

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PARA EVALUAR UN EDIFICIO
UBICADO EN BAHÍA DE CARÁQUEZ- ECUADOR**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCION ESTRUCTURAS**

ANGIE KAROLINA GUERRERO ALVARADO

guerrero.angiekarol@gmail.com

ADRIÁN MARCELO MARTÍNEZ BONE

adrianomarti_94@hotmail.com

DIRECTOR: PhD. ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ

luis.hernandezr@epn.edu.ec

CODIRECTOR: MSc. ING. EDGAR DAVID MORA MARTÍNEZ

edgar.mora@epn.edu.ec

Quito, junio 2020

DECLARACIÓN

Nosotros **ANGIE KAROLINA GUERRERO ALVARADO** y **ADRIÁN MARCELO MARTÍNEZ BONE**, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

ANGIE K. GUERRERO A

ADRIÁN M. MARTÍNEZ B

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue desarrollado por Angie Karolina Guerrero Alvarado y Adrián Marcelo Martínez Bone, bajo nuestra supervisión.

PhD. ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ

DIRECTOR DEL PROYECTO

MSc. ING. EDGAR DAVID MORA

CODIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi gratitud con Dios, por darme la fuerza que necesito para salir siempre adelante y ayudarme a alcanzar un peldaño más en mi vida, por las bendiciones recibidas y por su bondad infinita.

A mi padre Emilio, mi ejemplo de perseverancia y arduo trabajo, gracias por la paciencia y consejos, por enseñarme a través de su experiencia, por todo el sacrificio hecho para ayudarme a cumplir una meta más en mi vida. A mi madre Mónica por ser mi fortaleza y fuente de amor incondicional, gracias por sus oraciones, por su atención y por creer en mí. Papá y mamá gracias por ser mi mayor ejemplo de vida, por ser mis pilares, por ser mis amigos y por influir en mi formación. A mis hermanos Kenneth y Ashly, por estar siempre para mí, por los gratos momentos compartidos que sin duda fueron los mejores de mi vida hasta hoy, por compartir mis logros juntos. A mi sobrino Neizan por llegar en una etapa importante de mi vida, por brindar luz con su presencia, porque con tu temprana llegada has alegrado nuestras vidas y has sido un impulso más para alcanzar lo prometido.

A mis abuelos mis ángeles del cielo Alcibiades e Idiolina, gracias por ser parte de mi crianza fundamentada en valores y la familia. A mi abuela Rita, mi segunda madre, gracias por su apoyo y amor infinito. A todos aquellos Familiares y amigos quienes aportaron de alguna forma para nunca desmayar Gracias, Gracias.

Gracias Familia, ¡los amo! sabemos que no fue fácil, ¡pero lo logramos!

A los docentes de la Escuela Politécnica Nacional de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental quienes me vieron crecer como estudiante, gracias por sus enseñanzas, al Centro de Investigación de la Vivienda por su colaboración en el proyecto. A mi director de tesis el PhD. Ing. Luis Tinerfe Hernández y mi codirector el Msc. Ing. David Mora por su guía y por hacer posible este proyecto. A Adrián mi más grande amigo y compañero, agradezco tu paciencia, todo el tiempo y cariño brindado en toda la carrera. Gracias por tu ayuda en este proyecto.

Angie Guerrero

DEDICATORIA

Dedico este trabajo principalmente a Dios por nunca soltar mi mano y permitirme alcanzar este sueño.

A mis padres Emilio y Mónica mis mentores de vida, me forjaron desde pequeña y lograron convertirme en lo que hoy en día soy, a pesar de mis errores y aciertos han estado para mí en todo momento de forma desinteresada y pese a la distancia que hay entre nosotros siempre encontraron la forma de hacerse presente para darme el valor de nunca abandonar mis objetivos ¡esto es por ustedes!

A mis hermanos Kenneth y Ashly por estar conmigo en las buenas y en las malas quisiera decirles que en esta etapa de mi vida comprendí lo que papá y mamá me decían “lo que hoy parece un sacrificio mañana termina siendo el logro más grande de tu vida” así que persigan sus sueños y solo miren atrás para tomar impulso, a mi sobrino Neizan por transmitir su alegría a mi vida, espero a futuro ser fuente de orientación para que alcances tus más grandes anhelos.

A mi abuelita Rita que ha sido uno de los mejores regalos que me ha dado la vida sin duda un ejemplo de mujer con gran corazón, atenta y dispuesta a ayudar. En memoria de mis abuelos Alberto Alcibiades Guerrero y Cruz Idiolina González, aunque ya no se encuentren físicamente entre nosotros, siempre los tengo presentes; personas sencillas que con amor me inculcaron los principales valores que existen dentro de una familia, nunca olvidaré el mensaje que dejaron “la mejor herencia que un padre puede dar a sus hijos es su educación”; este logro también es de ustedes.

Angie Guerrero

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por concederme la salud y las fuerzas para cumplir este objetivo. Agradezco a mis padres Leding y Marcelo, por darme su apoyo y amor incondicional durante mi existencia y más aún en los momentos difíciles. Este logro también es mérito de ustedes por ser buenos padres.

A mi hermana Erika, por haber estado presente y siempre dispuesta a ayudarme durante toda mi carrera. A mis hermanas Karen, Carola y mi hermano Kevin por confiar siempre en mí.

A mis pequeños sobrinos: Santiago, Dana, Sebastián y Juliet por dar alegría a esta hermosa familia con sus dulzuras y ocurrencias.

Agradezco, a Angie por estar durante todo este tiempo a mi lado y por ser parte de este importante logro para ambos.

Po último, agradezco a mi director de tesis PhD. Ing. Luis Tinerfe Hernández, y a mi codirector MSc. Ing. Edgar David Mora por tener esa predisposición y tiempo para hacer posible este proyecto. A los técnicos del Centro de Investigación de la Vivienda por la ayuda brindada durante este proceso.

Adrián Martínez

DEDICATORIA

A Dios por ser bondadoso conmigo, permitiéndome finalizar esta importante etapa de mi vida.

A mis padres, por enseñarme el valor del amor en familia y por su confianza depositada en mí en cada decisión de mi vida. Su presencia ha sido fundamental para formarme como profesional y buen ser humano.

A Erika, Karen, Carola y Kevin por ser muy buenos hermanos. A todos mis sobrinos porque su llegada me ha inspirado a ser ejemplo a seguir para ellos.

A mí amada abuela Delfina, aunque ya no esté presente, sé que estaría orgullosa de mí.

Adrián Martínez

ÍNDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN	II
AGRADECIMIENTO.....	III
DEDICATORIA.....	IV
AGRADECIMIENTO.....	V
DEDICATORIA.....	VI
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	VII
LISTA DE FIGURAS	X
LISTA DE TABLAS.....	XIV
RESUMEN	XVI
ABSTRACT	XVII
CAPÍTULO I.....	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. GENERALIDADES	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.2.1. GENERAL.....	2
1.2.2. ESPECÍFICOS.....	2
1.3. ALCANCE	2
1.4. JUSTIFICACIÓN.....	3
1.4.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA	3
1.4.2. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	3
1.4.3. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA.....	4
CAPÍTULO II.....	5
2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	5
2.1. VULNERABILIDAD SÍSMICA	5
2.2. FACTORES QUE AFECTAN AL COMPORTAMIENTO SÍSMICO	5
2.2.1. IRREGULARIDAD EN PLANTA Y ELEVACIÓN	5
2.2.2. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	8

2.3. SISMICIDAD DEL SITIO.....	9
2.4. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES.....	10
2.4.1. CATEGORÍA DE EDIFICIOS	11
2.4.2. OBJETIVOS Y NIVELES DE DESEMPEÑO.....	11
2.5. REHABILITACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS.....	13
2.5.1. TIPOS DE ANÁLISIS EN ESTRUCTURAS	14
2.5.2. ENSAYOS REQUERIDOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS..	15
CAPÍTULO III.....	21
3. METODOLOGÍA	21
3.1. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	21
3.1.1. UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA	21
3.1.2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL EDIFICIO	21
3.1.3. AFECTACIONES POR EVENTOS SÍSMICOS	23
3.2. PATOLOGÍAS ESTRUCTURALES IDENTIFICADAS	23
3.2.1. IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	23
3.2.2. IRREGULARIDAD EN PLANTA.....	23
3.2.3. DAÑOS EN MAMPOSTERÍA.....	24
3.2.4. FISURAS EN LOSA.....	24
3.3. REVISIÓN DE PLANOS	25
3.3.1. ARQUITECTÓNICOS	25
3.3.2. ESTRUCTURALES.....	28
3.4. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL.....	28
3.4.1. LOSAS.....	28
3.4.2. VIGAS	28
3.4.3. COLUMNAS.....	29
3.4.4. MUROS.....	30
3.4.5. CIMENTACIÓN	34
3.5. CARÁCTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOS MATERIALES	34
3.5.1. HORMIGÓN.....	34
3.5.2. ACERO	39

3.5.3.	MAMPOSTERÍA.....	40
3.5.4.	SUELO.....	40
3.5.5.	MEDICIÓN DE VIBRACIÓN AMBIENTAL	42
3.6.	MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA	43
3.6.1.	DEFINICIÓN DE MATERIALES.....	43
3.6.2.	DEFINICIÓN DE SECCIONES	44
3.6.3.	MAMPOSTERÍA NO CONFINADA	49
3.6.4.	ESTIMACIÓN DE CARGAS.....	53
3.6.5.	CALIBRACIÓN DEL MODELO LINEAL	61
3.6.6.	ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL.....	62
3.6.7.	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	79
3.6.8.	METODOLOGÍA NO LINEAL PARA MAMPOSTERÍA (MÉTODO DE PIVOT)	83
3.6.9.	ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL TIEMPO HISTORIA.....	85
	CAPÍTULO IV.....	109
4.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	109
4.1.	MODELO LINEAL	109
4.2.	MODELO DINÁMICO NO LINEAL.....	110
4.2.1.	RESPUESTA DEL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA EN BASE AL CORTANTE BASAL	110
4.2.2.	CONTROL DE DERIVAS.....	112
4.2.3.	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS	116
4.2.4.	DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	116
	CAPÍTULO V.....	120
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	120
5.1.	CONCLUSIONES	120
5.2.	RECOMENDACIONES.....	122
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123
	ANEXOS	127

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Coeficientes de irregularidad en planta	6
Figura 2.2 Coeficientes de irregularidad en elevación.....	7
Figura 2.3 Zonas sísmicas para Ecuador y valor del factor de zona Z.....	9
Figura 2.4 Equipo para extracción de núcleo	16
Figura 2.5 Ensayo de rebote con esclerómetro	17
Figura 2.6 Ensayo escáner detector de aceros	17
Figura 2.7 Ensayo de vibraciones ambientales	18
Figura 2.8 Equipo para ensayo SPT	19
Figura 2.9 Efecto de sitio.....	20
Figura 3.1 Ubicación del edificio.....	21
Figura 3.2 Fachada frontal y lateral del edificio después del sismo de abril 2016.....	22
Figura 3.3 Daños en mampostería interior	24
Figura 3.4 Fisuras en losa	24
Figura 3.5 Porosidad y falta de adherencia de varillas en loseta inferior	25
Figura 3.6 Vista en planta, Nivel + 0.20.....	26
Figura 3.7 Corte transversal del edificio	27
Figura 3.8 Corte de la losa tipo	28
Figura 3.9 Secciones típicas de vigas	29
Figura 3.10 Armado de secciones de columnas del edificio.....	29
Figura 3.11 Secciones de muros existentes.....	31
Figura 3.12 Esquema de instrumentación	42
Figura 3.13 Materiales del modelo	43
Figura 3.14 Secciones de columnas y vigas	44
Figura 3.15 Inercia en columnas	44
Figura 3.16 Inercia en vigas	45
Figura 3.17 Sección de losa nervada	46
Figura 3.18 Inercia en losa nervada	46

Figura 3.19 Secciones de muros.....	47
Figura 3.20 Inercia en muros.....	47
Figura 3.21 Losa de cimentación e inercia.....	48
Figura 3.22 Inercia en losa de cimentación.....	48
Figura 3.23 Dimensiones y áreas del bloque de mampostería tipo.....	50
Figura 3.24 Variables utilizadas para el cálculo del ancho del puntal diagonal....	50
Figura 3.25 Modelo preliminar del edificio.....	52
Figura 3.26 Colocación de los puntales diagonales.....	52
Figura 3.27 Espectro de Respuesta Elástico en Aceleración, S_a	57
Figura 3.28 Espectro de diseño del edificio.....	58
Figura 3.29 Periodos obtenidos del modelo lineal con mampostería.....	62
Figura 3.30 Participación de masa modal, modelo lineal con mampostería.....	63
Figura 3.31 Periodos obtenidos del modelo lineal sin mampostería.....	63
Figura 3.32 Participación de masa modal, modelo lineal sin mampostería.....	63
Figura 3.33 Derivas de con carga sísmica en dirección X, modelo con mampostería.....	64
Figura 3.34 Derivas de piso con carga sísmica en dirección Y, modelo con mampostería.....	65
Figura 3.35 Derivas de con carga sísmica en dirección X, modelo sin mampostería.....	65
Figura 3.36 Derivas de con carga sísmica en dirección Y, modelo sin mampostería.....	66
Figura 3.37 Cuantía de acero en vigas y columnas del eje 2, modelo con mampostería.....	67
Figura 3.38 Cuantía de acero en vigas y columnas del eje 3, modelo con mampostería.....	68
Figura 3.39 Demanda-capacidad en columnas del eje 2 modelo con mampostería.....	69
Figura 3.40 Demanda-capacidad en columnas del eje 3 modelo con mampostería.....	70

Figura 3.41 Cuantía de acero en vigas y columnas del eje 2, modelo sin mampostería	71
Figura 3.42 Cuantía de acero en vigas y columnas del eje 3, modelo sin mampostería	72
Figura 3.43 Demanda-capacidad en columnas del eje 2, modelo sin mampostería	73
Figura 3.44 Demanda-capacidad en columnas del eje 3, modelo sin mampostería	74
Figura 3.45 Demanda-capacidad en muro del eje 2 del modelo con mampostería	75
Figura 3.46 Demanda-capacidad en muro del eje D del modelo con mampostería	76
Figura 3.47 Demanda-capacidad en muro del eje 2 del modelo sin mampostería	77
Figura 3.48 Demanda-capacidad en muro del eje D del modelo sin mampostería	78
Figura 3.49 Espectro de respuesta inelástico.....	79
Figura 3.50 Definición de carga espectral en dirección X	80
Figura 3.51 Definición de carga espectral en dirección Y	80
Figura 3.52 Deriva con carga espectral en dirección X.....	81
Figura 3.53 Deriva con carga espectral en dirección Y	82
Figura 3.54 Colocación de elementos links para representar la mampostería	83
Figura 3.55 Configuración de las propiedades del elemento link y calibración de los periodos	84
Figura 3.56 Corrección a la línea base.....	87
Figura 3.57 Filtrado de la señal AMNT luego de ajustarse a la línea base.	89
Figura 3.58 Recorte de acelerograma.....	90
Figura 3.59 Estación de Manta (EW, NS)	93
Figura 3.60 Movimientos Sísmicos Máximos Considerados, MCER.....	93
Figura 3.61 Movimientos Sísmicos Máximos Considerados Corregidos	94

Figura 3.62 Espectro (MCER*S ₁) promedio VS Espectro objetivo	96
Figura 3.63 Relaciones espectrales	96
Figura 3.64 Espectro (MCER*S _F) promedio VS Espectro objetivo	97
Figura 3.65 Función RampTH	99
Figura 3.66 Casos de carga gravitacional con carga viva	100
Figura 3.67 Casos de carga gravitacional sin carga viva	101
Figura 3.68 Componentes E-N de los sismos corregidos y filtrados	102
Figura 3.69 Componente E del sismo AMNT_E	102
Figura 3.70 Caso de carga por sismo AMNT_a	103
Figura 3.71 Caso de carga por sismo AMNT_b	103
Figura 3.72 Caso modal para el análisis no lineal	104
Figura 3.73 Distancia de rótulas plásticas en columnas.....	105
Figura 3.74 Propiedades de rótulas plásticas en columnas	105
Figura 3.75 Distancia de rótulas plásticas en vigas.....	106
Figura 3.76 Propiedades de rótulas plásticas en vigas	106
Figura 3.77 Propiedades de rótulas plásticas en muros.....	107
Figura 3.78 Rótulas plásticas en columnas, vigas y muros.....	108
Figura 4.1 Respuesta del análisis Tiempo Historia, caso de carga FSK001_a, con mampostería.....	110
Figura 4.2 Respuesta del análisis Tiempo Historia, caso de carga FSK001_a, sin mampostería.....	111
Figura 4.3 Criterios de aceptación de deformación de elementos.....	116
Figura 4.4 Desempeño de la estructura con mampostería, caso de carga FKS001_a	118
Figura 4.5 Desempeño de la estructura sin mampostería, caso de carga FKS001_a	119

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Factor Z en función de la zona sísmica seleccionada.	10
Tabla 2.2 Tipo, uso, destino e importancia de la estructura	11
Tabla 2.3 Control de daño y niveles de desempeño para edificios	12
Tabla 2.4 Objetivos de rehabilitación	12
Tabla 3.1 Distribución de áreas y alturas por plantas.....	22
Tabla 3.2 Resultados del ensayo de Extracción de Núcleos de Hormigón	35
Tabla 3.3 Resultados del ensayo Esclerométrico.....	36
Tabla 3.4. Resultados estadísticos del ensayo de Extracción de Núcleos de Hormigón.....	37
Tabla 3.5 Resultados estadísticos del ensayo Esclerométrico.....	37
Tabla 3.6 Resultados estadísticos del ensayo de Extracción de Núcleo y Esclerométrico.....	37
Tabla 3.7 Valores de coeficiente de modificación k_c	38
Tabla 3.8. Módulo de elasticidad del hormigón	39
Tabla 3.9 Valores de capacidad de carga según el ancho de la zapata	41
Tabla 3.10. Resultados del ensayo SPT	41
Tabla 3.11. Materiales del modelo	43
Tabla 3.12. Parámetros para el cálculo del ancho del puntal diagonal	51
Tabla 3.13. Ancho equivalente de los puntales	51
Tabla 3.14. Peso propio de secciones	53
Tabla 3.15. Peso propio por piso.....	53
Tabla 3.16. Carga muerta adicional	54
Tabla 3.17. Peso del edificio	54
Tabla 3.18. Carga viva planta tipo según la NEC-15.....	54
Tabla 3.19. Tipo, uso e importancia de la estructura.....	55
Tabla 3.20 Tipo de suelo del edificio	56
Tabla 3.21. Coeficientes de perfil del suelo.....	56
Tabla 3.22. Factores utilizados para determinar el espectro S_a	57

Tabla 3.23. Períodos fundamentales de vibración del edificio	59
Tabla 3.24. Coeficiente asociado al período fundamental de la estructura	59
Tabla 3.25. Coeficiente de cortante basal en dirección X	59
Tabla 3.26. Distribución de fuerzas laterales y cortante basal en dirección X.....	60
Tabla 3.27. Coeficiente de cortante basal en dirección Y	60
Tabla 3.28. Distribución de fuerzas laterales y cortante basal en dirección Y.....	60
Tabla 3.29. Verificación del coeficiente del cortante basal estático.....	61
Tabla 3.30. Calibración del modelo con mampostería	62
Tabla 3.31 Valores de Δ_M máximos, tomados como fracción de la altura de piso	64
Tabla 3.32 Derivas inelásticas máximas obtenidas del modelo lineal	66
Tabla 3.33 Corrección del cortante basal dinámico.....	81
Tabla 3.34. Derivas máximas obtenidas, modelo espectral	82
Tabla 3.35. Parámetros necesarios para selección de señales sísmicas	86
Tabla 3.36. Registros de sismos seleccionados.....	91
Tabla 3.37 Registros sísmicos sin escalar y escalados	98
Tabla 4.1. Derivas máximas en dirección X, modelo con mampostería	112
Tabla 4.2. Derivas máximas en dirección Y, modelo con mampostería	113
Tabla 4.3. Derivas máximas en dirección X, modelo sin mampostería	114
Tabla 4.4. Derivas máximas en dirección Y, modelo sin mampostería	115
Tabla 4.5. Desplazamientos máximos del análisis no lineal.....	116

RESUMEN

En este proyecto técnico se analiza la condición estructural de un edificio de hormigón armado, ubicado en la ciudad costera Bahía de Caráquez, cuya estructura se vio afectada durante el terremoto del 16 de abril del 2016. Por tal motivo, y ante la presencia de ciertos daños observados principalmente a nivel de mampostería, se llevará a cabo un análisis sísmico de la edificación, con el que se evaluará el comportamiento sismoresistente de la estructura.

Previo a la elaboración del modelo, se efectúa una recopilación de ensayos e información estructural y arquitectónica necesarios en el análisis. Además, se realiza una breve evaluación sísmica donde se identifica aquellas patologías estructurales y daños generados durante el terremoto de abril del 2016.

Para modelar la estructura se hará uso del software computacional ETABS 2016 y se aplicará el método dinámico no lineal Tiempo Historia siguiendo parámetros de evaluación y criterios de aceptación sismoresistentes recomendados por el código American Society of Civil Engineers Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17, 2017) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), con lo que se espera obtener resultados acordes al desempeño sísmico real de la estructura.

Palabras clave: análisis no lineal, registros sísmicos, mampostería, ensayos.

ABSTRACT

This technical project analyzes the structural condition of a reinforced concrete building, located in the coastal city of Bahía de Caráquez, whose structure was affected during the earthquake of April 16, 2016. For this reason, and in presence of certain damages observed mainly at the masonry level, a seismic analysis of the building will be carried out, which will be evaluated the earthquake-resistant behavior of the structure.

Prior to the elaboration of the model, a compilation of tests and structural and architectural information necessary in the analysis is carried out. In addition, a brief seismic evaluation is carried out identifying those structural pathologies and damages generated during the April 2016 earthquake.

In order to model the structure, the ETABS 2016 computer software will be used and the non-linear dynamic method Time-History will be applied following evaluation parameters and seismic-resistant acceptance criteria recommended by the code American Society of Civil Engineers. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE / SEI 41-17, 2017) and the Ecuadorian Construction Standard, (NEC, 2015), with which it is expected to obtain results according to the actual seismic performance of the structure.

Keywords: nonlinear analysis, seismic records, masonry, tests.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

Ecuador es un territorio sísmicamente activo por ubicarse en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico donde se estima se almacena el ochenta por ciento del potencial sísmico del mundo. La historia de este país ha estado marcada por varios terremotos como el de Esmeraldas de 1906, el de Ambato de 1949, el de Bahía 1998 y el más reciente ocurrido en 2016, de magnitud 7.8 y epicentro en el cantón Pedernales, cuyos efectos fueron devastadores en la población (Arias, 2015).

De manera particular, la ciudad de Bahía de Caráquez está expuesta a sufrir daños por eventos sísmicos, tanto por la presencia de fallas geológicas activas como por la mala condición de los suelos en los que se asienta esta ciudad. Gran parte de la zona noreste de Bahía está constituida por depósitos de sedimentos marinos y por rellenos artificiales de tierra, lo que genera una notable amplificación de las ondas sísmicas en el suelo, y en consecuencia daño en las estructuras (Vizconde, Cortez, & Macas, 2017).

En este contexto, a nivel nacional y en Bahía de Caráquez es evidente el inadecuado control en el cumplimiento de las normativas de construcción sismoresistentes. En consecuencia, muchas de las edificaciones antiguas y recientes se han visto afectadas de manera estructural durante la ocurrencia de eventos sísmicos como los mencionados anteriormente. Por tal motivo, garantizar un adecuado comportamiento de las estructuras ya sea mediante un diseño óptimo en el caso de estructuras nuevas o mediante técnicas de reforzamiento y rehabilitación para el caso de estructuras existentes que carecen de criterio sismoresistente, es fundamental para evitar o atenuar los efectos pos sismo en las estructuras (Santamaría, 2017).

Precisamente, la razón para llevar a cabo este proyecto es simular el desempeño de la estructura mediante un análisis más minucioso que incluye la no linealidad del comportamiento de los materiales en el tiempo, puesto que estos parámetros no se consideraron tanto en el diseño original como en el reforzamiento de la estructura

actual. Finalmente, luego del respectivo análisis y obtenidas las conclusiones del caso, se tendrá información importante que aportará en la realización de proyectos similares que prioricen la seguridad de las estructuras para sus ocupantes.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. GENERAL

Realizar un análisis sísmico de la edificación en estudio en base a técnicas y parámetros de aceptación del código ASCE 41-17 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), para determinar el comportamiento inelástico en la estructura.

1.2.2. ESPECÍFICOS

- Realizar el análisis no lineal historia en el tiempo de la estructura sin mampostería mediante un software computacional para obtener una estimación del desempeño sísmico de la edificación.
- Plantear el modelo analítico no lineal incluyendo la mampostería para obtener datos más reales del comportamiento sísmico de la estructura.
- Incorporar en el modelo señales sísmicas con características similares a las que podrían producirse en el sitio donde se asienta la edificación.
- Comparar los resultados obtenidos y verificar que éstos cumplan con los requisitos exigidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción y el código (ASCE/SEI 41-17, 2017).

1.3. ALCANCE

El presente proyecto técnico busca simular y evaluar el comportamiento sísmico de una edificación ubicada en la ciudad de Bahía de Caráquez, la cual sufrió daños durante el terremoto del 16 de abril del 2016.

Debido a los daños observados en la estructura y al alto peligro sísmico de la zona costera del país, se emplea un análisis dinámico no lineal Tiempo Historia utilizando once registros sísmicos de diferentes partes del mundo donde las aceleraciones son parecidas a las del terremoto de Pedernales 2016, y donde las características de sitio son similares a las del sitio donde se asienta la ciudad de Bahía de Caráquez.

Los resultados obtenidos en este trabajo facilitarán posteriormente la selección de un reforzamiento adecuado para la estructura, y la información generada servirá de referencia para proyectos que contemplen una evaluación estructural en condiciones similares a las que se presentan aquí.

1.4. JUSTIFICACIÓN

1.4.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

Este proyecto técnico pretende verificar que la estructura analizada cumpla con ciertos requisitos de filosofía sismoresistente expuestos en la NEC-15 (rigidez adecuada, derivas permisibles, períodos y modos de vibración) a pesar de los daños producidos después del terremoto de abril del 2016 (CIV, 2017).

En varios estudios se ha comprobado que no existe una técnica exacta para realizar un análisis sísmico en una estructura, ya que no es posible tener dos edificaciones iguales (su estado actual, geometría, localización y el estado de las lesiones). Sin embargo, es oportuno mencionar que un adecuado análisis sísmico es necesario si se requiere mejorar una configuración estructural, lo cual representa una alternativa económica más rentable que la demolición y posterior construcción de una nueva edificación (Molins & Serrá, 2004).

1.4.2. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

Para el caso de edificaciones existentes, no todas cumplen con las especificaciones y parámetros de sismoresistencia detallados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), por tanto, la elección del procedimiento de análisis sísmico de la estructura está asociado a las deficiencias estructurales del edificio y a los parámetros indicados en normativas de construcción seleccionadas (Jiménez, 2017).

En base a lo mencionado anteriormente, para la realización de este proyecto se utilizará como referencia el Código American Society of Civil Engineers (ASCE 41-17) junto con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) para realizar un análisis no lineal paso a paso Tiempo Historia que permita semejar el comportamiento sísmico real de la estructura, y determinar si ésta es capaz de soportar un sismo con características similares a las del evento del pasado 16 de abril del 2016, sin que colapse (Barona & Gutiérrez, 2017).

1.4.3. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

Este proyecto fue propuesto con la finalidad de realizar un análisis dinámico en el que se considere la no linealidad de los materiales y componentes estructurales para evaluar las condiciones de resistencia y rigidez de la edificación en estudio. “Mejorar el comportamiento de una estructura ante solicitaciones sísmicas representa una inversión clave no solamente para atenuar o eliminar los costos que pueden producir los daños generados por un evento sísmico, sino también para salvaguardar la vida de las personas que transitan diariamente en la edificación” (Cánovas, 2013). Por lo tanto, los resultados de este proyecto servirán para verificar si la edificación analizada tiene un desempeño sísmico óptimo para brindar seguridad a sus ocupantes o si necesita ser rehabilitada para cumplir con tales requisitos.

Como estudiantes de pregrado, se espera que la realización del presente proyecto de titulación también sirva para complementar el conocimiento adquirido durante nuestra formación académica, en lo que refiere a análisis estructural de edificaciones existentes y la rehabilitación de las mismas. Además, la información proporcionada una vez finalizado el proyecto de titulación será de gran aporte para estudiantes y profesionales interesados en temas netamente relacionados con el análisis dinámico no lineal en estructuras, debido a que es una metodología detallada y compleja, cuyos resultados proporcionan datos más confiables comparados con los obtenidos en los análisis sísmicos lineales (Cánovas, 2013).

CAPÍTULO II

FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1. VULNERABILIDAD SÍSMICA

La vulnerabilidad de las edificaciones se obtiene mediante la estimación de la respuesta estructural bajo la acción sísmica, que se manifiesta por la severidad del daño según el tipo de edificación. El método escogido para realizar un análisis de vulnerabilidad dependerá del código seleccionado y la información disponible. Sin embargo, generalmente se recomienda utilizar métodos analíticos para estimar con mayor precisión el grado de daño de la estructura, cuando los valores de amenaza están en términos de PGA y aceleraciones espectrales. Por otro lado, el objetivo principal de los diferentes códigos es la minimización del daño y la pronta ocupación de los edificios luego de un evento significativo (Parra, 2017).

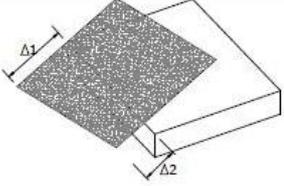
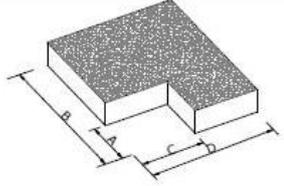
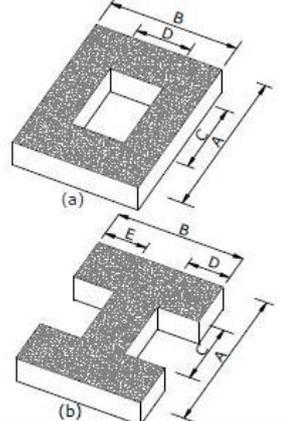
2.2. FACTORES QUE AFECTAN AL COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Los siguientes factores cumplen un papel importante en el comportamiento de una estructura durante un evento sísmico.

2.2.1. IRREGULARIDAD EN PLANTA Y ELEVACIÓN

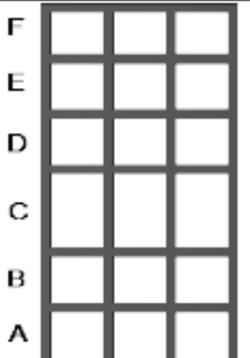
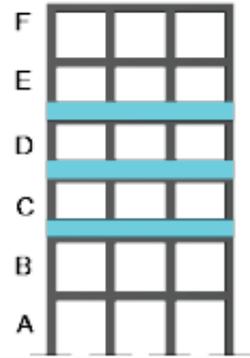
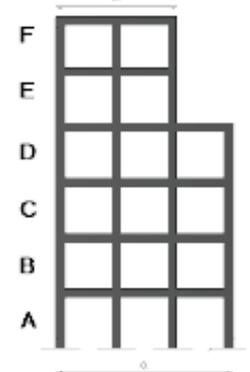
La Figura 2.1 y la Figura 2.2 describen los tipos de irregularidades que con frecuencia se presentan en edificaciones con sus respectivos coeficientes de configuración estructural, los cuales aumentan el cortante de diseño para proporcionar mayor resistencia a la estructura. Sin embargo, estos coeficientes no evitan un posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación al presentar este tipo irregularidades (NEC_SE_DS, 2015).

Figura 2.1 Coeficientes de irregularidad en planta

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

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015)

Figura 2.2 Coeficientes de irregularidad en elevación

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

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015)

2.2.2. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

2.2.2.1. Juntas de construcción

Todas las estructuras deben tener una separación suficiente con respecto a estructuras adyacentes con la finalidad de evitar el golpeteo entre estructuras debido a las deformaciones laterales generadas durante un sismo.

Se considera desfavorable el caso en que los sistemas de entrepisos de dos estructuras lindantes no coinciden a la misma altura, siendo capaz de generarse efectos graves cuando las losas de uno de los edificios colisionan con los tramos intermedios de las columnas del otro (NEC_SE_DS, 2015).

2.2.2.2. Incidencia de la mampostería en la estructura

La mampostería juega un papel importante, principalmente en el buen funcionamiento de los sistemas estructurales aporricados al momento de ser sometidos a una acción sísmica. Muchas edificaciones han sufrido daños severos en sus elementos estructurales columnas y vigas por la poca capacidad de disipación de energía y fragilidad de la mampostería para resistir las fuerzas sísmicas. Por tal condición, es recomendable aislar la mampostería de los elementos estructurales que conforman los pórticos (Páez, 2017).

2.2.2.3. Estructurales

Los aspectos constructivos de tipo estructural representan una gran importancia en el diseño de estructuras, dado que es necesario un buen detallamiento y disposición de los elementos (columnas, muros y vigas), así como también la disposición de entrepisos y amarre de cubiertas.

2.2.2.4. Suelo

La cimentación con su respectiva configuración, dimensiones y ubicaciones, la composición del material, los detalles constructivos, así como las características del suelo donde se asienta la edificación son importantes por su incidencia directa en el comportamiento dinámico de la estructura. La información tanto de la cimentación como de los peligros del sitio donde se construyó la edificación se obtiene de los planos estructurales y reportes geotécnicos realizados para la estructura existente.

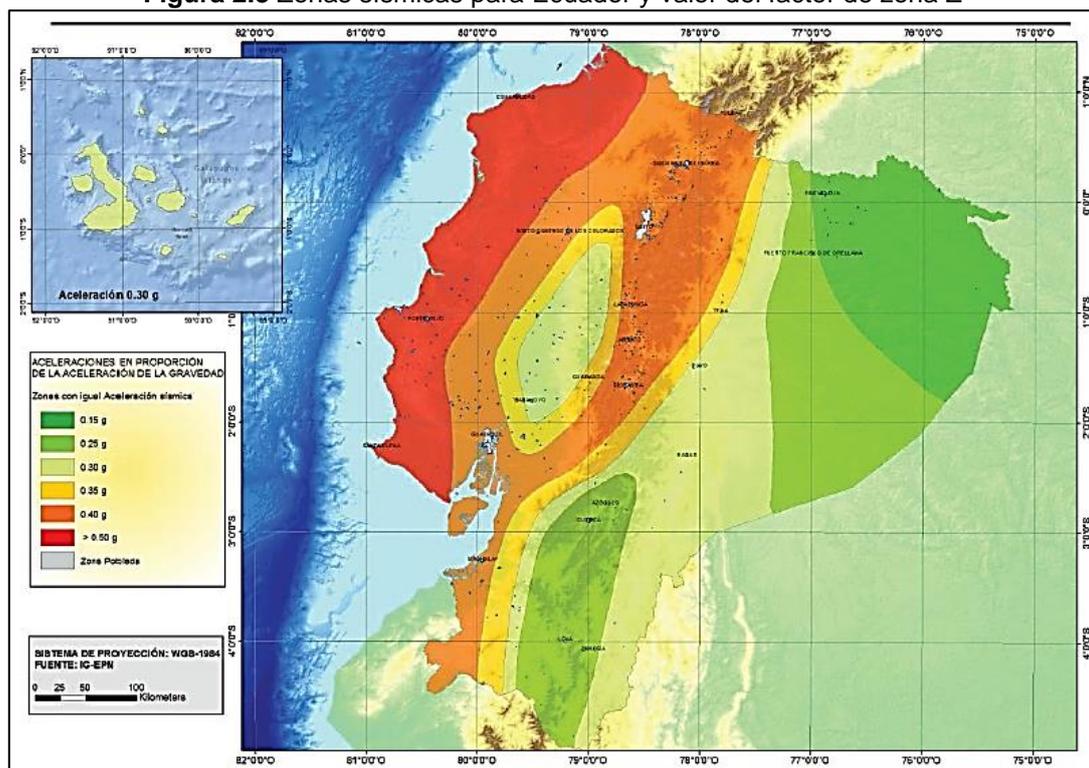
El edificio a analizar cuenta con sus respectivos planos estructurales y estudios de suelo previamente realizados.

2.3. SISMICIDAD DEL SITIO

Es importante conocer la ubicación de la estructura, debido a las distintas zonas sísmicas en las que se encuentra dividido el territorio ecuatoriano, cuya sismicidad de manera general es considerada alta.

En la Figura 2.3 se puede visualizar las diferentes zonas sísmicas existentes en las que se divide el Ecuador, las mismas que según la sección 3.1.1., del NEC_SE_DS (2015) provienen del “*resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI*”.

Figura 2.3 Zonas sísmicas para Ecuador y valor del factor de zona Z



Fuente: (NEC_SE_DS, 2015).

Las seis zonas sísmicas están caracterizadas por el “factor de zona (Z) o aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad” (NEC_SE_SD, 2015, p. 27)

Tabla 2.1 Factor Z en función de la zona sísmica seleccionada.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015).

Conforme a lo anterior, el sitio de la estructura en estudio es considerado una zona de peligro sísmico muy alta (VI) con factor de aceleración $Z= 0.5$, por encontrarse ubicada en la ciudad costera de Bahía de Caráquez.

2.4. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

A diferencia de un diseño sismoresistente, el cual tiene por objeto la prevención de daños antes sismos con magnitudes pequeñas, atenuar o evitar daños ante terremotos moderados y principalmente evitar colapso de los elementos estructurales y no estructurales durante un sismo de gran magnitud. La evaluación de estructuras existentes se entiende como el procedimiento para evaluar las deficiencias de un edificio, las mismas que le impiden lograr un objetivo de rendimiento seleccionado (ASCE/SEI 41-17, 2017).

Para una adecuada evaluación sísmica se debe considerar aspectos generales de la edificación, tales como: “número de pisos de la estructura, patologías estructurales existentes, sistema estructural que posee la edificación. Además, de la identificación del nivel de sismicidad y tipo de suelo del lugar donde se ubica la estructura” (ASCE/SEI 41-17, 2017).

2.4.1. CATEGORÍA DE EDIFICIOS

Así como en un diseño sismoresistente hay que considerar el uso, destino e importancia de la edificación a construirse, también se lo hace para estructuras existentes que van a ser rehabilitadas, ya que de acuerdo a sus características de utilización se deberá escoger un objetivo de rehabilitación con la finalidad de que las estructuras permanezcan operativas o sufran el menor daño durante y posterior a la ocurrencia del sismo de diseño (NEC_SE_DS, 2015).

En la Tabla 2.2 se establecen estas consideraciones las mismas que adoptan un coeficiente de importancia, cuyo objeto es aumentar la demanda sísmica de diseño en estructuras.

Tabla 2.2 Tipo, uso, destino e importancia de la estructura

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

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015).

El edificio en estudio al haber sido construido para brindar servicios de hotelería, se la podría categorizar como otras estructuras, según lo descrito en la Tabla 2.2

2.4.2. OBJETIVOS Y NIVELES DE DESEMPEÑO

El objetivo de rehabilitación para edificaciones existentes, varía según la categorización de riesgo del edificio y los siguientes niveles de desempeño, los cuales serán escogidos de acuerdo a la (NEC_SE_RE, 2015).

Tabla 2.3 Control de daño y niveles de desempeño para edificios

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (5-E)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
Daño Global	Severo	Moderado	Ligero	Muy Ligero
General	Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisorias. El Edificio se mantiene económicamente reparable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos razos así como en elementos estructurales. Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aún operable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos razos así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento
Componentes No Estructurales	Daño severo	Peligro de caída de objetos mitigado pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico	Equipos y contenido están seguros de manera general., pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad	Ocurre daño insignificante. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva

Fuente: (NEC_SE_RE, 2015).

Tabla 2.4 Objetivos de rehabilitación

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	(k)	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

Fuente: (NEC_SE_RE, 2015).

De acuerdo a la NEC_SE_RE (2015), sección 4.5.3 de la se definen tres objetivos de rehabilitación:

- Básico de Seguridad: (**k** y **p**)
- Avanzados: (**k** y **m**, **n**, o **o**); (**p** e **i** o **j**); (**k** y **p** y **a**, **b**, **e**, o **f**); (**m**, **n** u **o** sólo)
- Limitados: (**k** sólo); (**p** sólo); (**c**, **d**, **g**, **h**, o **l** sólo)

El nivel de desempeño esperado es Seguridad de Vida, el mismo que se evaluará con el análisis Tiempo Historia. De acuerdo a la categoría de edificios y a los objetivos de rehabilitación descritos, se selecciona para la estructura un objetivo de rehabilitación limitado “**k**”, el cual es más seguro que los objetivos (g y l) recomendados para estructuras con mayor importancia como las de ocupación especial.

2.5. REHABILITACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS

El procedimiento de rehabilitación consiste en un análisis estructural donde se verifica el cumplimiento de los objetivos de desempeño seleccionados. Determinadas las deficiencias de acuerdo a una previa evaluación sísmica, el ASCE/SEI 41-17 (2017) plantea una o más de las siguientes estrategias de adaptación:

- Modificación de componentes a nivel local;
- Mitigar o eliminar las irregularidades existentes;
- Rigidización estructural global;
- Fortalecimiento estructural global;
- Disminución de masa;
- Aislamiento sísmico, de acuerdo con el Capítulo 14;
- Disipación de energía suplementaria, de acuerdo con el Capítulo 15; y
- Otras estrategias de readaptación aprobadas por la Autoridad con Jurisdicción.

Luego de determinar las estrategias de rehabilitación se debería realizar un nuevo análisis estructural, para verificar que la estructura reforzada cumpla con el objetivo de desempeño seleccionado en base a los procedimientos de análisis y criterios aceptación de la normativa escogida (ASCE/SEI 41-17, 2017).

2.5.1. TIPOS DE ANÁLISIS EN ESTRUCTURAS

Para estructuras que van a ser rehabilitadas, la NEC (2015) permite aplicar cualquiera de los siguientes análisis estructurales: lineal estático (ALE), lineal dinámico (ALD), no lineal estático (ANLE) y no lineal dinámico (ANLD).

2.5.1.1. Análisis estático lineal

El procedimiento estático lineal, consiste en diseñar y distribuir las fuerzas laterales sobre toda la estructura, así como las fuerzas internas y los desplazamientos. El método se caracteriza porque considera en su procedimiento la rigidez elástica, el amortiguamiento viscoso equivalente, factores de irregularidad en planta y elevación, y reducción de masa. A pesar de ser uno de los procedimientos más usados tiene restricciones porque el desplazamiento inelástico determinado con este procedimiento no considera las fuerzas laterales durante de la vida útil de la estructura, por tanto, no es recomendado para edificaciones irregulares a menos que las demandas sísmicas sean muy bajas (Estrada & Vivanco, 2019).

2.5.1.2. Análisis dinámico lineal

Los métodos lineales se basan en fuerzas y son diseñados para estimar la respuesta y desempeño sísmico de una estructura de forma conservadora. Al no considerar parámetros no lineales de los materiales y sus secciones respectivas estos métodos no siempre son exactos (NEC_SE_DS, 2015).

El procedimiento dinámico lineal se puede llevar a cabo con el método Modal espectral o de Tiempo Historia.

- **El Método del espectro de respuesta** utiliza las respuestas modales máximas calculadas a partir del análisis dinámico de un modelo matemático, considerando sólo aquellos modos cuya contribución es significativa. Las respuestas modales se combinan utilizando métodos racionales para estimar las cantidades totales de respuesta de la estructura (FEMA 273, 1997).
- **El Método de Historia en el Tiempo** implica evaluar paso por paso la respuesta en el tiempo de la estructura, utilizando aceleraciones de terremotos sintéticas, registradas o discreteadas (FEMA 273, 1997).

2.5.1.3. Análisis dinámico no lineal

Considerando que los edificios tienen respuesta sísmica no lineal, el uso de métodos no lineales es más favorable que el uso de métodos lineales en el análisis sísmico de una estructura. Al ser métodos menos conservadores que consideran características no lineales de los materiales, permiten generar una representación más aproximada de respuesta permisible y desempeño sísmico de una estructura, disminuyendo así la rehabilitación y los costos para el caso de estructuras existentes (NEC_SE_DS, 2015).

El método dinámico no lineal, requiere de un análisis de historia en el tiempo (TIME HISTORY) de un modelo matemático no lineal de la estructura, el cual implica una evaluación paso a paso de la respuesta del sistema e incorpora parámetros no lineales de los materiales y componentes estructurales (Aguirre & Bone, 2018).

Estos últimos están sujetos a registros de aceleraciones del suelo con la finalidad de conocer las fuerzas, desplazamientos y daños de elementos en el nivel de desempeño estructural (Aguirre & Bone, 2018).

2.5.2. ENSAYOS REQUERIDOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS

2.5.2.1. Ensayos destructivos

Se define como ensayos destructivos en elementos estructurales a aquellos que mediante el uso de máquinas o herramientas extraen una muestra del elemento y generan la ruptura del mismo provocando daños irreversibles y permanentes en la composición física, química y mecánica del material o geométrica dimensional de la pieza que forma parte del elemento a examinar (Barrero & Ganzhi, 2018).

Extracción de núcleos: este ensayo permite analizar la resistencia del concreto a partir de muestras representativas obtenidas de la extracción de núcleos que dependerán del espesor del elemento estructural a examinar. En esta evaluación se realiza una identificación de los aceros del elemento con el fin de no cortar el acero del elemento estructural, el muestreo se hace por medio de taladros perpendiculares a la superficie donde se extraerá el núcleo y se procede al corte, dimensionamiento y a su ensayo (CIV, 2016).

Figura 2.4 Equipo para extracción de núcleo



Fuente: (CIV, 2016).

2.5.2.2. Ensayos no destructivos

Estos ensayos realizados a elementos estructurales no modifican de manera permanente las propiedades físicas, químicas, mecánicas del material o sus dimensiones. “Son pruebas basadas en la aplicación de fenómenos físicos tales como: ondas electromagnéticas, acústicas, elásticas, emisión de partículas subatómicas o cualquier otro tipo de prueba que implique un daño inaudible o nulo del elemento estructural en estudio” (Barona & Gutiérrez, 2017).

Rebote-Impacto (Esclerómetro-Martillo Schmidt): los ensayos de esclerómetro son muy aplicados en obras de hormigón armado, se basa en el uso de un instrumento constituido por un pequeño cilindro metálico conectado a un resorte, el cual se introduce en un martillo liviano, este instrumento se hace impactar contra una superficie de prueba del elemento, en donde la altura a la que la masa liberada llega a rebotar, se mide dentro de un rango establecido (0-100), la cual es directamente proporcional a la dureza superficial de la roca la cual se entiende como la resistencia a compresión simple de la superficie examinada. Este estudio es requerido para llegar a determinar una resistencia de los elementos estructurales en análisis lo más cercana a la real (Barona & Gutiérrez, 2017).

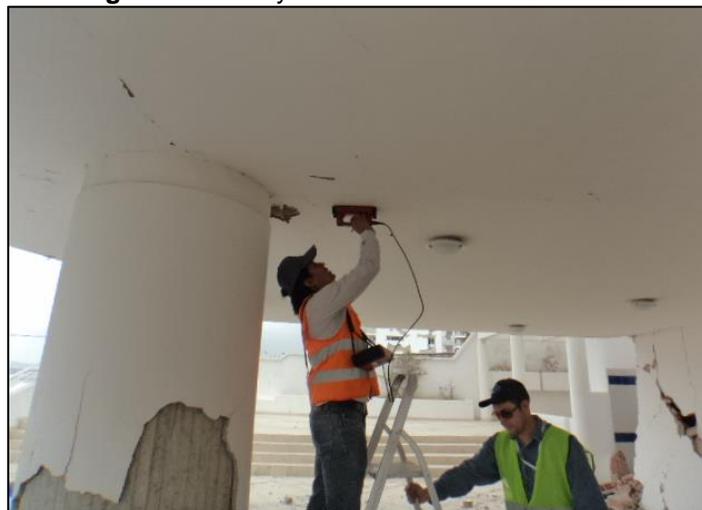
Figura 2.5 Ensayo de rebote con esclerómetro



Fuente: (CIV, 2016).

Escáner detector de aceros: el ensayo con escáner para detectar barras de refuerzo embebidas en hormigón, consiste en pasar un instrumento (sonda) sobre la superficie del elemento estructural a analizar, variando su dirección, hasta obtener una lectura máxima que corresponderá a la posición de la barra, su funcionamiento consiste en medir la resistencia al flujo magnético a través de la sonda, lo que indica que mientras más cerca está de una barra de acero, menor será la resistencia, de este modo se podrá determinar: ubicación, profundidad, diámetro y espaciamiento entre barras. Información suficiente para determinar secciones de armado (CIV, 2016).

