluye que es importante realizar un Análisis de Segundo Orden a estructuras de mediana y gran altura para considerar, en el diseño por estabilidad de la estructura, los efectos P-Delta, las imperfecciones geométricas y la incertidumbre de la rigidez y resistencia de los elementos. Si bien esto es un requisito que consta en el código AISC 360-10 para todas las estructuras metálicas, se demostró que en estructuras bajas no es necesario su realización.
- ✓ En un inicio, al realizar el Análisis Lineal de Primer Orden se podía concluir que las estructuras 1 y 3 estaban sobre dimensionadas; al realizar el Análisis de Segundo Orden únicamente la estructura 1 podía considerarse sobredimensionada; pero, con el Análisis Pushover se determinó que los edificios mencionados no estaban sobre dimensionados, por el contrario, al edificio 2 le faltó reforzamiento y rigidez para poder cumplir con los requisitos de los análisis. Mediante esta conclusión se determina que el análisis Pushover es de gran utilidad para comprobar el adecuado comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos.
- ✓ Al obtener los resultados del Análisis Pushover y compararlos entre las distintas estructuras especiales, se pudo determinar que la primera estructura, formada de 2 pisos, no presenta problemas en cuanto a su desempeño, es decir, la estructura no llegó al colapso total aún con una carga sísmica de gran magnitud, razón por la cual recomendamos a los involucrados en la elaboración de la norma ecuatoriana

realicen más estudios sobre el tema y puedan llegar a la conclusión de limitar la realización del Análisis Pushover a estructuras de mediana y gran altura.

- ✓ Es complicado obtener una correcta comparación de la variación de los resultados entre las tres estructuras, debido a que estas no tienen la misma configuración geométrica; sin embargo, si se hubiera realizado la comparación técnica de estructuras regulares y similares entre sí, el resultado obtenido no hubiera contrastado la realidad de las estructuras que se construyen en el país.
- ✓ Por otra parte, todas las estructuras estudiadas en esta tesis presentan problemas en el Análisis Pushover, claramente esto se debe a las irregularidades tanto en planta como en elevación que presentan, es por esto que se recomienda el diseño y construcción de estructuras lo más regulares posible para que tengan un mejor comportamiento sísmico.
- ✓ De las tres estructuras analizadas, la segunda es la que presentaría mayores problemas ante un evento sísmico, esto se demuestra principalmente por el hecho de que el Cortante Basal obtenido cuando se formó la primera rótula plástica es menor que el Cortante Basal obtenido en el Análisis Lineal de Primer Orden.
- ✓ Es importante recalcar que las estructuras analizadas fueron modificadas en cuanto a su configuración estructural, con el objetivo de reducir los tiempos de análisis y contrastar mejor los resultados según el alcance de esta disertación, y por tanto, los resultados obtenidos no tienen relación con los obtenidos en las estructuras construidas.

BIBLIOGRAFÍA

American Institute of Steel Construction AISC 360-10. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago.

ASCE, FEMA 356. (2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. Washington D.C.

ATC, FEMA 440. (2005). *IMPROVEMENT OF NONLINEAR STATIC SEISMIC ANALYSIS PROCEDURES*. Washington D.C.

Bibing. (s.f.). Obtenido de Análisis Modal Operacional: teoría y Práctica: <http://bibing.us.es/proyectos/abreproy/3828/fichero/Cap%C3%ADtulos%252F5+An%C3%A1lisis+modal.pdf>

Computers & Structures Inc. (s.f.). *Docs csiamerica*. Obtenido de <http://docs.csiamerica.com/>

Computers and Structures, Inc. (s.f.). *CSI KNOWLEDGE BASE*. Obtenido de <https://wiki.csiamerica.com>

Construcción en acero. (s.f.). Obtenido de Nota sobre el espectro sísmico de proyecto: http://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci28_ayu_nota_sobre_el_espectro_sismico_de_proyecto.pdf

Construmática. (s.f.). *Construmática*. Recuperado el 4 de Enero de 2016, de Estructuras Metálicas: http://www.construmatica.com/construpedia/Estructuras_Met%C3%A1licasANA

CSC Inc. (s.f.). *THE DIRECT ANALYSIS METHOD MADE SIMPLE*. Obtenido de www.cscworld.com

CsiBridge. (2015). *Steel Frame Design Manual. AISC 360-05 / IBC 2006*. United States of America.

Cueva, R. A. (3 de Enero de 2013). Diseño por desempeño de edificaciones en hormigón armado con muros de corte mediante los códigos fema, utilizando el programa Etabs. *Teisi de Universidad Politécnica del Ejército*. Quito, Ecuador.

Desconocido. (s.f.). *Composición Arquitectónica*. Obtenido de <https://composicionarqudatos.files.wordpress.com/2008/09/apuntes-de-estructuras-metalicas.pdf>,

ESPE. (s.f.). Obtenido de METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD CON CEINCI3 : <http://www.espe.edu.ec/portal/files/libros/ceinci2/agrupar/capi7.pdf>

Karl, G. (s.f.). *RAM Frame- Criteria - B1, B2*. Obtenido de http://communities.bentley.com/products/structural/structural_analysis__design/w/structural_analysis_and_design_wiki/19014.ram-frame-criteria-B1-B2,

Louis F. Geschwindner, P. (2011). *Design for Stability using the 2010 AISC Specification*. Obtenido de AISC live Webinars: www.aisc.org

Mancha, U. d. (Estrucutras Metálicas métodos de Análisis). *Universidad de Castilla La Mancha*. Obtenido de https://www.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/MetodosAnalisis.pdf

Mauricio Alexander Mora, J. D. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*.

McCormac, J. C. (2012). *Diseño de estructuras de acero (5a. ed.)*. D.F., México: Alfaomega Grupo Editor.

McCORMAC, S. F. (2012). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO*. México: Alfaomega Grupo Editor, S.A.

NEC-SE-DS. (Diciembre de 2015). NEC Norma Ecuatoriana de la Construcción. *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*. Quito, Pichincha, Ecuador.

PROYECTOR. (16 de ABRIL de 2014). *CONSTRUAPRENDE* . Obtenido de SOBRE BRAZOS RÍGIDOS: <http://www.construaprende.com/foros/sobre-brazos-rigidos-vt5462.html>

RODRIGUEZ, E. (24 de ABRIL de 2005). *CONSTRUAPRENDE*. Obtenido de HISTERESIS: <http://www.construaprende.com/foros/curva-de-histeresis-vt396.html>

RODRIGUEZ, I. (Compositor). (2015). ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL,PUSHVER. [CSI CARIBE , Intérprete] REPUBLICA DOMINICANA .

Solid Works. (s.f.). *Solid Works*. Obtenido de Comprensión del Análisis Estático No Lineal: <http://soluciones.ibermatica.com/vdoc/resource/filecenter/document/042-000025-00I/1.0%20An%C3%A1lisis%20no%20lineal>

UCLM. (18 de 10 de 2006). *Ingeniería Rural*. Recuperado el 20 de 06 de 2016, de https://www.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/MetodosAnalisis.pdf

WIKIPEDIA. (s.f.). *WIKIPEDIA*. Obtenido de RIGIDEZ: <https://es.wikipedia.org/wiki/Rigidez#Rigidez>

ANEXOS

ANEXO 1

CÁLCULO DEL CORTANTE
BASAL

PRIMERA EDIFICACIÓN

CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL (V) SEGÚN NEC - SE - DS

FÓRMULA DEL CORTANTE BASAL
NEC 2014

1. FACTOR DE IMPORTANCIA "I"

VER CUADRO DE FACTOR DE
IMPORTANCIA NEC 2014

I= 1.3

2. ACELERACION ESPECTRAL CORRESPONDIENTE AL ESPECTRO RESPUESTA ELÁSTICO PARA EL DISEÑO

FÓRMULAS QUE DEFINEN EL
ESPECTRO DE RESPUESTA

2.1 Aceleración Espectral "Z" y Zona Sísmica

Ingresar la Provincia y la Ciudad

Provincia: IMBABURA
Ciudad: URCUQUI

Z= 0.4
Zona: Zona V

2.2 Factor "n"

Colocar la Región en donde construirá la edificación (si su proyecto se encuentra en Esmeraldas coloque SIERRA)

Región: SIERRA

n= 2.48

2.3 Ingresar el tipo de suelo

TABLA DE PERFILES DE SUELO NEC 2014

Tipo de perfil del subsuelo: D

r= 1.0

2.4 CoeficienteS de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

2.4.1 Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

FACTOR DE SITIO Fa

Fa= 1.2

2.4.2 F_d : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

FACTOR DE SITIO F_d

$F_d = 1.19$

2.4.3 F_s : comportamiento no lineal de los suelos

FACTOR DE SITIO F_s

$F_s = 1.28$

2.5 Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico

FÓRMULA DE PERIODO LÍMITE T_c

$T_c = 0.698133333$

2.6 Período de Vibración T

FÓRMULA DEL PERIODO DE VIBRACIÓN DEPENDIENTE DE LA ESTRUCTURA

Altura de la Edificación(hn): 9.30 m

COEFICIENTES C_t Y α

$C_t =$	0.072
$\alpha =$	0.8

$T = 0.428665819$

En base a lo expuesto en la Norma, en el Art. 6.3.3, se obtuvo del programa el periodo de la estructura para el primer modo de vibración

T del análisis dinámico $T_{\text{modo 1}} = 0.32$

ECUACIÓN 1

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$S_a = 1.190$

ECUACIÓN 2

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \text{ para } T > T_c$$

$S_a = 2.597$

$S_a = 1.1904$

Del mismo modo, a partir de lo expuesto en el Art. 6.1.7 de la norma, se define la Carga Viva Reactiva W como la carga muerta de la estructura puesto que no hay áreas de bodegas y almacenaje.

3. CARGA SÍSMICA REACTIVA "W"

CARGA W

W= 1,236.83 Ton

4. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL "R"

FACTOR R

R= 8

5. FACTOR DE CONFIGURACIÓN EN PLANTA Φ_P

FÓRMULA DE IRREGULARIDADES EN PLANTA

VER TABLA DE FACTORES DE IRREGULARIDADES EN PLANTA

Φ_{PA} = 1
 Φ_{PB} = 1

Φ_P = 1

6. FACTOR DE CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN Φ_E

FÓRMULA DE IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN

VER TABLA DE FACTORES DE IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN

Φ_{EA} = 1
 Φ_{EB} = 0.9

Φ_E = 0.9

A partir de los parámetros obtenidos se aplica la siguiente ecuación para determinar el Cortante Basal Total de diseño V:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\Phi_P\Phi_E} W$$

Donde el primer término representa el coeficiente sísmico.

CORTE BASAL V

V= 265.84 Ton

Coeficiente Sísmico NEC - SE - DS 0.21

SEGUNDA EDIFICACIÓN

CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL (V) SEGÚN NEC - SE - DS

FÓRMULA DEL CORTANTE BASAL NEC 2014

1. FACTOR DE IMPORTANCIA "I"

VER CUADRO DE FACTOR DE IMPORTANCIA NEC 2014

I= 1.3

2. ACCELERACION ESPECTRAL CORRESPONDIENTE AL ESPECTRO RESPUESTA ELÁSTICO PARA EL DISEÑO

FÓRMULAS QUE DEFINEN EL ESPECTRO DE RESPUESTA

2.1 Aceleración Espectral "Z" y Zona Sísmica

Ingresar la Provincia y la Ciudad

Provincia: IMBABURA
Ciudad: URCUQUI

Z= 0.4
Zona: Zona V

2.2 Factor "n"

Colocar la Región en donde construirá la edificación (si su proyecto se encuentra en Esmeraldas coloque SIERRA):

Región: SIERRA

n= 2.48

2.3 Ingresar el tipo de suelo

TABLA DE PERFILES DE SUELO NEC 2014

Tipo de perfil del subsuelo:

D

r= 1.0

2.4 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

2.4.1 Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

FACTOR DE SITIO Fa

Fa= 1.2

2.4.2 F_d : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

FACTOR DE SITIO F_d

$F_d = 1.19$

2.4.3 F_s : comportamiento no lineal de los suelos

FACTOR DE SITIO F_s

$F_s = 1.28$

2.5 Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico

FÓRMULA DE PERÍODO LÍMITE T_c

$T_c = 0.698133333$

2.6 Período de Vibración T

FÓRMULA DEL PERÍODO DE VIBRACIÓN DEPENDIENTE DE LA ESTRUCTURA

Altura de la Edificación(hn): 23.25 m

COEFICIENTES C_t Y α

$C_t = 0.073$
 $\alpha = 0.75$

$T = 0.772929847$
 $T \text{ modo } 1 = 0.768$

T del análisis dinámico

ECUACIÓN 1

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$S_a = 1.190$

ECUACIÓN 2

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \text{ para } T > T_c$$

$S_a = 1.082$

$S_a = 1.08210667$

3. CARGA SÍSMICA REACTIVA "W"

CARGA W

$W = 3,775.36$ Ton

4. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL "R"

FACTOR R

$R = 8$

5. FACTOR DE CONFIGURACIÓN EN PLANTA Φ_P

FÓRMULA DE IRREGULARIDADES EN PLANTA

VER TABLA DE FACTORES DE IRREGULARIDADES EN PLANTA

$\Phi_{PA} =$	0.9
$\Phi_{PB} =$	0.9

$\Phi_P = 0.81$

6. FACTOR DE CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN Φ_E

FÓRMULA DE IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN

VER TABLA DE FACTORES DE IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN

$\Phi_{EA} =$	1
$\Phi_{EB} =$	1

$\Phi_E = 1$

CORTE BASAL V

V =	819.59	Ton
-----	--------	-----

Coefficiente Sísmico NEC - SE - DS

0.2171

TERCERA EDIFICACIÓN

CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL (V) SEGÚN NEC - SE - DS

FÓRMULA DEL CORTANTE BASAL NEC 2014

1. FACTOR DE IMPORTANCIA "I"

VER CUADRO DE FACTOR DE IMPORTANCIA NEC 2014

I= 1.3

2. ACELERACION ESPECTRAL CORRESPONDIENTE AL ESPECTRO RESPUESTA ELÁSTICO PARA EL DISEÑO

FÓRMULAS QUE DEFINEN EL ESPECTRO DE RESPUESTA

2.1 Aceleración Espectral "Z" y Zona Sísmica

Ingresar la Provincia y la Ciudad

Provincia: PICHINCHA
Ciudad: QUITO

Z= 0.4

Zona: Zona V

2.2 Factor "n"

Colocar la Región en donde construirá la edificación (si su proyecto se encuentra en Esmeraldas coloque SIERRA):

Región: SIERRA

n= 2.48

2.3 Ingresar el tipo de suelo

TABLA DE PERFILES DE SUELO NEC 2014

Tipo de perfil del subsuelo:

D

r= 1.0

2.4 CoeficienteS de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

2.4.1 Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

FACTOR DE SITIO Fa

Fa= 1.2

2.4.2 Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

FACTOR DE SITIO Fd

Fd= 1.19

2.4.3 Fs: comportamiento no lineal de los suelos

FACTOR DE SITIO Fs

Fs= 1.28

2.5 Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico

FÓRMULA DE PERIODO LÍMITE Tc

Tc= 0.698133333

2.6 Periodo de Vibración T

FÓRMULA DEL PERIODO DE VIBRACIÓN DEPENDIENTE DE LA ESTRUCTURA

Altura de la Edificación(hn): 49.50 m

COEFICIENTES CT Y ALFA

Ct= 0.072
α= 0.8

T= 1.633114578

T del análisis dinámico T modo 1= 0.679

ECUACIÓN 1

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

Sa= 1.190

ECUACIÓN 2

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \text{ para } T > T_c$$

Sa= 1.224

Sa= 1.223943918

3. CARGA SÍSMICA REACTIVA "W"

CARGA W

W= 11,074.96 Ton

4. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL "R"

FACTOR R

R= 8

5. FACTOR DE CONFIGURACIÓN EN PLANTA Φ_P

FÓRMULA DE IRREGULARIDADES EN PLANTA

VER TABLA DE FACTORES DE IRREGULARIDADES EN PLANTA

$\Phi_{PA} = 0.9$
 $\Phi_{PB} = 1$

$\Phi_P = 0.9$

6. FACTOR DE CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN Φ_E

FÓRMULA DE IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN

VER TABLA DE FACTORES DE IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN

$\Phi_{EA} = 1$
 $\Phi_{EB} = 0.9$

$\Phi_E = 0.9$

CORTE BASAL V

V= 2,719.39 Ton

Coefficiente Sísmico NEC - SE - DS

0.24554430

ANEXO 2

TABLAS PARA LA
ELABORACIÓN DEL ESPECTRO
DE DISEÑO

ANEXO 3

RESULTADO DEL ANÁLISIS

LINEAL –

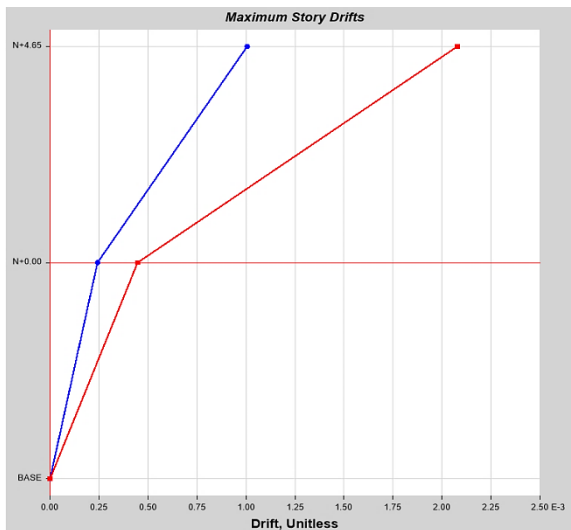
DERIVAS MÁXIMAS DE PISO

Las gráficas presentadas a continuación fueron obtenidas del programa Etabs como resultado del análisis lineal de las estructuras y muestran las derivas máximas en cada nivel y para cada caso de carga definidas en el análisis lineal. Las líneas azul y roja representan las derivas en la dirección X y Y respectivamente.

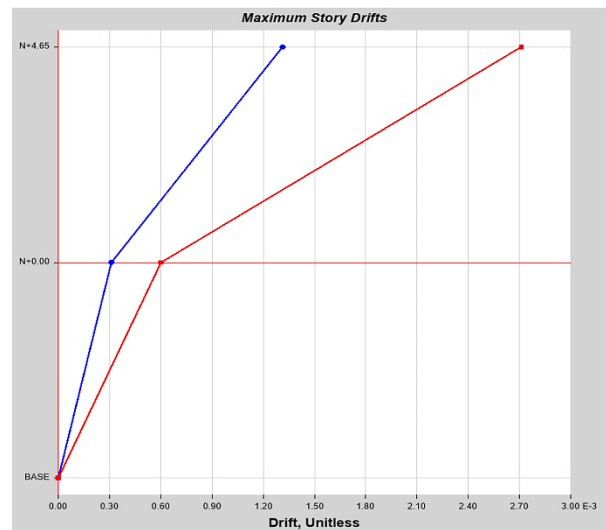
Los valores de dichas gráficas se presentan en cuadros.

PRIMERA EDIFICACIÓN

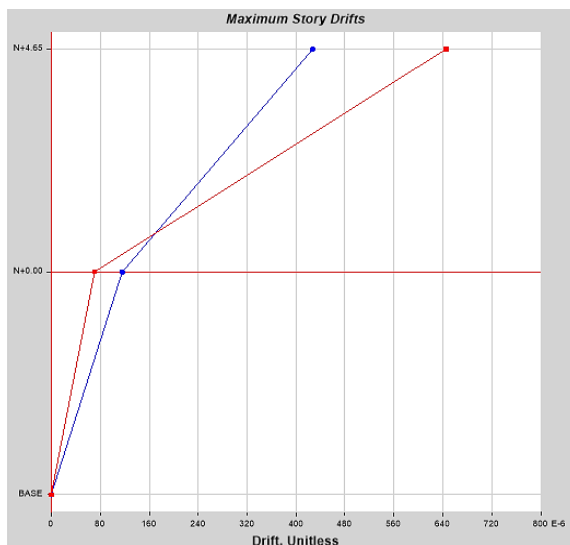
ESPECTRO-X



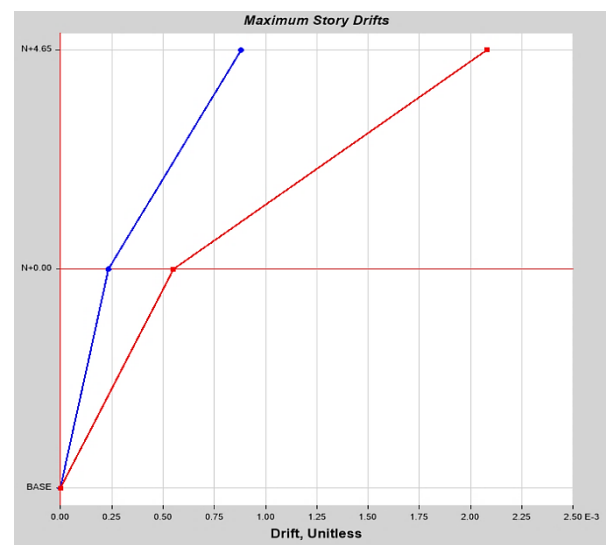
ESPECTRO-Y



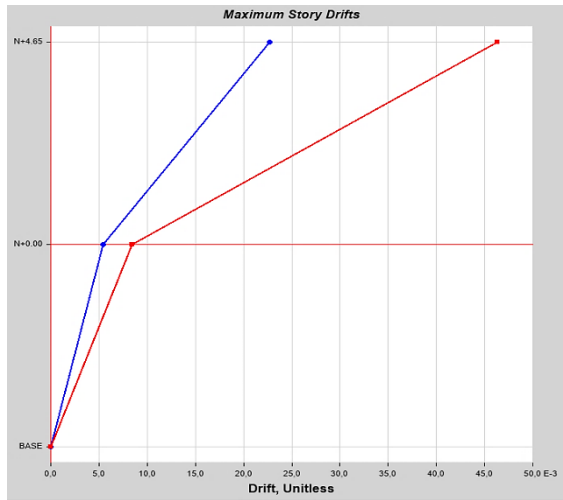
SISMO-X



SISMO-Y



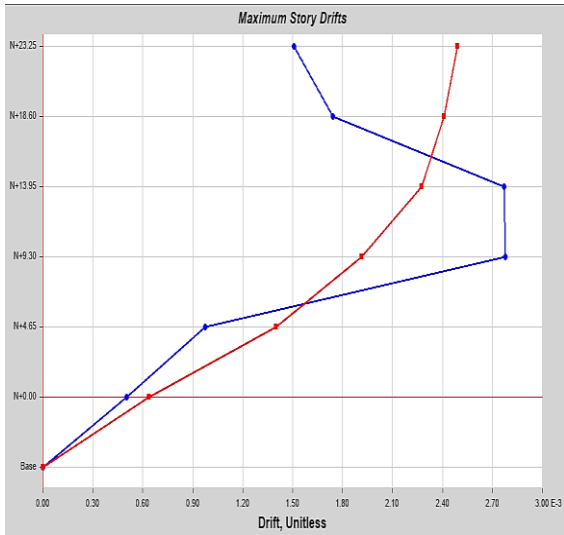
MODAL



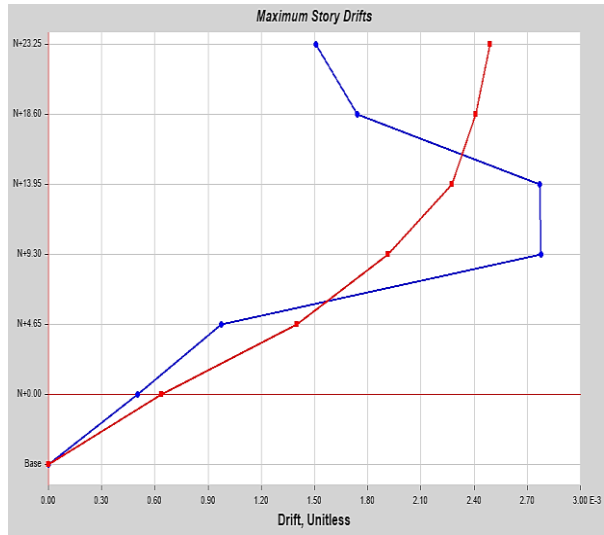
Nivel	ESTADOS DE CARGA									
	EXPECTRO-X		EXPECTRO-Y		SISMO-X		SISMO-Y		MODAL	
	Dir-X	Dir-Y	Dir-X	Dir-Y	Dir-X	Dir-Y	Dir-X	Dir-Y	Dir-X	Dir-Y
N+4.65	0.001033	0.002132	0.001339	0.002771	0.000438	0.00066	0.000901	0.002129	0.022819	0.04658
N+0.00	0.000247	0.00046	0.00032	0.000614	0.000119	7.20E-05	0.00024	0.000562	0.005442	0.008542
BASE	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

SEGUNDA EDIFICACIÓN

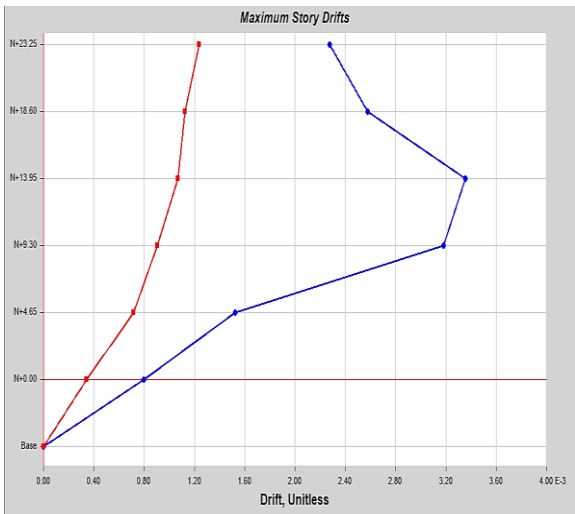
ESPECTRO-X



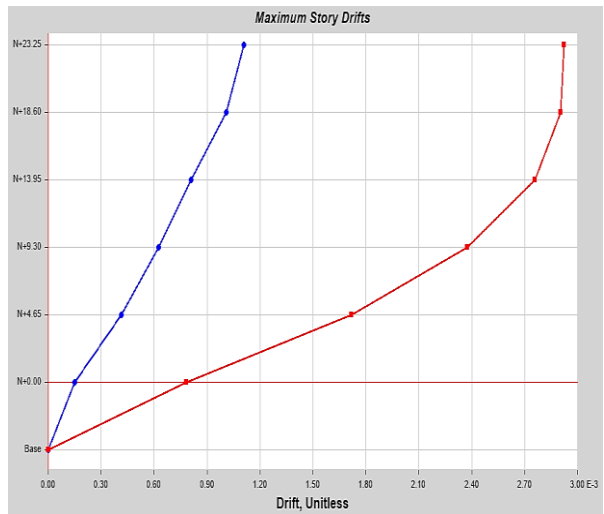
ESPECTRO-Y



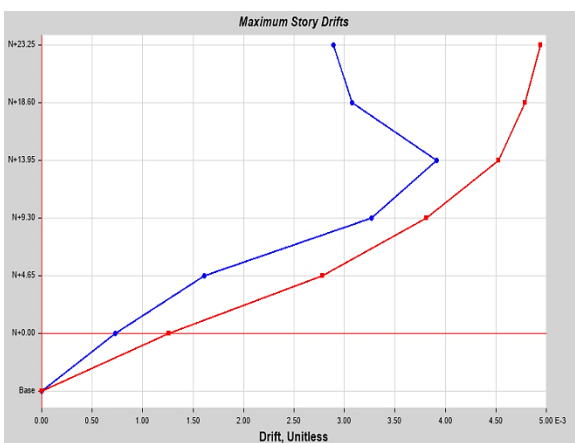
SISMO-X



SISMO-Y



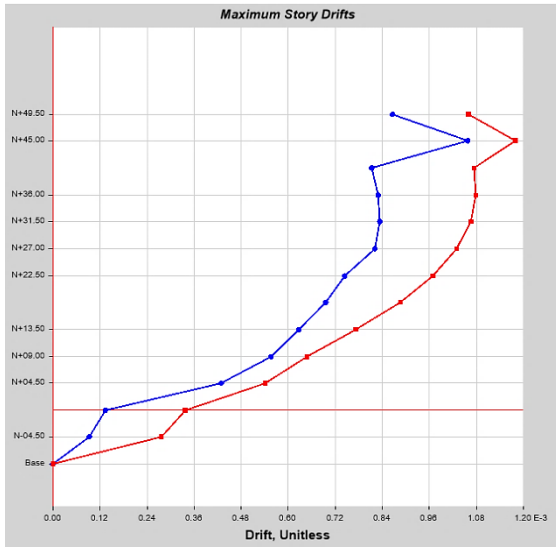
MODAL



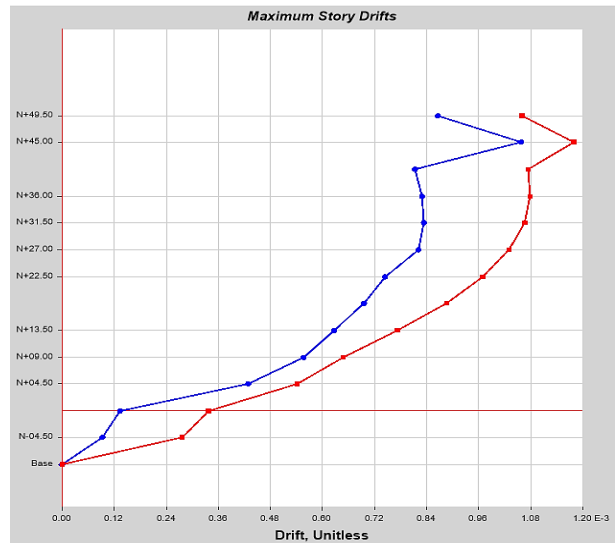
ESTADOS DE CARGA										
Nivel	EXPECTRO-X		EXPECTRO-Y		SISMO-X		SISMO-Y		MODAL	
	Dir-X	Dir-Y	Dir-X	Dir-Y	Dir-X	Dir-Y	Dir-X	Dir-Y	Dir-X	Dir-Y
N+23.25	0.001509	0.00249	0.001509	0.00249	0.002276	0.001238	0.001108	0.002925	0.00289	0.004944
N+18.60	0.001743	0.00241	0.001743	0.00241	0.002578	0.001126	0.001009	0.002904	0.003074	0.00479
N+13.95	0.002771	0.002274	0.002771	0.002274	0.003356	0.001069	0.00081	0.00276	0.003916	0.004526
N+9.30	0.002779	0.001915	0.002779	0.001915	0.003181	0.000903	0.000625	0.002374	0.003266	0.003812
N+4.65	0.000974	0.001398	0.000974	0.001398	0.001524	0.000718	0.000415	0.001718	0.00161	0.002783
N+0.00	0.000502	0.000635	0.000502	0.000635	0.000798	0.000342	0.000149	0.000781	0.000728	0.001259
Base	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

