

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

Tema: “ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MUSHUC RUNA DE DIEZ PISOS EN ESTRUCTURA METÁLICA, MEDIANTE COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL, MODAL, ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER), DINÁMICO NO-LINEAL (HISTORIA DE RESPUESTA), Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCORDANCIA CON EL AISC 341-16, AISC 358-16, E INCIDENCIA EN LAS CONDICIONES ACTUALES DE LA EDIFICACIÓN”

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

Modalidad de titulación: Trabajo de titulación con componentes de investigación
aplicada y/o de desarrollo

Autor: Ing. César Hipólito Argüello Freire

Director: Ing. Jorge Guamanquispe, Mg.

Ambato - Ecuador

2022

APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

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

El Tribunal receptor de la Defensa de Titulación presidido por Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. Jorge Enrique López Velástegui, Mg., e Ing. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, para receptor el Trabajo de Titulación con el tema: “ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MUSHUC RUNA DE DIEZ PISOS EN ESTRUCTURA METÁLICA, MEDIANTE COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL, MODAL, ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER), DINÁMICO NO-LINEAL (HISTORIA DE RESPUESTA), Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCORDANCIA CON EL AISC 341-16, AISC 358-16, E INCIDENCIA EN LAS CONDICIONES ACTUALES DE LA EDIFICACIÓN” elaborado y presentado por el Ing. César Hipólito Argüello Freire, para optar por el Grado Académico de Magíster en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la Universidad Técnica de Ambato.

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

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

Ing. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre, Mg.

Miembro del Tribunal de Defensa

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentado con el tema: “ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MUSHUC RUNA DE DIEZ PISOS EN ESTRUCTURA METÁLICA, MEDIANTE COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL, MODAL, ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER), DINÁMICO NO-LINEAL (HISTORIA DE RESPUESTA), Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCORDANCIA CON EL AISC 341-16, AISC 358-16, E INCIDENCIA EN LAS CONDICIONES ACTUALES DE LA EDIFICACIÓN”, le corresponde exclusivamente a: Ing. César Hipólito Argüello Freire Autor bajo la Dirección del Ing. Jorge Patricio Guamanquispe Toasa, Mg., Director del Trabajo de Investigación; y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. César Hipólito Argüello Freire

AUTOR

Ing. Jorge Patricio Guamanquispe Toasa, Mg.

DIRECTOR

DERECHOS DE AUTOR

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

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

Ing. César Hipólito Argüello Freire

C.C. 1803669199

ÍNDICE GENERAL

PORTADA.....	i
APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TIRULACIÓN	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
ÍNDICE GENERAL	v
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE GRÁFICOS	x
AGRADECIMIENTO	xiii
DEDICATORIA	xiv
RESUMEN EJECUTIVO	xv
EXECUTIVE SUMMARY.....	xvii
CAPÍTULO I.....	1
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1 Introducción	1
1.2 Justificación.....	1
1.3 Objetivos	2
1.3.1 General	2
1.3.2 Específicos	2
CAPÍTULO II	3

ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS	3
2.1 Nivel de desempeño sísmico.....	3
2.2 Descripción del movimiento sísmico del suelo.....	6
2.2.1 Modelo matemático del espectro de respuesta elástico.....	7
2.2.2 Espectro elástico de diseño según NEC-SE-DS-2015	11
2.3 Diseño basado en fuerzas (DBF).....	18
2.3.1 Análisis estático lineal.....	18
2.4 Descripción general del análisis sísmico inelástico	20
2.4.1 Modelo estructural	20
2.4.2 Opciones para análisis inelásticos.....	21
2.4.3 Comportamiento de los materiales.....	25
2.4.4 Rótula plástica.....	27
2.5 Diseño estructural.....	29
2.6 Conclusiones parciales de la literatura científica	29
CAPÍTULO III.....	30
METODOLOGÍA	30
3.1 Ubicación	30
3.2 Equipos y materiales	32
3.3 Tipo de investigación	32
3.4 Población o muestra	33
3.5 Metodología del modelo matemático.....	33
3.5.1 Características generales de la edificación.....	33
3.5.2 Secciones de elementos estructurales.....	35
3.5.3 Normas y códigos empleados.....	39
3.5.4 Características específicas del modelo matemático	39

3.5.5	Materiales	41
3.5.6	Cargas gravitacionales	43
3.5.7	Cargas sísmicas	44
3.5.8	Asignación de rótulas plásticas	51
CAPÍTULO IV		52
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		52
4.1	Resultados obtenidos con NSP (<i>No linear static procedure</i>) mediante ASCE 41-13	52
4.1.1	NSP – ASCE 41-13 – sentido “X”	52
4.1.2	NSP – ASCE 41-13 – sentido “Y”	54
4.1.3	Formación de rótula plástica	55
4.1.4	Resumen de resultados de NSP mediante ASCE 41-13.....	55
4.2	Resultados obtenidos con NSP (<i>No linear static procedure</i>) mediante FEMA 440 E.L.....	56
4.2.1	NSP – FEMA 440 E.L. sentido “X”	56
4.2.2	NSP – FEMA 440 E.L. sentido “Y”	57
4.2.3	Resumen de resultados de NSP mediante FEMA 440 E.L.	58
4.3	Nivel de daño alcanzado mediante NSP	58
4.3.1	Nivel de demanda para 475 y 2500 años en sentido “X”	58
4.3.2	Nivel de demanda para 475 y 2500 años en sentido “Y”.....	59
4.4	Validación de NSP	60
4.5	Resultados obtenidos con NDP (<i>No linear dynamic procedure</i>) mediante ASCE 41-13	61
4.5.1	Resumen de datos para análisis NDP.....	67
4.6	Matriz comparativa datos de diseño año 2017 (previo a la construcción), respecto a los datos obtenidos en el presente estudio.	67
4.6.1	Consideraciones iniciales	67
4.6.2	Coeficiente de reducción sísmica corregido (Rc)	68

4.6.3	Comparación de datos entre análisis estructural 2017 y análisis estructural 2022.	69
4.7	Diseño y comprobación de principales elementos estructurales.....	70
4.7.1	Columnas	71
4.7.2	Vigas	73
4.7.3	Rigidizadores.....	73
4.7.4	Relación viga columna capacidad (viga débil – columna fuerte)	73
CAPÍTULO V		74
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		74
5.1	Conclusiones	74
5.2	Recomendaciones.....	77
5.3	Bibliografía	77
5.4	Anexos	79

ÍNDICE DE TABLAS

CONTENIDO	Pág.
Tabla 1 Niveles de desempeño ATC-40 [1].....	3
Tabla 2 Niveles de amenaza sísmica [3].....	4
Tabla 3 Desempeño para estructuras esenciales y especiales según NEC-SE-DS 2015 [3].....	4
Tabla 4 Desempeño estructural según NEC-SE-DS 2015 [3].....	5
Tabla 5 Coeficiente de reducción estructural R [3].....	17
Tabla 6 Características generales de la edificación.....	33
Tabla 7 Otros elementos componentes del edificio.....	34
Tabla 8 Materiales empleados.....	41
Tabla 9 Cargas gravitacionales asignadas por piso.....	44
Tabla 10 Selección de acelerograma – Parte A.....	47
Tabla 11 Selección de acelerograma – Parte B.....	48
Tabla 12 Selección de acelerograma – Parte C.....	48
Tabla 13 Resumen de resultados para distintas demandas mediante ASCE 41-13 ...	55
Tabla 14 Resumen de resultados para distintas demandas mediante FEMA 440 E.L.	58
Tabla 15 Resumen de resultados para NDP – incluye todos los sismos.....	67
Tabla 16 Resumen de análisis estructural (2017/2022).....	69
Tabla 17 Período de vibración y participación modal de masa.....	70
Tabla 18 Resumen diseño columna más crítica (2017/2022).....	73
Tabla 19 Resumen diseño viga más crítica (2017/2022).....	73
Tabla 20 Resumen diseño de diagonal rigidizadora más crítica (2017/2022).....	73
Tabla 21 Resumen diseño viga débil columna fuerte más crítica (2017/2022).....	73
Tabla 22 Resultados NSP mediante ASCE 41-13.....	74
Tabla 23 Resultados NSP mediante FEMA 440EL.....	74
Tabla 24 Resultados NDP – historia en el tiempo.....	75
Tabla 25 Derivas de piso para distintos acelerogramas.....	76

ÍNDICE DE GRÁFICOS

CONTENIDO	Pág.
Gráfico 1 Desempeño y nivel de daño [4]	3
Gráfico 2 La jerarquía se lee de derecha a izquierda siendo la categoría Platinum la más alta [4]	5
Gráfico 3 Condiciones que afectan un sismo, y representación de un acelerograma [2]	6
Gráfico 4 Excitación en la base para un SDOF [6]	7
Gráfico 5 Respuesta en términos de desplazamientos, para distintos períodos [6] ...	10
Gráfico 6 Mapa de zonificación sísmica de Ecuador [3]	12
Gráfico 7 Curva de peligro sísmico Riobamba [3]	13
Gráfico 8 Espectro elástico de diseño [3]	15
Gráfico 9 Comportamiento histérico en un test [2]	20
Gráfico 10 Procedimientos de análisis inelásticos [2]	21
Gráfico 11 Pasos para el análisis estático no lineal [2]	22
Gráfico 12 Procedimiento del análisis dinámico no lineal [2]	24
Gráfico 13 Esfuerzo deformación acero [20]	26
Gráfico 14 Modelo de histéresis kinemático	27
Gráfico 15 Modelo matemático de una rótula plástica [5]	27
Gráfico 16 Rotación y deformación [5]	28
Gráfico 17 Ubicación - Coordenadas	30
Gráfico 18 Ubicación Calles Carabobo y Esmeraldas	31
Gráfico 19 Fotografía edificio Mushuc Runa - Riobamba	31
Gráfico 20 Modelo estructural en varias direcciones	34
Gráfico 21 Isometría de conexión viga columna	35
Gráfico 22 Vista en planta de la conexión viga columna con RBS	36
Gráfico 23 Isometría de losa Deck	36
Gráfico 24 Sección utilizada para todas las columnas	37

Gráfico 25 Sección transversal de viga principal y viga secundaria, respectivamente	37
Gráfico 26 Agujeros en sección de viga para paso de soldadura	37
Gráfico 27 Rigidizadores o cortavientos	38
Gráfico 28 Vista en planta de losa N+3,42m	38
Gráfico 29 Modelo estructural para análisis	40
Gráfico 30 Propiedades no lineales de hormigón	41
Gráfico 31 Propiedades no lineales de acero A 572 GR 50	42
Gráfico 32 Propiedades no lineales de acero de refuerzo	42
Gráfico 33 Propiedades no lineales de mampostería	43
Gráfico 34 Cálculo del coeficiente “c”	45
Gráfico 35 Definición del espectro elástico e inelástico	46
Gráfico 36 Espectros de demanda para distintos niveles de amenaza	47
Gráfico 37 Acelerograma escalado a sismo de diseño / Northridge componente EO49	
Gráfico 38 Acelerograma escalado a sismo de diseño / Petrolia componente EO	49
Gráfico 39 Acelerograma escalado a sismo de diseño / San Fernando componente EO	50
Gráfico 40 Acelerograma escalado a sismo de diseño / Northridge componente NS	50
Gráfico 41 Acelerograma escalado a sismo de diseño / Petrolia componente NS	51
Gráfico 42 Acelerograma escalado a sismo de diseño / San Fernando componente NS	51
Gráfico 43 Curva cortante - desplazamiento.....	52
Gráfico 44 Formación de rótulas plásticas debido a una fuerza incremental en el sentido X.	53
Gráfico 45 Curva cortante vs desplazamiento y formación de rótulas plásticas debido a una fuerza incremental en el sentido Y.	54
Gráfico 46 Respuesta de una rótula plástica	55
Gráfico 47 Punto de desempeño FEMA 440 E.L. – sentido “X”	56
Gráfico 48 Punto de desempeño FEMA 440 E.L. – sentido “Y”	57
Gráfico 49 Daño esperado para un sismo de diseño 475 años	58
Gráfico 50 Daño esperado para un sismo muy raro 2500 años.....	59
Gráfico 51 Daño esperado para un sismo de diseño 475 años	59
Gráfico 52 Daño esperado para un sismo muy raro 2500 años.....	60

Gráfico 53 Artículo 7.3.2.1 ASCE 41-13.....	61
Gráfico 54 Cortante en la base en la dirección “X” para cada instante de tiempo ...	62
Gráfico 55 Desplazamiento del piso superior en el sentido “X” para cada instante de tiempo.....	63
Gráfico 56 Formación de rótulas plásticas con NDP	64
Gráfico 57 Energía de disipación en el tiempo en el sentido “X”	65
Gráfico 58 Diagrama de histéresis en el sentido “X”	66

AGRADECIMIENTO

A Dios, a mi amada esposa, a mis padres, a toda mi querida familia y amigos; por supuesto a mis queridos *canis lupus familiaris*, siempre los llevo en mi mente...

Un agradecimiento especial al Ing. Jorge Guamanquispe, Mg., tutor de tesis.

DEDICATORIA

A mi madre Inés Freire.

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

TEMA:

“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MUSHUC RUNA DE DIEZ PISOS EN ESTRUCTURA METÁLICA, MEDIANTE COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL, MODAL, ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER), DINÁMICO NO-LINEAL (HISTORIA DE RESPUESTA), Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCORDANCIA CON EL AISC 341-16, AISC 358-16, E INCIDENCIA EN LAS CONDICIONES ACTUALES DE LA EDIFICACIÓN”.

AUTOR: Ing. César Hipólito Argüello Freire

DIRECTOR: Ing. Jorge Patricio Guamanquispe Toasa, Mg.

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: Análisis y diseño estructural.

FECHA: julio 2022

RESUMEN EJECUTIVO

El trabajo de titulación en mención consiste en analizar mediante modelos matemáticos no lineales la vulnerabilidad sísmica de una edificación construida en el año 2018 con acero estructural (A572 GR 50) y una altura de 9 pisos respecto a la rasante de la vía. Asimismo, se procedió a comprobar el diseño estructural realizado en el año 2017 (previo a la construcción), y comparar respecto a normas internacionales específicamente las descritas en ANSI - AISC 341-16, 358s-16, 360-16, ASCE 41-13, FEMA 440, FEMA 273. La empresa AyF, Consultoría y Construcción facilitó todos los documentos necesarios para realizar un correcto análisis de desempeño sísmico; entre los más importantes: modelo matemático de análisis y diseño estructural elaborado en el año 2017, planos as built elaborados al finalizar la obra año 2018, pruebas de ultrasonido en soldaduras, certificados de calidad de materiales, planos arquitectónicos entre otros. De esta manera y con toda la documentación a disposición se procedió a la obtención de los resultados esperados mediante análisis no lineales (NSP) y (NDP), comparando desplazamientos máximos,

derivas de piso, fuerzas de corte, formación de rótulas plásticas, mecanismos de falla, diagramas de histéresis y cantidad de disipación de energía; de esta manera se obtuvo el nivel de desempeño sísmico y la vulnerabilidad sísmica de la estructura, para un sismo de diseño de 475 años de período de retorno (sismo considerado debido al tipo de edificación) y se espera que la obra civil en mención resista el sismo de diseño y se encuentre entre los estados Operativo – Funcional. Dentro de la calificación de resiliencia respecto a FEMA P-58-1 la categoría que corresponde el sistema actual es “GOLD”, donde se espera un daño del 10 por ciento y 4 semanas de tiempo de ocupación. Asimismo, se procedió a realizar una comparación del diseño efectuado previo a la construcción (año 2017), respecto al análisis efectuado en el presente documento; por lo tanto, se justifica el dimensionamiento de secciones transversales empleados en los distintos miembros estructurales. Cabe destacar que se han obtenido resultados prácticos para el análisis estructural específicamente al valor relacionado con el coeficiente R (coeficiente de reducción sísmica) y que se pueden extrapolar a distintos escenarios.

Descriptor: Acero estructural, análisis no lineal, cortante basal, desempeño sísmico, diseño estructural, reducción sísmica, resiliencia, rótula plástica, sismo de diseño, vulnerabilidad sísmica.

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

THEME:

“ANALYSIS AND STRUCTURAL DESIGN OF THE TEN-STORY MUSHUC RUNA BUILDING IN METALLIC STRUCTURE, BY COMPARING STATIC LINEAR, MODAL, STATIC NON-LINEAR (PUSHOVER), DYNAMIC NON-LINEAR (RESPONSE HISTORY), AND STRUCTURAL DESIGN IN ACCORDANCE WITH AISC 341 -16, AISC 358-16, AND IMPACT ON THE CURRENT CONDITIONS OF THE BUILDING”.

AUTHOR: Ing. César Hipólito Argüello Freire

DIRECTED BY: Ing. Jorge Patricio Guamanquispe Toasa, Mg.

LINE OF RESEARCH: Structural analysis and design

DATE: july 2022.

EXECUTIVE SUMMARY

The degree work in question consists of analyzing, through non-linear mathematical models, the seismic vulnerability of a building built in 2018 with structural steel (A572 GR 50) and a height of 9 floors with respect to the road. Likewise, the structural design carried out in 2017 (prior to construction), and compared with international standards, specifically those described in ANSI - AISC 341-16, 358s-16, 360-16, ASCE 41-13, FEMA 440, FEMA 273. The company AyF, Consultoría y Construcción provided all the necessary documents to carry out a correct seismic performance analysis; among the most important: mathematical model of analysis and structural design prepared in 2017, as-built plans prepared at the end of the work in 2018, ultrasound tests on welds, material quality certificates, architectural plans, among others. In this way and with all the documentation available, the expected results were obtained through nonlinear analysis (NSP) and (NDP), comparing maximum displacements, floor drifts, shear forces, formation of plastic hinges, failure, hysteresis diagrams and amount of energy dissipation; in this way, the level of seismic performance and the seismic vulnerability

of the structure were obtained for a design earthquake of 475 years of return period (earthquake considered due to the type of building) and it is expected that the civil works in question resist the design earthquake and is between the Operational – Functional states. Within the resilience rating with respect to FEMA P-58-1, the category that corresponds to the current system is "GOLD", where 10 percent damage and 4 weeks of occupation time are expected. Likewise, a comparison was made of the design carried out prior to construction (2017), with respect to the analysis carried out in this document; therefore, the dimensioning of cross sections used in the different structural members is justified. It should be noted that practical results have been obtained for the structural analysis specifically to the value related to the coefficient R (coefficient of seismic reduction) and that they can be extrapolated to different scenarios.

Descriptors: Structural steel, nonlinear analysis, base shear, seismic performance, structural design, seismic reduction, resilience, plastic hinge, design earthquake, seismic vulnerability.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 Introducción

El presente trabajo consiste en evaluar el desempeño sísmico de una estructura aporticada de acero de 10 pisos con rigidizadores, acorde al FEMA 440, ASCE 41-13 y NEC-SE-DS-2015; además obtener datos relacionados al periodo fundamental y modos de vibración del edificio, mediante el análisis modal y compararlos con los datos obtenidos en el diseño estructural año 2017 con el cual fue construido. La empresa AyF, ha facilitado los planos arquitectónicos y estructurales *as – built*, de tal modo que el modelo matemático se encuentra en función de dichos elementos. Se realizarán análisis no lineales (NSP y NDP) y se determinará si las secciones utilizadas son las correctas, en caso que no cumplan se propondrá un rediseño acorde al AISC 341 y 358, de tal manera que se sustentará las secciones de elementos estructurales principales.

El edificio en estudio se divide en tres etapas respecto al tiempo; primera etapa: año 2017 realización de estudios estructurales, segunda etapa: año 2018 construcción en función de los estudios del año 2017 y, por último: año 2022 análisis de vulnerabilidad sísmica de la edificación (desarrollo del trabajo de titulación). Por lo mencionado, podremos finalmente construir una matriz de comparación entre; diseño estructural antes de la construcción año 2017, construcción año 2018 y resultados de diseño del presente trabajo de titulación, lo que a su vez incidirá en las condiciones actuales del Edificio Mushuc Runa – Riobamba.

1.2 Justificación

Debido a la alta peligrosidad sísmica en la que nos encontramos es necesario desarrollar estudios de vulnerabilidad sísmica de edificaciones para encontrar posibles fallas y corregirlas a tiempo, ciudadano la inversión y principalmente la vida de quince ocupan dichas instalaciones. La originalidad en la elaboración del presente documento es que la investigación ha conllevado hasta la fecha aproximadamente 6 años ejecutándose a escala real lo que permitirá encontrar similitudes o divergencias, tanto en el análisis como en el diseño respecto a lo que se encuentra construido, dando

resultados con menor grado de incertidumbre y estableciendo la vulnerabilidad sísmica de la edificación.

1.3 Objetivos

1.3.1 General

Evaluar el desempeño sísmico del edificio Mushuc Runa de diez pisos en estructura metálica, mediante comparación del análisis estático lineal, modal, estático no lineal (pushover) y dinámico no-lineal (historia de respuesta), y realizar el diseño estructural en concordancia con el AISC 341-16, AISC 358-16.

1.3.2 Específicos

- Realizar el estudio de vulnerabilidad sísmica mediante (NSP) y (NDP), en concordancia con ASCE 41-13, FEMA 440 y NEC- SE – DS 2015, teniendo en cuenta las condiciones actuales del sistema estructural.
- Realzar el rediseño estructural (propuesta de reforzamiento) acorde al AISC 341 y AISC 358, en caso que la estructura no presente un buen desempeño sísmico.
- Establecer una matriz comparativa en la que contraste los datos de diseño en el año 2017 (previo a la construcción), respecto a los datos obtenidos en el presente estudio.
- Ejecutar cálculos comprobatorios de los principales elementos estructurales, en caso que la estructura presente un óptimo desempeño estructural.
- Determinar si la cantidad de kg/m² de acero empleado en la estructura está de acuerdo con los estándares de rentabilidad.

CAPÍTULO II

ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

2.1 Nivel de desempeño sísmico

Tiene que ver con el comportamiento de elementos estructurales en una edificación, en función al daño que provoca la demanda (sismo de diseño) [1]. En documentos como el ATC – 40, FEMA 356, presenta niveles para el desempeño de elementos estructurales y no estructurales [2].

Tabla 1 Niveles de desempeño ATC-40 [1]

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	ELEMENTOS ESTRUCTURALES					
	SP-1 INMEDIATA OCUPACIÓN	SP-2 DAÑO CONTROLADO (RANGO)	SP-3 SEGURIDAD	SP-4 SEGURIDAD LIMITADA (RANGO)	SP-5 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	SP-6 NO CONSIDERADO
NP-A OPERACIONAL	1-A OPERACIONAL	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B INMEDIATA OCUPACIÓN	1-B OCUPACIÓN INMEDIATA (IO)	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C SEGURIDAD	1-C	2-C	3-C SEGURIDAD DE VIDA (LS)	4-C	5-C	6-C
NP-D AMENAZA	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E NO CONSIDERADO	NR	NR	3-E	4-E	5-E PREVENCIÓN DE COLAPSO (CP)	NO APLICABLE

				VALOR ÓPTIMO (SP-NP) – (colores referenciados en Etabs)
				Otras combinaciones (SP-NP)
NR				Combinaciones no recomendadas (SP-NP)

En congruencia a la anterior clasificación se esperarían los siguientes niveles de daño del edificio ante un evento sísmico catastrófico respectivamente:

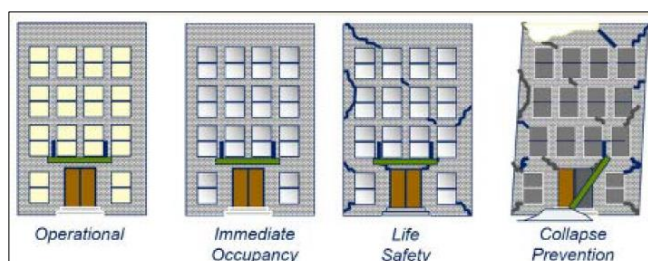


Gráfico 1 Desempeño y nivel de daño [4]

Para evaluar el desempeño sísmico se debe conocer los niveles de amenaza sísmica; mismos que la norma ecuatoriana [3] define de la siguiente manera:

Tabla 2 Niveles de amenaza sísmica [3]

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno Tr (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0,01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0,00444
3	Raro (severo)	10%	475	0,00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0,0004

Con respecto a la normativa ecuatoriana NEC-SE-DS-2015, literal 4.2, la filosofía de diseño consiente en desarrollar el nivel seguridad de vida para el sismo de diseño (severo = 475 años de retorno) y salvaguardar la vida de los ocupantes sin tomar en cuenta el daño de la estructura, en otras palabras la estructura debe soportar el tiempo suficiente para que los ocupantes puedan evacuar antes que suceda el colapso, si comparamos con la tabla C1-8 del FEMA 356 sería (5-E) se encuentra en prevención de colapso.

Sin embargo, para estructuras especiales y esenciales, la filosofía de diseño manifiesta que las estructuras deben mantenerse operacionales aún transcurrido el sismo de diseño, de acuerdo a lo establecido en la siguiente tabla:

Tabla 3 Desempeño para estructuras esenciales y especiales según NEC-SE-DS 2015 [3]

Nivel de desempeño estructural	Estructuras de ocupación especial	Estructuras de ocupación esencial	Período de retorno Tr (años)
Daño	NO	NO	475
Colapso	SI	NO	2500

Cabe destacar que la norma ecuatoriana dispone de tres niveles de desempeño estructural:

Tabla 4 Desempeño estructural según NEC-SE-DS 2015 [3]

Nivel de desempeño estructural	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Período de retorno Tr (años)
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	72
Daño	Ningún daño	Daños	225
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	475

Se ha analizado el desempeño sísmico que debe tener una estructura para un correcto comportamiento, pero al momento de categorizar la resiliencia [4] sísmica en la que se desea que la estructura funcione, se estaría completando un mejor modo de falla. La resiliencia sísmica debe entenderse como la capacidad que tiene un edificio de recuperarse de un evento sísmico catastrófico.

Las categorías de resiliencia sísmica acorde a FEMA P-58-1, son las siguientes:



DESEMPEÑO OBJETIVO (A elegir por el cliente)				RESILIENCIA SÍSMICA OBJETIVO (A elegir por el cliente)		
COMITÉ VISIÓN 2000		HAZUZ 1999		FEMA P-58-1 - U.S. Resiliency Council's Building Rating System		
NIVEL DE DAÑO	DERIVA DE PISO MÁXIMA	NIVEL DE DAÑO	DERIVA DE PISO MÁXIMA	NIVEL DE RESILIENCIA	DAÑO MÁXIMO DE ESTRUCTURA	TIEMPO MÁXIMO DE OCUPACIÓN
PREVENCIÓN DE COLAPSO	0,025	COMPLETO	0,04	BRONZE	40%	1 AÑO
SEGURIDAD DE VIDA	0,015	EXTENSO	0,0156	SILVER	20%	6 MESES
OCUPACIÓN INMEDIATA	0,005	MODERADO	0,0058	GOLD	10%	4 SEMANAS
OPERACIONAL	0,002	LEVE	0,0033	PLATINUM	5%	5 DÍAS

Gráfico 2 La jerarquía se lee de derecha a izquierda siendo la categoría Platinum la más alta [4]

El gráfico 2 explica que entre mayor sea la categoría de resiliencia sísmica del edificio menor será el porcentaje de daño esperado para elementos estructurales y no estructurales a causa de un terremoto, y por ende su tiempo de reparación y rehabilitación sería menor conforme más alta sea su categoría, ésta metodología de diseño contempla la pérdida económica que se tendría no solo por la reparación del

inmueble sino también por el tiempo que sus instalaciones no podrían utilizarse hasta que dichas reparaciones se efectuaren, por lo tanto el costo-beneficio sería el factor fundamental para la propuesta de diseño estructural. Es importante señalar que la única manera en la que un edificio puede alcanzar un nivel alto de desempeño y resiliencia sísmica es utilizando elementos de protección sísmica pasiva (aisladores de base o disipadores de energía). Pero de alta inversión económica al momento de realizar mantenimientos o cambios de estos elementos.