Figura 2.6 Ensayo escáner detector de aceros



Fuente: (CIV, 2016).

Vibraciones ambientales: el ensayo de vibraciones ambientales tiene diferentes técnicas tales como: vibración inducida o forzada, grabación de sismos y registro de vibraciones ambientales. Este último efecto es causado por: “fenómenos naturales (olas del mar, fenómenos atmosféricos) y por fuentes artificiales (tráfico de vehículos, maquinaria pesada, actividad humana)” (CIV, 2016).

Este método no es destructivo, ya que no requiere de una fuerza excitadora para medir las vibraciones, es decir, los registros son medidos sin afectar el comportamiento natural de la estructura (CIV, 2016).

Para realizar este ensayo se necesita un equipo integrado por sensores sísmicos triaxiales, es decir, que registre entre sí señales de tres componentes ortogonales (Vertical, Longitudinal, Transversal) (CIV, 2016). La colocación del equipo es paralela al lado más largo y en la planta más alta de la edificación, lugar donde se presentan mayores deformaciones. Los sensores serán calibrados según la ubicación del edificio y se procede al registro y extracción de datos mediante una memoria USB.

Figura 2.7 Ensayo de vibraciones ambientales



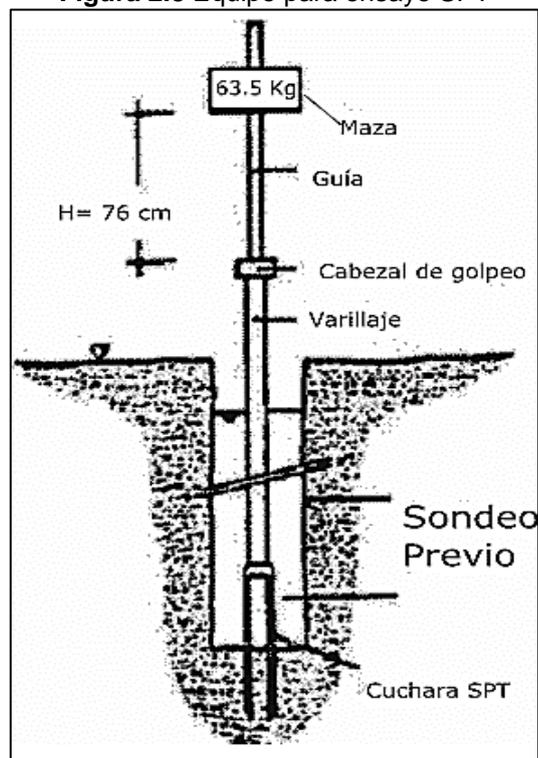
Fuente: (CIV, 2016).

2.5.2.3. Ensayos de suelo y efecto de sitio

Ensayo de penetración estándar (SPT): Es muy utilizado en la caracterización geotécnica de suelos no cohesivos, por su sencillez y menor costo relacionado con otros tipos de ensayos de suelos. De manera general, el SPT consiste en realizar perforaciones mecánicas de suelo in situ, en donde se cuenta “el número de golpes (n) que se necesitan para introducir en un estrato de suelo un toma-muestras a una distancia de 30 cm” (ASTM 1586, 2018). El toma-muestras se sitúa en la parte inferior del varillaje, que a su vez es hincado por un martillo de 63.5 kg, el cual golpea el extremo superior del varillaje desde una altura de 76 cm (Herrera & Castilla, 2012).

Asimismo, el “SPT permite la correlación con ciertos parámetros mecánicos del suelo que, junto con datos obtenidos de ensayos de laboratorio, ayuda a definir la presión admisible de un suelo para un determinado tipo de cimentación” (Herrera & Castilla, 2012).

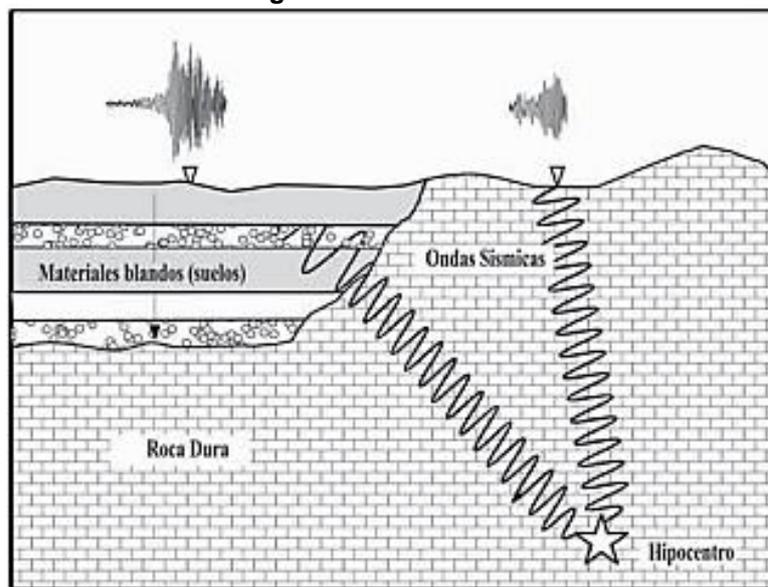
Figura 2.8 Equipo para ensayo SPT



Fuente: <https://geologiaweb.com/ingenieria-geologica/estudios-geotecnicos/ensayo-spt/>

Efecto de sitio: la naturaleza y distribución de posibles daños que se presentan en las infraestructuras con la acción sísmica, es afectada por la respuesta del suelo ante cargas cíclicas, en consecuencia, se origina una alteración de la señal sísmica en amplitud, duración y contenido frecuencial. Esta alteración de la señal se conoce como efecto de sitio y se produce por la influencia de las condiciones geológicas y topográficas (García & Tsige, 2006). “Entre más blando sea el tipo de suelo que exista bajo la estación, mayor será la amplificación” (García & Tsige, 2006, p. 39-40)

Figura 2.9 Efecto de sitio



Fuente: (García & Tsige, 2006).

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

3.1.1. UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

El edificio se ubica en la intersección de la Av. Virgilio Ratti & calle Daniel Hidalgo de la zona noreste de la ciudad de Bahía de Caráquez. Lugar donde los suelos son susceptibles a sismos por ser terrenos ganados al mar. La Figura 3.1 muestra la ubicación del edificio analizado.

Figura 3.1 Ubicación del edificio



Fuente: Google Earth.

3.1.2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL EDIFICIO

El edificio tiene más de 20 años de construcción y está destinado para uso hotelero, el área total es de 2108.82 m², con una altura total de 31.49 m. Consta con 10 pisos de los cuales, la planta baja está destinada para bodegas, servicio de guardianía y parqueaderos; la primera planta es área social con piscina; siete plantas de apartamentos y un dúplex que ocupa las dos últimas plantas.

La planta baja o de parqueaderos tiene doble altura debido a que la piscina se apoya sobre la primera losa estructural. La Tabla 3.1 indica la distribución de áreas y alturas por plantas y la Figura 3.2 muestra las fachadas frontal y lateral del edificio.

Tabla 3.1 Distribución de áreas y alturas por plantas

ITEM	DESCRIPCIÓN	AREA DE PLANTA [m ²]	NIVEL [m]
1	Planta Baja	0.00	+0.20
2	Primera Planta	373.16	+3/.84+4.50
3	Segunda Planta	197.74	+7.49
4	Tercera Planta	197.74	+10.49
5	Cuarta Planta	197.74	+13.49
6	Quinta Planta	197.74	+16.49
7	Sexta Planta	197.74	+19.49
8	Séptima Planta	197.74	+22.49
9	Octava Planta	197.74	+25.49
10	Novena Planta	197.74	+28.49
11	Planta de cubierta	153.74	+31.49

Fuente: (CIV, 2016)/ Modificado por Guerrero & Martínez.

Figura 3.2 Fachada frontal y lateral del edificio después del sismo de abril 2016

Fuente: (CIV, 2016).

3.1.3. AFECTACIONES POR EVENTOS SÍSMICOS

3.1.3.1. Terremoto de 1998

Durante el terremoto de 1998 ocurrido en Bahía de Caráquez la edificación sufrió daños importantes en mampostería interior y fachadas, además de pequeñas fisuras en columnas, diafragmas y parte del volado de la losa. En aquel tiempo se realizó un reforzamiento estructural con aumento de secciones en columnas de 60 cm a 80 cm de diámetro, aumento de secciones de diafragmas existentes para que se junten con las columnas y enchapado, inclusión de dos nuevos diafragmas, y juntas estructurales en volado de losa. Con este reforzamiento se redujo considerablemente las derivas y se garantizó que los elementos estructurales tengan propiedades sismoresistentes.

3.1.3.2. Terremoto de 2016

En el terremoto del año 2016 ocurrido en Pedernales, la edificación no sufrió daños considerables en la estructura principal, pero sí daños notables a nivel de mampostería en un porcentaje menor que en el terremoto de Bahía, esto gracias a que se redujeron las derivas con la rigidización de los elementos estructurales, luego del terremoto de 1998.

3.2. PATOLOGÍAS ESTRUCTURALES IDENTIFICADAS

3.2.1. IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN

El edificio en estudio presenta una configuración estructural irregular en elevación, por el cambio brusco en las dimensiones de la planta baja con respecto a los pisos superiores, como se aprecia en la Figura 3.7 adjunta más adelante.

3.2.2. IRREGULARIDAD EN PLANTA

El edificio en estudio presenta una pequeña irregularidad en planta al tener volados correspondientes a los balcones de su fachada principal. Estos volados aparecen desde el primer piso hasta el piso nueve como se muestra en la Figura 3.6 adjunta más adelante.

3.2.3. DAÑOS EN MAMPOSTERÍA

Durante la visita al sitio, pos terremoto del 16 de abril de 2016, se evidenció en la edificación daños importantes en la fachada y en la mampostería interior. Los daños mencionados son evidentes en todos los pisos como se aprecia en la Figura 3.2 y Figura 3.3.

Figura 3.3 Daños en mampostería interior



Fuente: (CIV, 2016).

3.2.4. FISURAS EN LOSA

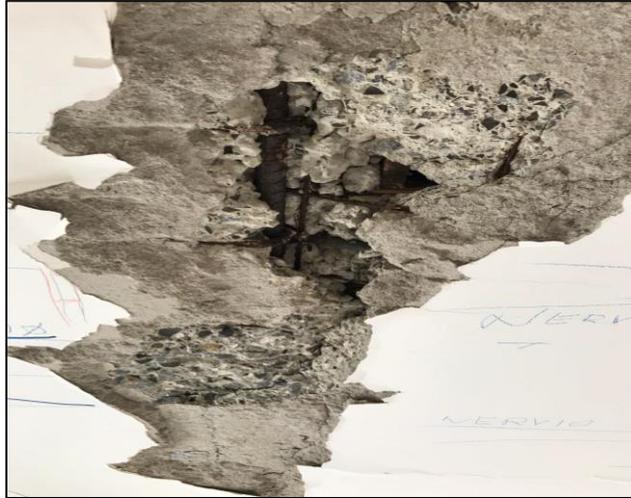
A causa del terremoto de abril del 2016 la edificación presentó pequeñas fisuras en una parte de la losa, además de porosidad y falta de adherencia de varillas en la loseta inferior. Estas fisuras se presentan en varios pisos, por tanto, se debe considerar estas observaciones para el respectivo análisis y reporte, puesto que la estructura fue reforzada años atrás. Los daños en la losa se pueden apreciar en la Figura 3.4 y Figura 3.5

Figura 3.4 Fisuras en losa



Fuente: (CIV, 2016).

Figura 3.5 Porosidad y falta de adherencia de varillas en loseta inferior



Fuente: (CIV, 2016).

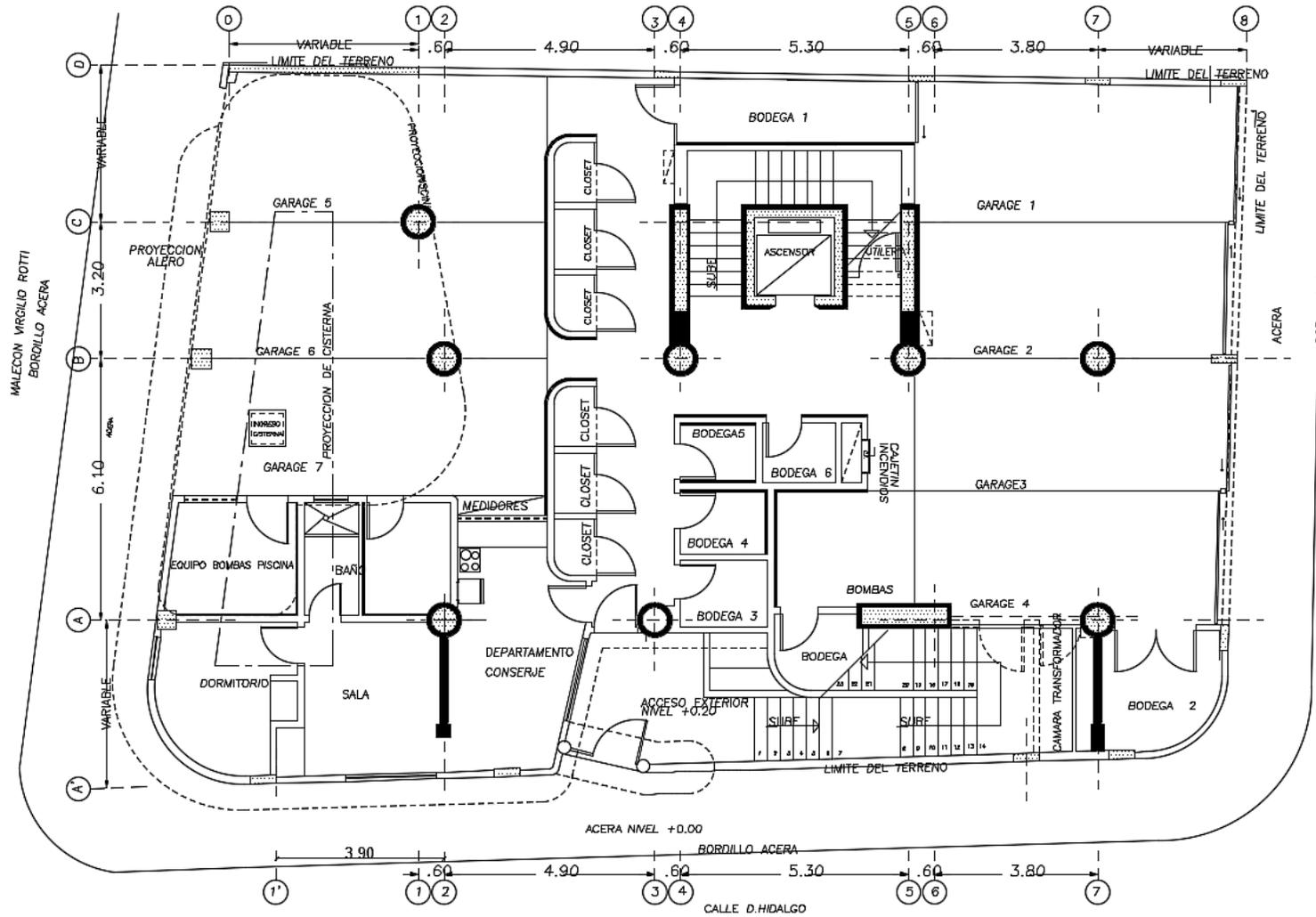
3.3. REVISIÓN DE PLANOS

Mediante información proporcionada por el Centro de Investigación de la Vivienda se obtuvo planos arquitectónicos y estructurales del edificio analizado.

3.3.1. ARQUITECTÓNICOS

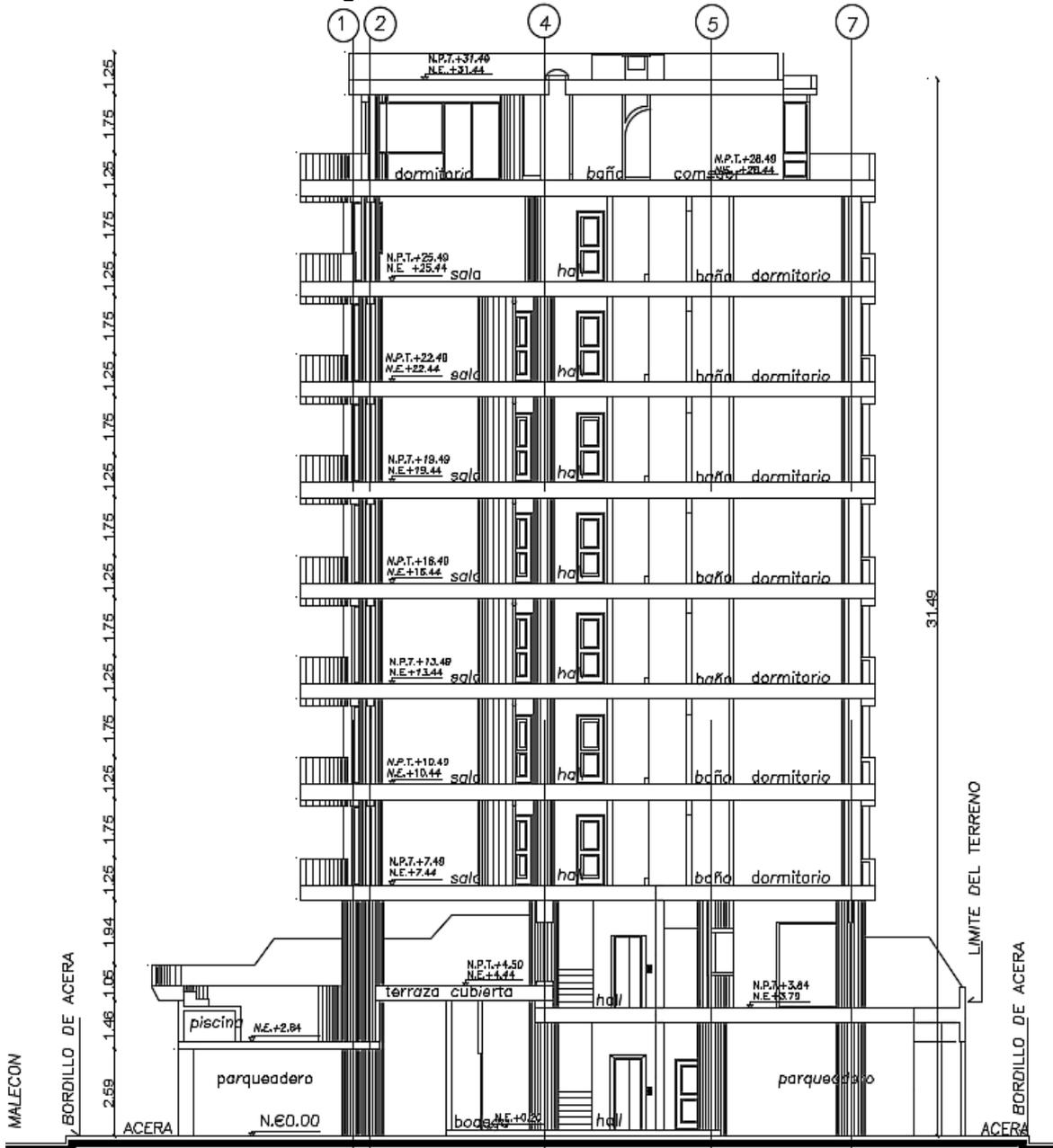
A continuación, se presenta parte de los planos arquitectónicos, en donde la Figura 3.6 presenta la vista general en planta y la Figura 3.7 el corte transversal del edificio. Las demás plantas se visualizan en el ANEXO I

Figura 3.6 Vista en planta, Nivel + 0.20



Fuente: (CIV, 2016)

Figura 3.7 Corte transversal del edificio



Fuente: (CIV, 2016).

3.3.2. ESTRUCTURALES

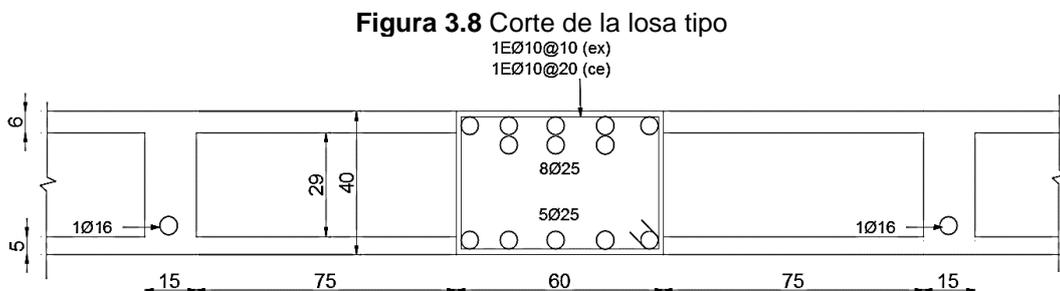
El plano estructural del reforzamiento realizado en el año 1999, después del terremoto de Bahía, se presenta en el ANEXO II

3.4. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

El edificio cuenta con un sistema estructural constituido por pórticos con columnas circulares y muros de hormigón armado, además de losas nervadas armadas en una sola dirección y con un gran volado en la fachada frontal. Adicional hay una estructura secundaria compuesta por columnas de dos tipos, ubicadas en el perímetro y que ayudan a soportar la losa del nivel + 3.84 y + 4.50 m.

3.4.1. LOSAS

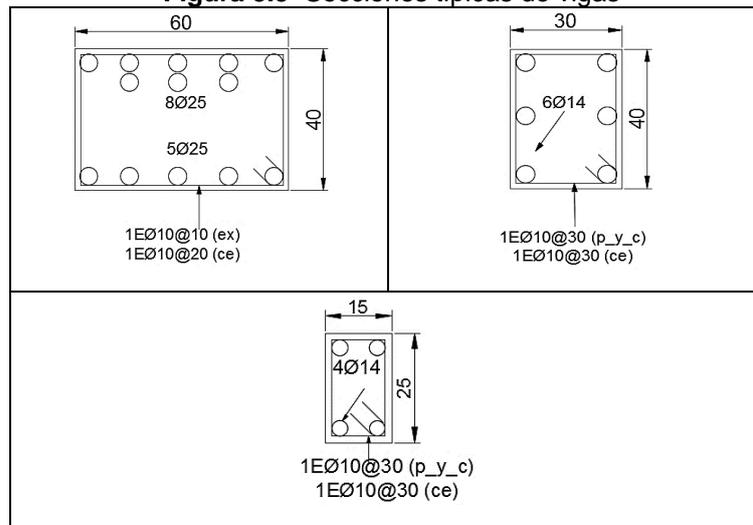
El sistema de piso del edificio está compuesto por losas nervadas armadas en una sola dirección, en dirección **y**, de espesor 40 cm con losetas de 6 cm en la parte superior y 5 cm en la parte inferior, los alivianamientos son de madera de dimensiones 29 cm x 75 cm x largo variable, según lo requerido. En la Figura 3.8 se aprecia el corte de la losa tipo.



Fuente: (CIV, 2016)/ Modificado por Guerrero & Martínez.

3.4.2. VIGAS

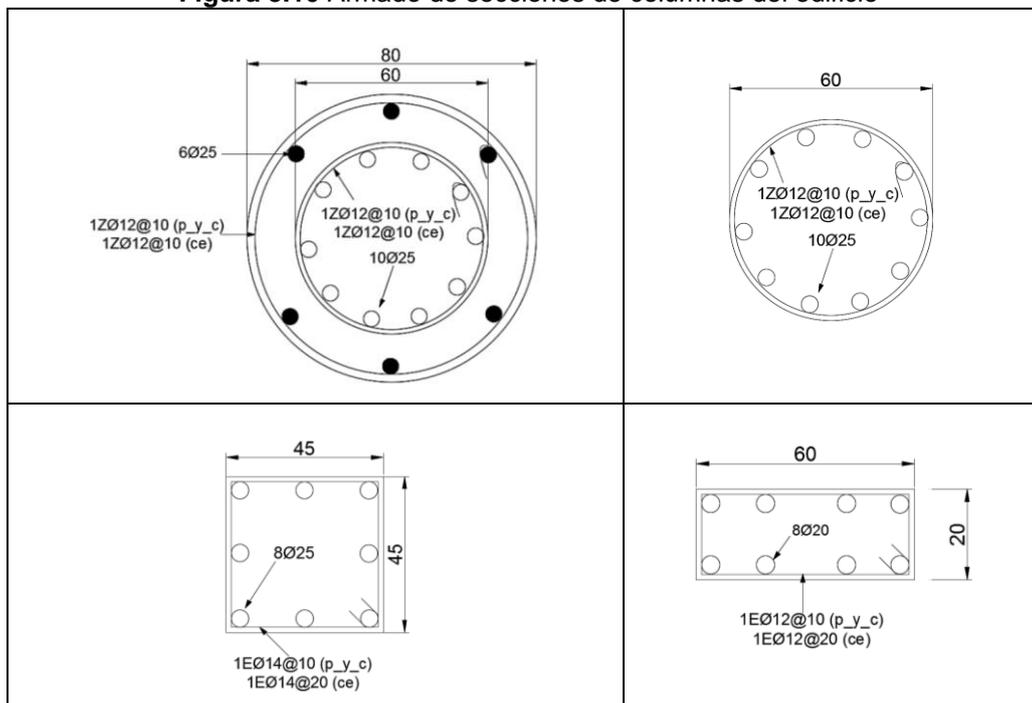
La estructura consta de vigas bandas orientadas tanto en dirección **x** como en dirección **y**, cuyas dimensiones son 60 cm x 40 cm, y de 30 cm x 40 cm, además de vigas gradas de 15 cm x 25 cm. El armado de las secciones típicas de vigas se aprecia en la Figura 3.9.

Figura 3.9 Secciones típicas de vigas

Fuente: (CIV, 2016).

3.4.3. COLUMNAS

Las columnas del edificio son circulares de hormigón armado, las dimensiones fueron aumentadas en el reforzamiento del año 1999 de 60 cm a 80 cm de diámetro hasta el octavo piso, y en la última planta se conserva el diámetro de 60 cm. Existen otras de 45 cm x 45 cm y 60 cm x 20 cm, en la estructura perimetral. La Figura 3.10 muestra el armado de las secciones de columnas del edificio.

Figura 3.10 Armado de secciones de columnas del edificio

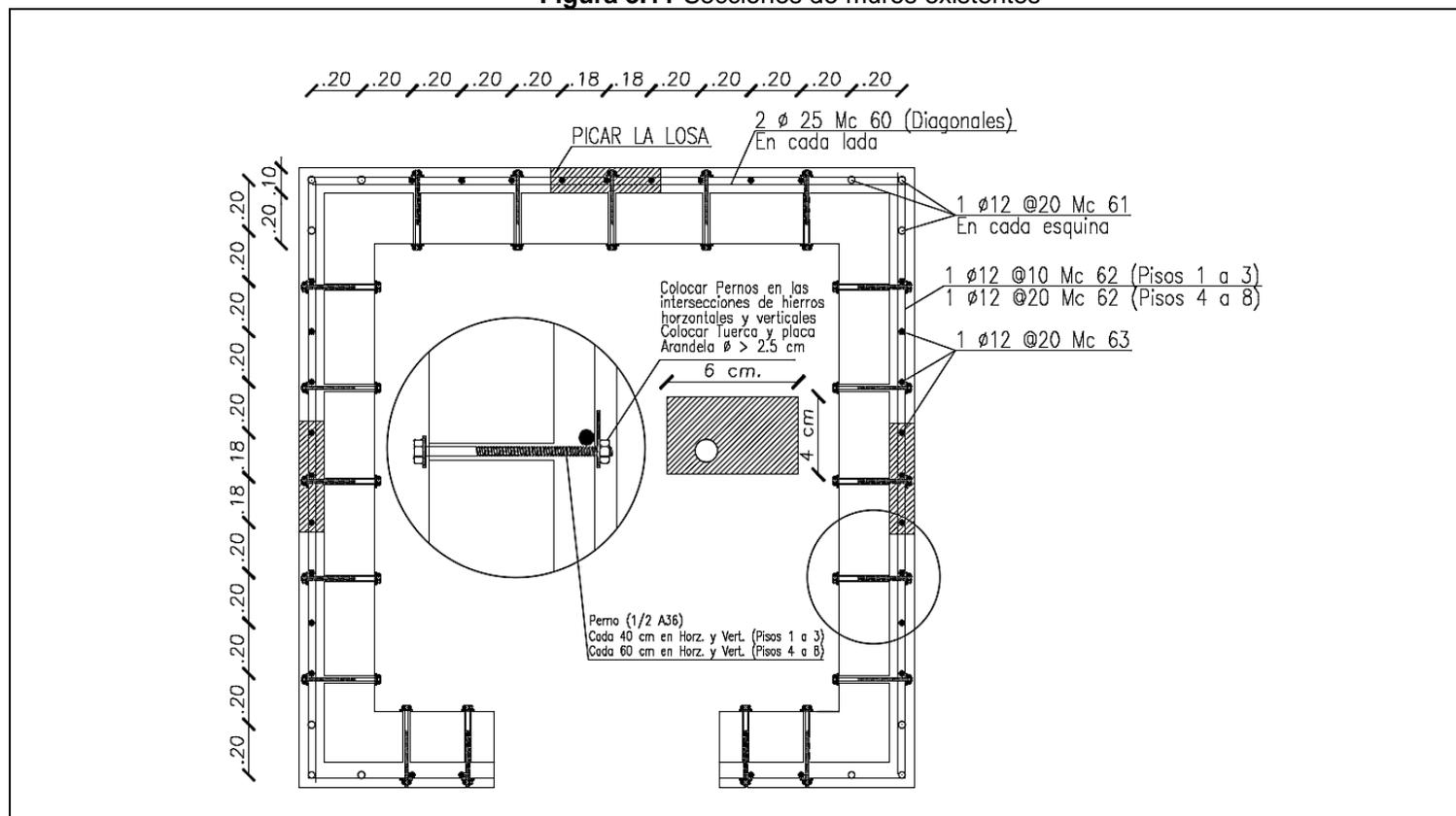
Fuente: (CIV, 2016).

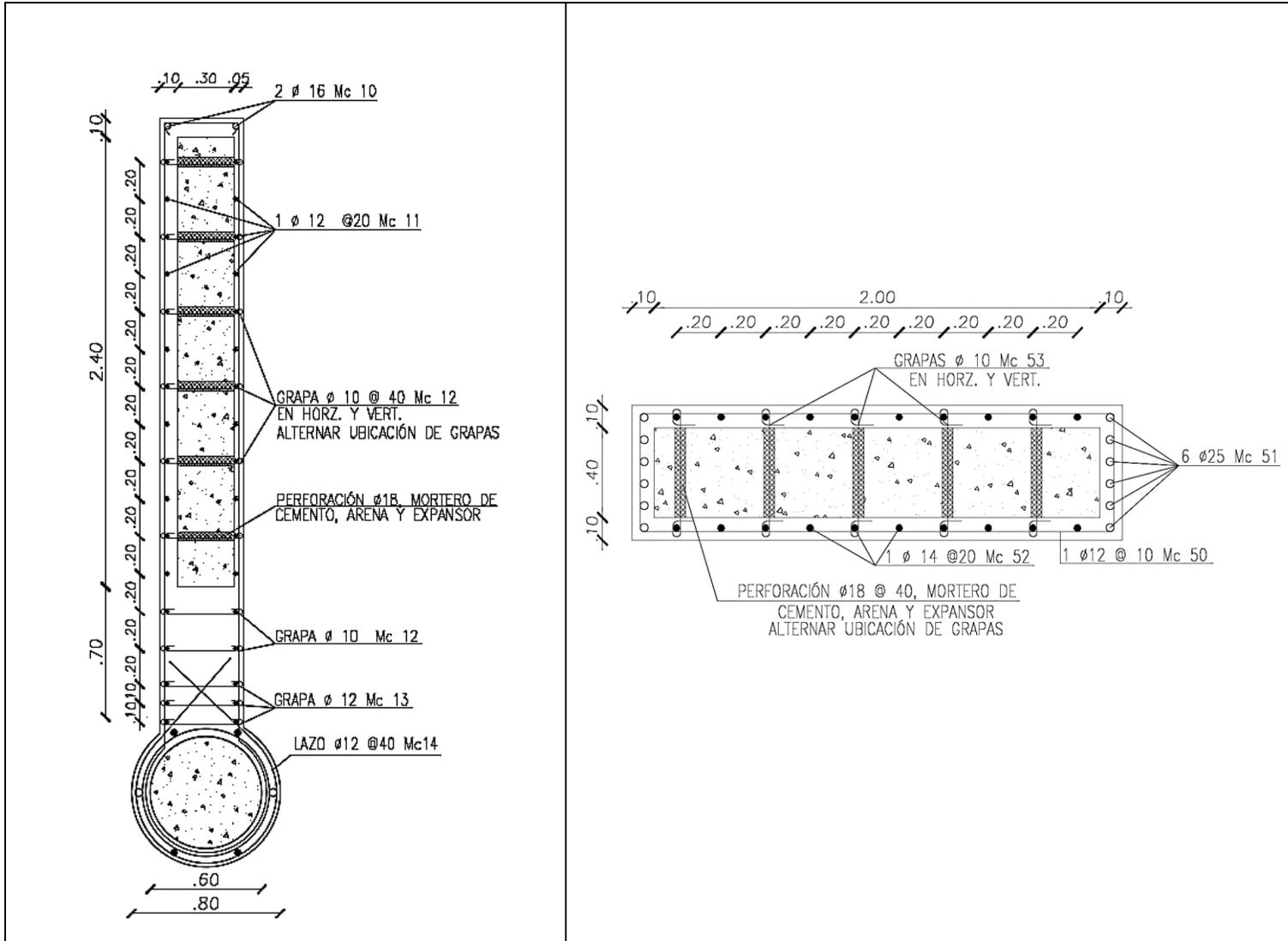
3.4.4. MUROS

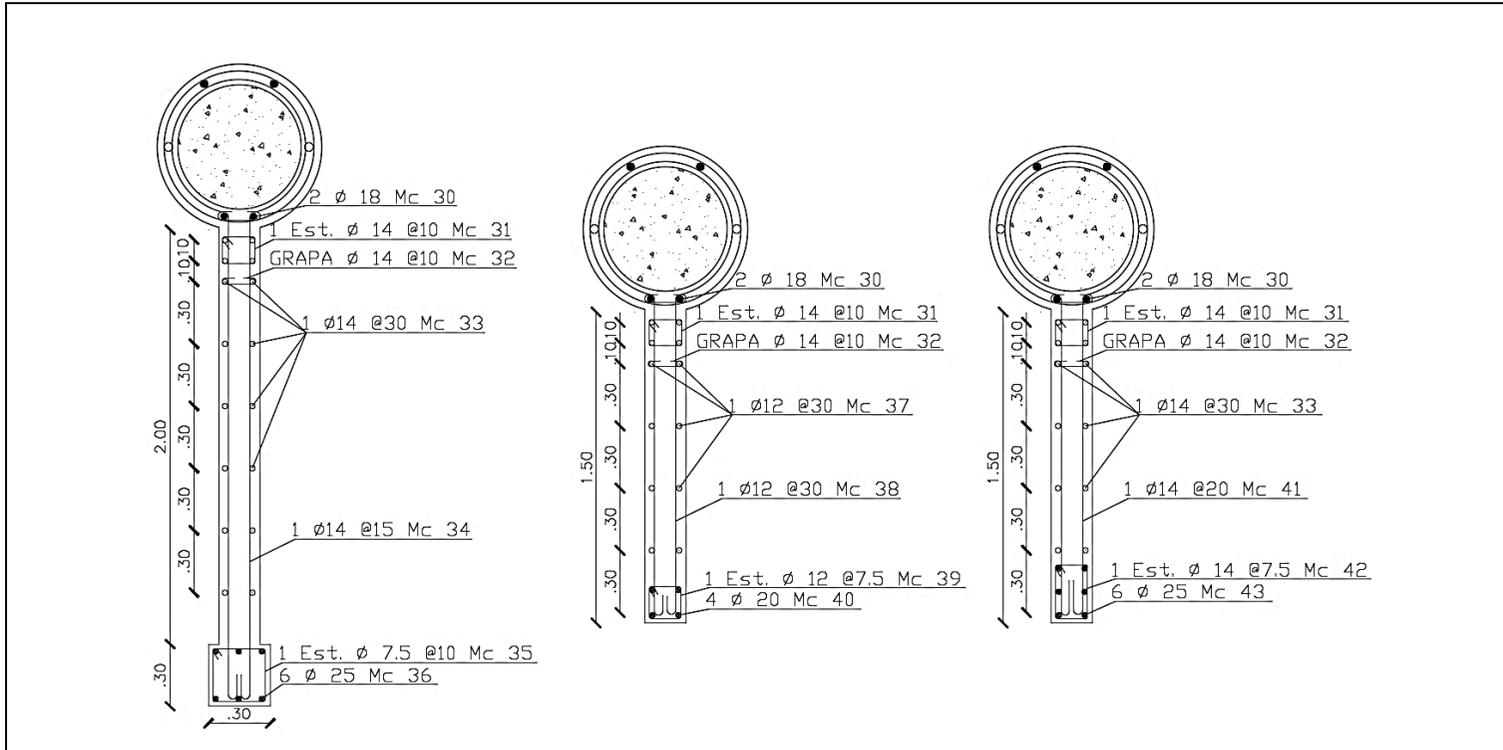
La estructura actualmente consta de:

- Muros para el ducto de ascensores enchapados en un solo lado, con dimensiones total de 30 cm.
- Dos diafragmas ubicados en la dirección **y**, ejes 4 y 5, los mismos que en el reforzamiento del año 1999 se prolongaron a las columnas, además se ensanchan de 20 cm a 30 cm y se enchapan, obteniendo como sección total 45 cm.
- Un diafragma ubicado en el eje A, el cual fue enchapado aumentando el espesor de 40 cm a 60 cm.
- Dos nuevos diafragmas en dirección **x**, ejes 2A y 7A, unidos de manera monolítica con las columnas circulares en una longitud de 2 m, apoyados en zapatas adicionales para transmitir la carga al suelo de la cimentación. Estos diafragmas tienen 20 cm de espesor y cuentan con un cabezal de 30 cm x 30 cm en la planta baja, mientras que en los demás pisos se reduce a 20 cm x 20 cm. En la Figura 3.11 se aprecia el corte de las secciones de muros existentes.

Figura 3.11 Secciones de muros existentes







Fuente: (CIV, 2016)/ Modificado por Guerrero & Martínez.

3.4.5. CIMENTACIÓN

En cuanto a la cimentación fue realizada sobre suelo mejorado en los dos primeros metros y la torre principal está construida sobre losa maciza de cimentación de 40 cm de espesor sobre vigas trapezoidales de 1.20 m de altura con base mayor de 1.00 m y base menor de 50 cm. En cuanto a la cimentación de la estructura perimetral está constituida por zapatas aisladas rectangulares.

3.5. CARÁCTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOS MATERIALES

En un análisis estructural minucioso, se requiere conocer el comportamiento de los principales materiales que conforman la estructura, tales como: el hormigón, acero, mampostería y el suelo; este comportamiento se determinó mediante ensayos destructivos y no destructivos los cuales fueron realizados por el Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional, cuyos procedimientos fueron basados en la norma ASTM.

3.5.1. HORMIGÓN

Se realizan ensayos en el hormigón cuando se tiene dudas de su calidad o se desconoce de la misma, como recomendación en la obtención de muestras de concreto: la resistencia del hormigón es afectada por la ubicación en un elemento estructural en donde la parte inferior del concreto tiende a ser más fuerte que la parte superior. La resistencia de los núcleos también es afectada por su orientación en relación con el plano horizontal del hormigón ya que esta es menor si la extracción del núcleo es de forma paralela al plano horizontal ASTM C-42 (CIV, 2016).

Para el estudio solicitado en la estructura el Centro de Investigación de la Vivienda realizó ensayos destructivos y no destructivos con la finalidad de obtener datos más confiables de la resistencia del hormigón.

3.5.1.1. Ensayo destructivo- Extracción de núcleo

En el ensayo de Extracción de Núcleos se obtuvieron 18 muestras, y los resultados se detallan en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Resultados del ensayo de Extracción de Núcleos de Hormigón

N°	PISO	DESCRIPCIÓN	RESISTENCIA (kg/cm²)
N1	Planta baja	Columna eje 2B	231.9
N2	Planta baja	Columna eje 7A	164.0
N3	Planta baja	Muro eje 5- (B-C)	278.5
N4	Planta baja	Viga eje A- (5-4)	310.4
N5	Piso 1	Columna eje A2	256.2
N6	Planta baja	Viga eje B- (5-7)	322.0
N7	Piso 1	Muro eje 4- (B-C)	250.1
N8	Piso 1	Muro asc. eje 4'- (B-C)	161.2
N9	Piso 1	Muro piscina eje 1- (B-C)	326.4
N10	Piso 1	Viga eje 3- (A-B)	397.4
N11	Piso 1	Viga eje B- (5-7)	368.9
N12	Piso 2	Viga eje 2- (A-B)	211.0
N13	Piso 3	Columna eje 7B	100.6
N14	Piso 4	Muro eje A- (4-6)	261.8
N15	Piso 4	Viga eje B- (6-7)	248.4
N16	Piso 5	Muro eje 5- (B-C)	174.4
N17	Piso 6	Viga eje A- (2-3)	248.3
N18	Piso 8	Columna eje A7	187.6

Fuente: (CIV, 2016)/ Modificado por Guerrero & Martínez.

3.5.1.2. Ensayo no destructivo-Esclerómetro

El ensayo de Rebote Esclerómetro, se efectuó en 40 elementos de la estructura, los resultados se muestran en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Resultados del ensayo Esclerométrico

N°	PISO	DESCRIPCIÓN	RESISTENCIA (kg/cm ²)
E1	Planta baja	Columna eje 7A	247
E2	Planta baja	Columna eje B0	206
E3	Planta baja	Columna eje B8	233
E4	Planta baja	Muro eje 7- (A-A')	304
E5	Planta baja	Muro eje 4- (B-C)	289
E6	Planta baja	Columna eje 4 ^a	396
E7	Planta baja	Viga eje A-(5-4)	289
E8	Planta baja	Columna eje A0	233
E9	Piso 1	Columna eje A2	349
E10	Piso 1	Muro eje 2- (A-A')	334
E11	Planta baja	Viga eje B- (5-7)	275
E12	Piso 1	Muro eje 5- (B-C)	261
E13	Piso 1	Muro eje A- (5-6)	233
E14	Piso 1	Columna eje 1C	289
E15	Piso 1	Muro piscina eje 2- (A-B)	219
E16	Piso 2	Columna eje B2	319
E17	Piso 2	Viga eje 3- (A-B)	304
E18	Piso 2	Columna eje 7B	365
E19	Piso 3	Columna eje 4B	334
E20	Piso 3	Viga eje A- (2-3)	179
E21	Piso 3	Viga eje A- (6-7)	233
E22	Piso 4	Muro eje 2- (A-A')	289
E23	Piso 4	Muro eje A- (4-6)	334
E24	Piso 5	Muro eje 5- (B-C)	233
E25	Piso 5	Columna eje 5B	247
E26	Piso 6	Muro eje 7- (A-A')	334
E27	Piso 6	Columna eje C1	233
E28	Piso 6	Viga eje A- (2-3)	349
E29	Piso 7	Muro eje 4- (B-C)	219
E30	Piso 7	Columna eje A3	233
E31	Piso 7	Columna eje 7B	334
E32	Piso 7	Muro eje 2- (A-A')	247
E33	Piso 7	Muro eje 5- (B-C)	261
E34	Piso 8	Columna eje 1C	206
E35	Piso 8	Columna eje 7B	129
E36	Piso 9	Columna eje 7 ^a	349
E37	Piso 8	Muro eje 4- (B-C)	206
E38	Piso 8	Viga eje B- (6-7)	365
E39	Piso 8	Columna eje A2	275
E40	Piso 8	Viga eje 4- (A-B)	304

Fuente: (CIV, 2016)/ Modificado por Guerrero & Martínez.

3.5.1.3. Interpretación de ensayos

A partir de los datos obtenidos se realiza un análisis estadístico obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 3.4. Resultados estadísticos del ensayo de Extracción de Núcleos de Hormigón

PARÁMETRO ESTADÍSTICO	VALOR	UNIDAD
Promedio	249.950	kg/cm ²
Desviación estándar	76.922	kg/cm ²
Coefficiente de asimetría	0.080	
Coefficiente de variación	0.308	
n	18	

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Tabla 3.5 Resultados estadísticos del ensayo Esclerométrico

PARÁMETRO ESTADÍSTICO	VALOR	UNIDAD
Promedio	275.950	kg/cm ²
Desviación estándar	59.065	kg/cm ²
Coefficiente de asimetría	-0.088	
Coefficiente de variación	0.214	
n	40	

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Tabla 3.6 Resultados estadísticos del ensayo de Extracción de Núcleo y Esclerométrico

PARÁMETRO ESTADÍSTICO	VALOR	UNIDAD
Promedio	267.88	kg/cm ²
Desviación estándar	65.57	kg/cm ²
Coefficiente de asimetría	-0.149	
Coefficiente de variación	0.245	
n	58	

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Con los resultados de los ensayos de hormigón se concluye lo siguiente:

Los coeficientes de variación del análisis estadístico son mayores a 0.20, valor máximo recomendado. En caso de existir una dispersión de datos grande las propiedades mecánicas de los elementos estructurales se multiplican por un factor de seguridad o modificación $k=0.75$ (ASCE/SEI 41-17, 2017).

3.5.1.4. Procesamiento de datos para esfuerzo equivalente de compresión del hormigón

Dado que, se cuenta con un limitado número de muestras obtenidas del ensayo destructivo de extracción de núcleo, y ya que los valores promedios de resistencia de hormigón obtenidos de ambos ensayos no son muy dispersos; se determina la resistencia equivalente a compresión del hormigón utilizando las muestras de ambos ensayos (ACI 562M-16, 2016).

Este esfuerzo se calcula usando la siguiente ecuación.

$$f_{ceq} = 0.9 \cdot \bar{f}_c \cdot \left[1 - 1.28 \cdot \sqrt{\frac{(k_c \cdot V)^2}{n} + 0.0015} \right] \quad \text{Ec. 3.1}$$

Dónde:

f_{ceq} = Resistencia equivalente a compresión.

\bar{f}_c = Resistencia promedio a compresión.

V = Coeficiente de variación.

n = Número de muestras tomadas.

k_c = Coeficiente de modificación.

Tabla 3.7 Valores de coeficiente de modificación k_c

n	k_c
2	2.4
3	1.47
4	1.28
5	1.2
6	1.15
8	1.1
10	1.08
12	1.06
16	1.05
20	1.03
25 o más	1.02

Fuente: (ACI 562M-16, 2016)/ Modificado por Guerrero & Martínez.

El ASCE/SEI 41-17 (2017) sugiere que los ensayos no destructivos no pueden ser tomados como base de aceptación y reemplazo de los ensayos destructivos. La resistencia final a compresión es de 225 kg/cm².

3.5.1.5. Módulo de elasticidad del hormigón

El módulo de elasticidad del hormigón varía por el tipo y la calidad de agregados que se dispone en Ecuador. De acuerdo a estudios realizados por Cabrera (2014) en el país, se plantean diferentes expresiones.

Con la finalidad de obtener un módulo de elasticidad cercano a la realidad se ha seleccionado la siguiente expresión:

$$E_c = 12500\sqrt{f'c} \text{ [kg/cm}^2 \text{]} \quad \text{Ec. 3.2}$$

Tabla 3.8. Módulo de elasticidad del hormigón

Simbología	Resistencia a compresión [kg/cm ²]	Peso esp. [t/m ³]	Módulo de elasticidad [kg/cm ²]	Módulo de elasticidad [t/m ²]
f'c	225	2.4	187500	1875000

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

3.5.2. ACERO

Obtener muestras del acero es difícil de conseguir debido a la dificultosa labor de su extracción. Sin embargo, el Centro de Investigación de la Vivienda efectuó un ensayo de detección de aceros con el fin de corroborar y establecer si es necesario el armado de secciones, espaciamiento y diámetros del reforzamiento de acero en diferentes elementos estructurales del edificio que serán utilizadas como evidencia de diseño estructural y como información para un futuro reforzamiento estructural. La construcción de la edificación se realizó en el año 1994, pero tomando en cuenta las consideraciones de la tabla 10-1 del ASCE/SEI 41-17 (2017) se necesita una estimación realista de la resistencia de fluencia del acero en la mayoría de los elementos de la estructura. Por tanto, se multiplica a la fluencia del acero estimado por un factor de 1.25 el cual corresponde a la relación entre la resistencia real de tracción y la resistencia real de fluencia.