TERCERA EDIFICACIÓN

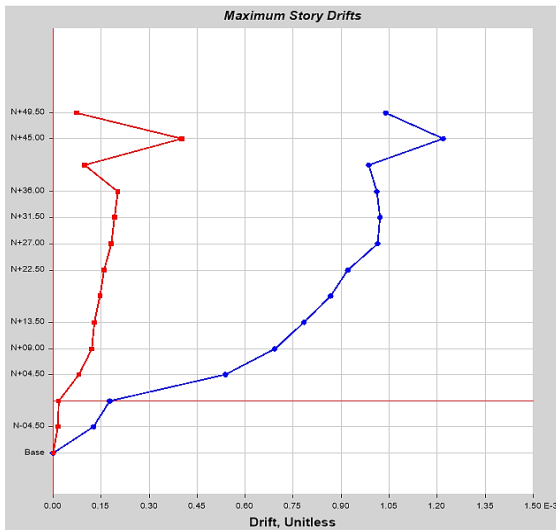
ESPECTRO-X



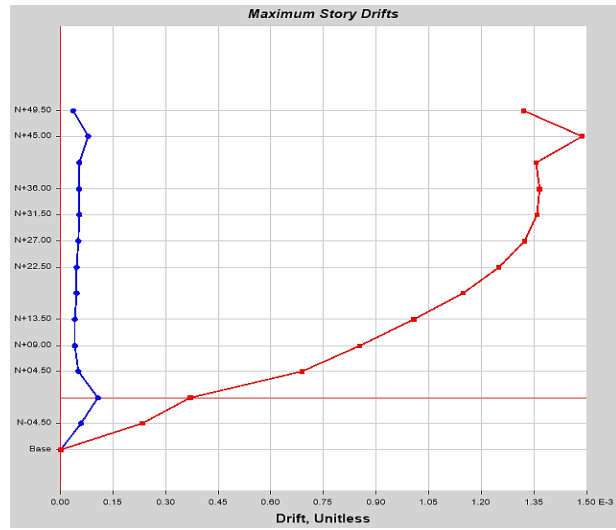
ESPECTRO-Y



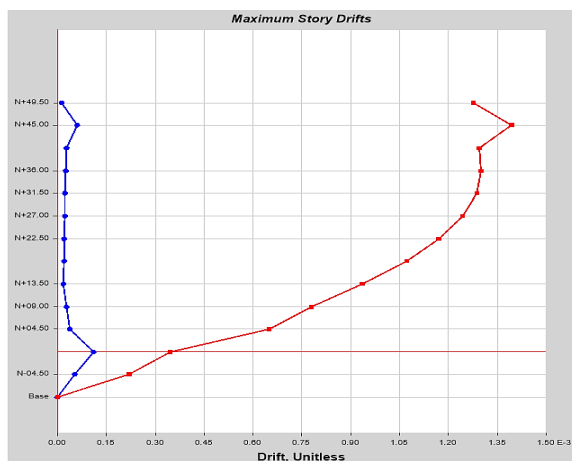
SISMO-X



SISMO-Y



MODAL



ESTADOS DE CARGA										
Nivel	EXPECTRO-X		EXPECTRO-Y		SISMO-X		SISMO-Y		MODAL	
	Dir-X	Dir-Y	Dir-X	Dir-Y	Dir-X	Dir-Y	Dir-X	Dir-Y	Dir-X	Dir-Y
N+49.50	0.000866	0.001061	0.000866	0.001061	0.001041	7.30E-05	3.50E-05	0.001321	1.20E-05	0.001277
N+45.00	0.001058	0.00118	0.001058	0.00118	0.001219	0.000402	7.90E-05	0.001488	6.10E-05	0.001395
N+40.50	0.000813	0.001074	0.000813	0.001074	0.000986	0.0001	5.40E-05	0.001355	2.80E-05	0.001294
N+36.00	0.00083	0.001079	0.00083	0.001079	0.001012	0.000203	5.30E-05	0.001366	2.50E-05	0.001301
N+31.50	0.000834	0.001065	0.000834	0.001065	0.001023	0.000193	5.20E-05	0.001359	2.30E-05	0.001287
N+27.00	0.000822	0.001029	0.000822	0.001029	0.001014	0.000181	5.10E-05	0.001324	2.20E-05	0.001244
N+22.50	0.000744	0.000969	0.000744	0.000969	0.000922	0.00016	4.70E-05	0.001249	2.00E-05	0.001172
N+18.00	0.000696	0.000887	0.000696	0.000887	0.000866	0.000146	4.40E-05	0.001148	2.00E-05	0.001073
N+13.50	0.000627	0.000773	0.000627	0.000773	0.000784	0.000129	4.00E-05	0.001007	1.80E-05	0.000935
N+09.00	0.000556	0.000647	0.000556	0.000647	0.000693	0.000121	4.10E-05	0.000852	2.70E-05	0.00078
N+04.50	0.00043	0.000542	0.00043	0.000542	0.000538	8.10E-05	5.10E-05	0.000688	3.70E-05	0.000651
N+00.00	0.000134	0.000338	0.000134	0.000338	0.000176	1.80E-05	0.000106	0.000369	0.000112	0.000347
N-04.50	9.20E-05	0.000277	9.20E-05	0.000277	0.000126	1.50E-05	5.80E-05	0.000234	5.40E-05	0.000221
Base	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

ANEXO 4

RESULTADO DEL ANÁLISIS

LINEAL –

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS

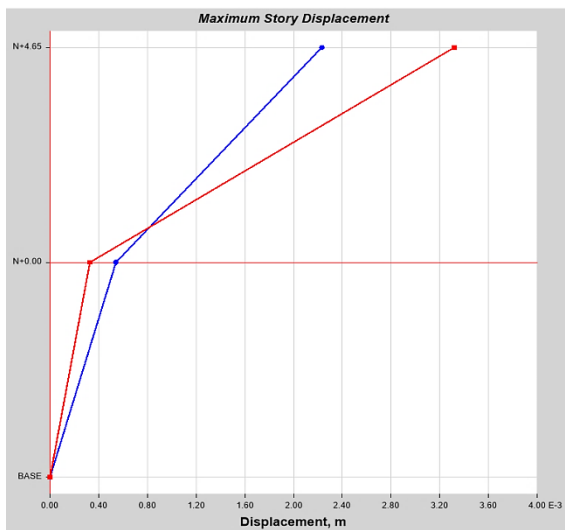
DE PISO

Las gráficas presentadas a continuación fueron obtenidas del programa Etabs como resultado del análisis lineal de las estructuras y muestran los desplazamientos máximos en cada nivel y para cada caso de cargas definidas en el análisis lineal. Las líneas azul y roja representan los desplazamientos en la dirección X y Y respectivamente.

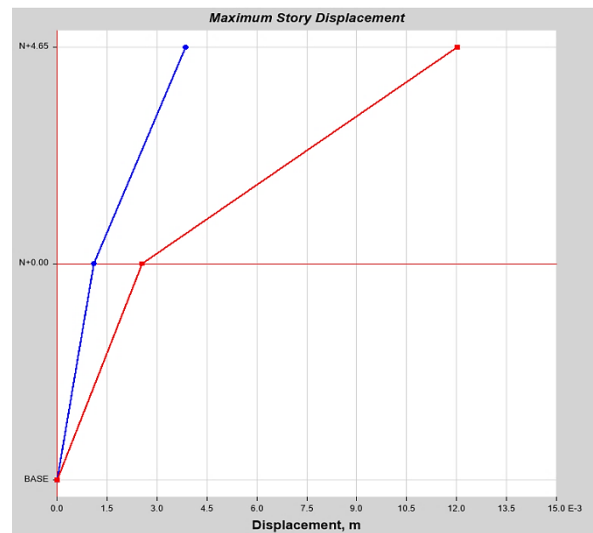
Los valores de dichas gráficas se presentan en cuadros.

PRIMERA EDIFICACIÓN

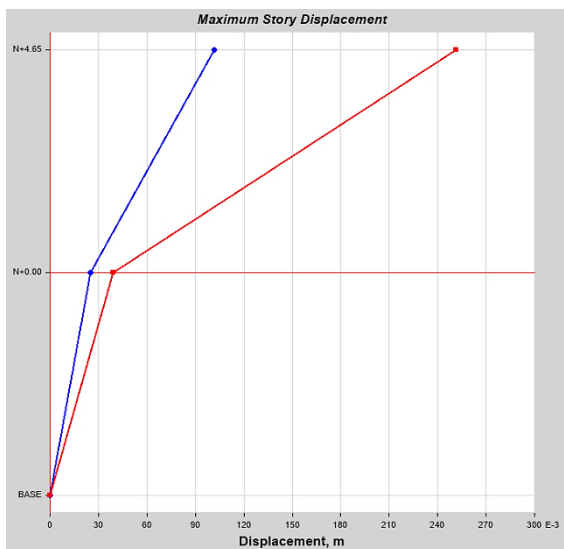
SISMO-X



SISMO-Y



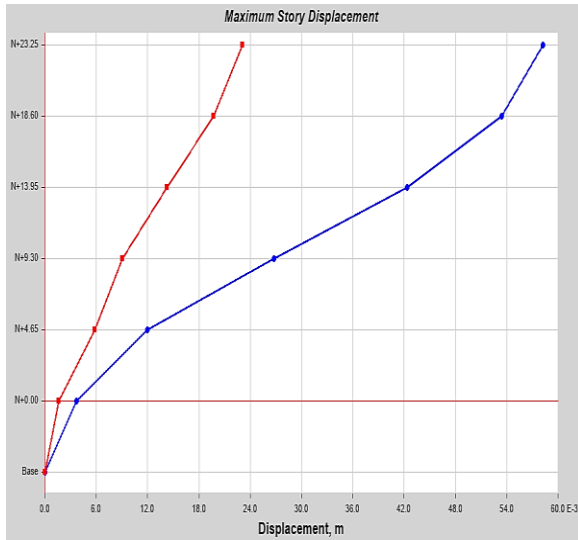
MODAL



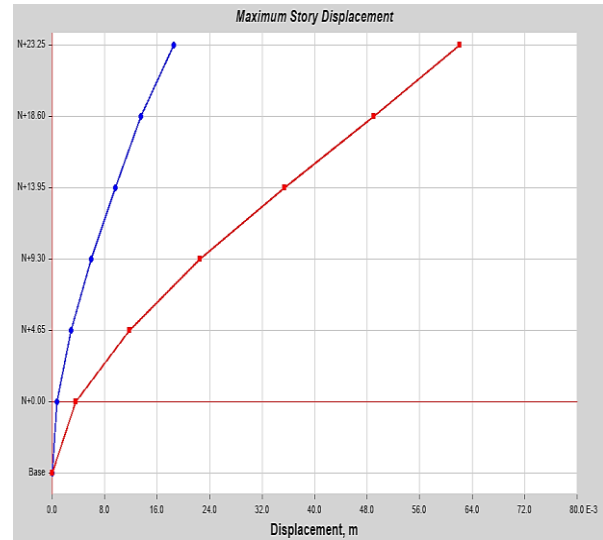
		CASOS DE CARGA					
		SISMO X		SISMO Y		MODAL	
Nivel	Elevación (m)	Dir-X (m)	Dir-Y (m)	Dir-X (m)	Dir-Y (m)	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+4.65	4,65	0.00228	0.003394	0.003947	0.012307	0.102456	0.252778
N+0.00	0	0.000552	0.000337	0.001118	0.002614	0.025304	0.039719
BASE	-4,65	0	0	0	0	0	0

SEGUNDA EDIFICACIÓN

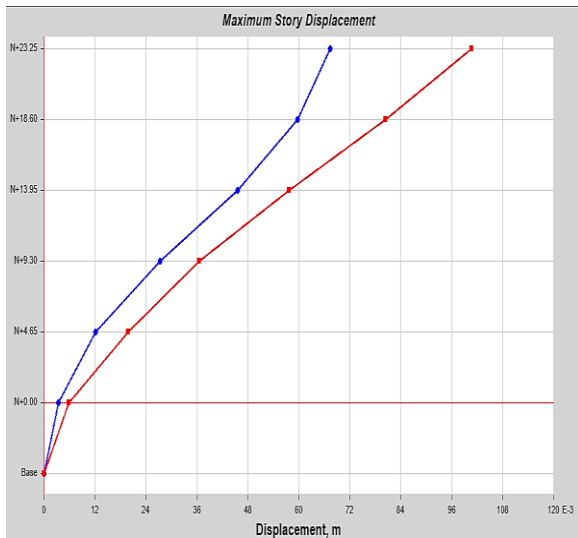
SISMO-X



SISMO-Y



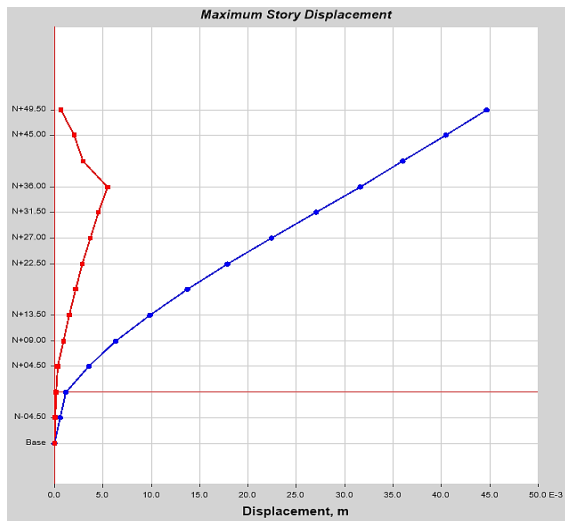
MODAL



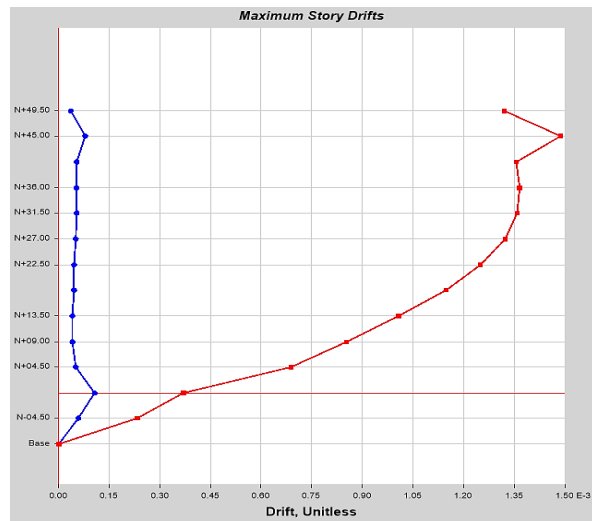
		CASOS DE CARGA					
		SISMO X		SISMO Y		MODAL	
Nivel	Elevación (m)	Dir-X (m)	Dir-Y (m)	Dir-X (m)	Dir-Y (m)	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+23.25	23.25	0.058212	0.023091	0.018555	0.062098	0.0674	0.100655
N+18.60	18.6	0.053416	0.019694	0.013547	0.048974	0.05965	0.080333
N+13.95	13.95	0.042388	0.014238	0.009584	0.035396	0.045567	0.057767
N+9.30	9.3	0.026781	0.009052	0.005892	0.0225	0.027357	0.036458
N+4.65	4.65	0.011989	0.005819	0.002879	0.011768	0.012169	0.019765
N+0.00	0	0.003712	0.00159	0.000694	0.003632	0.003383	0.005854
Base	-4.65	0	0	0	0	0	0

TERCERA EDIFICACIÓN

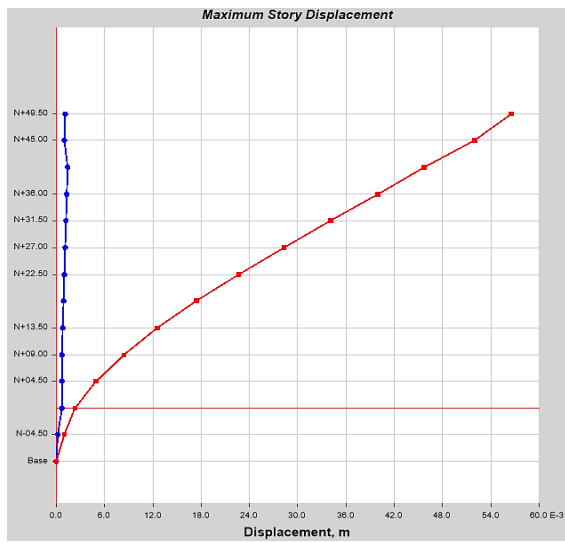
SISMO-X



SISMO-Y



MODAL



		CASOS DE CARGA					
		SISMO X		SISMO Y		MODAL	
Nivel	Elevación (m)	Dir-X (m)	Dir-Y (m)	Dir-X (m)	Dir-Y (m)	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+49.50	49.5	0.044719	0.00065	0.001414	0.058924	0.001095	0.056592
N+45.00	45	0.040481	0.001992	0.001256	0.055162	0.001042	0.052042
N+40.50	40.5	0.036035	0.002946	0.002487	0.048467	0.001452	0.045764
N+36.00	36	0.031596	0.005482	0.002244	0.042368	0.001328	0.039941
N+31.50	31.5	0.027041	0.004567	0.002007	0.03622	0.001215	0.034085
N+27.00	27	0.022437	0.003697	0.001773	0.030125	0.001111	0.028296
N+22.50	22.5	0.017876	0.002882	0.001545	0.02421	0.001013	0.022697
N+18.00	18	0.013727	0.002164	0.001336	0.018626	0.000921	0.017423
N+13.50	13.5	0.009828	0.001506	0.001135	0.013491	0.000832	0.012593
N+09.00	9	0.006302	0.000925	0.000956	0.008997	0.000752	0.008385
N+04.50	4.5	0.003513	0.000339	0.000858	0.005275	0.00075	0.004929
N+00.00	0	0.001217	0.000137	0.000683	0.002475	0.000727	0.002328
N-04.50	-4.5	0.000566	7.20E-05	0.000263	0.001051	0.000244	0.000994
Base	-9	0	0	0	0	0	0

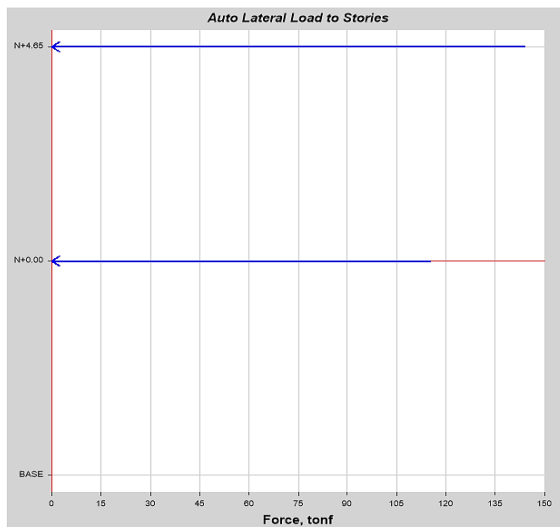
ANEXO 5
RESULTADO DEL ANÁLISIS
LINEAL –
FUERZAS LATERALES

Las gráficas presentadas a continuación fueron obtenidas del programa Etabs como resultado del análisis lineal de las estructuras y muestran la distribución lateral del Cortante Basal para los casos de cargas Sismo X y Sismo Y definidas en el análisis lineal. Las líneas azul y roja representan las fuerzas en la dirección X y Y respectivamente.

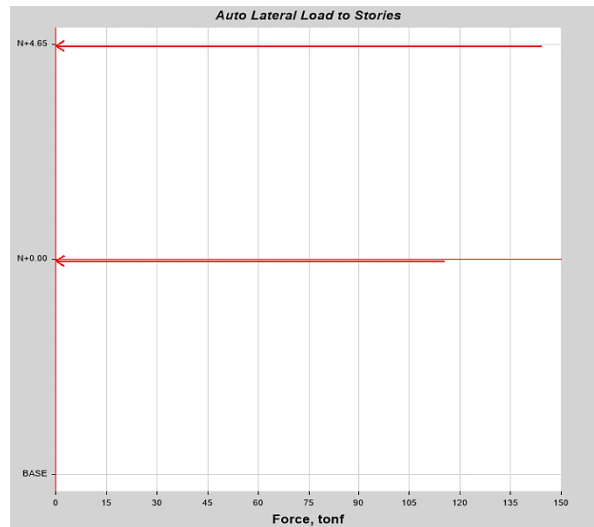
Los valores de dichas gráficas se presentan en cuadros.

PRIMERA EDIFICACIÓN

SISMO-X



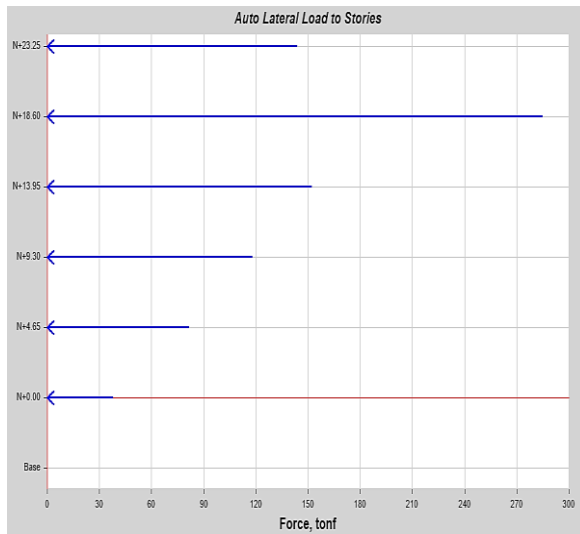
SISMO-Y



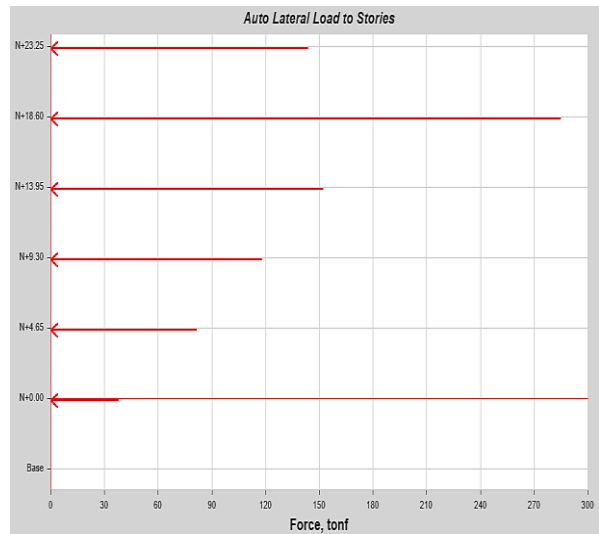
		CASOS DE CARGA			
		SISMO X		SISMO Y	
Nivel	Elevación (m)	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)
N+4.65	4.65	147.6423	0	0	147.6423
N+0.00	0	118.1891	0	0	118.1891
BASE	-4.65	0	0	0	0

SEGUNDA EDIFICACIÓN

SISMO-X



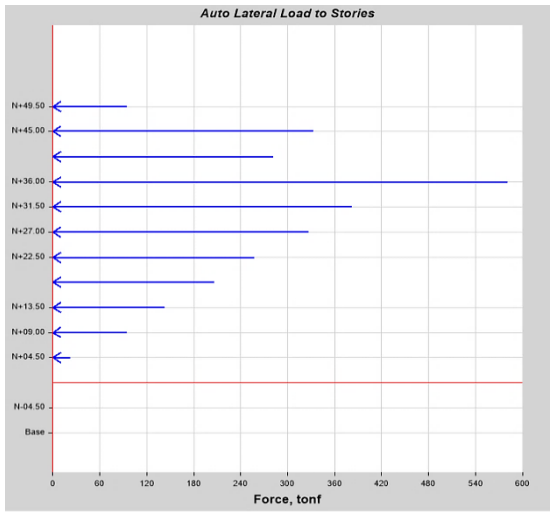
SISMO-Y



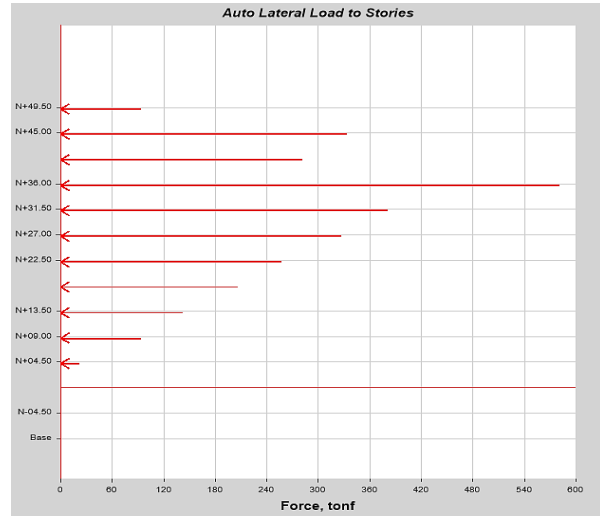
		CASOS DE CARGA			
		SISMO X		SISMO Y	
Nivel	Elevación (m)	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)
N+23.25	23.25	143.8315	0	0	143.8315
N+18.60	18.60	285.061	0	0	285.061
N+13.95	13.95	152.4726	0	0	152.4726
N+9.30	9.30	118.2856	0	0	118.2856
N+4.65	4.65	81.8554	0	0	81.8554
N+0.00	0	38.1248	0	0	38.1248
Base	-4.65	0	0	0	0

TERCERA EDIFICACIÓN

SISMO-X



SISMO-Y



		CASOS DE CARGA			
		SISMO X		SISMO Y	
Nivel	Elevación (m)	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)
N+49.50	49.5	93.7581	0	0	93.7581
N+45.00	45	332.9672	0	0	332.9672
N+40.50	40.5	281.195	0	0	281.195
N+36.00	36	580.6644	0	0	580.6644
N+31.50	31.5	381.3777	0	0	381.3777
N+27.00	27	326.8494	0	0	326.8494
N+22.50	22.5	256.6368	0	0	256.6368
N+18.00	18	206.112	0	0	206.112
N+13.50	13.5	142.9764	0	0	142.9764
N+09.00	9	94.1714	0	0	94.1714
N+04.50	4.5	22.6858	0	0	22.6858
N+00.00	0	0	0	0	0
N-04.50	-4.5	0	0	0	0
Base	-9	0	0	0	0