2.2 Descripción del movimiento sísmico del suelo

Cuando sucede un terremoto, los registros de la aceleración del suelo pueden ser receptados por un acelerógrafo, el cual imprime un registro que se denomina acelerograma y corresponde a los valores de aceleración horizontal en dos componentes ortogonales (Norte Sur – Este Oeste) y la componente vertical. Si se integra una vez respecto al tiempo la curva de aceleraciones se obtiene la velocidad del terreno y si se integra nuevamente, se obtiene los desplazamientos del terreno. El acelerograma se emplea para análisis dinámico no lineal NDP, o en español ADNL. Además, se puede construir espectros elásticos de respuesta, cuya función es período vs aceleración espectral [5].

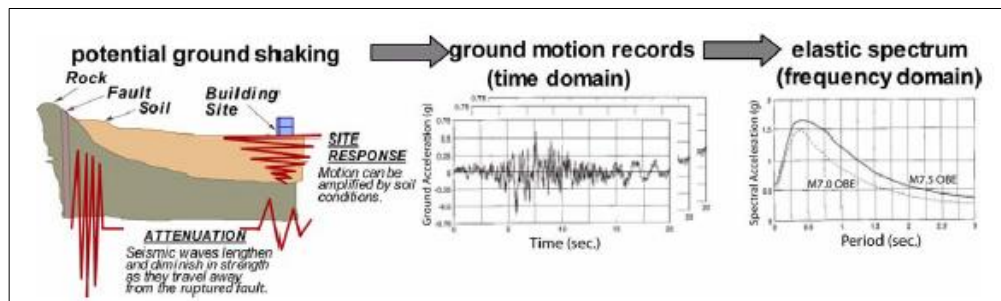


Gráfico 3 Condiciones que afectan un sismo, y representación de un acelerograma [2]

2.2.1 Modelo matemático del espectro de respuesta elástico

- Excitación en la base para sistemas de un grado de libertad (SDOF)

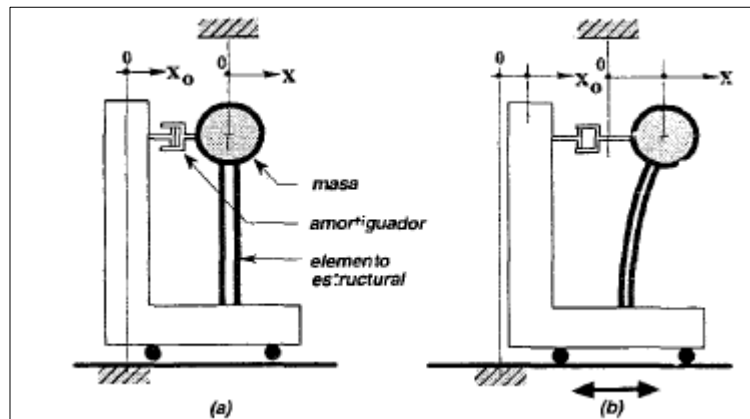


Gráfico 4 Excitación en la base para un SDOF [6]

Donde:

x_0 : describe la posición inicial de la base, asociado con la aceleración del suelo

x : posición de la masa

Realizando el cuerpo libre del sistema:

Fuerza producida en la masa; fuerza inercial (F_i):

$$F_i = -m\ddot{x} \quad \text{Ec. 1}$$

Fuerza en el elemento estructural; fuerza de rigidez (F_r):

$$F_r = k(x - x_0) \quad \text{Ec. 2}$$

Fuerza ejercida por el amortiguador; fuerza de amortiguamiento (F_a):

$$F_a = c(\dot{x} - \dot{x}_0) \quad \text{Ec. 3}$$

Donde:

m : masa

k : rigidez

c : amortiguamiento

x : desplazamiento

\dot{x} : velocidad

\ddot{x} : aceleración

Aplicando el principio de *D'Alembert*:

$$F_r + F_a - F_i = 0 \quad \text{Ec. 4}$$

Remplazando Ec. 4, conduce a la ecuación diferencial de equilibrio:

$$m\ddot{x} + c(\dot{x} - \dot{x}_o) + k(x - x_o) = 0 \quad \text{Ec. 5}$$

Si se remplaza por la variable u , para definir el desplazamiento relativo entre la masa y la base del apoyo:

$$u = x - x_o \quad \text{Ec. 6}$$

Derivando:

$$\dot{u} = \dot{x} - \dot{x}_o \quad \text{Ec. 7}$$

Derivando nuevamente:

$$\ddot{u} = \ddot{x} - \ddot{x}_o \therefore \ddot{x} = \ddot{u} + \ddot{x}_o \quad \text{Ec. 8}$$

Remplazando y ordenando:

$$\begin{aligned} m\ddot{u} + m\ddot{x}_o + c(\dot{u}) + k(u) &= 0 \\ m\ddot{u} + c(\dot{u}) + k(u) &= -m\ddot{x}_o \end{aligned} \quad \text{Ec. 9}$$

Si analizamos el segundo término de la ecuación, podemos definir que un sistema en el cual se ingresa movimiento en su base es equivalente a un sistema de base fija al cual se le aplica una fuerza producido por el negativo de su masa multiplicada por la aceleración del terreno [6].

- Obtención del espectro elástico de respuesta

Resolviendo la ecuación diferencial para un SDOF, por medio de la integral de convolución, para conocer la respuesta del sistema en el tiempo:

$$u(t) = \frac{-1}{\omega\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{x}_o(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}\{\sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau)\} d\tau \quad \text{Ec. 10}$$

Derivando la integral respecto al tiempo determinado:

$$\begin{aligned} \dot{u}(t) &= - \int_0^t \ddot{x}_o(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}\{\sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau)\} d\tau \\ &\quad + \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{x}_o(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}\{\sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau)\} d\tau \end{aligned} \quad \text{Ec. 11}$$

Al derivar nuevamente:

$$\begin{aligned} \ddot{u}(t) + \ddot{x}_o(t) = & 2\xi\omega \int_0^t \ddot{x}_o(\tau)e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos\{\sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau)\} d\tau \\ & + \frac{\omega(1-2\xi^2)}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{x}_o(\tau)e^{-\xi\omega(t-\tau)} \operatorname{sen}\{\sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau)\} d\tau \end{aligned} \quad \text{Ec. 12}$$

Donde:

ξ : Amortiguamiento menor al crítico

ω : frecuencia natural del sistema

El coeficiente de amortiguamiento ξ , para fines prácticos de la ingeniería civil es menor al 10%, generalmente 5%; por lo tanto:

$$\sqrt{1-\xi^2} = \sqrt{1-0.0025} \cong 1$$

El tiempo de duración de un temblor es suficientemente largo; por lo que, el coseno de las ecuaciones Ec.11 y Ec.12, puede ser aproximado por un seno, de modo que las ecuaciones anteriores se definen así:

$$u(t) = \frac{-1}{\omega} \int_0^t \ddot{x}_o(\tau)e^{-\xi\omega(t-\tau)} \operatorname{sen}\{\sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau)\} d\tau \quad \text{Ec. 13}$$

$$\dot{u}(t) = - \int_0^t \ddot{x}_o(\tau)e^{-\xi\omega(t-\tau)} \operatorname{sen}\{\sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau)\} d\tau \quad \text{Ec. 14}$$

$$\ddot{u}(t) + \ddot{x}_o(t) = \omega \int_0^t \ddot{x}_o(\tau)e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos\{\sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau)\} d\tau \quad \text{Ec. 15}$$

Análogamente, si disponemos un registro de aceleraciones de un sismo (\ddot{x}_o), y graficamos para distintos períodos de vibración (T) [7] en el eje de abscisas, y en el eje de las ordenadas u , \dot{u} , \ddot{u} ; obtenemos las gráficas del espectro de respuesta de desplazamientos, velocidades y aceleración.

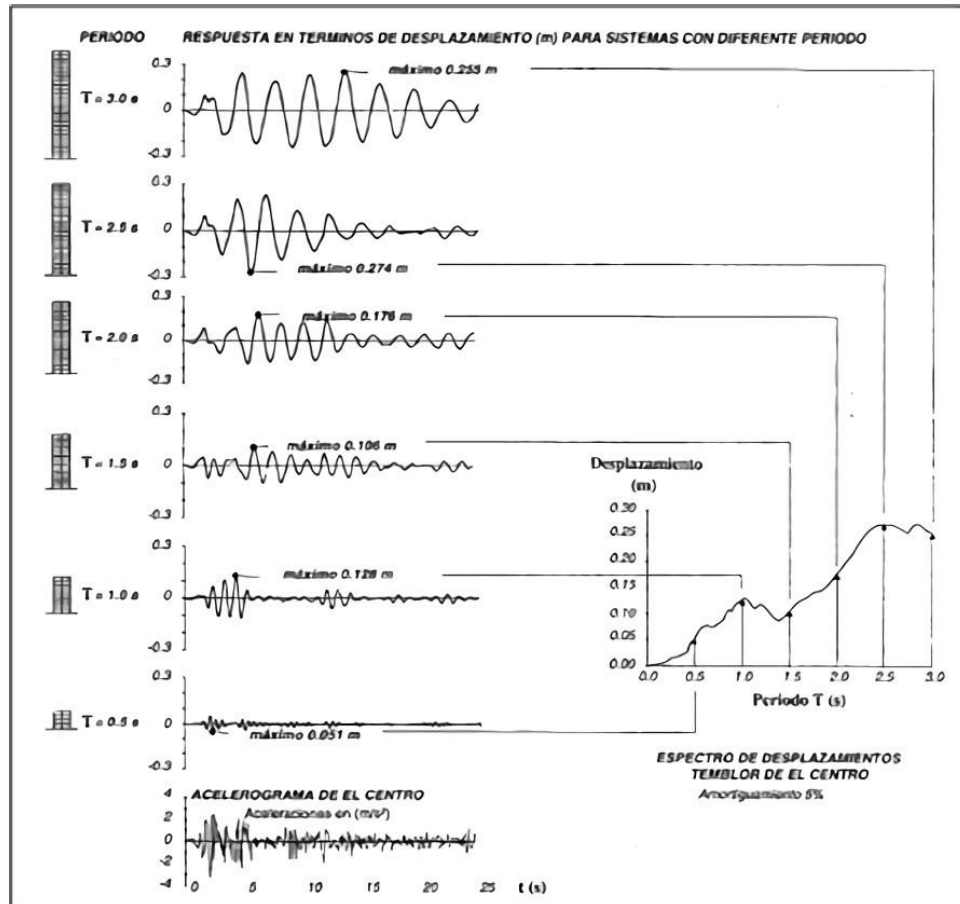


Gráfico 5 Respuesta en términos de desplazamientos, para distintos períodos [6]

Por lo tanto, el espectro de respuesta de desplazamiento S_d , para un período T y un coeficiente de amortiguamiento ξ , es el máximo valor de desplazamiento u , en valor absoluto que posee un SDOF para un acelerograma dado.

$$S_d(T, \xi) = |u_{m\acute{a}x}| \quad \text{Ec. 16}$$

De la misma manera para el espectro de velocidades S_v :

$$S_v(T, \xi) = |\dot{u}_{m\acute{a}x}| \quad \text{Ec. 17}$$

Y espectro de aceleraciones S_a :

$$S_a(T, \xi) = |\ddot{u} + \ddot{x}_o|_{m\acute{a}x} \quad \text{Ec. 18}$$

- **Relación entre S_d , S_v , S_a**

De las ecuaciones (13, 14, 15), se desprende la siguiente semejanza:

$$S_d(T, \xi) \cong \frac{S_v(T, \xi)}{\omega} \cong \frac{S_a(T, \xi)}{\omega^2} \quad \text{Ec. 19}$$

Por lo tanto, para conocer las ordenadas del espectro de velocidades, basta con multiplicar el espectro de desplazamientos por ω , a esto se conoce como espectro de pseudo-velocidades:

$$PS_v(T, \xi) = \omega S_d(T, \xi) = \frac{2\pi}{T} S_d(T, \xi) \quad \text{Ec. 20}$$

De igual manera, el espectro de pseudo aceleraciones, se obtiene al multiplicar el espectro de desplazamientos por ω^2 :

$$PS_a(T, \xi) = \omega^2 S_d(T, \xi) = \frac{4\pi^2}{T^2} S_d(T, \xi) \quad \text{Ec. 21}$$

- **Espectro suavizado de diseño**

Para fines prácticos es conveniente simplificar los picos que ocurren en el espectro de respuesta de aceleraciones, los cuales varían para cada temblor y ocurren en un rango pequeño de períodos, de modo que se utiliza metodologías para remplazarlos por tendencias, para cada período fundamental. Existen varias técnicas para la determinar espectros elásticos de diseño (Housner,1952), (Newmark – Hall, 1960), (Newmark – Blume – Kapur, 1970); pero el método que se utiliza comúnmente y que aún la norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS 2015 ha adoptado es el de Shibata – Sozen 1976.

Rodríguez Ali, et al [8]. Publica en el año 2017 en la revista Ingeniería Sísmica, y realiza una investigación en sistemas de un grado de libertad con comportamiento no lineal para determinar los espectros de respuesta considerando daño acumulado e interacción suelo estructura (ISE), en la ciudad de México. En dicha investigación demuestra que las demandas acumuladas por movimientos sísmicos pueden transcurrir en deformaciones plásticas reduciendo la ductilidad de estos sistemas e incrementando las ordenadas espectrales de manera significativa. La ISE, depende de la flexibilidad del suelo aumentando o disminuyendo la respuesta estructural y esto a su vez depende de la razón entre el período del sistema y del suelo.

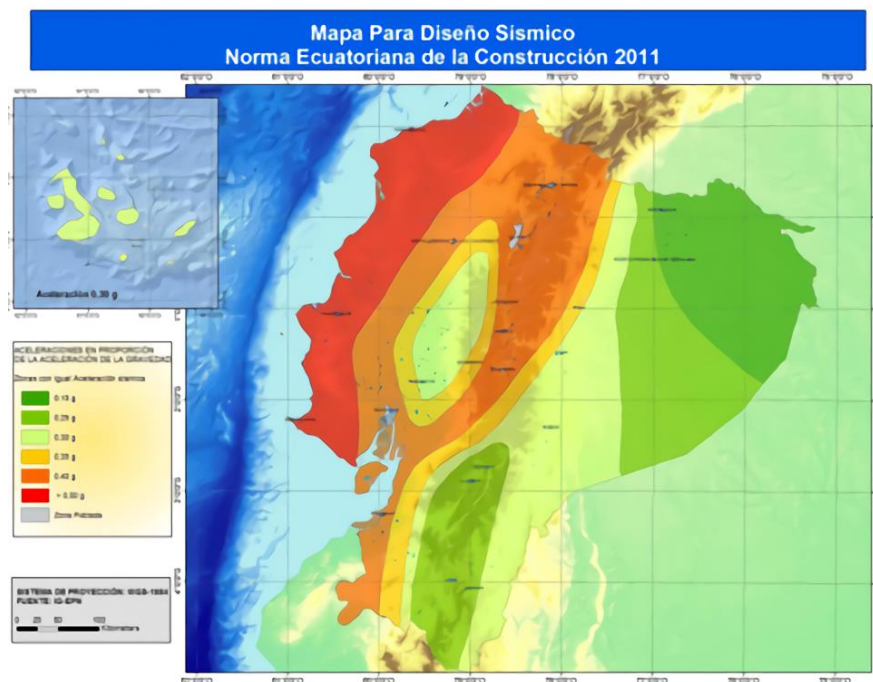
2.2.2 Espectro elástico de diseño según NEC-SE-DS-2015

El siguiente resumen para la obtención del espectro elástico de diseño, componente horizontal de la carga sísmica, se encuentra en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, Cap. II [3]. Los procedimientos y requisitos se determinarán considerando la zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura, las

características que corresponden al suelo del sitio de emplazamiento, el período fundamental de vibración de la estructura.

- **Factor de zona Z**

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo el mapa de distribución, gráfico 6. El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada (PGA) para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como amenaza sísmica alta, con excepción del nor-orient que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta. La zonificación sísmica se encuentra elaborado para un evento de diseño con un período de retorno de 475 años, teniendo presente el 10% que exceda en 50 años [3].



Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥ 0,5
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Gráfico 6 Mapa de zonificación sísmica de Ecuador [3]

- Curvas de peligro sísmico

En el cálculo de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, diseño de puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de esta edificación, es necesario utilizar diferentes niveles de terremoto con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño sísmico [3]. Para definir la aceleración sísmica esperada en roca en la ciudad donde se construyó el proyecto en mención, existen las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica esperada en roca (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. El periodo de retorno correspondiente es el inverso de la probabilidad anual de excedencia. La figura a continuación corresponde a la zona donde se ubica el proyecto se incluye también las curvas de aceleraciones máximas espectrales para periodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5 y 1.0 segundos.

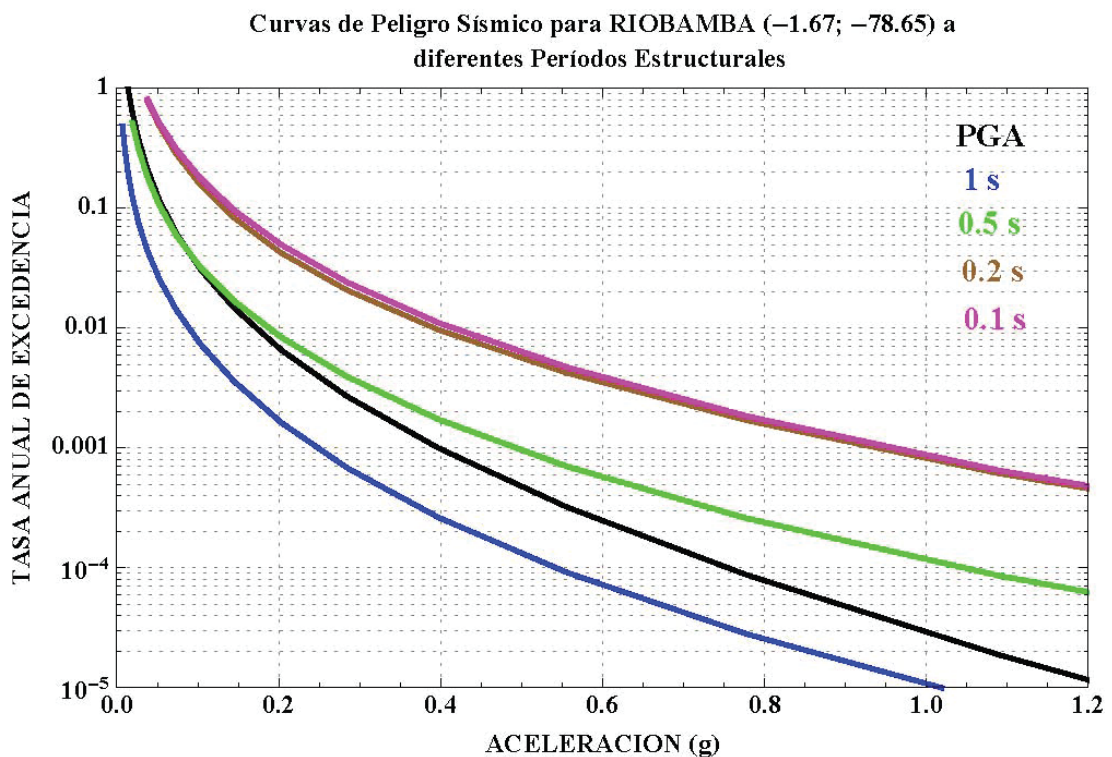


Gráfico 7 Curva de peligro sísmico Riobamba [3]

- Tipos de perfil de suelo

Se precisan seis tipos de perfil de suelo (A, B, C, D, E, F) de los cuales todos a excepción del (F) son para los primeros 30 m de profundidad y se definen por la velocidad de onda de corte, el número de golpes SPT y la resistencia admisible. Esta información se encuentra en la tabla 2 de la norma NEC-SE-DS 2015.

- **Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs**

Los coeficientes de perfil de suelo se encuentran en función del tipo de suelo y del factor de zona sísmica (Z), su objetivo es amplificar las ordenadas del espectro de respuesta de aceleraciones en roca. Se especifican en la sección 3.2.2 de la Norma NEC-SE-DS 2015. Para el tipo de suelo F, se debe realizar estudios especiales, por tal razón no se muestran valores [3].

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Fs: Comportamiento no lineal del suelo.

- **Espectros elásticos de diseño**

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad Sa, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en el Gráfico 8, consistente con el factor de zona sísmica Z, el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores del coeficiente de amplificación de suelo. Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T [3].

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ec. 22}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c \quad \text{Ec. 23}$$

$\eta = 1.8$ (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas), 2.48 (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos), 2.6 (Provincias del Oriente)

Los límites para el periodo de vibración T_c y T_l , se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec. 24}$$

$$T_l = 2,4 F_d \quad \text{Ec. 25}$$

$$T_o = 0,10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec. 26}$$

No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de Tl se limitarán a un valor máximo de 4 segundos.

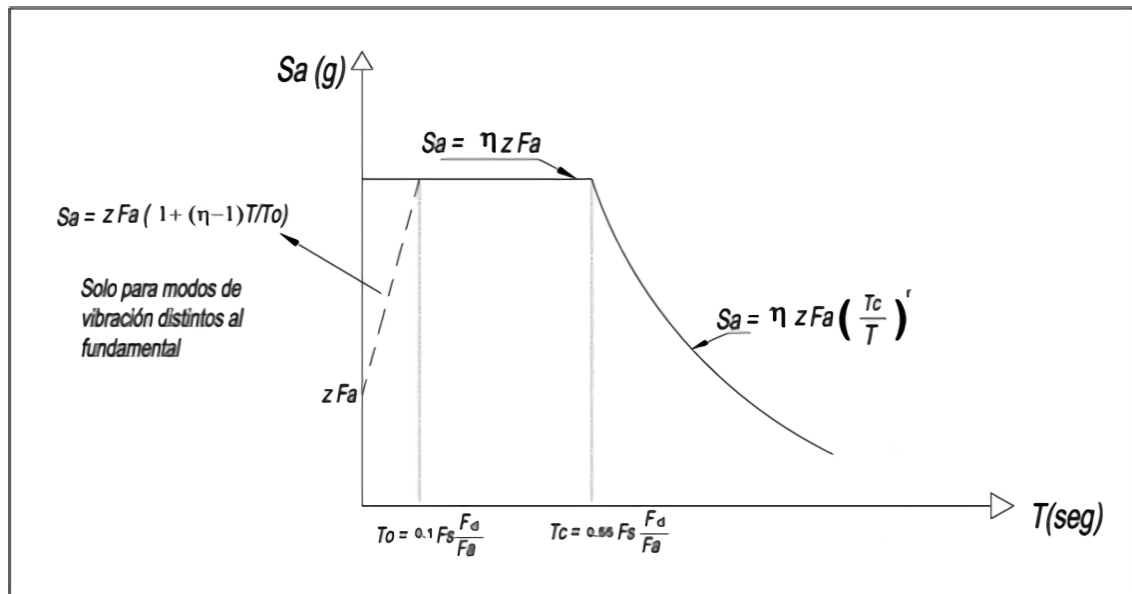


Gráfico 8 Espectro elástico de diseño [3]

- Período de vibración T

El periodo de vibración de la estructura para cada dirección principal, puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión [3].

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ec. 27}$$

Donde:

h_n : altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

Para estructuras de acero sin arriostramientos, $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$

Para estructuras de acero con arriostramientos, $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$

Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$

Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$

La recomendación del ASCE 41-13 en 4.5.2.4 misma que establece que para estructuras menores a 12 pisos el período es de 0.1 segundos por piso.

- **Factor de reducción de resistencia sísmica R**

El factor R, permite transformar de espectro elástico al espectro inelástico de diseño, y se basa en determinar factores de ductilidad, resistencia y redundancia [9].

Como se determinó anteriormente la zonificación sísmica se basa en períodos de retorno de 475 años, el cual corresponde a un sismo severo, pero teniendo en cuenta que la vida útil de una estructura se aproxima entre 50 y 80 años, de tal modo que el sismo de diseño ocurra en este lapso tiene poca probabilidad, la cual es 10% de excedencia en 50 años [3].

Debido a que sería muy costoso diseñar todas las estructuras para que soporten un sismo de 475 años, sin sufrir ningún daño estructural; se determina el coeficiente de reducción de resistencia sísmica R, para obtener el espectro de diseño inelástico y la estructura trabaje en el rango no lineal y pueda disipar la mayor cantidad de energía; por lo que se espera daño, pero no colapso.

W. Attia [10], en su artículo de investigación publicado en mayo de 2019; en la cual pretende resolver la incertidumbre latente en presentar como constante el factor R (factor de reducción de respuesta estructural), tanto en el comportamiento elástico como inelástico. Ciertamente que esto en la realidad dependerá de la rigidez y las condiciones de contorno de las estructuras, especialmente cuando estas incurran en el rango no lineal, y conforme se crece en altura, por lo tanto, llega a la siguiente conclusión el valor del factor R disminuye al incrementarse el número de pisos de 3 a 6 y aumenta cuando los pisos están entre 6 a 9.

A Ramírez et al. [11], en 2018 realizan una comparación respecto al coeficiente R (factor de reducción estructural) frente a la normativa peruana de la construcción E.030, en un edificio construido. La evaluación de coeficientes de reducción de respuesta estructural, se basa en analizar distintos eventos; tales como, rangos lineales y rangos no lineales que experimenta la estructura, al ser sometido por fuerzas laterales. Los coeficientes obtenidos del análisis estructural del factor "R", cuando la estructura entra en el rango plástico o no lineal, son mayores a los establecidos en la norma E.030, lo cual conlleva a tener coeficientes conservadores y que presten garantías de seguridad estructural.

En la Universidad de Berkeley, California en 1980, realizaron estudios para encontrar R, y es así que Whittaker [12], proponen la siguiente ecuación.

$$R = R_{\mu}R_S R_{\xi}$$

Ec. 28

Donde:

R_{μ} : Factor de ductilidad

R_S : Factor de resistencia

R_{ξ} : Factor de amortiguamiento, Posteriormente el ATC – 1995 cambia por R_R , factor de redundancia.

Dentro de la Norma NEC-SE-DS-2015, en el capítulo 6, Diseño Basado en Fuerzas (DBF), el factor R, permanece constante, lo cual en la realidad no es así ya que como vimos anteriormente depende de la ductilidad, la rigidez, del tipo de suelo y del período fundamental de la estructura, es decir de la altura de la edificación.

La condición base para la aplicación del coeficiente estructural R es: “en ningún caso se reducirán los parámetros de respuesta elástica a valores tales que el cortante basal de diseño reducido sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido por R” [3].

Tabla 5 Coeficiente de reducción estructural R [3]

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	8
Pórticos de acero laminado en caliente 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 espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos espaciales 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	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 5 Coeficiente de reducción estructural *R* (continuación)

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural <i>R</i>, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a 2 pisos	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	2,5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos	3
Otras estructuras no descritas en este documento	2

2.3 Diseño basado en fuerzas (DBF)

Corresponde a este grupo el análisis estático lineal, análisis dinámico espectral y análisis dinámico lineal paso a paso en el tiempo.