La resistencia real de fluencia del acero se define por los siguientes valores $F_y = 1.25 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2$.

3.5.3. MAMPOSTERÍA

De acuerdo a la norma ASTM C 67-79, se establece una resistencia a compresión de mampostería de ladrillo hueco de 62.8 kg/cm². Sin embargo, en varios proyectos de investigación en Ecuador se han realizado ensayos a especímenes de ladrillo con características semejantes a los utilizados en este trabajo, cuyos valores de resistencia a la compresión varían entre 15-25 kg/cm². Por tanto, para este proyecto se establece un valor de resistencia a compresión de 20 kg/cm² para el ladrillo de mampostería.

Como recomendación de la NEC_SE_MP (2015) se utiliza la siguiente expresión para determinar el módulo de elasticidad de mampostería de ladrillo:

$$E_m = 750 \cdot f'm \leq 20000 \text{ MPa} \quad \text{Ec. 3.3}$$

Dónde:

E_m =Módulo de elasticidad del mampuesto.

$f'm$ = Resistencia a compresión del mampuesto.

3.5.4. SUELO

La estructura analizada cuenta con estudios de suelos tales como: SPT y efecto de sitio los cuales fueron realizados y evaluados por el Centro de Investigación de la Vivienda y se describen a continuación:

3.5.4.1. Ensayo de penetración estándar SPT

Para este estudio se realizó un pozo de perforación a percusión SPT, de 10 m de profundidad, según las recomendaciones de la norma ASTM D1586-97.

Con la muestra obtenida del pozo de perforación se realizaron ensayos de clasificación (SUCS), los resultados en su mayor parte se clasifican como suelos SP y SP-SM. Los valores de capacidad de carga admisible se obtuvieron mediante correlaciones, con el número de golpes de la prueba SPT aplicables al tipo de suelo encontrado. Estos valores se definen en las siguientes tablas (CIV, 2016).

Tabla 3.9 Valores de capacidad de carga según el ancho de la zapata

Ancho zapata "B" (m)	Capacidad de carga admisible (t/m ²)	Carga admisible (t)
0.8	55.69	36
1	55.69	56
1.2	55.69	80
1.4	50.94	100
1.5	49.11	111
1.6	47.55	122
1.8	45.03	146
2	43.07	172
2.2	41.52	201
2.4	40.25	232
2.5	39.7	248
2.6	39.19	265
2.8	38.31	300
3	37.55	338

Fuente: (CIV, 2016)/ Modificado por Guerrero & Martínez.

El edificio analizado en su estructura periférica presenta zapatas aisladas que se enmarcan dentro de estas dimensiones a profundidades similares.

Para propósitos del modelo se escoge un solo tipo de zapatas aisladas de 1.60 m de ancho. Por tanto, la capacidad admisible del suelo es de 47.55 T/m².

3.5.4.2. Efecto de sitio

Estudios realizados en el sitio indican que el periodo fundamental del suelo alcanza un valor de 0.95 s, el cual se encuentra muy cercano al período de la estructura, cuyo valor de 1.0 s. Esta superposición de los períodos de vibración del suelo y la estructura se conoce como resonancia y su efecto amplifica los desplazamientos de la estructura durante un evento sísmico, ocasionando gran daño a la misma (CIV, 2016).

En base al ensayo SPT y a las velocidades de ondas de corte medidas en el sitio, se tienen los siguientes resultados:

Tabla 3.10. Resultados del ensayo SPT

PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD
Velocidad V_{S30}	270.00	m/s
Tipo suelo	D	
Periodo fundamental	0.95	s
Longitud de onda	256.00	m
Amplificación	5.60	

Fuente: (CIV, 2016)/ Modificado por Guerrero & Martínez.

Para conocer el comportamiento suelo estructura se determinó el coeficiente de balasto con la expresión de (Bowles, 1997).

$$K = 40 \cdot FS \cdot \sigma_{adm} (kPa) \quad \left[\frac{kN}{m^3} \right] \quad \text{Ec. 3.4}$$

Donde:

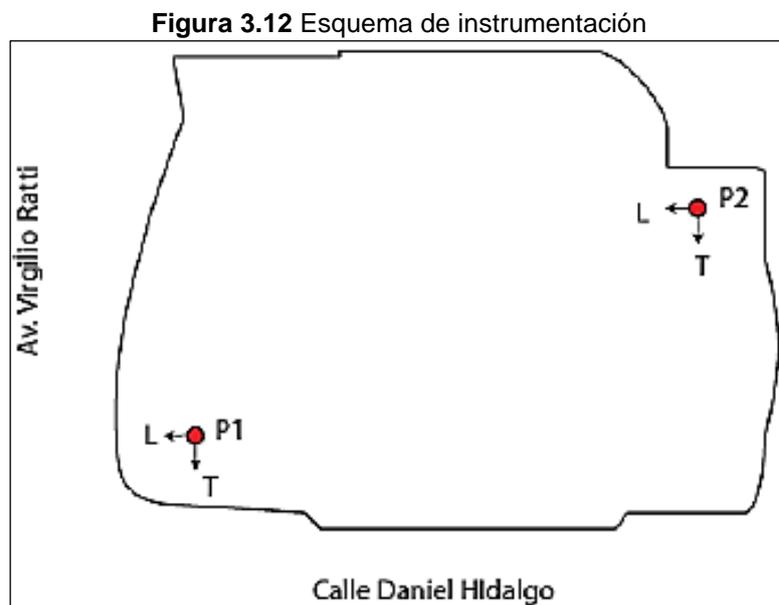
FS : Factor de seguridad que varía entre (2-3).

Para fines de estudio se escoge $FS = 3$ por ser más conservador (Cortéz, 2010).

$$K = 5706 \text{ t}/m^3$$

3.5.5. MEDICIÓN DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

En la determinación del período de la estructura se utilizó un sensor de velocidad de tres componentes ortogonales (dos horizontales y una vertical) en los puntos específicos de la terraza del edificio, como se aprecia en la Figura 3.12.



Fuente: (CIV, 2016).

Las mediciones indican que la estructura tiene un período fundamental de vibración en la dirección transversal y longitudinal de $T_0=1.14$ s y $T_1=1$ s, respectivamente y un período de $T_2=0.72$ s en el tercer modo. Los dos primeros modos representan traslación mientras que el tercer modo indica un comportamiento torsional (CIV, 2016).

3.6. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

3.6.1. DEFINICIÓN DE MATERIALES

Las principales propiedades mecánicas del hormigón y el acero se definen en base a ensayos realizados, que se detallan en la sección 3.5.1 y 3.5.2 del presente.

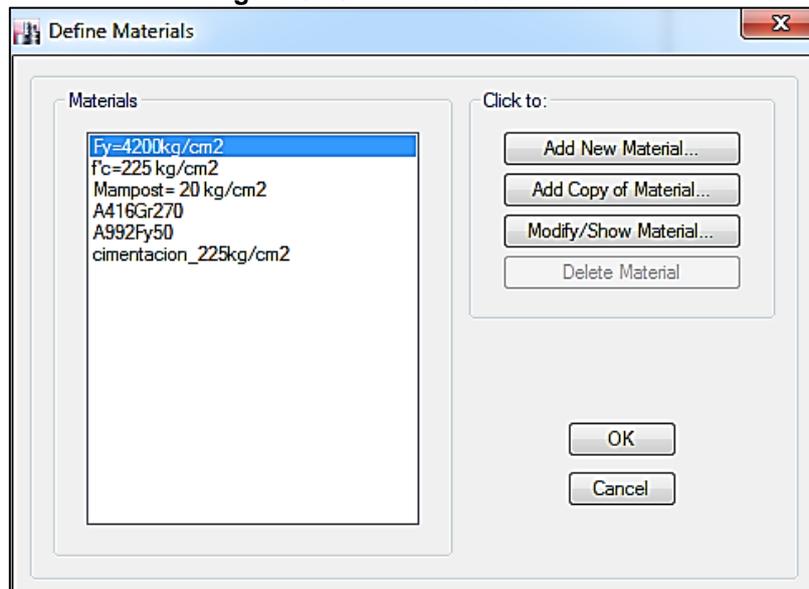
Si bien es cierto que para la mampostería no se realizaron ensayos, las propiedades mecánicas se determinaron en base a los procedimientos detallados en la sección 3.5.3 de este trabajo.

Tabla 3.11. Materiales del modelo

Material	Resistencia a compresión [kg/cm ²]	Esfuerzo de fluencia [kg/cm ²]	Peso esp. [t/m ³]	Módulo de elasticidad [t/m ²]	Módulo de cortante [t/m ²]	Radio de Poisson	Coef. Expansión térmica 1/C
Hormigón	225	-	2.4	1875000	781250	0.2	0.0000099
Acero	-	5250	7.85	21000000	8076923.08	0.3	0.000012
Mampostería	20		1.9	150000		0.25	

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.13 Materiales del modelo



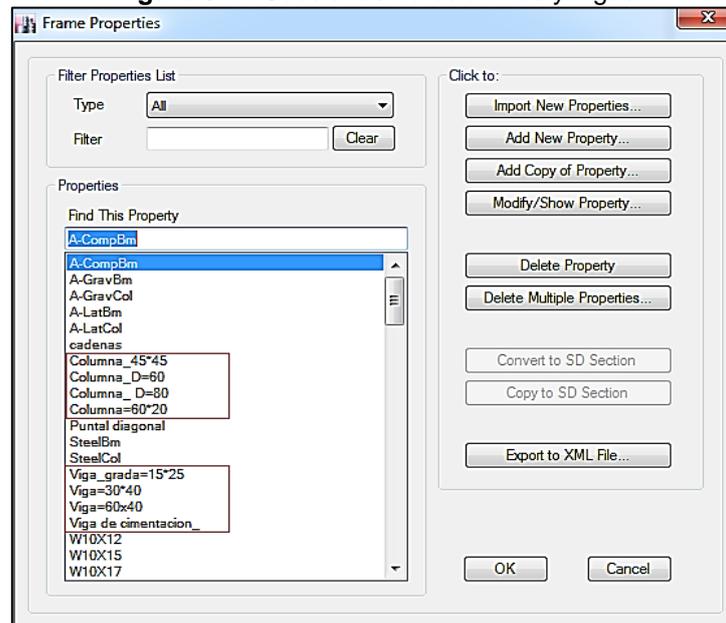
Elaborado por: Guerrero & Martínez.

3.6.2. DEFINICIÓN DE SECCIONES

3.6.2.1. Columnas y Vigas

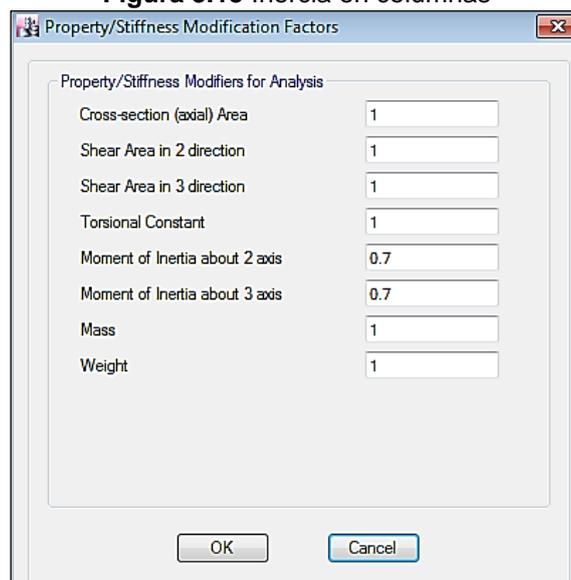
Se definen secciones de columnas y vigas de hormigón armado, cuyas geometrías y dimensiones se detallan en las secciones 3.4.3 y 3.4.2 de este proyecto. El factor de inercia agrietada de columnas es 0.7 y de vigas es 0.3 según lo especificado en la sección 10.3.1.2 del (ASCE/SEI 41-17, 2017).

Figura 3.14 Secciones de columnas y vigas

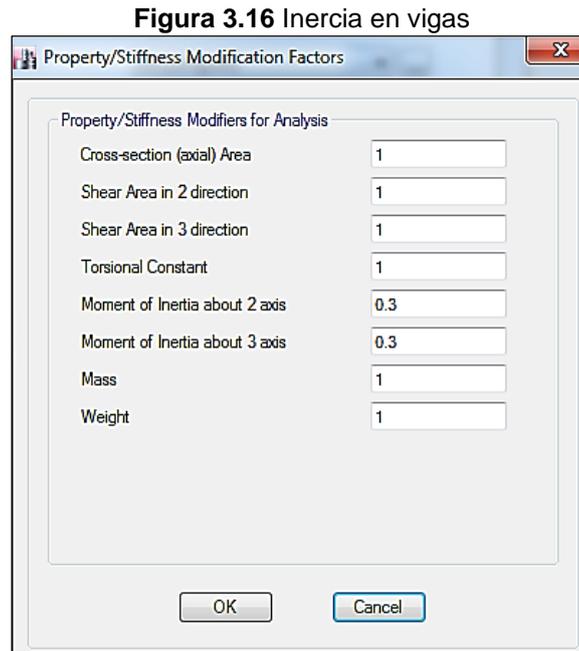


Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.15 Inercia en columnas



Elaborado por: Guerrero & Martínez.



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

3.6.2.2. Losa de pisos

Se define una losa nervada armada en dirección **y**, de espesor 0.40 m con loseta superior de 0.06 m y alivianamientos de dimensiones 0.29 m x 0.75 m x largo variable, según lo requerido. Adicional se define una la losa de piscina y una losa de gradas de 0.15 m y 0.12 m de espesor, respectivamente.

La loseta inferior de la losa nervada se considera como carga muerta adicional, y la inercia se agrieta multiplicando por un factor de 0.35 para flexión y 0.40 para corte, según la recomendación del (ASCE/SEI 41-17, 2017).

Figura 3.17 Sección de losa nervada

Slab Property Data

General Data

Property Name: Losa Nervada_h=40

Slab Material: $f_c=225 \text{ kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently User Specified): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Ribbed

Overall Depth: 0.4 m

Slab Thickness: 0.06 m

Stem Width at Top: 0.15 m

Stem Width at Bottom: 0.15 m

Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction): 0.75 m

Rib Direction is Parallel to: Local 1 Axis

OK Cancel

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.18 Inercia en losa nervada

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Membrane f_{11} Direction: 0.35

Membrane f_{22} Direction: 0.35

Membrane f_{12} Direction: 1

Bending m_{11} Direction: 0.35

Bending m_{22} Direction: 0.35

Bending m_{12} Direction: 1

Shear v_{13} Direction: 0.4

Shear v_{23} Direction: 0.4

Mass: 1

Weight: 1

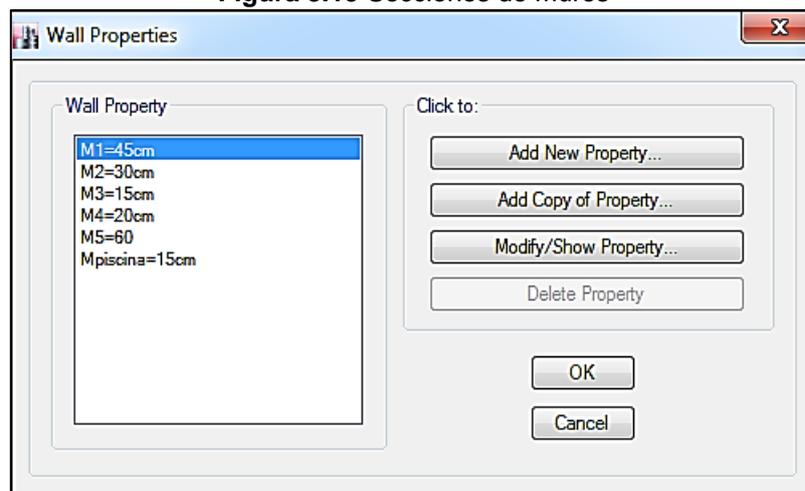
OK Cancel

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

3.6.2.3. Muros

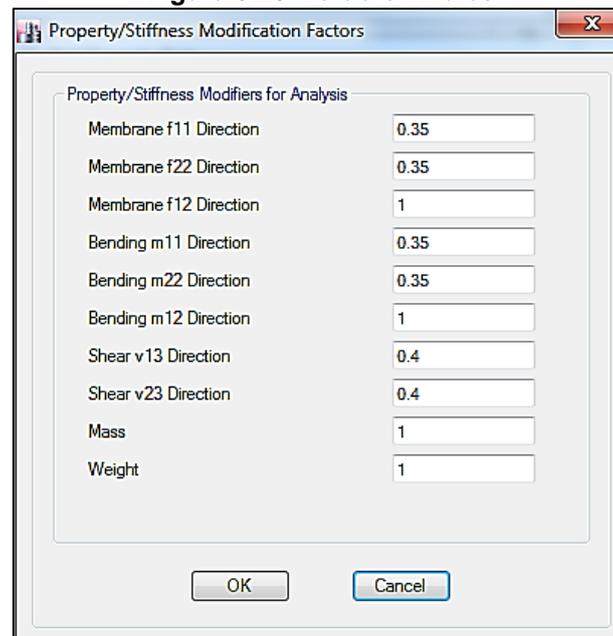
Se definen secciones de muros de corte tipo shell con los siguientes espesores: 0.15 m, 0.20 m, 0.30 m, 0.45 m y 0.60 m. La descripción estructural de los muros se detalla en la sección 3.4.4 de este trabajo. La inercia de los muros, se multiplica por un factor de 0.35 para flexión y 0.4 para corte, recomendado por el (ASCE/SEI 41-17, 2017).

Figura 3.19 Secciones de muros



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.20 Inercia en muros



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

3.6.2.4. Cimentación

Se define una losa maciza 0.40 m de espesor sobre vigas trapezoidales de 1.20 m de altura con base mayor de 1.00 m y base menor de 0.50 m. Para la cimentación perimetral de la estructura se definen zapatas aisladas de dimensiones 1.6 m x 1.6 m. y cadenas de sección transversal 0.20 m x 0.20 m.

Figura 3.21 Losa de cimentación e inercia

Slab Property Data

General Data

Property Name: Losa_Cimentacion_40cm

Slab Material: cimentacion_225kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thick

Modifiers (Currently User Specified): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Slab

Thickness: 0.4 m

OK Cancel

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.22 Inercia en losa de cimentación

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Membrane f11 Direction: 0.35

Membrane f22 Direction: 0.35

Membrane f12 Direction: 1

Bending m11 Direction: 0.35

Bending m22 Direction: 0.35

Bending m12 Direction: 1

Shear v13 Direction: 0.4

Shear v23 Direction: 0.4

Mass: 1E-07

Weight: 1E-07

OK Cancel

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

3.6.3. MAMPOSTERÍA NO CONFINADA

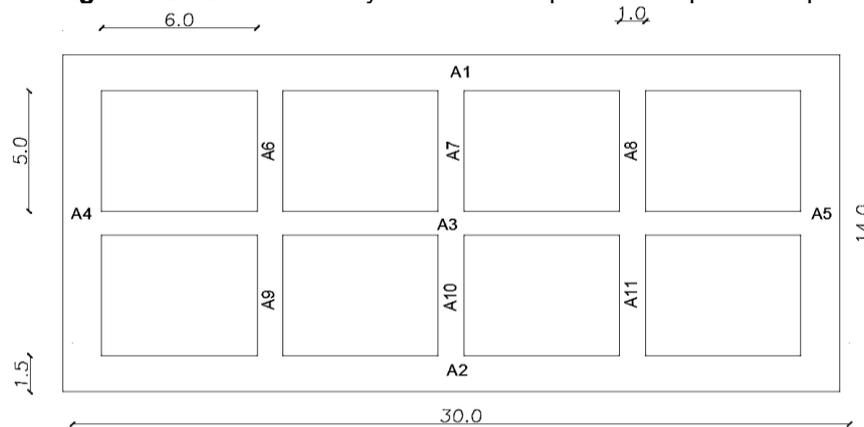
La mampostería no estructural suele ser desplazada de un lugar a otro como consecuencia del aprovechamiento de espacios, originando una interacción pórtico-relleno que puede cambiar significativamente la configuración de los diseños tradicionales (columnas cortas, piso blando o torsión en planta), inclusive durante la ocurrencia de sismos moderados. Por lo tanto, “es necesario evaluar la influencia que tienen estos rellenos en el comportamiento inelástico local y global de los edificios, especialmente cuando esta interacción causa efectos negativos a los elementos que conforman el sistema estructural” (Carrillo & González, 2006).

A pesar de la compleja predicción de la mampostería en el comportamiento de las estructuras, se han desarrollado varias técnicas de modelación las cuales se agrupan en dos grupos:

- Micro modelo: Se basa en elementos finitos, en donde la mampostería es dividida en cuantiosos elementos para representar a detalle los efectos locales producidos. Adicional, para la modelación mediante esta técnica es necesario un elemento marco que defina la estructura, un área para la mampostería y elementos interfase que representan la interacción entre el panel y el marco (Crisafulli, Carr, & Park, 2000).
- Macro modelo: Consiste en un modelo simplificado y práctico con el que se representa el efecto global de la mampostería ante cargas laterales, mediante uno o varios puntales diagonales a compresión que atraviesan el panel conectando las esquinas de los pórticos (Crisafulli, Carr, & Park, 2000).

Para propósitos de este proyecto se utiliza un macro modelo en el análisis lineal y análisis no lineal.

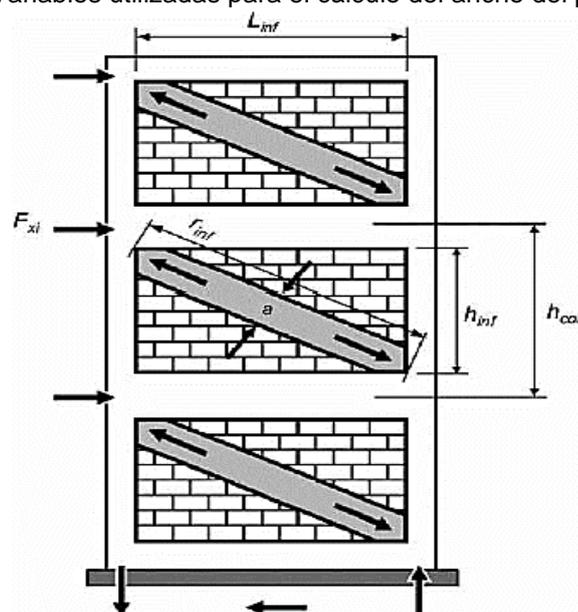
A continuación, se presenta el bloque tipo del mampuesto del edificio, cuyo ancho se tomará como espesor del puntal diagonal en la modelación.

Figura 3.23 Dimensiones y áreas del bloque de mampostería tipo

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

3.6.3.1. Método del puntal diagonal equivalente

Con el método del puntal diagonal equivalente se puede representar la incidencia de la mampostería en el comportamiento inelástico de las estructuras. El método consiste en el desarrollo de rótulas plásticas que incluyen propiedades no lineales del sistema estructural (Carrillo & González, 2006). Este método puede ser utilizado para pórticos totalmente rellenos o pórticos parcialmente rellenos y con aberturas. Para definir el sistema se considera un puntal, con resistencia sólo a compresión y una rótula central, cuyo espesor debe ser igual al de la pared y las características del material igual a la mampostería (Carrillo & González, 2006).

Figura 3.24 Variables utilizadas para el cálculo del ancho del puntal diagonal

Fuente: (FEMA 356, 2000).

Varios autores proponen expresiones para determinar el ancho efectivo del puntal diagonal, sin embargo, dentro de este proyecto se utiliza la expresión propuesta por Holmes (1961):

$$a = \frac{r_{int}}{3} \quad \text{Ec. 3.5}$$

Dónde:

r_{int} = Longitud de la diagonal de relleno.

a = Ancho equivalente del puntal diagonal.

Para una mejor representación de la mampostería se considera el puntal diagonal con resistencia a compresión en ambas direcciones (Cavaleri & Di Trapani, 2014).

Tabla 3.12. Parámetros para el cálculo del ancho del puntal diagonal

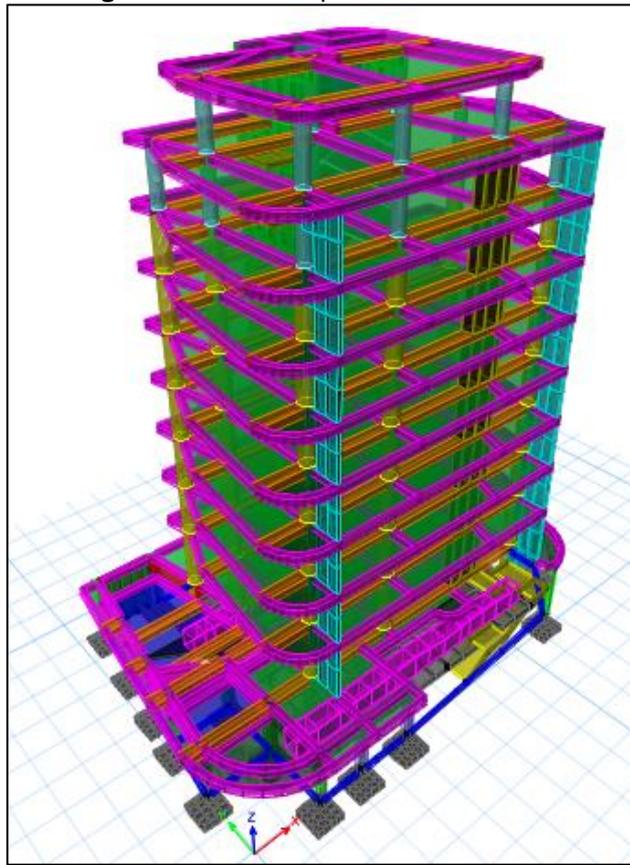
Resistencia a la compresión de la mampostería	Módulo de elasticidad de la mampostería	Espesor de la mampostería
$f'm$ [t/m ²]	E_m [t/m ²]	[m]
200	150000	0.15

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

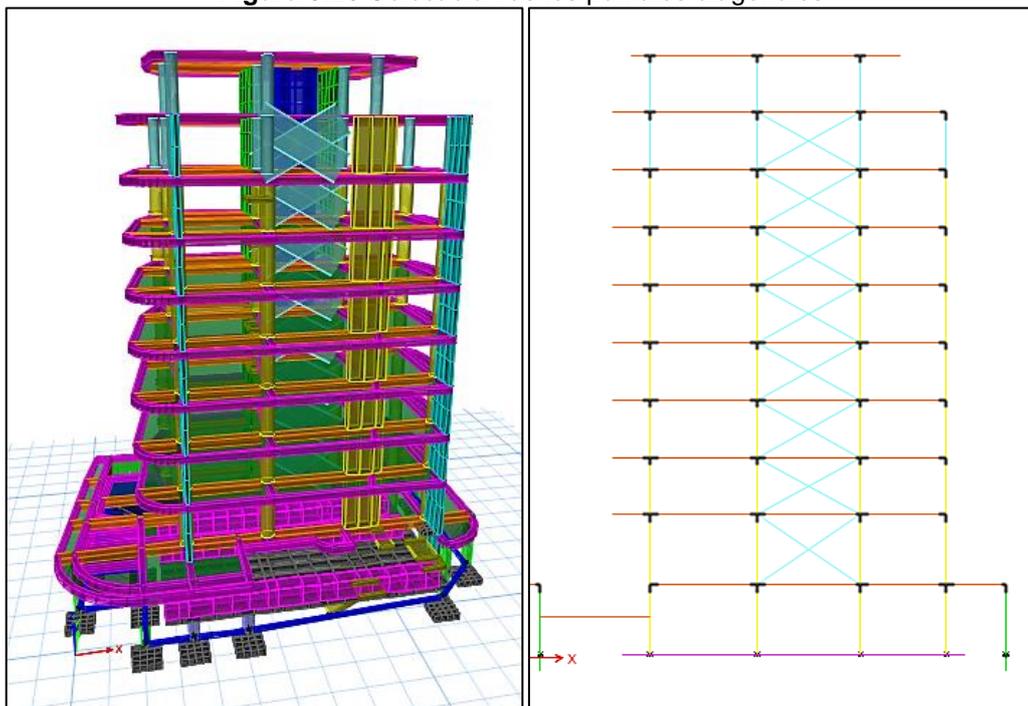
Tabla 3.13. Ancho equivalente de los puntales

Piso	Ejes	h_{int} [m]	L_{int} [m]	r_{int} [m]	a equiv [m]
1	-	-	-	-	-
2	4-5.	3.65	5.30	6.44	2.15
3	4-5.	3.00	5.30	6.09	2.03
4	4-5.	3.00	5.30	6.09	2.03
5	4-5.	3.00	5.30	6.09	2.03
6	4-5.	3.00	5.30	6.09	2.03
7	4-5.	3.00	5.30	6.09	2.03
8	4-5.	3.00	5.30	6.09	2.03
9	4-5.	3.00	5.30	6.09	2.03
10	-	-	-	-	-

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.25 Modelo preliminar del edificio

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.26 Colocación de los puntales diagonales

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

3.6.4. ESTIMACIÓN DE CARGAS

3.6.4.1. Carga muerta (D)

Como carga muerta se incluye a las secciones de gradas, muros, columnas, vigas y losa. Como carga muerta adicional se incluye peso de mampostería (puertas, paredes más ventanas), enlucido, masillado baldosas e instalaciones en la losa.

Tabla 3.14. Peso propio de secciones

Sección	Simbología	f c (kg/cm ²)	h [m]	D [m]	a [m]	e [m]	CM (t)
Grada	Grada	225				0.12	52.10
Losa nervada	Losa Nervada	225				0.40	609.72
Muros	M1	225				0.45	351.45
	M2	225				0.30	177.22
	M3	225				0.15	4.59
	M4	225				0.20	54.32
	M5	225				0.60	89.62
	Mpiscina	225				0.15	19.42
	Losa Piscina	225				0.15	20.96
Columnas	Columna_ 45x45	225	0.45		0.45		30.60
	Columna_60	225		0.60			28.50
	Columna_80	225		0.80			244.07
	Columna_ 60x20	225	0.60		0.20		10.23
Vigas	Viga_30x40	225	0.40		0.30		288.22
	Viga_60*40	225	0.40		0.60		218.48
	V_grada 15x25	225	0.25		0.15		25.05
							2218.55

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Tabla 3.15. Peso propio por piso

CM (vigas, columnas muros, losas)

Piso #	Nivel [m]	Área piso [m ²]	CM por piso [t/m ²]	CM por piso [t]
Pb	0.2	373.16	0.00	0.00
P1	3.84	373.16	1.08	402.07
P2	7.49	197.74	1.15	226.92
P3	10.49	197.74	1.04	206.28
P4	13.49	197.74	1.04	206.28
P5	16.49	197.74	1.04	206.28
P6	19.49	197.74	1.04	206.28
P7	22.49	197.74	1.04	206.28
P8	25.49	197.74	1.04	206.28
P9	28.49	197.74	0.99	194.85
P10	31.49	153.74	0.97	149.50
				2211.02

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Tabla 3.16. Carga muerta adicional

Carga muerta adicional por piso												
Piso #	Nivel [m]	Area piso [m ²]	Peso Mamp [kg]	Dens. Cerám. [kg/m ²]	e Mort [m]	Dens Mort [kg/m ³]	e Masill [m]	Dens. Masill [kg/m ³]	e extra [m]	Dens. extra [kg/m ³]	CM por piso [kg/m ²]	CM por piso [t/m ²]
Pb	+ 0.20	373.16	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.00
P1	+ 3.84	373.16	57979.43	35.00	0.07	2100.0	0.03	2100.0	0.02	2100.0	442.37	0.44
P2	+ 7.49	197.74	49202.33	35.00	0.07	2100.0	0.03	2100.0	0.02	2100.0	535.82	0.54
P3	+ 10.49	197.74	49202.33	35.00	0.07	2100.0	0.03	2100.0	0.02	2100.0	535.82	0.54
P4	+13.49	197.74	49202.33	35.00	0.07	2100.0	0.03	2100.0	0.02	2100.0	535.82	0.54
P5	+ 16.49	197.74	49202.33	35.00	0.07	2100.0	0.03	2100.0	0.02	2100.0	535.82	0.54
P6	+ 19.49	197.74	49202.33	35.00	0.07	2100.0	0.03	2100.0	0.02	2100.0	535.82	0.54
P7	+ 22.49	197.74	49202.33	35.00	0.07	2100.0	0.03	2100.0	0.02	2100.0	535.82	0.54
P8	+ 25.49	197.74	49202.33	35.00	0.07	2100.0	0.03	2100.0	0.02	2100.0	535.82	0.54
P9	+ 28.49	197.74	36667.19	35.00	0.07	2100.0	0.03	2100.0	0.02	2100.0	472.43	0.47
P10	+31.49	153.74	7378.54	0.00	0.07	2100.0	0.03	2100.0	0.02	2100.0	299.99	0.30
											4965.56	4.97

Elaborado por: (CIV, 2016)/ Modificado por Guerrero & Martínez.

Dado que, se requiere un modelo sin incluir la mampostería y otro que incluya la mampostería, se presenta el peso del edificio con las dos condiciones.

Tabla 3.17. Peso del edificio

Condiciones del modelo	Peso total del edificio (t)
Sin mampostería	2810.87
Con mampostería	3257.31

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

3.6.4.2. Carga viva (L)

El edificio es un Hotel de residencia multifamiliar, por lo tanto, de acuerdo a la Tabla 9 de la NEC_SE_CG (2015), se ha tomado un valor de carga viva de 0.20 t/m². Y como sobrecarga de cubierta se escoge 0.07 t/m².

Tabla 3.18. Carga viva planta tipo según la NEC-15

Ocupación o Uso	Carga uniforme	
Residencias	kN/m ²	t/m ²
Vivienda (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	0.20
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones	2.00	0.20
Salones de uso público y sus corredores	4.80	0.48

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

3.6.4.3. Carga sísmica (E)

Según el procedimiento indicado en la NEC_SE_DS (2015), se determina la carga sísmica mediante el cálculo del cortante basal.

Para el edificio analizado se determina el cortante basal total de diseño (V), tanto en dirección X como en dirección Y, mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R, \phi_P, \phi_E} \cdot W \quad \text{Ec. 3.6}$$

Dónde:

V = Cortante basal de diseño.

I = Coeficiente de importancia.

S_a = Espectro de diseño en aceleración.

R = Factor de reducción de respuesta sísmica.

ϕ_P, ϕ_E = Coeficientes de configuración en planta y en elevación.

T_a = Periodo de vibración.

W = Carga reactiva (peso total de la estructura).

- **Coeficiente de importancia I**

Se determina un coeficiente de importancia de I=1, de acuerdo a lo indicado en la Sección.4.1 de la NEC_SE_DS (2015).

Tabla 3.19. Tipo, uso e importancia de la estructura

Categoría	Tipo, uso, destino e importancia	Coeficiente I
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015)/ Elaborado por Guerrero & Martínez.

- **Factor de modificación (C₁•C₂•J/ X)**

Dado que se trata de una estructura existente se compensa el factor de reducción de fuerza sísmica utilizado en el diseño de estructuras por un factor de modificación que depende del rendimiento estructural, rigidez y resistencia de acuerdo a la sección 7.5 del ASCE/SEI 41/17 (2017).

$$\frac{C_1 \cdot C_2 \cdot J}{X} = 1.54 \quad \text{Ec. 3.7}$$

Dónde:

C_1 : Factor que relaciona los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados en la respuesta elástica lineal.

C_2 : Factor que representa el desgaste en la curva de histéresis, degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia en el desplazamiento máximo de respuesta.

J : Factor de reducción de fuerzas.

X : Factor para ajustar la acción causada por la respuesta en el nivel de rendimiento seleccionado.

- **Tipo de suelo**

De acuerdo a la Tabla 3.10 de la sección 3.5.4.3 del presente, donde se resume los resultados del ensayo SPT y de las velocidades de onda de corte medidas en sitio. Se determina que el suelo donde se ubica la estructura es tipo D.

Tabla 3.20 Tipo de suelo del edificio

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplen con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360\text{m/s} > V_s \geq 180\text{m/s}$

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015)/ Elaborado por Guerrero & Martínez.

La ciudad de Bahía de Caráquez se caracteriza como una zona sísmica alta (VI) con un factor de aceleración $Z= 0.5$, de acuerdo al mapa de zonificación sísmica del Ecuador expuesto en la sección 2.3 de este proyecto.

- **Coefficientes del perfil del suelo F_a , F_d y F_s**

Tabla 3.21. Coeficientes de perfil del suelo

Tipo de perfil	Factor	Zona sísmica y factor Z					
		I	II	III	IV	V	VI
D	F_a	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
	F_d	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
	F_s	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015)/ Elaborado por Guerrero & Martínez.

- **Factor r y η**

Se utiliza un factor $r = 1$ y $\eta = 1.8$ de acuerdo a la sección. 3.3.1 de la NEC_SE_DS (2015).

Tabla 3.22. Factores utilizados para determinar el espectro S_a

Factor	Definición
r	1, Para todos los suelos excepto el suelo tipo E
η	1.8, Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

Fuente: (NEC_SE_DS, 2015) / Elaborado por Guerrero & Martínez.

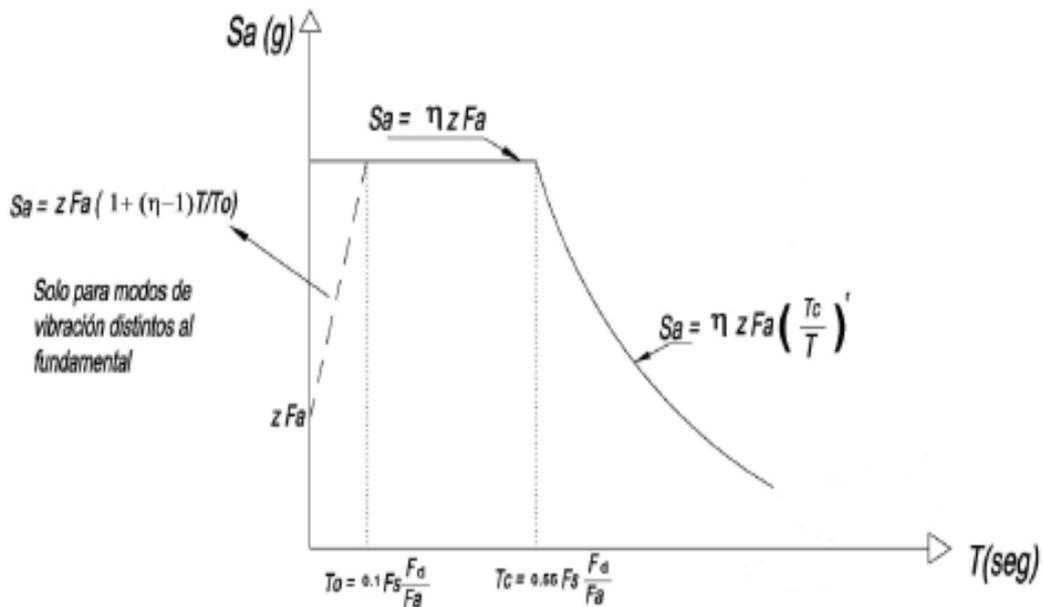
- **Coeficiente de configuración en planta y elevación**

Se adopta un coeficiente de irregularidad en planta de $\phi_p = 0.9$ y un coeficiente de irregularidad en elevación $\phi_E = 0.9$, según la sección 2.2 de este proyecto.

- **Espectro de diseño en aceleración, S_a**

Se construye el espectro de diseño para el edificio, con los parámetros definidos anteriormente.

Figura 3.27 Espectro de Respuesta Elástico en Aceleración, S_a

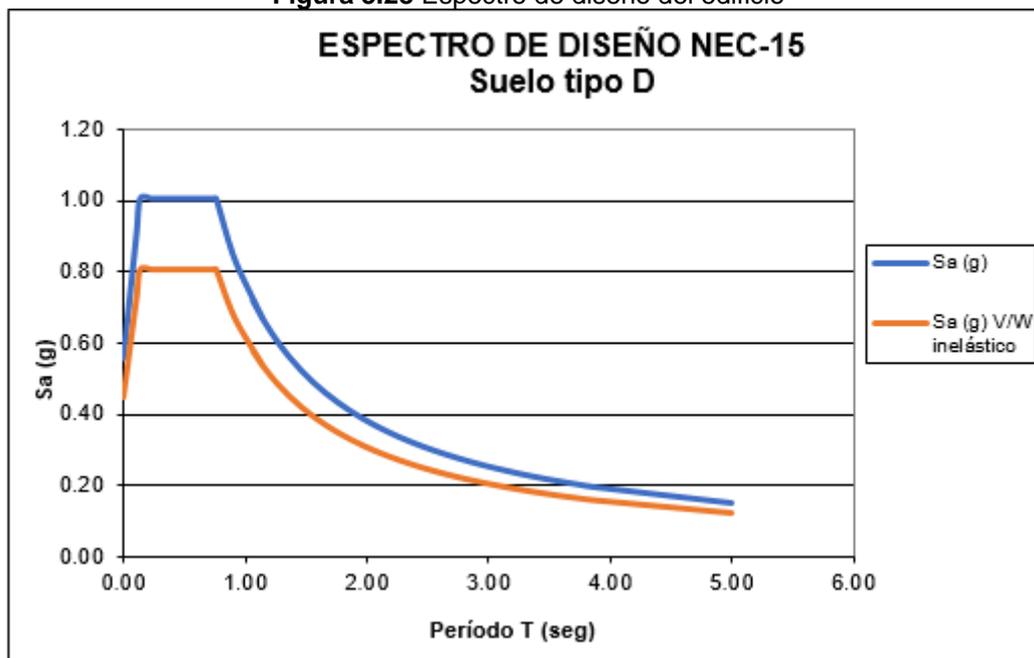


Fuente: (NEC_SE_DS, 2015).

Dónde:

- η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado
- F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- F_d Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- F_s Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.
- S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.
- T Periodo fundamental de vibración de la estructura
- T_o Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño
- T_c Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño
- Z Aceleración máxima en roca esperada para el diseño, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g
- r Factor de usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

Figura 3.28 Espectro de diseño del edificio



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

- **Período fundamental de vibración de la estructura T**

Si bien es cierto, el método 1 y método 2 propuestos en la NEC_SE_DS (2015), dan una primera aproximación de la rigidez en estructuras nuevas, la estructura analizada cuenta con ensayos de vibraciones ambientales (sección 3.5.5 de este trabajo) con los que se obtuvieron los periodos reales de la estructura, los mismos que se utilizarán para el respectivo cálculo del cortante basal y la calibración del periodo modal en el modelo.

Tabla 3.23. Períodos fundamentales de vibración del edificio

Traslacional	Valor	Unidades
T_x	1.00	s
T_y	1.14	s

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Dado que los periodos de vibración están entre $0.5 < T \leq 2.5$ se determina el coeficiente k con la siguiente expresión:

$$k = 0.75 + 0.50T \quad \text{Ec. 3.8}$$

Tabla 3.24. Coeficiente asociado al período fundamental de la estructura

Coeficiente	Valor	Unidades
k_x	1.25	-
k_y	1.32	-

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

- **Cortante basal en dirección X para suelo tipo D**

Tabla 3.25. Coeficiente de cortante basal en dirección X

Tipo de suelo	Espectro diseño elástico (r.)	Periodos			Sa (g)	
		Periodos límites		Periodo fundamental	En la	En la
		T_0 (s)	T_C (s)	T_x (s)	Meseta	Curva
D	1.0	0.14	0.76	1.00	1.008	0769
Tipo de suelo	I	ϕ_{Pi}	ϕ_{Ei}	$C_1 \cdot C_2 \cdot J / X$	Coef. K	V/W (X)
D	1.0	0.9	0.9	1.54	1.25	0.6167

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Tabla 3.26. Distribución de fuerzas laterales y cortante basal en dirección X

Piso [#]	Área por piso [m ²]	Sobrecarga [t]	Peso por piso [t]	Wi [t]	hi [m]	Wi*hi ^k	Fx [t]	Vix [t]
10	153.74	46.12	149.5	195.62	31.49	14592.23	263.96	263.96
9	197.74	93.42	194.85	288.27	28.49	18974.27	343.23	607.19
8	197.74	105.95	206.28	312.23	25.49	17883.07	323.49	930.68
7	197.74	105.95	206.28	312.23	22.49	15292.08	276.62	1207.3
6	197.74	105.95	206.28	312.23	19.49	12786.29	231.29	1438.59
5	197.74	105.95	206.28	312.23	16.49	10375.42	187.68	1626.27
4	197.74	105.95	206.28	312.23	13.49	8072.25	146.02	1772.29
3	197.74	105.95	206.28	312.23	10.49	5894.53	106.63	1878.92
2	197.74	105.95	226.92	332.88	7.49	4124.64	74.61	1953.53
1	373.16	165.08	402.07	567.14	3.84	3048.64	55.15	2008.67
		1046.29	2211.02	3257.31		111043.43	2008.67	

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

- **Cortante basal en dirección Y para suelo tipo D**

Tabla 3.27. Coeficiente de cortante basal en dirección Y

Tipo de suelo	Espectro diseño elástico (r.)	Periodos			Sa (g)	
		Periodos límites		Periodo fundamental	En la	En la
		T ₀ (s)	T _C (s)	T _y (s)	Meseta	Curva
D	1.0	0.14	0.76	1.14	1.008	0.675
Tipo de suelo	I	φ _{PI}	φ _{EI}	C ₁ •C ₂ •J/ X	Coef. K	V/W (Y)
D	1.0	0.9	0.9	1.54	1.32	0.5409

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Tabla 3.28. Distribución de fuerzas laterales y cortante basal en dirección Y

Piso [#]	Área por piso [m ²]	Sobrecarga [t]	Peso por piso [t]	Wi [t]	hi [m]	Wi*hi ^k	Fy [t]	Viy [t]
10	153.74	46.12	149.5	195.62	31.49	18577.78	238.74	238.74
9	197.74	93.42	194.85	288.27	28.49	23987.97	308.26	547.00
8	197.74	105.95	206.28	312.23	25.49	22433.03	288.28	835.29
7	197.74	105.95	206.28	312.23	22.49	19015.42	244.36	1079.65
6	197.74	105.95	206.28	312.23	19.49	15740.97	202.28	1281.93
5	197.74	105.95	206.28	312.23	16.49	12624.41	162.23	1444.17
4	197.74	105.95	206.28	312.23	13.49	9684.91	124.46	1568.62
3	197.74	105.95	206.28	312.23	10.49	6948.70	89.30	1657.92
2	197.74	105.95	226.92	332.88	7.49	4748.98	61.03	1718.95
1	373.16	165.08	402.07	567.14	3.84	3349.73	43.05	1791.99
		1046.29	2211.02	3257.31		137111.90	1761.99	

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

- **Verificación del cortante basal estático**

Tabla 3.29. Verificación del coeficiente del cortante basal estático

Cortante basal calculado		Cortante basal estático	%Error	Cortante basal estático corregido	
Coef. Cortante basal (Cvx)	Cortante basal x [t]	Vx [t]	Vx [t]	Coef. Cortante basal (Cvx)	Vx [t]
0.617	2008.67	1941.595	3.339	0.6380	2008.67
Coef. Cortante basal (Cvy)	Cortante basal y [t]	Vy [t]	Vy [t]	Coef. Cortante basal (Cvy)	Vy [t]
0.541	1761.99	1702.949	3.351	0.560	1761.99

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

El cortante basal estático del modelo tiene un error aceptable respecto al cortante basal calculado. Sin embargo, para tener valores más exactos se corrige mediante un nuevo coeficiente Cv que representa el porcentaje de la fuerza sísmica en función del peso de la estructura.

3.6.4.4. Combinaciones de cargas

Los factores de cargas que se incluyen en las combinaciones de acuerdo a la NEC_SE_RE (2015) serán los siguientes:

$$COMB 8 = 1.1 (D + 0.25L) + EX \quad \text{Ec. 3.9}$$

$$COMB 9 = 1.1 (D + 0.25L) + EY \quad \text{Ec. 3.10}$$

$$COMB 10 = 0.9 (D + 0.25L) + EX \quad \text{Ec. 3.11}$$

$$COMB 11 = 0.9 (D + 0.25L) + EY \quad \text{Ec. 3.12}$$

Dónde:

D = Carga permanente (carga muerta total de la estructura).

L = Sobrecarga (carga viva).

E = Carga de sismo.