ANEXO 6

RESULTADO DEL ANÁLISIS

LINEAL –

TABLAS EXTRAÍDAS DEL ETABS

PRIMERA EDIFICACIÓN

PROYECTO: YACHAY, Bloque Parqueos

TABLE: Auto Seismic - User Coefficients

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
SISMOX	Seismic	X			N+4.65	BASE	0.21493	1	1236.8276	265.8314
SISMOX	Seismic	X + Ecc. Y	5	No	N+4.65	BASE	0.21493	1	1236.8276	265.8314
SISMOX	Seismic	X - Ecc. Y	5	No	N+4.65	BASE	0.21493	1	1236.8276	265.8314
SISMOY	Seismic	Y			N+4.65	BASE	0.21493	1	1236.8276	265.8314
SISMOY	Seismic	Y + Ecc. X	5	No	N+4.65	BASE	0.21493	1	1236.8276	265.8314
SISMOY	Seismic	Y - Ecc. X	5	No	N+4.65	BASE	0.21493	1	1236.8276	265.8314

TABLE: Base Reactions

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
DEAD	0	0	1271.3187	8882.2379	-30673.12	0	0	0	-4.65
LIVE	0	0	854.62	7392.4629	-22203.88	0	0	0	-4.65
SISMOX 1	-265.831	-5.4E-07	0	0.000004753	-1754.833	1881.069	0	0	-4.65
SISMOX 2	-265.831	-5.9E-07	0	0.00000524	-1754.833	2041.6218	0	0	-4.65
SISMOX 3	-265.831	0	0	0.000004267	-1754.833	1720.5163	0	0	-4.65
SISMOY 1	0	-265.831	0	1754.8329	0	-5870.372	0	0	-4.65
SISMOY 2	0	-265.831	0	1754.8329	0	-6317.8992	0	0	-4.65
SISMOY 3	0	-265.831	0	1754.8329	0	-5422.8447	0	0	-4.65
EspectroX Max	162.872	159.1289	0	1042.8865	1018.033	4665.4785	0	0	-4.65
EspectroY Max	74.0674	213.516	0	1384.7806	574.6336	6254.0088	0	0	-4.65

Load Combinations

Name	Load Case/Combo	Scale Factor	Type	Auto	
D+L	DEAD	1	Linear Add	No	
	LIVE	1			
Comb1	DEAD	1.4	Linear Add	No	
Comb2	DEAD	1.2	Linear Add	No	
	LIVE	1.6			
Comb3	DEAD	1.2	Linear Add	No	
	LIVE	1			
Comb4	DEAD	1.2	Linear Add	No	
	LIVE	1			
	SISMOX	1			
Comb5	DEAD	1.2	Linear Add	No	
	LIVE	1			
	SISMOY	-1			
Comb6	DEAD	1.2	Linear Add	No	
	LIVE	1			
	SISMOY	1			
Comb7	DEAD	1.2	Linear Add	No	
	LIVE	1			
	SISMOY	-1			
Comb8	DEAD	0.9	Linear Add	No	
	SISMOX	1			
Comb9	DEAD	0.9	Linear Add	No	
	SISMOX	-1			
Comb10	DEAD	0.9	Linear Add	No	
	SISMOY	1			
Comb11	DEAD	0.9	Linear Add	No	
	SISMOY	-1			
Comb12	DEAD	1.4	Linear Add	No	
DStIS1	DEAD	1.4	Linear Add	Yes	
DStIS2	DEAD	1.2	Linear Add	Yes	
	LIVE	1.6			
	DStIS3	DEAD	1.3	Linear Add	Yes
	LIVE	1			
	SISMOX	1			
	DStIS4	DEAD	1.3	Linear Add	Yes
	LIVE	1			
	SISMOX	-1			
	DStIS5	DEAD	1.3	Linear Add	Yes
	LIVE	1			
	SISMOY	1			
	DStIS6	DEAD	1.3	Linear Add	Yes
	LIVE	1			
	SISMOY	-1			
	DStIS7	DEAD	0.8	Linear Add	Yes
	SISMOX	1			
	DStIS8	DEAD	0.8	Linear Add	Yes
	SISMOX	-1			
	DStIS9	DEAD	0.8	Linear Add	Yes
	SISMOY	1			
	DStIS10	DEAD	0.8	Linear Add	Yes
	SISMOY	-1			
	DStIS11	DEAD	1.3	Linear Add	Yes
	LIVE	1			
	EspectroX	1			
	DStIS12	DEAD	1.3	Linear Add	Yes
	LIVE	1			
	EspectroY	1			
	DStIS13	DEAD	0.8	Linear Add	Yes
	EspectroX	1			
	DStIS14	DEAD	0.8	Linear Add	Yes
	EspectroY	1			
	DStID1	DEAD	1	Linear Add	Yes
	DStID2	DEAD	1	Linear Add	Yes
	LIVE	1			

SEGUNDA EDIFICACIÓN

PROYECTO: YACHAY, Bloque 2

TABLE: Auto Seismic - User Coefficients

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
SISMOX	Seismic	X			N+23.25	Base	0.2171	1	3775.3615	819.631
SISMOX	Seismic	X + Ecc. Y	5	No	N+23.25	Base	0.2171	1	3775.3615	819.631
SISMOX	Seismic	X - Ecc. Y	5	No	N+23.25	Base	0.2171	1	3775.3615	819.631
SISMOY	Seismic	Y			N+23.25	Base	0.2171	1	3775.3615	819.631
SISMOY	Seismic	Y + Ecc. X	5	No	N+23.25	Base	0.2171	1	3775.3615	819.631
SISMOY	Seismic	Y - Ecc. X	5	No	N+23.25	Base	0.2171	1	3775.3615	819.631

TABLE: Base Reactions

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
DEAD	-5.5E-07	1.32E-05	3811.5664	93410.9568	-60061.25	0.0003	0	0	-4.65
LIVE	0	9.38E-06	1446.5086	36106.8984	-22382.6	0.0002	0	0	-4.65
SISMOX 1	-819.631	-0.0001	0	0.0025	-15756.58	20251.7524	0	0	-4.65
SISMOX 2	-819.631	-0.0001	0	0.0026	-15756.58	21857.8866	0	0	-4.65
SISMOX 3	-819.631	-0.0001	0	0.0024	-15756.58	18645.6183	0	0	-4.65
SISMOY 1	1.58E-06	-819.632	0	15756.5972	3.03E-05	-13080.8241	0	0	-4.65
SISMOY 2	1.59E-06	-819.632	0	15756.5971	3.15E-05	-13829.9312	0	0	-4.65
SISMOY 3	1.57E-06	-819.632	0	15756.5972	2.9E-05	-12331.717	0	0	-4.65
ESPECTRO-X Max	467.4592	538.062	0	10674.5012	9185.205	15145.5386	0	0	-4.65
ESPECTRO-Y Max	467.4592	538.062	0	10674.5012	9185.205	15145.5386	0	0	-4.65

PROYECTO: YACHAY, Bloque 2

TABLE: Load Combinations

Name	Load Case/Combo	Scale Factor	Type	Auto						
D+L	DEAD	1	Linear Add	No	DStIS4	LIVE	1			
	LIVE	1				SISMOX	-1			
Comb1	DEAD	1.4	Linear Add	No	DStIS5	DEAD	1.3	Linear Add	Yes	
	DEAD	1.2	Linear Add	No		LIVE	1			
Comb2	LIVE	1.6			DStIS6	SISMOY	1			
	DEAD	1.2	Linear Add	No		DEAD	1.3	Linear Add	Yes	
Comb3	LIVE	1			DStIS7	LIVE	1			
	DEAD	1.2	Linear Add	No		SISMOY	-1			
Comb4	LIVE	1			DStIS8	DEAD	0.8	Linear Add	Yes	
	SISMOX	1				SISMOX	1			
Comb5	DEAD	1.2	Linear Add	No	DStIS9	DEAD	0.8	Linear Add	Yes	
	LIVE	1				SISMOX	-1			
Comb6	SISMOX	-1			DStIS10	DEAD	0.8	Linear Add	Yes	
	DEAD	1.2	Linear Add	No		SISMOY	1			
Comb7	LIVE	1			DStIS11	DEAD	0.8	Linear Add	Yes	
	SISMOY	1				SISMOY	-1			
Comb8	DEAD	1.2	Linear Add	No	DStIS12	DEAD	1.3	Linear Add	Yes	
	LIVE	1				LIVE	1			
Comb9	SISMOY	-1			DStIS13	ESPECTRO-X	1			
	DEAD	0.9	Linear Add	No		DEAD	1.3	Linear Add	Yes	
Comb10	SISMOX	1			DStIS14	LIVE	1			
	DEAD	0.9	Linear Add	No		ESPECTRO-Y	1			
Comb11	SISMOX	-1			DStID1	DEAD	0.8	Linear Add	Yes	
	DEAD	0.9	Linear Add	No		ESPECTRO-X	1			
DStIS1	SISMOY	-1			DStID2	DEAD	0.8	Linear Add	Yes	
	DEAD	0.9	Linear Add	No		ESPECTRO-Y	1			
DStIS2	SISMOY	1			DStIS1	DEAD	1	Linear Add	Yes	
	DEAD	1.4	Linear Add	Yes		DEAD	1	Linear Add	Yes	
DStIS3	LIVE	1.6			DStIS2	LIVE	1			
	DEAD	1.3	Linear Add	Yes		DEAD	1	Linear Add	Yes	
DStIS3	LIVE	1			DStIS3	LIVE	1			
	SISMOX	1				DEAD	1.3	Linear Add	Yes	
	DEAD	1.3	Linear Add	Yes						

TERCERA EDIFICACIÓN

PROYECTO: PGES, Bloque Izquierdo

TABLE: Auto Seismic - User Coefficients

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
SISMOX	Seismic	X			N+49.50	N+00.00	0.245544	1	11074.964	2719.3943
SISMOX	Seismic	X + Ecc. Y	5	No	N+49.50	N+00.00	0.245544	1	11074.964	2719.3943
SISMOX	Seismic	X - Ecc. Y	5	No	N+49.50	N+00.00	0.245544	1	11074.964	2719.3943
SISMOY	Seismic	Y			N+49.50	N+00.00	0.245544	1	11074.964	2719.3943
SISMOY	Seismic	Y + Ecc. X	5	No	N+49.50	N+00.00	0.245544	1	11074.964	2719.3943
SISMOY	Seismic	Y - Ecc. X	5	No	N+49.50	N+00.00	0.245544	1	11074.964	2719.3943

TABLE: Base Reactions

Load Case/Comb	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
DEAD	0.0001	-2.10E-06	16961.4856	456342.4905	-475571	-0.0014	0	0	-9
LIVE	3.55E-05	-9.60E-07	5835.1297	159868.8296	-164599	-0.0006	0	0	-9
SISMOX 1	-2719.39	0	-5.58E-07	-3.62E-05	-108287	68562.7285	0	0	-9
SISMOX 2	-2719.39	0	-5.69E-07	-3.34E-05	-108287	72807.4974	0	0	-9
SISMOX 3	-2719.39	0	-5.47E-07	-3.90E-05	-108287	64317.9596	0	0	-9
SISMOY 1	2.82E-05	-2719.39	0	108286.8195	0.0011	-83829.0045	0	0	-9
SISMOY 2	0.0001	-2719.39	0	108286.8195	0.0024	-88857.7586	0	0	-9
SISMOY 3	-9.96E-07	-2719.39	0	108286.8195	-0.0001	-78800.2505	0	0	-9
EspectroX Max	2214.668	2354.203	0	86187.9052	82056.8	81559.8434	0	0	-9
EspectroY Max	2214.668	2354.203	0	86187.9052	82056.8	81559.8434	0	0	-9
SOIL	-1389.96	-414.72	0	1399.68	-4691.114	42542.7387	0	0	-9

TABLE: Load Combinations

Name	Load Case/Combo	Scale Factor	Type	Auto
ELASTICA	DEAD	1	Linear Add	No
	LIVE	1		
	SOIL	1		
Aux1	DEAD	1.2	Linear Add	No
	LIVE	0.5		
	SOIL	1.2		
Comb1	DEAD	1.4	Linear Add	No
	SOIL	1.4		
Comb2	DEAD	1.2	Linear Add	No
	LIVE	1.6		
	SOIL	1.2		
Comb3	DEAD	1.2	Linear Add	No
	LIVE	1		
	SOIL	1.2		
Comb4	DEAD	1.2	Linear Add	No
	LIVE	1		
	SISMOX	1		
Comb5	DEAD	1.2	Linear Add	No
	LIVE	1		
	SISMOX	-1		
Comb6	DEAD	1.2	Linear Add	No
	LIVE	1		
	SISMOY	1		
Comb7	DEAD	1.2	Linear Add	No
	LIVE	1		
	SISMOY	-1		
	SOIL	1.2		

TABLE: Load Combinations				
Name	Load Case/Combo	Scale Factor	Type	Auto
Comb8	DEAD	0.9	Linear Add	No
	SISMOX	1		
	SOIL	0.9		
Comb9	DEAD	0.9	Linear Add	No
	SISMOX	-1		
	SOIL	0.9		
Comb10	DEAD	0.9	Linear Add	No
	SISMOY	1		
	SOIL	0.9		
Comb11	DEAD	0.9	Linear Add	No
	SISMOY	-1		
	SOIL	0.9		
D+L	DEAD	1	Linear Add	No
	LIVE	1		
DStIS1	DEAD	1.4	Linear Add	Yes
DStIS2	DEAD	1.2	Linear Add	Yes
	LIVE	1.6		
DStIS3	DEAD	1.3	Linear Add	Yes
	LIVE	1		
	SISMOX	1		
DStIS4	DEAD	1.3	Linear Add	Yes
	LIVE	1		
	SISMOX	-1		
DStIS5	DEAD	1.3	Linear Add	Yes
	LIVE	1		
	SISMOY	1		
DStIS6	DEAD	1.3	Linear Add	Yes
	LIVE	1		
	SISMOY	-1		
DStIS7	DEAD	0.8	Linear Add	Yes
	SISMOX	1		
DStIS8	DEAD	0.8	Linear Add	Yes
	SISMOX	-1		
DStIS9	DEAD	0.8	Linear Add	Yes
	SISMOY	1		
DStIS10	DEAD	0.8	Linear Add	Yes
	SISMOY	-1		
DStIS11	DEAD	1.3	Linear Add	Yes
	LIVE	1		
	EspectroX	1		
DStIS12	DEAD	1.3	Linear Add	Yes
	LIVE	1		
	EspectroY	1		
DStIS13	DEAD	0.8	Linear Add	Yes
	EspectroX	1		
DStIS14	DEAD	0.8	Linear Add	Yes
	EspectroY	1		
DStID1	DEAD	1	Linear Add	Yes
DStID2	DEAD	1	Linear Add	Yes
	LIVE	1		

ANEXO 7

CATEGORÍA DE DISEÑO

SÍSMICO DE LAS

ESTRUCTURAS

SEGÚN ASCE-7

Se determinará la categoría de diseño sísmico de las estructura según las disposiciones de la norma ASCE- 7 capítulo 11 sección 11.6, mediante el uso de una hoja de cálculo elaborada por las autoras de la tesis.

La metodología empleada es la siguiente:

1. Determinar los parámetros de aceleración del Espectro de Respuesta S_S y S_1
2. Determinar la clasificación del suelo donde se implantará la estructura
3. Determinar los parámetros de Aceleración Espectral de Diseño S_{DS} y S_{D1}
4. Determinar la categoría de Ocupación de las estructuras
5. Determinar la categoría de diseño Sísmico (SDC)

Los parámetros de aceleración para la definición del espectro de respuesta S_S y S_1 pueden obtenerse de la siguiente Tabla:

	LOCALIZACIÓN	Z(PR 475 años)	Aceleración del Espectro de Respuesta	
			S_S	S_1
1	Nueva Loja	0.15	0.94	0.38
2	Cuenca	0.25	1.25	0.5
3	Macas	0.3	1	0.4
4	Guayaquil	0.4	1.2	0.56
5	Quito	0.4	2.04	0.82
6	Manta	0.5	1.93	0.77
7	Esmeraldas	0.5	3.36	1.34
8	Ibarra	0.4	1.66	0.66

Fuente: ASCE 7-10

Los parámetros de aceleración espectral de diseño S_{DS} y S_{D1} , se determinan a partir de las siguientes expresiones:

$$S_{MS} = F_a * S_S \quad (\text{ASCE 11.4-1})$$

$$S_{M1} = F_v * S_1 \quad (\text{ASCE 11.4-2})$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (\text{ASCE 11.4-3})$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (\text{ASCE 11.4-4})$$

Donde,

S_S = Aceleración del espectro de respuesta a periodo corto

S_1 = Aceleración del espectro de respuesta a periodo de 1 seg.

F_a, F_v = coeficientes de sitio definidas en la siguientes tablas

COEFICIENTES DE SITIO F_a						
	TIPO DE SUELO	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1$	$S_S > 1.25$
1	A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
2	B	1	1	1	1	1
3	C	1.2	1.2	1.1	1	1
4	D	1.6	1.4	1.2	1.1	1
5	E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

Fuente: ASCE 7-10

COEFICIENTES DE SITIO F_v						
	TIPO DE SUELO	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
1	A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
2	B	1	1	1	1	1
3	C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
4	D	2.4	2	1.8	1.6	1.5
5	E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4

Fuente: ASCE 7-10

Las estructuras pueden categorizarse según la ocupación a la que serán destinadas. Para encontrar la categoría de ocupación referirse a la tabla 1.5-1 del ASCE 7-10 Capítulo 1.

Con los parámetros determinados se puede encontrar la categoría de diseño sísmico mediante las siguientes tablas:

Valor de S_{Ds}	CATEGORIA DE OCUPACION	
	I o II o III	IV
$S_{Ds} < 0.167$	A	A
$0.167 < S_{Ds} < 0.33$	B	C
$0.33 < S_{Ds} < 0.50$	C	D
$S_{Ds} > 0.50$	D	D

Categoría de Diseño Sísmico basado en el Parámetro de Aceleración Espectral de Periodo corto (FUENTE: ASCE 7-10 Tabla 11.6-1)

Valor de S_{D1}	CATEGORIA DE OCUPACION	
	I o II o III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 < S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 < S_{D1} < 0.20$	C	D
$S_{D1} > 0.20$	D	D

Categoría de Diseño Sísmico basado en el Parámetro de Aceleración Espectral de Periodo 1 seg (FUENTE: ASCE 7-10 Tabla 11.6-2)

También se deben cumplir con las siguientes disposiciones dadas en la norma:

1. Para categorías de ocupación I, II y III donde $S_1 \geq 0.75$, SDC=E
2. Para categorías de ocupación IV donde $S_1 \geq 0.75$, SDC=F

PRIMERA Y SEGUNDA EDIFICACIÓN

DETERMINACIÓN DE CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO

BLOQUE 2 Y BLOQUE PARQUEOS

Ingrese Localización	<input type="text" value="Ibarra"/>
Tipo de Suelo	<input type="text" value="D"/>
Categoría de Ocupación	<input type="text" value="III"/>

PARÁMETROS PARA LA DEFINICIÓN DE ESPECTROS ASCE-7

$$S_s = 1.66$$
$$S_1 = 0.66$$

COEFICIENTES DE SITIO ASCE 7-10

$$F_a = 1$$
$$F_v = 1.50$$

$$S_{MS} = 1.66$$
$$S_{M1} = 0.99$$

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1$$

ACELERACIONES ESPECTRALES

$$S_{DS} = 1.1066667$$
$$S_{D1} = 0.66$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

CATEGORIA DE DISEÑO SÍSMICO

$$SDC = D$$

TERCERA EDIFICACIÓN

DETERMINACIÓN DE CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO

PGSE IZO.

Ingrese Localización	<input type="text" value="Quito"/>
Tipo de Suelo	<input type="text" value="D"/>
Categoría de Ocupación	<input type="text" value="III"/>

PARÁMETROS PARA LA DEFINICIÓN DE ESPECTROS ASCE-7

$S_s = 2.04$
 $S_1 = 0.82$

COEFICIENTES DE SITIO ASCE 7-10

$F_a = 1$
 $F_v = 1.50$

$S_{MS} = 2.04$
 $S_{M1} = 1.23$

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1$$

ACELERACIONES ESPECTRALES

$S_{DS} = 1.36$
 $S_{D1} = 0.82$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

CATEGORIA DE DISEÑO SÍSMICO

ANEXO 8

VERIFICACIÓN DEL MÉTODO DE
ANÁLISIS DE LA LONGITUD
EFECTIVA Y MÉTODO
APROXIMADO DE SEGUNDO
ORDEN EN ETABS

Como se explicó en el capítulo 5, se procedió a verificar que el programa Etabs realice correctamente los métodos seleccionados para realizar el Análisis Lineal de Segundo Orden. Para ello se elaboró un programa en la hoja de cálculo Excel y se comprobaron los valores calculados con los obtenidos del Etabs de la segunda estructura, Bloque 2.

A continuación se presenta el programa elaborado por las autoras de la tesis:

DISEÑO POR ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS METÁLICAS MÉTODO DE ANÁLISIS DE LA LONGITUD EFECTIVA

Análisis Elástico de Primer Orden Amplificado Cálculo de B1 y B2 mediante Método Aproximado

ANSI/AISC 360-10

Método de Diseño
Pórtico

LRFD	▼
Arriestrado	▼

1. Cálculo de B1 para cada columna.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} \geq 1.0$$

$$P_{e1} = \frac{EI^*}{(K_1 L)^2}$$

Ecuación 4: Resistencia al pandeo de Euler. (AISC C2-5)

Ecuación 3: Factor amplificador B1. (AISC C2-2)

DATOS

α = 1
 E = 2.04E+07 Ton/m²
 K1 (x) = 1
 K1 (y) = 1

COMBINACIÓN: 1.2D+1.6L+SISy max

CONVENCION DE Fuerzas en Compresion P +
 SIGNOS: Fuerzas en Tension P -

Eje Mayor y
 Eje Menor x

Por tratarse de un cálculo extenso del factor B1, únicamente se presentan los valores para el piso del nivel N+9.30. En la siguiente tabla los valores de color naranja son los obtenidos del Etabs y los demás son los calculados por el programa.

Datos del Etabs							
		Derivas		Cortante de Piso (T)		Deriva * L (m)	
		x	y	x	y	x	y
N+0.00	0.00	0.00015	0.00079	38.12	38.12	0.00071	0.00367
N+4.65	4.65	0.00042	0.00174	81.86	81.86	0.00197	0.00809
N+9.30	9.30	0.00064	0.00241	118.29	118.29	0.00296	0.01118
N+13.95	13.95	0.00083	0.00280	152.47	152.47	0.00385	0.01301
N+18.60	18.60	0.00103	0.00294	285.06	285.06	0.00478	0.01369
N+23.25	23.25	0.00112	0.00296	143.83	143.83	0.00522	0.01378

PISO	Ppiso (Ton)	RM	Hx(Ton)	Hy(Ton)	L (m)	ΔH_x (m)	ΔH_y (m)	Pe piso x	Pe piso y	B2 Calculado		B2 del Etabs		Porcentaje de Error	
										B2 (x)	B2 (y)	B2 (x)	B2 (y)	B2 (x)	B2 (y)
N+0.00	4006.12	0.85	38.12	38.12	4.65	0.000707	0.003669	213197.89	41072.345	1.0192	1.1081	1	1	1.88%	9.75%
N+4.65	3390.33	0.85	81.86	81.86	4.65	0.001967	0.008091	164484.85	39986.833	1.0210	1.0926	1	1	2.06%	8.48%
N+9.30	2728.84	0.85	118.29	118.29	4.65	0.002962	0.011183	157837.93	41805.721	1.0176	1.0698	1	1	1.73%	6.53%
N+13.95	2124.85	0.85	152.47	152.47	4.65	0.003855	0.013011	156334.99	46319.41	1.0138	1.0481	1	1	1.36%	4.59%
N+18.60	1491.99	0.85	285.06	285.06	4.65	0.004776	0.013690	235931.69	82303.618	1.0064	1.0185	1	1	0.63%	1.81%
N+23.25	472.39	0.85	143.83	143.83	4.65	0.005222	0.013783	108866.23	41247.225	1.0044	1.0116	1	1	0.43%	1.15%

3. Aplicación del Método Aproximado para mayorar fuerzas y momentos

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

Ecuación 1: Resistencia a la flexión requerida de segundo orden. (AISC C2-1a)

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

Ecuación 2: Fuerza Axial requerida de segundo orden. (AISC C2-1b)

						PRIMER ORDEN						SEGUNDO ORDEN		
		B1		B2		Fuerza axial Primer Orden (Ton)		Momentos de Primer Orden M2(Ton-m)		Momentos de Primer Orden M3(Ton-m)		Fuerza axial (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)
PISO	Columna	B1 (x)	B1 (y)	B2 (x)	B2 (y)	Pnt	Plt	Mnt	Mlt	Mnt	Mlt	Pr	Mr (x)	Mr (y)
N+9.30	C13	1.01221	1	1.017593	1.06983	126.11	43.15	-9.91	12.47	18.08	2.03	172.27	2.67	20.25
	C14	1	1			292.13	6.56	-35.49	5.46	-12.87	2.65	299.15	-29.93	-10.03
	C15	1.016768	1.016768			250.15	5.42	-16.00	5.51	25.39	1.65	255.94	-10.67	27.58
	C17	1	1.010467			307.80	1.17	1.62	10.86	-19.13	5.35	309.05	12.67	-13.61
	C20	1	1.010884			325.46	-4.65	-0.57	10.79	-2.22	1.52	320.49	10.41	-0.62
	C21	1.005292	1			152.35	1.03	-0.31	11.33	22.90	2.53	153.45	11.22	25.61
	C24	1	1			322.09	-1.08	-0.95	11.44	15.29	2.06	320.94	10.69	17.50
	C25	1	1			111.88	-78.98	3.59	23.94	16.19	1.38	27.38	27.95	17.67
	C27	1	1			235.51	1.15	1.21	10.57	-26.49	2.37	236.74	11.97	-23.95
	C28	1	1			163.73	-0.98	0.93	10.19	24.90	1.15	162.69	11.29	26.13
	C3	1.007198	1.007198			233.56	-4.92	-3.42	13.12	-29.56	1.91	228.29	9.91	-27.72
	C4	1.007182	1			218.74	-1.75	-4.37	11.80	-35.69	1.33	216.87	7.60	-34.28
	C19	1.009788	1			-3.78	18.78	0.66	-0.88	-2.62	0.49	16.31	-0.23	-2.10
	C22	1.001772	1.036503			1.90	-1.77	-0.58	-0.75	6.79	-2.47	0.00	-1.35	4.39
	C26	1	1			-5.00	0.23	-0.13	-0.47	0.01	-0.05	-4.76	-0.60	-0.04
C29	1	1	-3.79	-1.59	-1.29	-0.53	11.22	-0.01	-5.49	-1.82	11.20			

ANEXO 9

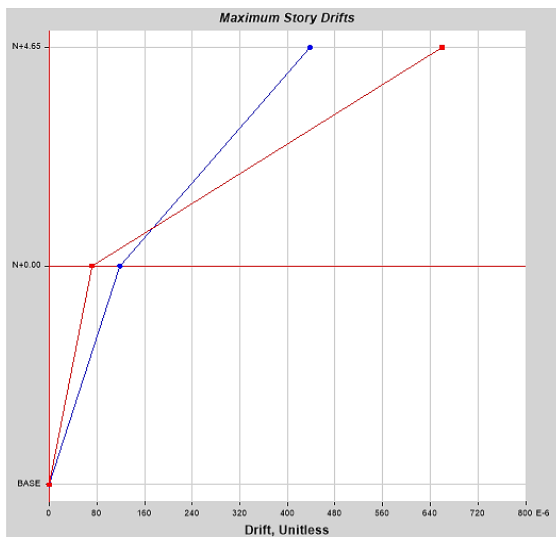
RESULTADO DEL ANÁLISIS
LINEAL DE SEGUNDO ORDEN
POR EL MÉTODO
APRÓXIMADO—
DERIVAS MÁXIMAS DE PISO

Las gráficas presentadas a continuación fueron obtenidas del programa Etabs como resultado del Análisis Lineal de Segundo Orden de las estructuras y muestran las derivas máximas en cada nivel para los casos de carga Sismo X y Sismo Y definidas en el análisis. Las líneas azul y roja representan las derivas en la dirección X y Y respectivamente.