2.3.1 Análisis estático lineal

El cortante basal total de diseño *V*, a nivel de cargas últimas, que será aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la expresión:

$$V = \frac{IS_a}{R\Phi_P\Phi_E}W \quad \text{Ec. 29}$$

En donde:

I: factor de importancia

W: carga reactiva = peso propio de la estructura excepto en bodegas, ver literal (6.1.7 NEC-SE-DS-2015)

S_a: aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño, a partir del PGA (aceleración sísmica máxima en el terreno)

R: Factor de reducción de respuesta estructural

Φ_P, Φ_E : Factores de configuración estructural en planta y en elevación.

- Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

El propósito del factor *I* es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

- **Coefficiente de configuración estructural en planta Φ_P**

El coeficiente Φ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, Se utilizará la expresión:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB} \quad \text{Ec. 30}$$

En donde:

Φ_{PA} : el mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la tabla 13 NEC-SE-DS, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 (Φ_{Pi} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades),

Φ_{PB} : se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 en la estructura.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la tabla mencionada, en ninguno de sus pisos, Φ_P tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta [3].

- **Coefficiente de configuración estructural en elevación Φ_E**

El coeficiente Φ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la Tabla 13 NEC-SE-DS. Se utilizará la expresión.

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB} \quad \text{Ec. 31}$$

En donde:

Φ_{EA} : el mínimo valor Φ_{Ei} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 13 NEC-SE-DS, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 (Φ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1).

Φ_{EB} : se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Tabla 13 NECE-SE-DS, en ninguno de sus niveles, Φ_E tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en elevación.

adicionalmente, se debe tomar en cuenta que, cuando la deriva máxima de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso inmediato superior, no existen irregularidades tipo (1, 2, 3) [3].

2.4 Descripción general del análisis sísmico inelástico

El análisis sísmico inelástico, pretende predecir el comportamiento no lineal de una estructura ante un sismo, mediante el procedimiento del diseño basado en desempeño (PBE) se obtiene resultados inherentes a desplazamientos, derivas y distorsiones inelásticas [5].

2.4.1 Modelo estructural

El modelo utilizado para análisis no lineal es el mismo que se emplea en el análisis estático lineal; es decir, análisis mediante elementos finitos, con la diferencia que principal que el Módulo de Elasticidad (E), no permanece constante, debido a que los esfuerzos y deformaciones no son proporcionales. Normalmente los resultados se basan en ensayos a escala real y análisis teóricos, estos resultados reposan en ATC-40 y FEMA 356.

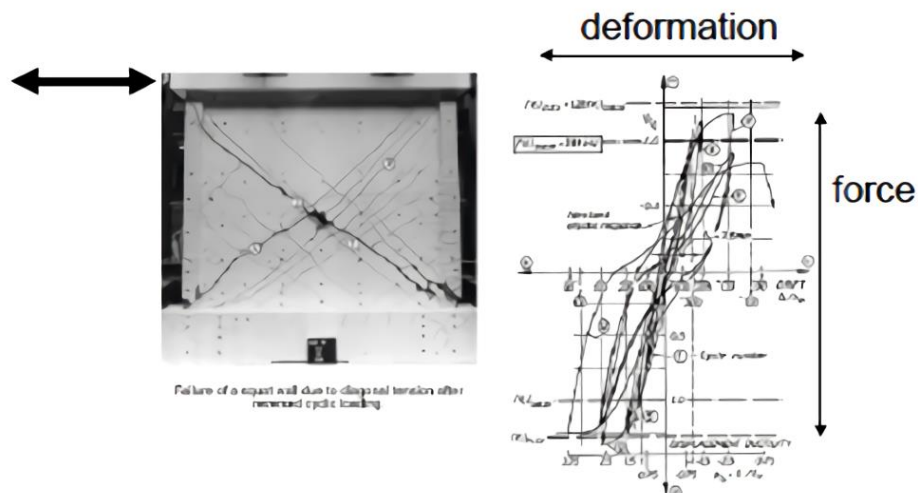
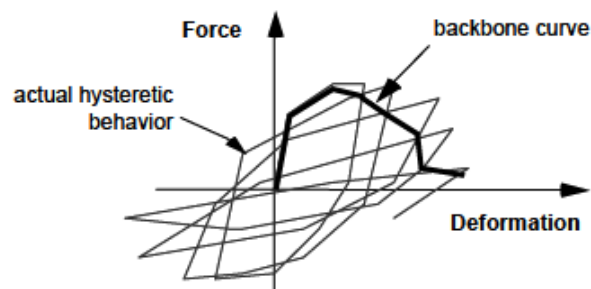


Gráfico 9 Comportamiento histerético en un test [2]



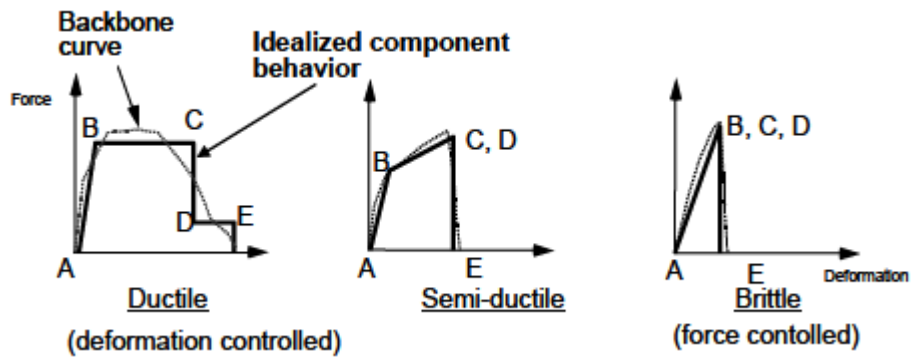
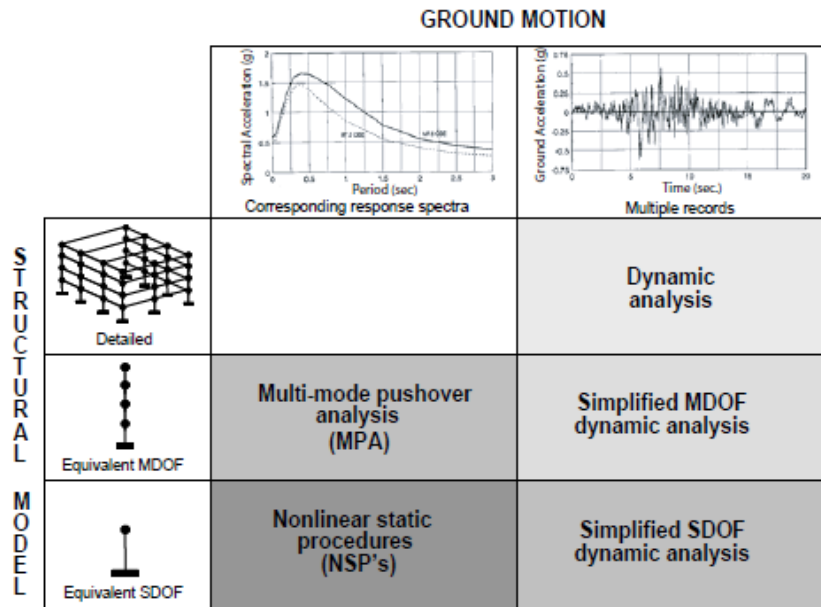


Gráfico 9 Continuación

2.4.2 Opciones para análisis inelásticos

Existen varias opciones para el análisis inelástico, todo depende del nivel de detalle que pretendemos llegar [5].



high RELATIVE UNCERTAINTY **low**

Gráfico 10 Procedimientos de análisis inelásticos [2]

2.4.2.1 Análisis estático no lineal (NSP)

El análisis estático no lineal (NSP), emplea espectros de respuesta elástica y convierte modelos MDOF (sistemas de múltiples grados de libertad) a un modelo equivalente SDOF (sistemas de un grado de libertad). Los resultados obtenidos son desplazamientos máximos, derivas de piso, fuerzas y la demanda global de la curva de capacidad.

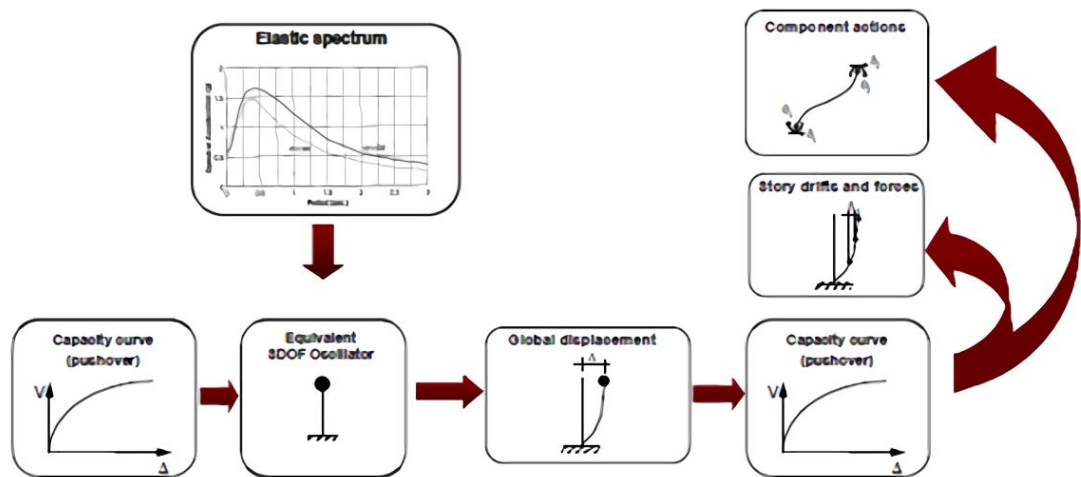


Gráfico 11 Pasos para el análisis estático no lineal [2]

Mauricio Mora [13] y otros en su trabajo realizado en 2006 en un edificio representativo tanto en elevación, como en la metodología de construcción (hormigón armado) de la ciudad de Bucaramanga. Con la finalidad de obtener datos relevantes para encontrar, deficiencias, así como ventajas de emplear metodologías de análisis sísmico no lineal. Para lo cual, sometieron a la estructura a varios acelerogramas definidos según la microzonificación de la ciudad, para comparar con las distintas metodologías en términos de desplazamientos y derivas. Se encontró que la curva demanda capacidad varia ostensiblemente con el tipo de distribución horizontal de la carga, lo que parece extraño ya que en teoría la capacidad de una estructura permanece constante bajo este método. Asimismo, los análisis por NSP arrojan valores mayores que los obtenidos mediante MPA y UMRHA (Análisis modal desacoplado de la historia de respuesta).

Prácticamente se emplean dos metodologías; el FEMA 440 E.L., el cual convierte el espectro elástico de demanda en formato ADSR, según ATC 440, así como la curva Cortante vs Desplazamiento, de tal modo que se tienen valores de seudo desplazamientos y seudo aceleraciones respectivamente. Luego para distintos valores de amortiguamiento y período teniendo en cuenta la representación bilineal se determina el punto de desempeño.

El segundo método utilizado para el NSP, es el ASCE 41-13, el cual relaciona directamente la rigidez efectiva lateral con el cortante de fluencia, a través de

coeficientes de modificación y determinando el período efectivo, se puede determinar el punto de desempeño directamente en la curva Cortante vs Desplazamiento.

2.4.2.2 Análisis pushover multimodal (MPA)

El análisis pushover multimodal (MPA), al igual que el NSP, emplea o utiliza espectros de respuesta elástica y la diferencia particular es que, trabaja sobre modelos MDOF, y la respuesta sísmica del edificio se determina empujando la estructura en cada modo de vibración al desplazamiento máximo que puede soportar [5].

Se trata de asegurar la ductilidad bajo el comportamiento inelástico, no obstante la estructura sufrirá deformaciones plásticas durante la excitación sísmica [14].

El ATC-40, recomienda que el (NSP), es válido para estructuras cercanos a 1 segundo de período de vibración fundamental, superiores a esto, y debido a que los edificios no pueden ser descritos tan solo por el primer modo de vibración se podría considerar Pushover multimodal que toma en cuenta modos más altos de vibración distintos al primero [15]. Cabe recalcar que no se realizará el análisis por MPA, debido a que no se contempla en el tema de tesis aprobado.

2.4.2.3 Análisis dinámico no lineal (NDP)

El análisis dinámico no lineal, (NDP), utiliza una combinación de registros sísmicos en un detallado modelo estructural; y debido a las virtudes que ofrecen los sistemas computacionales, podemos conocer deformaciones, desplazamientos fuerzas, esfuerzos, por cada grado de libertad y en cada instante de tiempo; reduciendo ostensiblemente la incertidumbre del modelo matemático en análisis.

La tesis de grado, de Daniela Alexandra Galarza Altamirano [16], realizada en julio de 2019 en la ciudad de Ambato en el edificio de la Cooperativa de Ahorro y Crédito OSCUS, pretende determinar el desempeño sísmico del edificio matriz con una altura de 10 pisos. Para lo cual realiza una comparación entre los métodos NSP (análisis estático no lineal – Pushover con SDOF), MPA (análisis estático modal - Pushover multimodal, con MDOF) y NL-RHA (análisis dinámico no lineal). Determinado que para este caso la metodología más adecuada es MPA, además que para edificaciones mayores a 1 segundo en el período de vibración el NSP “subestima la capacidad estructural”. El NL-RHA reduce la incertidumbre especialmente cuando se tiene estructuras con ejes no continuos y existe fluctuación de datos entre los análisis NSP y MPA cuando se analiza estructuras con irregularidades en planta.

Abel Esteba Apaza [17], en su tesis de grado en el año 2017, Puno – Perú. Debido que los diseños estructurales lo realizan a través del método estático lineal el cual no refleja el comportamiento real inelástico de las estructuras, pretende determinar el desempeño de un edificio de hormigón armado de 7 niveles, por medio de la comparación entre NSP, NL –RHA y comprar resultados, el cual obtuvo una diferencia en desplazamientos del 82,8% y en derivas hasta de 115% siendo mayores los del análisis estático no lineal NSP.

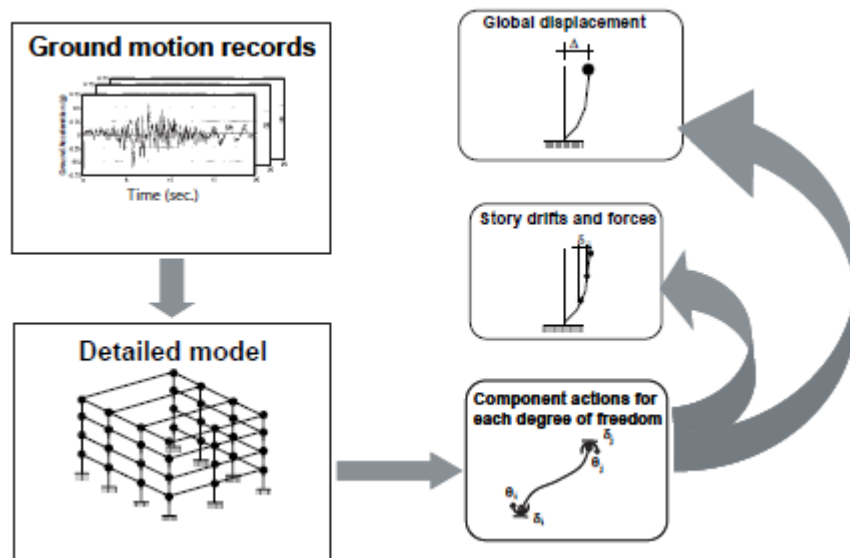


Gráfico 12 Procedimiento del análisis dinámico no lineal [2]

Hassan Moghaddam et al [18]. En su investigación presentada en octubre de 2020, con el objeto de encontrar un nuevo algoritmo que mejore el rendimiento de pórticos de acero resistentes a momento y establecer un patrón de cargas óptimo; adopta el concepto de distribución uniforme de daños (UDD), en el que la función de potencia varía en función de la relación entre la demanda y capacidad, para lo cual utiliza varios registros sísmicos. Los resultados obtenidos muestran un importante incremento en el comportamiento sísmico de las estructuras en pocos pasos y lo más importante que una estructura para el mismo nivel de demanda el diseño óptimo requiere hasta un 38 % menos de peso estructural respecto a sus semejantes calculados mediante lo establecido en el código. Además, se demuestra que los patrones de carga propuesto en el estudio presentan un daño global de hasta un 70 % menor en comparación con el patrón de carga sugerido en el código.

El principio fundamental para análisis no lineal dinámico es que Ec. 32, la relación fuerza vs deformación para cada miembro estructural que son afectados por deformaciones cíclicas, se convierte en no lineal e histerética [19].

$$m\ddot{u} + c(\dot{u}) + k(u) = -m\ddot{x}_o \quad \text{Ec. 32}$$

Debido a que la deformación aumenta o disminuye en el tiempo, la Ec.32 se transforma en:

$$m\ddot{u} + c(\dot{u}) + fs(u) = -m\ddot{x}_o \quad \text{Ec. 33}$$

El término $fs(u)$, representa la variabilidad de la matriz de rigidez en el tiempo, lo cual es demasiado exigente ya que varía para cada impulso y se reformula. Asimismo, esta ecuación matricial representa N ecuaciones diferenciales no lineales para desplazamientos de N pisos.

2.4.3 Comportamiento de los materiales

2.4.3.1 Acero

Se emplea el modelo de Park, el cual consiste en una aproximación de la curva esfuerzo deformación a tensión del acero, el modelo considera las zonas elásticas lineal, zona de fluencia y la zona de endurecimiento por deformación en la cual el acero recupera su habilidad de resistir cargas [20].

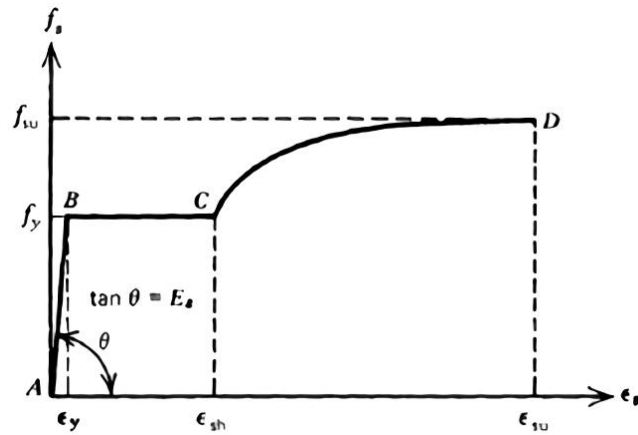


Gráfico 13 Esfuerzo deformación acero [20]

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$$

$$f_s = E_s \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$$

$$f_s = f_y$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sh}$$

Ec. 34

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

2.4.3.2 Modelo de histéresis

El área bajo la curva del diagrama carga respecto a deformación es la energía de disipación que tiene el material; por lo que, se utiliza este modelo matemático para representar materiales dúctiles al ser sometidos a procesos de carga y descarga, la curva sigue un patrón de segmentos paralelos y de la misma longitud conjuntamente con sus respectivos pares opuestos [20].

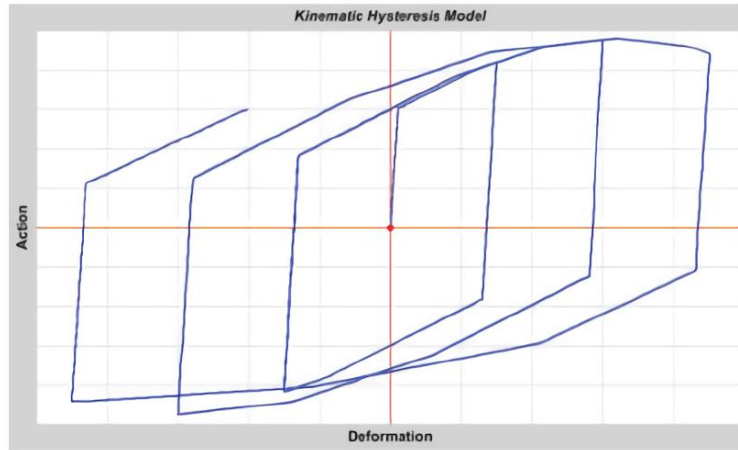


Gráfico 14 Modelo de histéresis kinemático

2.4.4 Rótula plástica

Es un modelo matemático que pretende alcanzar un estado plástico para disipación de energía. Las rótulas plásticas generalmente se ubican en partes específicas de los elementos estructurales alcanzando una mejor distribución de esfuerzos en el rango no lineal.

En la **tabla # 9-6 del ASCE 41-13**, los valores de rotación plástica (a, b, c) tanto para vigas como columnas están en función de θ_y (rotación de fluencia) y de los valores correspondientes a la geometría de la sección transversal.

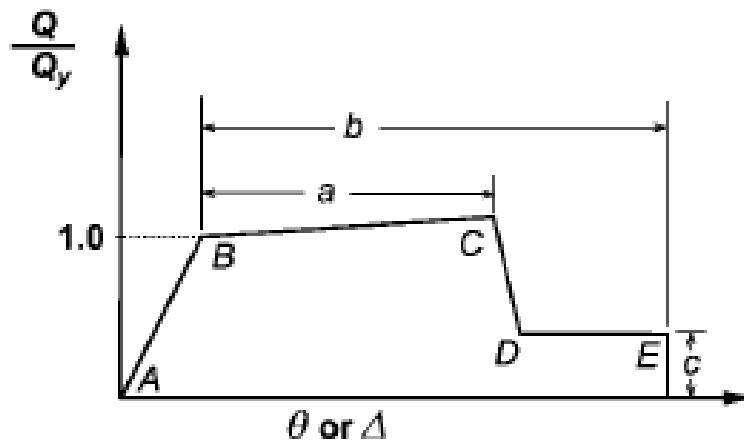


Gráfico 15 Modelo matemático de una rótula plástica [5]

Donde Q, Q_y son la carga y resistencia esperada.

A continuación, se muestra la formulación para el cálculo de rotación de fluencia para elementos estructurales de acero:

Para vigas:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}lb}{6EI_b} \quad \text{Ec. 35}$$

Para columnas:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}lc}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad \text{Ec. 36}$$

Donde:

θ_y : Rotación de fluencia

Z: Módulo plástico de la sección

F_{ye} : Esfuerzo de fluencia del material

lb, lc : Longitud de la viga y columna, respectivamente

E: Módulo de elasticidad del acero

I_b, I_c : Momento de inercia de la viga y columna, respectivamente

P: Fuerza axial del miembro, para el desplazamiento objetivo para NSP o NDP, en caso de análisis lineales $P = Q_{UF}$ determinado en la sección 7.5.2.1.2 del ASCE 41-13

P_{ye} : Fuerza esperada axial de fluencia para el miembro

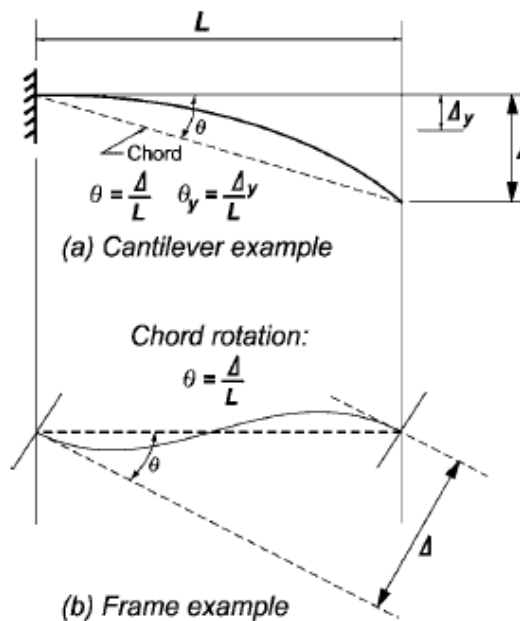


Gráfico 16 Rotación y deformación [5]

2.5 Diseño estructural

Referente al diseño estructural de elementos sometidos a flexión, compresión flexocompresión biaxial, fuerzas axiales, de tensión y otros, se refiere a llevar a cabo lo estipulado en AISC 341-16, capítulos D, E, F. Mientras que para el diseño de conexiones a momento (SMF), AISC 358s1-18, capítulos 5 y 8. Replicar la metodología y fórmulas queda fuera del alcance de la elaboración del presente documento.

2.6 Conclusiones parciales de la literatura científica

Según la bibliografía revisada, el análisis Pushover (NSP) es aceptable hasta períodos de vibración de 1 segundo, ya que toma en cuenta el primer modo de vibración, y generalmente en estructuras de baja altura, el modo fundamental es el más relevante.

La metodología de análisis para simular los efectos que ocasiona un sismo a la estructura es el de historia en el tiempo (NL-RHA), puesto que la matriz de rigidez no es constante específicamente en el rango no lineal y cambia en función del tiempo y por supuesto del intervalo para cada carga y descarga.

En segundo lugar, está el análisis Pushover Multimodal (MPA), considera varios grados de libertad (MDOF), a diferencia del (NSP) con un sistema (SDOF).

La zonificación sísmica del Ecuador, está basada en períodos de retorno de 475 años, el cual corresponde a un sismo severo. Debido a que sería muy costoso diseñar todas las estructuras para que soporten un sismo de 475 años, sin sufrir ningún daño estructural; se determina el coeficiente de reducción de resistencia sísmica R , para obtener el espectro de diseño inelástico y la estructura trabaje en el rango no lineal y pueda disipar la mayor cantidad de energía; por lo que se espera daño, pero no colapso.

En el gráfico 15 (modelo de una rótula plástica), mientras mayor sea el valor del coeficiente “ a ”, mayor será la ductilidad del elemento y por ende se incrementará la cantidad de disipación de energía.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 Ubicación

La presente investigación se realizó en el edificio perteneciente a la Coop. de Ahorro y Crédito Mushuc Runa, ubicada en la ciudad de Riobamba, mercado La Condamine, en las calles Carabobo y Esmeraldas. El sector se caracteriza por ser altamente comercial debido a su proximidad a uno de los mercados más populares de la ciudad de Riobamba, teniendo en cuenta que existen comercios de toda clase e índole, entre los que se destacan: restaurantes, comercios de víveres, bancos, cooperativas de ahorro y crédito, hoteles, centros de comercio de electrodomésticos, institutos de educación; entre otros, lo que deriva en una zona altamente poblada y congestionada de vehículos.



Gráfico 17 Ubicación - Coordenadas

El proyecto se encuentra emplazado en la provincia de Chimborazo, cantón Riobamba; sus coordenadas de posicionamiento geográfico son:

Coordenadas X: 760780.6101; Y:9814860.5824 Sistema de proyección DATUM WGS 1984 ZONA 17 SUR.