3.6.5. CALIBRACIÓN DEL MODELO LINEAL

- En la calibración del modelo se utiliza una resistencia a compresión de 20 kg/cm², y un módulo de elasticidad que se determina mediante la expresión recomendada por la NEC_SE_RE (2015) para bloques de arcilla.

$$E_m = 750 \cdot f'm \leq 20000 \text{ MPa} \quad \text{Ec. 3.13}$$

- Se asigna diafragmas a cada piso.
- Se rigidizan los nudos de la estructura un valor de 0.5 considerando que no es una estructura nueva con la opción **End Length Offsets**.
- Se toma la rigidez real de los elementos mediante la opción de **Insertion Point**.
- Se considera la masa dinámica con carga muerta y carga muerta adicional.
- Se considera los efectos P-Delta, con carga muerta adicional.
- Considerando el coeficiente de balasto determinado en la sección 3.5.4.2 del presente, se asigna resortes en la cimentación para considerar la interacción suelo estructura.

Tabla 3.30. Calibración del modelo con mampostería

	Periodos		
	To	T1	T2
Vibración Ambiental	1.140	1.000	0.720
E'm=750*f'm [MPa]	1.151	1.024	0.754

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

3.6.6. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

3.6.6.1. Períodos y modos de vibración

Figura 3.29 Periodos obtenidos del modelo lineal con mampostería

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	1.151	0.869	5.4585	29.7952
Modal	2	1.024	0.977	6.1356	37.6456
Modal	3	0.751	1.331	8.3633	69.9448
Modal	4	0.3	3.334	20.9474	438.7922
Modal	5	0.258	3.871	24.3201	591.4654
Modal	6	0.25	3.998	25.1223	631.1296
Modal	7	0.211	4.741	29.7862	887.2174
Modal	8	0.162	6.167	38.7467	1501.3071
Modal	9	0.133	7.547	47.4174	2248.4099
Modal	10	0.121	8.298	52.1394	2718.5152
Modal	11	0.109	9.141	57.4338	3298.6378
Modal	12	0.095	10.553	66.3064	4396.5329

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.30 Participación de masa modal, modelo lineal con mampostería

Modal Participating Mass Ratios								
1 de 12 Reload Apply								
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
	Modal	1	1.151	0.007	0.6961	0	0.007	0.6961
	Modal	2	1.024	0.5928	0.0036	0	0.5998	0.6997
	Modal	3	0.751	0.1273	0.0049	0	0.7271	0.7046
	Modal	4	0.3	0.0852	0.0043	0	0.8123	0.7089
	Modal	5	0.258	7.856E-07	0.0001	0	0.8123	0.709
	Modal	6	0.25	0.0157	0.1412	0	0.828	0.8503
	Modal	7	0.211	0.0311	0.0186	0	0.8591	0.8689
	Modal	8	0.162	0.0325	0.0034	0	0.8916	0.8723
	Modal	9	0.133	0	0.0001	0	0.8916	0.8724
	Modal	10	0.121	0.0133	0.0136	0	0.9049	0.886
	Modal	11	0.109	0.0226	7.447E-06	0	0.9275	0.886
	Modal	12	0.095	0.003	0.0416	0	0.9305	0.9276

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.31 Periodos obtenidos del modelo lineal sin mampostería

Modal Periods and Frequencies						
1 de 12 Reload Apply						
	Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency	Eigenvalue rad ² /sec ²
	Modal	1	1.151	0.869	5.4575	29.7847
	Modal	2	1.06	0.944	5.9294	35.1581
	Modal	3	0.753	1.328	8.3432	69.6082
	Modal	4	0.311	3.214	20.1917	407.7049
	Modal	5	0.258	3.871	24.32	591.4623
	Modal	6	0.251	3.989	25.0644	628.2218
	Modal	7	0.212	4.727	29.6982	881.9827
	Modal	8	0.167	5.987	37.6174	1415.0719
	Modal	9	0.133	7.547	47.4174	2248.4075
	Modal	10	0.121	8.247	51.8152	2684.8181
	Modal	11	0.111	8.972	56.3714	3177.7299
	Modal	12	0.095	10.537	66.205	4383.0979

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.32 Participación de masa modal, modelo lineal sin mampostería

Modal Participating Mass Ratios								
1 de 12 Reload Apply								
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
	Modal	1	1.151	0.009	0.6945	0	0.009	0.6945
	Modal	2	1.06	0.5779	0.005	0	0.5869	0.6995
	Modal	3	0.753	0.1403	0.0051	0	0.7273	0.7046
	Modal	4	0.311	0.0871	0.0029	0	0.8143	0.7075
	Modal	5	0.258	7.501E-07	0.0001	0	0.8143	0.7076
	Modal	6	0.251	0.0132	0.1417	0	0.8275	0.8493
	Modal	7	0.212	0.0272	0.0194	0	0.8547	0.8687
	Modal	8	0.167	0.035	0.0031	0	0.8897	0.8718
	Modal	9	0.133	0	0.0001	0	0.8897	0.872
	Modal	10	0.121	0.0115	0.0139	0	0.9012	0.8859
	Modal	11	0.111	0.0243	0	0	0.9255	0.8859
	Modal	12	0.095	0.0027	0.0413	0	0.9281	0.9272

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

3.6.6.2. Control de derivas

La deriva de piso máxima inelástica se calcula de acuerdo a la sección 6.3.9 de la NEC_SE_DS (2015).

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E \quad \text{Ec. 3.14}$$

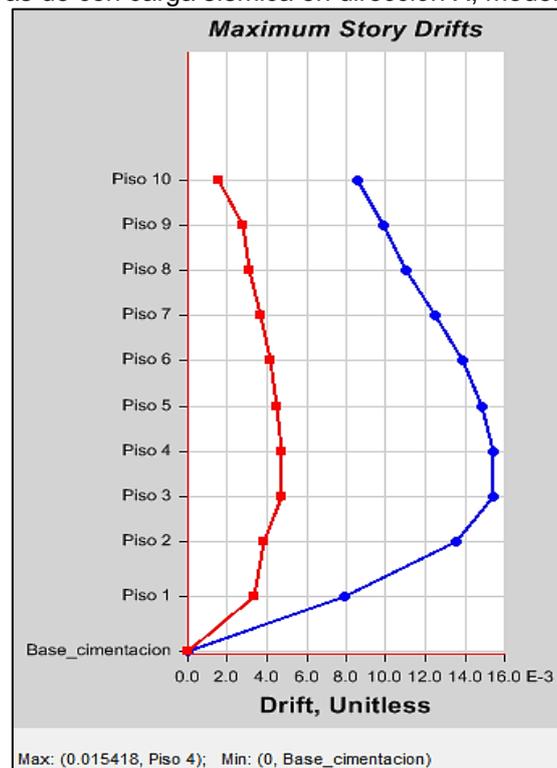
Los valores de derivas máximas obtenidas del modelo se comparan con la deriva máxima inelástica permitida la cual se muestra en la tabla

Tabla 3.31 Valores de Δ_M máximos, tomados como fracción de la altura de piso

Estructuras de:	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

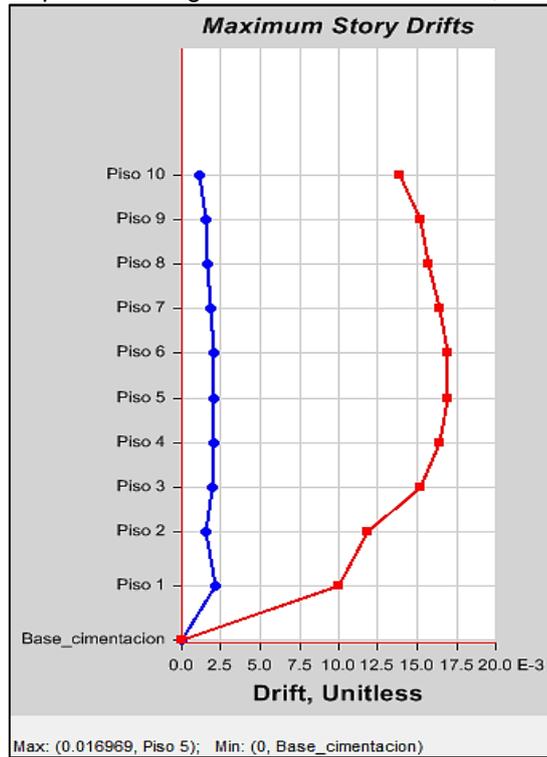
Fuente: (NEC_SE_DS, 2015).

Figura 3.33 Derivas de con carga sísmica en dirección X, modelo con mampostería



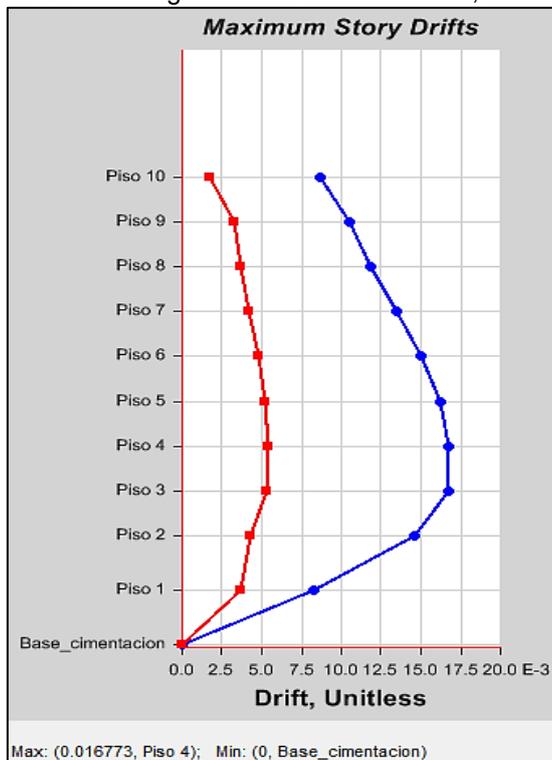
Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.34 Derivas de piso con carga sísmica en dirección Y, modelo con mampostería



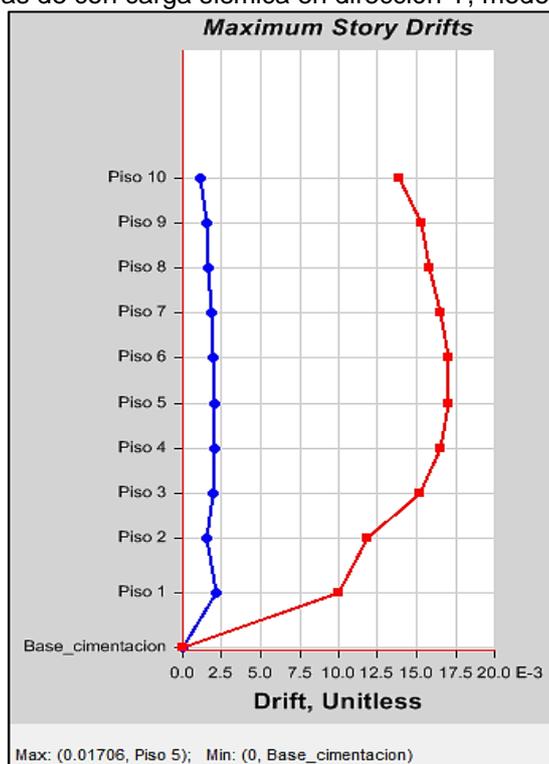
Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.35 Derivas de con carga sísmica en dirección X, modelo sin mampostería



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.36 Derivas de con carga sísmica en dirección Y, modelo sin mampostería



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Tabla 3.32 Derivas inelásticas máximas obtenidas del modelo lineal

Con mampostería		
Sismo	Δ_M obtenida	Δ_M máx. < 0.02
X	0.017808	ok
Y	0.019599	ok
Sin mampostería		
Sismo	Δ_M obtenida	Δ_M máx. < 0.02
X	0.019373	ok
Y	0.019704	ok

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

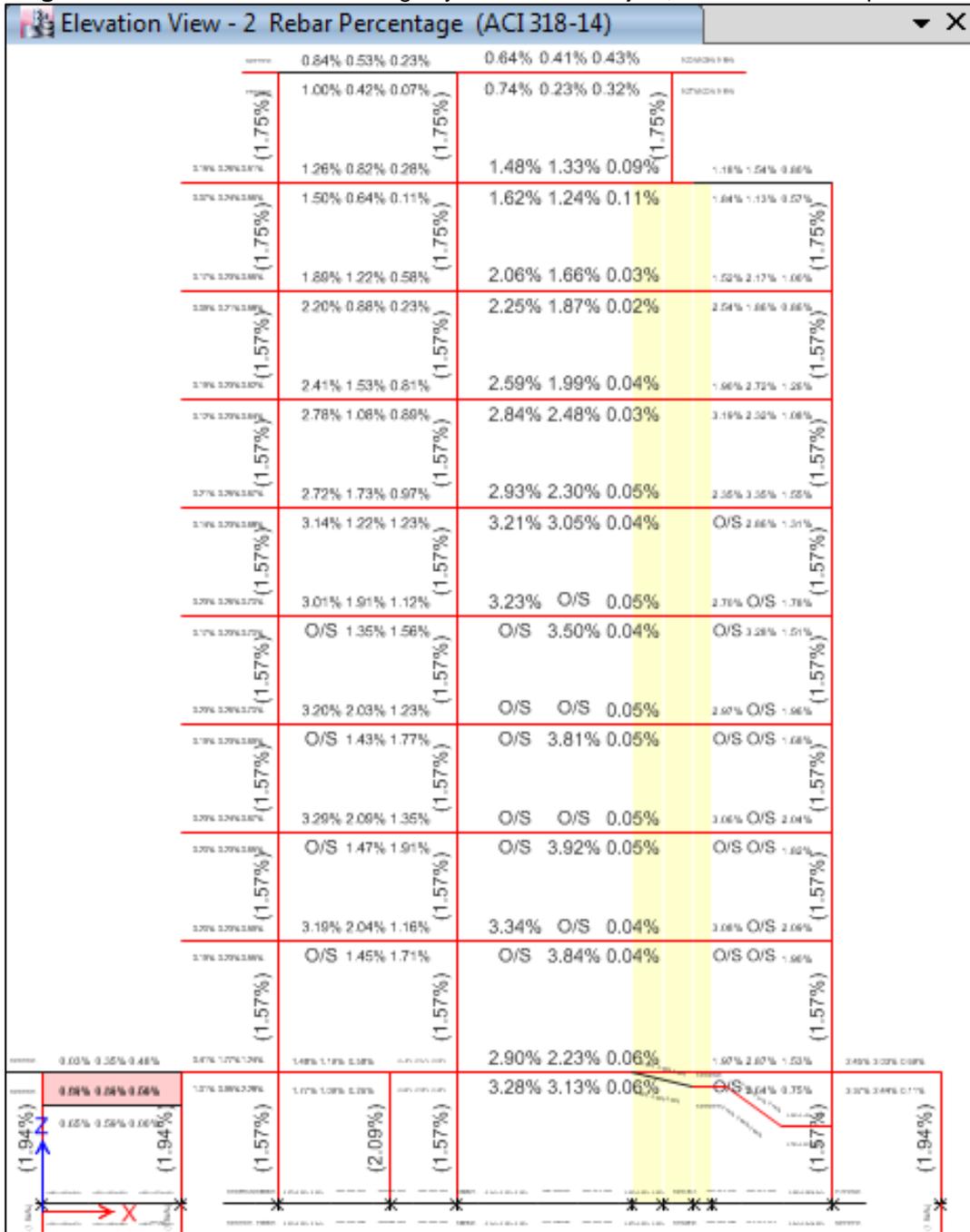
3.6.6.3. Chequeo de elementos estructurales

A continuación, se muestran los resultados del chequeo de la estructura.

- **Vigas-columnas**

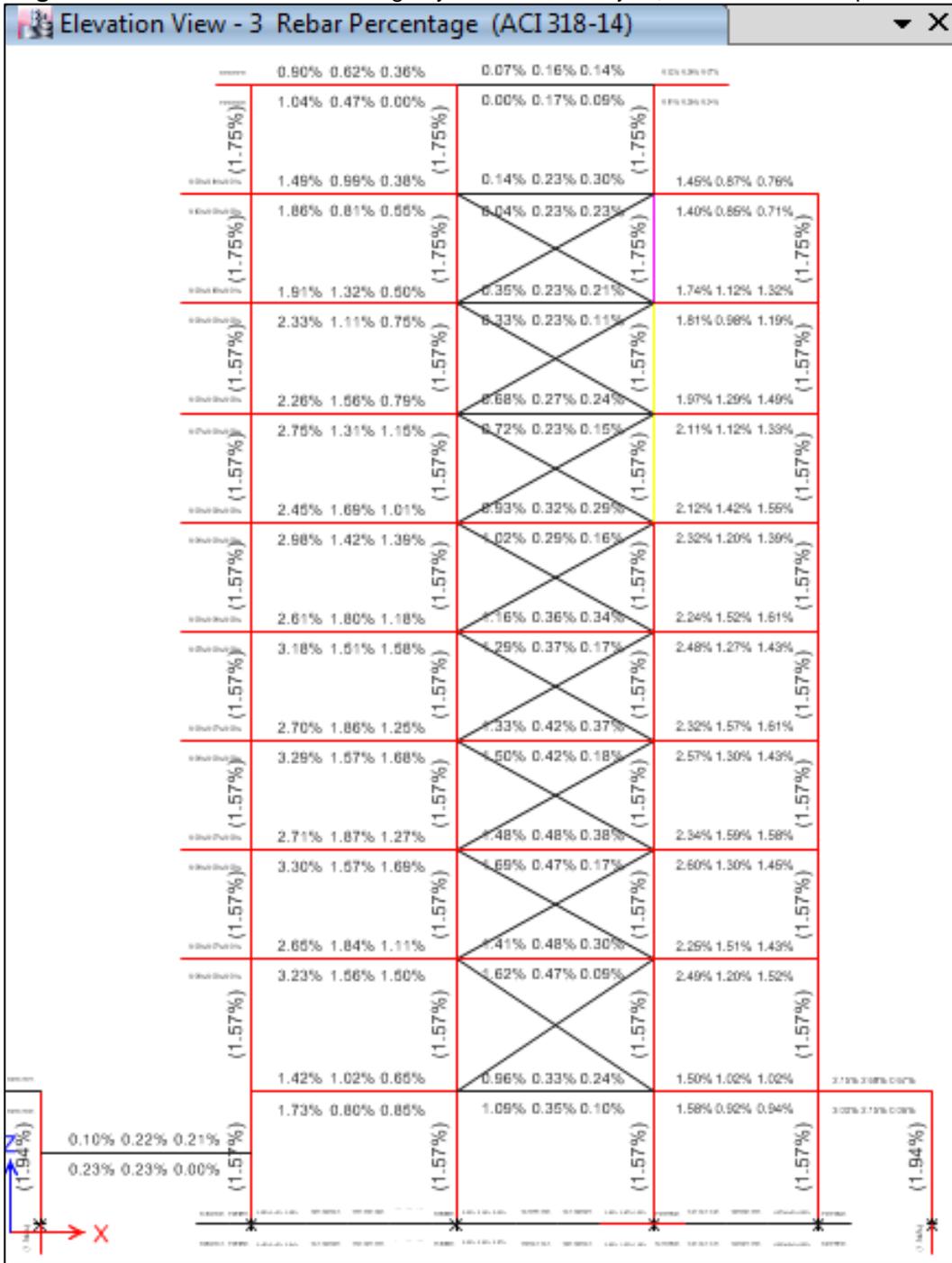
Para el chequeo de vigas y columnas se presenta dos de los pórticos más representativos, pórtico 2 y pórtico 3. Los demás pórticos se pueden visualizar en el ANEXO III, ANEXO IV, ANEXO V y ANEXO VI.

Figura 3.37 Cuantía de acero en vigas y columnas del eje 2, modelo con mampostería.



Elaborado por: Guerrero & Martínez

Figura 3.38 Cuantía de acero en vigas y columnas del eje 3, modelo con mampostería.



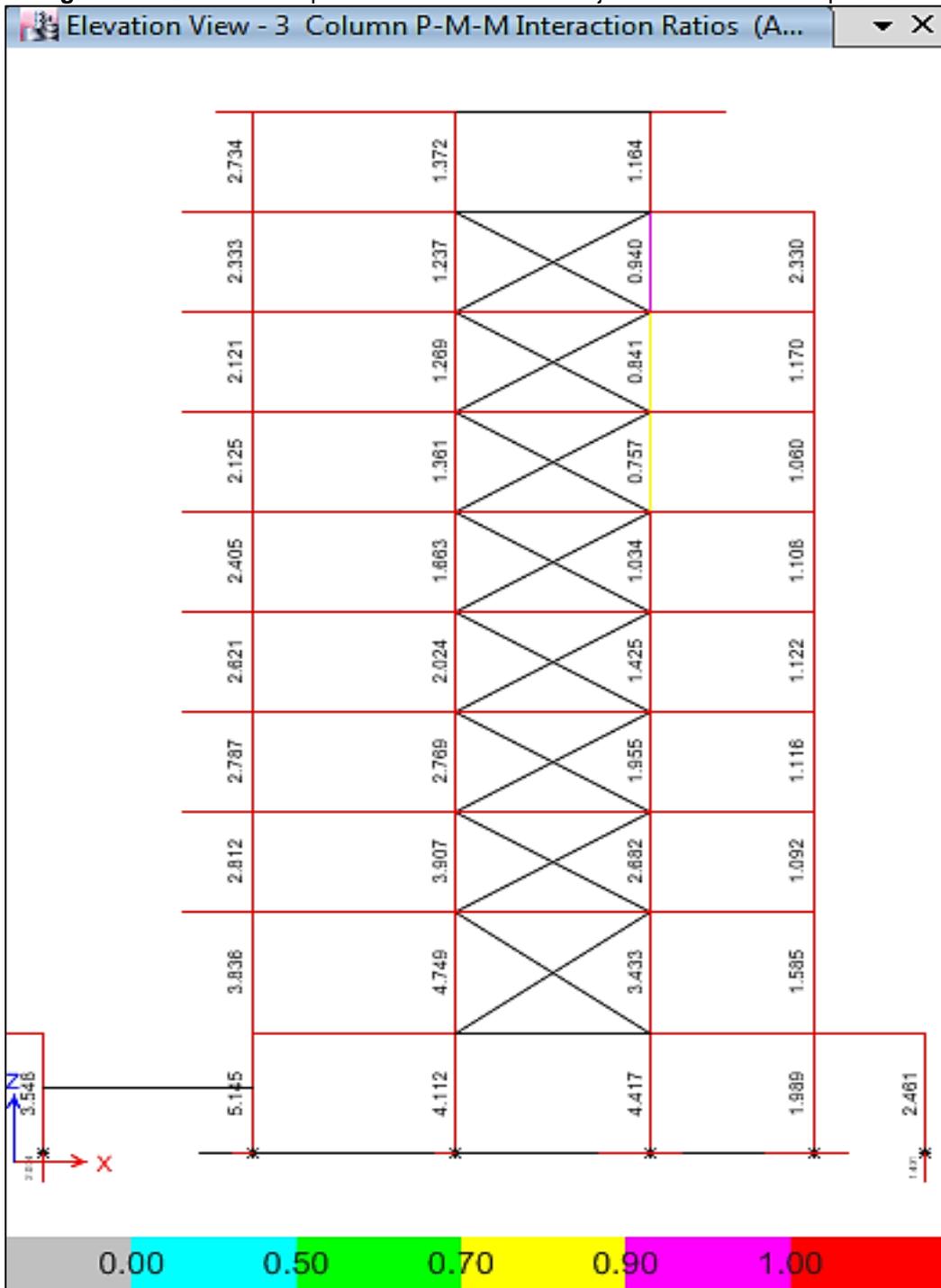
Elaborado por: Guerrero & Martínez

Figura 3.39 Demanda-capacidad en columnas del eje 2 modelo con mampostería



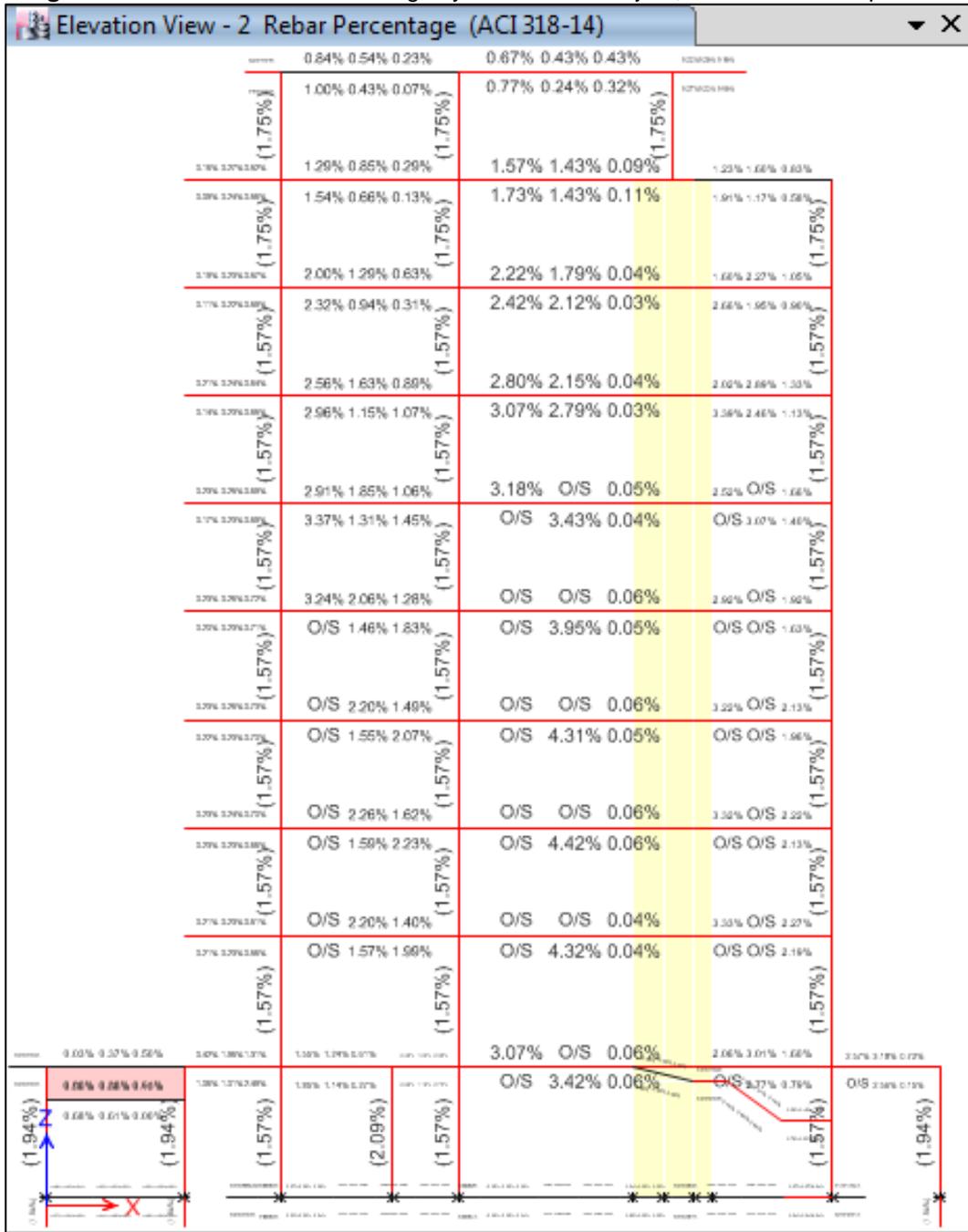
Elaborado por: Guerrero & Martínez

Figura 3.40 Demanda-capacidad en columnas del eje 3 modelo con mampostería



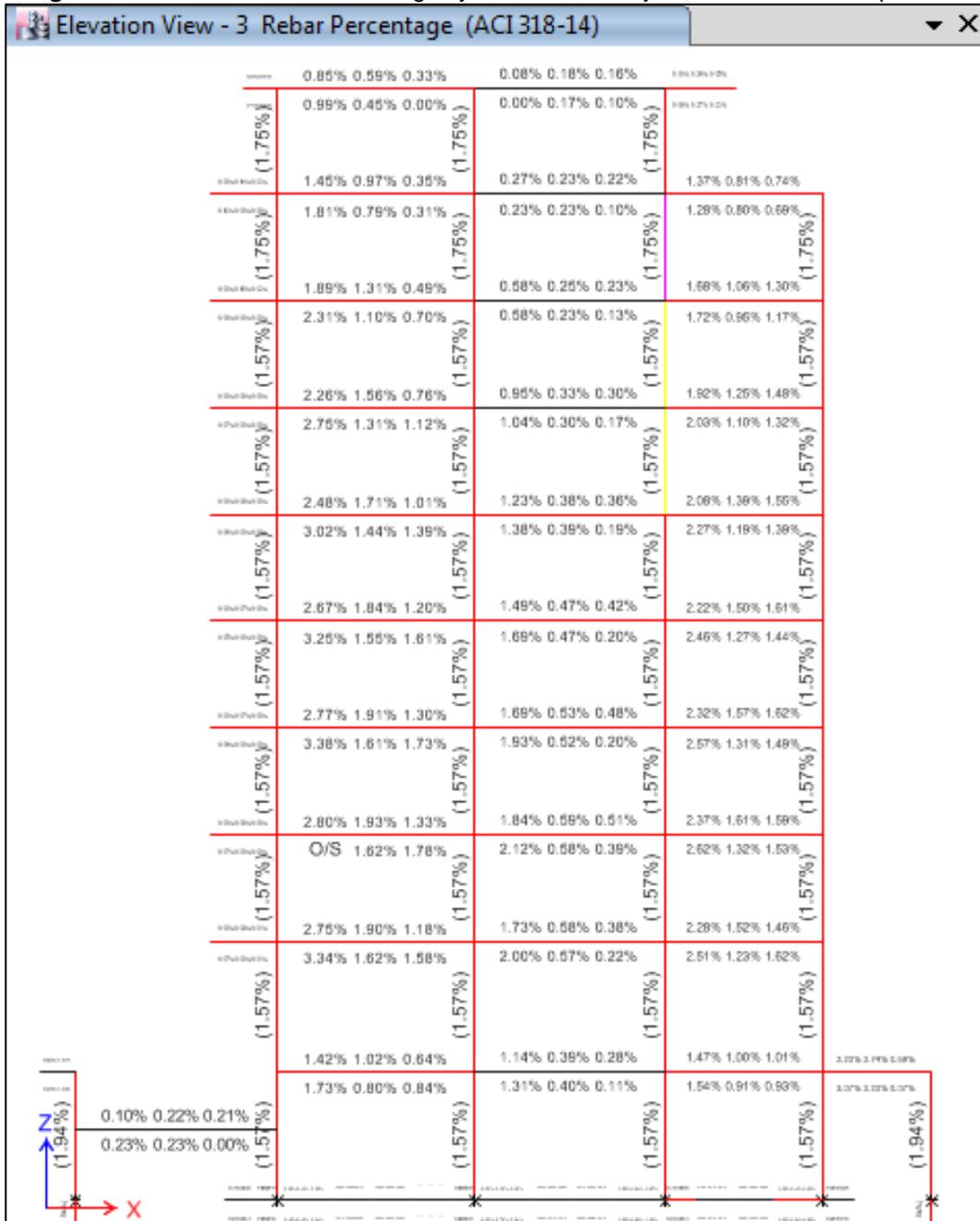
Elaborado por: Guerrero & Martínez

Figura 3.41 Cuantía de acero en vigas y columnas del eje 2, modelo sin mampostería



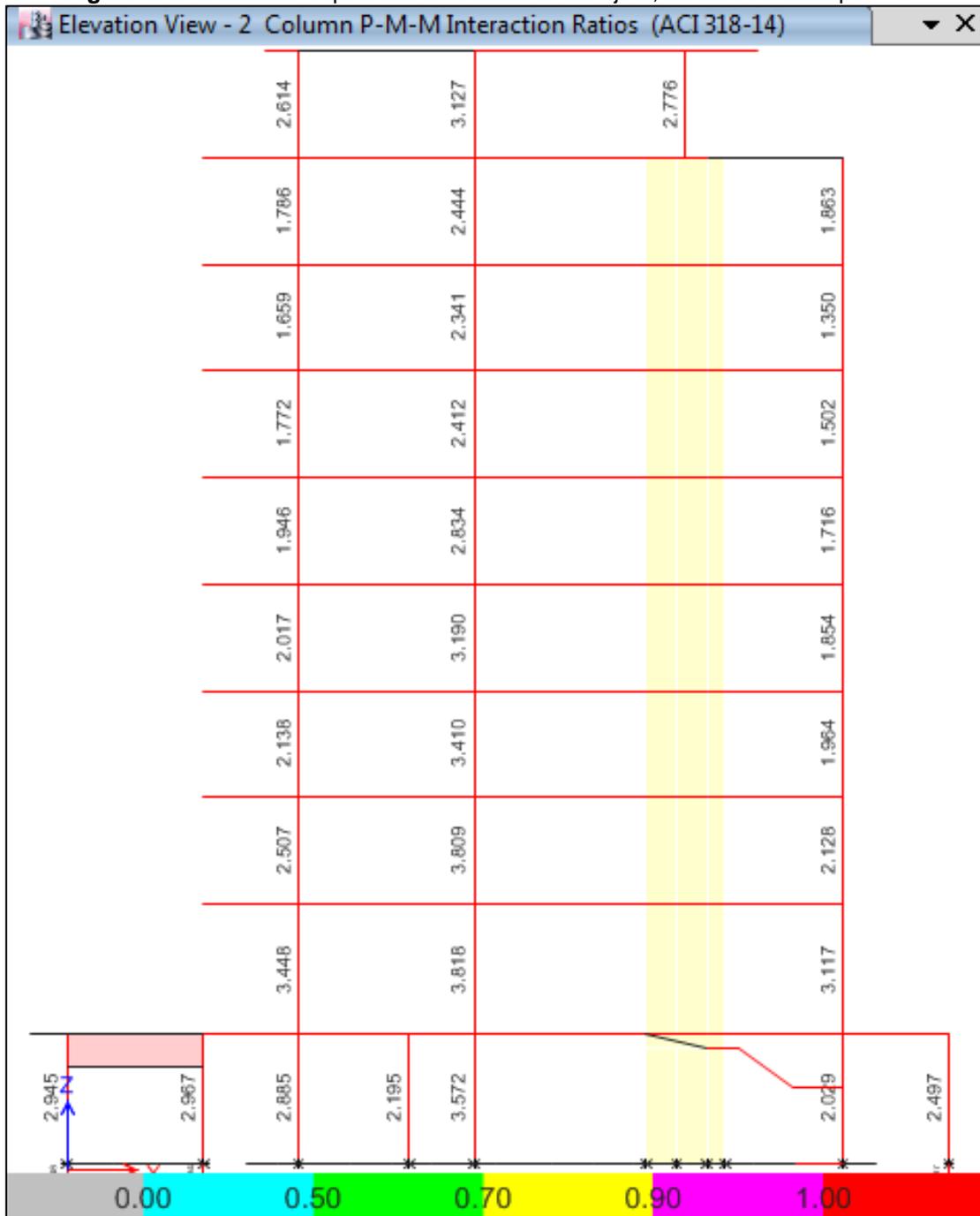
Elaborado por: Guerrero & Martínez

Figura 3.42 Cuantía de acero en vigas y columnas del eje 3, modelo sin mampostería



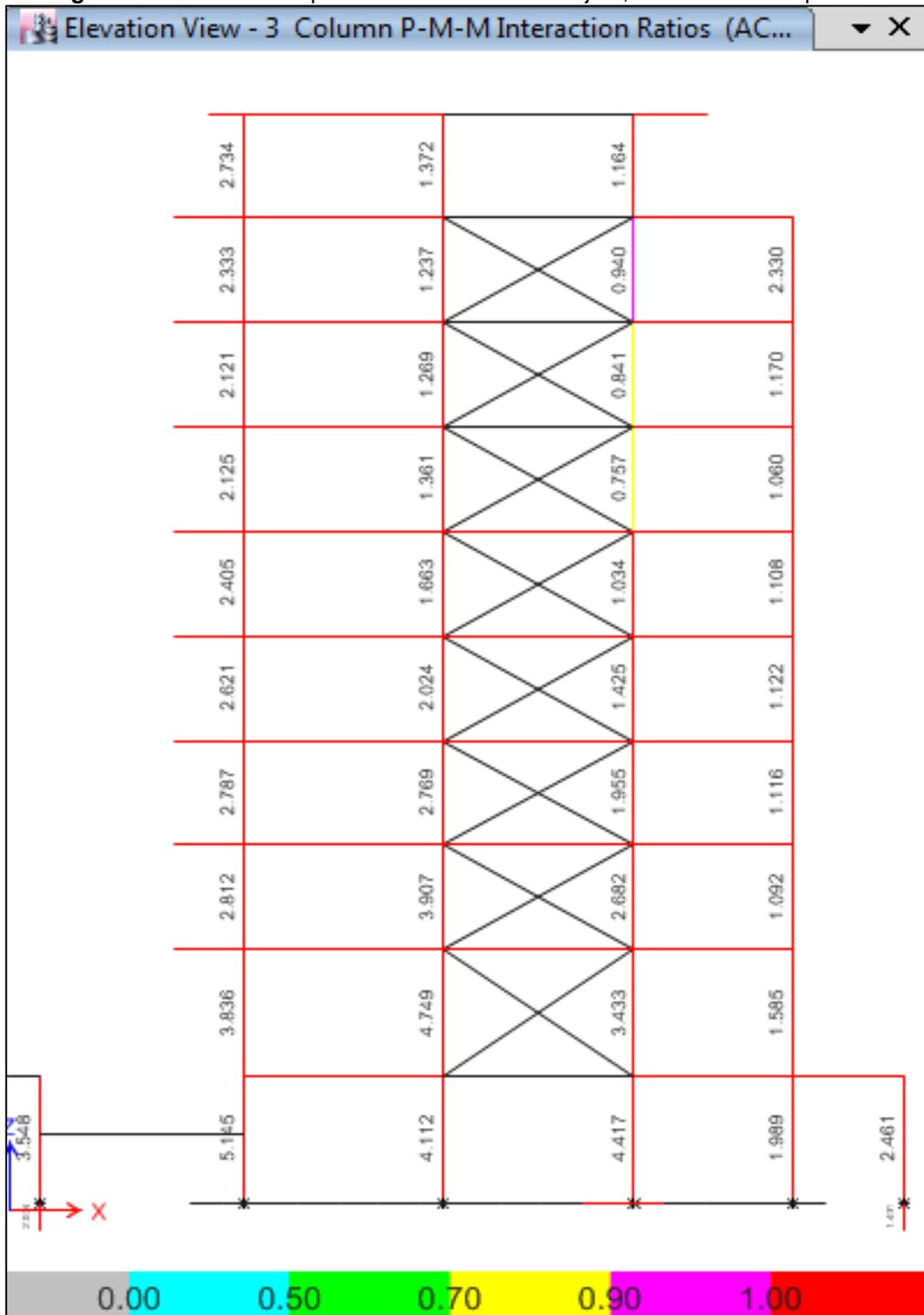
Elaborado por: Guerrero & Martínez

Figura 3.43 Demanda-capacidad en columnas del eje 2, modelo sin mampostería



Elaborado por: Guerrero & Martínez

Figura 3.44 Demanda-capacidad en columnas del eje 3, modelo sin mampostería

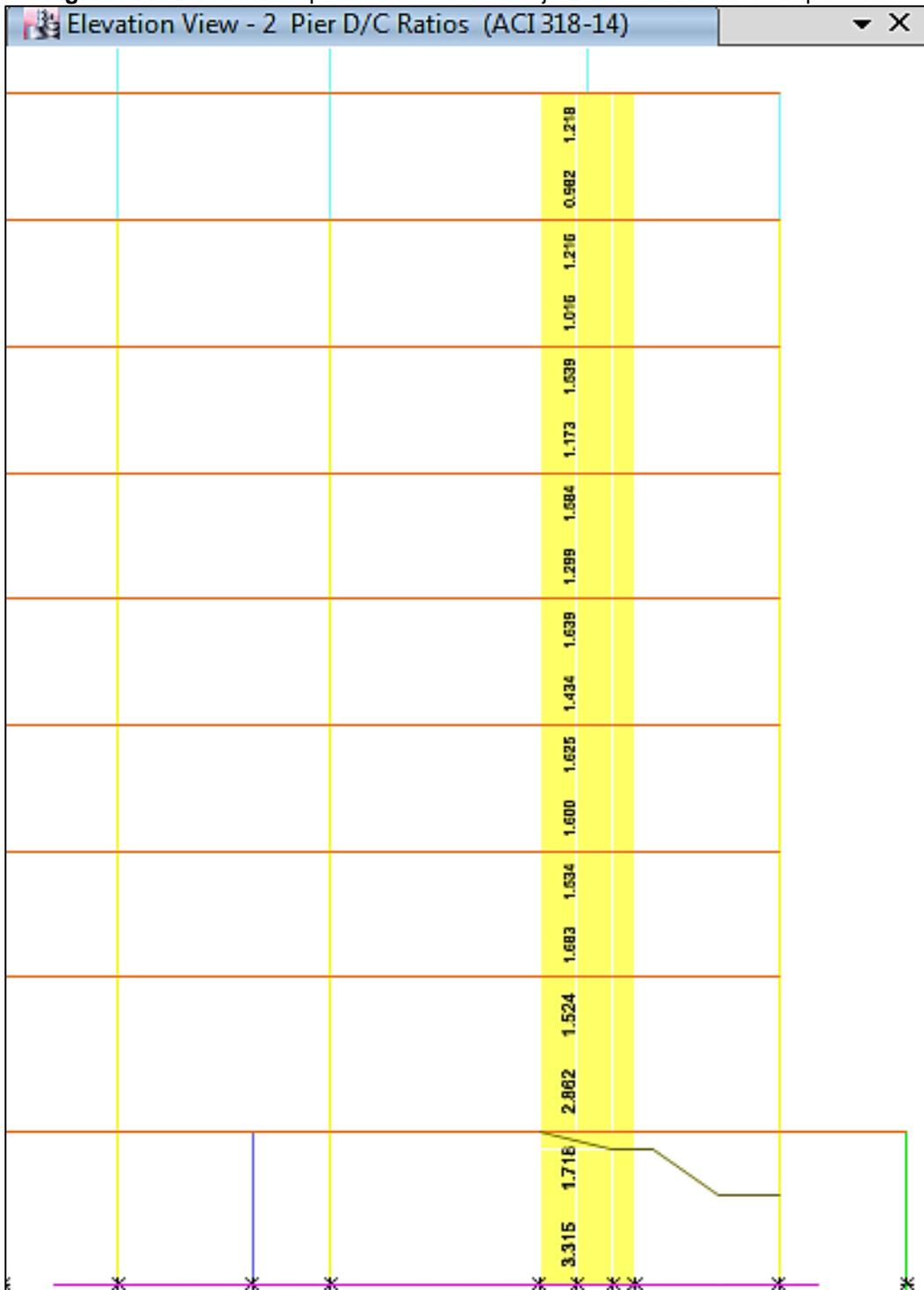


Elaborado por: Guerrero & Martínez

- **Muros**

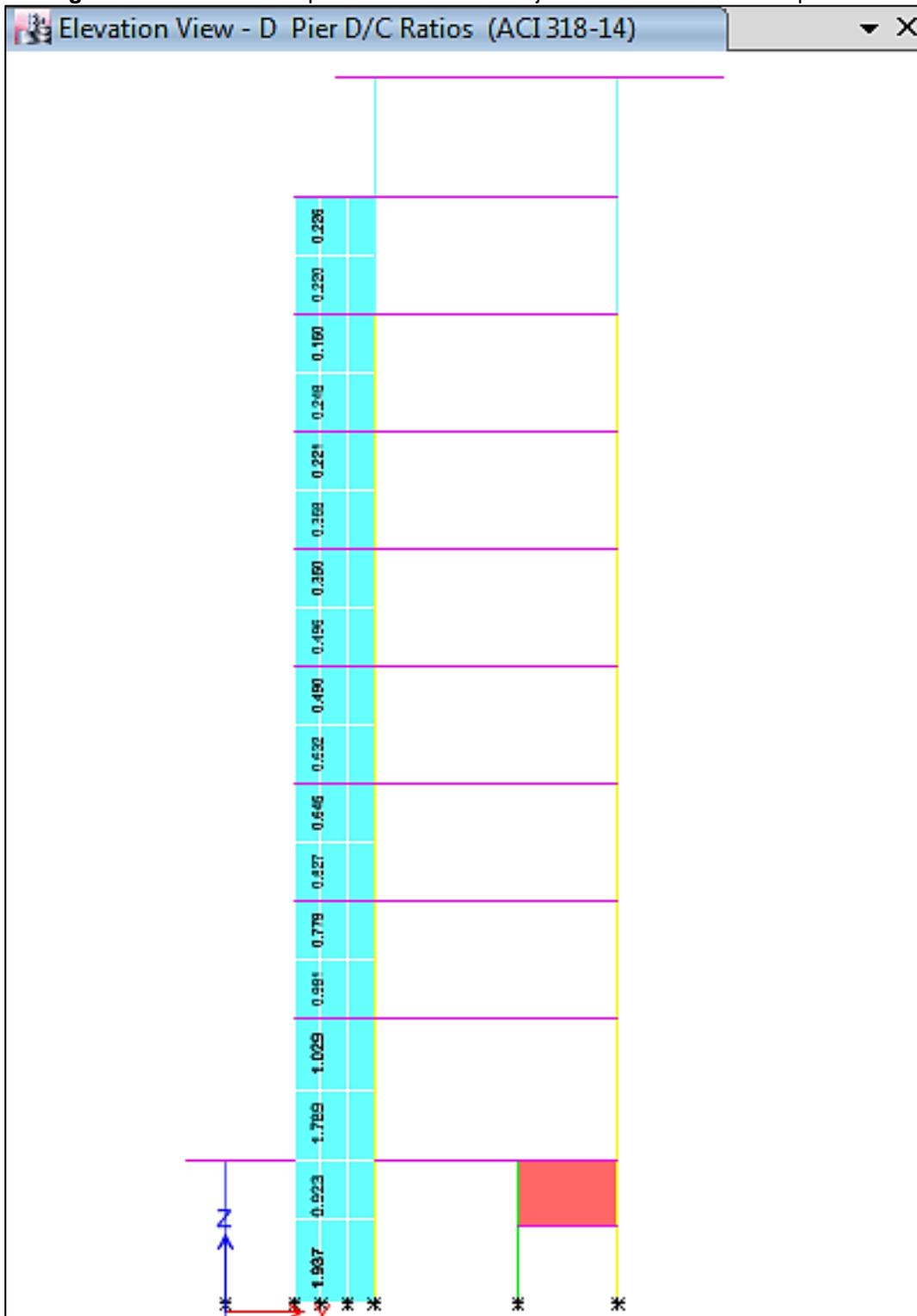
Para el chequeo de muros se presenta los pórticos más representativos. Los demás pórticos se pueden visualizar en el ANEXO IV y ANEXO VI.