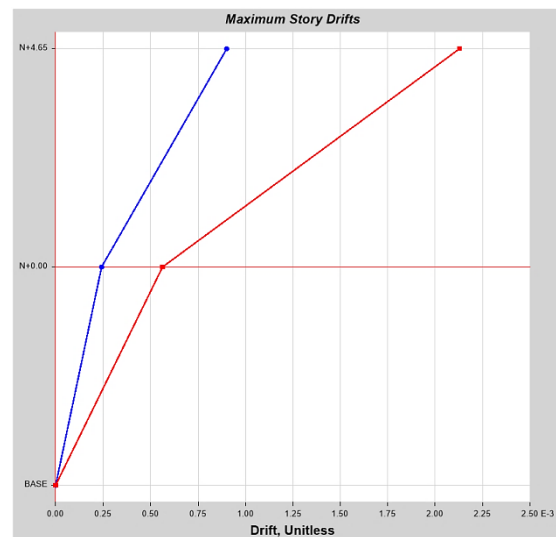
Los valores de dichas gráficas se presentan en cuadros.

PRIMERA EDIFICACIÓN

SISMO-X



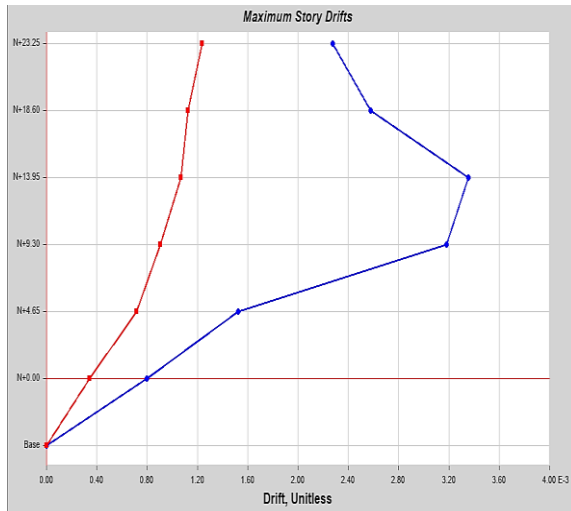
SISMO-Y



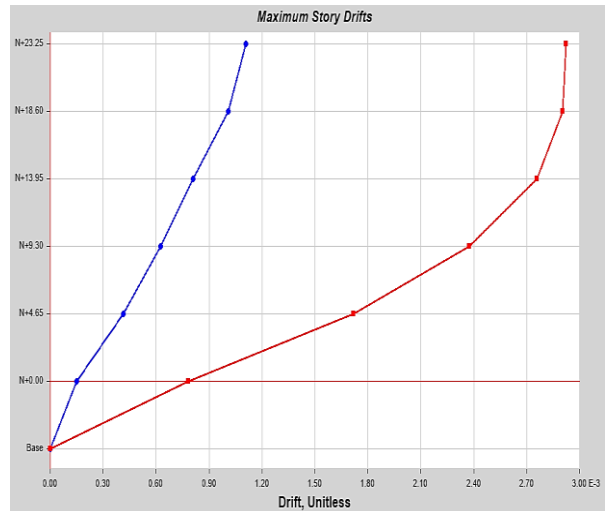
ESTADOS DE CARGA				
	SISMO-X		SISMO-Y	
Nivel	Dir-X	Dir-Y	Dir-X	Dir-Y
N+4.65	0.000439	0.000668	0.000903	0.002154
N+0.00	0.000119	7.27E-05	0.000241	0.000568
BASE	0	0	0	0

SEGUNDA EDIFICACIÓN

SISMO-X



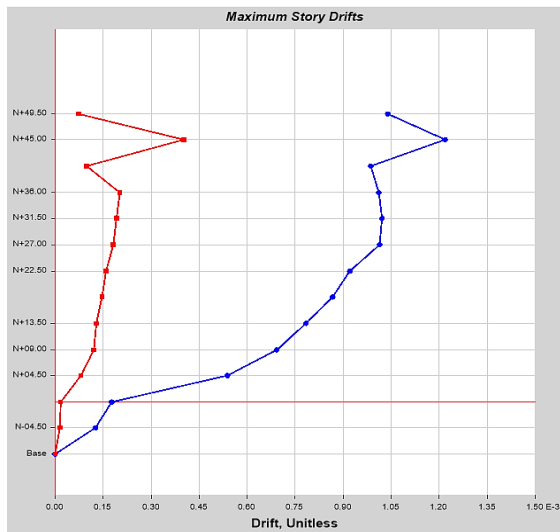
SISMO-Y



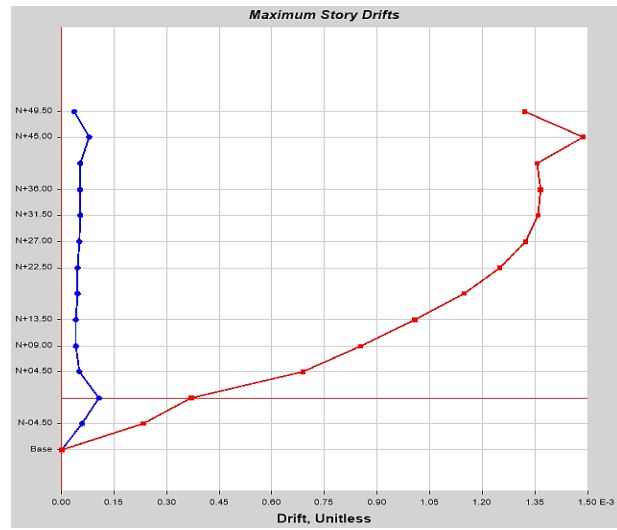
ESTADOS DE CARGA				
Nivel	SISMO-X		SISMO-Y	
	Dir-X	Dir-Y	Dir-X	Dir-Y
N+23.25	0.002296	0.001252	0.001118	0.002959
N+18.60	0.00262	0.001147	0.001025	0.002958
N+13.95	0.003501	0.00112	0.000845	0.002893
N+9.30	0.003363	0.000966	0.000661	0.00254
N+4.65	0.001647	0.000785	0.000449	0.001877
N+0.00	0.000886	0.000379	0.000165	0.000865
Base	0	0	0	0

TERCERA EDIFICACIÓN

SISMO-X



SISMO-Y



Nivel	ESTADOS DE CARGA			
	SISMO-X		SISMO-Y	
	Dir-X	Dir-Y	Dir-X	Dir-Y
N+49.50	0.001041	7.30E-05	3.50E-05	0.001321
N+45.00	0.001221	0.000403	7.92E-05	0.001492
N+40.50	0.000989	0.0001	5.42E-05	0.00136
N+36.00	0.001016	0.000204	5.32E-05	0.001374
N+31.50	0.001033	0.000196	5.25E-05	0.001377
N+27.00	0.00103	0.000185	5.18E-05	0.001351
N+22.50	0.000942	0.000165	4.80E-05	0.001287
N+18.00	0.000893	0.000152	4.54E-05	0.001196
N+13.50	0.000822	0.000137	4.19E-05	0.00107
N+09.00	0.000746	0.000133	4.41E-05	0.000933
N+04.50	0.000715	1.19E-04	6.78E-05	0.001007
N+00.00	0.000176	1.80E-05	0.000106	0.000369
N-04.50	0.000126	1.50E-05	5.80E-05	0.000234
Base	0	0	0	0

ANEXO 10

RESULTADO DEL ANÁLISIS
LINEAL DE SEGUNDO ORDEN
POR EL MÉTODO APROXIMADO

—

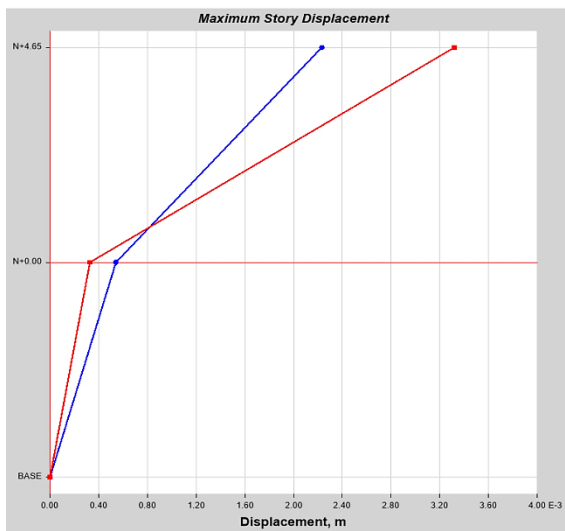
DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS
DE PISO

Las gráficas presentadas a continuación fueron obtenidas del programa Etabs como resultado del análisis lineal de segundo orden de las estructuras y muestran los desplazamientos máximos en cada nivel para los casos de cargas sísmicas definidas en el análisis. Las líneas azul y roja representan los desplazamientos en la dirección X y Y respectivamente.

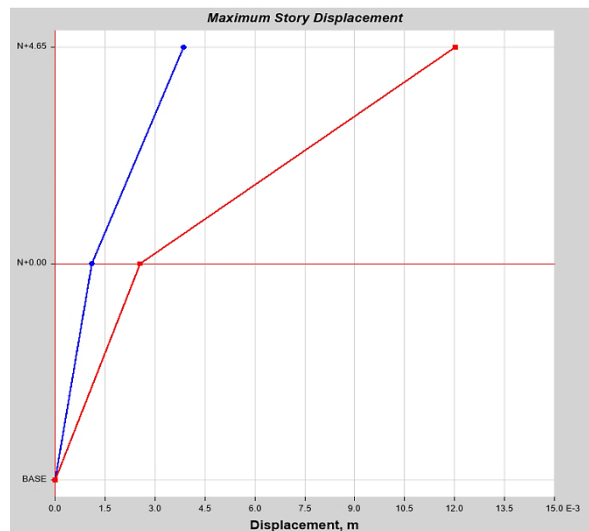
Los valores de dichas gráficas se presentan en cuadros.

PRIMERA EDIFICACIÓN

SISMO-X



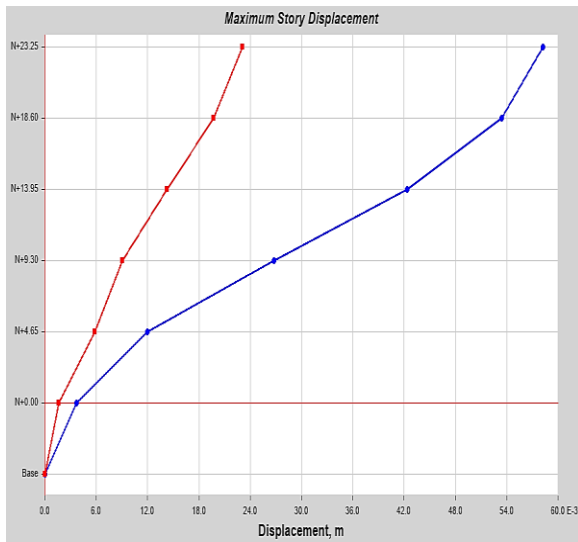
SISMO-Y



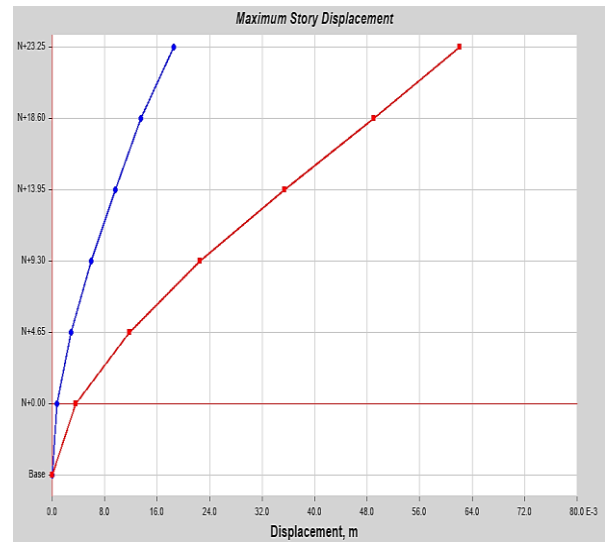
		CASOS DE CARGA			
		SISMO X		SISMO Y	
Nivel	Elevación (m)	Dir-X (m)	Dir-Y (m)	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+4.65	4,65	0.00229	0.00343	0.00396	0.01245
N+0.00	0	0.00055	0.00034	0.00112	0.00264
BASE	-4,65	0	0	0	0

SEGUNDA EDIFICACIÓN

SISMO-X



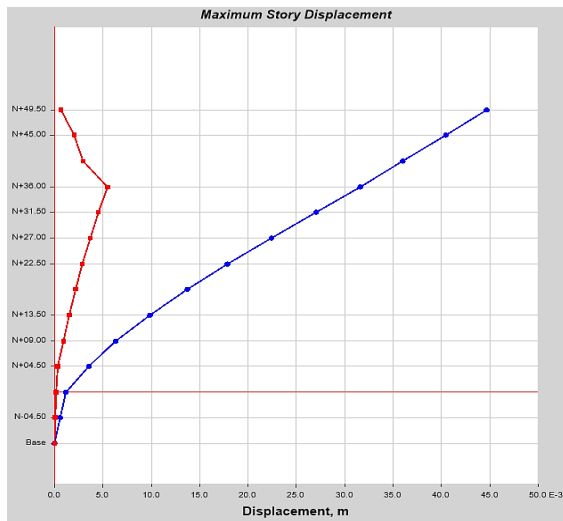
SISMO-Y



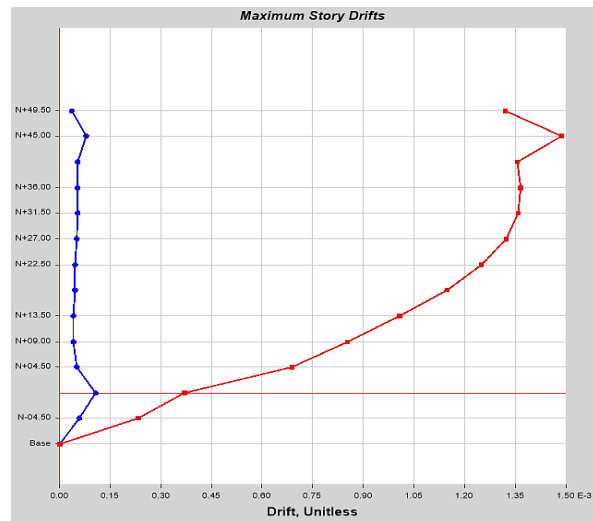
		CASOS DE CARGA			
		SISMO X		SISMO Y	
Nivel	Elevación (m)	Dir-X (m)	Dir-Y (m)	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+23.25	23.25	0.05873	0.02336	0.01872	0.06282
N+18.60	18.6	0.05428	0.02006	0.01377	0.04988
N+13.95	13.95	0.04421	0.01492	0.01000	0.03710
N+9.30	9.3	0.02832	0.00968	0.00623	0.02407
N+4.65	4.65	0.01296	0.00636	0.00311	0.01286
N+0.00	0	0.00412	0.00176	0.00077	0.00402
Base	-4.65	0	0	0	0

TERCERA EDIFICACIÓN

SISMO-X



SISMO-Y



		CASOS DE CARGA			
		SISMO X		SISMO Y	
Nivel	Elevación (m)	Dir-X (m)	Dir-Y (m)	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+49.50	49.5	0.04472	0.00065	0.00141	0.05892
N+45.00	45	0.04056	0.00200	0.00126	0.04066
N+40.50	40.5	0.03614	0.00296	0.00249	0.03627
N+36.00	36	0.03174	0.00551	0.00225	0.03193
N+31.50	31.5	0.02732	0.00463	0.00203	0.02769
N+27.00	27	0.02279	0.00377	0.00180	0.02326
N+22.50	22.5	0.01827	0.00297	0.00158	0.01882
N+18.00	18	0.01415	0.00225	0.00138	0.01474
N+13.50	13.5	0.01030	0.00160	0.00119	0.01095
N+09.00	9	0.00678	0.00101	0.00103	0.00743
N+04.50	4.5	0.00467	0.00050	0.00114	0.00683
N+00.00	0	0.00122	0.00014	0.00068	0.00122
N-04.50	-4.5	0.00057	0.00007	0.00026	0.00105
Base	-9	0	0	0	0

ANEXO 11

ESPECTRO DE RESPUESTA

SEGÚN ASCE

PARA ESTRUCTURAS EN IBARRA

CÁLCULO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA SEGÚN ASCE 7

1. INGRESE A CONTINUACION LA CIUDAD REQUERIDA

CIUDAD: IBARRA

2. INGRESE EL TIPO DE PERFIL DE SUELO

TABLA DE PERFILES DE SUELO ASCE 7

PERFIL: D

3. FACTOR EN MAPA ESPECTRAL DE ACELERACION DE RESPUESTA A 0.2 SEG. : Ss

Ss: 1.66

4. FACTOR EN MAPA ESPECTRAL DE ACELERACIÓN DE RESPUESTA A 1 SEG. : S1

S1: 0.66

5. COEFICIENTE DE SITIO DE CORTO PERIODO (PERIODO DE 0.2Seg) Fa

Fa: 1

NOTA: SI LA CIUDAD NO SE ENCUENTRA EN BASE DE DATOS
INGRESAR MANUALMENTE LOS VALORES DE PUNTOS
3 Y 4, Ss Y S1, OBTENIDOS DEL SIGUIENTE LINK
INGRESANDO LAS COORDENADAS EN GRADOS DECIMALES.

<http://geohazards.usgs.gov/designmaps/ww/>

6. COEFICIENTE DE SITIO DE LARGO PERIODO (PERIODO DE 1Seg) Fv

Fv: 1.872

7. PARAMETRO CONSIDERANDO COEFICIENTES DE SITIO Y MAXIMO SISMO CONSIDERADO

$$S_{MS} = F_a S_s$$

S_{MS}: 1.66

$$S_{M1} = F_v S_1$$

S_{M1}: 1.23552

8. PARAMETROS DE DISEÑO

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS}$$

S_{DS}: 1.10666667

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1}$$

S_{D1}: 0.82368

9. PERIODOS

To: 0.148857831

Ts: 0.744289157

TL: 4

10.FORMULAS PARA ESPECTRO

Periodos menores a T_0 $S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 * \frac{T}{T_0} \right)$

Periodos entre T_0 y T_s $S_a = S_{DS}$

Periodos entre T_s y T_L $S_a = \frac{S_{D1}}{T}$

Periodos mayores a T_L $S_a = \frac{S_{D1} * T_L}{T^2}$

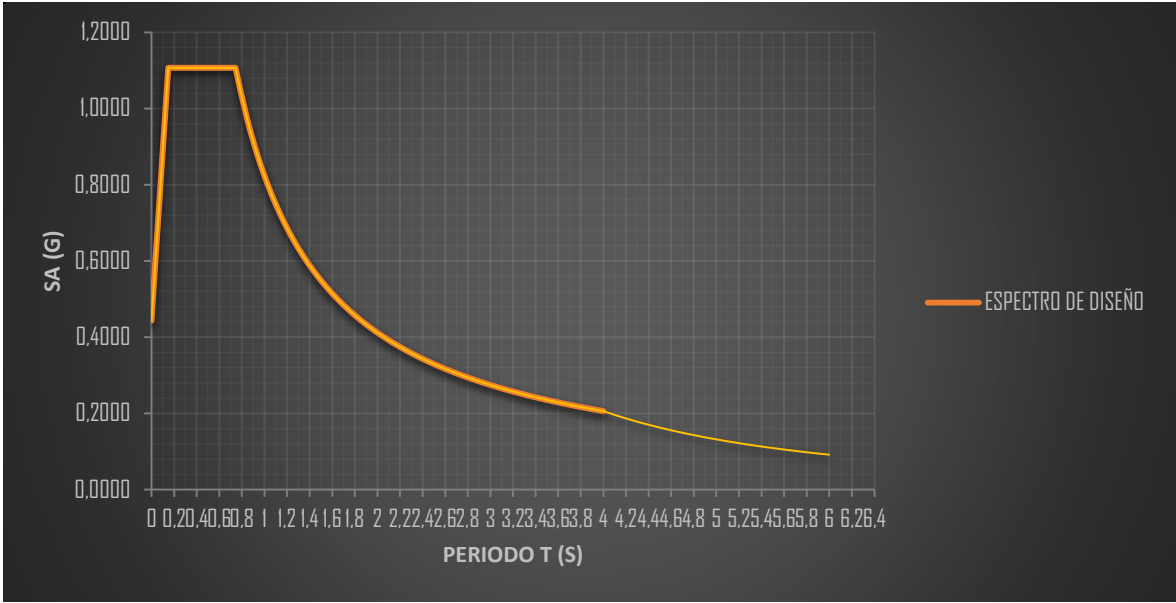
Sa (g)	T(s)
0.4427	0
0.6657	0.05
0.8887	0.1
1.1067	0.1488578
1.1067	0.1488578
1.1067	0.1988578
1.1067	0.2488578
1.1067	0.2988578
1.1067	0.3488578
1.1067	0.3988578
1.1067	0.4488578
1.1067	0.4988578
1.1067	0.5488578
1.1067	0.5988578
1.1067	0.6488578
1.1067	0.6988578
1.1067	0.7442892
1.1067	0.74
0.9756	0.84
0.8723	0.9442892
0.7887	1.0442892
0.7198	1.1442892
0.6620	1.2442892
0.6127	1.3442892
0.5703	1.4442892
0.5334	1.5442892
0.5009	1.6442892
0.4722	1.7442892
0.4466	1.8442892
0.4236	1.9442892
0.4029	2.0442892
0.3841	2.1442892
0.3670	2.2442892
0.3514	2.3442892
0.3370	2.4442892

T_0

T_s

0.3237	2.5442892
0.3115	2.6442892
0.3001	2.7442892
0.2896	2.8442892
0.2798	2.9442892
0.2706	3.0442892
0.2620	3.1442892
0.2539	3.2442892
0.2463	3.3442892
0.2391	3.4442892
0.2324	3.5442892
0.2260	3.6442892
0.2200	3.7442892
0.2143	3.8442892
0.2088	3.9442892
0.2059	4
0.2059	4.00
0.1960	4.10
0.1868	4.20
0.1782	4.30
0.1702	4.40
0.1627	4.50
0.1557	4.60
0.1491	4.70
0.1430	4.80
0.1372	4.90
0.1318	5.00
0.1267	5.10
0.1218	5.20
0.1173	5.30
0.1130	5.40
0.1089	5.50
0.1051	5.60
0.1014	5.70
0.0979	5.80
0.0946	5.90
0.0915	6.00

T_L



PARA ESTRUCTURA EN QUITO

CÁLCULO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA SEGÚN ASCE 7

1. INGRESE A CONTINUACION LA CIUDAD REQUERIDA

CIUDAD: QUITO

2. INGRESE EL TIPO DE PERFIL DE SUELO

TABLA DE PERFILES DE SUELO ASCE 7

PERFIL: D

3. FACTOR EN MAPA ESPECTRAL DE ACCELERACION DE RESPUESTA A 0.2 SEG. : Ss

Ss: 2.04

4. FACTOR EN MAPA ESPECTRAL DE ACCELERACIÓN DE RESPUESTA A 1 SEG. : S1

S1: 0.82

5. COEFICIENTE DE SITIO DE CORTO PERIODO (PERIODO DE 0.2Seg) Fa

Fa: 1

6. COEFICIENTE DE SITIO DE LARGO PERIODO (PERIODO DE 1Seg) Fv

Fv: 1.744

7. PARAMETRO CONSIDERANDO COEFICIENTES DE SITIO Y MAXIMO SISMO CONSIDERADO

$$S_{MS} = F_a S_s$$

SMS: 2.04

$$S_{M1} = F_v S_1$$

SM1: 1.43008

8. PARAMETROS DE DISEÑO

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS}$$

SDs: 1.36

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1}$$

SD1: 0.953386667

9. PERIODOS

To: 0.140203922

Ts: 0.701019608

TL: 4

10.FORMULAS PARA ESPECTRO

Periodos menores a To $S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 * \frac{T}{T_o} \right)$

Periodos entre To y Ts $S_a = S_{DS}$

Periodos entre Ts y TL $S_a = \frac{S_{D1}}{T}$

Periodos mayores a TL $S_a = \frac{S_{D1} * T_L}{T^2}$

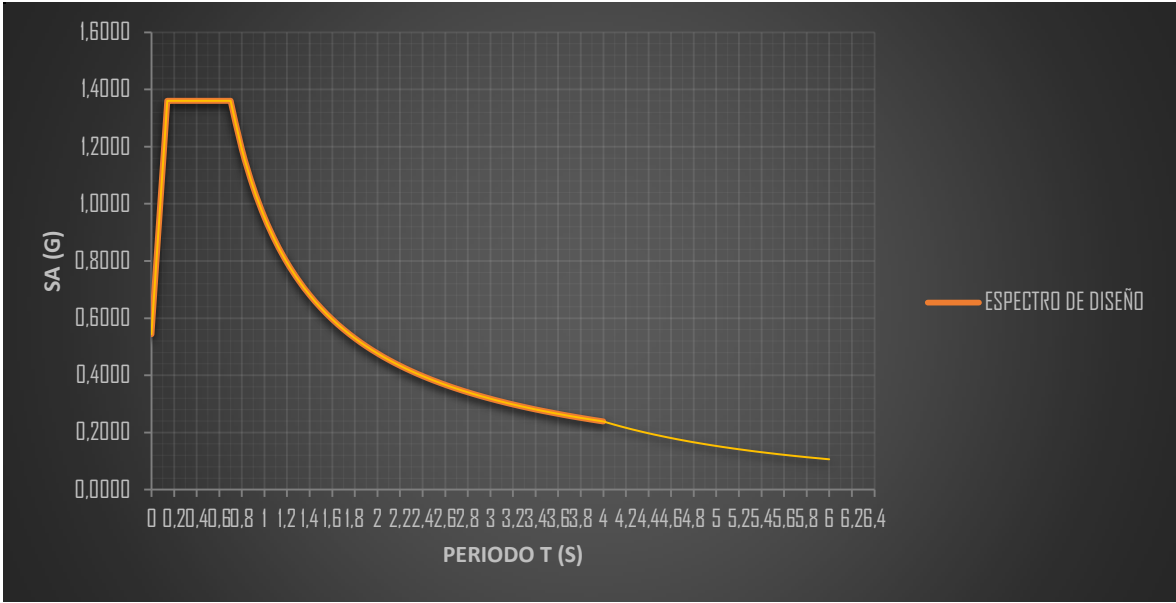
Sa (g)	T(s)
0.5440	0
0.8350	0.05
1.1260	0.1
1.3600	0.1402039
1.3600	0.1402039
1.3600	0.1902039
1.3600	0.2402039
1.3600	0.2902039
1.3600	0.3402039
1.3600	0.3902039
1.3600	0.4402039
1.3600	0.4902039
1.3600	0.5402039
1.3600	0.5902039
1.3600	0.6402039
1.3600	0.6902039
1.3600	0.7010196
1.3600	0.70
1.1902	0.80
1.0581	0.9010196
0.9524	1.0010196
0.8659	1.1010196
0.7938	1.2010196
0.7328	1.3010196
0.6805	1.4010196
0.6352	1.5010196
0.5955	1.6010196
0.5605	1.7010196
0.5294	1.8010196
0.5015	1.9010196
0.4765	2.0010196
0.4538	2.1010196
0.4332	2.2010196
0.4143	2.3010196

To

Ts

0.3971	2.4010196
0.3812	2.5010196
0.3665	2.6010196
0.3530	2.7010196
0.3404	2.8010196
0.3286	2.9010196
0.3177	3.0010196
0.3074	3.1010196
0.2978	3.2010196
0.2888	3.3010196
0.2803	3.4010196
0.2723	3.5010196
0.2648	3.6010196
0.2576	3.7010196
0.2508	3.8010196
0.2444	3.9010196
0.2383	4
0.2383	4.00
0.2269	4.10
0.2162	4.20
0.2062	4.30
0.1970	4.40
0.1883	4.50
0.1802	4.60
0.1726	4.70
0.1655	4.80
0.1588	4.90
0.1525	5.00
0.1466	5.10
0.1410	5.20
0.1358	5.30
0.1308	5.40
0.1261	5.50
0.1216	5.60
0.1174	5.70
0.1134	5.80
0.1096	5.90
0.1059	6.00

TL



ANEXO 12

RESULTADO DEL ANÁLISIS

PUSHOVER–

PRIMERA ESTRUCTURA

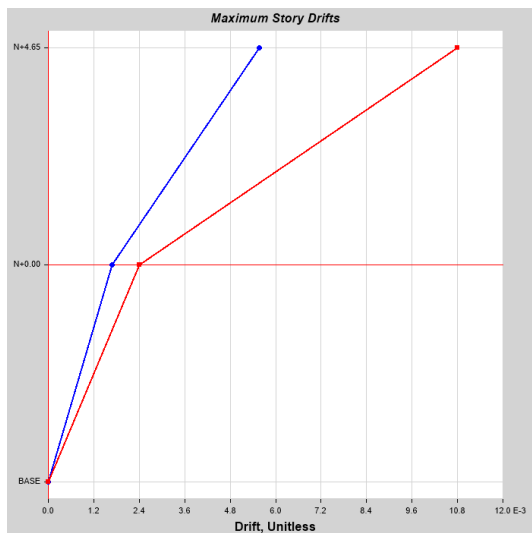
Las gráficas presentadas a continuación fueron obtenidas del programa Etabs como resultado del Análisis Pushover de la Primera Estructura y muestran las derivas, desplazamientos y fuerzas máximas en cada paso o nivel de desempeño. Las líneas azul y roja representan las derivas en la dirección X y Y respectivamente.