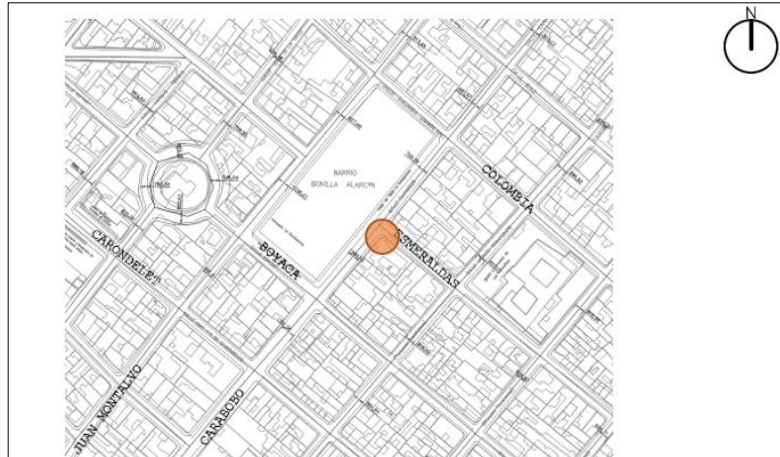


Gráfico 18 Ubicación Calles Carabobo y Esmeraldas



Gráfico 19 Fotografía edificio Mushuc Runa - Riobamba

3.2 Equipos y materiales

De acuerdo a lo manifestado anteriormente la empresa A&F Consultoría y Construcción, facilitó la siguiente información:

- Diseño estructural año 2017 (previo a la construcción)
- Planos estructurales previo a la construcción
- Planos arquitectónicos previo a la construcción
- Estudio de suelos
- Pruebas de resistencia de hormigón
- Certificado de calidad de acero A572 GR 50 y composición química
- Dossier de estudio de soldaduras de todas las conexiones incluye ultrasonidos
- Planos arquitectónicos y estructurales *as – built* (después de la construcción)
- Planillas de avance de obra
- Libro de obra

3.3 Tipo de investigación

- **Investigación correlacional**

Se comparó los datos obtenidos en el presente estudio mediante NSP y NDP, respecto a secciones de elementos estructurales obtenidos en diseño estructural realizado en el año 2017.

- **Investigación analítica**

Se analizaron los resultados de desplazamientos, cortantes, derivas entre otros obtenidos de las distintas metodologías, conforme a lo estipulado en las normativas.

El enfoque para la presente investigación es de tipo cuantitativo, ya que se obtuvieron datos de forma numérica los cuales fueron interpretados para obtener resultados inherentes a la hipótesis.

Prueba de Hipótesis – pregunta científica – idea a defender

El análisis estructural mediante (NSP) y (NDP) del edificio Mushuc Runa; demostrará el adecuado desempeño sísmico de la edificación, a la vez que permitirá identificar que el diseño estructural efectuado en el año 2017, con el cual se construyó fue el idóneo.

3.4 Población o muestra

No corresponde asociar una población y muestra al tema del presente plan de titulación, debido a que se verificará la vulnerabilidad sísmica y el desempeño de un edificio en particular.

3.5 Metodología del modelo matemático

3.5.1 Características generales de la edificación

De acuerdo a la caracterización general, la edificación en estudio posee 3000 m² de construcción, distribuidos en 2 subsuelos y 8 plantas a partir de la rasante de la vía; está construido mediante un sistema aporticado de vigas, columnas y rigidizadores transversales en acero A572 GR50, siendo estos tres elementos los que soportan cargas laterales derivadas de sismo y por supuesto cargas gravitacionales. Los subsuelos se conforman de un muro de sótano en todo el perímetro del terreno del que se desprenden vigas de acero para la conformación de los pisos. La altura de piso es de 3,42 m.

Al ser un edificio de una entidad particular bancaria la categoría respecto al uso, destino e importancia es “otras estructuras”; por lo tanto, el coeficiente $I = 1$, tabla 6 de la NEC-SE-DS 2015.

El sistema resistente a momento (MEF – *moment especial frame*), se encuentra en todos los pórticos tanto en el eje fuerte de la columna como en el sentido del eje débil; debido a la esbeltez que presenta la estructura, ya que la superficie del terreno son **276** m² y la altura del edificio es 37,46 m, por lo que se debe reducir chequear la inestabilidad. Cabe mencionar que las conexiones son de tipo WUF-W con RBS, las cuales se hablará posteriormente.

Tabla 6 Características generales de la edificación

Edificio	Tipo de estructura
Subsuelos (N-6,00 al N+/-0,00)	Hormigón armado y Acero
Pisos (N+3,42 al N+37,46.00)	Acero

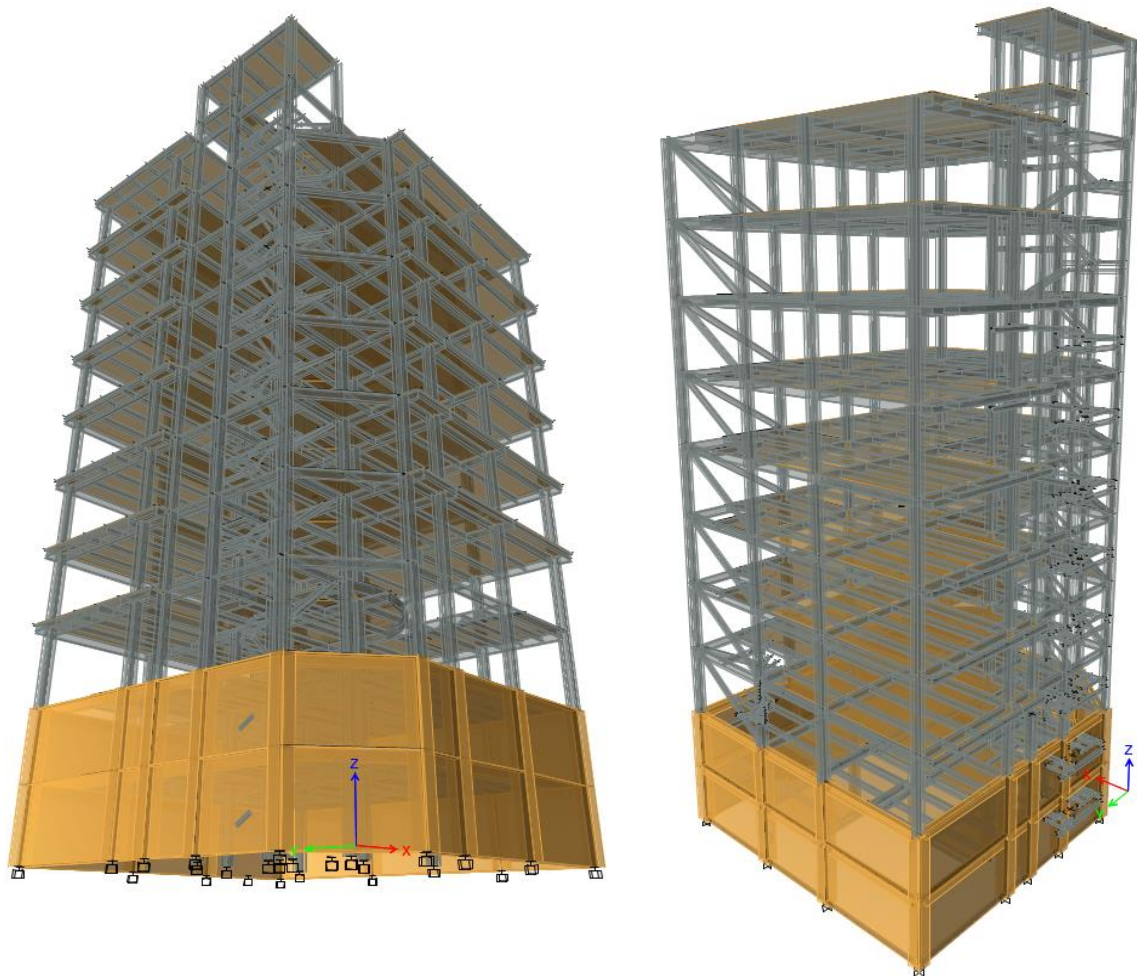


Gráfico 20 Modelo estructural en varias direcciones

Tabla 7 Otros elementos componentes del edificio

Nombre del elemento	Tipo	Tipo de elemento	Material	Espesor (m)
MURO ESTRUCTURAL	Wall	Shell-Thin	HORMIGÓN210	0,3
NOVALOSA	Deck	Membrana	HORMIGON210	0,115

3.5.2 Secciones de elementos estructurales

A continuación, se muestra la sección transversal de los principales elementos que conforman la estructura. La empresa AyF, ha facilitado los planos arquitectónicos y estructurales *as – built* (después de la construcción). El análisis por NSP y NDP, se lo realizará con estas secciones, y luego se comprobará en diseño.

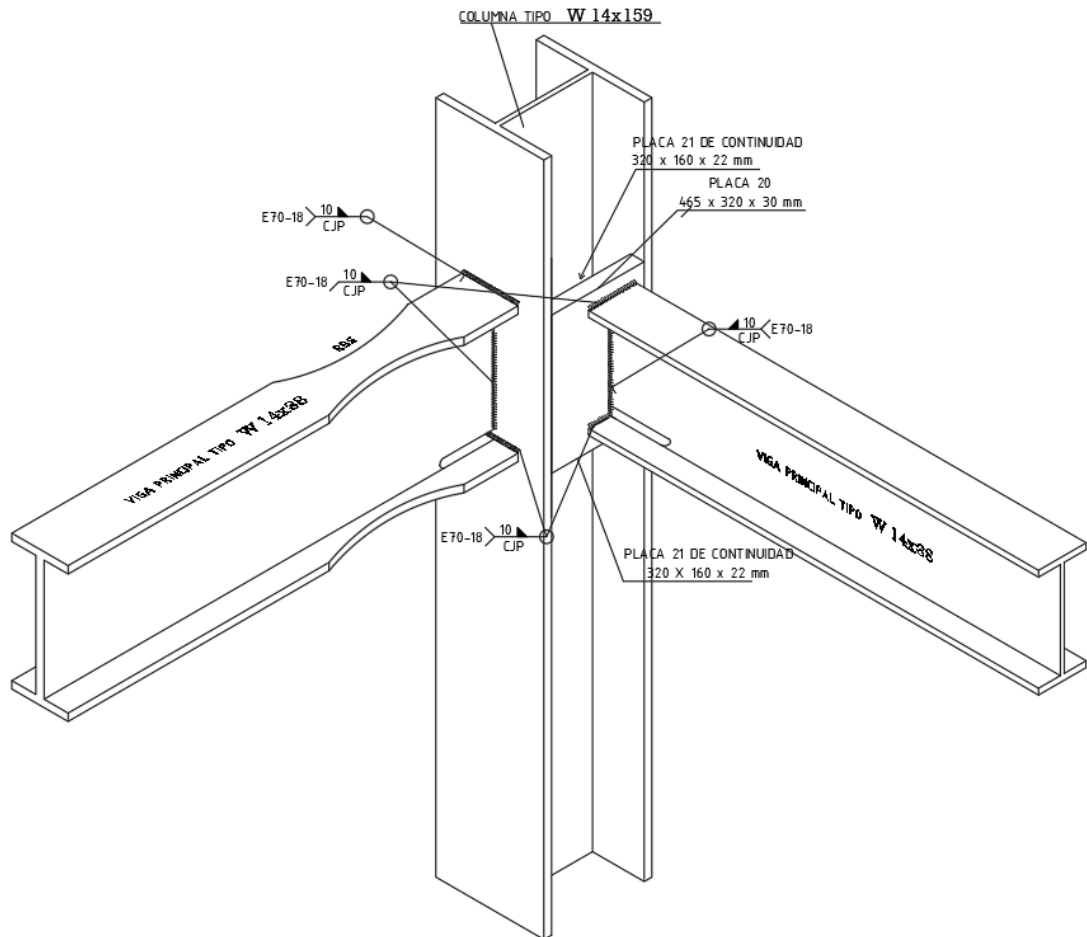


Gráfico 21 Isometría de conexión viga columna

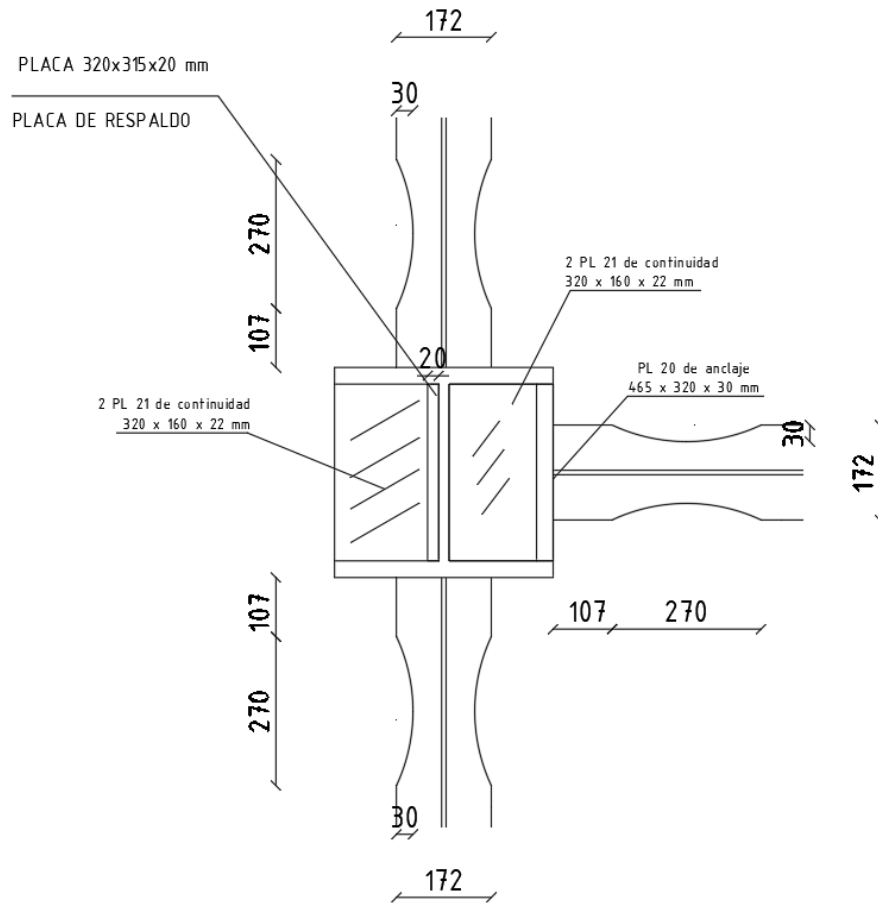


Gráfico 22 Vista en planta de la conexión viga columna con RBS

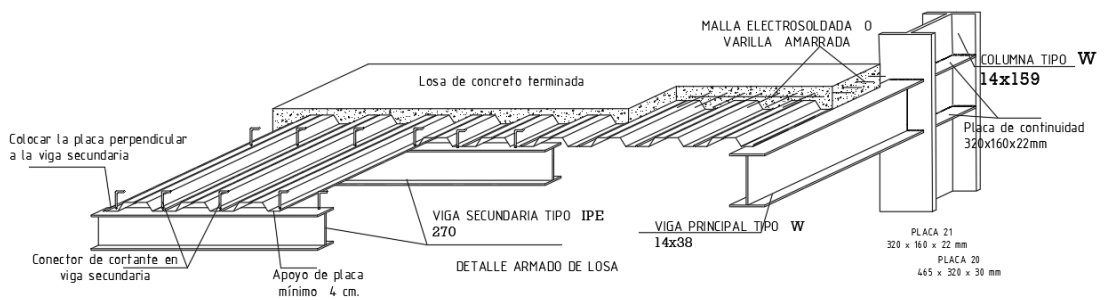


Gráfico 23 Isometría de losa Deck

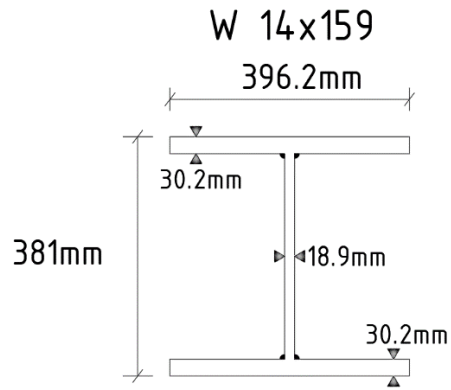


Gráfico 24 Sección utilizada para todas las columnas

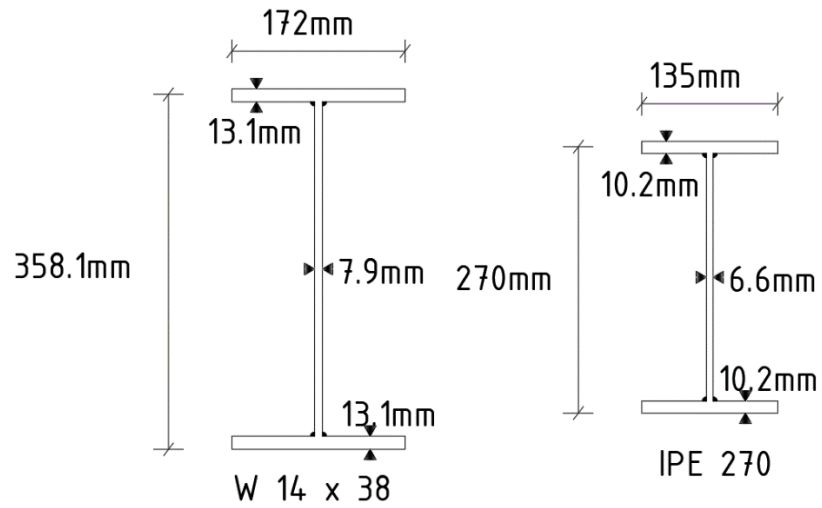


Gráfico 25 Sección transversal de viga principal y viga secundaria, respectivamente

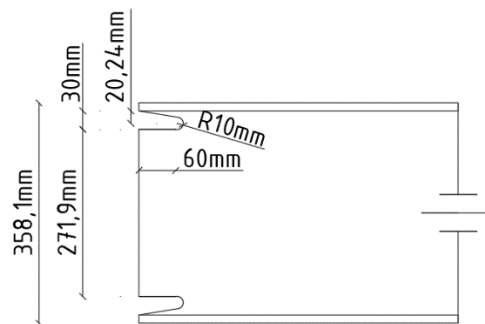


Gráfico 26 Agujeros en sección de viga para paso de soldadura

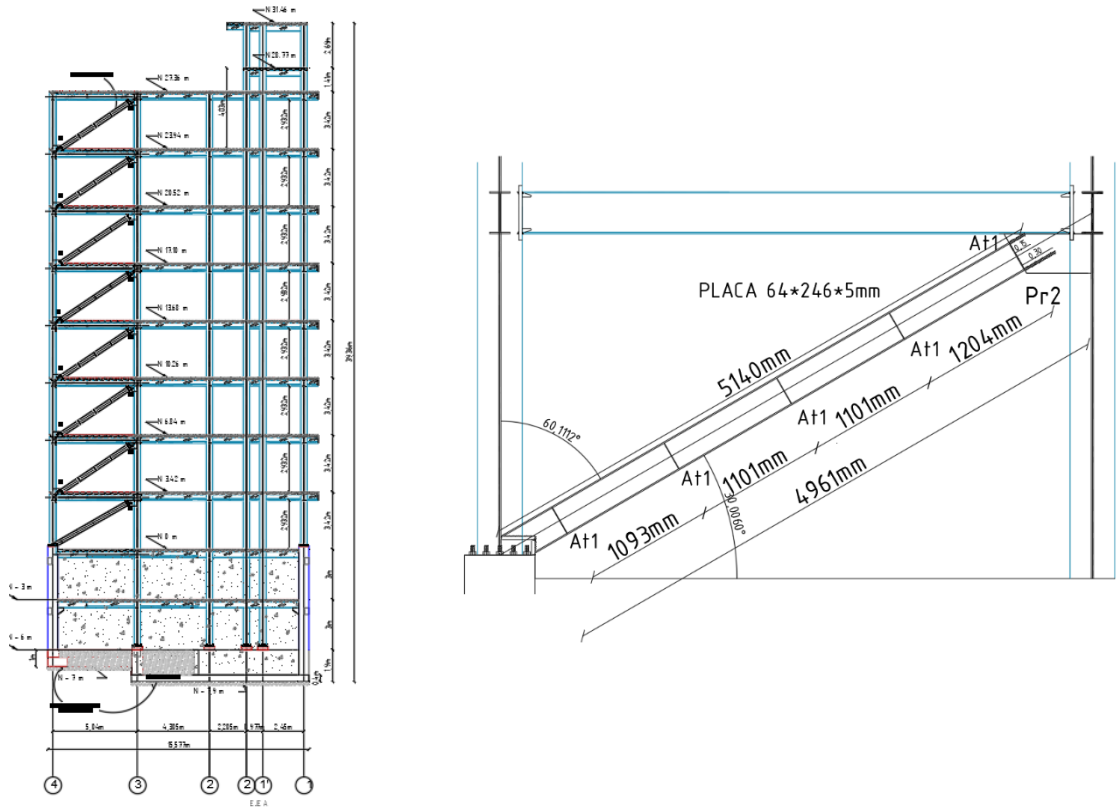
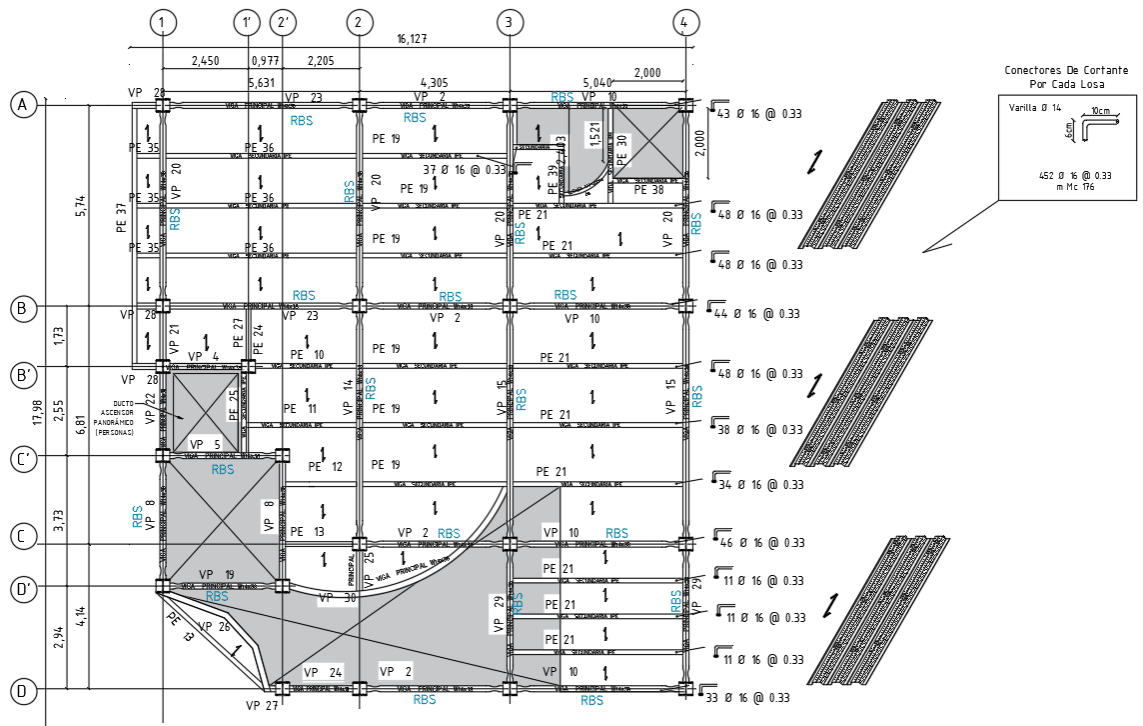


Gráfico 27 Rigidizadores o cortavientos



3.5.3 Normas y códigos empleados

- ASCE/SEI 41-13, tabla 9-6, 9-7; ingreso de valores inelásticos de rotación plástica y aceptabilidad de nivel. Para vigas, columnas y diagonales.
- FEMA 273, tabla 7-5; ingreso de valores inelásticos de rotación plástica y aceptabilidad para MAMPOSTERÍA.
- FEMA 273, 7.5.2.1, ancho equivalente, para modelar mampostería.
- ASCE/SEI 41-13. Cap. 7 General Requirements for NSP (No lineal Static Procedure).
- FEMA 440 Cap. 6 Improved Procedures for Equivalent Linearization
- Norma ecuatoriana de la construcción NEC -SE – DS – 2015, utilizado en condiciones de suelo, nivel de demanda, derivas elásticas, cortante basal.
- ACI 318-19 para elementos de hormigón armado.
- ANSI/AISC 341-16, para diseño de elementos sometidos a flexión, compresión, tracción, flexocompresión biaxial, en acero (columnas, vigas principales, secundarias y rigidizadores).
- ANSI/AISC 358-18, para diseño de conexiones.
- Se empleó el programa de cálculo estructural mediante elementos finitos, con el fin de modelar la estructura y obtener cargas, fuerzas, esfuerzos internos, punto de desempeño, derivas, desplazamientos en 3 dimensiones.

3.5.4 Características específicas del modelo matemático

Para condiciones prácticas de evaluación del desempeño sísmico de una estructura se toma en cuenta la parte de la edificación liberada de cualquier restricción lateral; es decir, que puede desplazarse sin ninguna oposición. Para el caso en estudio esto va desde el nivel de la rasante de la vía N+/- 0,00 m hasta el piso superior N+37,46 m.

Se realiza esta simplificación pues se asume que a partir del N+/-0,00 m hasta el N-6,00 m el suelo y los muros de sótano restringen totalmente cualquier desplazamiento horizontal y prácticamente los dos niveles inferiores quedarían empotrados y la estructura trabajaría análogo a una viga en voladizo, en la cual, el sistema que se apone a cargas laterales está conformado por columnas, vigas y rigidizadores transversales. Además, si observamos la ecuación **37** para el tramo de subsuelos, vemos que la matriz de desplazamientos es cero por tener condición de empotramiento; por lo tanto, el término $k(u) = 0$, al igual que el término $c(\dot{u}) = 0$, ya que no se dispone aisladores

en la base, lo que deriva en que la aceleración de los componentes estructurales del subsuelo es igual al negativo de la aceleración del suelo.

$$m\ddot{u} + c(\dot{u}) + k(u) = -m\ddot{x}_o \quad \text{Ec. 37}$$

De lo descrito anteriormente y de aquí en adelante para el análisis estructural se elimina del modelo matemático los subsuelos y se considera desde planta baja con apoyos totalmente restringidos (empotrado); además, se elimina el tapagradas por no ser considerado como piso ya que no llega al 20% del área del piso inmediato inferior.

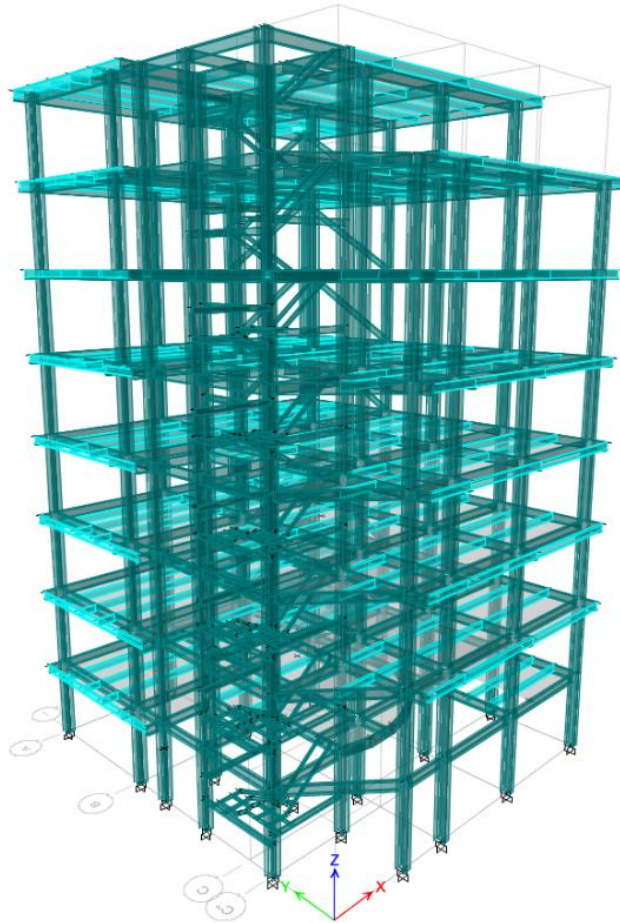


Gráfico 29 Modelo estructural para análisis

Para estructuras de ocupación especial y esencial la Norma NEC-SE-DS 2015 (4.3.2), manifiesta que se debe realizar el análisis para distintos niveles de amenaza sísmica, del que se destaca el sismo con una tasa anual de excedencia del 0,00040; el cual corresponde a un sismo de período de retorno de 2500 años, caracterizado como muy raro. En función de lo anterior, el edificio en análisis no entra en esta categoría por lo que se realizará para un sismo severo 475 años de período de retorno.