Figura 3.45 Demanda-capacidad en muro del eje 2 del modelo con mampostería



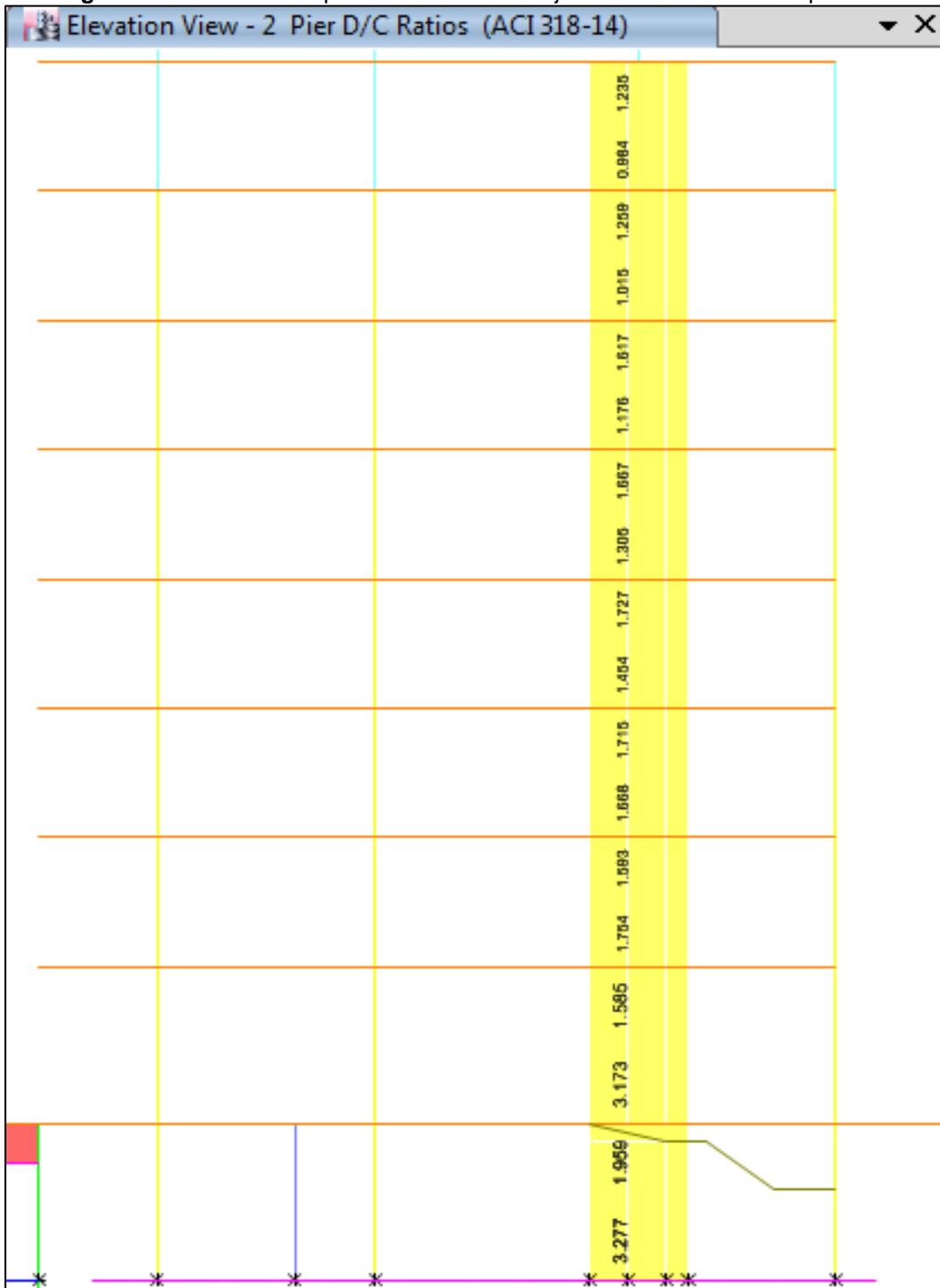
Elaborado por: Guerrero & Martínez

Figura 3.46 Demanda-capacidad en muro del eje D del modelo con mampostería



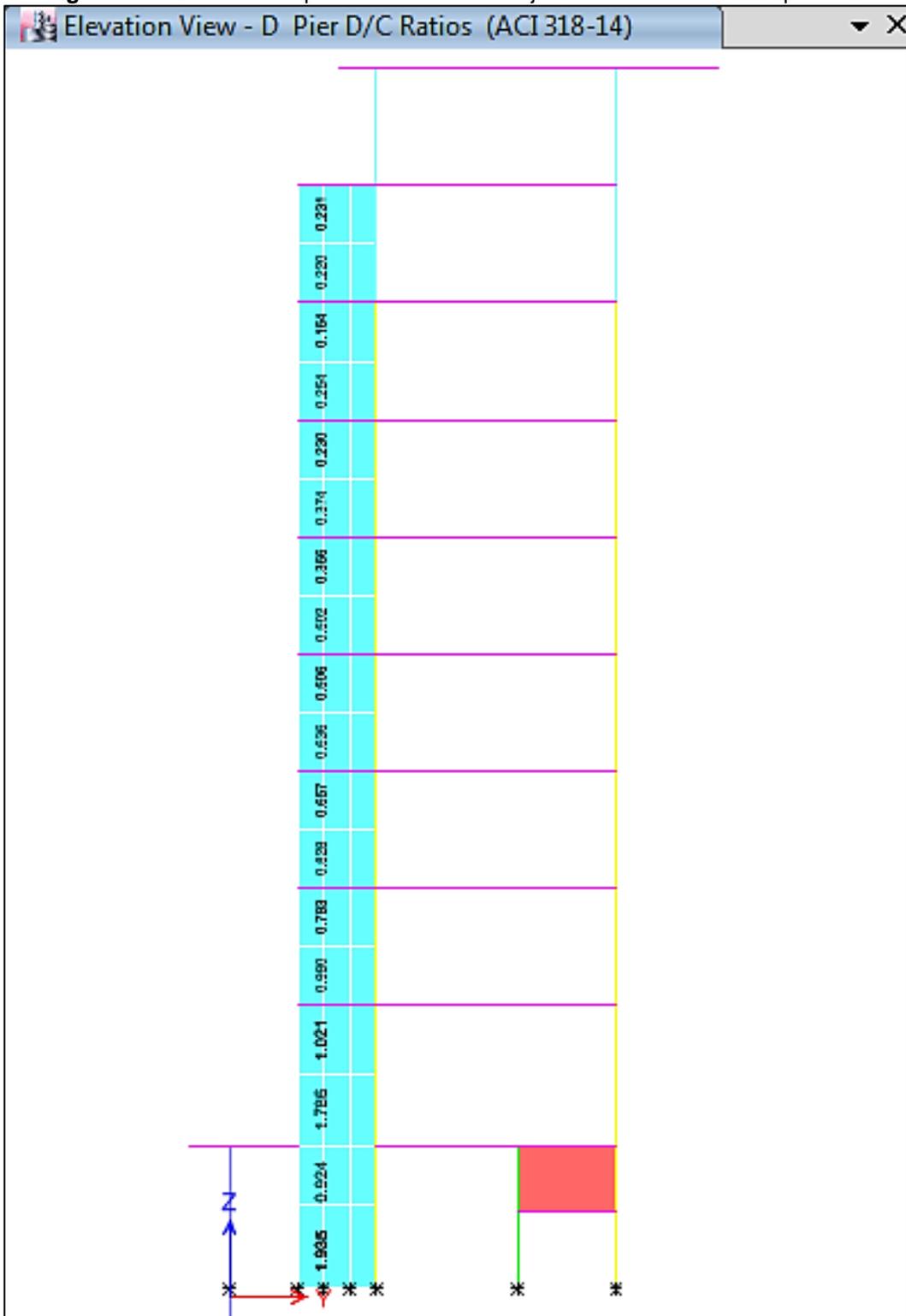
Elaborado por: Guerrero & Martínez

Figura 3.47 Demanda-capacidad en muro del eje 2 del modelo sin mampostería



Elaborado por: Guerrero & Martínez

Figura 3.48 Demanda-capacidad en muro del eje D del modelo sin mampostería

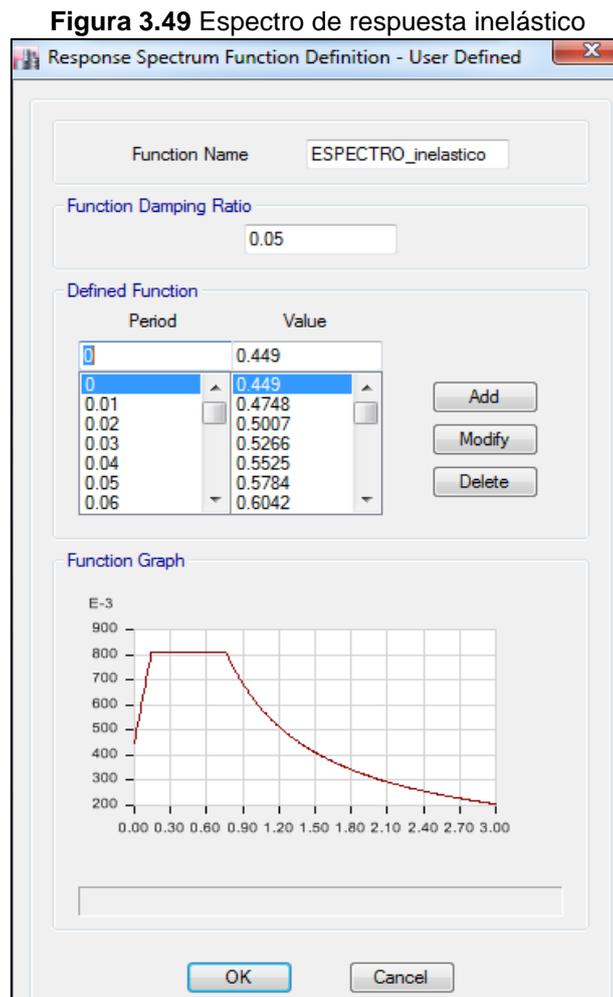


Elaborado por: Guerrero & Martínez

3.6.7. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Con un Análisis Modal Espectral se obtiene la respuesta máxima de la estructura, mediante el empleo de un espectro de respuesta o de diseño, que permite la superposición de las respuestas máximas de cada modo.

Se carga al programa Etabs los valores del espectro inelástico previamente calculados.



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Adicional, se definen los casos de cargas espectrales, en dirección **X** y en dirección **Y**, considerando el 100% de la gravedad para ambas direcciones.

Se verifica si hay que corregir el cortante basal dinámico para luego proceder con el análisis de derivas de la estructura incluida su mampostería.

Figura 3.50 Definición de carga espectral en dirección X

Load Case Data

General

Load Case Name: ESPECTRAL X [Design...]

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

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Masa dinámica)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO_inelast...	9.81*1.5913

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: CQC3

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

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

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

[OK] [Cancel]

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.51 Definición de carga espectral en dirección Y

Load Case Data

General

Load Case Name: ESPECTRAL Y [Design...]

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

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Masa dinámica)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTRO_inelast...	9.81*1.3885

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: CQC3

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

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

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

[OK] [Cancel]

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

3.6.7.1. Verificación del cortante basal dinámico

De acuerdo a la NEC_SE_DS (2015), el cortante basal obtenido por cualquier método dinámico no debe ser menor al:

- 85% del cortante basal obtenido por el método estático, en estructuras regulares
- 80% del cortante basal obtenido por el método estático, en estructuras irregulares

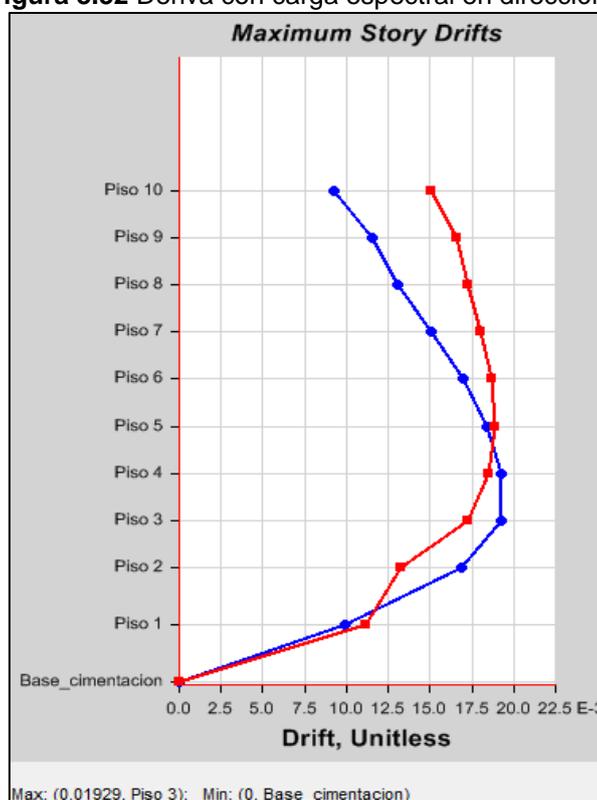
Tabla 3.33 Corrección del cortante basal dinámico

Cortante basal estático	Cortante basal dinámico	% del cortante basal estático	Cortante basal dinámico corregido	
Vx [t]	Vx [t]	Vx [t]	Fact. de corrección a multiplicar (x)	Vx [t]
2008.6740	1252.7508	62.37	1.60341	2008.67
Vy [t]	Vy [t]	Vy [t]	Fact. de corrección a multiplicar (y)	Vy [t]
1761.9953	1259.8522	71.50	1.39857	1761.99

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

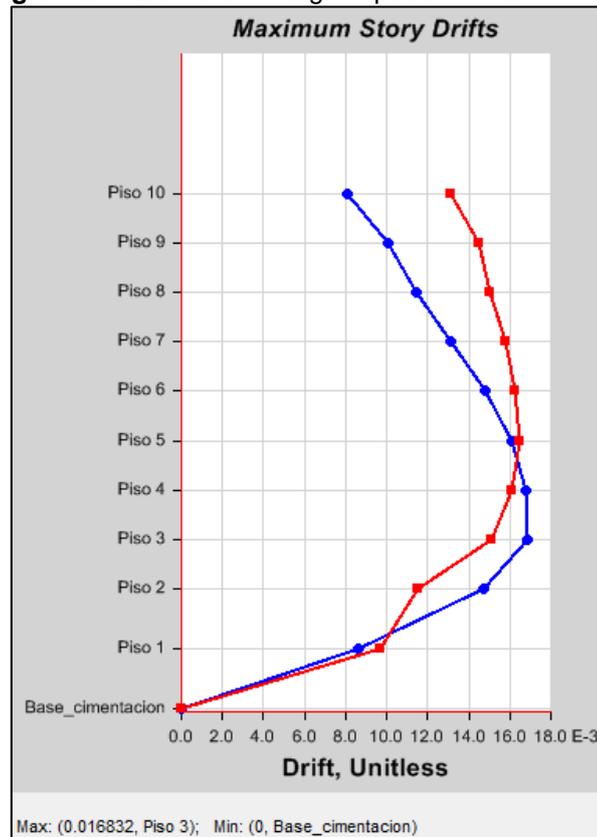
3.6.7.2. Control de derivas

Figura 3.52 Deriva con carga espectral en dirección X



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.53 Deriva con carga espectral en dirección Y



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Tabla 3.34. Derivas máximas obtenidas, modelo espectral

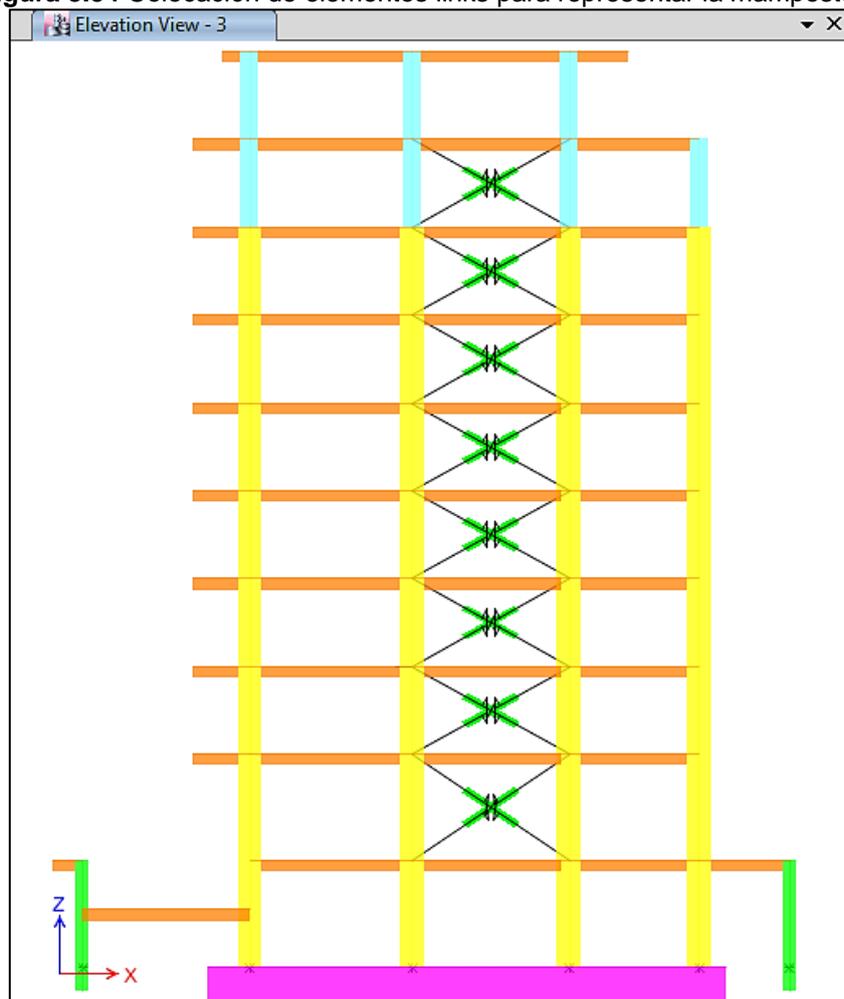
	Δ_E obtenida	$\Delta_M < 0.02$
Sismo en X	0.022279	no pasa
Sismo en Y	0.019441	ok

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

3.6.8. METODOLOGÍA NO LINEAL PARA MAMPOSTERÍA (MÉTODO DE PIVOT)

Para el análisis no lineal se tomó como referencia la propuesta de Cavaleri & Di Trapani (2014), en donde la mampostería es representada por dos puntales diagonales colocados en ambas direcciones del marco. Para incluir un comportamiento no lineal de la mampostería se define a los puntales como elementos multilinear plastic links y se considera el modelo de histéresis de Pivot simplificado el cual es adecuado para representar los pórticos rellenos de mampostería con arcilla a compresión. Los puntos de la curva histerética se determinan utilizando parámetros propios de la mampostería, y el ancho del puntal obtenido con la metodología de Holmes (1961) según la sección 3.6.3.1 del presente.

Figura 3.54 Colocación de elementos links para representar la mampostería



Elaborado por: Guerrero & Martínez

Figura 3.55 Configuración de las propiedades del elemento link y calibración de los periodos

Link/Support Directional Properties

Identification
 Property Name: Link_nolineal_mamposteria
 Direction: U1
 Type: MultiLinear Plastic
 NonLinear: Yes

Hysteresis Type and Associated Parameters
 Hysteresis Type: Pivot
 α_1 : 0 β_1 : 0 η : 0
 α_2 : 0.25 β_2 : 0

Linear Properties
 Effective Stiffness: 8320.5 tonf/m
 Effective Damping: 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location
 Distance from End-J: m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (mm)	Force (tonf)
1	-8.63	-3.19
2	-1.13	-4.55
3	-0.38	-3.5
4	0	0
5	1	0

Max: (0, 0); Min: (-1.13, -4.55)

Hysteresis Definition Diagram
 Pivot Hysteresis Model
 Action vs Deformation

OK Cancel

Modal Participating Mass Ratios

Case: 1 de 12 Reload Apply

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1	1.151	0.0068	0.6927	0	0.0068	0.6927
Modal	2	2	1.024	0.5847	0.0034	0	0.5914	0.6962
Modal	3	3	0.754	0.1296	0.0049	0	0.7211	0.701
Modal	4	4	0.302	0.0903	0.0047	0	0.8114	0.7057
Modal	5	5	0.258	7.923E-07	0.0001	0	0.8114	0.7058
Modal	6	6	0.251	0.0169	0.1483	0	0.8283	0.8542
Modal	7	7	0.212	0.0338	0.0188	0	0.8621	0.873
Modal	8	8	0.164	0.0381	0.004	0	0.9002	0.877
Modal	9	9	0.123	0.0155	0.0167	0	0.9156	0.8937
Modal	10	10	0.111	0.0296	8.606E-06	0	0.9452	0.8937
Modal	11	11	0.096	0.0043	0.0456	0	0.9495	0.9393
Modal	12	12	0.087	0.0015	0.0129	0	0.9511	0.9522

Elaborado por: Guerrero & Martínez

3.6.9. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL TIEMPO HISTORIA

En este análisis es necesario contar con registros sísmicos de la localidad donde se encuentra la edificación para generar acelerogramas que permitan evaluar la respuesta de la estructura.

En la ciudad de Bahía de Caráquez no existen registros sísmicos para este tipo de análisis, por lo que se debe acudir a la selección de registros nacionales e internacionales que requieren ser escalados para llegar a las condiciones sísmicas locales.

Para la selección de movimientos del suelo en un análisis dinámico Tiempo Historia el ASCE 7-16 (2016) establece utilizar como mínimo 11 registros, permitiendo obtener estimaciones más confiables de respuestas estructurales en el proceso computacional. Una ventaja de usar un mayor número de mociones es que si se encuentra una respuesta inaceptable en más de uno de los 11 movimientos, esto indica una probabilidad significativa que la estructura superará el colapso objetivo del 10% según los parámetros de aceptación.

3.6.9.1. Selección de Señales Sísmicas, Método ASCE 7-16 (2016)

Los registros de aceleraciones se descargaron de la base de datos de las siguientes instituciones:

- a) Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IGEPN), Ecuador:
www.igepn.edu.ec
- b) Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile (CSN), Chile:
evtdb.csn.uchile.cl.
- c) National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience (NIED), Japón: www.kyoshin.bosai.go.jp.
- d) Instituto Geofísico del Perú
<https://www.gob.pe/igp>

Para el proceso de selección se tomó como referencia el sismo del 16 de abril del 2016 y los parámetros locales de Bahía de Caráquez – Manabí considerados a continuación:

Tabla 3.35. Parámetros necesarios para selección de señales sísmicas

PARÁMETROS	
Régimen tectónico:	Falla de subducción
Dirección acelerogramas:	N-S y E-W
Distancia epicentral-estación:	170km
Magnitud cercana:	7.8 Mw
Profundidad:	20 km
Forma espectral:	(NEC, 2015)

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Preselección de los Registros

Como primer paso para la preselección y filtrado de registros según la sección C 16.2.2 del ASCE 7-16 (2016), se deben considerar parámetros importantes tales como:

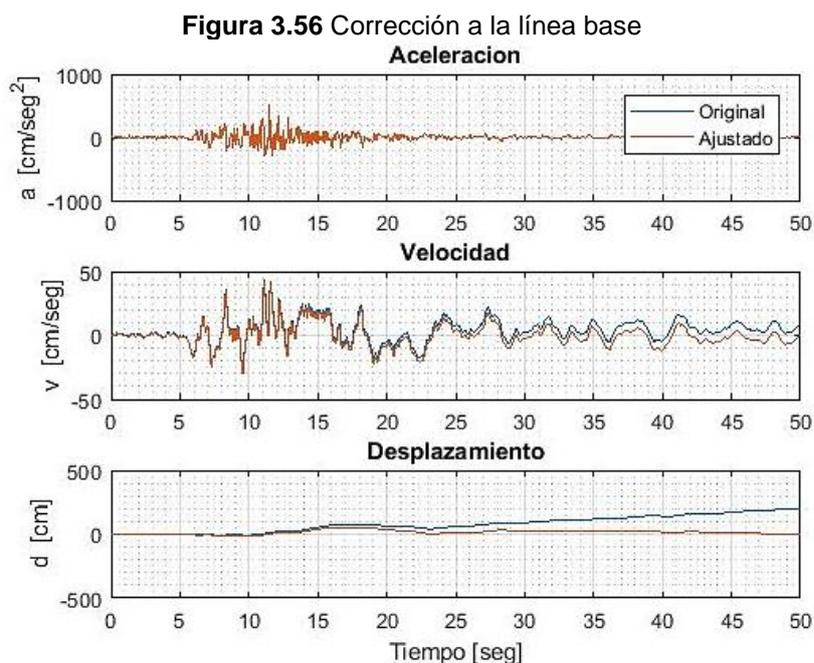
- **Mecanismo de origen:** tipo de falla tectónica de la región donde se encuentra ubicada la estructura.
- **Distancia del sitio al origen:** la distancia del epicentro a la estación de referencia (establecer un rango aproximado).
- **Magnitud:** uso de registros sísmicos con magnitudes cercanas o iguales a la magnitud del sismo referente (estas magnitudes se relacionan con la forma espectral resultante del evento sísmico).
- **PGA:** las aceleraciones en las direcciones seleccionadas serán iguales o aproximadas a los PGA del sismo referente.
- **Muestreo de período / frecuencia:** las grabaciones de movimiento de tierra son representaciones discretas de funciones continuas unimodales (la forma de la señal es semejante a una flecha). La frecuencia de muestreo para los datos registrados puede variar desde 0.001 segundo a 0.02 segundos.
- **Frecuencia utilizable del registro:** Los movimientos procesados tienen un rango de frecuencia utilizable; Es necesario verificar que las frecuencias utilizables del registro (después del filtrado) se adapten al rango de frecuencias importantes para la respuesta del edificio.

Tratamiento de Acelerogramas

Las señales registradas en los acelerómetros pueden estar afectadas por las propias características del instrumento de medición y las condiciones de campo (agentes externos) donde se encuentran ubicados, estas señales pueden presentar alteraciones de ruido de fondo y un desfase con respecto a la línea base. Razón por la que se debe dar un tratamiento de corrección y filtrado a los acelerogramas a fin obtener señales aproximadas a la realidad.

- **Corrección a la Línea Base o Corrección de Ceros**

Los valores de los acelerogramas pueden presentar desfases respecto a la línea de ceros (eje horizontal). Esto ocurre porque los acelerómetros no se encuentran correctamente nivelados en su emplazamiento, o bien porque el dispositivo mide aceleraciones de fuentes no sísmicas provocando una deriva de los datos respecto a la línea de base (Carreño et al, 1999). Aunque el error puede ser despreciable únicamente en aceleración, en velocidad y en desplazamiento ocurre que es muy significativo, ya que se contabiliza el área que hay entre la curva de aceleración y la línea de base, lo que implica que si no está corregida la aceleración, por integración la velocidad y el desplazamiento tampoco lo estarán (Carreño et al, 1999).



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Por medio del código de MATLAB® (Mora, 2019) mostrado en el ANEXO VII se ejecutarán regresiones lineales donde se permite encontrar la línea tendencia de los acelerogramas en cada sentido, y desplazarla de tal modo que coincida con el eje horizontal de ceros.

La Figura 3.56 muestra la señal original y ajustada del sismo **AMNT**. En las ilustraciones de aceleraciones la diferencia es mínima, pero en los gráficos de velocidad y de desplazamiento se aprecia con claridad el error y el desfase respecto al eje horizontal de ceros, es por ello que para análisis próximos es de suma importancia la corrección de los acelerogramas.

- **Filtrado de los Acelerogramas**

La corrección de los acelerogramas implica reducir el contenido de frecuencias causado por la repercusión que tiene el ruido sobre la señal. El ruido de fondo que presenta un acelerograma es provocado por los agentes externos y se puede considerar que el acelerograma registrado es una combinación entre una señal sísmica más el ruido (Carreño et al, 1999).

$$a(t) = s(t) + r(t) \quad \text{Ec. 3.15}$$

Siendo:

$a(t)$ = acelerograma sin corregir.

$s(t)$ = la señal sísmica, y

$r(t)$ = el ruido.

Según Carreño et al. (1999) el ruido que afecta a los registros sísmicos puede ser de dos tipos:

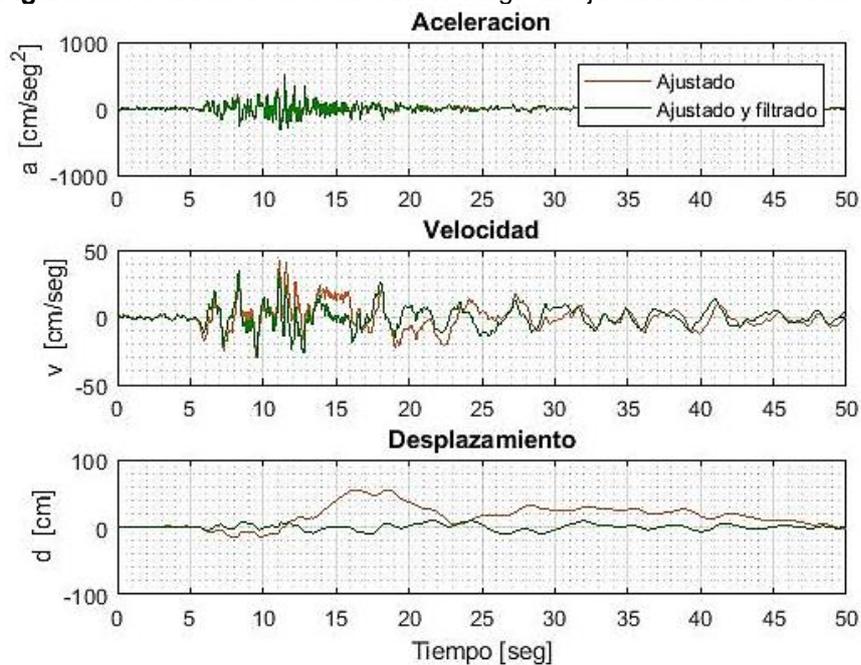
- a) Ruido de alta frecuencia: se ve representado en el acelerograma cuando los pulsos del ruido están por encima de una determinada banda de frecuencias generando valores que afectan a los picos del acelerograma, pero no al proceso de integración de los mismos.
- b) Ruido de baja frecuencia: tiene lugar cuando los pulsos captados se encuentran por debajo de la banda de frecuencias del dispositivo.

Este tipo de pulsos afecta el proceso de integración, ya que, al integrar la aceleración para obtener velocidad y desplazamiento, estamos calculando el área bajo la curva.

Al filtrar el ruido de un acelerograma se define un rango de frecuencias utilizables. Para ello, Carreño et al. (1999) sugiere aplicar filtros ideales con una función escalón.

El código en MATLAB® (Mora, 2019) mostrado en el ANEXO VII incorpora uno de los filtros más utilizados para registros sísmicos el “Filtro de Butterworth” por medio de la función butter, la cual se usó para corregir todos los acelerogramas.

Figura 3.57 Filtrado de la señal AMNT luego de ajustarse a la línea base.



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

- **Duración Significante (INTENSIDAD DE ARIAS)**

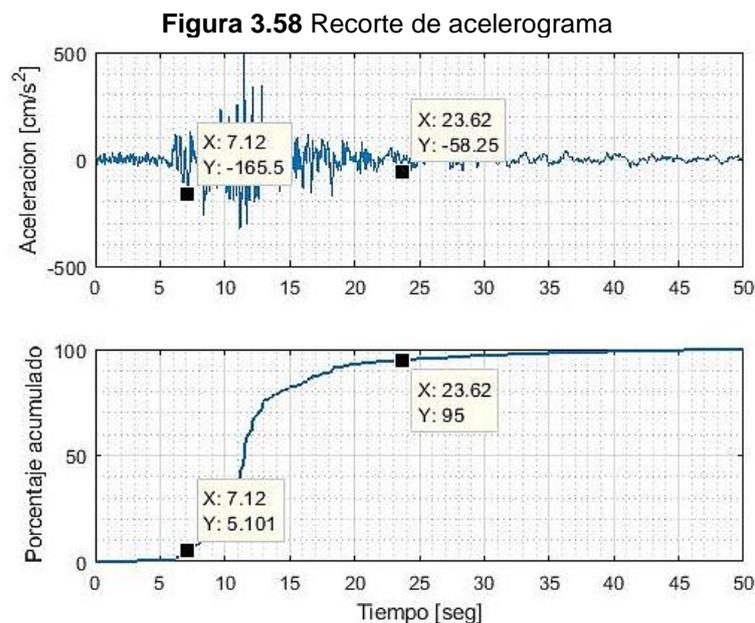
La energía liberada en un evento sísmico es medida por la intensidad de Arias, la cual se entiende como la duración significativa del intervalo de tiempo del evento sísmico en el que ocurre la máxima disipación de energía. Los valores de tiempo del intervalo se representan entre los instantes en los que se alcanza el 5% y el 95% del valor de la intensidad de Arias (Carreño et al, 1999) cuya integral es:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a^2(t) dt \quad \text{Ec. 3.16}$$

Siendo:

$a(t)$ = la historia temporal de aceleración.

t_f = tiempo total del registro.



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

La estación AMNT mediante la aplicación del concepto de la Integral de Arias obtuvo como intervalo significativo de intensidades con los siguientes valores: 7.12 para el 5% y 23.62 para el 95%. La ventaja de utilizar este rango de valores es que optimiza el tiempo de procesamiento en los paquetes computacionales a diferencia de usar la señal completa.

El código de MATLAB® (Mora, 2019) utilizado para considerar el rango significativo del registro se encuentra en el ANEXO VIII.

- **Proceso de Selección final**

Completado el proceso de preselección, se selecciona el conjunto final de registros de acuerdo con los siguientes criterios (ASCE 7-16, 2016).

- Forma espectral:** la forma del espectral de cada registro es importante ya que deberán aproximarse a la forma del espectro objetivo según el proceso escogido para este análisis.
- Periodo de la estructura:** según el periodo de la estructura se escoge de manera apropiada aquellas señales que tengan menos distancia para llegar a la línea del espectro objetivo.
- Factor de escala:** está aproximadamente en el 0.25 a 4.

Finalizado el proceso de selección, la siguiente tabla resume los registros seleccionados para este análisis:

Tabla 3.36. Registros de sismos seleccionados

ESTACIÓN	LUGAR	FECHA	MAGNITUD (Mw)	DISTANCIA (km)	PROFUNDIDAD (km)	PGA (cm/s ²)
APO1	Portoviejo, Ecuador	16/04/2016	7.8	168	20	373.07 (N)
						311.62 (E)
AMNT	Manta, Ecuador	16/04/2016	7.8	170	20	514.26 (N)
						397.12(E)
ICA2	Ica, Perú	15/08/2007	8	123	39	334.11 (N)
						272.21 (E)
IBR007	Nakaminato, Japón	11/03/2011	7.7	279	43	460.49 (N)
						469.92 (E)
GO07	Quellón, Chile	25/12/2016	7.6	124	30	344.91 (N)
						265.44 (E)
FSK007	Ohkuma, Japón	11/03/2011	9	184	24	613.96 (N)
						687.89 (E)
FSK001	Sohma, Japón	11/03/2011	9	174	24	615.40 (N)
						560.55 (E)
SANTIAGO-MAIPU	Santiago, Chile	27/02/2010	8.8	260	30.1	549.54 (N)
						478.60 (E)
GO04	Vivuña, Chile	16/09/2015	8.4	86	11	337.00 (N)
						233.10 (E)
LLOLLEO	Valparaiso, Chile	27/02/2010	8.8	262	30.1	546.62 (N)
						318.97 (E)
CONSTITUCIÓN	Constitución, Chile	27/02/2010	8.8	72	30.1	613.81 N)
						527.30 (E)

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

3.6.9.2. Escalamiento de Señales

Los registros escogidos no obedecen de manera exacta a las características y a los parámetros establecidos para la zona de estudio de la Tabla 3.35 antes mencionada, sin embargo, estos se encuentran ajustados a la línea base, filtrados y recortados, por lo que se puede proceder a escalar con el método explicado a continuación:

Cálculo de los Factores Escala

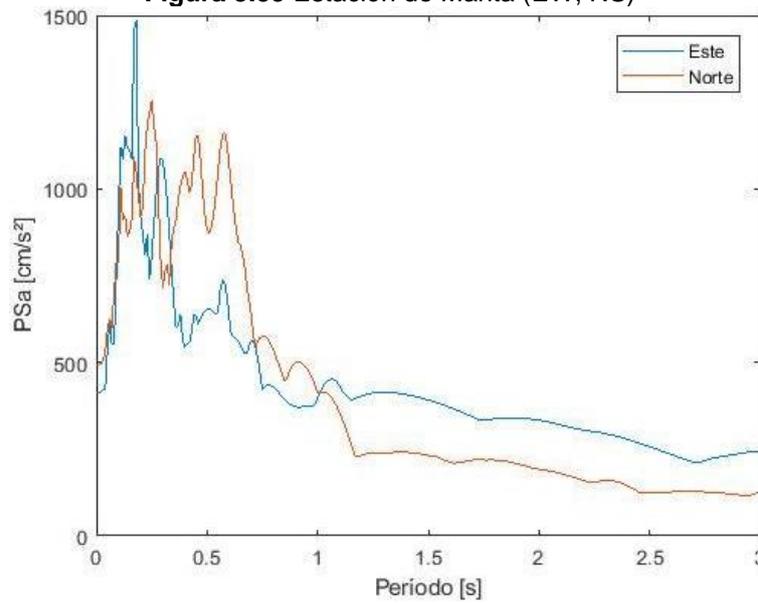
La sección C 16.2.3.2 del ASCE 7-16 (2016) considera el siguiente procedimiento para el escalamiento:

- Uso de once registros sísmicos cuyas características sean similares a los parámetros descritos para obtener el pseudo espectro de respuesta de cada acelerograma en ambas direcciones “x”, “y” considerando un amortiguamiento crítico del 5% según la NEC (2015).
- Se obtiene directamente el espectro de dirección máxima, en lugar de utilizar el método SRSS, este cambio se aplica para mantener la coherencia con el movimiento de tierra MCER que ahora se denomina como un movimiento de máxima dirección.

$$MCER = Máx (PSa_{N-S}, PSa_{E-W}) \quad \text{Ec. 3.17}$$

Se debe señalar que para determinar los espectros de respuesta en aceleración se aplica el Método de Newmark, el cual permite obtener la respuesta máxima de aceleración de un sistema amortiguado. La codificación de este método es facilitada por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional ver ANEXO IX. Para usar esta función es necesario tener acelerogramas filtrados y corregidos, conocer la frecuencia de la señal y el amortiguamiento del sistema en estudio ($\xi = 5\%$).

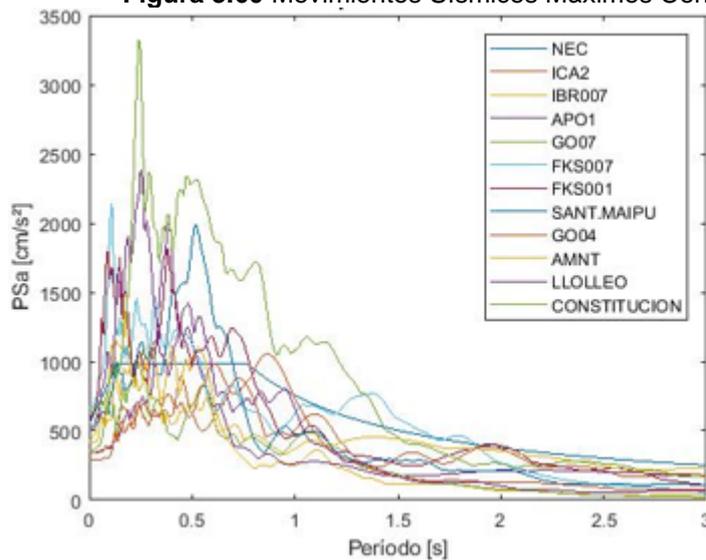
Figura 3.59 Estación de Manta (EW, NS)



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

De los espectros de aceleración en la dirección E-W y N-S se toma como ejemplo la estación AMNT, donde se procede a escoger la máxima dirección en el periodo promedio en “x”, “y” del mismo modo se lo hace para cada una de las estaciones seleccionadas para este escalamiento y se obtiene las señales máximas denominadas en adelante espectros MCER las cuales se presentan a continuación:

Figura 3.60 Movimientos Sísmicos Máximos Considerados, MCER



ESTACIÓN	MCER Máximo
ICA2	E
IBR007	E
AP01	E
GO07	N
FSK007	E
FSK001	N
SANTIAGO-MAIPU	E
GO04	N
AMNT	E
LLOLLEO	N
CONSTITUCION	N

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

- Cálculo del factor de Corrección S_1 , este factor es calculado con el promedio de los periodos en la dirección traslacional su función es que los espectros de cada registro sean cercanos al espectro objetivo, lo que indica que no es un factor escala total.

$$S_1 = \frac{NEC_{avg}}{MCER} \quad \text{Ec. 3.18}$$

$$S_1 = [1.11, 1.95, 2.50, 1.43, 1.01, 1.29, 1.39, 1.38, 1.61, 1.68, 0.60]$$

Previo a obtener los valores S_1 se debe contar con los siguientes datos:

- Promedio del periodo de la estructura en ambas direcciones.

$$T_{avg} = \frac{1}{2}(T_X + T_Y) \quad \text{Ec. 3.19}$$

Para el escalamiento se considera del modelo los periodos traslacionales en dirección, los cuales son: $T_x = 1.02$ (s) y $T_y = 1.15$ (s).

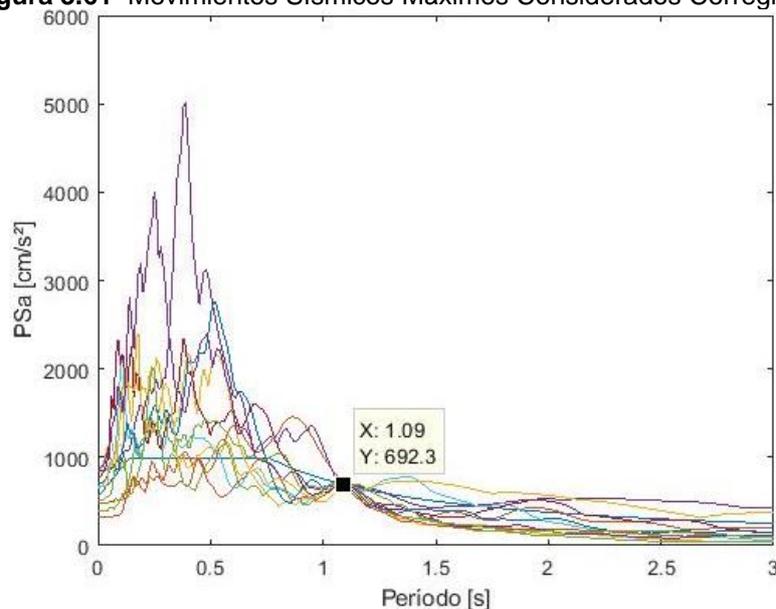
$$T_{avg} = 1.09 \text{ (s)}$$

- Obtener el valor de la ordenada del espectro objetivo según el periodo promedio.

$$NEC_{avg} = 692.3 \text{ cm/s}^2$$

- Cálculo del espectro $MCER$. S_1

Figura 3.61 Movimientos Sísmicos Máximos Considerados Corregidos



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

- Definición de periodos, la sección C 16.2.3.1 del ASCE 7-16 (2016) define un nuevo rango de valores para escalar los movimientos del terreno.
 - a. El período límite inferior se establecerá de tal manera que el rango del período incluya al menos el número de modos elásticos necesarios para lograr una participación en masa del 90% en cada dirección horizontal principal. El período límite inferior no deberá exceder el 20% (0.2T) del período más pequeño de primer modo para las dos direcciones horizontales principales de respuesta.

$$T_{inf} = 0.2 \cdot T_{avg} \text{ (s)} \quad \text{Ec. 3.20}$$

$$T_{inf} = 0.218 \text{ (s)}$$

- b. El período límite superior se ha elevado de 1.5T a 2.0T, donde T se redefine como el promedio de los periodos fundamentales de traslación del edificio. Este aumento en el período límite superior también se basa en investigaciones recientes, que han demostrado que el límite de 1.5T es demasiado bajo para evaluar los edificios con armazón dúctil sujetos a movimientos MCER (Haselton & Baker, 2006).

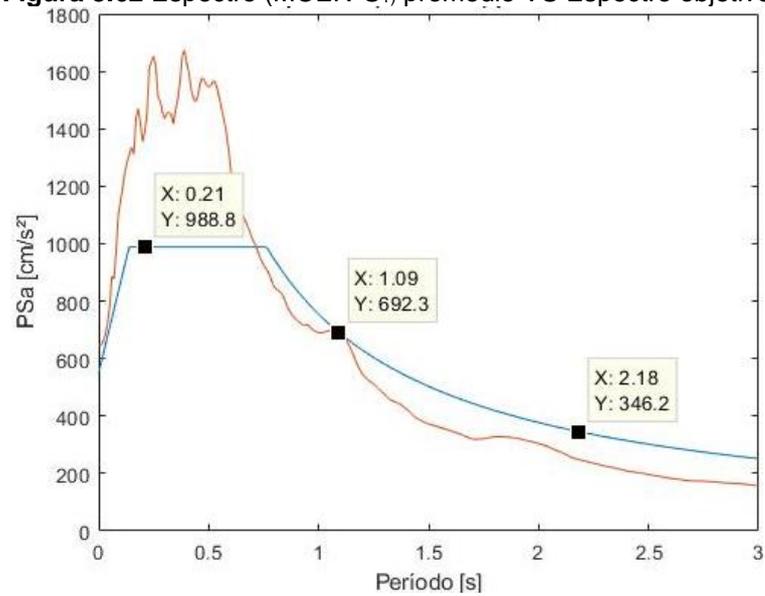
$$T_{sup} = 2.0 \cdot T_{avg} \text{ (s)} \quad \text{Ec. 3.21}$$

$$T_{sup} = 2.18 \text{ (s)}$$

En el análisis no lineal, la respuesta de tiempo-historia se anticipa con una mayor respuesta inelástica en el nivel de movimiento del suelo en comparación con el espectro de diseño, por lo que el límite inferior se calcula para capturar una respuesta de modo superior, y el límite superior para los efectos de alargamiento del período, los cuales serán utilizados para obtener las gráficas del espectro promedio, las relaciones espectrales y finalmente obtener los factores de escala requeridos en este análisis. Se detalla el siguiente proceso.

- Cálculo del espectro promedio *MCER*. $S_{1avg} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (MCER \cdot S_{1i})$

Figura 3.62 Espectro (MCER*S₁) promedio VS Espectro objetivo



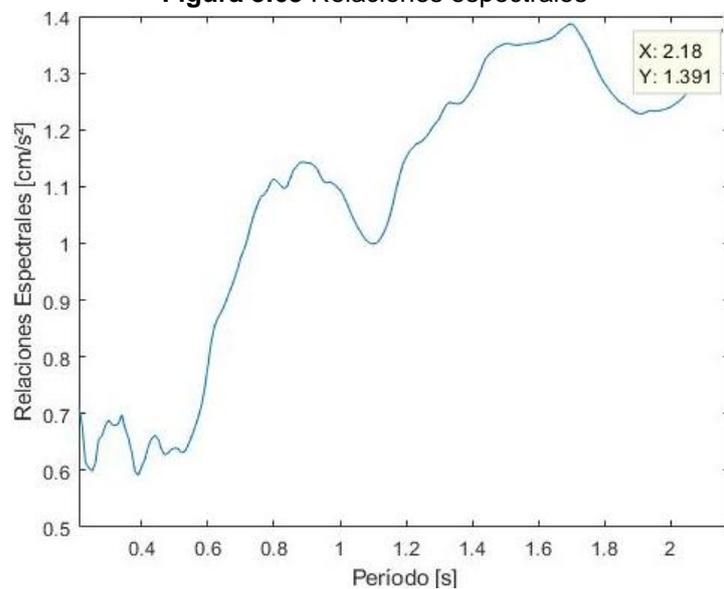
Elaborado por: Guerrero & Martínez.

- Cálculo de la razón entre las ordenadas del espectro objetivo y las ordenadas del espectro escalado promedio.

$$r = \frac{NEC}{MCER.S_{1avg}}$$

Ec. 3.22

Figura 3.63 Relaciones espectrales



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

- Obtención de $SF2 = máx(r)$

$$SF2 = 1.391$$

- Cálculo del factor final de escala para los registros sísmicos elegidos

$$SF = S_1 \cdot SF2$$

Ec. 3.23

$$SF = [1.55, 2.71, 3.48, 1.99, 1.41, 1.79, 1.93, 1.92, 2.24, 2.33, 0.84]$$

Considerando las recomendaciones del ASCE 7-16 (2016) los factores calculados están dentro del rango limitante de 0.25 a 4, por lo que se puede decir que la selección de las mociones fue adecuada y cuyas estimaciones son confiables y aceptables.

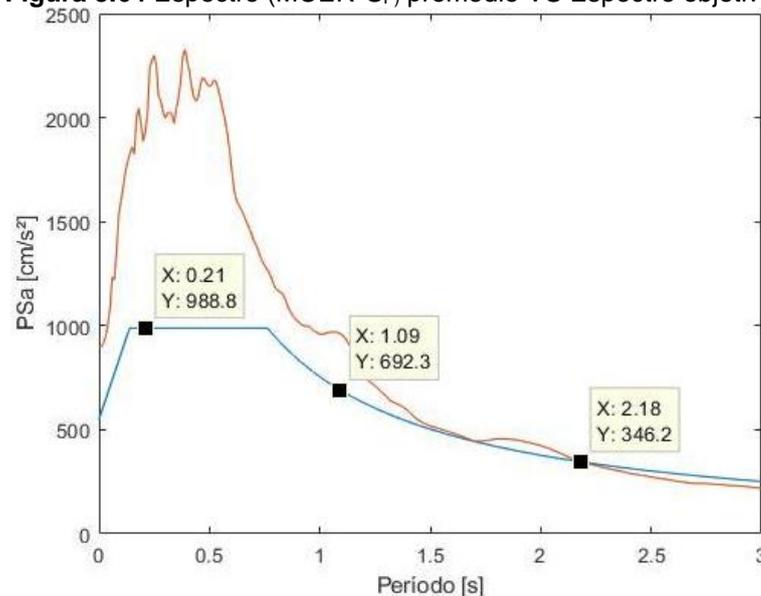
- Cálculo del espectro promedio $MCEP \cdot S_{Favg} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (MCEP \cdot SF_i)$

Este último procedimiento abarca recomendaciones importantes para verificar que el procedimiento de escalamiento se efectuó con calidad.