Los valores de dichas gráficas se presentan en cuadros.

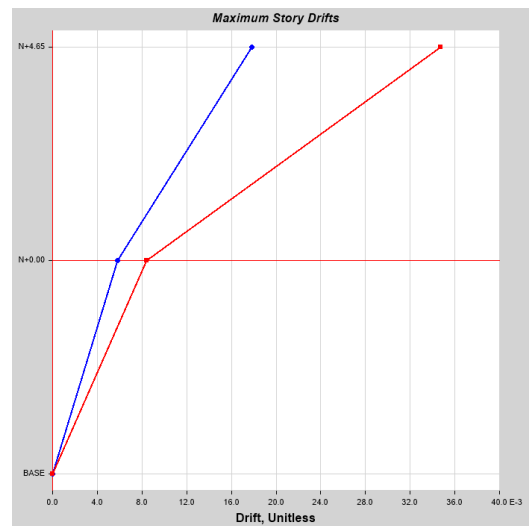
CASO DE CARGA PUSH-Y

DERIVAS

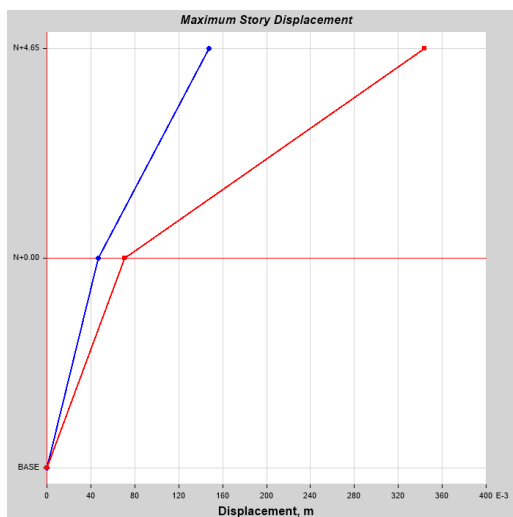
PASO 1



PASO 17

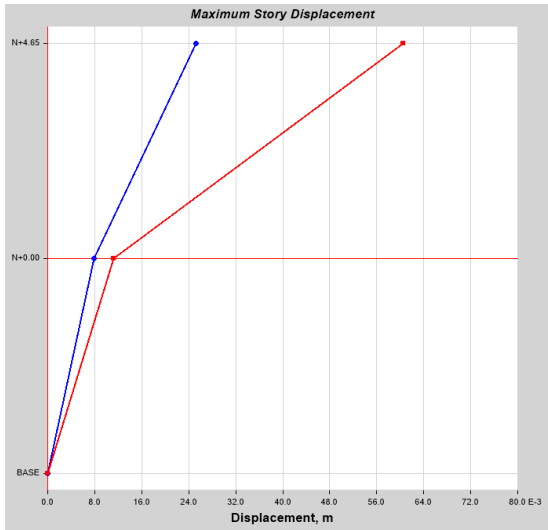


PASO 24

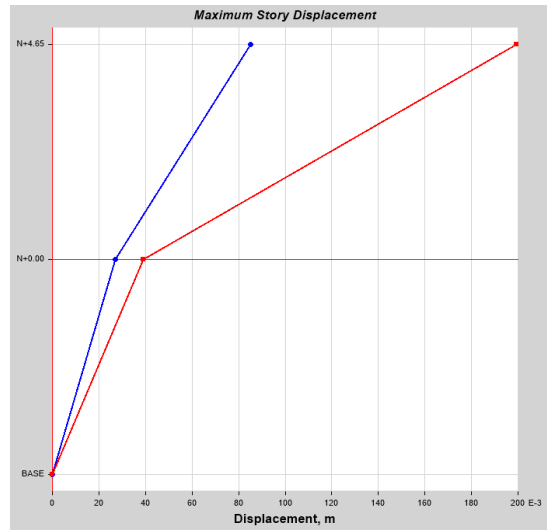


DESPLAZAMIENTOS

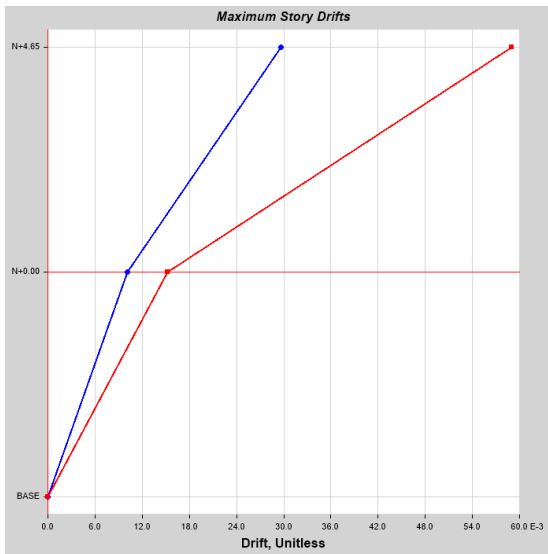
PASO 1



PASO 17



PASO 24



PUSH Y

DERIVAS

DESPLAZAMIENTOS

FUERZAS

PASO 1

Nivel	Dir-X	Dir-Y
N+4.65	0.005573	0.010805
N+0.00	0.001681	0.002402

Nivel	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+4.65	0.025211	0.060507
N+0.00	0.007816	0.011168

Nivel	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)
N+4.65	0.4637	-418.5335
N+0.00	-0.8265	-791.9823

PASO 17

Nivel	Dir-X	Dir-Y
N+4.65	0.01782	0.034743
N+0.00	0.005809	0.008407

Nivel	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+4.65	0.085091	0.199376
N+0.00	0.027013	0.039091

Nivel	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)
N+4.65	1.3168	-1171.0334
N+0.00	1.0489	-2213.8466

PASO 24

Nivel	Dir-X	Dir-Y
N+4.65	0.029664	0.058952
N+0.00	0.010104	0.015236

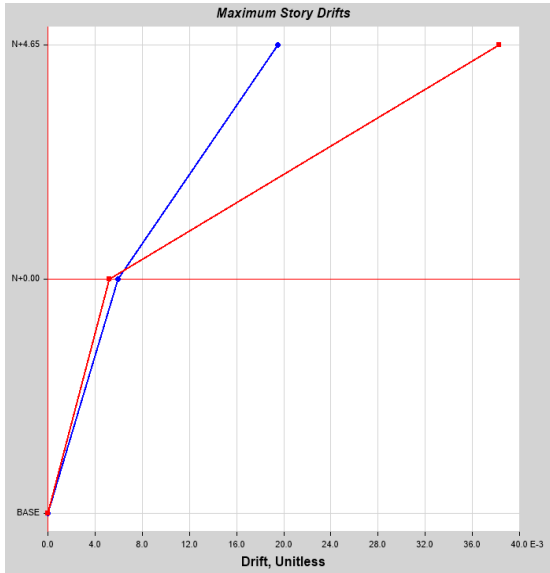
Nivel	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+4.65	0.147287	0.343668
N+0.00	0.046984	0.070849

Nivel	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)
N+4.65	1.2525	-1684.8652
N+0.00	-0.0093	-3185.1078

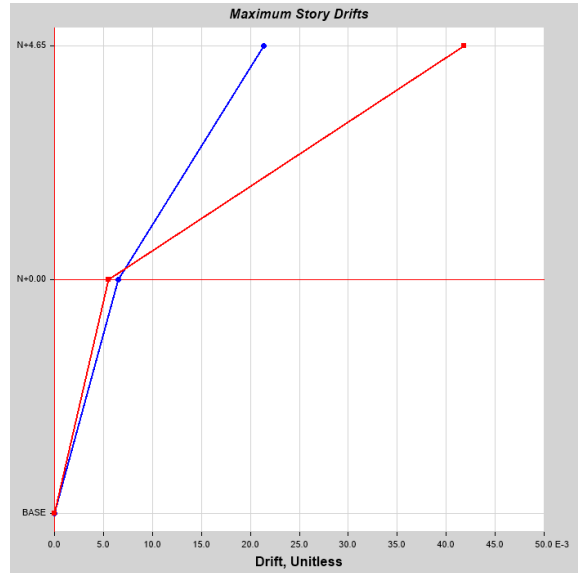
CASO DE CARGA PUSH-X

DERIVAS

PASO 2



PASO 4



PUSH X

DERIVAS

DESPLAZAMIENTOS

FUERZAS

PASO 2

Nivel	Dir-X	Dir-Y
N+4.65	0.019505	0.03828
N+0.00	0.005934	0.005205

Nivel	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+4.65	0.096073	0.200251
N+0.00	0.027591	0.024203

Nivel	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)
N+4.65	-3190.2417	-4.021
N+0.00	-6035.4492	1.8695

PASO 4

Nivel	Dir-X	Dir-Y
N+4.65	0.021356	0.041861
N+0.00	0.006483	0.005546

Nivel	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+4.65	0.105234	0.218375
N+0.00	0.030147	0.025787

Nivel	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)
N+4.65	-3398.5616	3.4727
N+0.00	-6430.4406	7.0066

ANEXO 13

RESULTADO DEL ANÁLISIS

PUSHOVER–

SEGUNDA ESTRUCTURA

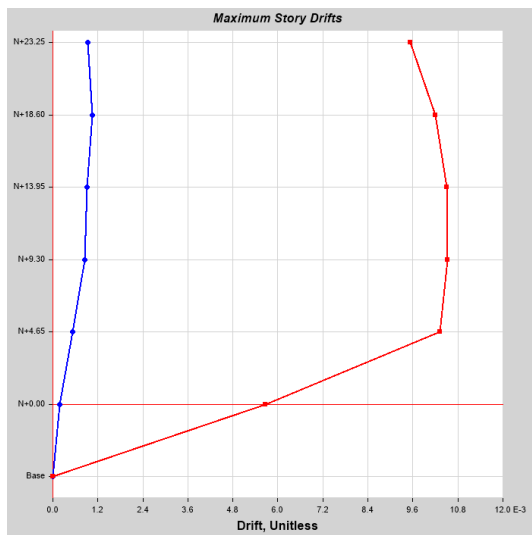
Las gráficas presentadas a continuación fueron obtenidas del programa Etabs como resultado del Análisis Pushover de la Segunda Estructura y muestran las derivas, desplazamientos y fuerzas máximas en cada paso o nivel de desempeño. Las líneas azul y roja representan las derivas en la dirección X y Y respectivamente.

Los valores de dichas gráficas se presentan en cuadros.

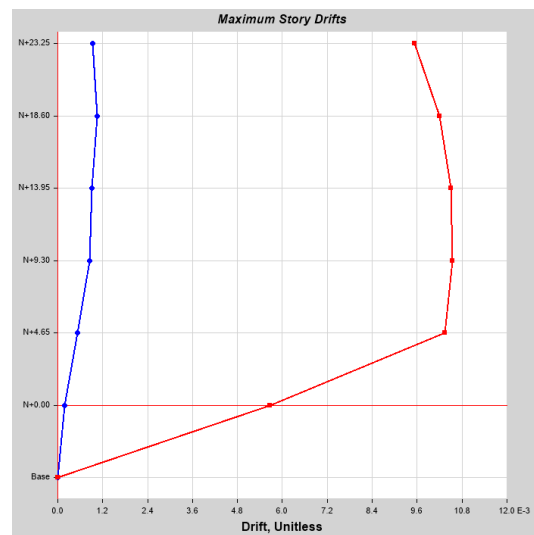
CASO DE CARGA PUSH-Y

DERIVAS

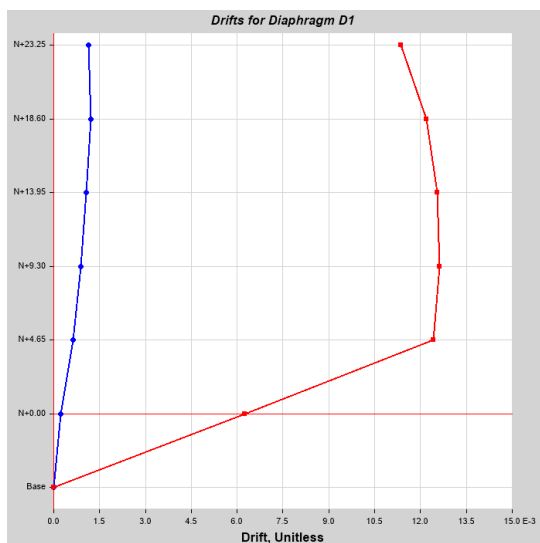
PASO 4



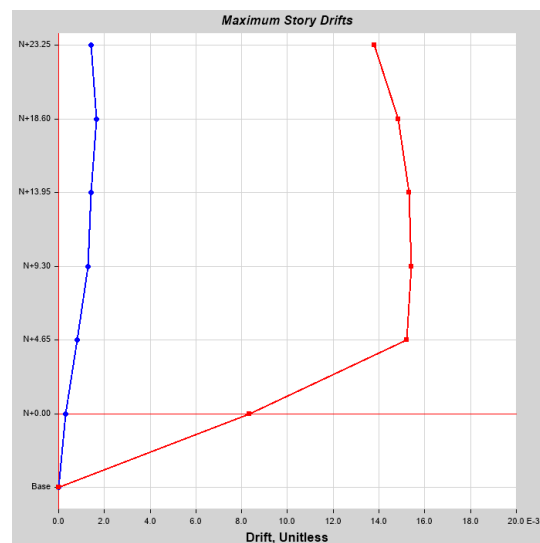
PASO 5



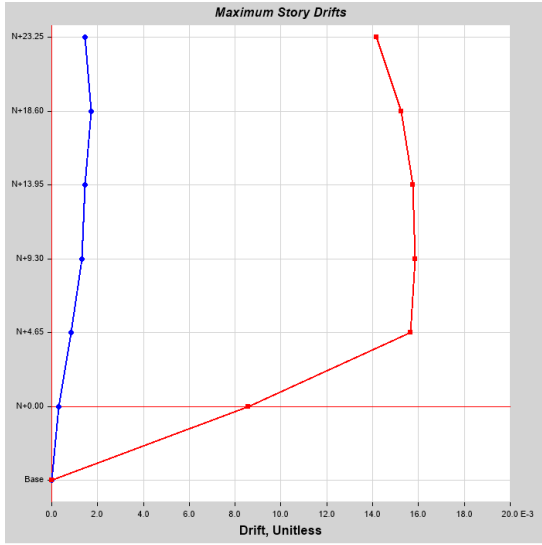
PASO 6



PASO 24

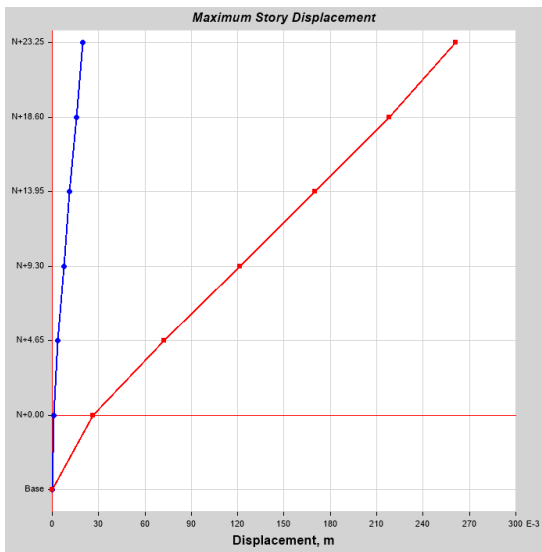


PASO 49

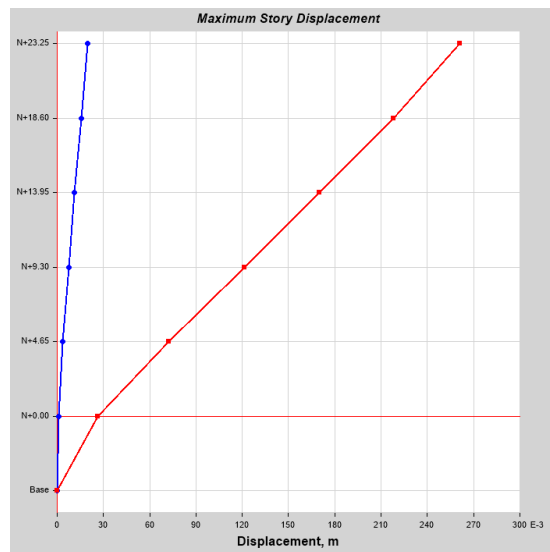


DESPLAZAMIENTOS

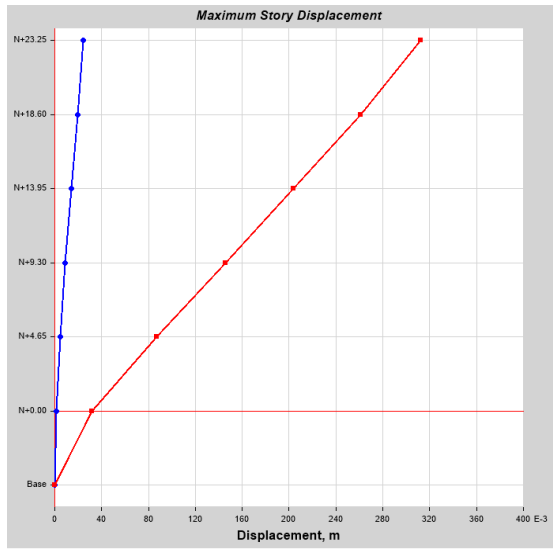
PASO 4



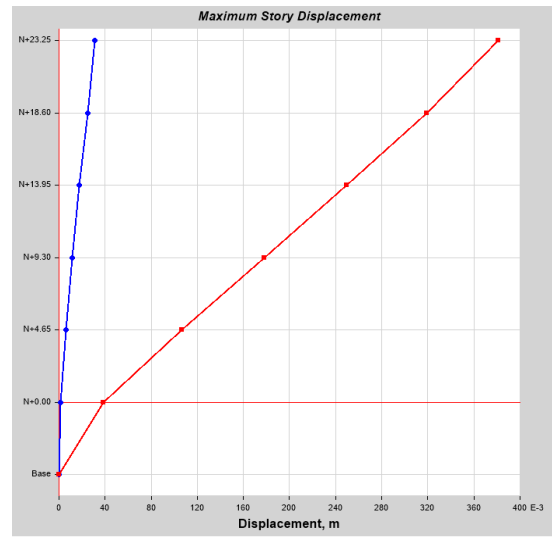
PASO 5



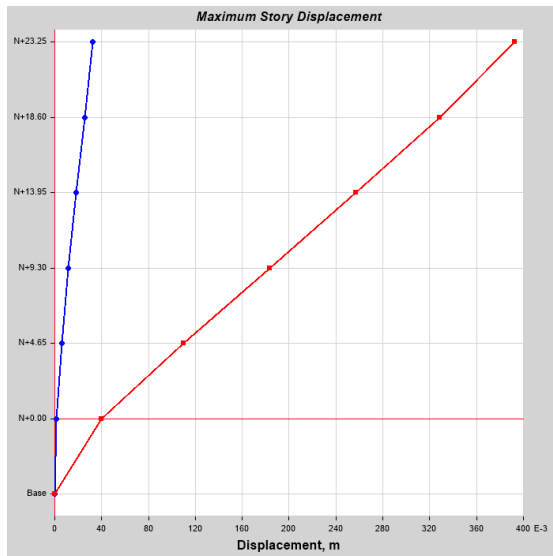
PASO 6



PASO 24



PASO 49



PUSH Y

DERIVAS

DESPLAZAMIENTOS

FUERZAS

PASO 4

Nivel	Dir-X	Dir-Y
N+23.25	0.000938	0.009532
N+18.60	0.001057	0.010197
N+13.95	0.000917	0.010496
N+9.30	0.000853	0.010531
N+4.65	0.000518	0.010328
N+0.00	0.000175	0.005659

Nivel	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+23.25	0.019748	0.260956
N+18.60	0.015671	0.217942
N+13.95	0.01137	0.170062
N+9.30	0.007374	0.121168
N+4.65	0.00359	0.072491
N+0.00	0.000812	0.026313

Nivel	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)
N+23.25	-0.0956	-254.0736
N+18.60	-0.3482	-798.6353
N+13.95	-0.4959	-1096.6947
N+9.30	-0.6302	-1325.2658
N+4.65	-0.7404	-1487.3513
N+0.00	1.5981	-1532.1754

PASO 5

Nivel	Dir-X	Dir-Y
N+23.25	0.000938	0.009536
N+18.60	0.001057	0.010203
N+13.95	0.000917	0.010501
N+9.30	0.000854	0.010537
N+4.65	0.000519	0.010333
N+0.00	0.000175	0.005662

Nivel	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+23.25	0.019761	0.261092
N+18.60	0.015681	0.218055
N+13.95	0.011378	0.170151
N+9.30	0.00738	0.121232
N+4.65	0.003593	0.07253
N+0.00	0.000812	0.026327

Nivel	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)
N+23.25	-0.1011	-254.1785
N+18.60	-0.3533	-798.9652
N+13.95	-0.508	-1097.1506
N+9.30	-0.6478	-1325.8411
N+4.65	-0.7626	-1487.9891
N+0.00	1.5672	-1532.9565

PASO 6

Nivel	Dir-X	Dir-Y
N+23.25	0.001139	0.011356
N+18.60	0.001317	0.01218
N+13.95	0.001131	0.012554
N+9.30	0.001031	0.012614
N+4.65	0.000645	0.012413
N+0.00	0.000222	0.006802

Nivel	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+23.25	0.024581	0.312354
N+18.60	0.019447	0.26111
N+13.95	0.014001	0.203947
N+9.30	0.009061	0.145462
N+4.65	0.004498	0.087162
N+0.00	0.001034	0.031629

Nivel	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)
N+23.25	-0.1253	-294.484
N+18.60	-0.4383	-925.7321
N+13.95	-0.6293	-1271.2836
N+9.30	-0.8017	-1536.3507
N+4.65	-0.9435	-1724.3504
N+0.00	1.6959	-1775.0811

PASO 24

Nivel	Dir-X	Dir-Y
N+23.25	0.001406	0.013786
N+18.60	0.001667	0.014837
N+13.95	0.001419	0.015318
N+9.30	0.001278	0.015416
N+4.65	0.000823	0.015213
N+0.00	0.000289	0.008336

Nivel	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+23.25	0.031199	0.381242
N+18.60	0.02466	0.319041
N+13.95	0.017628	0.249442
N+9.30	0.011413	0.178078
N+4.65	0.005772	0.106859
N+0.00	0.001343	0.038762

Nivel	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)
N+23.25	-0.1593	-348.0301
N+18.60	-0.5552	-1094.1371
N+13.95	-0.7963	-1502.6173
N+9.30	-1.0142	-1816.0172
N+4.65	-1.1938	-2038.3683
N+0.00	1.8636	-2096.6382

PASO 49

Nivel	Dir-X	Dir-Y
N+23.25	0.001448	0.014173
N+18.60	0.001721	0.015261
N+13.95	0.001464	0.015761
N+9.30	0.001318	0.015866
N+4.65	0.000852	0.015662
N+0.00	0.0003	0.008582

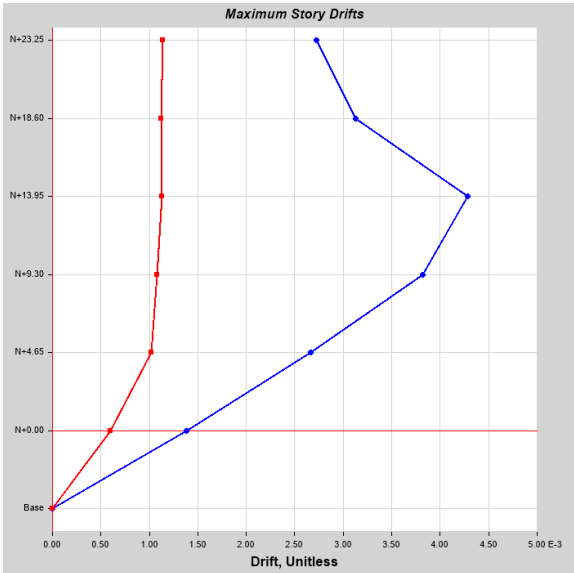
Nivel	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+23.25	0.032261	0.392265
N+18.60	0.025528	0.328321
N+13.95	0.018219	0.256738
N+9.30	0.011802	0.183312
N+4.65	0.005986	0.110021
N+0.00	0.001396	0.039907

Nivel	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)
N+23.25	-0.1646	-356.514
N+18.60	-0.5739	-1120.82
N+13.95	-0.8228	-1539.2716
N+9.30	-1.048	-1860.3299
N+4.65	-1.234	-2088.1266
N+0.00	1.8905	-2147.5687