Es necesario indicar que, para diseñar elementos de hormigón (muros y zapatas) y elementos estructurales de los subsuelos es indispensable considerar el modelo completo; pero eso queda fuera del alcance del tema de análisis.

3.5.5 Materiales

Tabla 8 Materiales empleados

Material	Tipo	E ton/m ²	v	Peso por unidad de volumen ton/m ³	Criterios de diseño
ACERO A572 GR50	Acero	20389019,16	0,3	7,85	Fy =35185 ton/m ² , Fu=45740 ton/m ²
HORMIGÓN 240	Concreto	1859032,01	0,2	2,4	F'c =2100 ton/m ²
REFUERZO EN BARRAS	Refuerzo	20389019,16	0,3	7,849	Fy=42184,18 ton/m ² , Fu=63276,27 ton/m ²

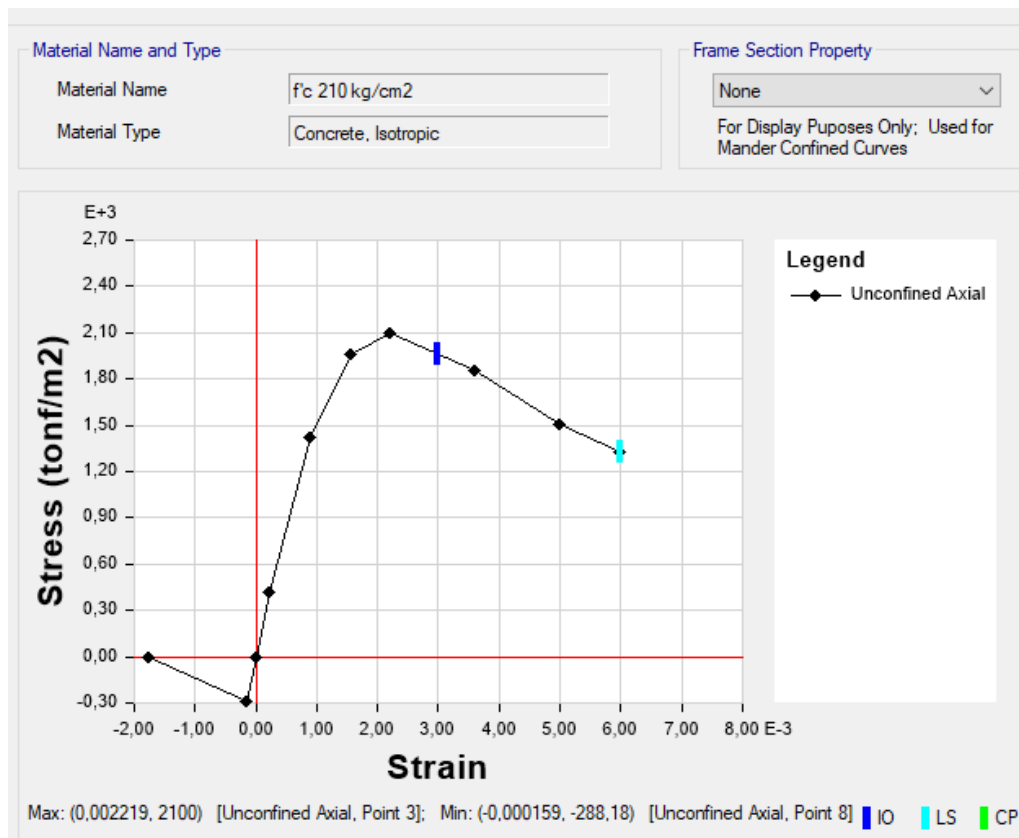


Gráfico 30 Propiedades no lineales de hormigón

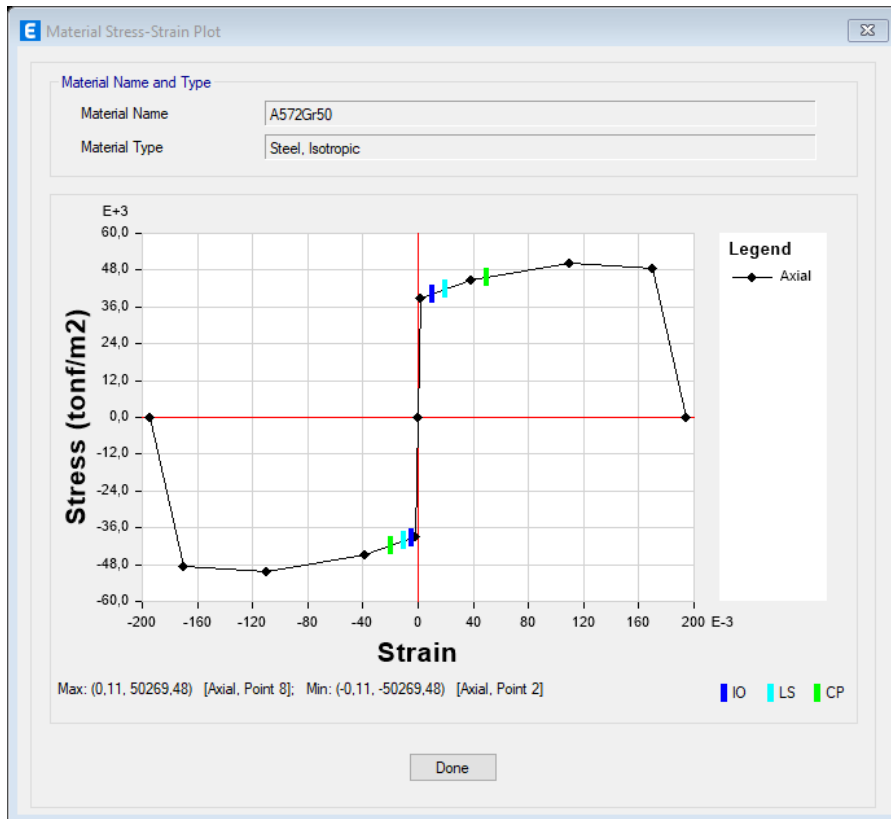


Gráfico 31 Propiedades no lineales de acero A 572 GR 50

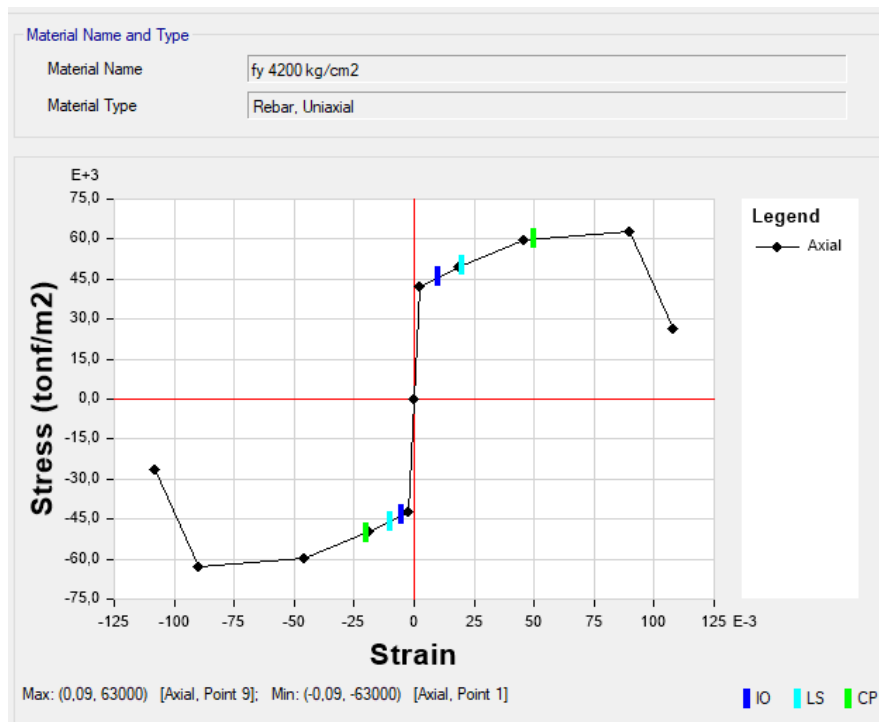


Gráfico 32 Propiedades no lineales de acero de refuerzo

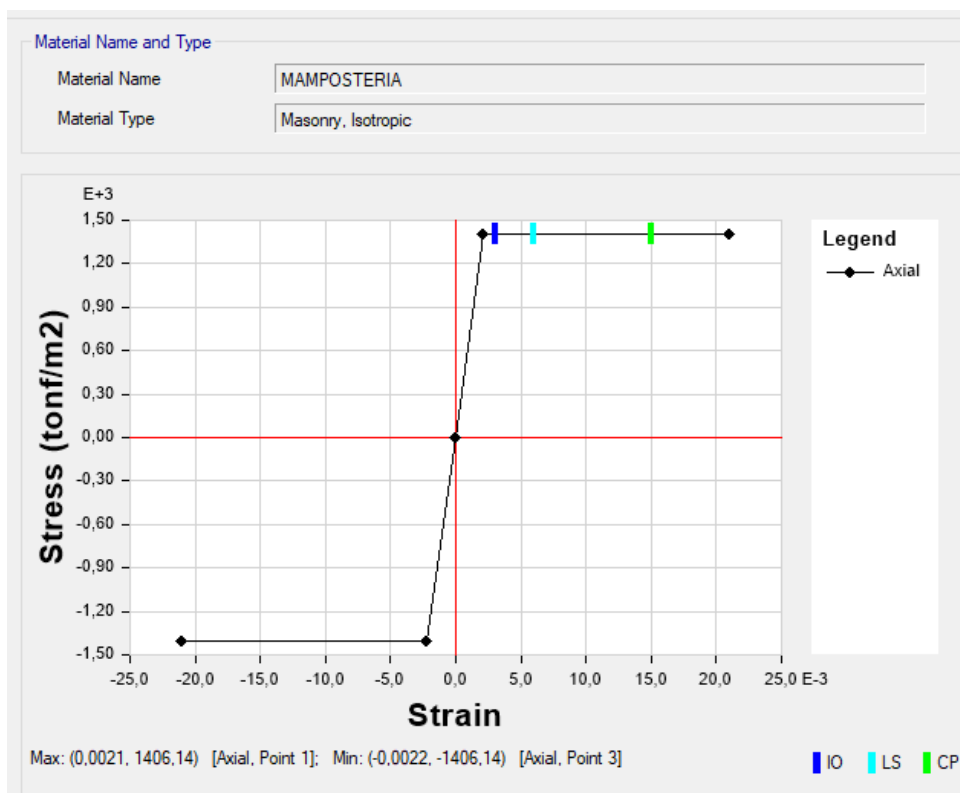


Gráfico 33 Propiedades no lineales de mampostería

En FEMA 273, a través del método de puntal equivalente permite tomar en cuenta la rigidez proporcionada por la mampostería, pero el sistema estructural resistente a fuerzas laterales de sismo está conformado principalmente por pórticos resistente a momento y rigidizadores; por lo tanto, se procede a eliminar del modelo matemático las paredes con el objetivo de desfavorecer la resistencia de los pórticos

3.5.6 Cargas gravitacionales

3.5.6.1 Carga muerta

DEAD: Peso propio de los materiales. Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura.

ACM: Carga muerta adicional, son elementos tales como: recubrimientos, pisos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura. (Acabados, cielo raso, paredes). Para la determinación de la carga muerta adicional se utilizaron los valores determinados en la tabla 8 del NEC SE CG, y se realizó el cálculo tal como se muestra a continuación:

Piso de porcelanato: 0,20 KN/m² = 0,020 ton/m²

*Paredes: 14 KN/m³ → en 1 m³ entran 158 ladrillos → en 1 m² entran 22,2 ladrillos * 0,009 ton/u = 0,1998 ton / m²*

Vidrio templado: 21 KN/m³ → 2,14 ton/m³ → e = 0.025 m → 0,05 ton/m².

Por lo tanto, la suma de estos nos da CMA = 0,2698 = 0,27 ton/m².

3.5.6.2 Carga viva

LIVE: La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utilizará en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.

De lo estipulado en la tabla 9 del NEC – SE – CG → tenemos carga viva = 4,80 KN/m² → 0,48 ton/m², para el caso de oficinas.

Para cubiertas tenemos: 0,070 ton/m².

Tabla 9 Cargas gravitacionales asignadas por piso

Nivel	ACM (ton/m ²)	Viva (ton/m ²)
N + 27,36	0,10	0,2
N + 23,94	0,27	0,48
N + 20,52	0,27	0,48
N + 17,1	0,27	0,48
N + 13,68	0,27	0,48
N + 10,26	0,27	0,48
N + 6,84	0,27	0,48
N + 3,42	0,27	0,48
N + 0,00	0,00	0,00

3.5.7 Cargas sísmicas

Los numerales 3.6.6.1 y 3.6.6.2, sirven para determinar esfuerzos de diseño, mientras que 3.6.6.3 y 3.6.6.4 se ocupará para determinar el desempeño sísmico.

3.5.7.1 Coeficiente de cortante basal

Se muestra la hoja de cálculo realizada por el autor y siguiendo los pasos descritos en la normativa ecuatoriana NEC 2015.

Factor de importancia (I) definido en Tabla 6

I = 1

Factor de zona sísmica (Z)

CIUDAD: RIOBAMBA
Z = 0,4 Zona sísmica = 5

(Puede seleccionar la ciudad o el valor de Z al inicio de la presente lista)

Tipo de suelo = C

Factores de acuerdo al tipo de suelo y zona sísmica

Fa = 1,2 Tabla 3. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa
F_d = 1,11 Tabla 4: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d
F_s = 1,11 Tabla 5: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s
T_c = 0,55F_s * F_d/F_a; TL = 2,4F_d
T_c = 0,55 * 1,11 * 1,11/1,2 TL = 2,4 * 1,11
T_c = 0,565 TL = 2,664

PERIODO DE VIBRACIÓN T

h_n = 27,36 m *Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la rasante del suelo de la estructura, en metros.*

TIPO DE ESTRUCTURA :

Para estructuras de acero con arriostramientos,

C_t = 0,073
α = 0,75 m

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

T = 0,073 * 27,36^0,75 = 0,873 Período de vibración T Pág 71 NEC 2015, los periodos no deben diferir en un 30%; es decir, T2 < 1,3T1
T = 1,159 Período calculado por ETABS

Valores de la relación de amplificación espectral

Región: Provincias de la Sierra, Esmeraldas Factor r según el tipo de suelo seleccionado pág 42 -DIGITAL
η = 2,48 r = 1,0

S_a *El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad*
Para 0 ≤ T ≤ T_c NO Para T > T_c OK

$$S_a = n * Z * F_a \quad S_a = n * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

S_a = 2,48 * 0,4 * 1,2 * (0,5647125 / 1,159)¹
S_a = 1,190 g S_a = 0,58 g

Coefficiente de reducción de respuesta estructural R definido en Tabla 15

R = 4,04

Coefficientes de configuración estructural

OP Factor de configuración estructural en planta

φ_{PA} = 1 *φ_{PA} es el mínimo valor φ_{Pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 2.12, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 (φ_{Pi} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades).*

φ_{PB} = 1 *φ_{PB} se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 en la estructura.*

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

OP = 1 * 1
OP = 1

OE Factor de configuración estructural en elevación

φ_{EA} = 1 *φ_{EA} es el mínimo valor φ_{Ei} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 2.13, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 (φ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1).*

φ_{EB} = 1 *φ_{EB} se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura.*

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

OE = 1 * 1
OE = 1

Coefficiente del Cortante basal

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} * W \quad \text{NEC 6.3.2}$$

$$V = C * W$$

C = 0,144
k = 1,330

NEC 6.3.5

Gráfico 34 Cálculo del coeficiente “c”

3.5.7.2 Espectro de diseño elástico e inelástico

Se construye similar a lo establecido en el numeral anterior, con la diferencia que se ingresan valores en el eje de las abscisas para distintos periodos (T) y se construye el espectro elástico a partir de las Ec. 22 a la Ec. 26. Para obtener el espectro inelástico de diseño se divide para-R; el mismo que se ha tomado como $R = 6$ en función a la experiencia.

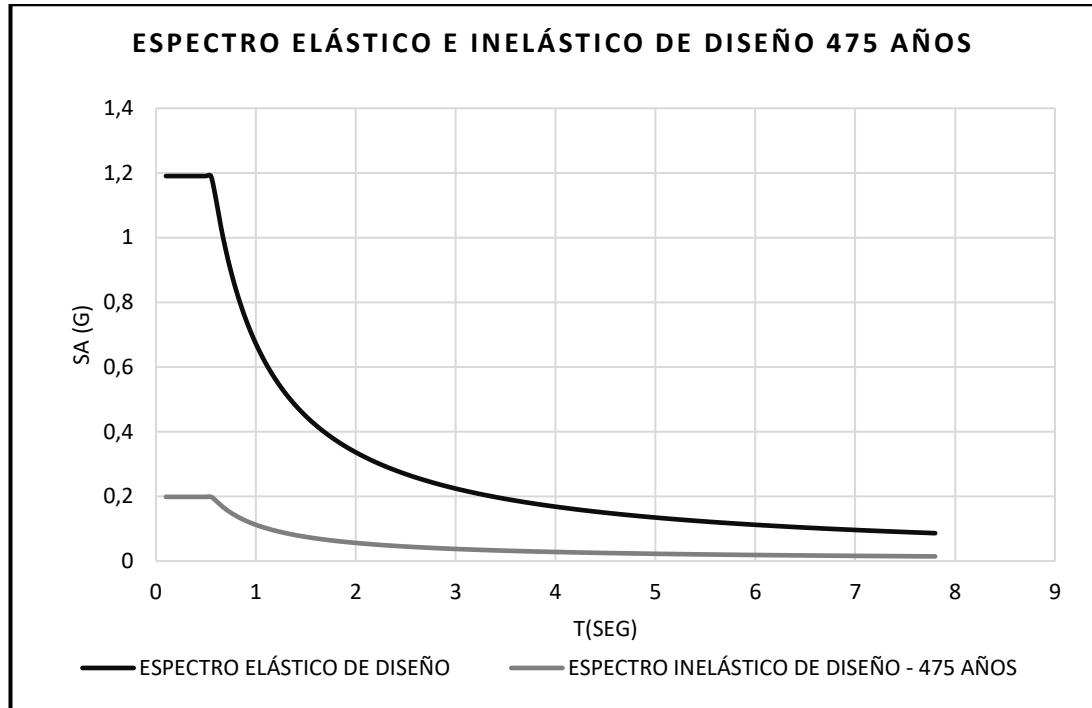


Gráfico 35 Definición del espectro elástico e inelástico

3.5.7.3 Espectros de demanda para NSP

Para evaluar el desempeño sísmico se debe conocer los niveles de amenaza sísmica; mismos que se definen mediante los espectros elásticos de demanda mostrados en el siguiente gráfico. Cabe mencionar que $R = 1$ para todos los casos.

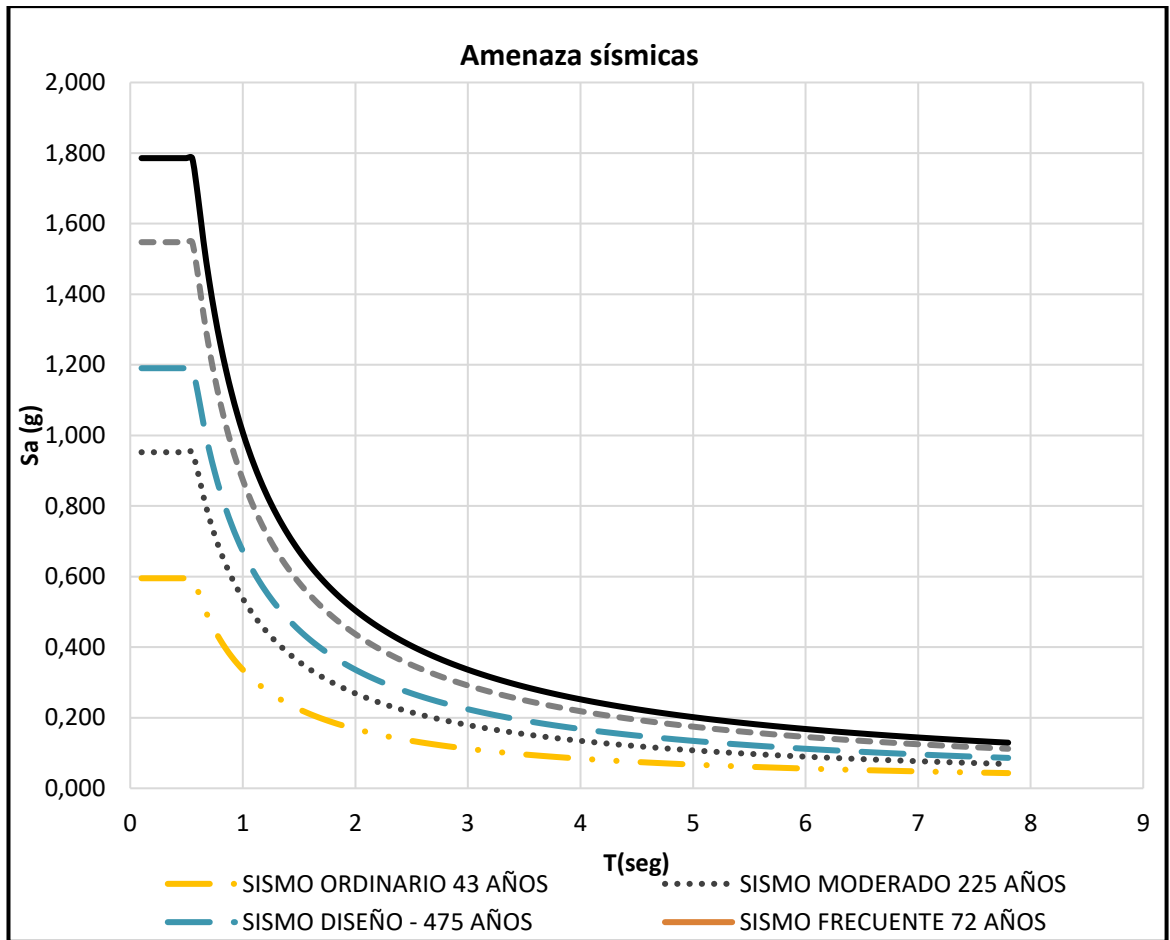


Gráfico 36 Espectros de demanda para distintos niveles de amenaza

3.5.7.4 Acelerograma de diseño para NDP

La selectividad de los acelegromas debe cumplir con características de magnitud, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos de suelo y se seleccionaran no menos de 3 eventos sísmicos.

Tabla 10 Selección de acelerograma – Parte A

Ítem	INFORMACIÓN EVENTO SÍSMICO				
	NOMBRE DEL EVENTO SÍSMICO	FECHA	PAÍS	Magnitud (Mww)	Mecanismo de falla
1	LANDERS92	28/6/1992	USA	7,2	Cortical
2	NORTHRIDGE	17/1/1994	USA	6,4	Cortical
3	PETROLIA	25/4/1992	USA	7,1	Cortical
4	LOMA PRIETA	17/10/1989	USA	6,9	Cortical
5	SAN FERNANDO	9/2/1971	USA	6,6	Cortical

Tabla 11 Selección de acelerograma – Parte B

Ítem	NOMBRE DE LA ESTACIÓN
1	BIG BEAR LAKE
2	PACOIMA DAM UPPER LEFT ABUTMEN
3	CAPE MENDOCINO
4	CORRALITOS - EUREKA CANYON ROAD
5	PACOIMA DAM UPPER LEFT ABUTMEN

Tabla 12 Selección de acelerograma – Parte C

Ítem	INFORMACIÓN DE LA ESTACIÓN						
	Distancia al Epicentro (KM)	Profundidad (KM)	PGA	Tipo de suelo	Vel. Onda de corte (m/s)	Geología del sitio	Decisión
1	46,5	45,8	0,191	C	430	DEEP ALLUVIUM	NO
2	19,2	18	1,53	C	626	ROCK GNEISS, WEATHERED	OK
3	11	15	1,883	C	568	HARD ROCK - SANDSTONE	OK
4	7,1	18	0,64	C	462	LANDSLIDE DEPOSITS	NO
5	9,5	9	1,251	C	626	ROCK GNEISS, WEATHERED	OK

Nota: Los no seleccionados tienen un PGA bajo.