El ASCE 7-16 (2016) recomienda generalmente que “el espectro promedio debe caer por encima del espectro objetivo”, si este enfoque no se ajusta al resultado final del escalamiento se puede reemplazar con las siguientes consideraciones:

- El espectro promedio "coincide con el espectro objetivo", y
- El espectro promedio no cae por debajo del 90% del espectro objetivo para cualquier período dentro del período de interés (cambio realizado para eliminar el conservadurismo asociado con el espectro promedio).

Figura 3.64 Espectro ($MCEP \cdot S_F$) promedio VS Espectro objetivo



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Considerando los criterios anteriormente mencionados, el espectro promedio se encuentra por encima del espectro objetivo dentro del rango de periodos establecidos, lo que significa que el proceso de escalamiento en términos secuenciales está correcto y el código se encuentra adjunto en el ANEXO X.

Dicho esto, a continuación, se presenta el resumen de los registros con los valores de PGA sin escalar y ya escalados.

Tabla 3.37 Registros sísmicos sin escalar y escalados

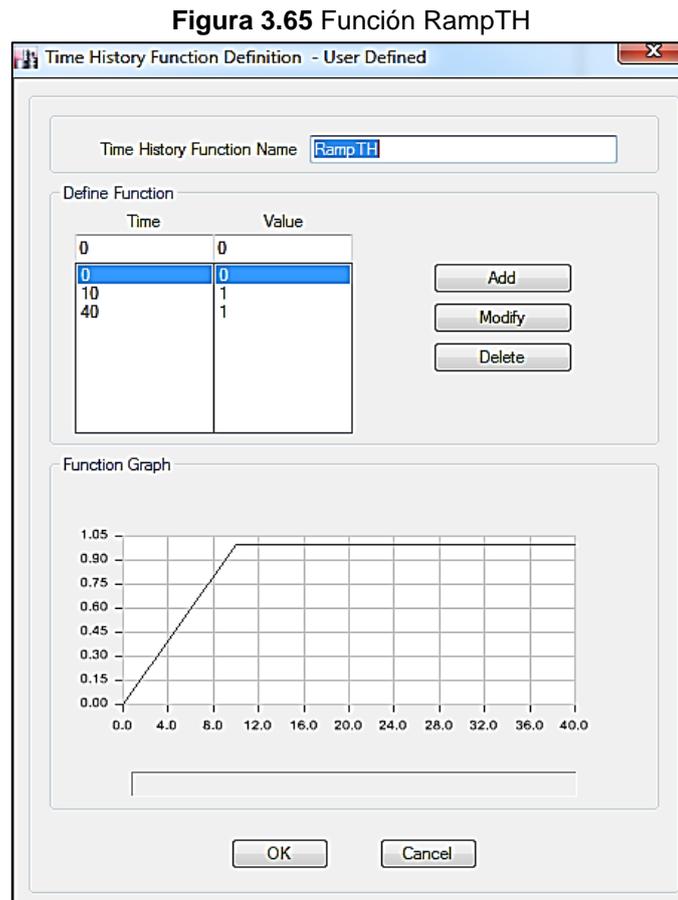
ESTACIÓN	PGA (cm/s ²)	PGA (cm/s ²)
	sin escalar	Escalado
APO1	373.07 (N)	1298.28 (N)
	311.62 (E)	1084.44 (E)
AMNT	514.26 (N)	1151.94 (N)
	397.12(E)	889.55 (E)
ICA2	334.11 (N)	517.87 (N)
	272.21 (E)	421.93 (E)
IBR007	460.49 (N)	1247.93 (N)
	469.92 (E)	1273.48 (E)
GO07	344.91 (N)	686.37 (N)
	265.44 (E)	528.23 (E)
FKS007	613.96 (N)	865.68 (N)
	687.89 (E)	969.92 (E)
FKS001	615.40 (N)	1101.57 (N)
	560.55 (E)	1003.38 (E)
SANTIAGO-MAIPU	549.54 (N)	1060.61 (N)
	478.60 (E)	923.70 (E)
GO04	337.00 (N)	643.67 (N)
	233.10 (E)	445.22 (E)
LLOLLEO	546.62 (N)	1273.62 (N)
	318.97 (E)	743.20 (E)
CONSTITUCIÓN	613.81 N)	515.60 (N)
	527.30 (E)	442.93 (E)

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

3.6.9.3. Casos de cargas para el análisis no lineal Tiempo Historia

a) Cargas Gravitacionales

Dado que ETABS no considera de forma predeterminada las cargas permanentes, se crea una función Tiempo-Historia tipo “RAMP” la cual representará la aplicación de cargas gravitacionales en el modelo.



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

La función RAMP transforma las cargas estáticas en dinámicas y se establece en valores menores e iguales a 1 y el tiempo máximo por recomendaciones (CSI, 2012) está entre 10 – 20 segundos.

A continuación, se definen dos casos de cargas gravitacionales, de acuerdo al ASCE 41-17 (2017).

Carga por gravedad esperada con carga viva.

$$1.0 \cdot D \pm 0.5 \cdot L$$

Ec. 3.24

Carga por gravedad esperada sin carga viva.

$$1.0 \cdot D$$

Ec. 3.25

Figura 3.66 Casos de carga gravitacional con carga viva

Load Case Data

General

Load Case Name: Cargas Gravitacional_al [Design...]

Load Case Type/Subtype: Time History / Nonlinear Modal (FNA) [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Masa dinámica)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	Dead	RampTH	1
Load Pattern	Sobrecarga muerta	RampTH	1
Load Pattern	Live	RampTH	0.5
Load Pattern	Cubieta	RampTH	0.5

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 100

Output Time Step Size: 0.2 sec

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

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.67 Casos de carga gravitacional sin carga viva

Load Case Data

General

Load Case Name: Cargas Gravitacional_b [Design...]

Load Case Type/Subtype: Time History [Nonlinear Modal (FNA)] [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Masa dinámica)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	Dead	RampTH	1

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 100

Output Time Step Size: 0.2 sec

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

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

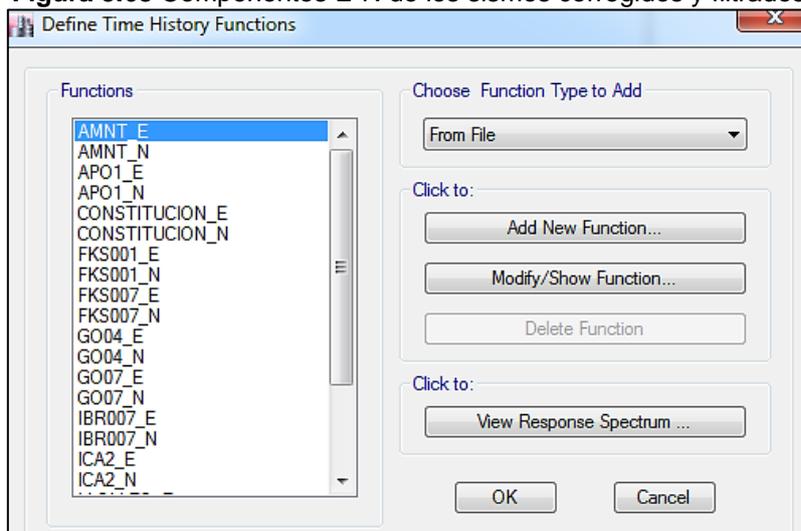
[OK] [Cancel]

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

b) Caso de Carga Dinámica

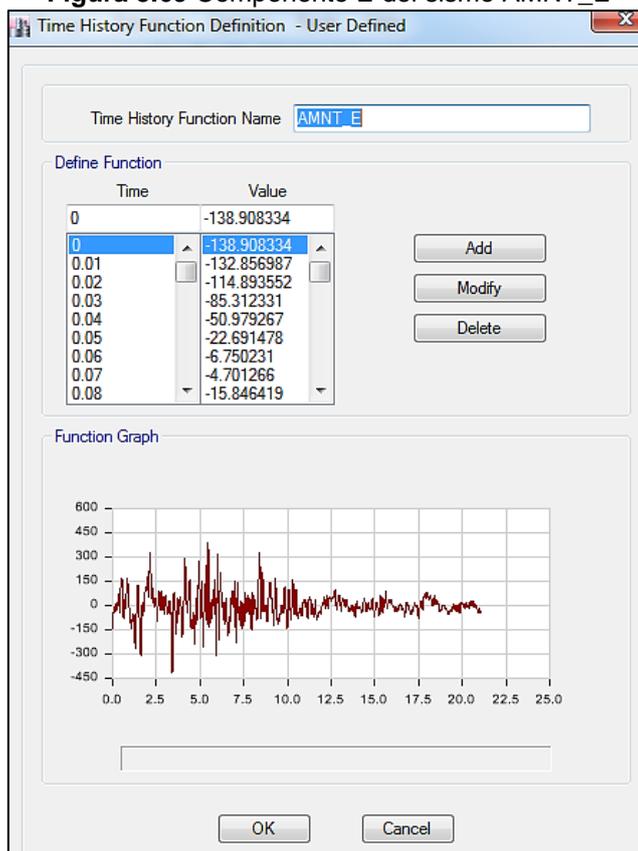
La carga dinámica se representa mediante registros acelerográficos ya escalados. El código ASCE 7-16 (2016) sección 16.2.4, establece que, para representar en el modelo los registros cada par de componentes horizontales serán ortogonales. Dicho esto, se crean los casos de carga **a** (E-W es la dirección U_1 ; N-S la dirección U_2), y la carga **b** (E-W es la dirección U_2 ; N-S la dirección U_1) tal y como se muestra en la Figura 3.70 y Figura 3.71. Adicional, cada factor de escala se multiplica por 0.01 para tener unidades m/s^2 .

Figura 3.68 Componentes E-N de los sismos corregidos y filtrados



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.69 Componente E del sismo AMNT_E



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.70 Caso de carga por sismo AMNT_a

Load Case Data

General

Load Case Name: AMNT_a [Design...]

Load Case Type/Subtype: Time History | Nonlinear Modal (FNA) [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Masa dinámica)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: Carga Gravitacional

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	AMNT_E	2.2443*0.01
Acceleration	U2	AMNT_N	0.02

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 2104

Output Time Step Size: 0.01 sec

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

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.71 Caso de carga por sismo AMNT_b

Load Case Data

General

Load Case Name: AMNT_b [Design...]

Load Case Type/Subtype: Time History | Nonlinear Modal (FNA) [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Masa dinámica)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: Carga Gravitacional

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	AMNT_N	2.2443*0.01
Acceleration	U2	AMNT_E	0.02

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 2104

Output Time Step Size: 0.01 sec

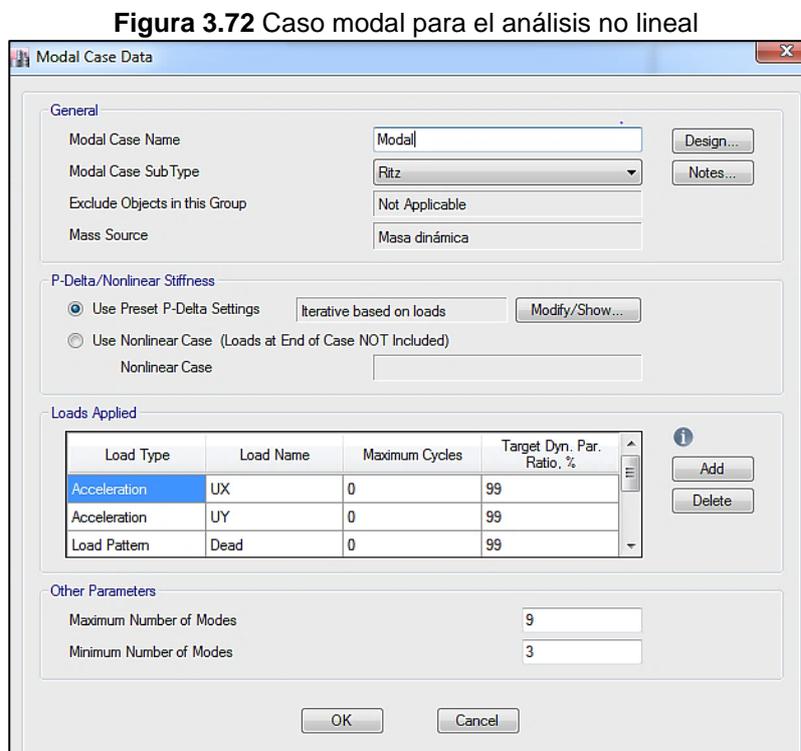
Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Para el análisis no lineal Tiempo Historia se configura el caso modal con los vectores Ritz, Figura 3.72, ya que a diferencia de los vectores Eigen, permiten una ejecución más eficiente del análisis dinámico con buenos resultados.



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

3.6.9.4. Asignación de rótulas plásticas

Cuando se realiza un modelo no lineal es necesaria la asignación de rótulas plásticas en los elementos estructurales, para redistribuir los esfuerzos que han superado el momento de agrietamiento hacia elementos cercanos a dichas rótulas. Este proceso de redistribución de momentos permite a la estructura incursionar en el rango plástico.

Paulay & Priestley (1992) proponen la siguiente ecuación para ubicar las rótulas plásticas en elementos estructurales, la cual está en función de la longitud del elemento (L), el diámetro de la varilla con mayor área (dv) y el esfuerzo de fluencia del acero (fy).

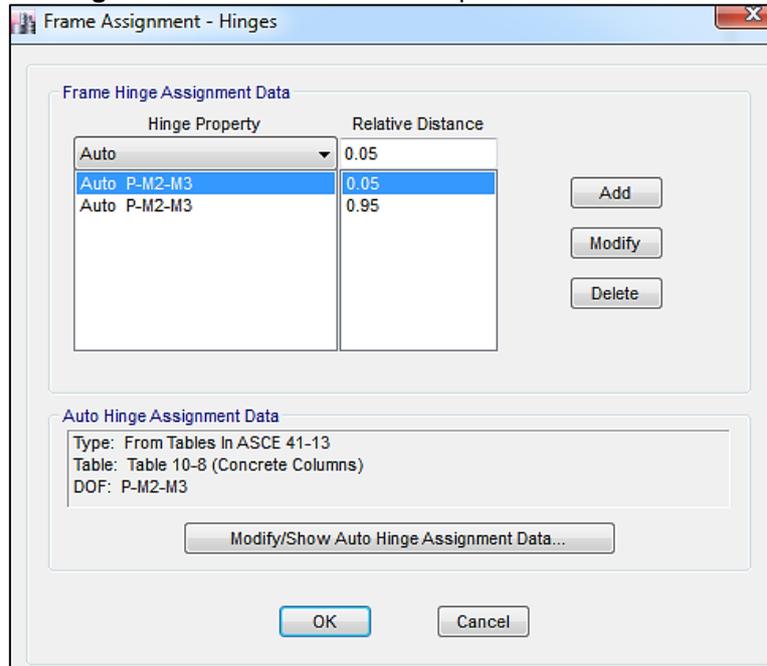
$$L_p = 0.008 \cdot L + 0.022 \cdot dv \cdot fy \quad \text{Ec. 3.26}$$

Puesto que se tiene longitudes variables de columnas y vigas, se definen rótulas a una distancia del 5% y 95% de la longitud de cada elemento.

- **Columnas**

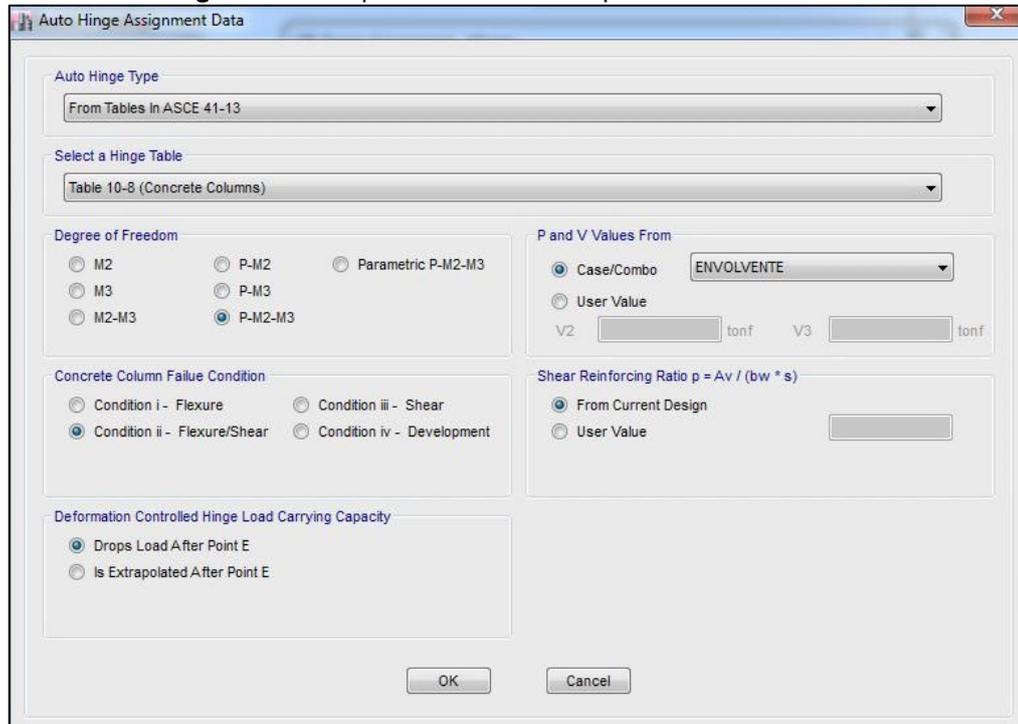
Las rótulas plásticas en columnas se modelan como elementos que trabajan a flexo-compresión.

Figura 3.73 Distancia de rótulas plásticas en columnas



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.74 Propiedades de rótulas plásticas en columnas



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

- **Vigas**

Se definen rótulas plásticas en vigas considerando que en estos elementos predomina la flexión y tienen un comportamiento dúctil.

Figura 3.75 Distancia de rótulas plásticas en vigas

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0.05
Auto M3	0.05
Auto M3	0.95

Auto Hinge Assignment Data
 Type: From Tables In ASCE 41-13
 Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
 DOF: M3

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.76 Propiedades de rótulas plásticas en vigas

Auto Hinge Type: From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom: M2 M3

V Value From: Case/Combo ENVOLVENTE User Value V2 tonf

Transverse Reinforcing: Transverse Reinforcing is Conforming

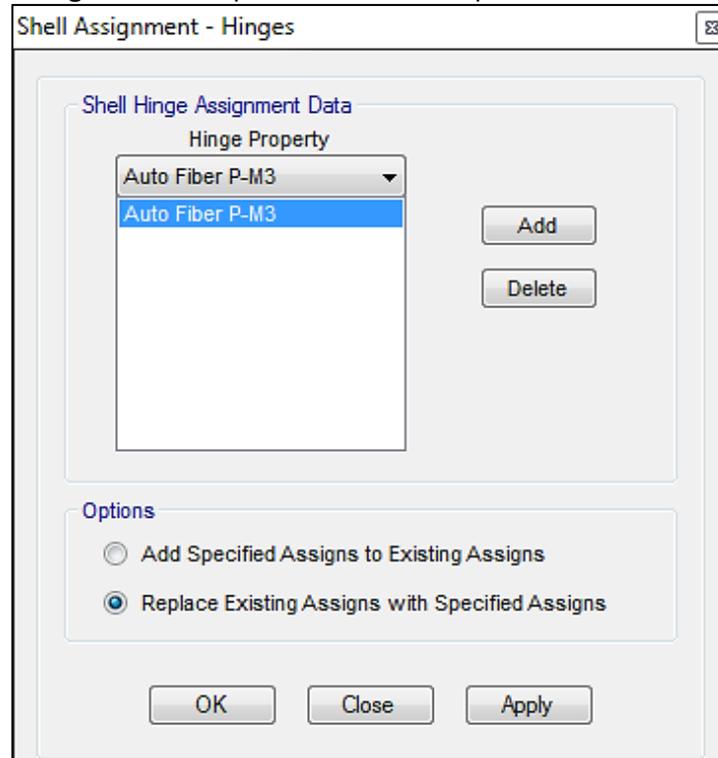
Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced: From Current Design User Value (for positive bending)

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

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

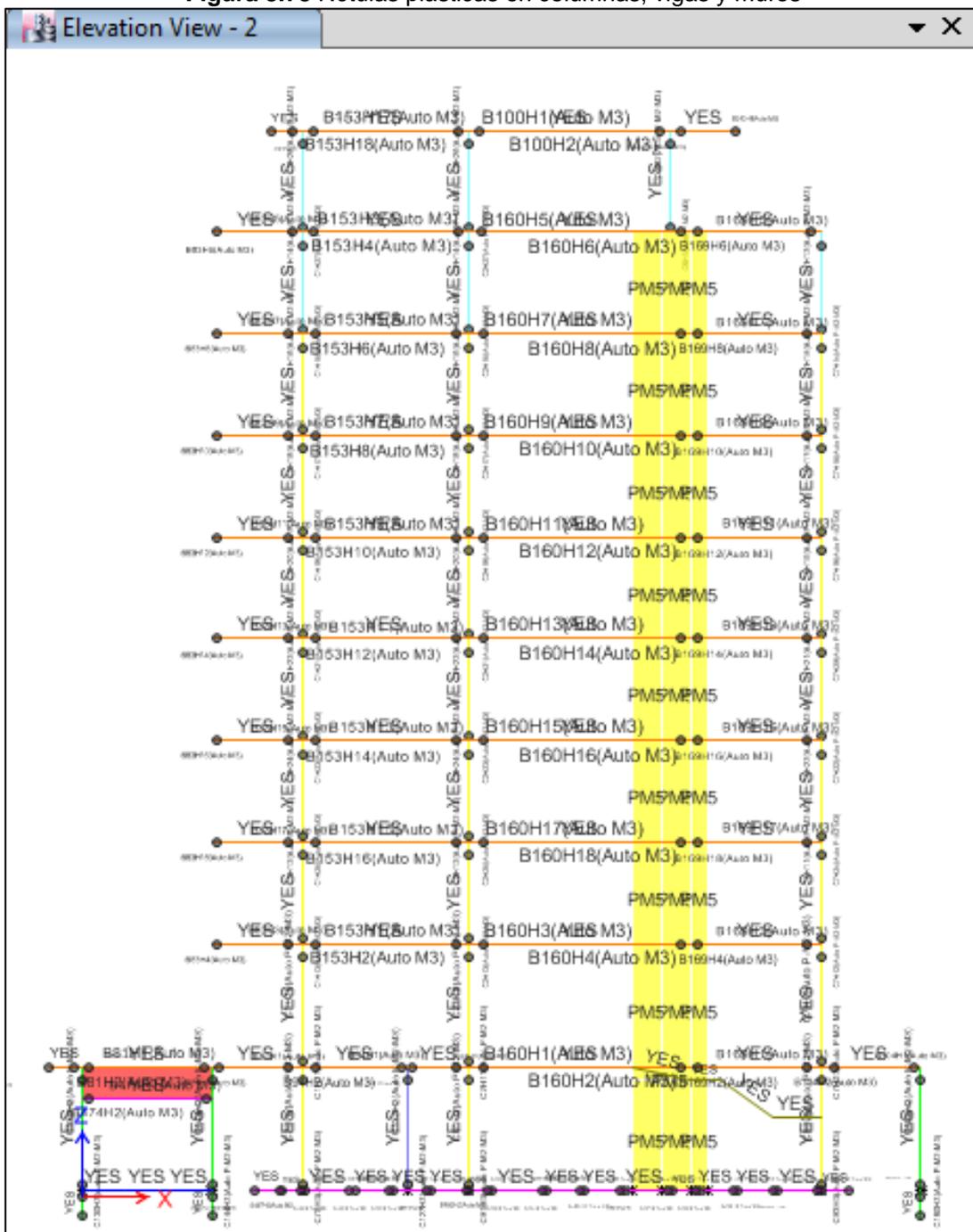
- Muros

Figura 3.77 Propiedades de rótulas plásticas en muros



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 3.78 Rótulas plásticas en columnas, vigas y muros



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. MODELO LINEAL

Dentro del análisis estático lineal, se evidencia que los períodos son poco influenciados por la presencia de la mampostería, ya que la estructura presenta una mínima rigidez sólo en la dirección donde se modeló la mampostería.

Se obtiene una participación de masa modal superior al 90% en el modo 12 para ambas direcciones (X; Y), cumpliendo con la (NEC, 2015) y permitiendo a la estructura un buen comportamiento ante cargas dinámicas.

Las derivas de piso en ambos modelos son mayores en la dirección corta del edificio, es decir, en la dirección Y. Adicional, estos valores de derivas están al límite del máximo valor de deriva inelástica permitido por la (NEC, 2015).

El chequeo de elementos estructurales, refleja lo siguiente:

- La cuantía de acero en columnas está en el rango del 1 al 2%, cumpliendo con el acero mínimo recomendado en el ACI-318. Mientras que, gran parte de las vigas tienen porcentajes de acero menor al 1%. En general, las secciones requieren más acero.
- Los valores de demanda-capacidad en columnas, son superiores a 1, por lo que la mayoría de estos elementos se encuentran sobre esforzados. Al contrario, gran parte de los muros estructurales presentan una relación demanda-capacidad inferior a 1. En consecuencia, la capacidad de columnas, vigas y ciertos muros no es suficiente para resistir la fuerza del sismo de diseño determinado según la NEC (2015).

Se ajustó el cortante basal dinámico, dado que, este era menor al 85% del cortante basal estático.

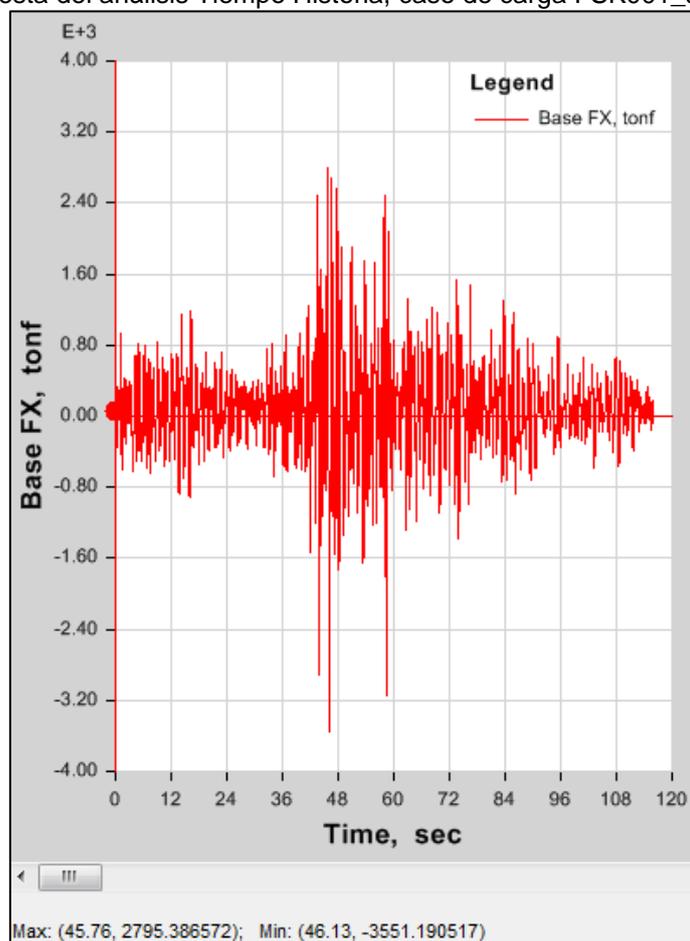
Las derivas de piso obtenidos con el análisis modal espectral también están al límite del valor de deriva máxima inelástica permitido (0.02).

4.2. MODELO DINÁMICO NO LINEAL

4.2.1. RESPUESTA DEL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA EN BASE AL CORTANTE BASAL

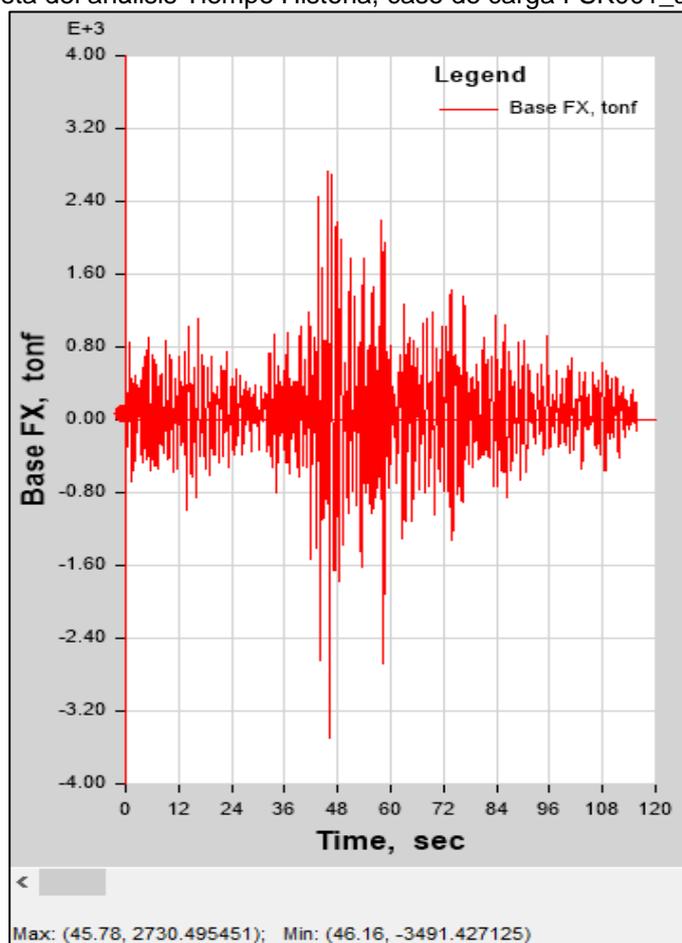
La Figura 4.1 y Figura 4.2 muestran el cortante basal máximo positivo y negativo en el tiempo para la estructura con mampostería (2795.39 t, 45.76 s; -3551.19 t, 46.13 s) y para la estructura sin mampostería (2730.49 t, 45.78 s; -3491.43 t, 46.16 s), en dónde se observa que para ambos modelos no existe variación en los tiempos tanto para los cortantes máximos positivos como para los negativos.

Figura 4.1 Respuesta del análisis Tiempo Historia, caso de carga FSK001_a, con mampostería



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 4.2 Respuesta del análisis Tiempo Historia, caso de carga FSK001_a, sin mampostería



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

4.2.2. CONTROL DE DERIVAS

Se obtienen las derivas máximas de piso con cada sismo analizado.

Tabla 4.1. Derivas máximas en dirección X, modelo con mampostería

Registro sísmico	Δ_M										$\Delta_M \text{ máx.} < 0.02$ NEC-15
	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	
AMNT_a	0.0082	0.0123	0.0149	0.0155	0.0152	0.0142	0.0128	0.0116	0.0106	0.0085	OK
AMNT_b	0.0091	0.0119	0.0121	0.0115	0.0118	0.0116	0.0110	0.0100	0.0093	0.0070	OK
APO1_a	0.0094	0.0146	0.0164	0.0162	0.0153	0.0140	0.0124	0.0109	0.0099	0.0087	OK
APO1_b	0.0069	0.0119	0.0142	0.0146	0.0143	0.0133	0.0119	0.0105	0.0095	0.0082	OK
CONSTITUCION_a	0.0060	0.0079	0.0087	0.0087	0.0089	0.0086	0.0079	0.0072	0.0067	0.0049	OK
CONSTITUCION_b	0.0120	0.0172	0.0194	0.0197	0.0194	0.0185	0.0172	0.0156	0.0145	0.0114	OK
FKS001_a	0.0112	0.0174	0.0191	0.0190	0.0182	0.0179	0.0173	0.0163	0.0154	0.0121	OK
FKS001_b	0.0107	0.0169	0.0198	0.0206	0.0204	0.0198	0.0188	0.0173	0.0161	0.0117	NO PASA
FKS007_a	0.0103	0.0135	0.0137	0.0131	0.0124	0.0115	0.0103	0.0092	0.0084	0.0075	OK
FKS007_b	0.0065	0.0100	0.0118	0.0121	0.0118	0.0113	0.0105	0.0095	0.0088	0.0066	OK
GO04_a	0.0115	0.0156	0.0173	0.0176	0.0173	0.0166	0.0155	0.0143	0.0134	0.0104	OK
GO04_b	0.0147	0.0207	0.0235	0.0242	0.0240	0.0230	0.0215	0.0196	0.0183	0.0144	NO PASA
GO07_a	0.0052	0.0084	0.0100	0.0107	0.0107	0.0102	0.0093	0.0083	0.0076	0.0059	OK
GO07_b	0.0104	0.0161	0.0184	0.0187	0.0184	0.0175	0.0160	0.0144	0.0133	0.0107	OK
IBR007_a	0.0090	0.0126	0.0134	0.0136	0.0134	0.0128	0.0119	0.0108	0.0099	0.0079	OK
IBR007_b	0.0043	0.0065	0.0068	0.0072	0.0073	0.0071	0.0065	0.0058	0.0052	0.0039	OK
ICA2_a	0.0080	0.0111	0.0122	0.0124	0.0123	0.0118	0.0111	0.0102	0.0095	0.0073	OK
ICA2_b	0.0049	0.0073	0.0083	0.0086	0.0085	0.0082	0.0076	0.0070	0.0065	0.0049	OK
LLOLLEO_a	0.0067	0.0099	0.0110	0.0110	0.0111	0.0108	0.0101	0.0092	0.0085	0.0067	OK
LLOLLEO_b	0.0097	0.0151	0.0175	0.0183	0.0183	0.0175	0.0161	0.0145	0.0133	0.0104	OK
SANT_MAIPU_a	0.0092	0.0150	0.0177	0.0184	0.0181	0.0168	0.0151	0.0132	0.0119	0.0104	OK
SANT_MAIPU_b	0.0083	0.0124	0.0139	0.0146	0.0148	0.0145	0.0136	0.0124	0.0115	0.0089	OK

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Tabla 4.2. Derivas máximas en dirección Y, modelo con mampostería

Registro sísmico	Δ_M										$\Delta_{M \text{ máx.}} < 0.02$ NEC-15
	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	
AMNT_a	0.0084	0.0104	0.0138	0.0145	0.0147	0.0143	0.0135	0.0125	0.0117	0.0093	OK
AMNT_b	0.0097	0.0123	0.0162	0.0170	0.0173	0.0171	0.0165	0.0155	0.0148	0.0120	OK
APO1_a	0.0106	0.0116	0.0140	0.0152	0.0159	0.0163	0.0163	0.0159	0.0157	0.0147	OK
APO1_b	0.0107	0.0151	0.0181	0.0190	0.0193	0.0192	0.0188	0.0181	0.0177	0.0161	OK
CONSTITUCION_a	0.0133	0.0165	0.0194	0.0203	0.0206	0.0205	0.0201	0.0195	0.0191	0.0176	NO PASA
CONSTITUCION_b	0.0105	0.0118	0.0135	0.0142	0.0144	0.0142	0.0138	0.0131	0.0126	0.0084	OK
FKS001_a	0.0144	0.0194	0.0274	0.0294	0.0301	0.0295	0.0279	0.0258	0.0241	0.0176	NO PASA
FKS001_b	0.0116	0.0151	0.0205	0.0222	0.0229	0.0227	0.0219	0.0205	0.0194	0.0152	NO PASA
FKS007_a	0.0115	0.0115	0.0123	0.0129	0.0131	0.0131	0.0129	0.0127	0.0124	0.0111	OK
FKS007_b	0.0125	0.0142	0.0176	0.0187	0.0190	0.0188	0.0182	0.0174	0.0169	0.0149	OK
GO04_a	0.0180	0.0195	0.0213	0.0223	0.0228	0.0228	0.0224	0.0217	0.0210	0.0169	NO PASA
GO04_b	0.0186	0.0201	0.0223	0.0233	0.0237	0.0234	0.0228	0.0219	0.0211	0.0163	NO PASA
GO07_a	0.0127	0.0127	0.0136	0.0145	0.0150	0.0151	0.0150	0.0146	0.0144	0.0136	OK
GO07_b	0.0071	0.0079	0.0101	0.0103	0.0099	0.0091	0.0088	0.0084	0.0081	0.0058	OK
IBR007_a	0.0070	0.0087	0.0113	0.0117	0.0117	0.0113	0.0107	0.0100	0.0095	0.0078	OK
IBR007_b	0.0090	0.0094	0.0112	0.0121	0.0126	0.0128	0.0127	0.0124	0.0122	0.0115	OK
ICA2_a	0.0079	0.0088	0.0099	0.0104	0.0105	0.0104	0.0101	0.0096	0.0092	0.0066	OK
ICA2_b	0.0082	0.0100	0.0117	0.0122	0.0124	0.0122	0.0118	0.0114	0.0111	0.0102	OK
LLOLLEO_a	0.0093	0.0123	0.0158	0.0171	0.0177	0.0177	0.0173	0.0165	0.0160	0.0137	OK
LLOLLEO_b	0.0097	0.0120	0.0151	0.0157	0.0155	0.0148	0.0146	0.0142	0.0139	0.0116	OK
SANT_MAIPU_a	0.0084	0.0105	0.0144	0.0152	0.0154	0.0154	0.0149	0.0141	0.0135	0.0106	OK
SANT_MAIPU_b	0.0110	0.0125	0.0149	0.0162	0.0169	0.0173	0.0173	0.0169	0.0167	0.0154	OK

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Tabla 4.3. Derivas máximas en dirección X, modelo sin mampostería

Registro sísmico	Δ_M										$\Delta_{M \text{ máx.}} < 0.02$ NEC-15
	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	
AMNT_a	0.0080	0.0128	0.0153	0.0157	0.0153	0.0141	0.0128	0.0116	0.0107	0.0081	OK
AMNT_b	0.0089	0.0120	0.0124	0.0117	0.0119	0.0117	0.0111	0.0101	0.0094	0.0069	OK
APO1_a	0.0093	0.0149	0.0166	0.0164	0.0154	0.0140	0.0123	0.0107	0.0097	0.0084	OK
APO1_b	0.0069	0.0122	0.0144	0.0148	0.0143	0.0132	0.0117	0.0102	0.0092	0.0078	OK
CONSTITUCION_a	0.0060	0.0079	0.0087	0.0088	0.0090	0.0086	0.0080	0.0073	0.0068	0.0049	OK
CONSTITUCION_b	0.0120	0.0174	0.0196	0.0199	0.0195	0.0186	0.0173	0.0158	0.0147	0.0112	OK
FKS001_a	0.0112	0.0176	0.0192	0.0191	0.0183	0.0182	0.0179	0.0170	0.0161	0.0121	OK
FKS001_b	0.0107	0.0171	0.0200	0.0207	0.0206	0.0202	0.0193	0.0178	0.0167	0.0116	NO PASA
FKS007_a	0.0102	0.0137	0.0140	0.0132	0.0125	0.0114	0.0102	0.0090	0.0082	0.0072	OK
FKS007_b	0.0064	0.0102	0.0120	0.0122	0.0121	0.0115	0.0107	0.0097	0.0090	0.0066	OK
GO04_a	0.0114	0.0159	0.0176	0.0178	0.0175	0.0168	0.0158	0.0146	0.0137	0.0104	OK
GO04_b	0.0146	0.0210	0.0238	0.0245	0.0242	0.0232	0.0217	0.0199	0.0185	0.0142	NO PASA
GO07_a	0.0051	0.0085	0.0102	0.0108	0.0108	0.0102	0.0094	0.0083	0.0076	0.0058	OK
GO07_b	0.0104	0.0165	0.0188	0.0190	0.0186	0.0176	0.0161	0.0145	0.0134	0.0104	OK
IBR007_a	0.0090	0.0128	0.0137	0.0137	0.0136	0.0130	0.0120	0.0109	0.0101	0.0078	OK
IBR007_b	0.0042	0.0066	0.0069	0.0073	0.0074	0.0071	0.0065	0.0058	0.0052	0.0038	OK
ICA2_a	0.0080	0.0113	0.0125	0.0127	0.0126	0.0121	0.0114	0.0105	0.0098	0.0073	OK
ICA2_b	0.0050	0.0075	0.0085	0.0087	0.0087	0.0084	0.0078	0.0072	0.0067	0.0049	OK
LLOLLEO_a	0.0066	0.0100	0.0111	0.0112	0.0114	0.0111	0.0103	0.0094	0.0087	0.0067	OK
LLOLLEO_b	0.0097	0.0154	0.0177	0.0183	0.0182	0.0174	0.0160	0.0144	0.0133	0.0101	OK
SANT_MAIPU_a	0.0091	0.0153	0.0180	0.0186	0.0181	0.0167	0.0148	0.0128	0.0115	0.0099	OK
SANT_MAIPU_b	0.0083	0.0126	0.0142	0.0149	0.0151	0.0147	0.0138	0.0126	0.0117	0.0088	OK

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Tabla 4.4. Derivas máximas en dirección Y, modelo sin mampostería

Registro sísmico	Δ_M										$\Delta_{M \text{ máx.}} < 0.02$ NEC-15
	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	
AMNT_a	0.0083	0.0104	0.0139	0.0147	0.0149	0.0145	0.0138	0.0127	0.0120	0.0093	OK
AMNT_b	0.0097	0.0123	0.0162	0.0171	0.0174	0.0172	0.0166	0.0157	0.0150	0.0121	OK
APO1_a	0.0106	0.0116	0.0140	0.0152	0.0160	0.0163	0.0163	0.0160	0.0158	0.0147	OK
APO1_b	0.0107	0.0151	0.0182	0.0191	0.0194	0.0194	0.0190	0.0183	0.0179	0.0162	OK
CONSTITUCION_a	0.0133	0.0165	0.0194	0.0203	0.0207	0.0206	0.0202	0.0196	0.0192	0.0176	NO PASA
CONSTITUCION_b	0.0106	0.0119	0.0137	0.0144	0.0146	0.0145	0.0141	0.0135	0.0129	0.0086	OK
FKS001_a	0.0144	0.0194	0.0276	0.0297	0.0305	0.0301	0.0287	0.0266	0.0249	0.0182	NO PASA
FKS001_b	0.0118	0.0152	0.0207	0.0225	0.0233	0.0232	0.0224	0.0210	0.0200	0.0155	NO PASA
FKS007_a	0.0117	0.0116	0.0124	0.0129	0.0131	0.0131	0.0130	0.0127	0.0124	0.0112	OK
FKS007_b	0.0125	0.0143	0.0177	0.0188	0.0191	0.0189	0.0183	0.0175	0.0169	0.0149	OK
GO04_a	0.0181	0.0196	0.0215	0.0225	0.0230	0.0230	0.0227	0.0220	0.0214	0.0171	NO PASA
GO04_b	0.0188	0.0202	0.0225	0.0235	0.0239	0.0237	0.0230	0.0221	0.0214	0.0165	NO PASA
GO07_a	0.0127	0.0127	0.0136	0.0145	0.0150	0.0151	0.0149	0.0146	0.0144	0.0136	OK
GO07_b	0.0072	0.0079	0.0102	0.0104	0.0100	0.0093	0.0088	0.0085	0.0082	0.0059	OK
IBR007_a	0.0071	0.0088	0.0114	0.0119	0.0118	0.0115	0.0109	0.0102	0.0097	0.0078	OK
IBR007_b	0.0090	0.0095	0.0112	0.0121	0.0126	0.0127	0.0126	0.0123	0.0122	0.0114	OK
ICA2_a	0.0080	0.0089	0.0101	0.0106	0.0108	0.0107	0.0103	0.0098	0.0094	0.0066	OK
ICA2_b	0.0082	0.0100	0.0118	0.0123	0.0124	0.0122	0.0119	0.0115	0.0112	0.0102	OK
LLOLLEO_a	0.0094	0.0123	0.0158	0.0171	0.0178	0.0179	0.0175	0.0168	0.0162	0.0139	OK
LLOLLEO_b	0.0096	0.0119	0.0152	0.0158	0.0157	0.0150	0.0148	0.0144	0.0140	0.0118	OK
SANT_MAIPU_a	0.0085	0.0107	0.0147	0.0155	0.0158	0.0158	0.0154	0.0145	0.0138	0.0109	OK
SANT_MAIPU_b	0.0111	0.0124	0.0149	0.0162	0.0170	0.0174	0.0174	0.0171	0.0168	0.0155	OK

Elaborado por: Guerrero & Martínez.

El cumplimiento de derivas máximas recomendadas por las normativas seleccionadas es importante para garantizar un buen desempeño de la estructura durante la acción sísmica. Se ha realizado dicho análisis para los 11 registros sísmicos en los modelos con mampostería y sin mampostería y los resultados se comparan con los criterios de aceptación propuestos en la (NEC, 2015).

4.2.3 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS

Tabla 4.5. Desplazamientos máximos del análisis no lineal

Modelo con mampostería			
Sismo	Desplazamiento en X (m)	Desplazamiento en Y (m)	Piso
GO04_b	0.567		10
FKS001_a		0.690	9
Modelo sin mampostería			
Sismo	Desplazamiento en X (m)	Desplazamiento en Y (m)	Piso
GO04_b	0.596		10
FKS001_a		0.706	9

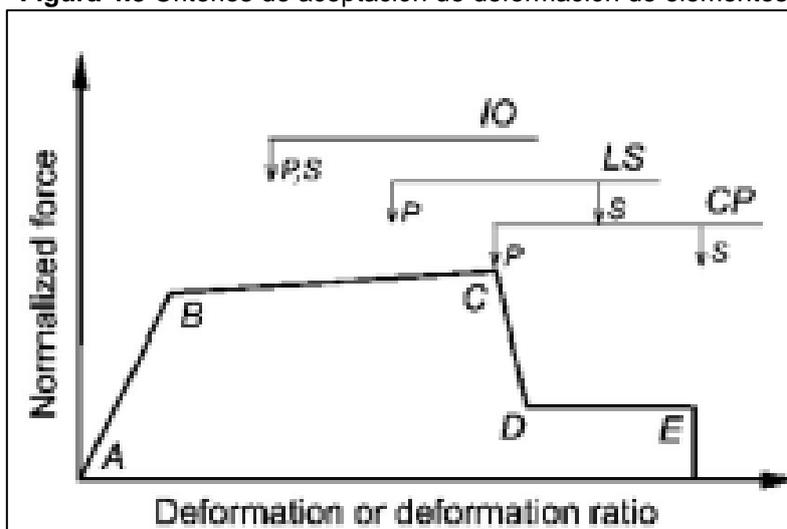
Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Los desplazamientos máximos se dan en los dos últimos pisos, siendo los valores más críticos en la dirección Y del décimo piso.

4.2.4. DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

La evaluación del desempeño de la estructura se lo realiza según los criterios de aceptación de los niveles de desempeño (IO, LS, CP) descritos en el ASCE/SEI 41-17, 2017), los cuales se ven representados por la escala de colores que aparece en la gráfica de la deformada de la estructura al formarse rótulas plásticas en los elementos principales de la misma (vigas, columnas, muros).

Figura 4.3 Criterios de aceptación de deformación de elementos



Fuente: (ASCE/SEI 41-17, 2017).

Dónde:

IO: Ocupación Inmediata.