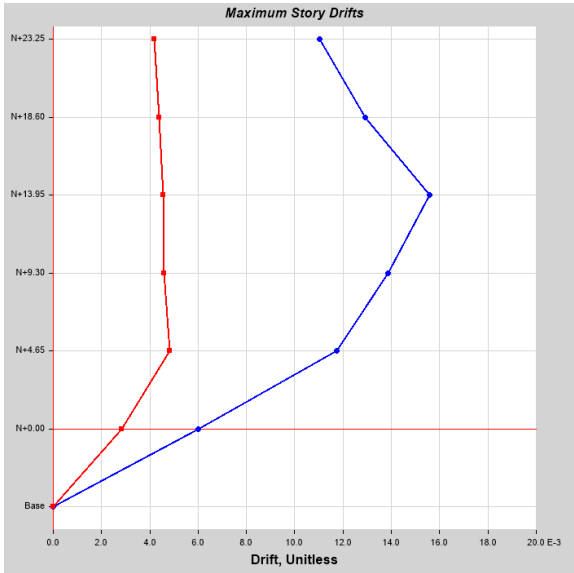
CASO DE CARGA PUSH-X

DERIVAS

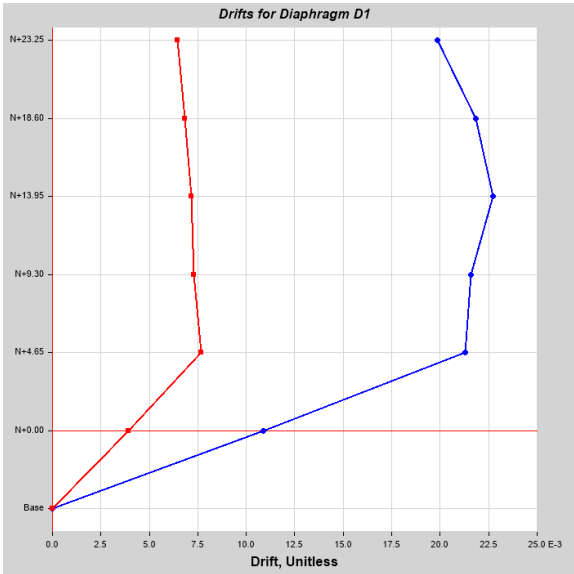
PASO 4



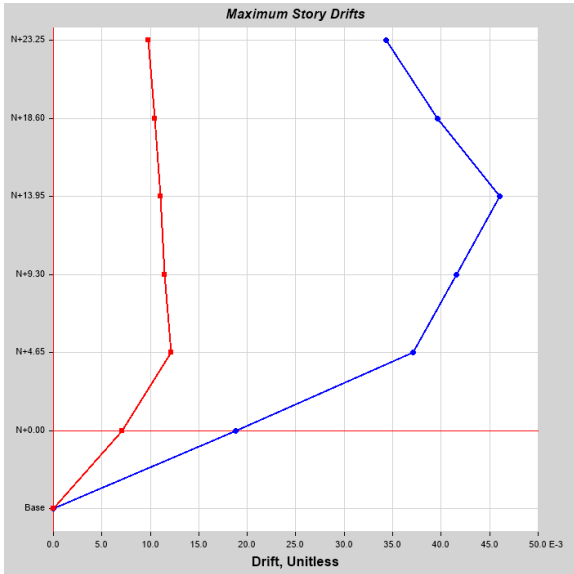
PASO 5



PASO 7

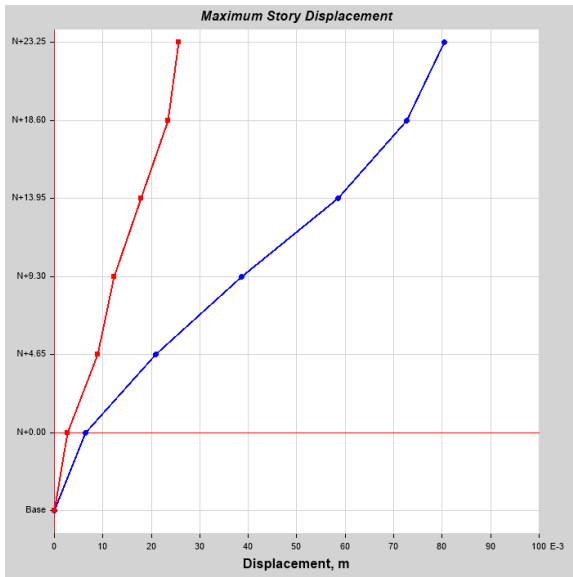


PASO 21

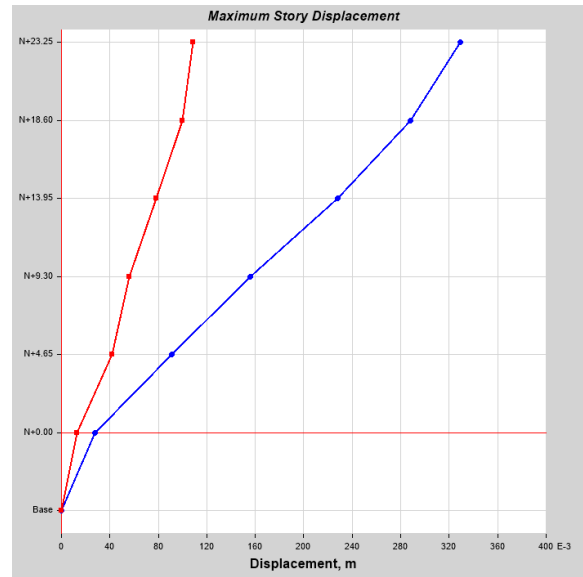


DESPLAZAMIENTOS

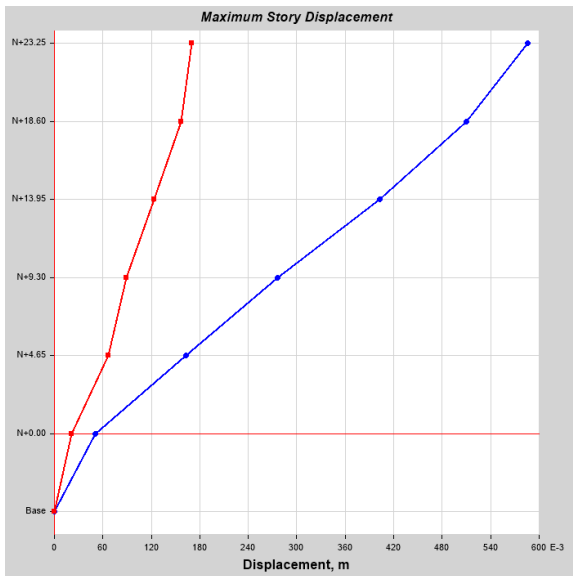
PASO 4



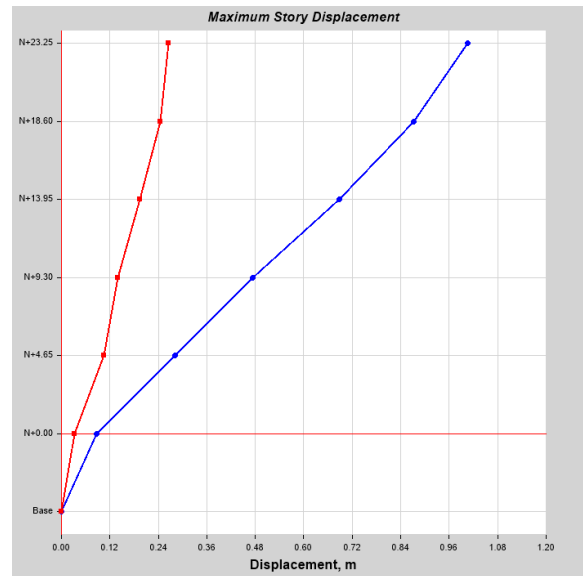
PASO 5



PASO 7



PASO 21



PUSH X

DERIVAS

DESPLAZAMIENTOS

FUERZAS

PASO 4

Nivel	Dir-X	Dir-Y
N+23.25	0.002723	0.001138
N+18.60	0.00313	0.001119
N+13.95	0.004282	0.001134
N+9.30	0.00382	0.001075
N+4.65	0.002663	0.001023
N+0.00	0.001386	0.000598

Nivel	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+23.25	0.080368	0.02564
N+18.60	0.072678	0.023508
N+13.95	0.058509	0.017861
N+9.30	0.038597	0.012318
N+4.65	0.020835	0.008998
N+0.00	0.006443	0.00278

Nivel	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)
N+23.25	-117.3557	-0.0443
N+18.60	-368.4123	-0.3138
N+13.95	-505.4929	-0.4663
N+9.30	-610.2597	-0.6045
N+4.65	-684.1293	-0.7415
N+0.00	-715.2691	2.3282

PASO 5

Nivel	Dir-X	Dir-Y
N+23.25	0.011031	0.004166
N+18.60	0.012926	0.004378
N+13.95	0.015577	0.004548
N+9.30	0.013875	0.004599
N+4.65	0.011733	0.004826
N+0.00	0.006001	0.002819

Nivel	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+23.25	0.329046	0.108298
N+18.60	0.288028	0.099731
N+13.95	0.227921	0.078131
N+9.30	0.155486	0.055965
N+4.65	0.090967	0.041768
N+0.00	0.027903	0.013111

Nivel	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)
N+23.25	-235.765	-0.2697
N+18.60	-740.509	-1.6159
N+13.95	-1016.4282	-2.4401
N+9.30	-1227.7153	-3.2423
N+4.65	-1377.1701	-4.0782
N+0.00	-1432.7944	11.885

PASO 7

Nivel	Dir-X	Dir-Y
N+23.25	0.019848	0.006469
N+18.60	0.021839	0.006835
N+13.95	0.02271	0.007147
N+9.30	0.02157	0.007273
N+4.65	0.021289	0.007674
N+0.00	0.010856	0.003903

Nivel	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+23.25	0.585375	0.170428
N+18.60	0.510105	0.157292
N+13.95	0.402978	0.123636
N+9.30	0.276288	0.088814
N+4.65	0.162828	0.066279
N+0.00	0.050482	0.020888

Nivel	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)
N+23.25	-375.5031	-0.4537
N+18.60	-1179.7268	-2.7063
N+13.95	-1619.7776	-4.1114
N+9.30	-1956.9166	-5.5325
N+4.65	-2195.7875	-7.0063
N+0.00	-2275.6419	19.1242

PASO 21

Nivel	Dir-X	Dir-Y
N+23.25	0.034302	0.009815
N+18.60	0.03961	0.010439
N+13.95	0.046061	0.011084
N+9.30	0.041548	0.011451
N+4.65	0.037076	0.012105
N+0.00	0.018835	0.007088

Nivel	Dir-X (m)	Dir-Y (m)
N+23.25	1.005195	0.26465
N+18.60	0.872409	0.245437
N+13.95	0.688223	0.193934
N+9.30	0.474041	0.139931
N+4.65	0.280841	0.104312
N+0.00	0.087581	0.032957

Nivel	Dir-X (tonf)	Dir-Y (tonf)
N+23.25	-587.5035	-0.6921
N+18.60	-1846.293	-4.1208
N+13.95	-2535.437	-6.3029
N+9.30	-3063.6841	-8.3984
N+4.65	-3438.4978	-10.6203
N+0.00	-3554.1931	31.7442

ANEXO 14

RESULTADO DEL ANÁLISIS

PUSHOVER–

TERCERA ESTRUCTURA

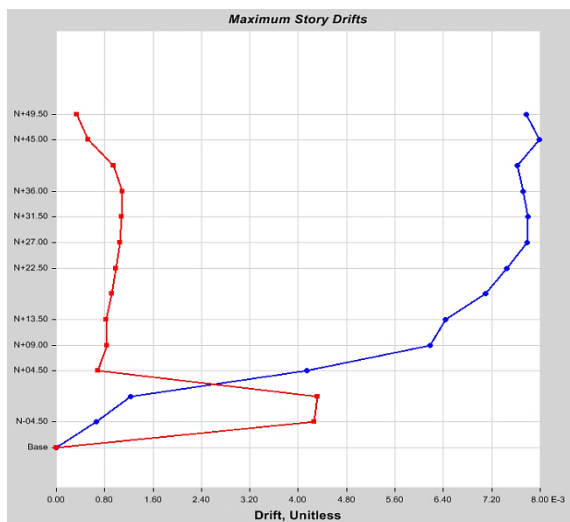
Las gráficas presentadas a continuación fueron obtenidas del programa Etabs como resultado del Análisis Pushover de la Tercera Estructura y muestran las derivas máximas en cada paso o nivel de desempeño. Las líneas azul y roja representan las derivas en la dirección X y Y respectivamente.

Los valores de dichas gráficas se presentan en cuadros.

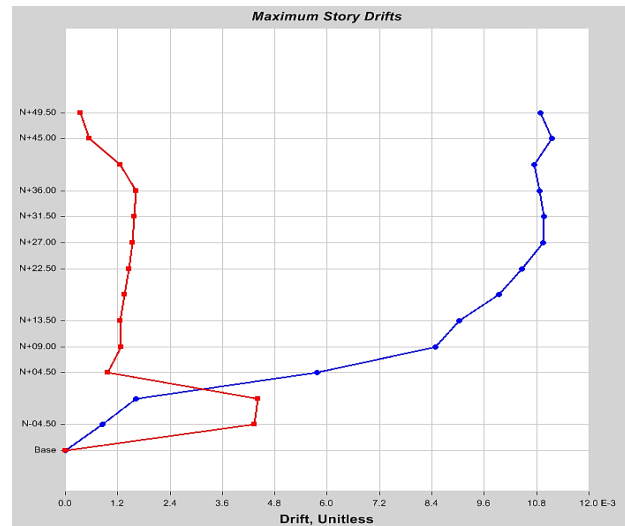
CASO DE CARGA PUSH-Y

DERIVAS

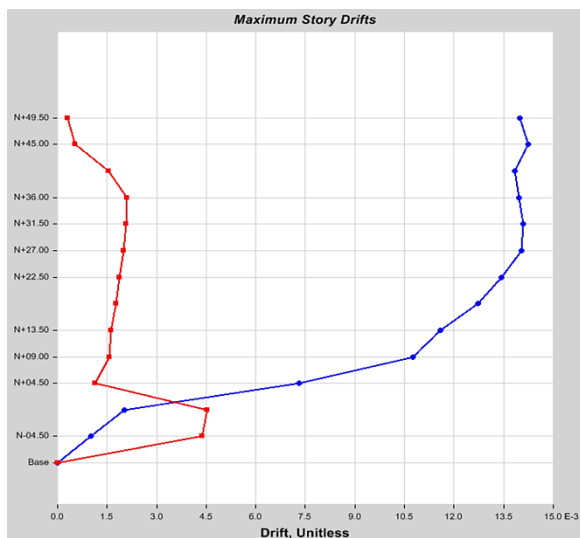
PASO 3



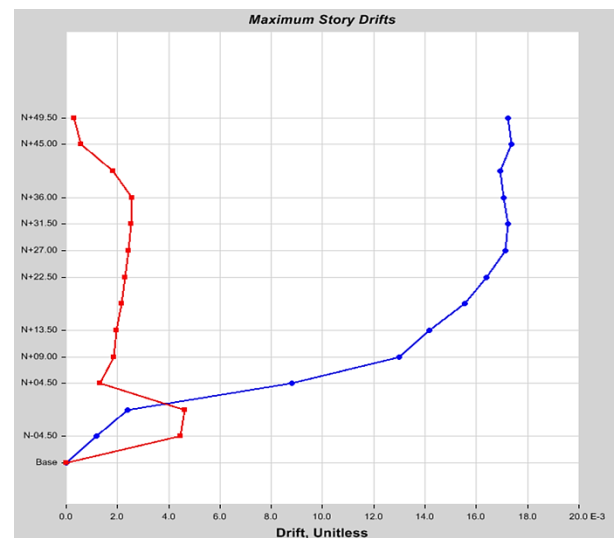
PASO 4



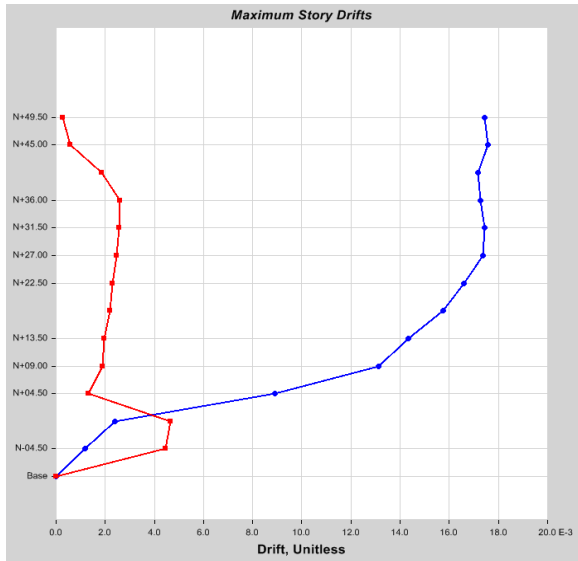
PASO 5



PASO 6



PASO 7



PASO 3			
Nivel	Elevación (m)	Dir-X	Dir-Y
N+49.50	49.5	0.007771	0.000341
N+45.00	45	0.007983	0.00053
N+40.50	40.5	0.007623	0.00095
N+36.00	36	0.00771	0.001099
N+31.50	31.5	0.007795	0.001074
N+27.00	27	0.007785	0.001049
N+22.50	22.5	0.007448	0.000989
N+18.00	18	0.007101	0.00092
N+13.50	13.5	0.006438	0.000823
N+09.00	9	0.00618	0.000842
N+04.50	4.5	0.004142	0.00069
N+00.00	0	0.001225	0.004322
N-04.50	-4.5	0.000668	0.004266
Base	-9	0	0

PASO 4			
Nivel	Elevación (m)	Dir-X	Dir-Y
N+49.50	49.5	0.010892	0.000337
N+45.00	45	0.01116	0.000546
N+40.50	40.5	0.010755	0.001257
N+36.00	36	0.01086	0.00162
N+31.50	31.5	0.010969	0.001587
N+27.00	27	0.010951	0.001547
N+22.50	22.5	0.010472	0.00145
N+18.00	18	0.009936	0.001358
N+13.50	13.5	0.009017	0.001252
N+09.00	9	0.008481	0.001265
N+04.50	4.5	0.005772	0.000965
N+00.00	0	0.001628	0.00441
N-04.50	-4.5	0.000855	0.004334
Base	-9	0	0

PASO 5

Nivel	Elevación (m)	Dir-X	Dir-Y
N+49.50	49.5	0.013985	0.000314
N+45.00	45	0.014251	0.000524
N+40.50	40.5	0.01384	0.001554
N+36.00	36	0.013956	0.002111
N+31.50	31.5	0.014085	0.002068
N+27.00	27	0.014044	0.002004
N+22.50	22.5	0.013427	0.001875
N+18.00	18	0.012733	0.001768
N+13.50	13.5	0.011591	0.00163
N+09.00	9	0.010746	0.00158
N+04.50	4.5	0.007308	0.001147
N+00.00	0	0.002015	0.00452
N-04.50	-4.5	0.00102	0.004388
Base	-9	0	0

PASO 6

Nivel	Elevación (m)	Dir-X	Dir-Y
N+49.50	49.5	0.017227	0.000289
N+45.00	45	0.017374	0.00056
N+40.50	40.5	0.016946	0.001828
N+36.00	36	0.017071	0.002569
N+31.50	31.5	0.017219	0.002515
N+27.00	27	0.017146	0.002428
N+22.50	22.5	0.016397	0.002279
N+18.00	18	0.01556	0.002157
N+13.50	13.5	0.014151	0.001943
N+09.00	9	0.012972	0.001858
N+04.50	4.5	0.008811	0.001316
N+00.00	0	0.002382	0.004634
N-04.50	-4.5	0.00118	0.004447
Base	-9	0	0

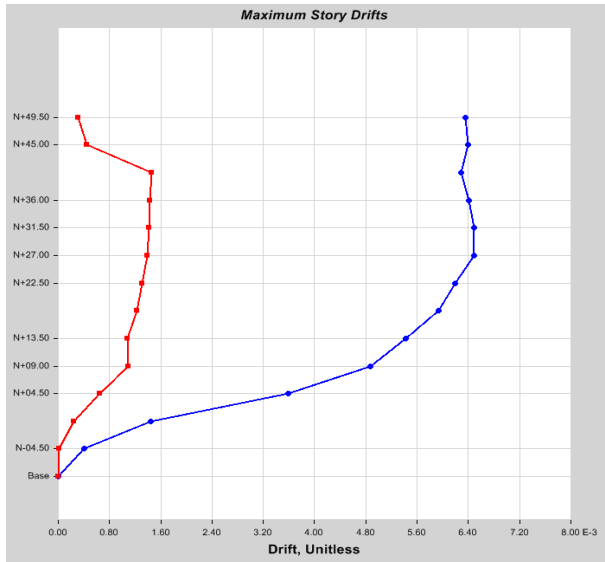
PASO 7

Nivel	Elevación (m)	Dir-X	Dir-Y
N+49.50	49.5	0.017443	0.000286
N+45.00	45	0.017586	0.000564
N+40.50	40.5	0.017157	0.001845
N+36.00	36	0.017283	0.002601
N+31.50	31.5	0.017432	0.002546
N+27.00	27	0.017357	0.002458
N+22.50	22.5	0.016599	0.002308
N+18.00	18	0.015754	0.002185
N+13.50	13.5	0.014327	0.001966
N+09.00	9	0.013128	0.001882
N+04.50	4.5	0.008918	0.001332
N+00.00	0	0.002406	0.004641
N-04.50	-4.5	0.001191	0.004451
Base	-9	0	0

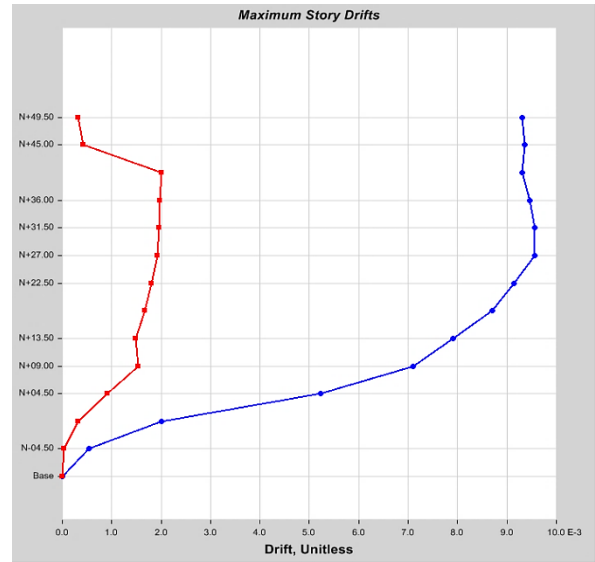
CASO DE CARGA PUSH-X

DERIVAS

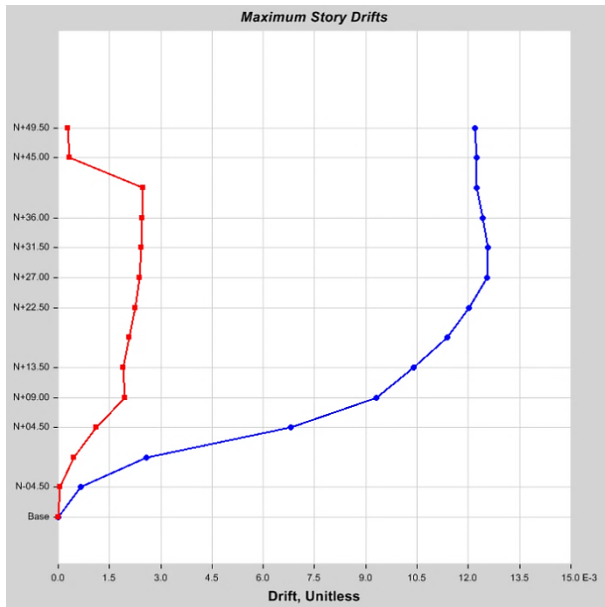
PASO 2



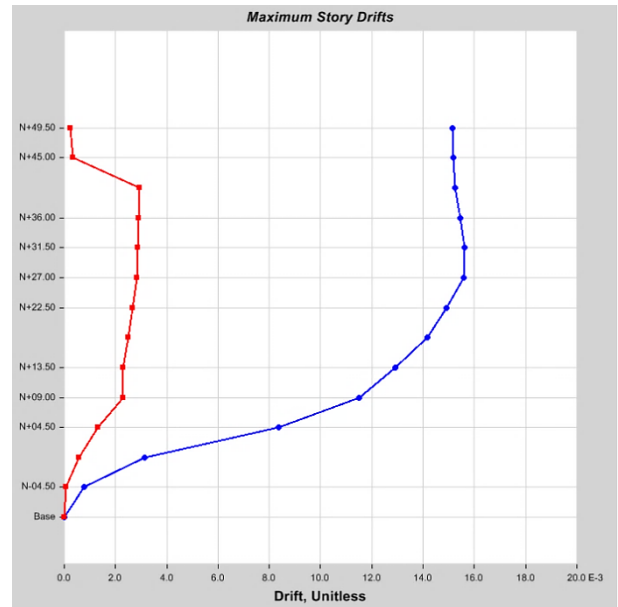
PASO 3



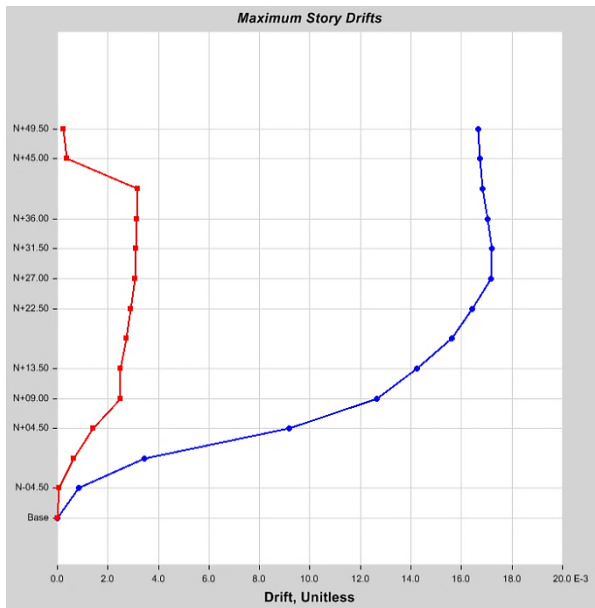
PASO 4



PASO 5



PASO 6



PASO 2

Nivel	Elevación (m)	Dir-X	Dir-Y
N+49.50	49.5	0.006348	0.000316
N+45.00	45	0.006388	0.000439
N+40.50	40.5	0.006292	0.00146
N+36.00	36	0.00641	0.001437
N+31.50	31.5	0.006491	0.001414
N+27.00	27	0.006484	0.001389
N+22.50	22.5	0.006192	0.00131
N+18.00	18	0.005931	0.001221
N+13.50	13.5	0.005425	0.00108
N+09.00	9	0.004873	0.001088
N+04.50	4.5	0.003591	0.000643
N+00.00	0	0.001438	0.000242
N-04.50	-4.5	0.000406	0.000018
Base	-9	0	0

PASO 3

Nivel	Elevación (m)	Dir-X	Dir-Y
N+49.50	49.5	0.009312	0.000317
N+45.00	45	0.009367	0.00042
N+40.50	40.5	0.009302	0.002
N+36.00	36	0.009456	0.001975
N+31.50	31.5	0.00957	0.001948
N+27.00	27	0.009563	0.00192
N+22.50	22.5	0.009144	0.001802
N+18.00	18	0.008694	0.001665
N+13.50	13.5	0.007906	0.001486
N+09.00	9	0.007099	0.00154
N+04.50	4.5	0.005234	0.000907
N+00.00	0	0.002003	0.000325
N-04.50	-4.5	0.000545	0.000027
Base	-9	0	0

PASO 4

Nivel	Elevación (m)	Dir-X	Dir-Y
N+49.50	49.5	0.012191	0.000277
N+45.00	45	0.012245	0.000333
N+40.50	40.5	0.012242	0.002472
N+36.00	36	0.012425	0.002448
N+31.50	31.5	0.012567	0.002418
N+27.00	27	0.012555	0.002386
N+22.50	22.5	0.012006	0.002241
N+18.00	18	0.011394	0.002085
N+13.50	13.5	0.010393	0.001904
N+09.00	9	0.009306	0.001941
N+04.50	4.5	0.006816	0.001125
N+00.00	0	0.002579	0.000446
N-04.50	-4.5	0.000667	0.00004
Base	-9	0	0

PASO 5

Nivel	Elevación (m)	Dir-X	Dir-Y
N+49.50	49.5	0.015129	0.000242
N+45.00	45	0.015182	0.000347
N+40.50	40.5	0.015241	0.002927
N+36.00	36	0.01545	0.002905
N+31.50	31.5	0.015619	0.002873
N+27.00	27	0.015594	0.002835
N+22.50	22.5	0.014916	0.00267
N+18.00	18	0.014155	0.002504
N+13.50	13.5	0.012928	0.002303
N+09.00	9	0.011504	0.002307
N+04.50	4.5	0.00837	0.001317
N+00.00	0	0.00315	0.00058
N-04.50	-4.5	0.000786	0.000058
Base	-9	0	0

PASO 6

Nivel	Elevación (m)	Dir-X	Dir-Y
N+49.50	49.5	0.016667	0.000222
N+45.00	45	0.016723	0.000358
N+40.50	40.5	0.016814	0.003156
N+36.00	36	0.017035	0.003134
N+31.50	31.5	0.017217	0.003101
N+27.00	27	0.017181	0.003058
N+22.50	22.5	0.016439	0.002886
N+18.00	18	0.015604	0.002716
N+13.50	13.5	0.014244	0.002491
N+09.00	9	0.012652	0.002482
N+04.50	4.5	0.009174	0.001411
N+00.00	0	0.003441	0.000651
N-04.50	-4.5	0.000846	0.000067
Base	-9	0	0