Una vez seleccionado los tres acelerogramas, se procede a escalar respecto al espectro de diseño elástico para 475 años (caso en estudio), teniendo en cuenta que el registro para cada componente (EO – NS) del acelerograma no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5% para períodos de $0,2T_{min}$ y $1,5 T_{máx}$, obtenidos del análisis modal para cada componente (X e Y)

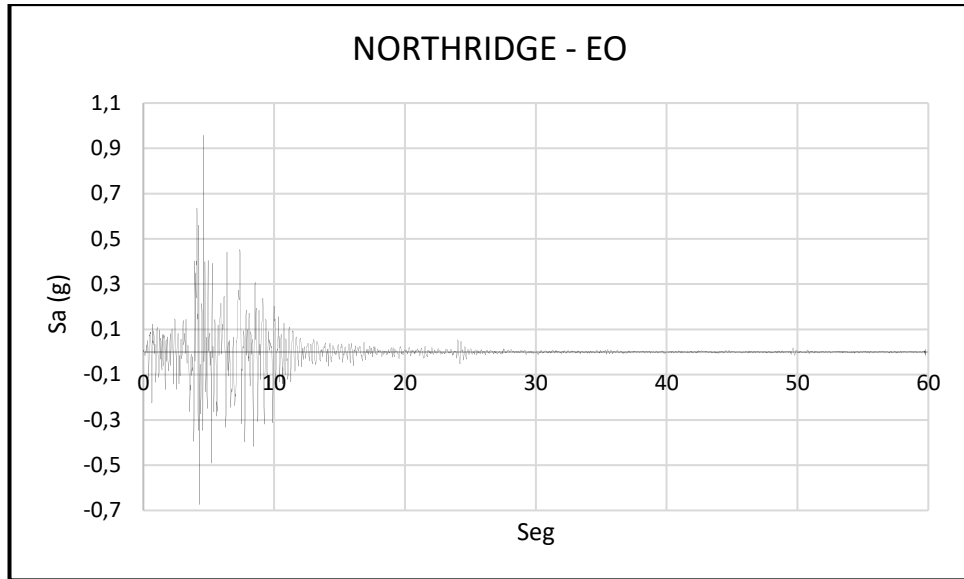


Gráfico 37 Acelerograma escalado a sismo de diseño / Northridge componente EO

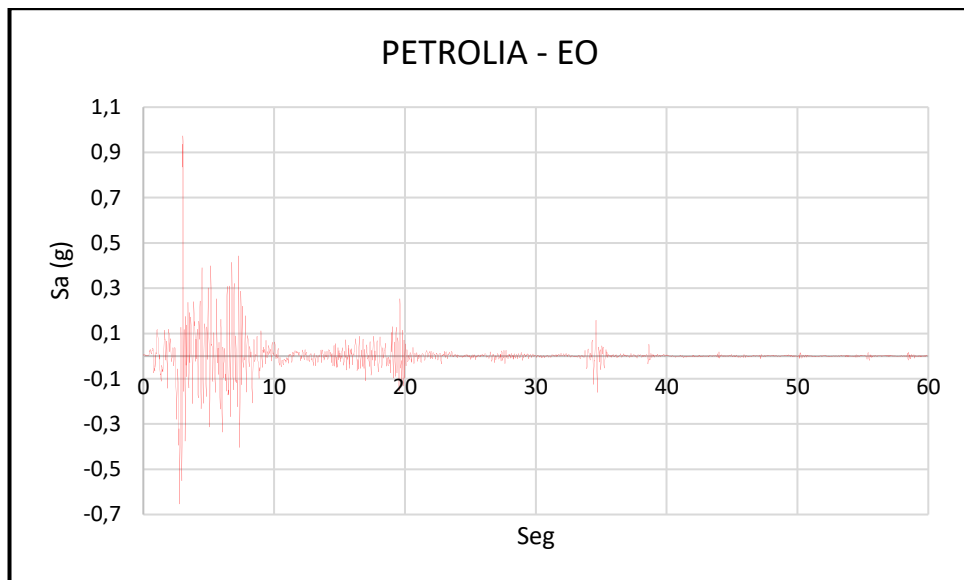


Gráfico 38 Acelerograma escalado a sismo de diseño / Petrolia componente EO

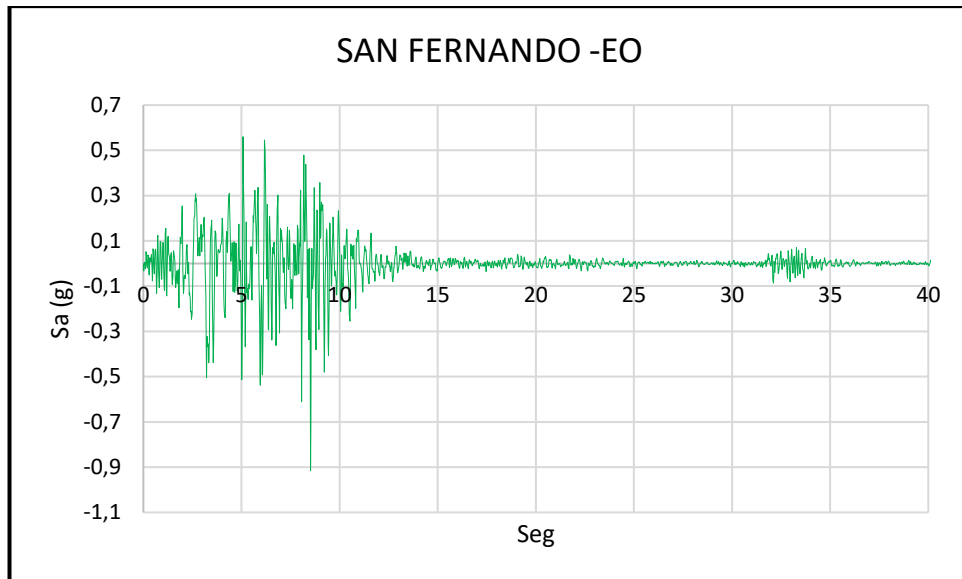


Gráfico 39 Acelerograma escalado a sismo de diseño / San Fernando componente EO

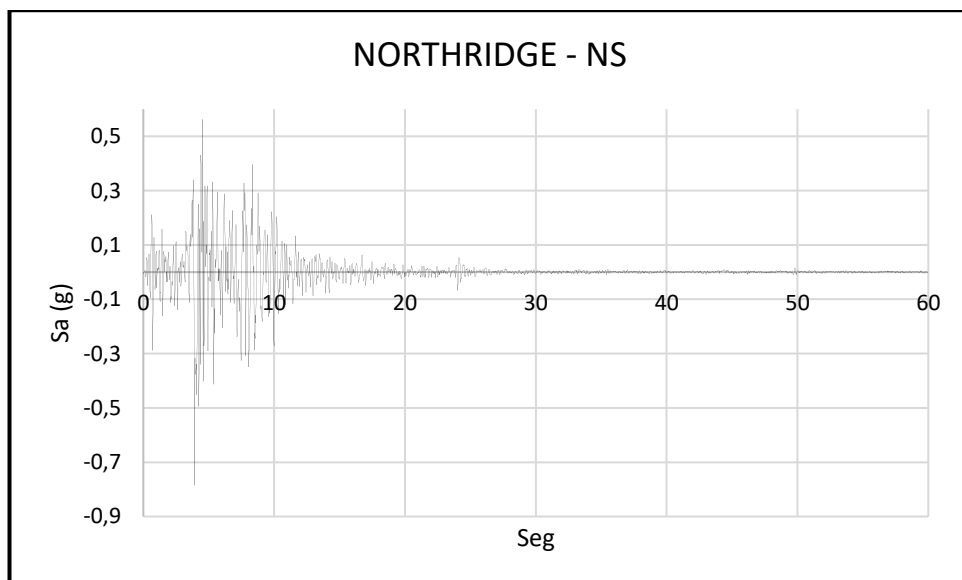


Gráfico 40 Acelerograma escalado a sismo de diseño / Northridge componente NS

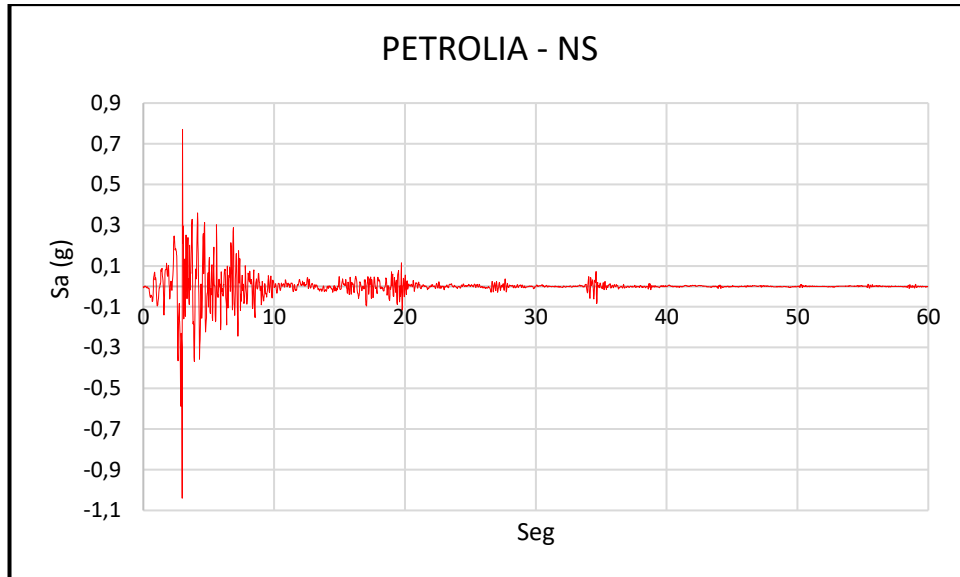


Gráfico 41 Acelerograma escalado a sismo de diseño / Petrolia componente NS

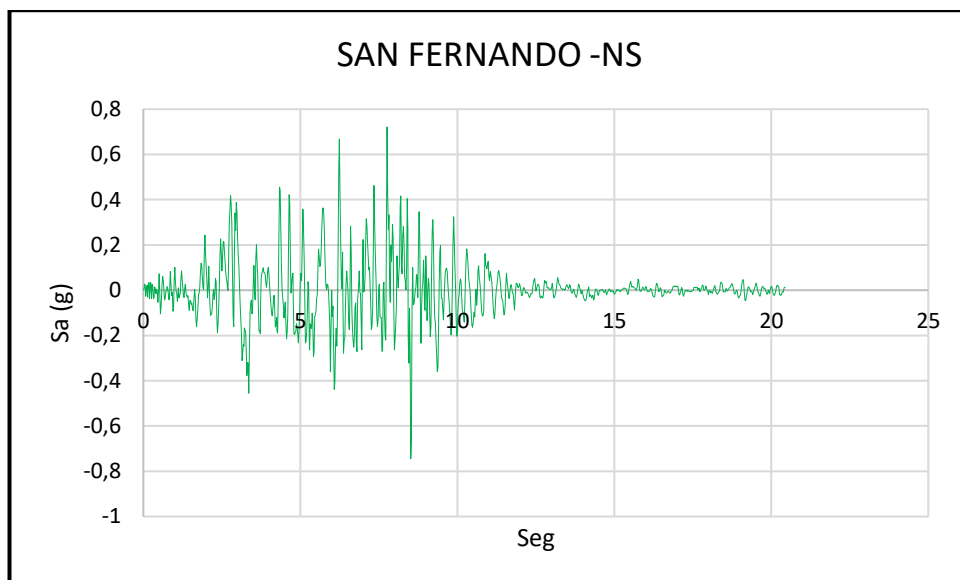


Gráfico 42 Acelerograma escalado a sismo de diseño / San Fernando componente NS

3.5.8 Asignación de rótulas plásticas

Tanto para vigas, como para columnas se ha tomado los valores de rotación plástica (a, b, c) y los criterios de aceptación (IO, LS, CP), de la tabla 9.6 del ASCE/SEI 41-13, mientras que, para los elementos sometidos a carga axial, como son los rigidizadores transversales se ha utilizado o asignado los valores correspondientes a la tabla 9.7 del ASCE/SEI 41-13.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Resultados obtenidos con NSP (*No linear static procedure*) mediante ASCE 41-13

Se ha considerado para distintos niveles de amenaza expuestos en la tabla 2, sin embargo, esto no es obligatorio para el tipo de edificación.

4.1.1 NSP – ASCE 41-13 – sentido “X”

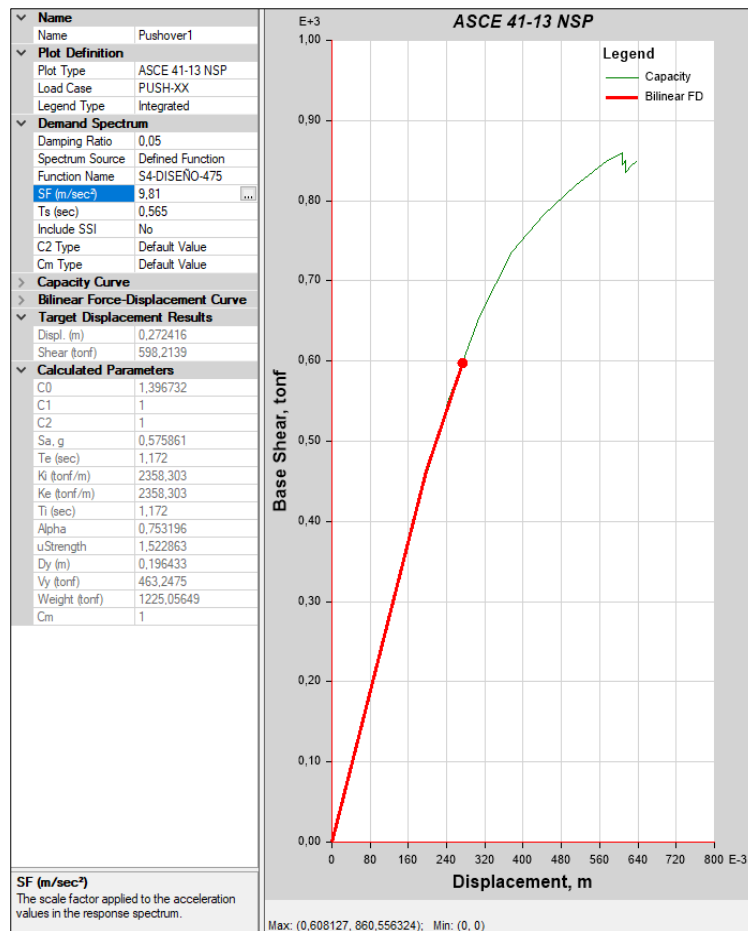


Gráfico 43 Curva cortante - desplazamiento

En la imagen se observa en color verde la curva de capacidad de un sistema SDOF en el sentido “X” que resiste ante un empuje dado, la curva incurre en rango inelástico sin presentar una pérdida ostensible en su resistencia, por lo que da una idea de la ductilidad que tiene el sistema; además, mientras más grande sea el área bajo la curva mayor será la cantidad de energía que pueda disipar el sistema estructural. Después

de un desplazamiento aproximado de 50 cm existe una degradación de la rigidez y el sistema ingresaría en colapso. La curva de color rojo es la demanda representada por un sismo de diseño para 475 años, si la curva de capacidad contiene a la curva de demanda; el sistema tiene punto de desempeño.

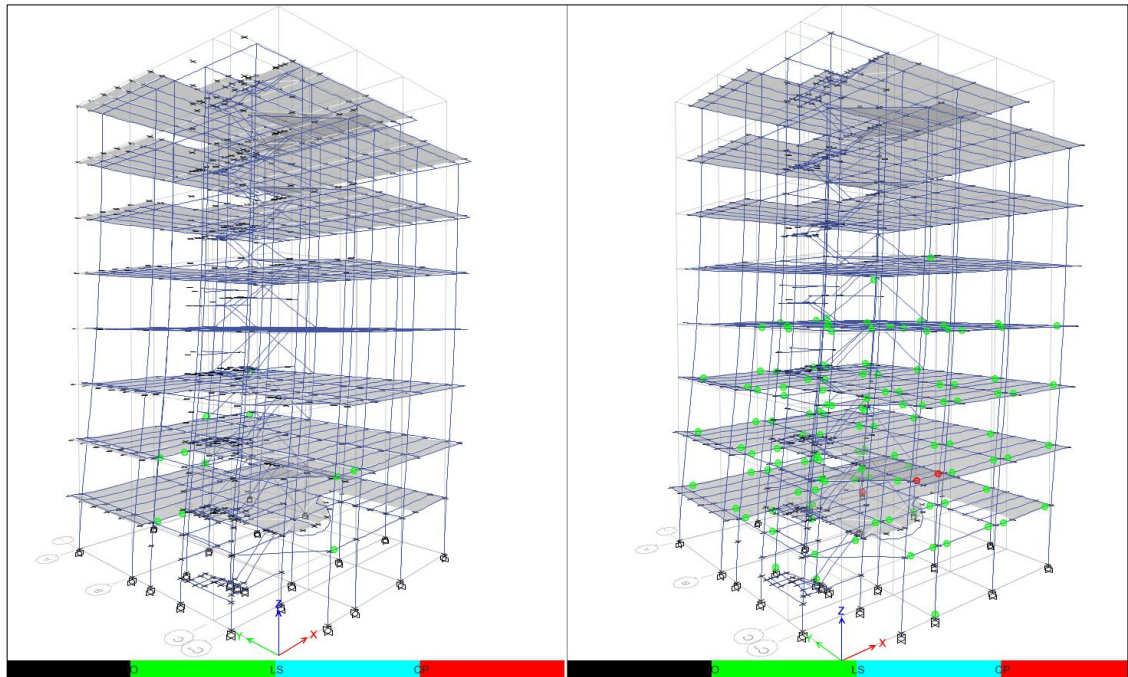


Gráfico 44 Formación de rótulas plásticas debido a una fuerza incremental en el sentido X.

En el gráfico 44, en la parte izquierda se observa la formación de rótulas plásticas para un desplazamiento de 30 cm en último piso en el paso 5 de 15, las rótulas se forman en vigas, cumpliendo de esta manera la filosofía de diseño. El desplazamiento para la demanda dada (475 años) es de 27 cm.

Mientras que, en la parte derecha del gráfico, se forman rótulas plásticas en prevención de colapso en vigas y en columnas, pero para un desplazamiento de 61 cm en el paso 11/15, para tener un desplazamiento del mencionado (61 cm) se necesitaría un sismo superior al de 2500 años de período de retorno.

En lo concerniente a analizar para un sismo de diseño, se forman 945 rótulas plásticas en condición (A – IO) – Ocupación inmediata y 11 rótulas plásticas en (IO - LS) – Seguridad de vida, es decir, el edificio se mantiene operativo.

4.1.2 NSP – ASCE 41-13 – sentido “Y”

Básicamente es el mismo análisis que se realizó en el numeral 4.1.1, los resultados se muestran en la tabla 13, que se especifica posteriormente.

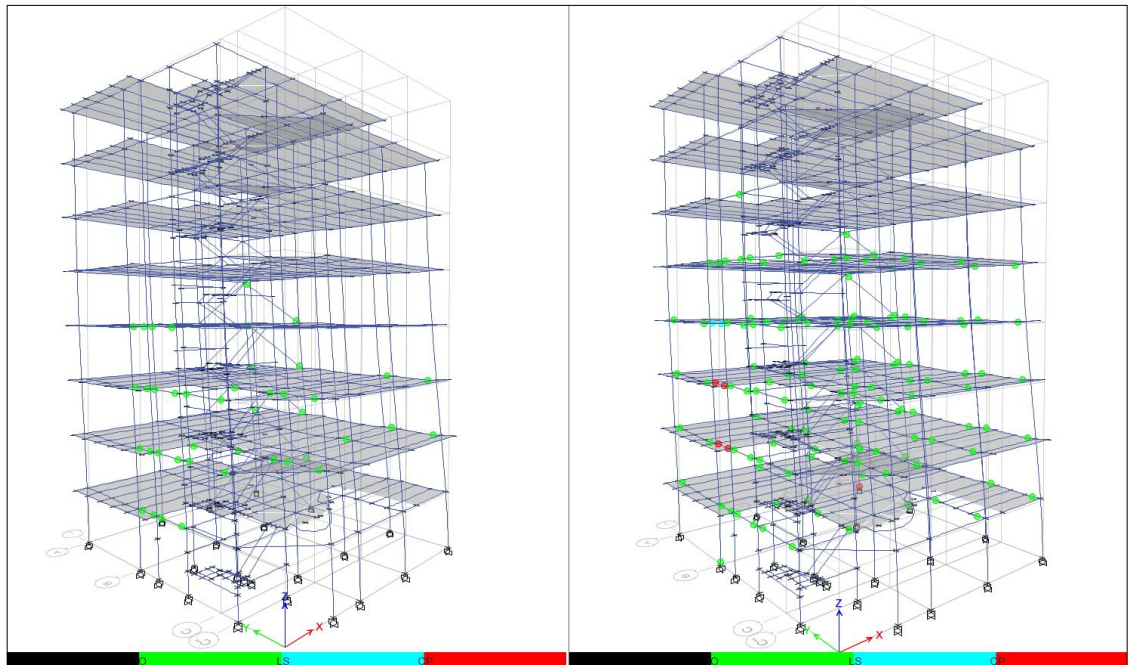
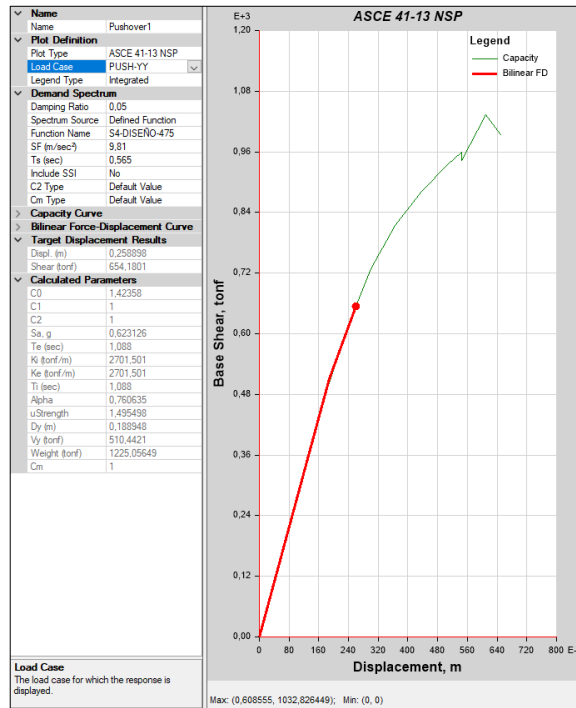


Gráfico 45 Curva cortante vs desplazamiento y formación de rótulas plásticas debido a una fuerza incremental en el sentido Y.

4.1.3 Formación de rótula plástica

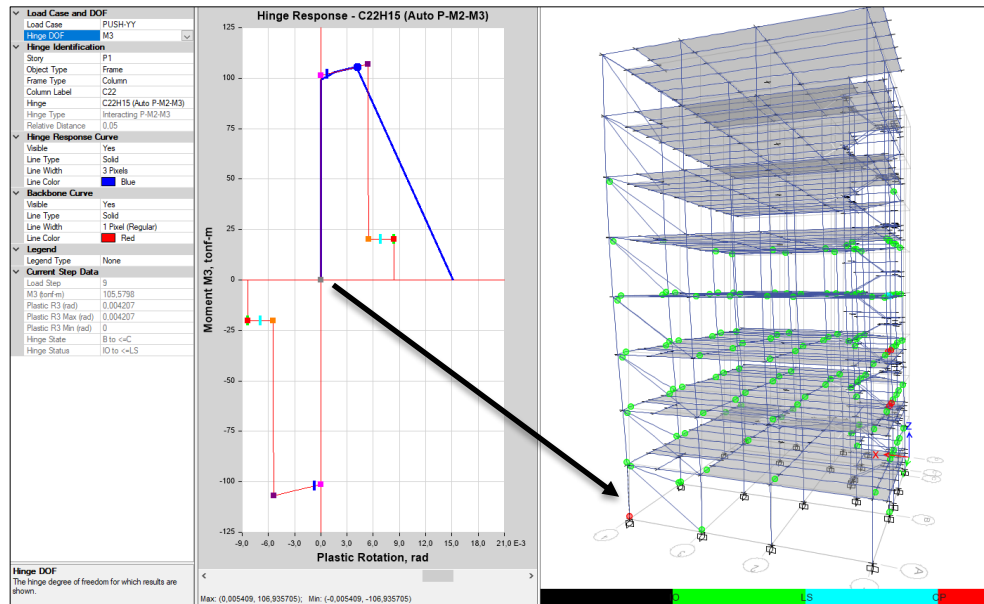


Gráfico 46 Respuesta de una rótula plástica

La rótula plástica para la columna mostrada en su máxima resistencia que puede soportar se identifica a través del diagrama momento – rotación (línea roja). Para el desplazamiento máximo que podría soportar la estructura (55 cm) se forma una rótula plástica en prevención de colapso (color rojo) y en el paso 9 de la iteración (P-M2-M3) se obtiene un momento solicitante debido al empuje en el sentido (Y) $M3 = 105$ ton-m, la demanda (color azul), sobrepasa la resistencia y los límites de prevención de colapso. Cabe recalcar que, para un sismo de diseño no llega siquiera a IO.

4.1.4 Resumen de resultados de NSP mediante ASCE 41-13

Tabla 13 Resumen de resultados para distintas demandas mediante ASCE 41-13

Nivel de amenaza	Desplazamiento de demanda (m)		Cortante de demanda (ton)		Ductilidad	
	X	Y	X	Y	X	Y
S1- ORD-72	0,164	0,15	387	430,32	1,84	1,77
S2-FREC-225	0,218	0,2	501,89	552,15	1,34	1,33
S4-DISEÑO-475	0,272	0,258	598,21	654,18	1,522	1,495
S5-RARO-1500	0,35	0,329	705,03	766,84	1,75	1,73
S6-MUY RARO-2500	0,4	0,376	752,83	823,77	1,87	1,88

4.2 Resultados obtenidos con NSP (*No linear static procedure*) mediante FEMA 440 E.L.

4.2.1 NSP – FEMA 440 E.L. sentido “X”

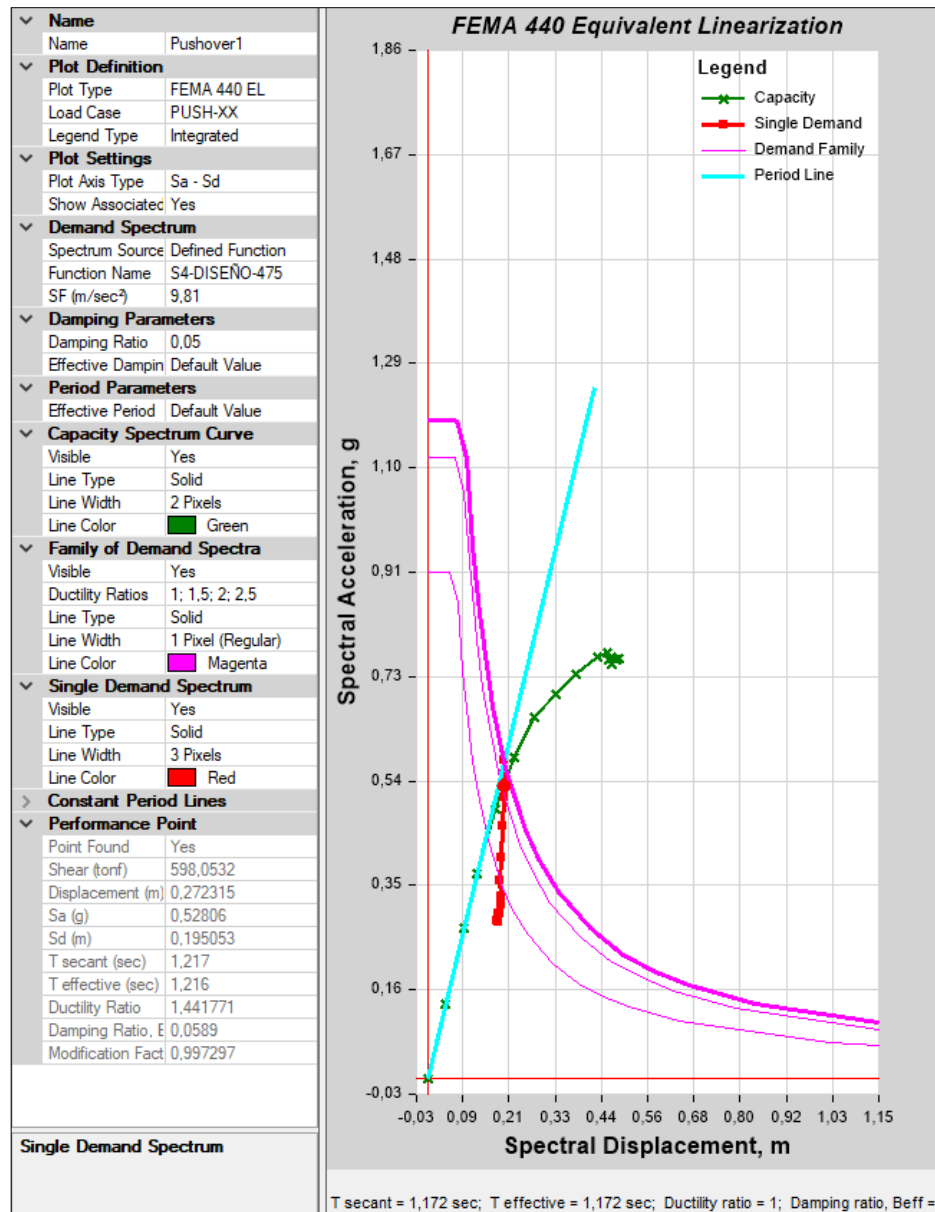


Gráfico 47 Punto de desempeño FEMA 440 E.L. – sentido “X”

El procedimiento FEMA 440 E.L., se constituye a través de pseudo aceleraciones y pseudo desplazamientos (formato ADSR) tanto para la curva de capacidad y la curva de demanda (espectro). La familia de demanda (curva color magenta) se amortigua para distintos factores (1 - 1,5 - 2 - 2,5) y se va intersecando para distintos valores de

periodo (T), hasta constituir la intersección principal entre la curva de capacidad, la curva de demanda y período efectivo, si converge, existe punto de desempeño. Los valores correspondientes a los resultados se especifican en la tabla 14, descrita en el numeral 4.2.3 de esta sección.