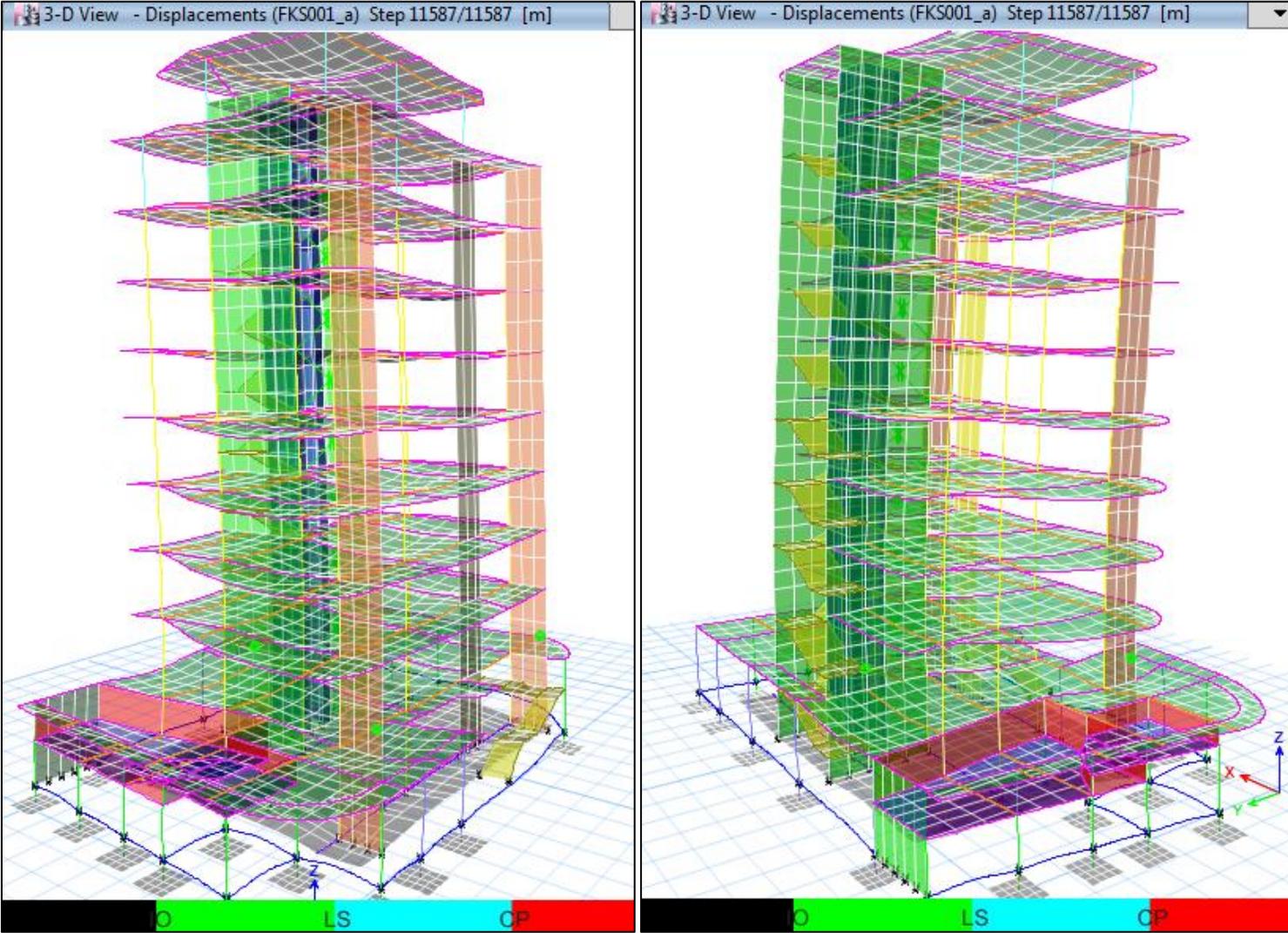
LS: Seguridad de vida.

CP: Prevención de colapso.

A continuación, se presenta el desempeño de la estructura con la carga sísmica más crítica.

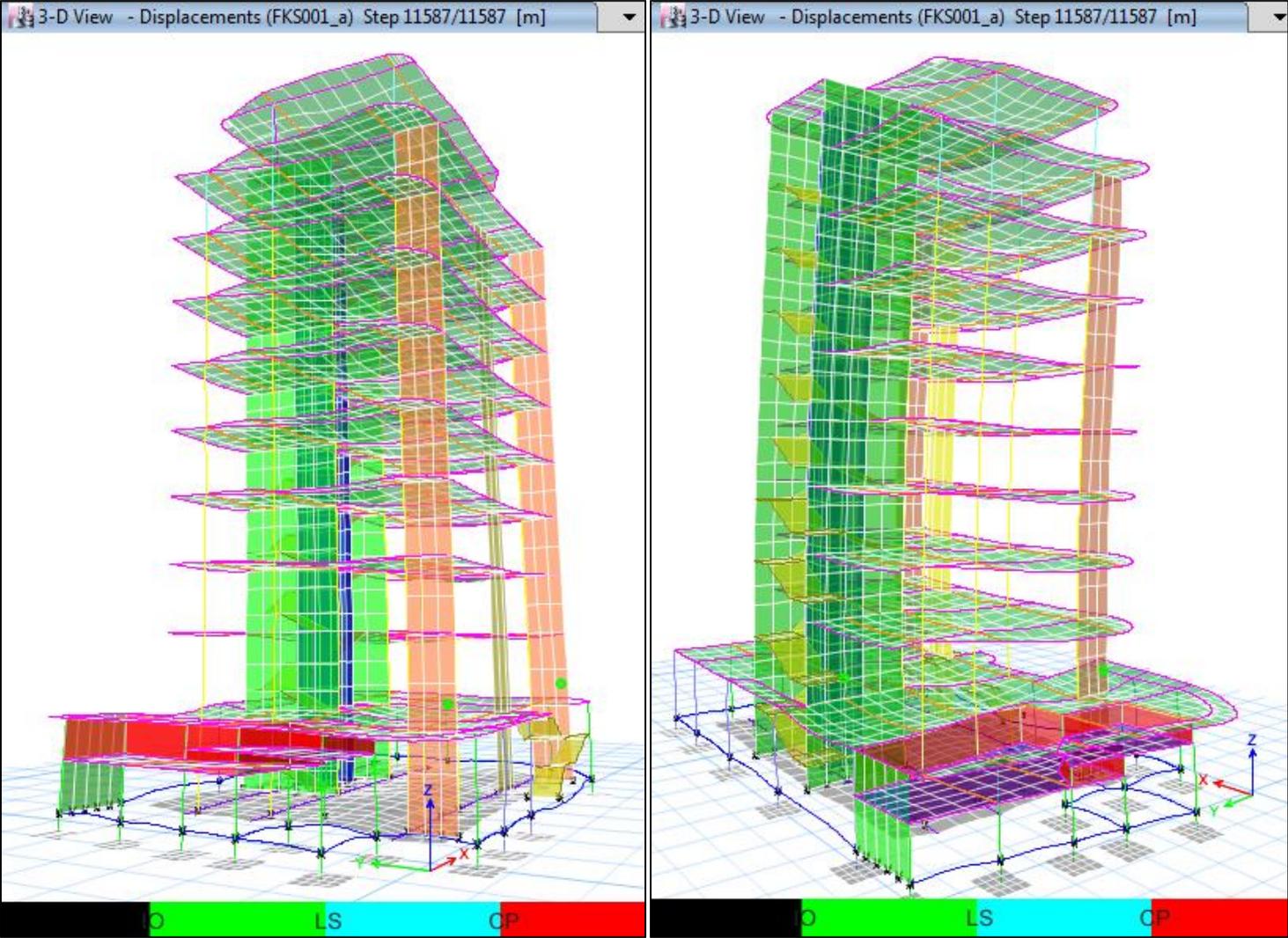
En la Figura 4.1 y Figura 4.2 se puede visualizar la formación de rótulas plásticas en elementos estructurales de acuerdo a la escala de colores que definen los niveles de desempeños de una estructura. Para las diferentes cargas sísmicas utilizadas se presentaron pocas rótulas en estado de Ocupación Inmediata (IO), en los extremos libres de los muros de los ejes (D y J) y en una viga grada del primer piso.

Figura 4.4 Desempeño de la estructura con mampostería, caso de carga FKS001_a



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

Figura 4.5 Desempeño de la estructura sin mampostería, caso de carga FKS001_a



Elaborado por: Guerrero & Martínez.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- El cortante basal máximo que se modifica con el paso del tiempo en el análisis dinámico no lineal Tiempo Historia debe ser menor que el cortante basal lineal sin reducción por fuerza sísmica ($1.54 \cdot 2008.67 \text{ t} = 3093.3518 \text{ t}$). Los resultados obtenidos cumplen con esta condición, siendo el cortante basal del análisis dinámico no lineal de 2795.39 t para la estructura con mampostería y de 2730.49 t para la estructura sin mampostería.
- El período fundamental del suelo (0.95 s) es cercano al período determinado con el ensayo de vibraciones ambientales y al de las modelaciones realizadas, cuyo rango varía entre (1.00 - 1.151 s), por lo que no se menosprecia el fenómeno de resonancia en futuras solicitaciones de diseño.
- Las derivas máximas inelásticas obtenidas en los análisis lineales se encuentran dentro del límite permitido por la (NEC, 2015). Por el contrario, en el análisis dinámico no lineal las derivas máximas obtenidas con cinco señales sísmicas exceden este máximo permitido y con otras cinco señales están al límite, lo que deja en evidencia una estructura flexible, cuyas consecuencias se reflejan en los daños severos generados a nivel de elementos no estructurales después del sismo de abril del 2016.
- Las derivas y desplazamientos máximos alcanzados en el análisis no lineal Tiempo Historia se obtienen en el modelo sin mampostería con la señal de la estación GO04_b (0.0245; 0.596 cm) para la dirección X, y con la señal de la estación FKS001_a (0.0305; 0.706 cm) para la dirección Y. Estos valores ratifican los resultados de los ensayos de vibración en los que la estructura es más flexible en dirección transversal (dirección Y).
- El número mínimo de registros sísmicos que recomienda el (ASCE 7-16, 2016) es bastante alto y debido a la dificultad de encontrar señales con características muy similares al sismo de referencia, es necesario el criterio

ingenieril además de las recomendaciones de dicha normativa para descartar o incluir señales en el proceso de escalamiento. Para el análisis dinámico no lineal Tiempo Historia se utilizaron señales con las que se obtuvo factores de escalamiento entre (0.84-3.48), y un espectro promedio por encima del espectro objetivo.

- Los resultados del análisis lineal muestran que la capacidad de vigas y columnas es insuficiente, sin embargo, en el análisis no lineal Tiempo Historia no se evidencia formación de rótulas plásticas en dichos elementos. Esto ratifica que los análisis lineales se utilizan principalmente para tener una estimación de la respuesta y desempeño sísmico estructural más conservadora que la obtenida con el uso de análisis no lineales.
- En un análisis no lineal la capacidad de disipación de energía de una estructura, se evidencia con la formación de rótulas plásticas. En el análisis Tiempo Historia realizado se presentan rótulas plásticas en estado de (Ocupación Inmediata) en dos muros y en una viga grada del primer piso, con cinco de los once eventos seleccionados. Esto indica que la estructura tuvo un comportamiento sísmico aceptable no alcanzando el nivel máximo de desempeño esperado (Seguridad de Vida).
- La mampostería no fue modelada en su totalidad debido a las condiciones en las que se encontraba (fuera de pórticos y bastante afectada o desprendida) y por la complejidad de la metodología para este caso. Por tal razón, los resultados del modelo con mampostería varían muy poco con respecto al modelo sin mampostería.
- De acuerdo a los resultados globales obtenidos en este trabajo en cuanto a periodos, derivas, daños observados, y considerando que ya hubo una rehabilitación estructural en 1999. La estructura no presta las condiciones necesarias para brindar seguridad a sus usuarios si se enfrenta a una acción sísmica con características similares a las de abril del 2016, por tanto, se considera necesario plantear un nuevo reforzamiento y realizar un análisis de costo-beneficio para ver la viabilidad de la rehabilitación o a su vez la demolición de la edificación.

5.2. RECOMENDACIONES

- Si bien es cierto, ningún sismo tiene características iguales a otros, pero una selección adecuada de registros para el análisis dinámico no lineal Tiempo Historia debe incluir condiciones similares al sismo de referencia, tales como: mecanismo de falla, distancia del sitio al origen, magnitud del evento, PGA, registros unimodales, frecuencias de registros y forma espectral. De esta manera se obtienen resultados más confiables.
- Antes de escalar una señal sísmica se debe chequear que el registro se encuentre corregido a la línea base y filtrado, de esta manera se minimizan las alteraciones por ruido y agentes externos que afectan la lectura de los acelerómetros, sin afectar los resultados en aceleración, velocidad y desplazamiento.
- Realizar un recorte en los registros sísmicos es importante, ya que permite conocer el rango de valores significativos dentro de la señal sísmica, de esta forma se optimiza el tiempo de procesamiento de resultados.
- En caso de realizar una reparación de la edificación, se debería sustituir la mampostería interior de bloques de arcilla por mampostería más liviana como Gypsum para disminuir el peso en la edificación, que conjuntamente con otras estrategias de rehabilitación permita atenuar los daños a nivel de elementos no estructurales, así como también una posible alteración de la rigidez de la estructura por inadecuada ubicación del mampuesto
- Los problemas de fisuración de losa, se podrían corregir con un reforzamiento de los paneles afectados, mediante fibras de carbono u otro mecanismo económico y poco intrusivo que mejore las propiedades mecánicas de la misma.
- Para solucionar el problema de derivas de acuerdo al (ASCE/SEI 41-17, 2017). se puede rigidizar la estructura incluyendo muros de cortes en ambas direcciones, priorizando la dirección más flexible (dirección y). Además, se debería considerar derivas máximas del 1% para evitar daños severos en elementos no estructurales a futuro.
- Otra posible solución, es la inclusión de disipadores sísmicos en los pórticos, para reducir la carga sísmica y las derivas de piso.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI 562M-16. (2016). *Code Requirements for Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures and Commentary (METRIC)*. United States: American Concrete Institute.
- Aguirre, J., & Bone, J. (2018). *Evaluación Sísmica y Propuesta de Diseño de Reforzamiento Estructural para el Edificio de la Facultad de Ingeniería en Geología y Petróleo de la Escuela Politécnica Nacional (tesis de pregrado)*. Quito-Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- Arias, J. (2015). *Diseño de un sistema de reforzamiento estructural para el edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela Politécnica Nacional*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- ASCE 7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Others Structures*. Virginia-United States: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI 41-17. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia- United States: American Society og Civil Engineers.
- Barona, Á., & Gutiérrez, D. (2017). *Análisis Estructural y Propuesta de Reforzamiento para el Laboratorio del Departamento de Ciencias de Energía y Mecánica de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE (tesis de pregrado)*. Sangolquí- Ecuador: Universidad de las Fuerzas Armadas.
- Barrero, E., & Ganzhi, R. (2018). *Evaluación de Columnas de Hormigón Mediante Métodos no Destructivos (tesis de pregrado)*. Cuenca-Ecuador: Universidad de Cuenca.
- Cabrera, A. (2014). *Módulo de Elasticidad de Hormigones de Peso Normal Empleados en el Ecuador f'c: 21, 24, 28, 35 MPa*. Quito-Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- Cánovas, M. (2013). Refuerzos Estructurales Mediante Encolado de Armaduras. *Informes de la Construcción*, 12. Obtenido de Informes de la Construcción: <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/>
- Carreño et al, E. B. (1999). *Registro y Tratamiento de Acelerogramas*. España: Instituto Geográfico Nacional.

- Carrillo, J., & González, G. (2006). Influencia de la Mampostería no Reforzada en el Comportamiento Inelástico de pórticos de Concreto. *Dyna*, 217-226.
- Cavaleri, L., & Di Trapani, F. (2014). Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling. *Soil Dynamic and Earthquake Engineering* 65, 224-242.
- CIV. (2016). *Ensayos destructivos y no destructivos y planos de la estructura en Bahía*. Quito-Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- CIV. (2017). *Vulnerabilidad Estructural del Edificio de Petróleos*. Quito-Ecuador: Centro de Investigaciones de la Vivienda EPN.
- Cortéz, J. (2010). *Estudio Exploratorio para la Determinación del Coeficiente de Balasto a partir de Ensayos de Laboratorios de Suelos Cohesivos*. Costa Rica: Escuela de ingeniería en Construcción del Instituto Tecnológico de Costa Rica (ICO TEC).
- Crisafulli, F., Carr, A., & Park, R. (31 de 03 de 2000). *Analytical modelling of infilled frames structures a general review*. Obtenido de New Zeland Society for Earthquake Engineering: <https://doi.org/10.5459/bnzsee.33.1.30-47>
- Estrada, K., & Vivanco, N. (2019). *Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica, Análisis Estructural y Diseño del Refuerzo de una Vivienda de Tres Pisos Ubicada al Norte de Quito- Ecuador*. Quito-Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- FEMA 273. (1997). *Nehrp Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D. C.- United States: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of buildings*. Washington D.C.- United States: Federal Emergency Management Agency.
- Gálvez et. al. (2007). *El Análisis no Lineal Dinámico y su Aplicación en la Simulación de Respuestas Estructurales*. ADGAVI y Asociados SAC.
- García, I., & Tsige, M. (2006). Propuesta de Clasificación Geotécnica de "Efecto Sitio" (Amplificación Sísmica) de las Formaciones Geológicas de la Región de Murcia. *GEOGACETA* 40, 39-42.
- Haselton, C. B., & Baker, J. W. (2006). *Ground Motion Intensity Measures for Collapse Capacity Predictions: Choice of Optimal Spectral Period and Effect of Spectral Shape*. Stanford-United States: Dept. of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA 94305.

- Herrera, J., & Castilla, J. (2012). *Utilización de Técnicas de Sondeo en Estudios Geotécnicos Universidad de Madrid*. Madrid-España: Departamento de Explotación de Recursos Minerales y Obras Subterráneas.
- Jiménez, L. (2017). *Análisis Sísmico y Propuesta de Reforzamiento Mediante el Código ASCE 41 Aplicado al Estudio Santacruz (tesis de pregrado)*. Sangolquí-Ecuador: Universidad de las Fuerzas Armadas del Ecuador - ESPE.
- Molins, C., & Serrá, I. (2004). *Aspectos Fundamentales para el Diseño de un Refuerzo Estructural 408 (2)*. Catalunya-España: Universidad de Catalunya.
- Mora, D. (2019). *Códigos Matlab "Escalamiento de Señales"*. Quito-Ecuador: David Mora.
- NEC_SE_CG. (2015). *Cargas no Sísmicas*. Quito-Ecuador: MIDUVI/CAMICON.
- NEC_SE_DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15); Peligro Sísmico -Diseño Sismo Resistente*. Quito-Ecuador: MIDUVI-CAMICON.
- NEC_SE_MP. (2015). *Mampostería Estructural*. Quito-Ecuador: MIDUVI/CAMICON.
- NEC_SE_RE. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15); Riesgo Sísmico - Evaluación, Rehabilitación de Estructuras*. Quito-Ecuador: MIDUVI-CAMICON.
- Páez, S. (2017). Influencia de Muros de Mampostería en el Comportamiento de Edificios de Manta durante el Terremoto de 16 de abril del 2016, Pedernales-Ecuador. *Third Annual State-of-the-Art in Civil Engineering Structures and Materials" 26th – 28th July 2017, Universidad Central del Ecuador and Universidad de las Fuerzas Armadas* (pág. 15). Quito - Ecuador: Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New York- Unites States: John Wiley/Sons.
- Parra, A. (2017). *Desarrollos Metodológicos y Aplicaciones hacia el Cálculo de la Peligrosidad Sísmica en el Ecuador Continental y Estudios de Riesgo Sísmico en la Ciudad de Quito (tesis doctoral)*. Madrid-España: Universidad Politécnica de Madrid.
- Santamaría, D. (2017). *Análisis y Diseño Sismoresistente del Reforzamiento Estructural para el Edificio Silva Núñez según la Norma Ecuatoriana de la*

Construcción NEC-15 (tesis de pregrado). Sangolquí-Ecuador: Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE.

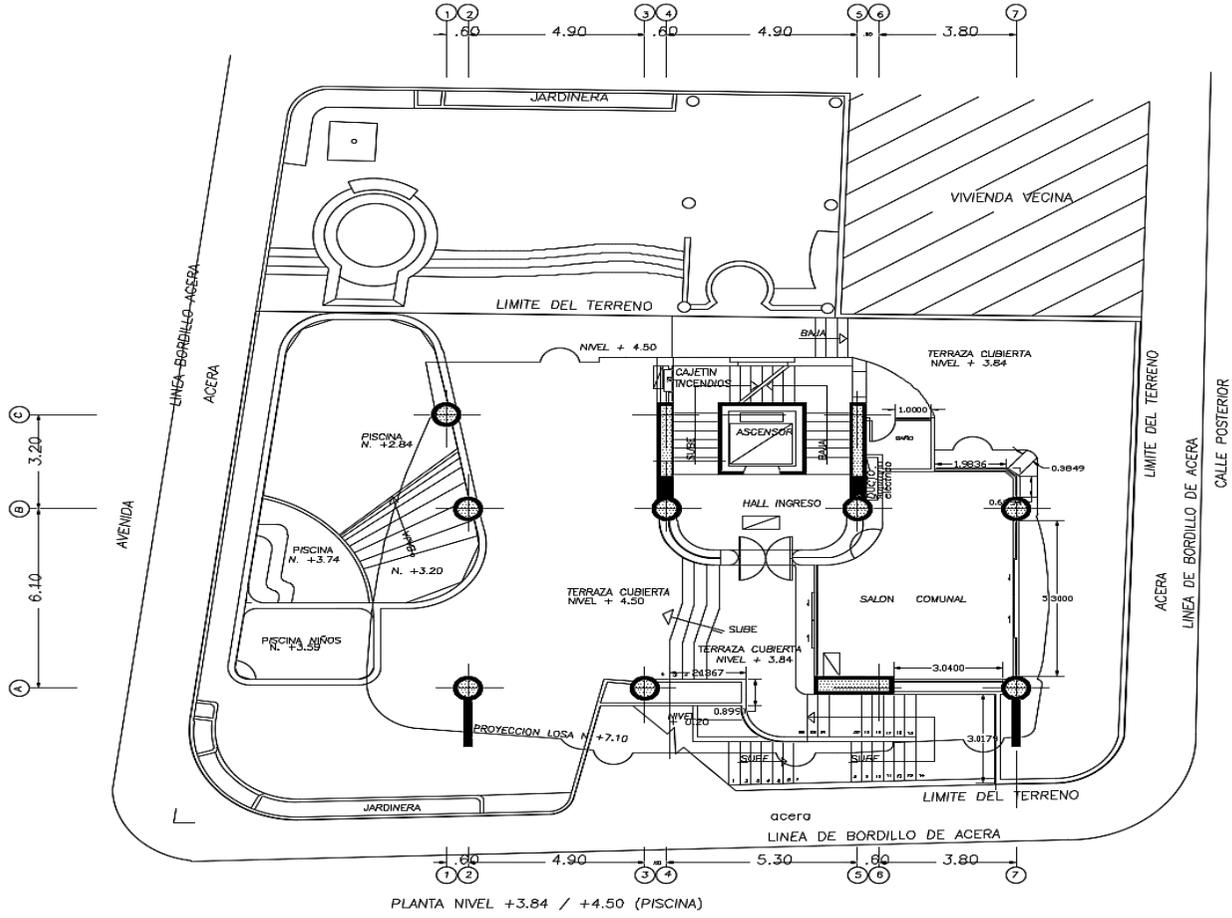
Vizconde, A., Cortez, M., & Macas, F. (2017). Daños y Comportamiento Estructural de Edificación Irregular en Bahía de Caráquez Ecuador debido al Sismo de abril de 2016. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A. C.*, 21.

ANEXOS

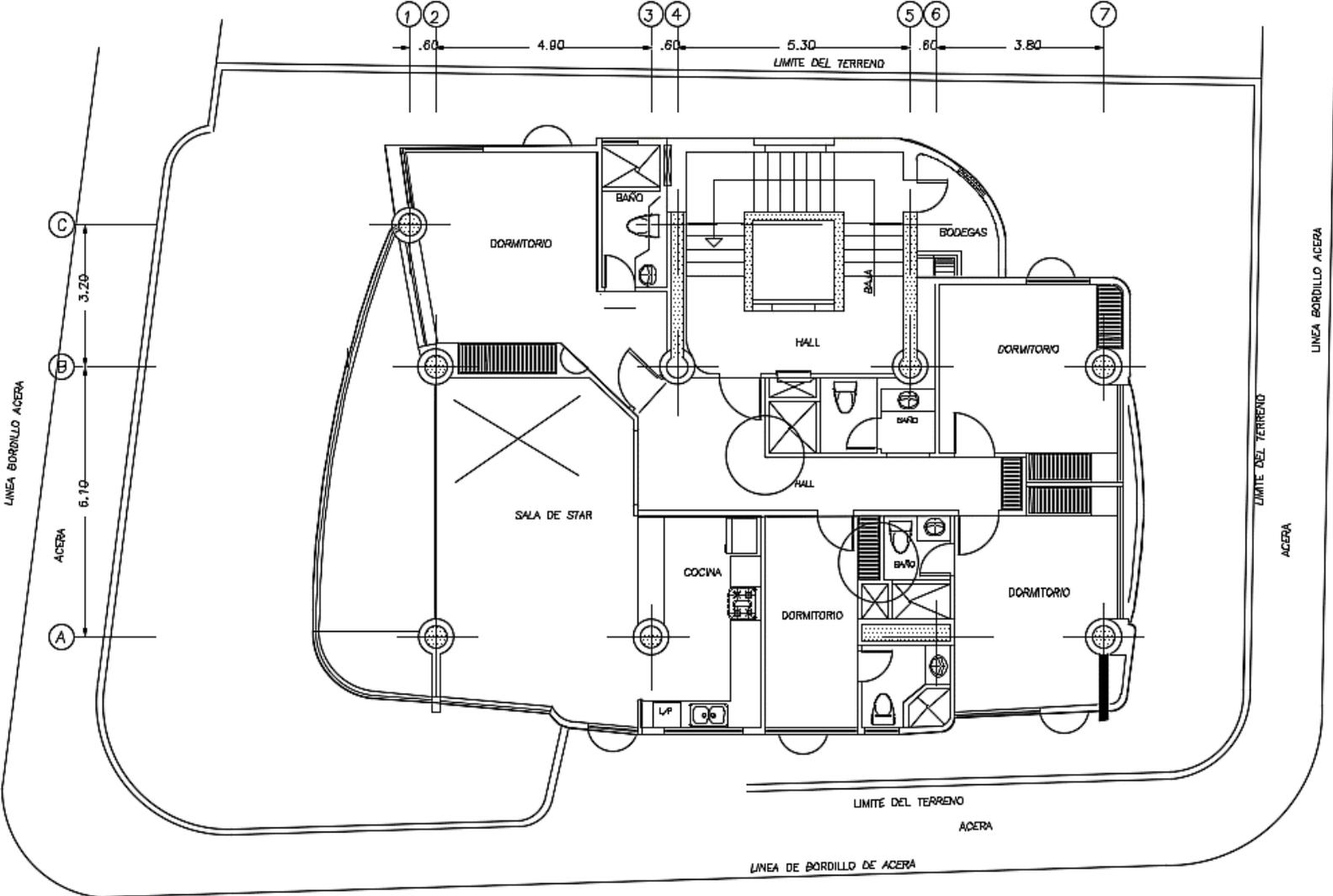
ANEXO I

PLANOS ARQUITECTÓNICOS

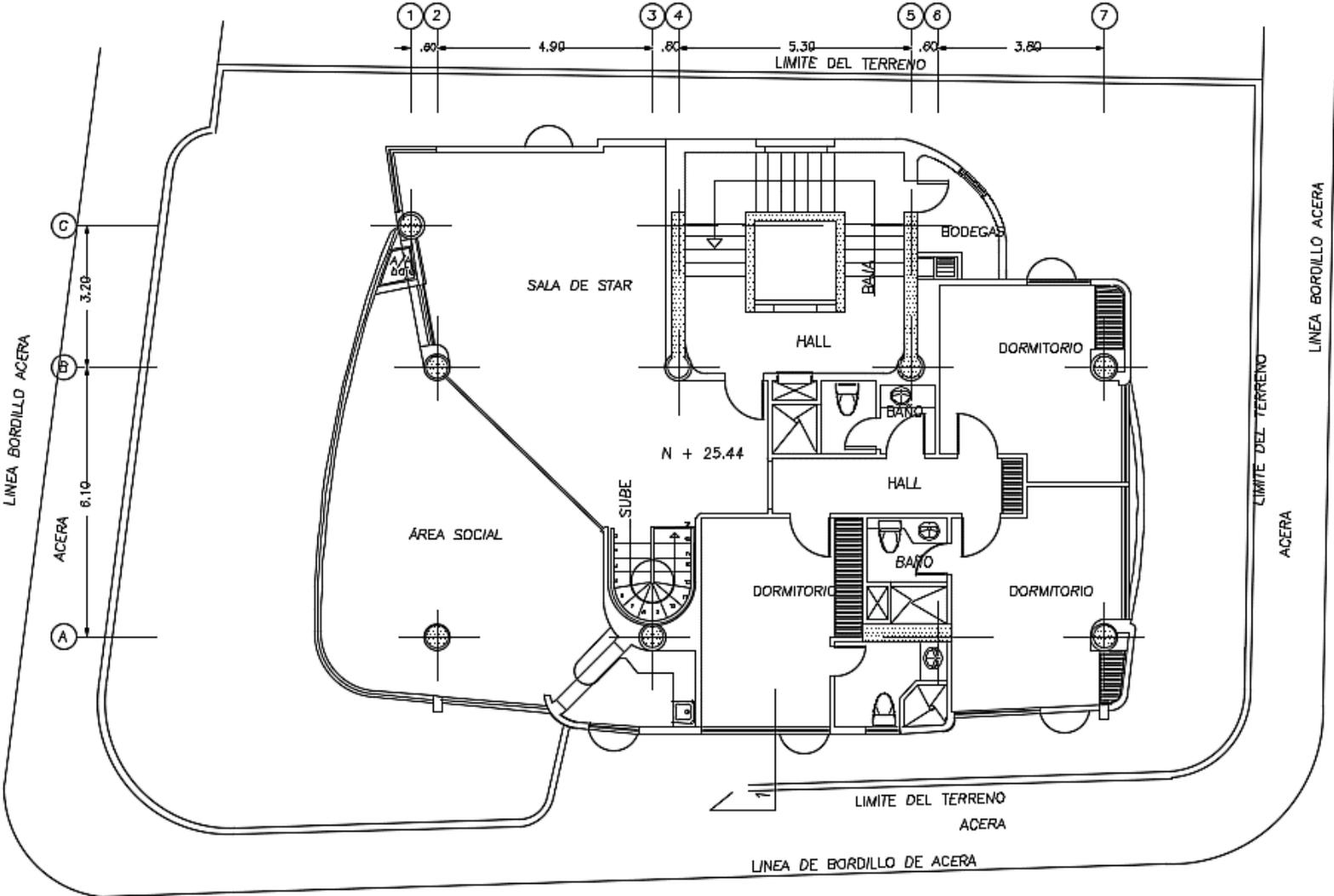
PLANTA NIVEL +3.84 / +4.50 [m] / (PISCINA)



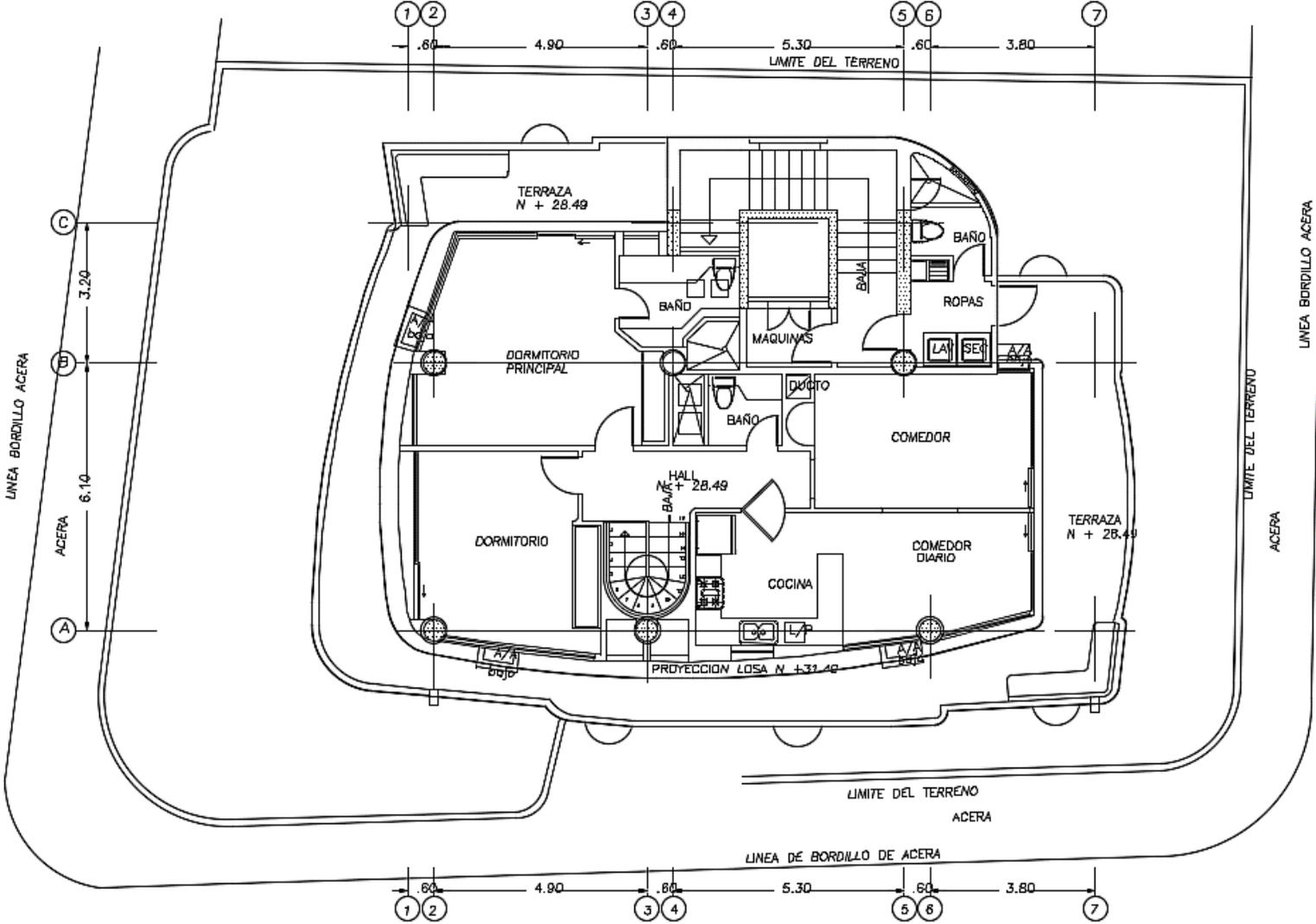
PLANTAS NIV. + 7.49, +10.49, +13.49, 16.49, +19.49, +22.49 [m]/ PISOS: 2-3-4-5-6-7



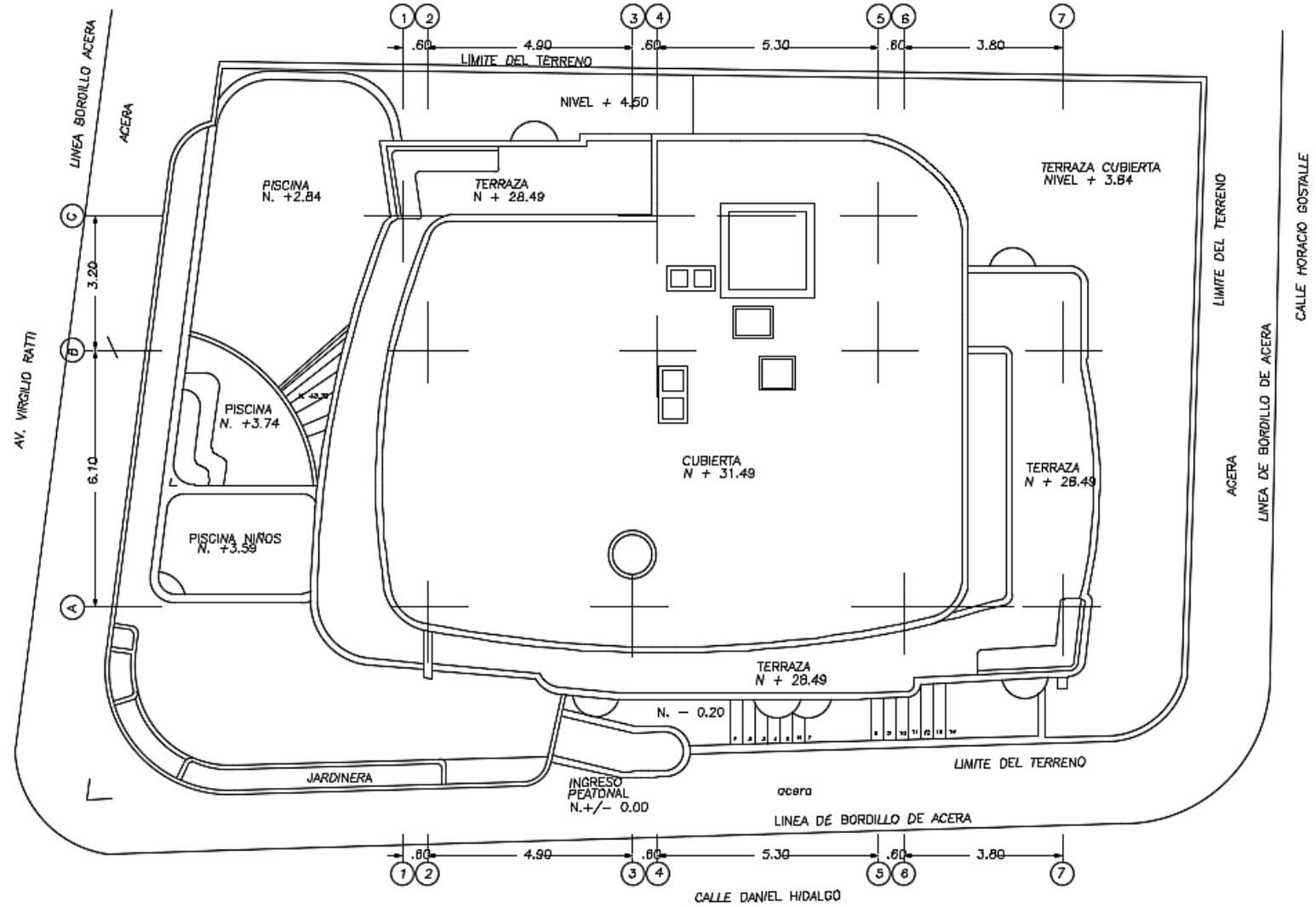
PLANTA NIVEL + 25.44 [m]/ PISO 8 (PENTHOUSE)



PLANTA NIVEL + 28.49 [m]/ PISO 9 (PENTHOUSE)



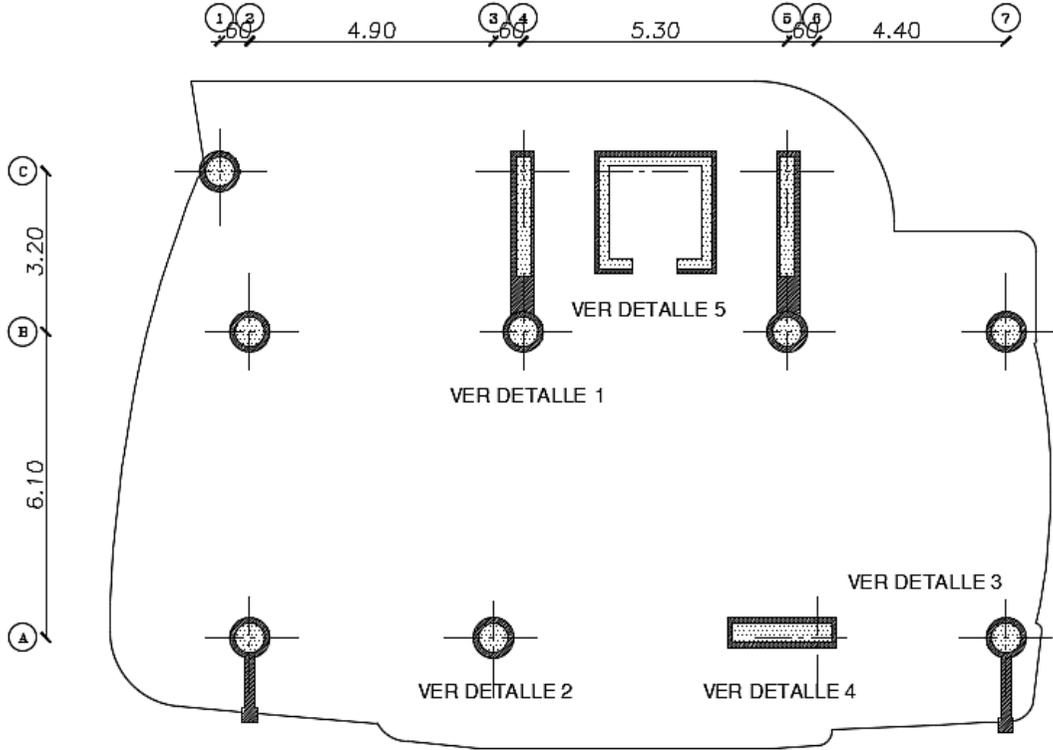
PLANTA NIVEL+ 31.49 [m]/ (CUBIERTA)



ANEXO II

PLANOS DEL REFORZAMIENTO (1999)

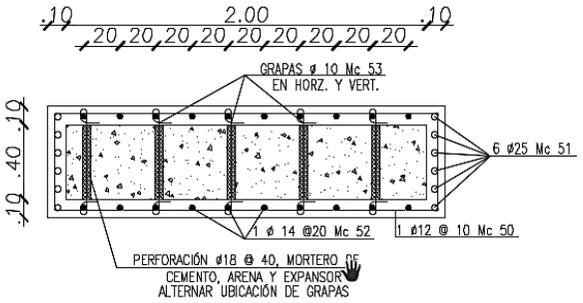
UBICACIÓN DEL REFORZAMIENTO EN PLANTA TIPO



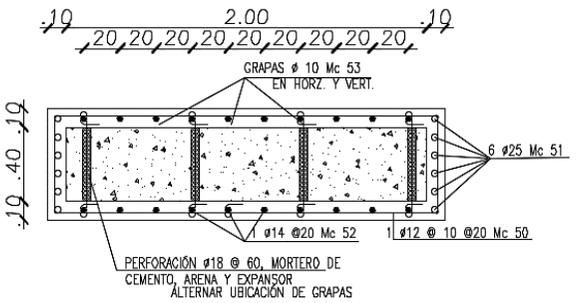
UBICACIÓN DE REFORZAMIENTOS EN PLANTA TIPO

ESC: 1:100

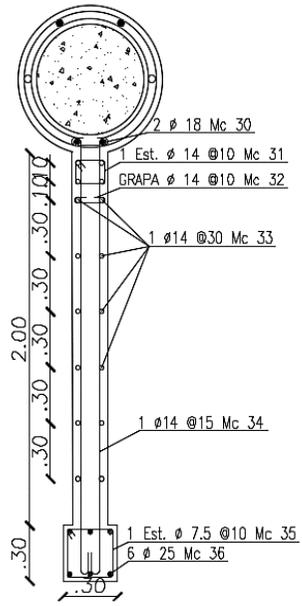
DETALLES ESTRUCTURALES DEL REFORZAMIENTO (1999)



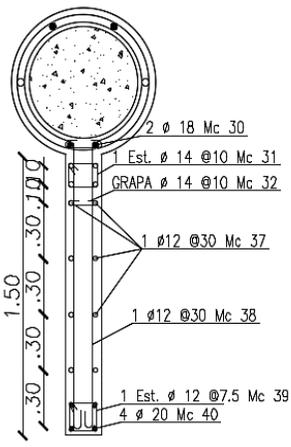
DETALLE # 4 (PISOS 1 a 3)
ESC: 1:25



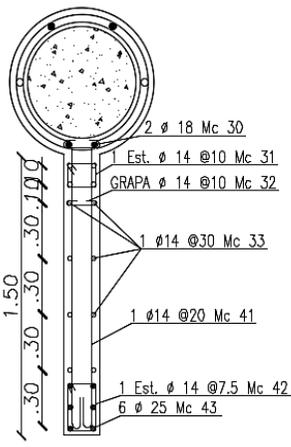
DETALLE # 4 (PISOS 4 a 8)
ESC: 1:25



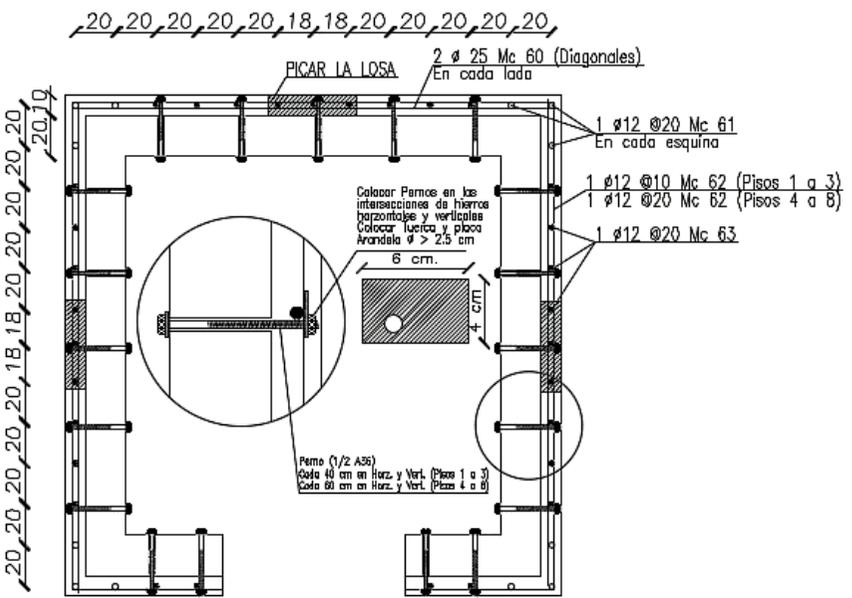
DETALLE # 3 (Planta baja)
ESC: 1:25



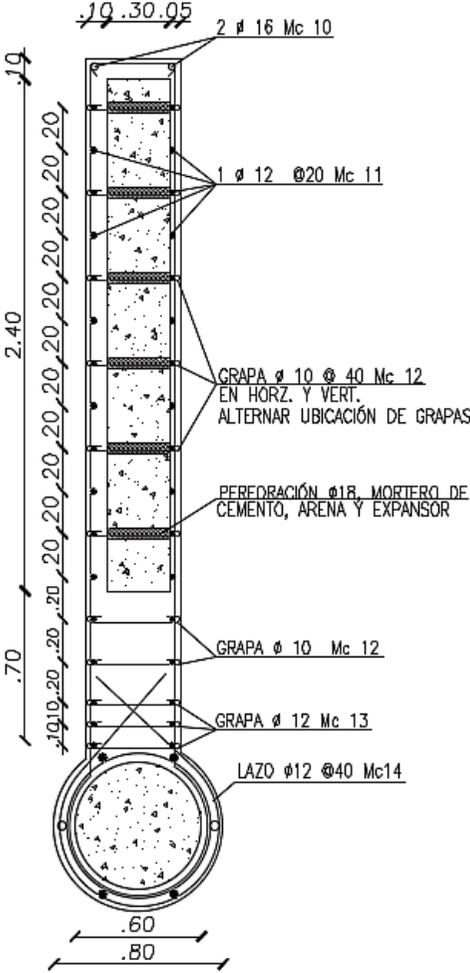
DETALLE # 3 (Pisos 4 a 8)
ESC: 1:25



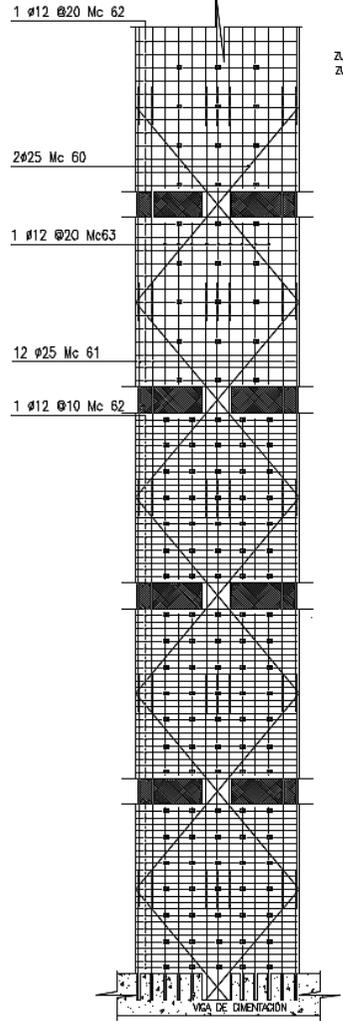
DETALLE # 3 (Pisos 2 y 3)
ESC: 1:25



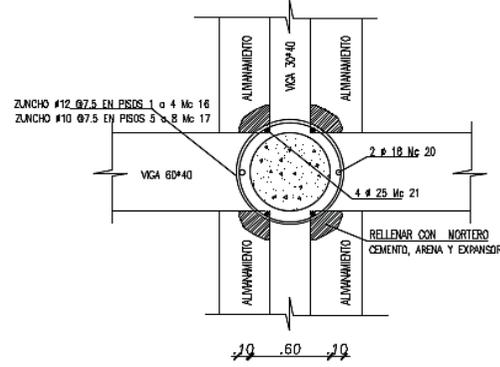
DETALLE # 5
ESC: 1:25



DETALLE # 1
ESC: 1:25



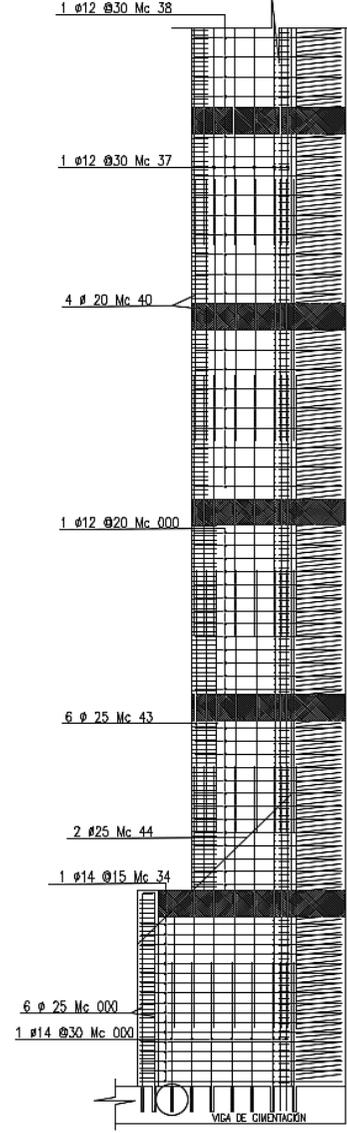
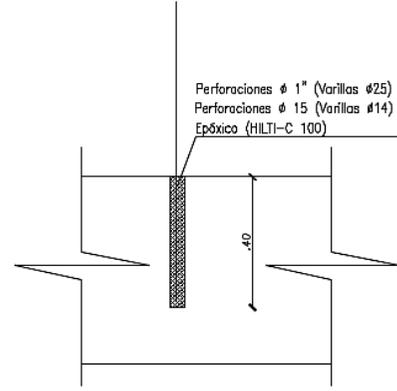
ELEVACIÓN (DETALLE #5)
ESC. 1:25