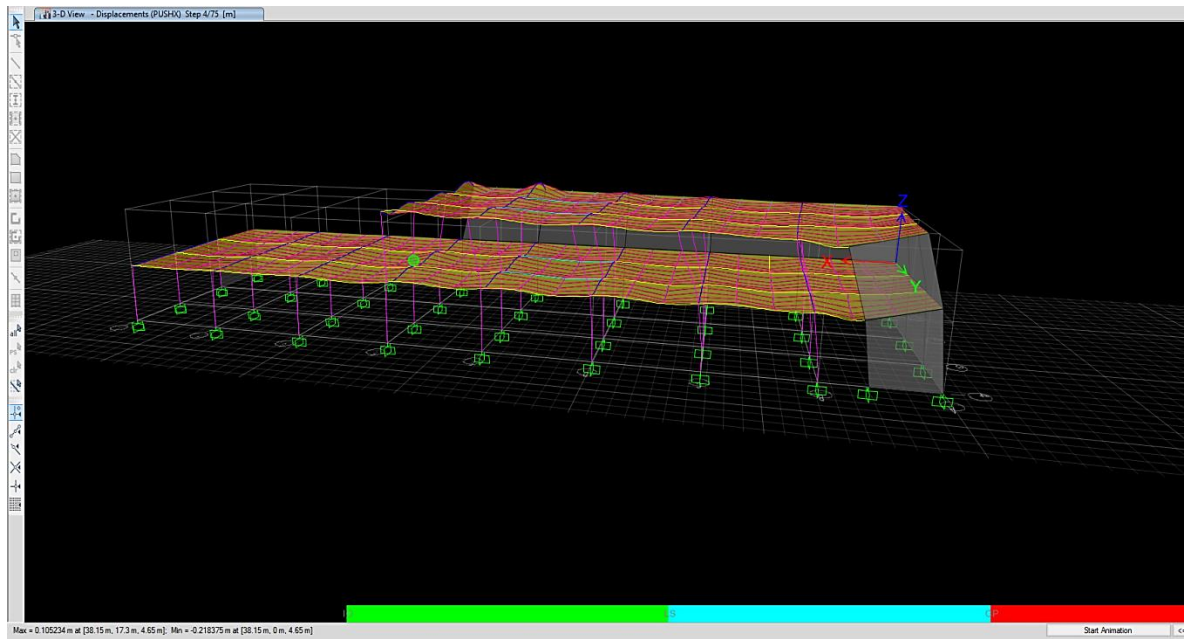
ANEXO 15

RESULTADO DEL ANÁLISIS
PUSHOVER, REPRESENTACIÓN
GRÁFICA DE RÓTULAS
PLÁSTICAS DE LAS
ESTRUCTURAS

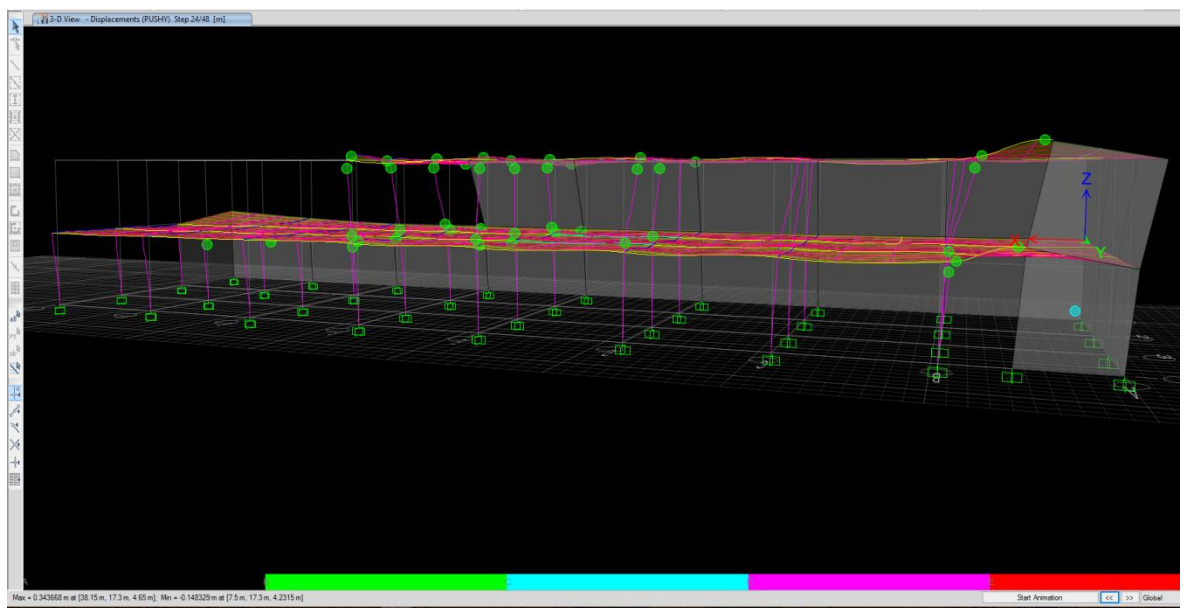
PRIMERA EDIFICACIÓN

PUSH - X

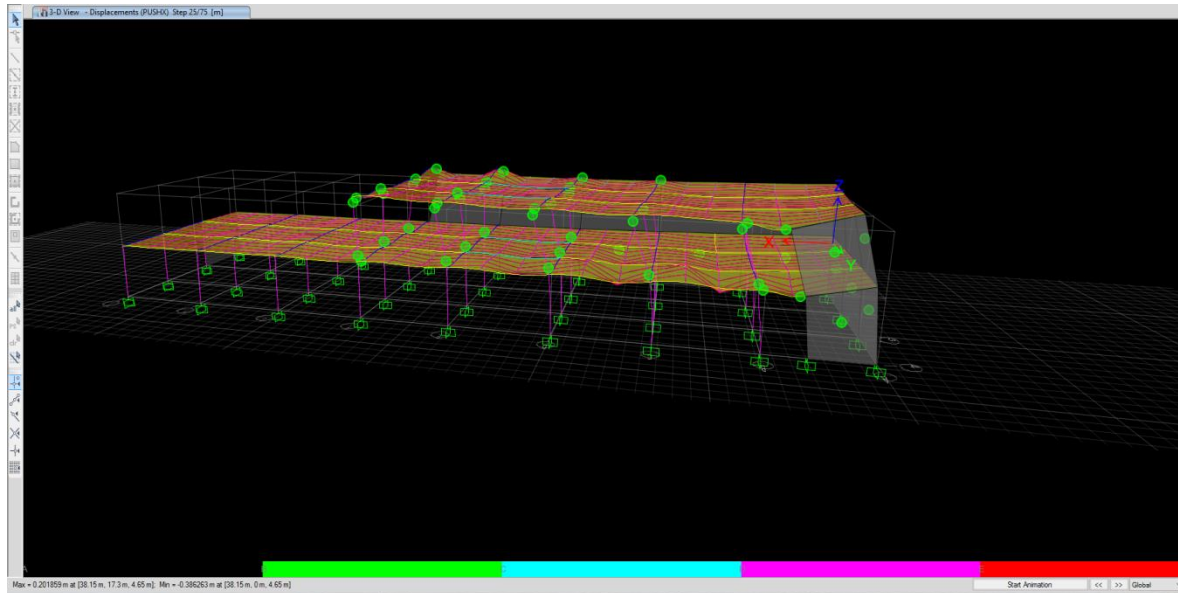
NIVEL DE DESEMPEÑO: IO



NIVEL DE DESEMPEÑO: C (paso 24)

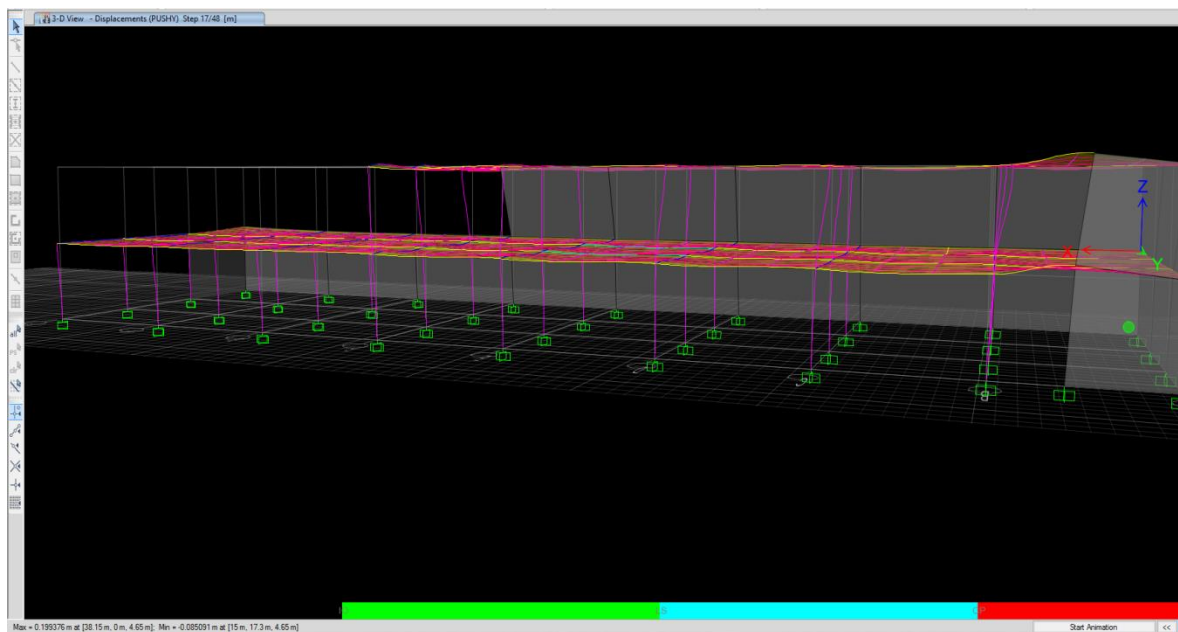


DESPLAZAMIENTO DEL 4% DE ALTURA (paso 25)

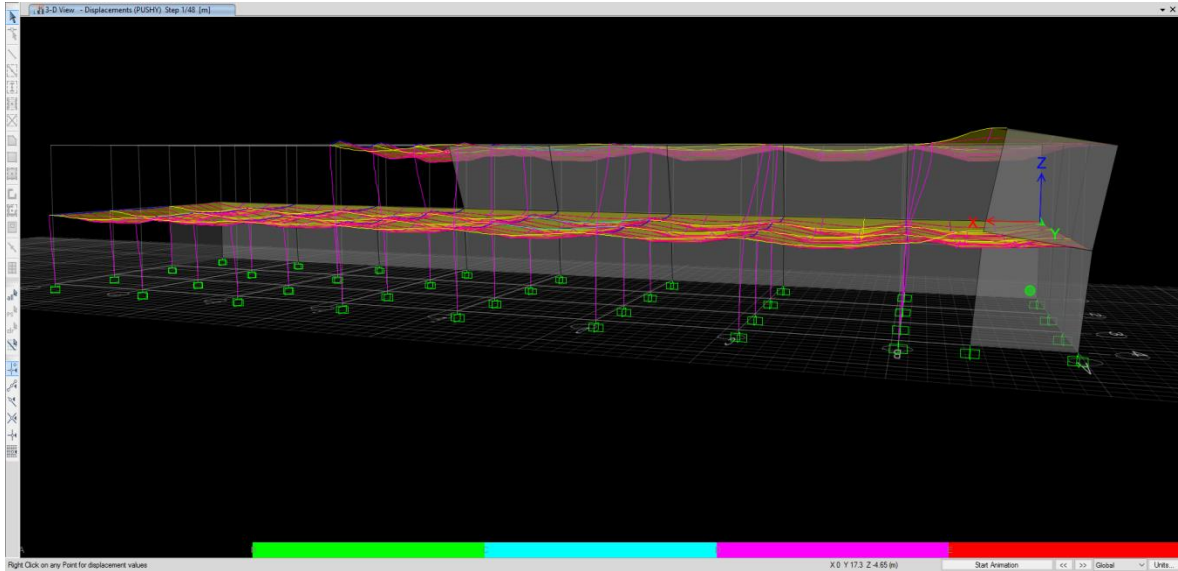


PUSH - Y

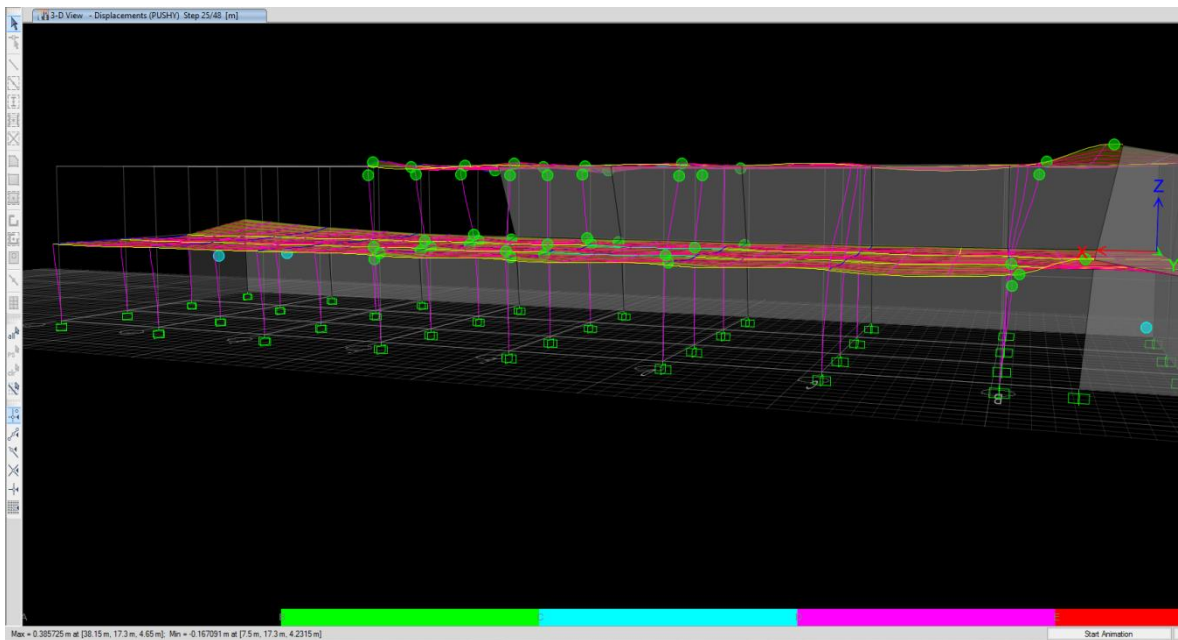
NIVEL DE DESEMPEÑO: IO



NIVEL DE DESEMPEÑO: B (paso 1)



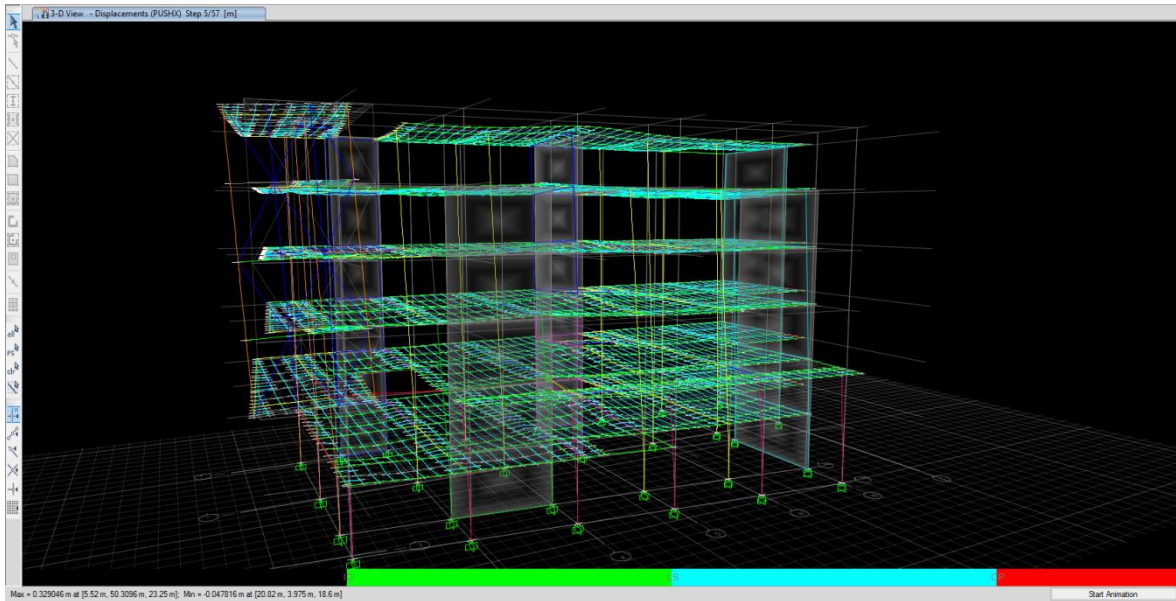
DESPLAZAMIENTO DEL 4% DE ALTURA



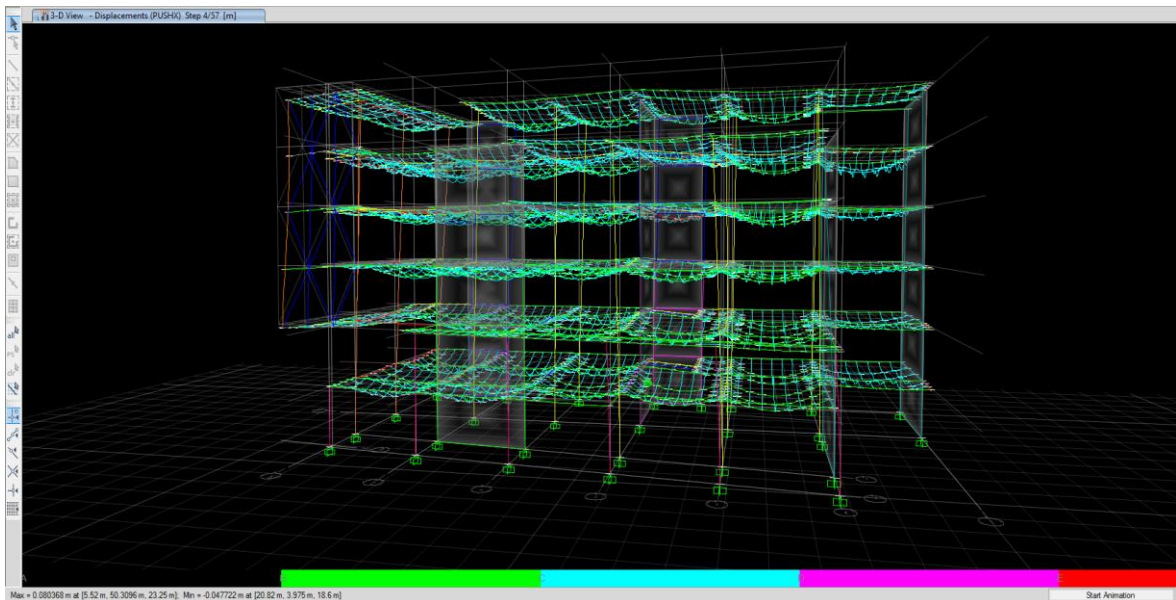
SEGUNDA EDIFICACIÓN

PUSH - X

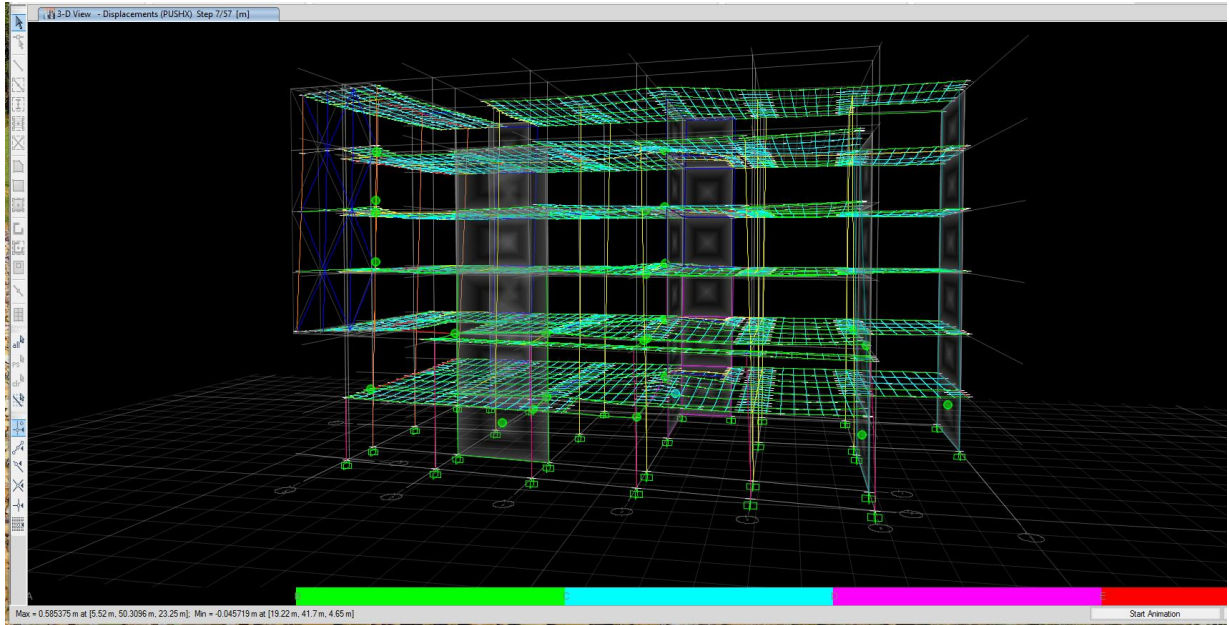
NIVEL DE DESEMPEÑO: IO



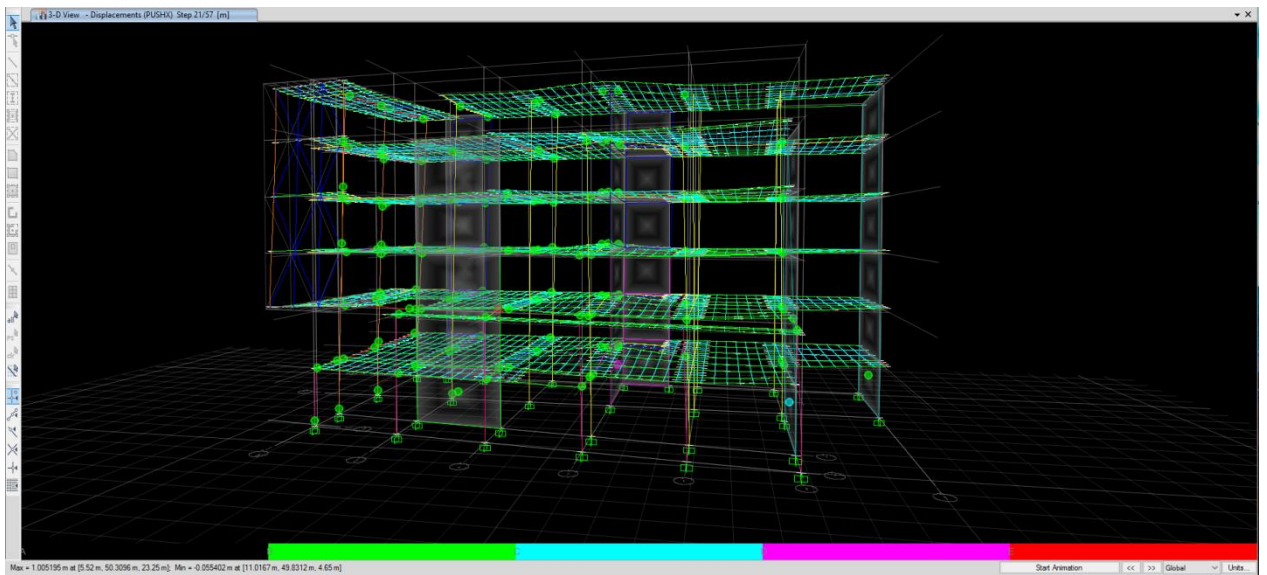
NIVEL DE DESEMPEÑO: B (paso 4)



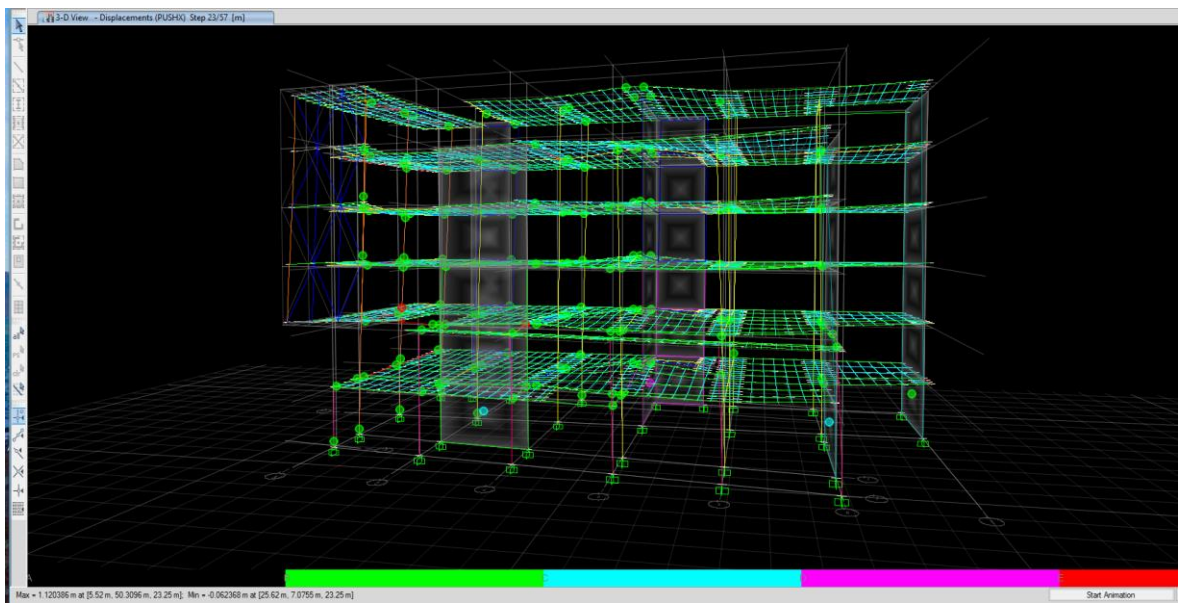
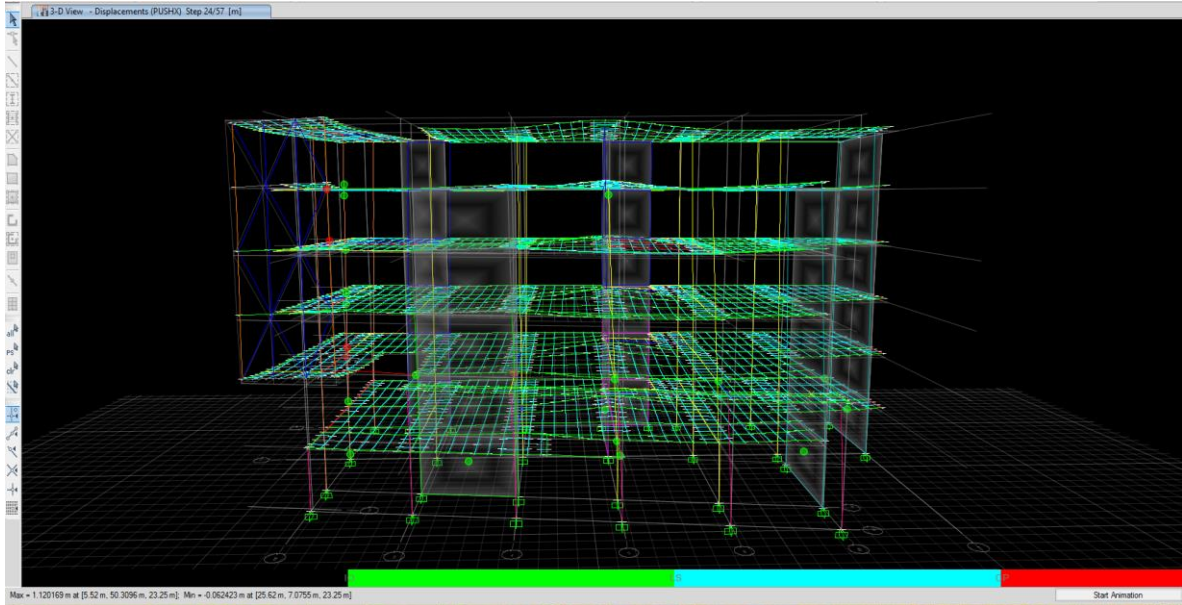
NIVEL DE DESEMPEÑO: C (paso 7)



NIVEL DE DESEMPEÑO: D y E (paso 4)