4.2.2 NSP – FEMA 440 E.L. sentido “Y”

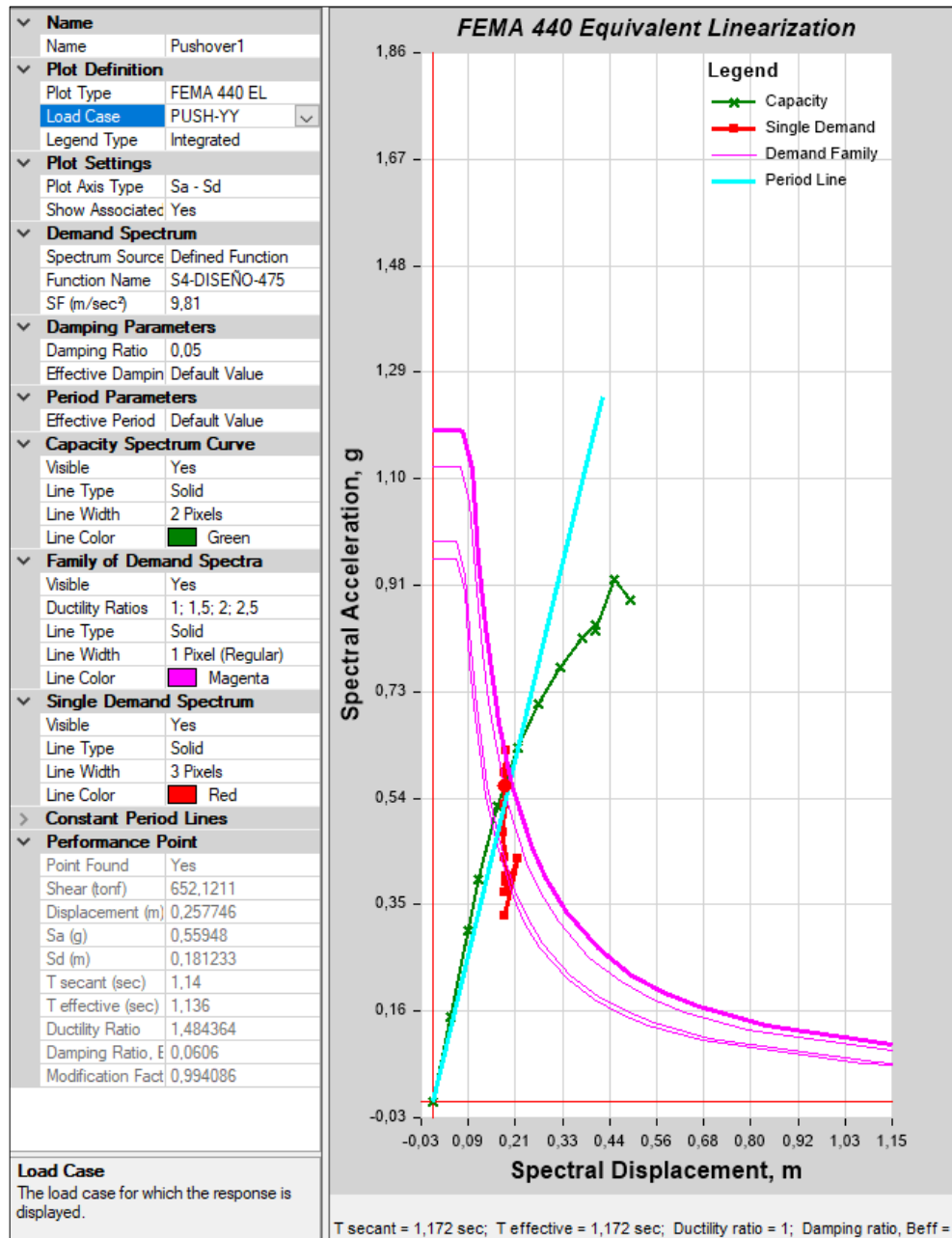


Gráfico 48 Punto de desempeño FEMA 440 E.L. – sentido “Y”

4.2.3 Resumen de resultados de NSP mediante FEMA 440 E.L.

Tabla 14 Resumen de resultados para distintas demandas mediante FEMA 440 E.L.

Nivel de amenaza	Desplazamiento de demanda (m)		Cortante de demanda (ton)		Ductilidad	
	X	Y	X	Y	X	Y
S1- ORD-72	-	-	-	-	-	-
S2-FREC-225	0,2198	0,210	504,36	554,22	1,23	1,25
S4-DISEÑO-475	0,2723	0,2577	598,05	652,12	1,44	1,48
S5-RARO-1500	0,346	0,325	700,24	760,69	1,62	1,699
S6-MUY RARO-2500	0,39	0,370	746,49	818,22	1,726	1,83

Los valores obtenidos mediante FEMA 440 y ASCE 41-13 son muy similares.

4.3 Nivel de daño alcanzado mediante NSP

4.3.1 Nivel de demanda para 475 y 2500 años en sentido “X”

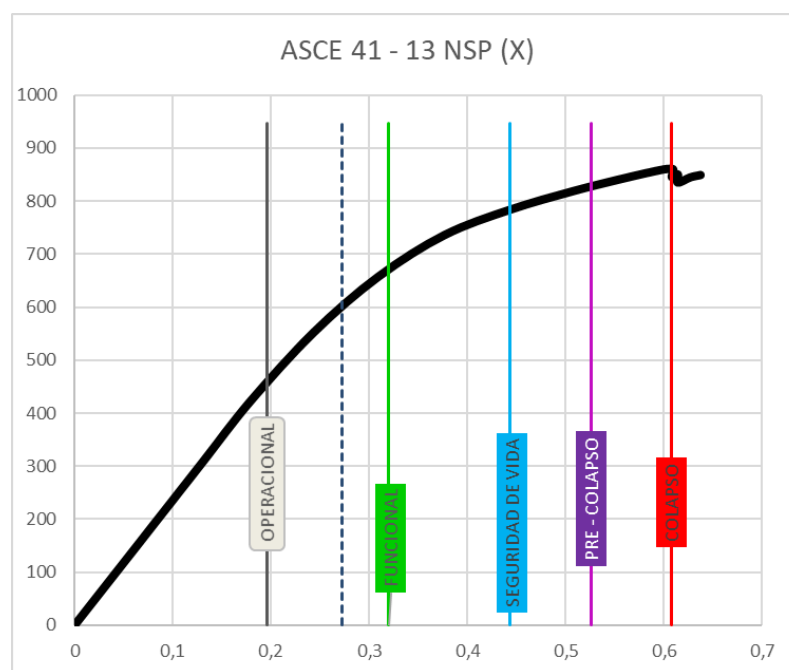


Gráfico 49 Daño esperado para un sismo de diseño 475 años

Para la demanda establecida el edificio se encuentra entre operacional y funcional, por lo que existe una reserva de ductilidad (ru).

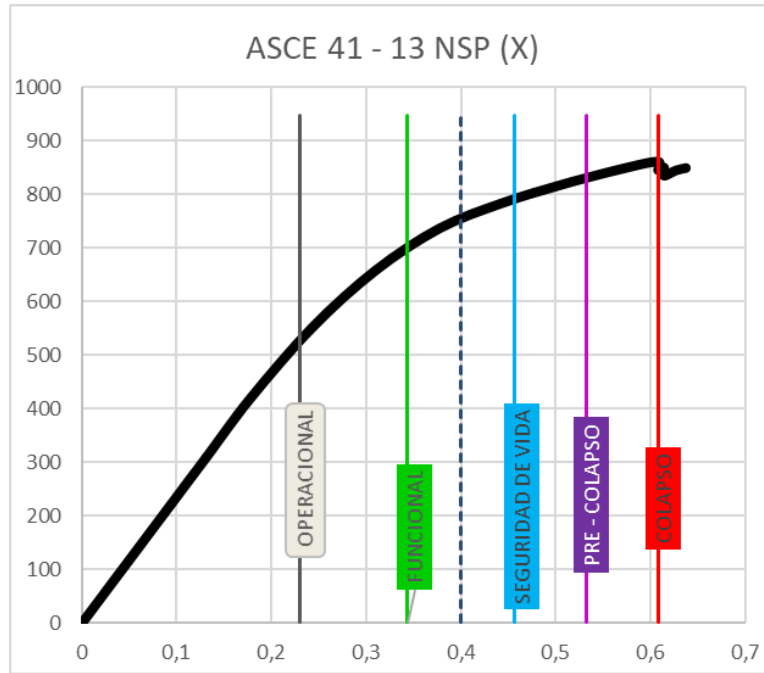


Gráfico 50 Daño esperado para un sismo muy raro 2500 años

4.3.2 Nivel de demanda para 475 y 2500 años en sentido “Y”

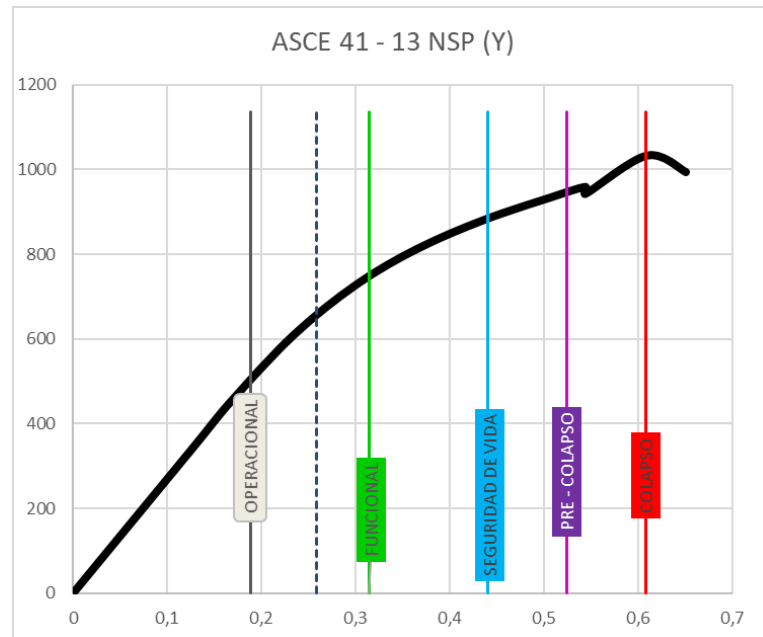


Gráfico 51 Daño esperado para un sismo de diseño 475 años

Para la demanda establecida el edificio se encuentra entre operacional y funcional.

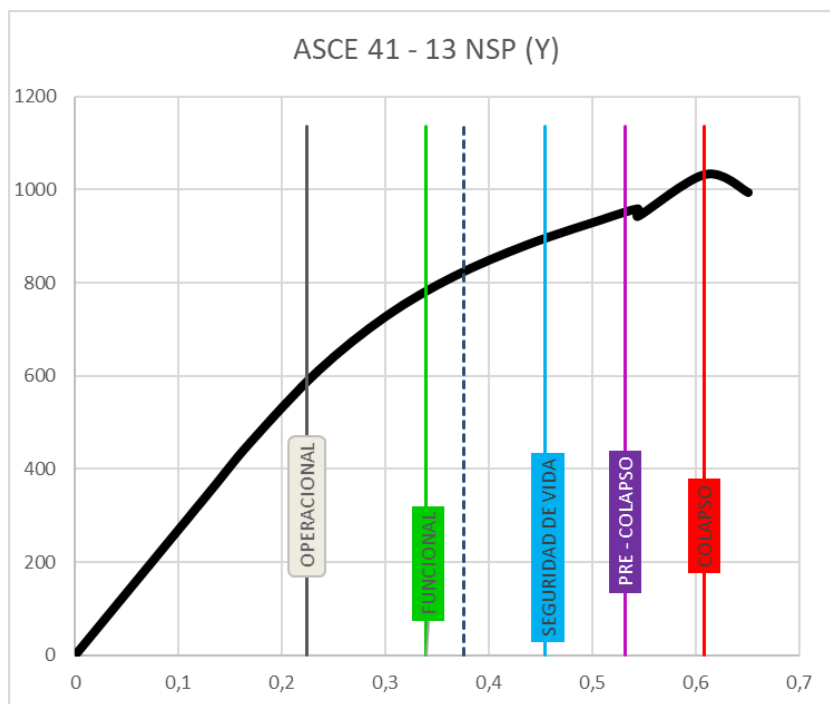


Gráfico 52 Daño esperado para un sismo muy raro 2500 años

Para la demanda establecida el edificio se encuentra entre funcional y seguridad de vida.

4.4 Validación de NSP

Según lo especificado en 7.3.2.1 del ASCE 41-13, se debe cumplir los criterios básicos para que el análisis por NSP sea validado; a continuación, se muestra el cálculo correspondiente. En caso que no se cumplan estas condiciones se debe realizar un NDP. Debido a que la edificación no tiene irregularidad en planta y elevación; además, el período de vibración se encuentra alrededor de 1 segundo; por lo tanto, cumple todas las condiciones para que el análisis estático no lineal sea validado.

VALIDACIÓN DE NSP, SEGÚN 7.3.2.1 PÁG (142) 7.4.3.3 (149)

SI $\mu_{STRENGTH} > \mu_{MÁX}$ Se realiza un NDP

NDP: No linear dynamic procedure

$$\mu_{strength} = \frac{Sa}{\frac{V_y}{W}} * C_m$$

Sismo	SISMO DISEÑO - 475 AÑOS		
Vy (ton)	563,24	Cortante de fluencia - Etabs	Sa 0,5758
W (ton)	1225,06	Peso efectivo sísmico - Etabs	
Cm	1	Factor efectivo de masa, Tabla 7-4 pág 145	

$\mu_{strength}$ 1,25237829

$$\mu_{Máx} = \frac{\Delta d}{\Delta y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}$$

$$h = 1 + \ln T_e$$

Te	1,159	Período efectivo fundamental	
h	1,147557564		
α_e	0,75	Rigidez post fluencia - Etabs	
Disp d	0,27	Desplazamiento de demanda para el sismo dado - Etabs	
Disp Y	0,19	Desplazamiento de fluencia para el sismo dado - Etabs	

$\mu_{Máx}$ 1,768840478

Gráfico 53 Artículo 7.3.2.1 ASCE 41-13

Nota: $\mu_{strength} > \mu_{máx}$, se debe realizar un (NDP) No linear Dynamic Procedure, se valida el NSP.

4.5 Resultados obtenidos con NDP (No linear dynamic procedure) mediante ASCE 41-13

Consideraciones básicas:

- Las ondas sísmicas son tomadas mediante acelerogramas escalados, debido a que estas pueden durar un tiempo considerable, se ha disminuido el tiempo de duración en función a cada acelerograma ya que la onda sísmica no es representativa y ejerce desplazamientos despreciables.
- Por motivos ilustrativos se mostrará gráficos para un sismo específico (Northridge) en la dirección “X”, posterior a ello se realizará una tabla

resumen, puesto que para cada sismo y en cada dirección se realiza el mismo procedimiento.

- Cabe recalcar que los tres acelerogramas seleccionados se han escalado para un espectro elástico de diseño (475 años), si la estructura en análisis se fuera considerada como esencial se debería escalar para un sismo muy raro (2500 años).

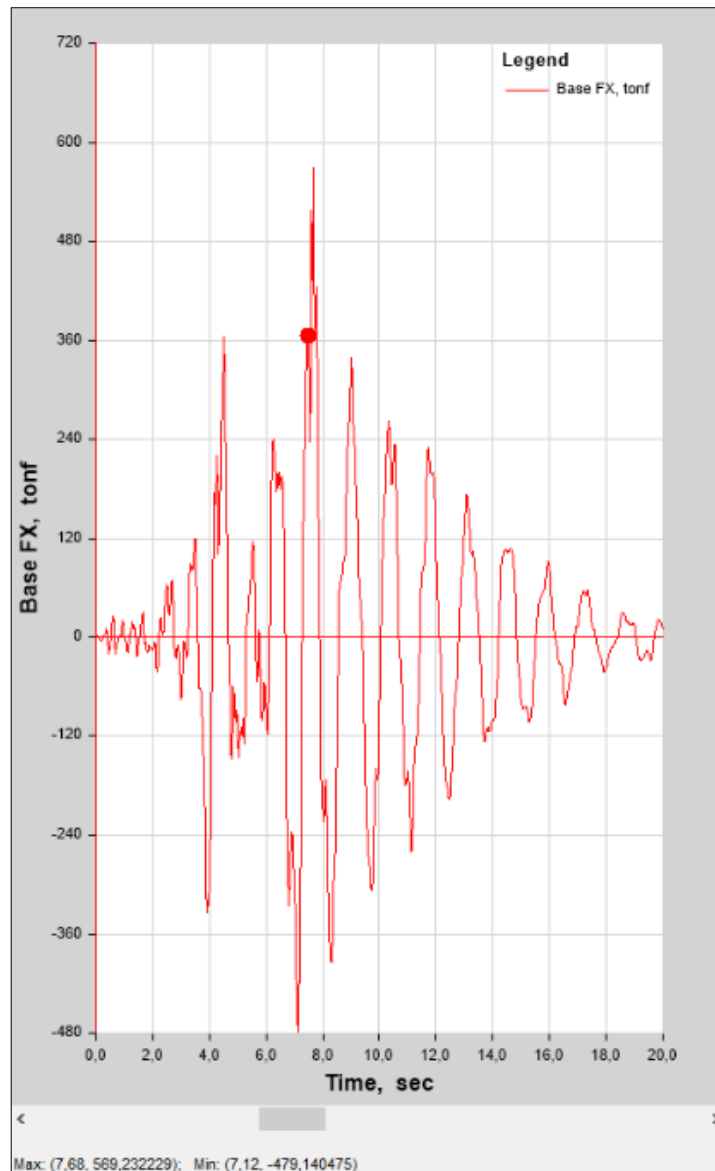


Gráfico 54 Cortante en la base en la dirección “X” para cada instante de tiempo

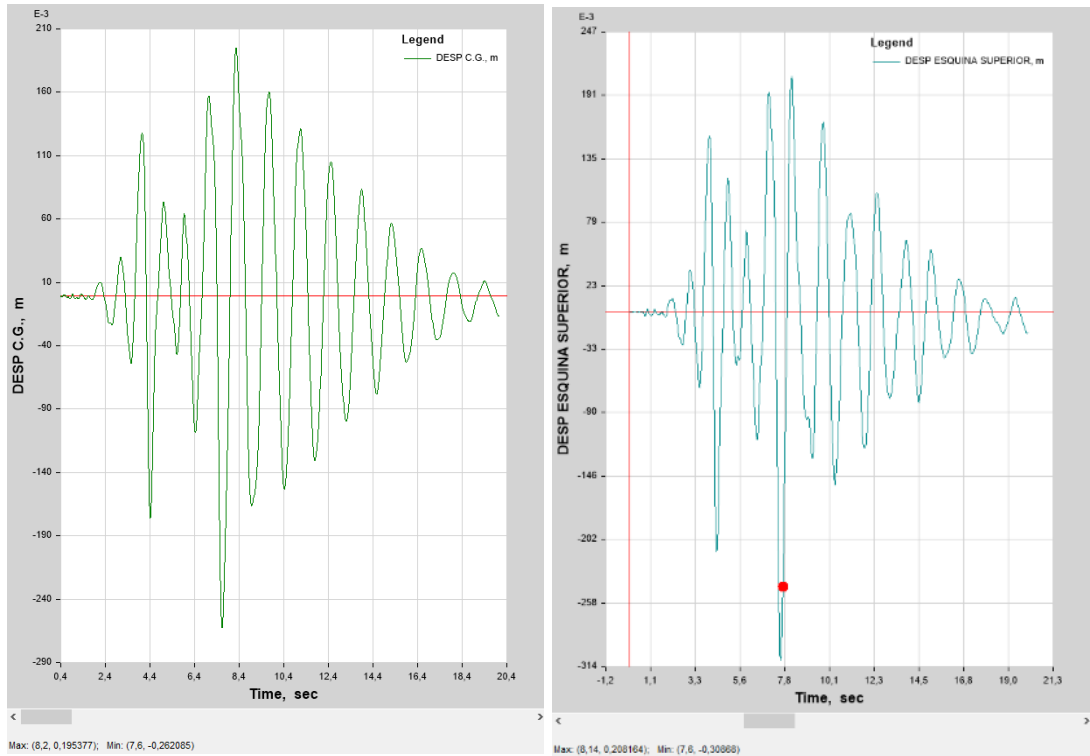


Gráfico 55 Desplazamiento del piso superior en el sentido “X” para cada instante de tiempo

En la parte izquierda del gráfico 55 se muestra el desplazamiento en el último piso en un punto que coincide con el Centro de Gravedad, mientras que en el gráfico de la derecha el desplazamiento en una de las esquinas del piso superior.

Existe una diferencia de 4 cm para este caso, por lo que para cada sismo se tomará el mayor que generalmente se encuentra en la esquina.



Gráfico 56 Formación de rótulas plásticas con NDP

El mecanismo de destrucción a diferencia de lo obtenido con NSP, es que se forman rótulas plásticas en los rigidizadores transversales de la estructura en condición de prevención de colapso (CP) para un desplazamiento negativo de 30 cm, mientras que para el análisis estático las rótulas plásticas se forman en vigas para el mismo desplazamiento, pero en valor positivo.

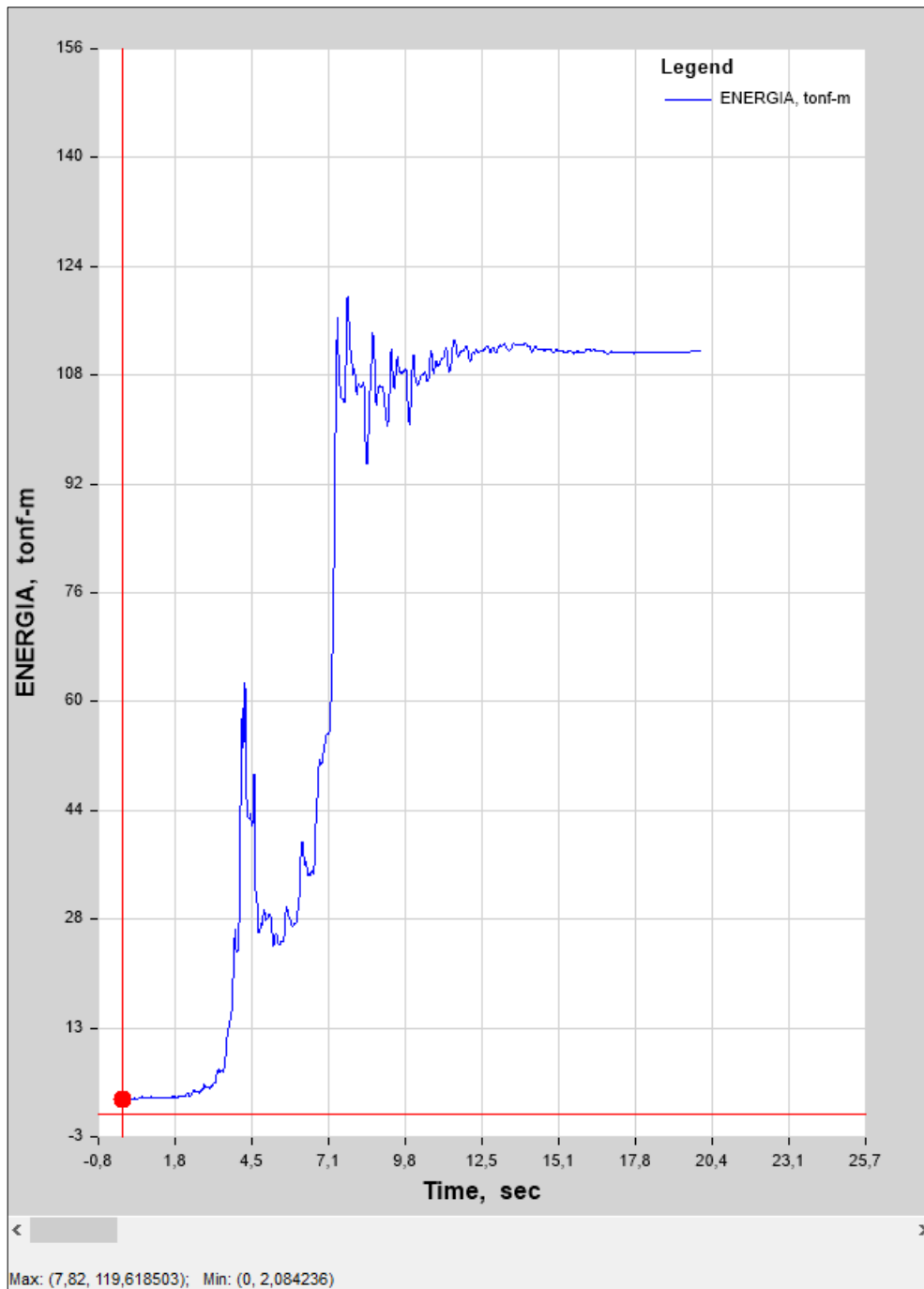


Gráfico 57 Energía de disipación en el tiempo en el sentido “X”

El edificio es capaz de liberar 120 ton-m de energía con el sismo de Northridge escalado a un espectro de diseño para 475 años.

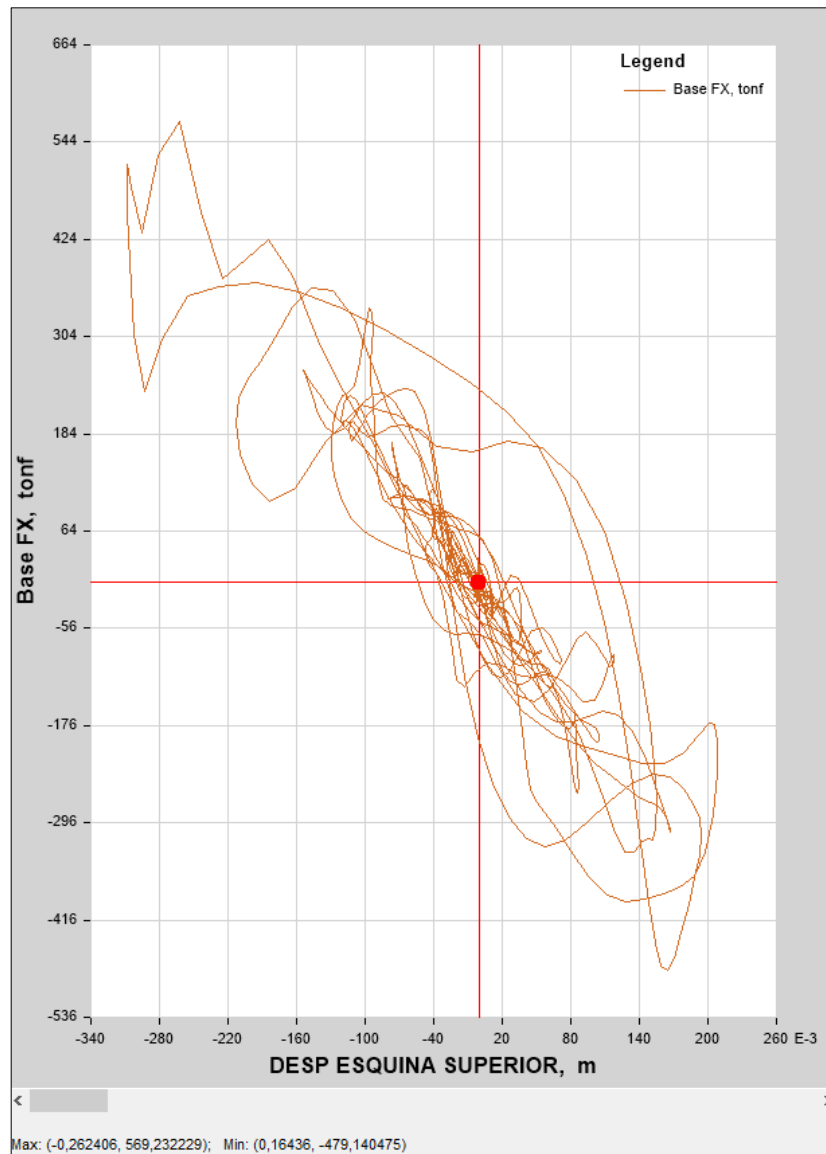


Gráfico 58 Diagrama de histéresis en el sentido “X”

Se observa el comportamiento cíclico para cada paso de carga y descarga relacionando el desplazamiento vs la fuerza cortante en cada paso del tiempo, si hacemos una representación trilineal y calculamos el área bajo la curva del modelo multilínea obtendríamos la cantidad de energía de disipación el cual se obtiene directamente en el gráfico 57; además, observamos que existe una degradación paulatina de la rigidez y resistencia conforme pasa los picos de aceleración máxima del sismo de diseño pero la estructura es dúctil y soporta esta demanda. Los resultados de desplazamiento y cortante son punto máximo (-0.26m, 569,23 ton); punto mínimo (0,16 m, -479,14ton).