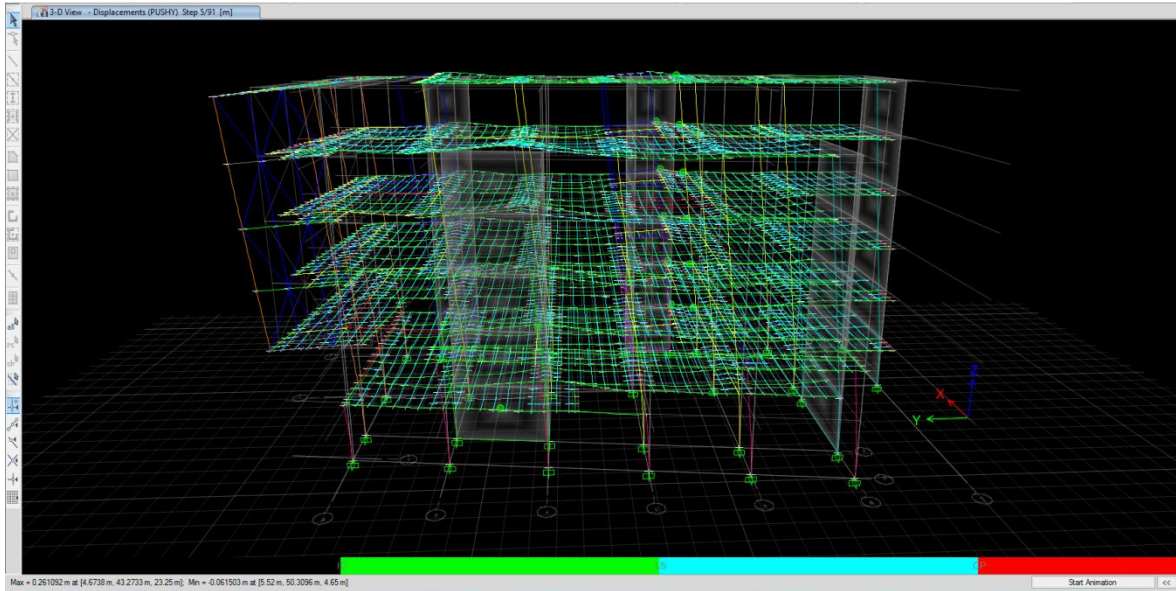


DESPLAZAMIENTO MÁXIMO AL 4%

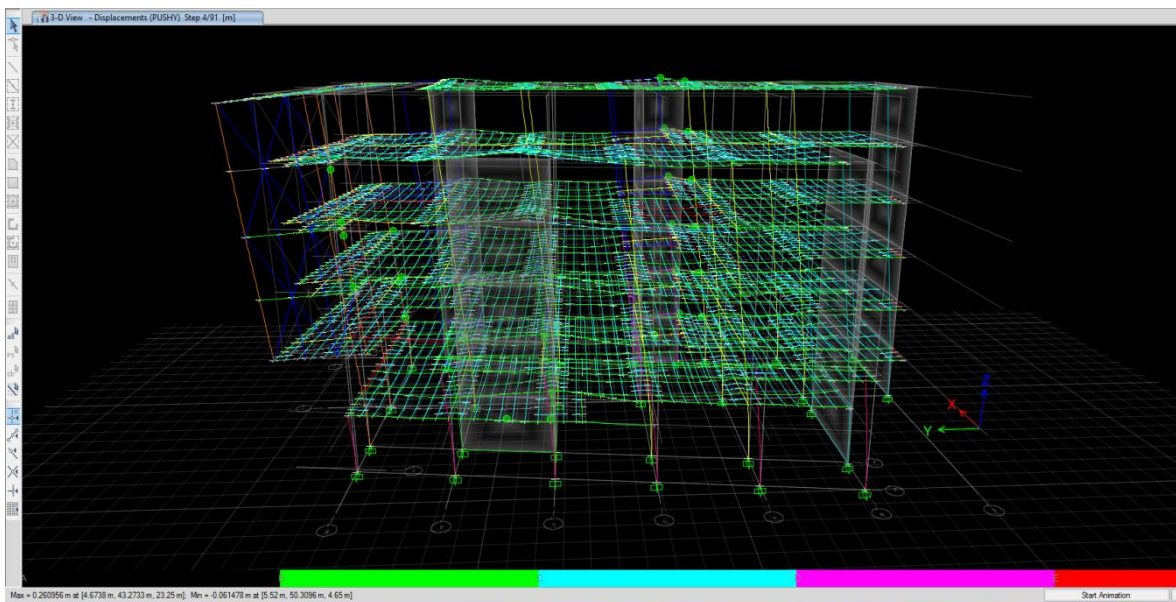


PUSH - Y

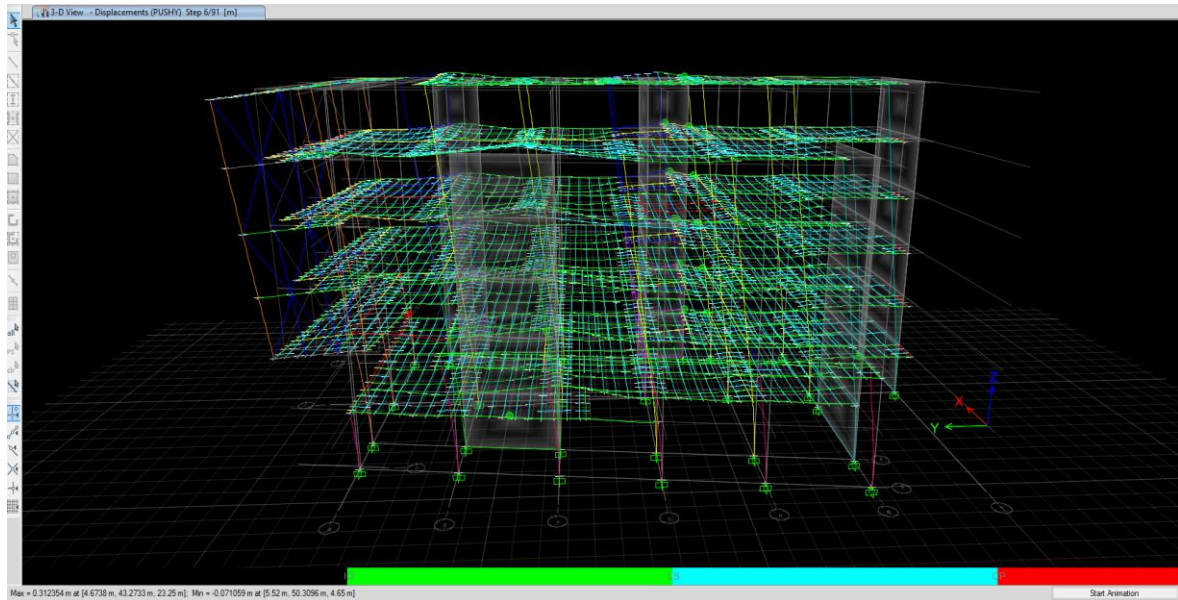
NIVEL DE DESEMPEÑO: IO (paso 5)



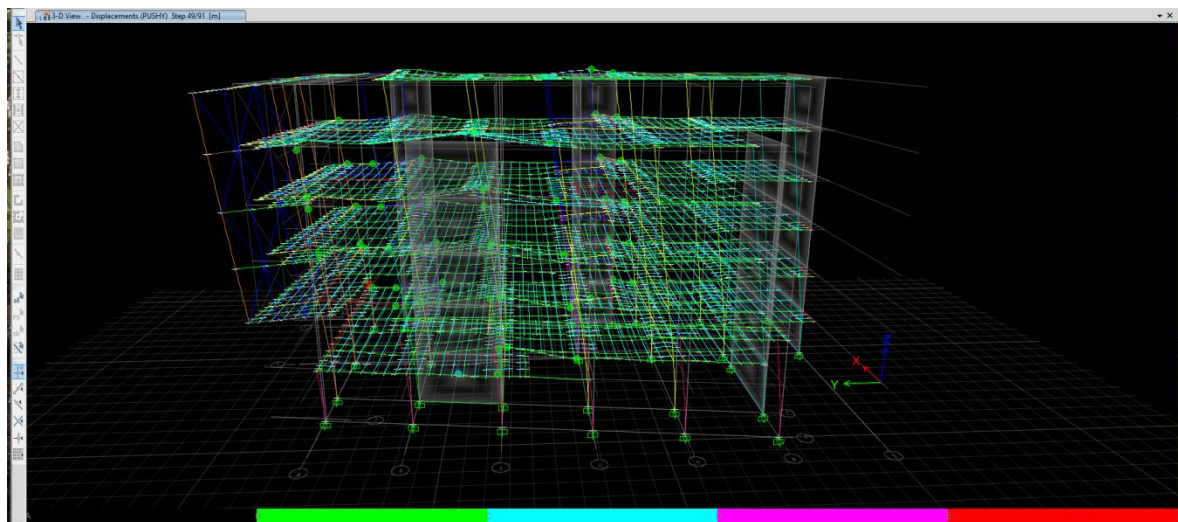
NIVEL DE DESEMPEÑO: B



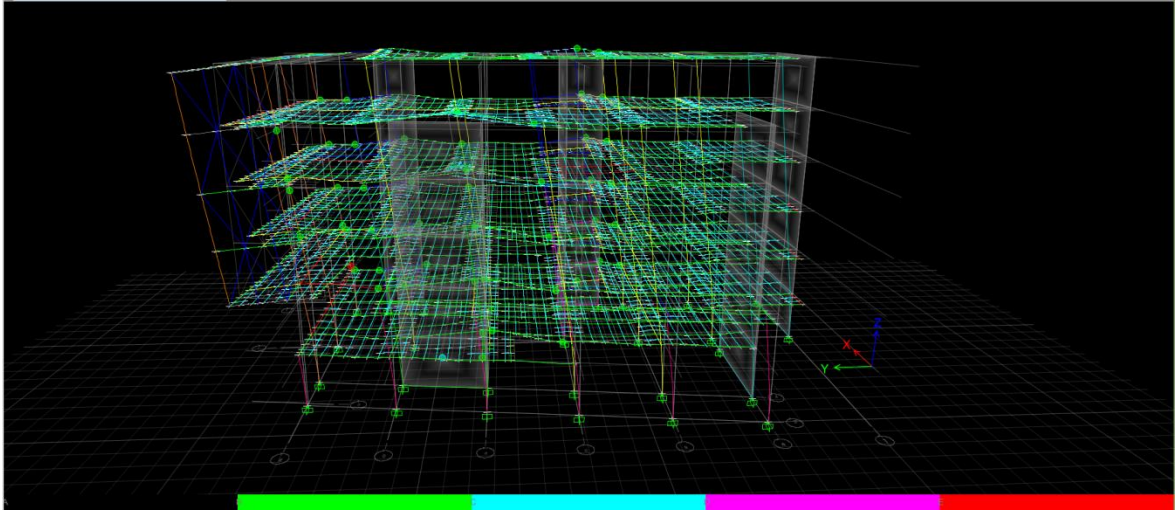
NIVEL DE DESEMPEÑO: CP



NIVEL DE DESEMPEÑO: E



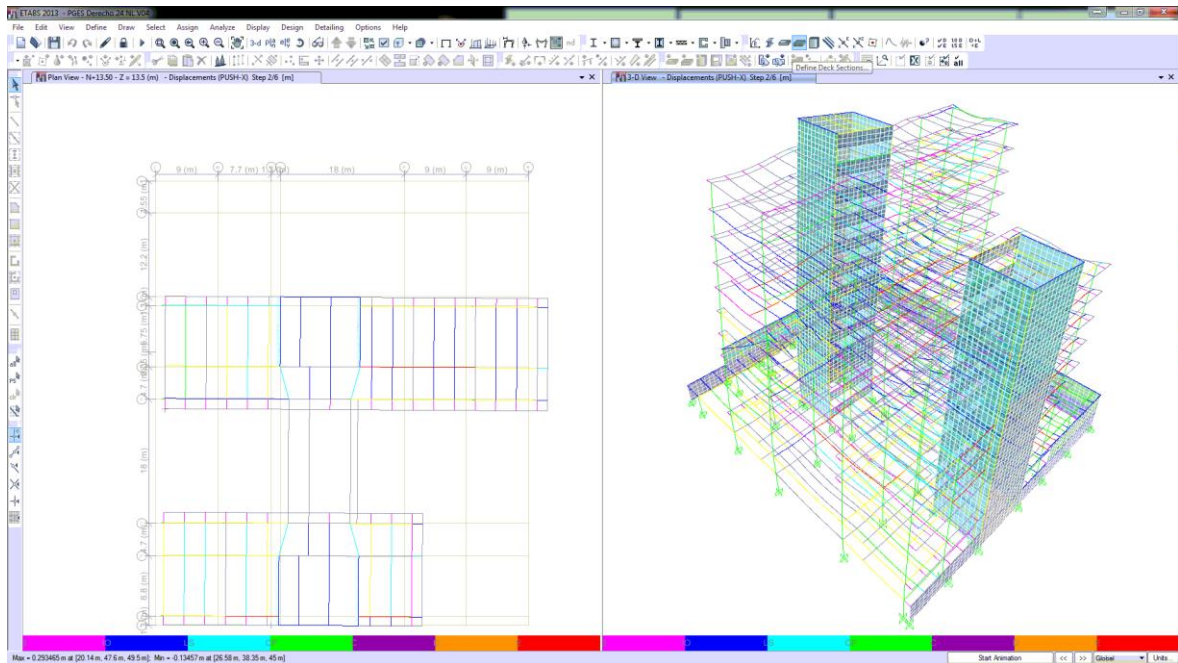
DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (pasa el punto E)



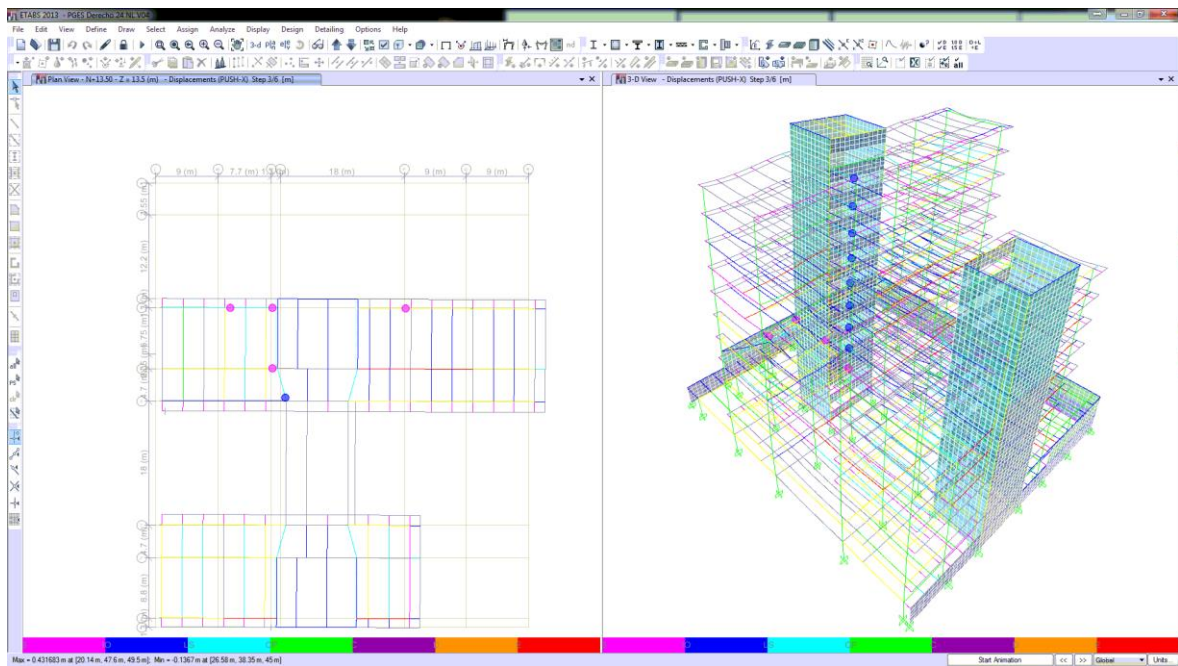
TERCERA EDIFICACIÓN

PUSH - X

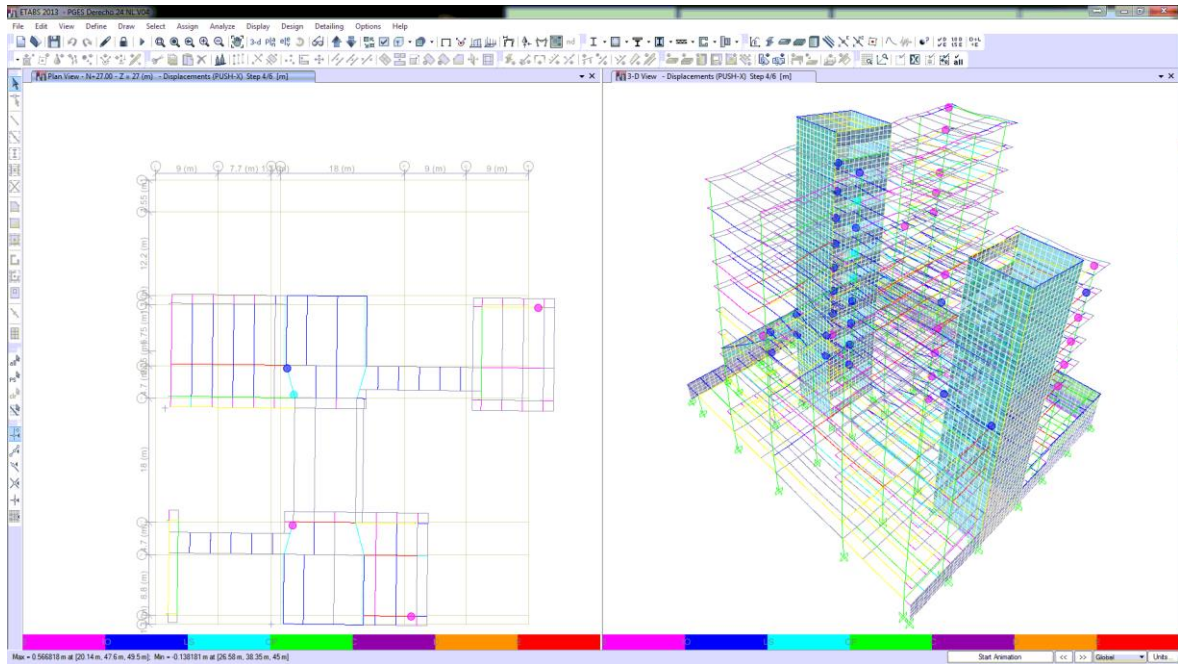
NIVEL DE DESEMPEÑO: (paso 2)



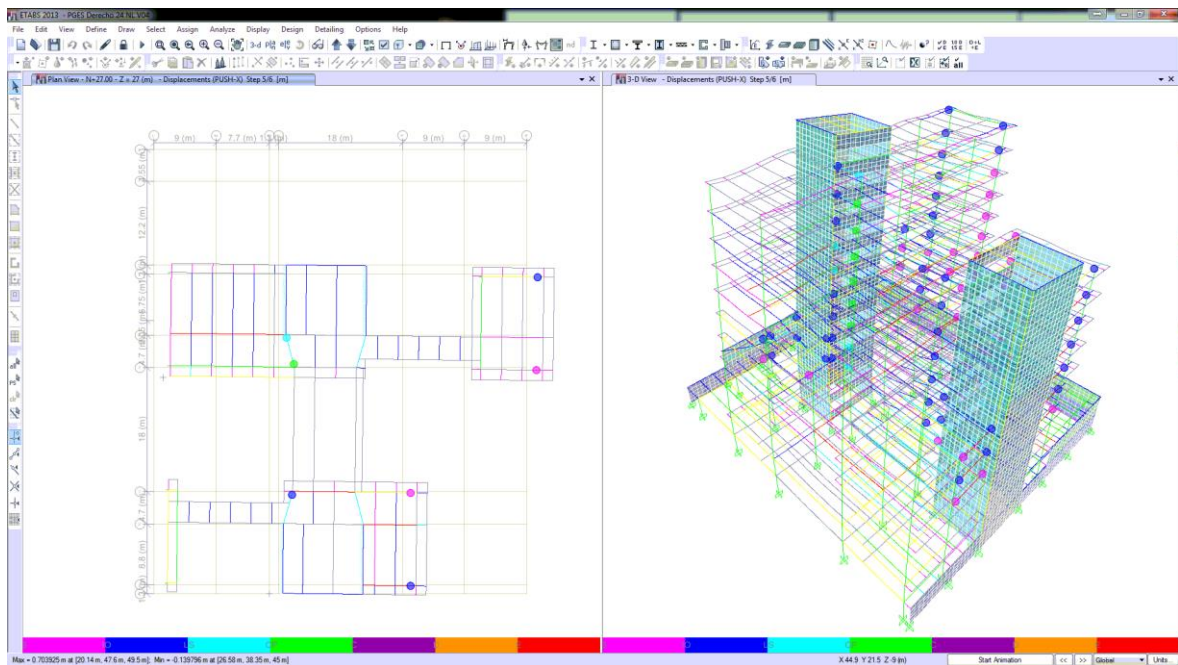
NIVEL DE DESEMPEÑO: (paso 3)



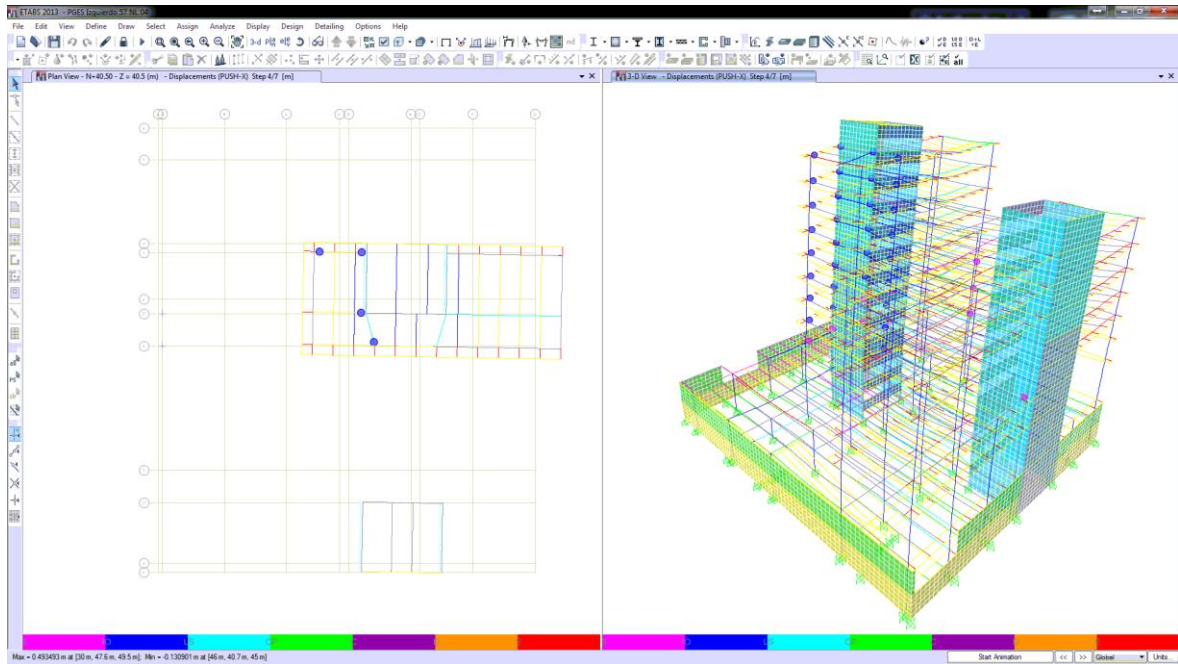
NIVEL DE DESEMPEÑO: (paso 4)



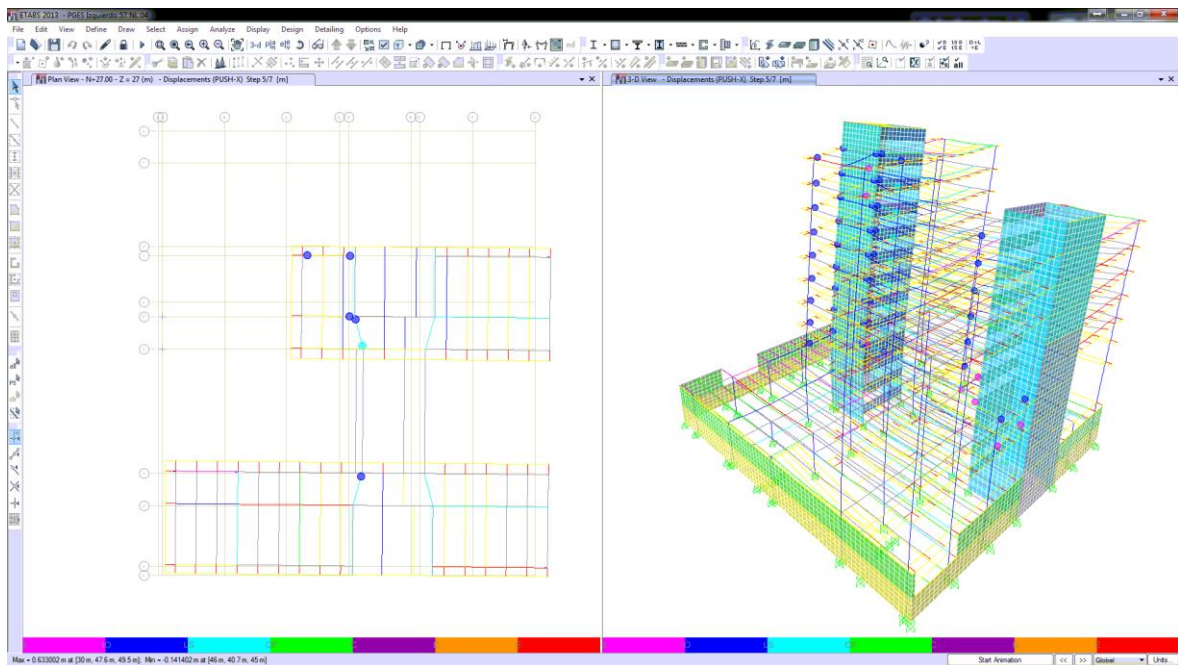
NIVEL DE DESEMPEÑO: (paso 5)



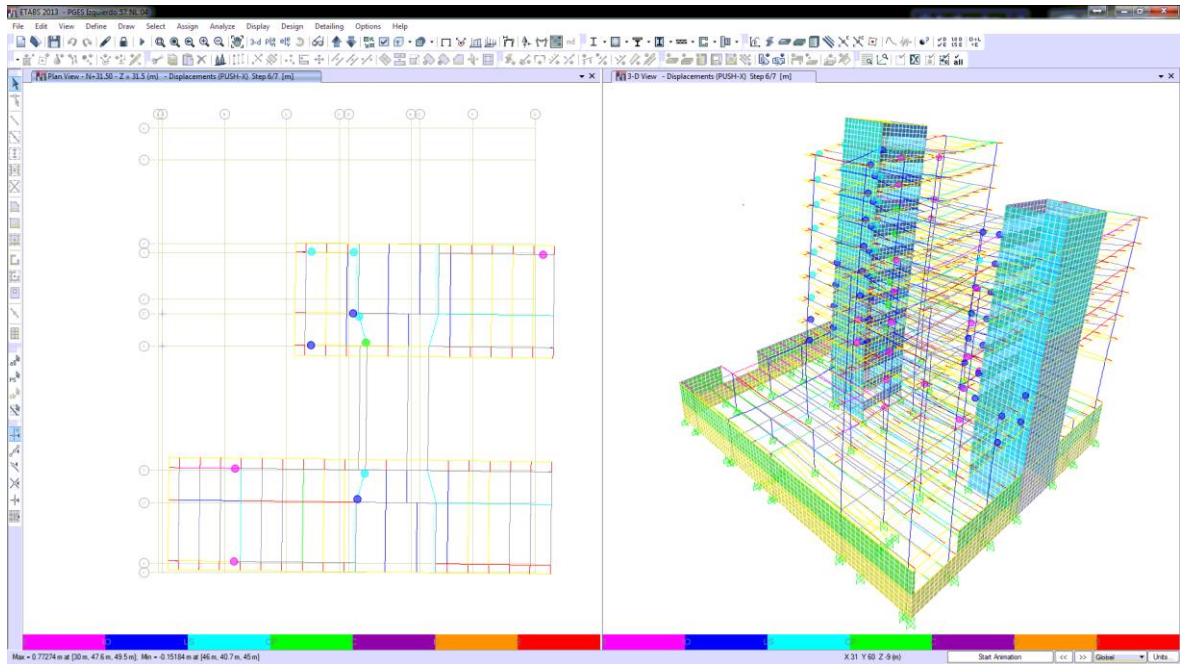
NIVEL DE DESEMPEÑO: (paso 4)



NIVEL DE DESEMPEÑO: (paso 5)



NIVEL DE DESEMPEÑO: (paso 6)



NIVEL DE DESEMPEÑO: (paso 7)