4.5.1 Resumen de datos para análisis NDP

Tabla 15 Resumen de resultados para NDP – incluye todos los sismos

SISMO	Desp. (cm)		Cortante - V (Ton)		Derivas	
	X	Y	X	Y	X	Y
	(min, máx)		(min, máx)			
NORTHRIDGE - 1994	-30	-26,41	-477	-615,89	1,60%	1,604%
	23	27,018	572	648,05		
PETROLIA - 1992	-26,69	-29,49	-534,52	-639,71	1,812%	1,1817%
	27,07	25,57	606,69	491,29		
SAN FERNANDO - 1971	-24,25	-24,31	-652,04	-612,04	2,10%	1,53%
	29,93	29,86	523,49	450,57		
MÁX	-30	-29,49	-652,04	-639,71	2,10%	1,60%
	29,93	29,86	606,69	648,05		

Los datos de desplazamiento y cortante son similares a los obtenidos mediante NSP para el sismo de diseño.

4.6 Matriz comparativa datos de diseño año 2017 (previo a la construcción), respecto a los datos obtenidos en el presente estudio.

4.6.1 Consideraciones iniciales

El análisis realizado en el año 2017 por la empresa AYP, se basó en la norma NEC 2015, para lo cual se determinó un coeficiente basal y un espectro inelástico de diseño, realizando un análisis estático – pseudo dinámico lineal respectivamente. Una vez ejecutado este análisis se obtuvieron mediante de las combinaciones de carga expuestas en dicha normativa los esfuerzos máximos de diseño con lo cual se obtuvieron las secciones de los elementos estructurales de construcción.

El modelo matemático que se analizó fue la totalidad de la edificación incluyendo los dos subsuelos y el tapagradas, por lo que naturalmente algunos parámetros no van a coincidir respecto al modelo matemático del presente tema de investigación.

4.6.2 Coeficiente de reducción sísmica corregido (Rc)

De acuerdo al numeral 4.4 Validación del NSP, en donde se obtiene que $\mu_{\text{Strength}} < \mu_{\text{Máx}}$, por lo tanto, es correcto el análisis estático no lineal, se puede aproximar el (Rc) para el sismo de diseño mediante la siguiente fórmula:

$$Rc = \frac{d_u}{d_y} (1.25) \quad \text{Ec. 38}$$

Donde:

d_u : Desplazamiento máximo alcanzado en la curva cortante vs desplazamiento.

d_y : Desplazamiento de fluencia alcanzado en la curva cortante vs desplazamiento para una demanda establecida.

Nota: Rc, puede variar respecto a los dos ejes globales, pero coincidentalmente para este proyecto d_u es igual, tanto para (X e Y). Y d_y tiene una variación despreciable por la que se tomó la más desfavorable.

$$Rc = \frac{0,608}{0,188} (1.25)$$

$$Rc = 4,04$$

La norma NEC 2015 establece para el tipo de edificio (acero con diagonales rigidizadoras) un $R = 8$; por lo tanto, la reducción del espectro elástico a inelástico es menor lo que deriva en fuerzas de diseño mayores. Lo que, a su vez, induce a un posible sobredimensionamiento del diseño realizado por AYF en el año 2017, que posteriormente será verificado.

En el modelo matemático de AyF presenta un valor de $R = 6,48$, puesto que se han definido irregularidades en planta y elevación de 0,9 para los dos casos. Mientras que en la investigación actual no se ha considerado ninguna irregularidad que cumpla con las tablas 2.10, 2.12 y 2.13 de la NEC 2015.

En nuestra experiencia es complicado llegar a valores a los establecidos en la norma ecuatoriana respecto a R, a no ser que se trabaje con aisladores o disipadores sísmicos.

Nota: De esta manera el Gráfico 26 coeficiente basal (c) cambia de $c = 0,097$ a $c = 0,144$; por lo tanto, el espectro inelástico del Gráfico 27 también y la aceleración espectral aumenta de 0,198 (g) a 0,383 (g).

4.6.3 Comparación de datos entre análisis estructural 2017 y análisis estructural 2022.

Con las diferencias anteriormente descritas referente al modelo matemático, se establece las diferencias de datos encontrados:

Tabla 16 Resumen de análisis estructural (2017/2022)

Ítem	Propiedades	Análisis año 2017		Análisis año 2022	
		Valor numérico	Observaciones	Valor numérico	Observaciones
1	Período de vibración (T)	1,265 seg	En modo 1 – considerando 2 subsuelos y muros de sótano	1,159 seg	En modo 1 – sin subsuelos y tapagradas
2	Factor de reducción sísmica (R)	6,48	Calculado con irregularidad en planta y elevación	4,04	Calculado mediante NSP
3	Participación de masa - modo 1	0,47	Traslacional en (X)	0,73	Traslacional en (X)
4	Participación de masa -modo 2	0,46	Traslacional en (Y)	0,72	Traslacional en (Y)
5	Torsión en planta	0,10 %	Modo 1	3,04 %	Modo 1
		3,47 %	Modo 2	5,74 %	Modo 2
6	Cortante estático (ton)	140,13	c = 0,106	175,07	c = 0,144
		140,13	c = 0,106	175,07	c = 0,144
7	Cortante Dinámico (ton)	119,06	>80% V estático	152,99	>80% V estático
		121,11	>80% V estático	158,08	>80% V estático
8	Deriva elástica por sismo estático	1,719 %	< 2% Piso 3	1,33 %	< 2% Piso 3
		1,43 %		1,07 %	
9	Deriva elástica por espectro inelástico (seudo - dinámico)	1,54 %	< 2% Piso 3 y Piso 2	1,32 %	< 2% Piso 3 y Piso 2
		1,34 %		1,11 %	
10	Desplazamiento máximo por sismo estático (penthouse)	7 cm	Piso 10	8,7 cm	Piso 8
		6,7 cm		7,4 cm	
11	Desplazamiento máximo por sismo seudo – dinámico (penthouse)	6,6 cm		8,17 cm	
		5,8 cm		7,3 cm	

Nota: Valores con relleno de color plomo, representan datos en el eje de las "X"	X	Y
--	---	---

Tanto los cortantes como los desplazamientos obtenidos mediante estos métodos son mucho menores que los obtenidos mediante NSP y NDP. Se debe entender que el diseño estructural adecuado es cuando llevamos a la plastificación de los elementos

estructurales, si se diseñara para esfuerzos provenientes de espectros elásticos de demanda o acelerogramas como los empleados en análisis no lineal, las secciones serían ostensiblemente más grandes, lo cual derivaría en elevados costos de construcción.

Tabla 17 Período de vibración y participación modal de masa

Caso	Modo	Período	$T = C_t * hn^a$	T (máx)	UX	UY	UZ	RZ	Torsión en planta	Observación
		sec	sec	1,3 T (sec)						
Modal	1	1,159	0,87	1,131	0,7345	0,0572	0,0000	0,0223	3,04%	Traslacional
Modal	2	1,043	0,87	1,131	0,0465	0,7231	0,0000	0,0415	5,74%	Traslacional
Modal	3	0,74	0,87	1,131	0,0339	0,0260	0,0000	0,7655	2258,11%	Rotacional
Modal	4	0,366	0,87	1,131	0,1075	0,0026	0,0000	0,0012	1,12%	Traslacional
Modal	5	0,327	0,87	1,131	0,0003	0,1068	0,0000	0,0023	2,15%	Traslacional
Modal	6	0,242	0,87	1,131	0,0047	0,0026	0,0000	0,0994	2114,89%	Rotacional
Modal	7	0,222	0,87	1,131	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000	6,96%	Traslacional
Modal	8	0,222	0,87	1,131	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	89,64%	Rotacional
Modal	9	0,222	0,87	1,131	0,0000	0,0001	0,0000	0,0003	300,00%	Rotacional
Modal	10	0,216	0,87	1,131	0,0007	0,0000	0,0000	0,0000	0,00%	Traslacional
Modal	11	0,215	0,87	1,131	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	1213,23%	Rotacional
Modal	12	0,215	0,87	1,131	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	51,07%	Rotacional
Modal	13	0,203	0,87	1,131	0,0306	0,0000	0,0000	0,0005	1,63%	Traslacional
Modal	14	0,189	0,87	1,131	0,0001	0,0009	0,0000	0,0000	0,00%	Traslacional
Modal	15	0,189	0,87	1,131	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	20,34%	Traslacional
Modal	16	0,189	0,87	1,131	0,0001	0,0002	0,0000	0,0001	50,00%	Rotacional
Modal	17	0,176	0,87	1,131	0,0001	0,0337	0,0000	0,0008	2,37%	Traslacional
Modal	18	0,139	0,87	1,131	0,0155	0,0000	0,0000	0,0001	0,65%	Traslacional
Modal	19	0,136	0,87	1,131	0,0012	0,0005	0,0000	0,0291	2425,00%	Rotacional
Modal	20	0,116	0,87	1,131	0,0001	0,0158	0,0000	0,0003	1,90%	Traslacional
Modal	21	0,11	0,87	1,131	0,0005	0,0007	0,0000	0,0000	0,00%	Traslacional
Modal	22	0,11	0,87	1,131	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,86%	Traslacional
Modal	23	0,11	0,87	1,131	0,0006	0,0001	0,0000	0,0002	33,33%	Rotacional
Modal	24	0,109	0,87	1,131	0,0002	0,0001	0,0000	0,0001	50,00%	Rotacional

Se muestra que los primeros dos modos de vibración son traslacionales ya que la razón

$$\frac{Rz}{\max(Ux, Uy)} \leq 30\% \text{ se cumple para estos modos. Además, se debe verificar que el}$$

período de vibración calculado mediante la fórmula $T = C_t * hn^a$ según NEC 2015 más el 30% debe ser menor al calculado mediante el obtenido por análisis modal.

4.7 Diseño y comprobación de principales elementos estructurales

Se ha comparado la relación Demanda – Capacidad (D/C), para los elementos más solicitados de la estructura, entre el diseño presentado por AyF año 2017 y el efectuado en la actualidad.

Se ha seguido estrictamente el procedimiento de cálculo establecido en AISC 341-16 capítulo D, AISC 360-16 capítulos E (compresión), F (flexión), G (corte), H (esfuerzos combinados).

Para ejemplificar y comprobar la obtención de resultados de cálculo que consigue el Etabs, se ha realizado el procedimiento paso a paso para columnas, mientras que para los demás elementos como vigas, rigidizadores, chequeo de columna fuerte – viga

débil y demás, se ha identificado en una tabla resumen, por cuestiones de espacio limitado en la elaboración del presente trabajo.

4.7.1 Columnas

- Sección W 14 X 159
- Chequeo tabla D1.1 AISC -341-16 Límite ancho espesor elementos sometidos a compresión.

Para elementos no atiesados:

$$\frac{b}{t} = \frac{396,2/2}{30,2} = 6,55$$

Límite altamente dúctil:

$$\lambda_{hd} = 0,32 \sqrt{\frac{E}{R_y f_y}} = 7,34$$

Por lo tanto:

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_{hd} \therefore OK$$

Para elementos atiesados:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{381 - 2(30,2)}{18,9} = 16,96$$

Límite altamente dúctil:

$$\lambda_{hd} = 1,57 \sqrt{\frac{E}{R_y * f_y}} = 36,05$$

Por lo tanto:

$$\frac{h}{t_w} \leq \lambda_{hd} \therefore OK$$

- Para elementos sin rigidizadores manda FB (pandeo por flexión) y TB (pandeo por torsión).

- Datos de la columna:

$$E_{ACERO} = 2038901,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 3515,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = 1,1 \text{ para A 572 GR 50}$$

$$L = 342 \text{ cm}$$

$$r_{33} = 16,22 \text{ cm}$$

$$r_{22} = 10,22 \text{ cm}$$

$A_g = 300,19 \text{ cm}^2$
 $I_{33} = 79058,60 \text{ cm}^4$
 $I_{22} = 31358,48 \text{ cm}^4$
 $Z_{33} = 4687,22 \text{ cm}^3$
 $Z_{22} = 2401,53 \text{ cm}^3$

- Esfuerzos resultantes de demanda para columna C15- Piso 1:

Combo DStlS19

$P_u = 260,82 \text{ ton}$

$M_{u33} = 5,58 \text{ ton} * m$

$M_{u22} = 12,97 \text{ ton} * m$

- Compresión:

Si

$$\frac{L_c}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{(342)(1)}{16,22} \leq 4,71 \sqrt{\frac{2038901,92}{3515,35}}$$

$$21,08 \leq 113,43$$

Por lo tanto:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r_{33}}\right)^2} = 45263,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r_{22}}\right)^2} = 17969,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr33} = \left(0,658 \frac{f_y}{F_e}\right) f_y = 3402,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr22} = \left(0,658 \frac{f_y}{F_e}\right) f_y = 3238,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_{n33} = \phi F_{cr} * A_g = 919,37 \text{ ton} \text{ --- --- --- Comprobación}^1 (949,75 \text{ ton})$$

$$\phi P_{n22} = \phi F_{cr} * A_g = 875,082 \text{ ton} \text{ --- --- --- Comporbación} (889,43 \text{ ton})$$

- Flexión:

$$M_{n33} = M_{p33} = f_y * Z_{33} = 164,77 \text{ ton} * m$$

$$\phi M_{n33} = 148,295 \text{ ton} * m \text{ --- --- --- Comprobación} (148,295 \text{ ton} * m)$$

$$M_{n22} = M_{p22} = f_y * Z_{22} = 84,42 \text{ ton} * m$$

¹ Comprobación mediante software comercial de análisis de elementos finitos

$\emptyset Mn22 = 75,98ton * m$ – – – – – Comprobación (75,97995ton * m)

- Relación demanda – capacidad (D/C)

$$D/C = \frac{Pr}{Pc} + \frac{8M_{r33}}{9M_{c33}} + \frac{8M_{r22}}{9M_{c22}}$$

$D/C = 0,48$ – – – Comprobación (0,47)

Tabla 18 Resumen diseño columna más crítica (2017/2022)

Ítem	Columna	Diseño año 2017		Diseño año 2022	
		COMBO	D/C	COMBO	D/C
1	C15 – primer piso	<i>DStIS19</i>	0,33	DStIS19	0,48

4.7.2 Vigas

Tabla 19 Resumen diseño viga más crítica (2017/2022)

Ítem	Viga	Diseño año 2017		Diseño año 2022	
		COMBO	D/C	COMBO	D/C
1	V58 - cuarto piso	<i>DStIS6</i>	0,58	DStIS6	0,71

4.7.3 Rigidizadores

Tabla 20 Resumen diseño de diagonal rigidizadora más crítica (2017/2022)

Ítem	Diagonal rigidizadora	Diseño año 2017		Diseño año 2022	
		COMBO	D/C	COMBO	D/C
1	DR 5 - segundo piso	<i>DStIS4</i>	0,55	DStIS4	0,663

4.7.4 Relación viga columna capacidad (viga débil – columna fuerte)

Tabla 21 Resumen diseño viga débil columna fuerte más crítica (2017/2022)

Ítem	Conexión viga columna	Diseño año 2017			Diseño año 2022		
		Eje	COMBO	D/C	Eje	COMBO	D/C
1	C19 - primer piso	<i>Fuerte</i>	<i>DStIS4</i>	0,20	Fuerte	DStIS4	0,19
		<i>Débil</i>	<i>DStIS4</i>	0,9	Débil	DStIS4	1,005

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- Los resultados mediante NSP y NDP determinaron valores similares para desplazamientos y cortantes, tablas 22, 23, 24 respectivamente; para el análisis no lineal estático la demanda se considera un espectro elástico para un sismo de diseño con un período de retorno de 475 años, mientras que para el análisis dinámico no lineal en el tiempo se considera tres acelerogramas que cumplan con las condiciones establecidas en la norma NEC SE DE 6.2-f (magnitud, distancia a la falla, mecanismo de falla, tipo de suelo) y escalados a un espectro de diseño (475 años) de tal forma que sea espectro compatible, teniendo en cuenta que el registro para cada componente (EO – NS) del acelerograma no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5% para períodos de $0,2T_{min}$ y $1,5 T_{máx}$, obtenidos del análisis modal para cada componente (X e Y). Cabe recalcar que no se considera la demanda para un periodo de retorno más elevado (2500 años) debido a que el tipo de edificación no corresponde a esencial y/o especial.

Tabla 22 Resultados NSP mediante ASCE 41-13

Nivel de amenaza	Desplazamiento de demanda (m)		Cortante de demanda (ton)	
	X	Y	X	Y
S4-DISEÑO-475	0,272	0,258	598,21	654,18

Tabla 23 Resultados NSP mediante FEMA 440EL

Nivel de amenaza	Desplazamiento de demanda (cm)		Cortante de demanda (ton)	
	X	Y	X	Y
S4-DISEÑO-475 AÑOS	27,23	25,77	598,05	652,12

Tabla 24 Resultados NDP – historia en el tiempo

SISMO	Desp. (cm)		Cortante - V (Ton)	
	X	Y	X	Y
	(min, máx)		(min, máx)	
NORTHRIDGE - 1994	-30	-26,41	-477	-615,89
	23	27,018	572	648,05
PETROLIA - 1992	-26,69	-29,49	-534,52	-639,71
	27,07	25,57	606,69	491,29
SAN FERNANDO - 1971	-24,25	-24,31	-652,04	-612,04
	29,93	29,86	523,49	450,57
MÁX	-30	-29,49	-652,04	-639,71
	29,93	29,86	606,69	648,05

- Dentro de la calificación de resiliencia respecto a FEMA P-58-1, la edificación se encuentra en GOLD, donde se espera un daño del 10 % y 4 semanas de tiempo de ocupación.
- El mecanismo de falla; es decir, el lugar donde se producen las rótulas plásticas para los dos análisis es el correcto, ya que se producen en vigas y en diagonales rigidizadoras, de esta manera se cumple la filosofía de diseño (viga débil – columna fuerte). Existe una diferencia sustancial en la forma de destrucción, con análisis NDP se forman rótulas plásticas con mayor velocidad en las diagonales rigidizadoras de la estructura en condición de prevención de colapso (CP) para un desplazamiento negativo de 30 cm, mientras que para el análisis estático no lineal las rótulas plásticas se forman principalmente en vigas y diagonales rigidizadoras, pero en estado (IO-LS) para el mismo desplazamiento en valor positivo. De tal modo que el análisis dinámico no lineal de historia en el tiempo, determina resultados más confiables ya que analiza para cada instante de tiempo la rigidez (variable), la fuerza inercial para carga y descarga, respecto a cada valor de aceleración del suelo.
- La ductilidad es la capacidad de incurrir en deformaciones inelásticas sin perder resistencia, permitiendo que la estructura sea capaz de disipar la mayor cantidad de energía, el caso en estudio posee esta característica debido al sistema constructivo; entre los cuales se destaca: viga débil – columna fuerte, viga de sección reducida (RBS), conexión precalificada WUF, utilización de

diagonales rigidizadoras, construcción en acero A 572 Gr 50; en consecuencia, para un sismo de diseño, se forman 945 rótulas plásticas en condición (A – IO) – Ocupación inmediata, 8 rótulas plásticas en (IO - LS) – Seguridad de vida y 3 rótulas plásticas en (LS - CP) – Prevención de colapso pero en las diagonales rigidizadoras; por lo tanto, el edificio se mantiene operativo.

- Las derivas de piso alcanzadas para los acelerogramas de diseño se muestran en la tabla siguiente. Es importante aclarar que el sismo de San Fernando tiene períodos de recurrencia mayores a los demás sismos y permanece mayor cantidad de tiempo en aceleraciones altas, esto conlleva al sistema a que ingrese por momentos en resonancia, por tal razón le corresponde un valor deriva mayor que los otros acelerogramas.

Tabla 25 Derivas de piso para distintos acelerogramas

SISMO	Derivas	
	X	Y
NORTHRIDGE - 1994	1,60%	1,604%
PETROLIA - 1992	1,812%	1,1817%
SAN FERNANDO - 1971	2,10%	1,53%
MÁX	2,10%	1,60%

- La estructura en análisis presenta un correcto desempeño sísmico para la demanda establecida (475 años); por lo tanto, no es necesario desarrollar un reforzamiento.
- La matriz comparativa de datos de análisis y datos de diseño en el año 2017 (previo a la construcción), respecto a los datos obtenidos en el presente estudio, se muestran en las tablas 16, 17, 18, 19 y 20 del capítulo IV de la presente investigación. En conclusión, al existir diferencias entre los valores de R empleados en el año 2017 y 2022, presentan diferencias en la obtención de esfuerzos de demanda y por lo tanto diferencias en la relación demanda – capacidad (D/C) de los elementos estructurales. Cabe recalcar dos puntos

importantes: **1)** El coeficiente R corregido y utilizado (análisis y diseño 2022) es el correcto, ya que se empleó un análisis no lineal en proporción a la ductilidad de resistencia y de demanda (ver # 4.6.2) y así determinar su valor, mientras que el empleado en el año 2017 es erróneo ya que utiliza coeficientes de irregularidad en planta y elevación que además no cumplen con lo manifestado en la NEC 2015 ya que el edificio no presenta estas irregularidades. **2)** Existe un leve sobredimensionamiento en el diseño del año 2017, pero se ha comprobado que las mismas secciones estructurales al ser cotejadas con análisis más refinados y complejos otorgan un buen desempeño sísmico, de modo que, si se hubiese ejecutado la construcción cumpliendo estrictamente con los valores de diseño del año 2017, seguramente se tendría que realizar un reforzamiento.

- Se han realizado cálculos comprobatorios de los principales elementos estructurales y se ratifica que el procedimiento efectuado en el año 2017 para diseño es el correcto, debido a que se han cumplido los pasos estipulados en las normativas AISC 341-16, AISC 358-16 Y AISC 360-16.
- Finalmente, se ha instalado en obra 206 ton de acero (planillas de liquidación – proporcionado por AyF), el área en el que se implanta el edificio son 276 m², dando como resultado 74 kg/m²; normalmente se utiliza entre 65 - 70 kg/m², de acero para tener un sistema rentable y seguro.

5.2 Recomendaciones

- Se recomienda solicitar a la entidad bancaria dueña del inmueble, realizar el experimento en campo de vibraciones naturales, para comparar los modos de vibración reales y el período de vibración asociado a la estructura construida con mampostería lateral de bloque. De esta manera comparar con los datos de análisis modal efectuado en el presente estudio.

5.3 Bibliografía

- [1] ATC, «Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings». California Seismic Safety Commission, 1996.
- [2] FEMA 356, «Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings». Washington, D.C., 2000.

- [3] Ministerio de Vivienda (MIDUVI), «NEC SE DS: Peligro Sísmico Diseño Sismoresistente». Ecuador, 2015.
- [4] FEMA P-58-1, «*Seismic Performance Assessment of Buildings*». Washington, D.C.
- [5] FEMA 440, «*Improvement of Nolinear Static Seismic Analysis Procedures*». United Satate of America, jun. 2005.
- [6] Luis Enrique García reyes, *Dinámica Estructural Aplicada Diseño Sísmico*, vol. 1. Bogotá - Colombia: Universidad de los Andes, 1998.
- [7] Anil K. Chopra, *Dynamics of structures*. Electronic Publishing Services, Inc., 1995.
- [8] A. Rodríguez, E. Bojórquez Mora, A. Reyes-Salazar, J. Avilés, y S. E. Ruiz Gómez, «Determinación de espectros de respuesta considerando daño acumulado e interacción suelo-estructura», *Ingeniería sísmica*, n.º 96, pp. 18-38, jun. 2017.
- [9] Aguiar Falconí Roberto, «Análisis del factor de reducción de las fuerzas sísmicas», *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, p. 19, oct. 2006.
- [10] W. Attia, «*Investigating effects of boundary conditions on the evaluation of R-factor of un-braced steel frames*», may 17, 2019. <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1016/j.hbrcj.2015.06.006> (accedido jun. 11, 2021).
- [11] A. Ramirez y G. Estefani, «“Evaluación del coeficiente de reducción (R) de una estructura aporticada con el análisis estático no lineal, San Martín de Porres, Lima - 2018”», *Universidad César Vallejo*, vol. 1, n.º 1, p. 12, 2018.
- [12] A. Whittaker, C. Uang, y V. Bertero, «*Earthquake simulation tests and associated studies of a 0,3 - scale model of a six story eccentrically braced steel structure*». *University of California, Berkeley*, 1987.
- [13] M. Mora, «Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal», 2006. <http://www.scielo.org.co/scielo>
- [14] P. George, «*Performance Based Design Using Nonlinear Analysis*», *Berkeley: Computers & Structures, Inc.*, 2007.
- [15] J. Campbell, H. Norda, y K. Meskouris, «*Improved Methods for Multimodal Pushover Analysis*». *14 th European Conference on Earthquake Engineering*, 2006.
- [16] D. A. Galarza Altamirano, «Evaluación del desempeño sísmico del edificio de la Ocus mediante comparación del análisis estático no lineal (Pushover), análisis

estático modal (Pushover Multimodal) y dinámico no-lineal (Historia de Respuesta).», 2019, Accedido: sep. 14, 2021. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.uta.edu.ec:8443/jspui/handle/123456789/29942>

[17] A. K. Gupta y W. J. Hall, *Response Spectrum Method: In Seismic Analysis and Design of Structures*. Boca Raton: Routledge, 2017. doi: 10.1201/9780203740781.

[18] «Performance-based seismic design of moment resisting steel frames: Adaptive optimisation framework and optimum design load pattern - ScienceDirect». <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352012421004173?via%3Di> hub (accedido sep. 14, 2021).

[19] A. K. Chopra, *Dinámica de Estructuras*, 4 th edition. 1997.

[20] T. Paulay y R. Park, *Reinforced Concrete Structures*. 1975.

5.4 Anexos

- Certificación de material para Acero A572 Gr 50
- Ensayos de compresión de hormigón
- Estudio de mecánica de suelos
- Dossier de soldadura (no se incluye, pues el archivo tiene 350 MB)
- Planos arquitectónicos as built
- Planos estructurales as built
- Carta de permiso de uso de información