DETALLE # 2
ESC. 1:25



UBICACIÓN DE HIERROS EN REFUERZO DE COLUMNAS
ESC. 1:25

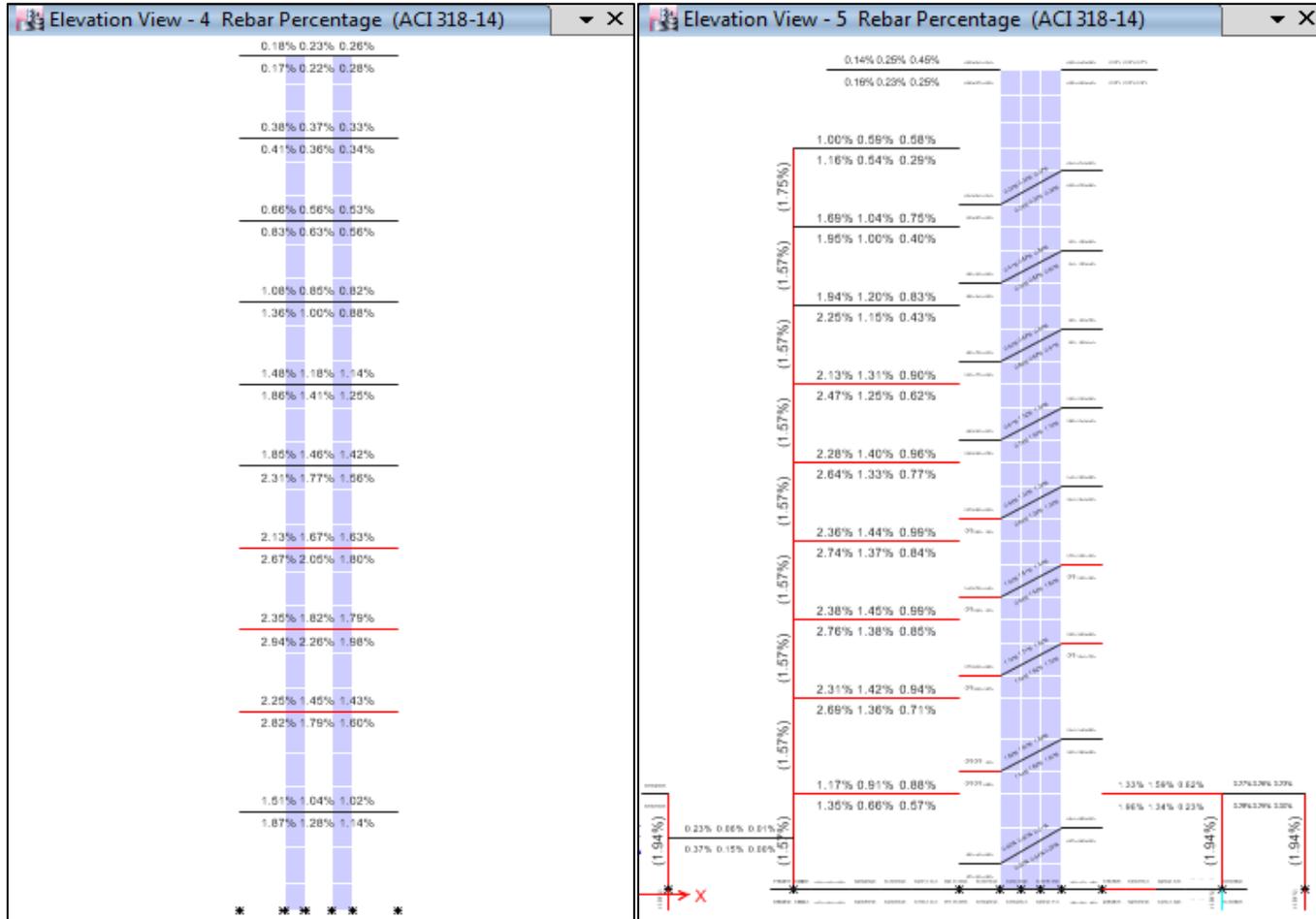


ELEVACIÓN (DETALLE #3)
ESC. 1:25

ANEXO III

ACERO DEL MODELO ESTÁTICO CON MAMPOSTERÍA

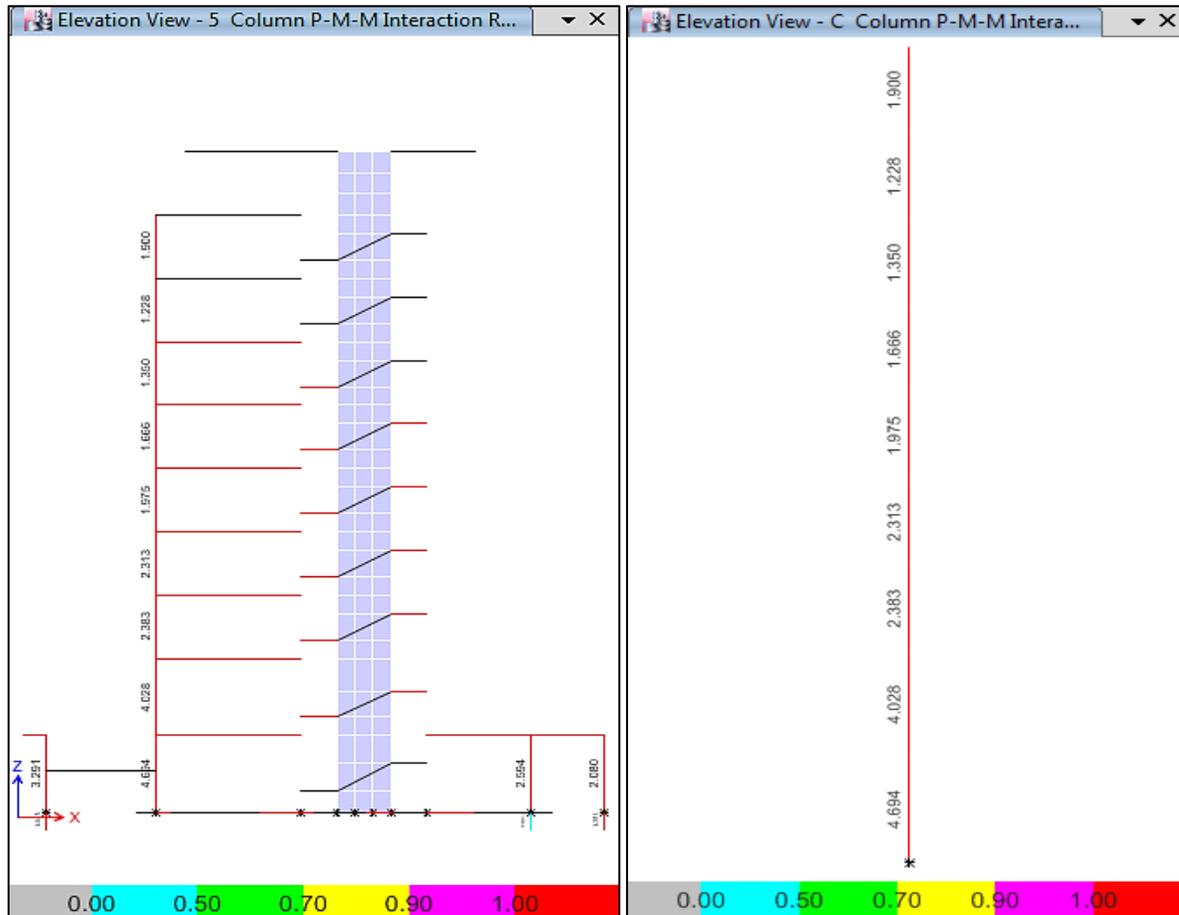
VIGAS Y COLUMNAS

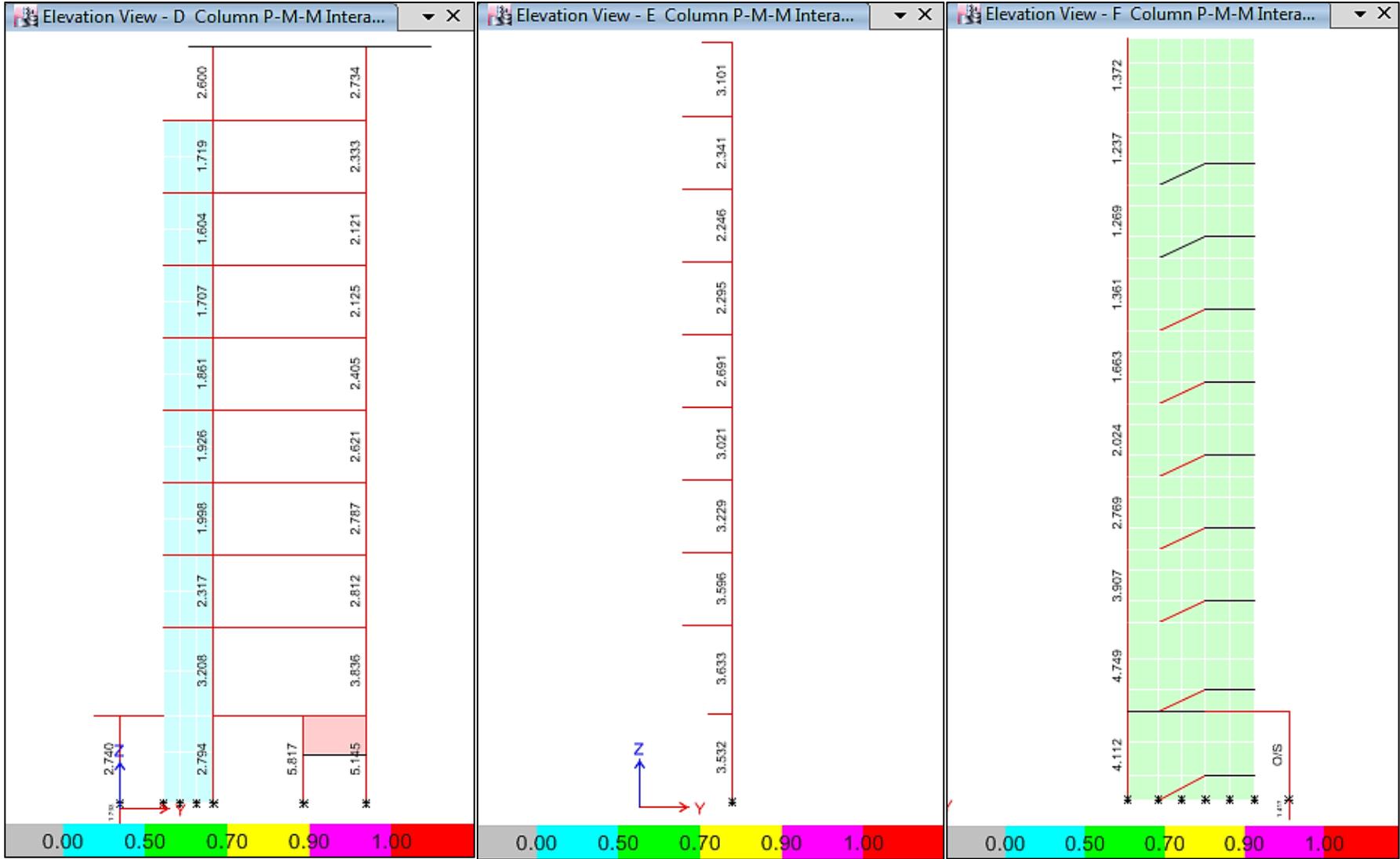


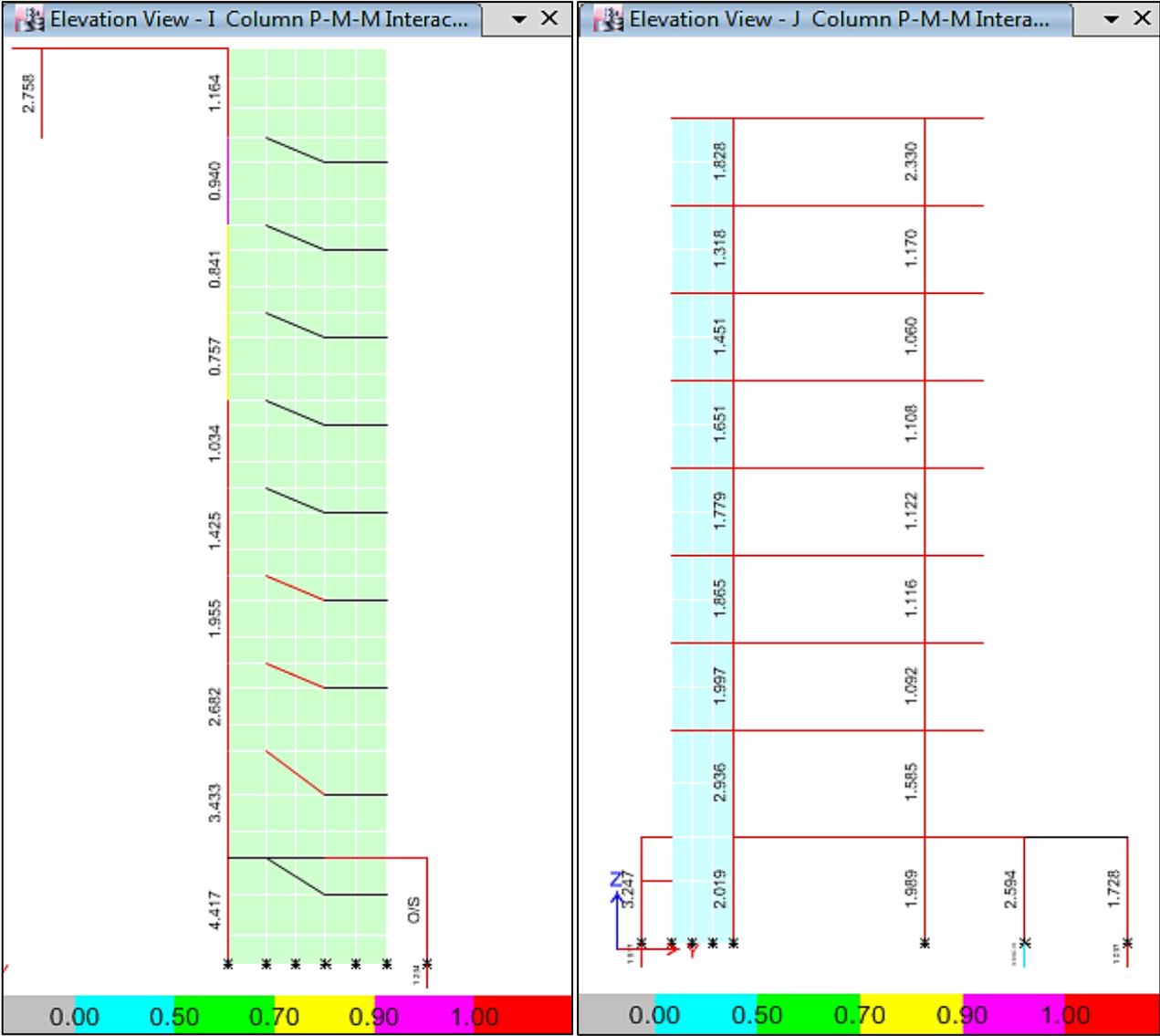
ANEXO IV

DEMANDA CAPACIDAD MODELO ESTÁTICO CON MAMPOSTERÍA

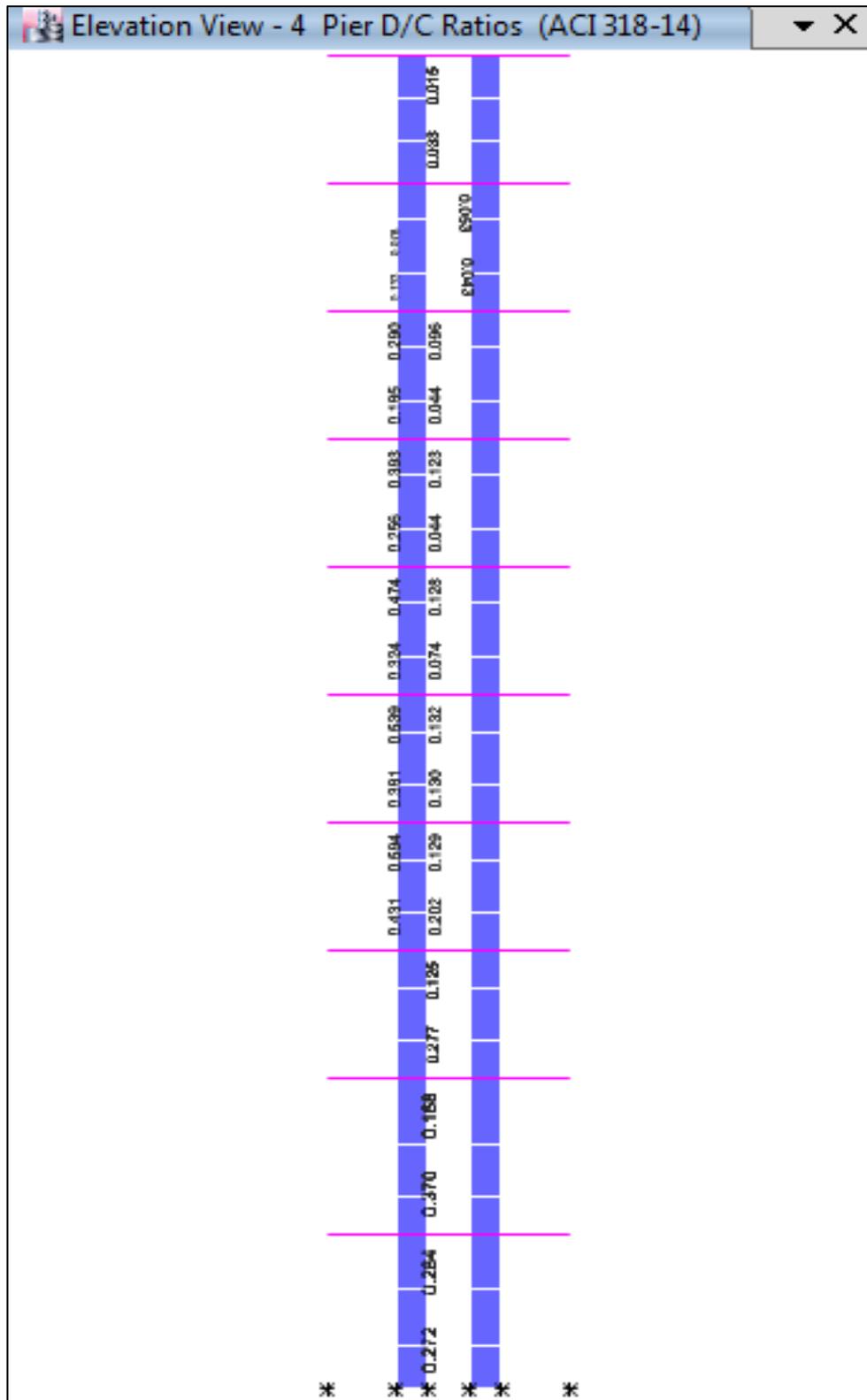
COLUMNAS DE LOS EJES 5, C, D, E, F, I, J

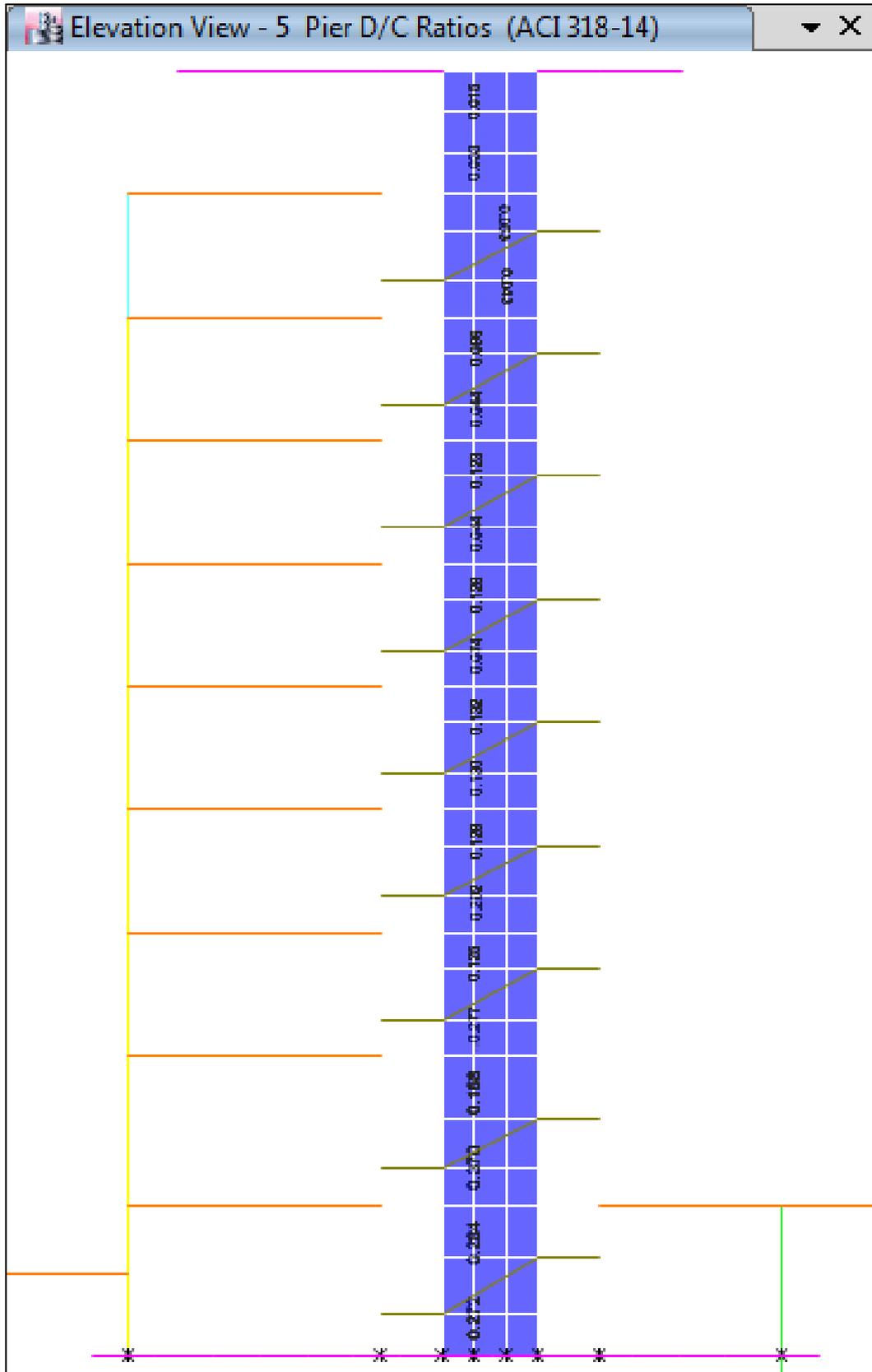


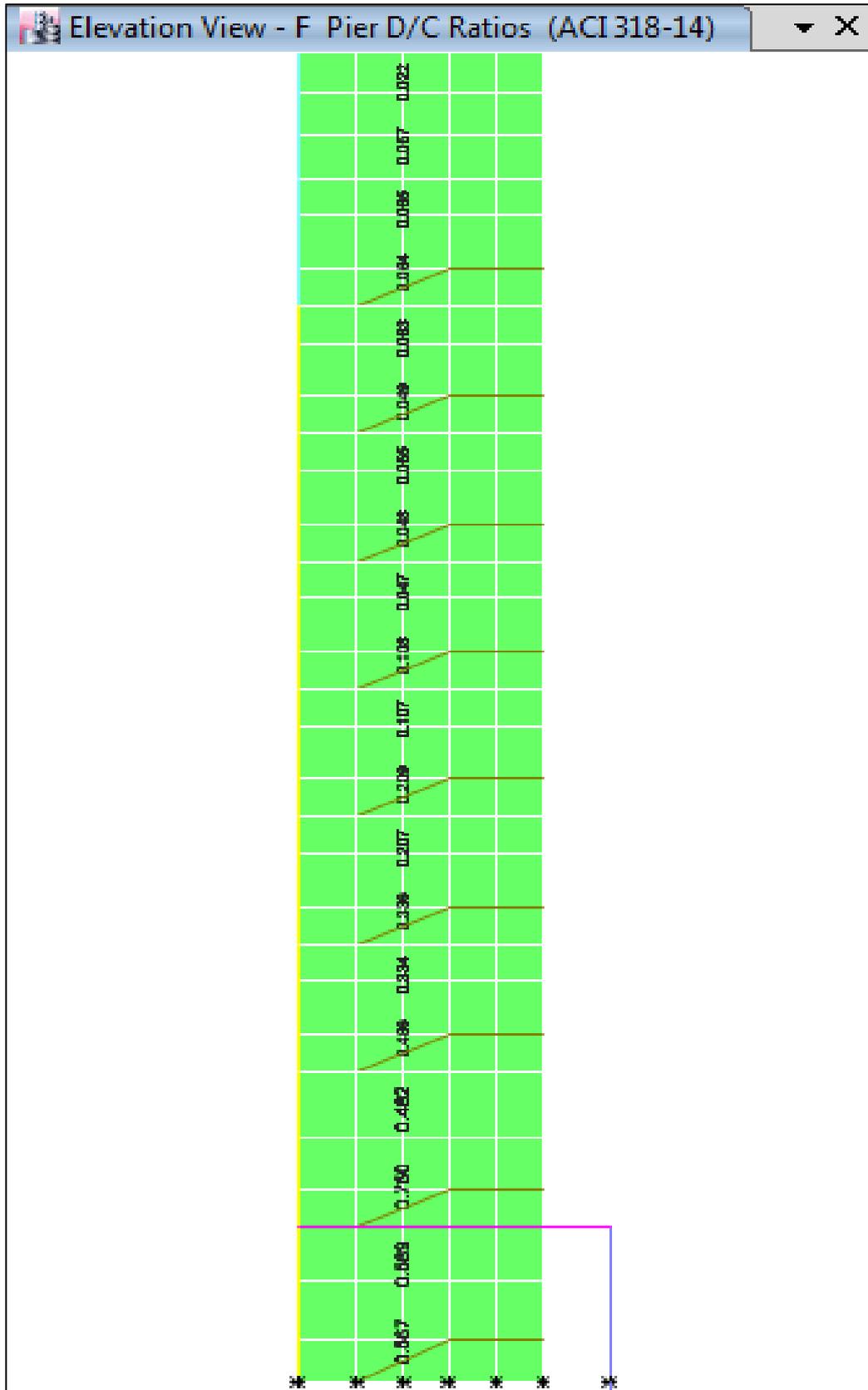


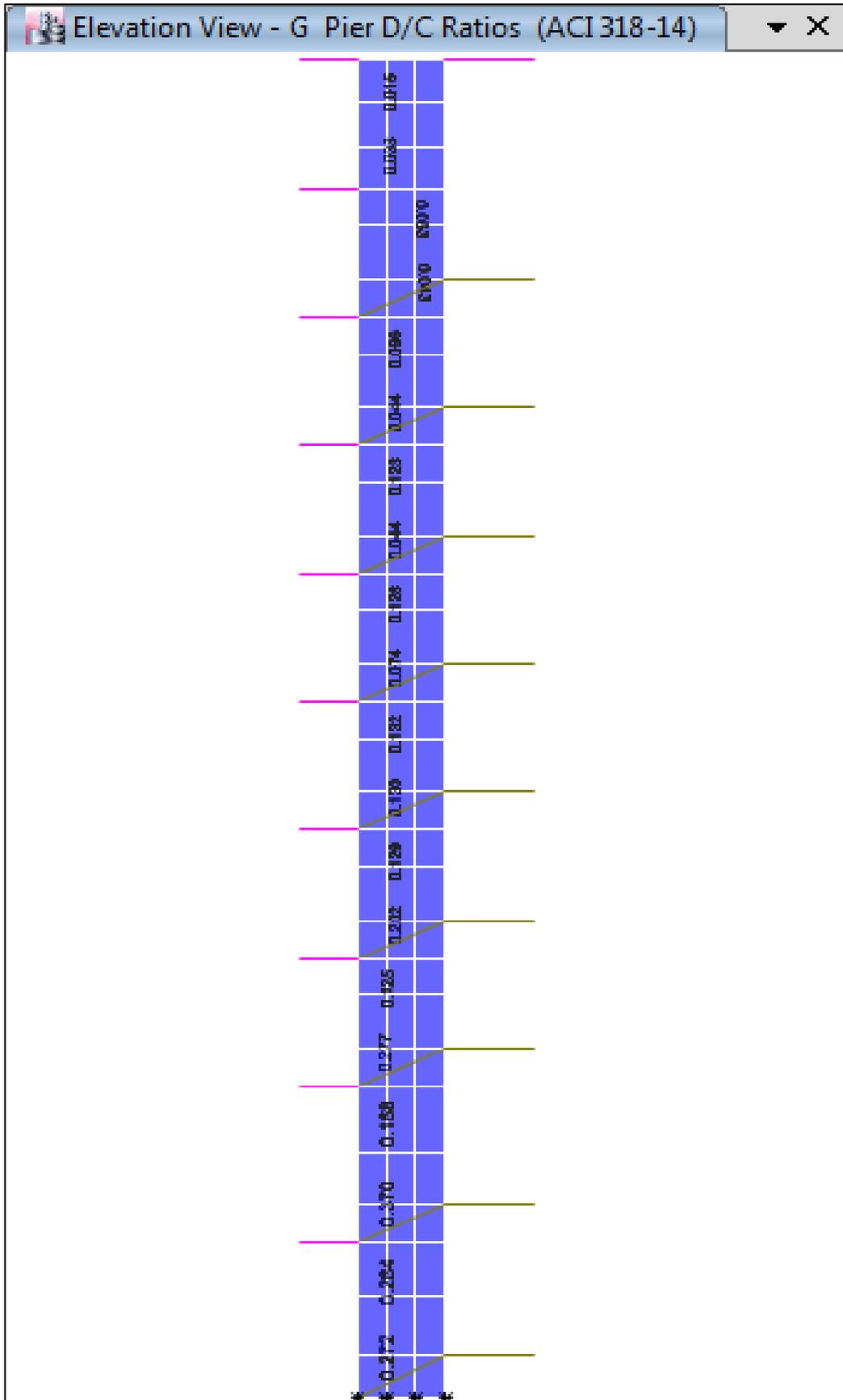


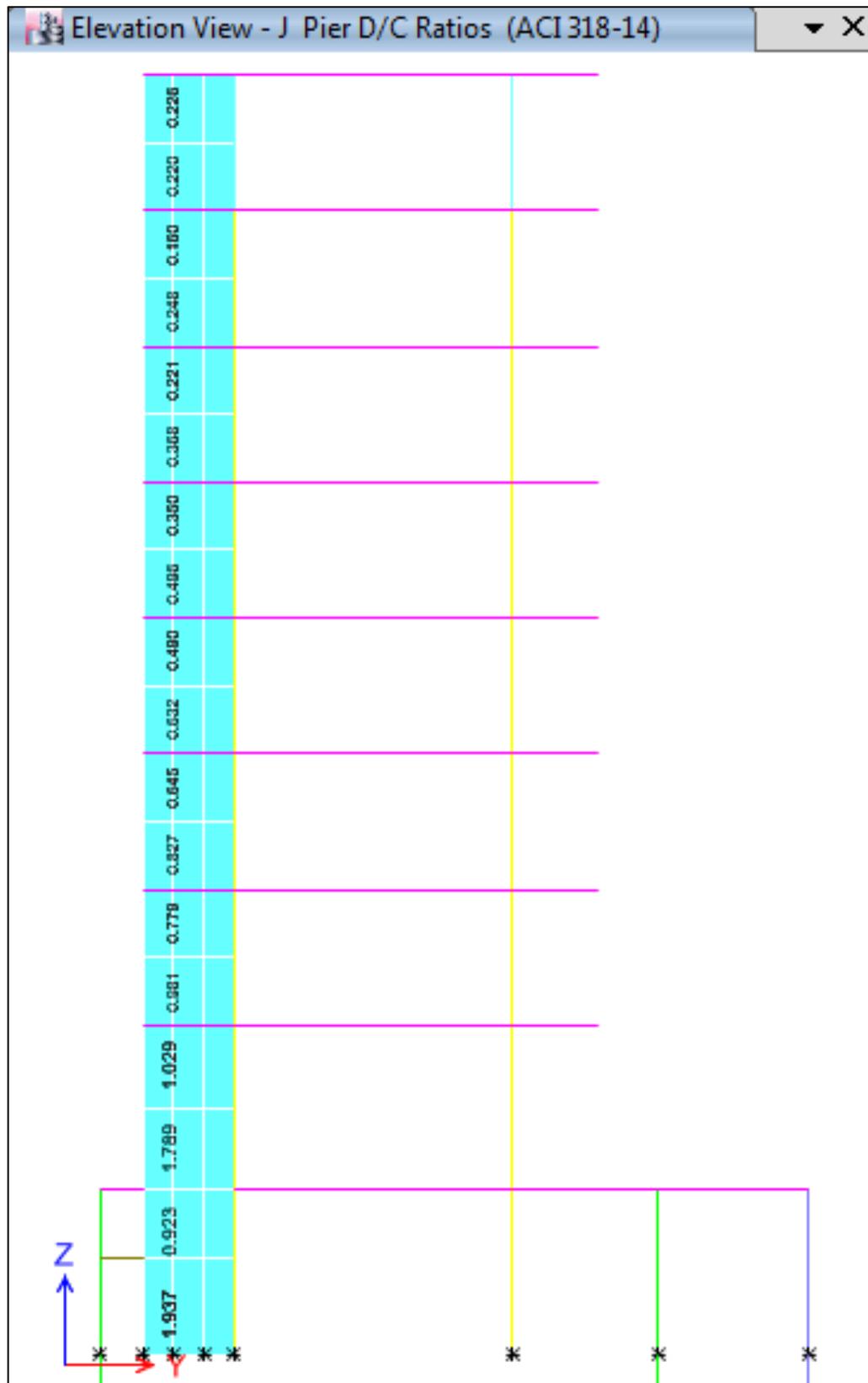
MUROS DE LOS EJES (4, 5, F, G, J)







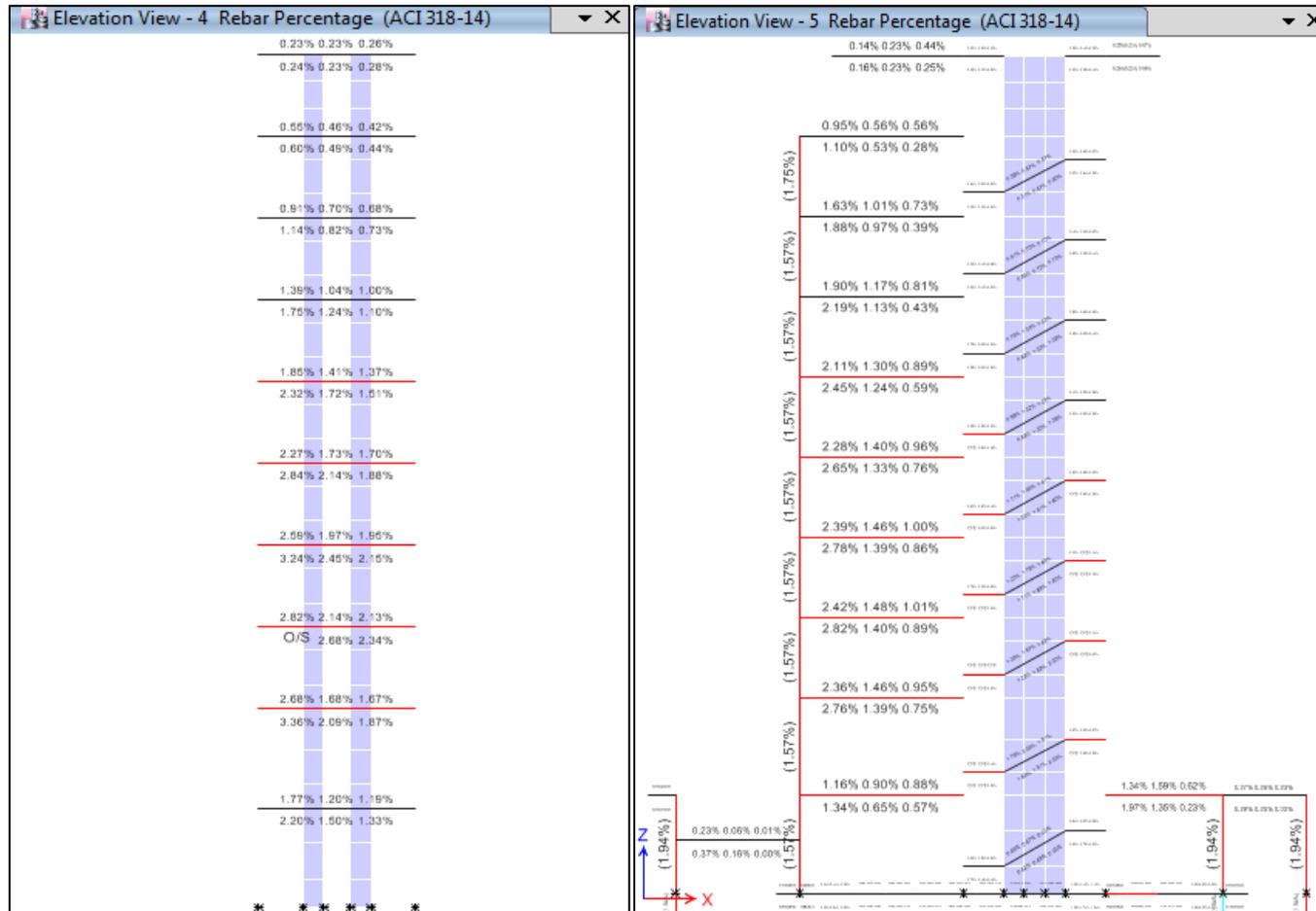


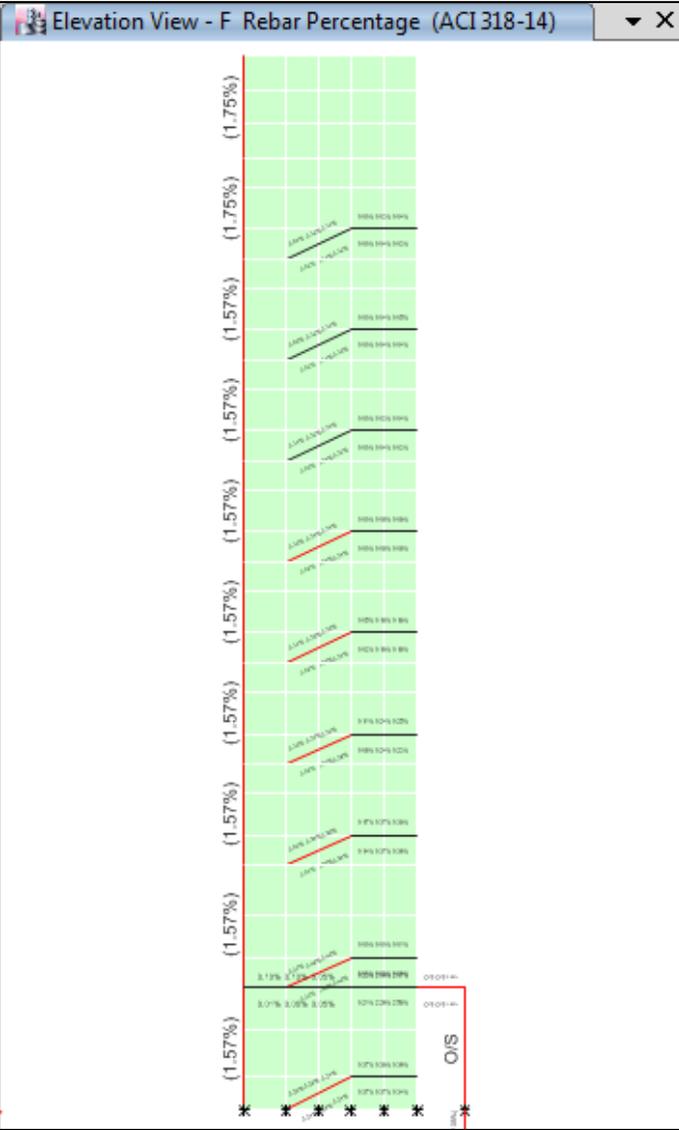
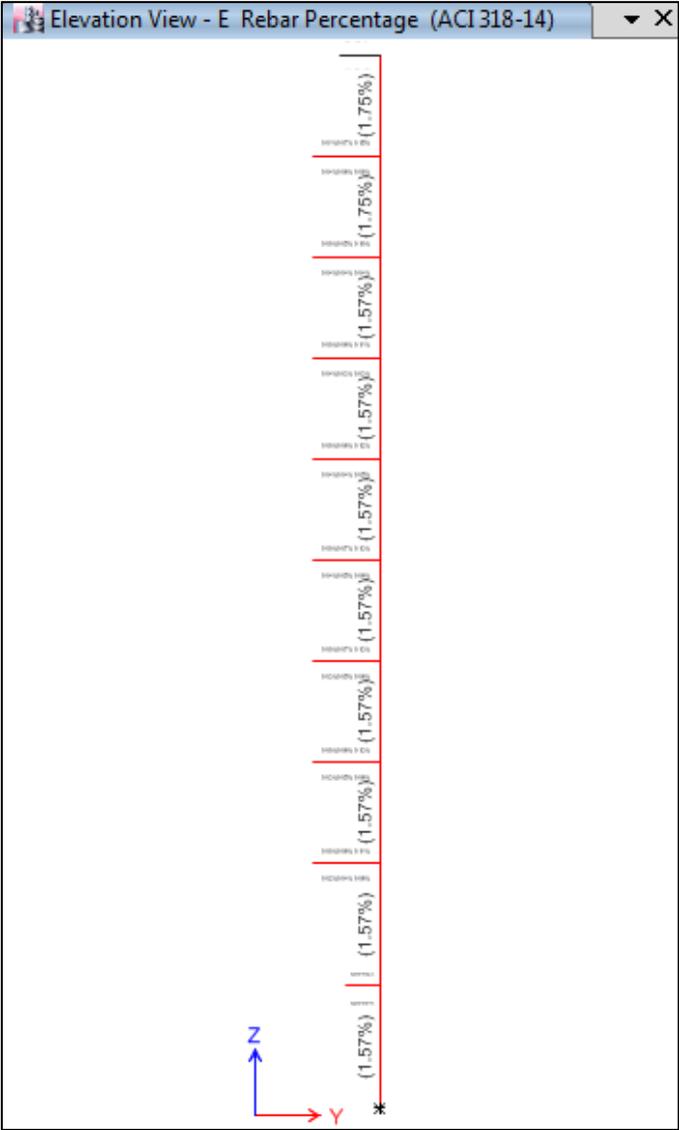


ANEXO V

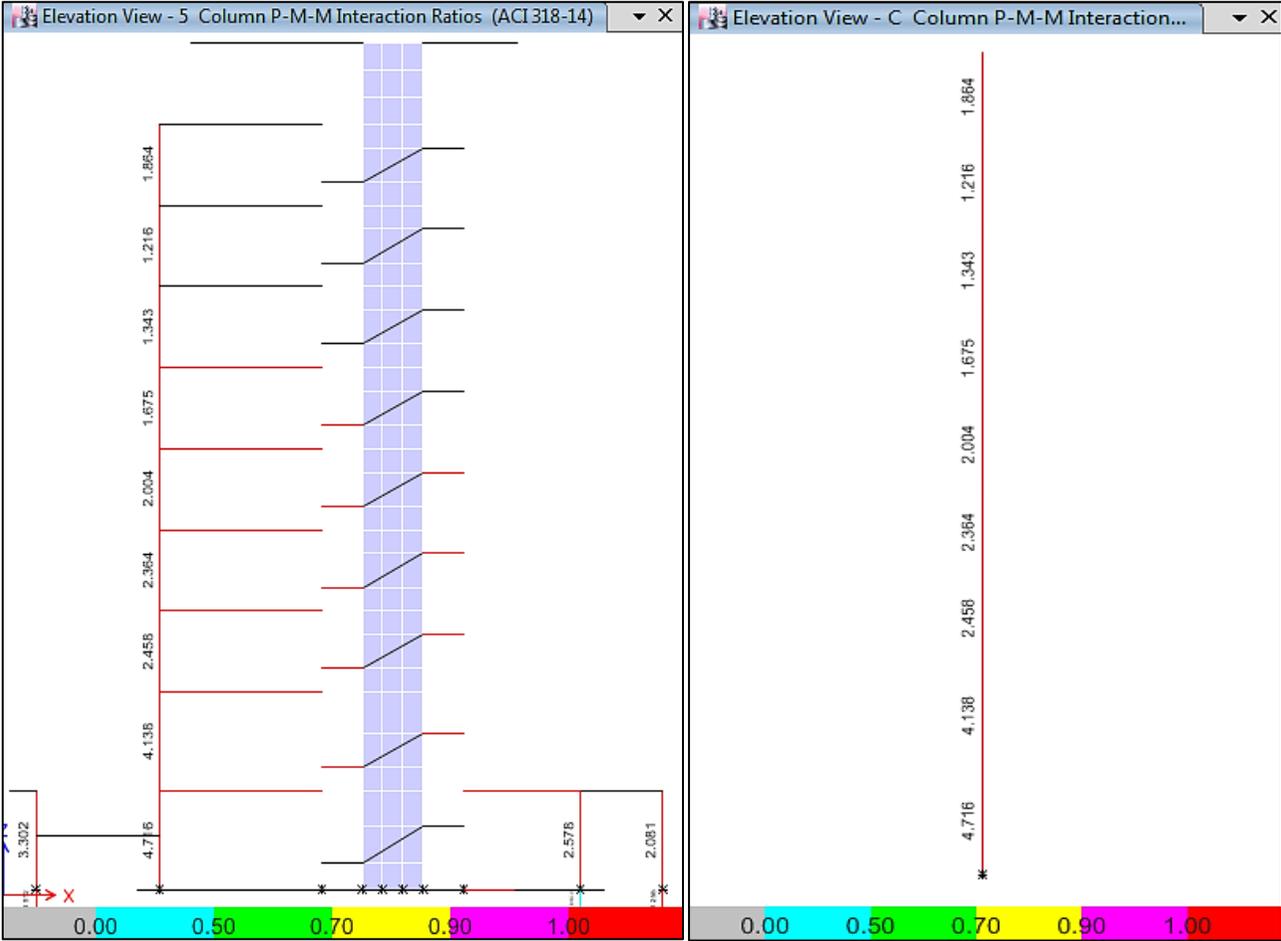
ACERO DEL MODELO ESTÁTICO SIN MAMPOSTERÍA

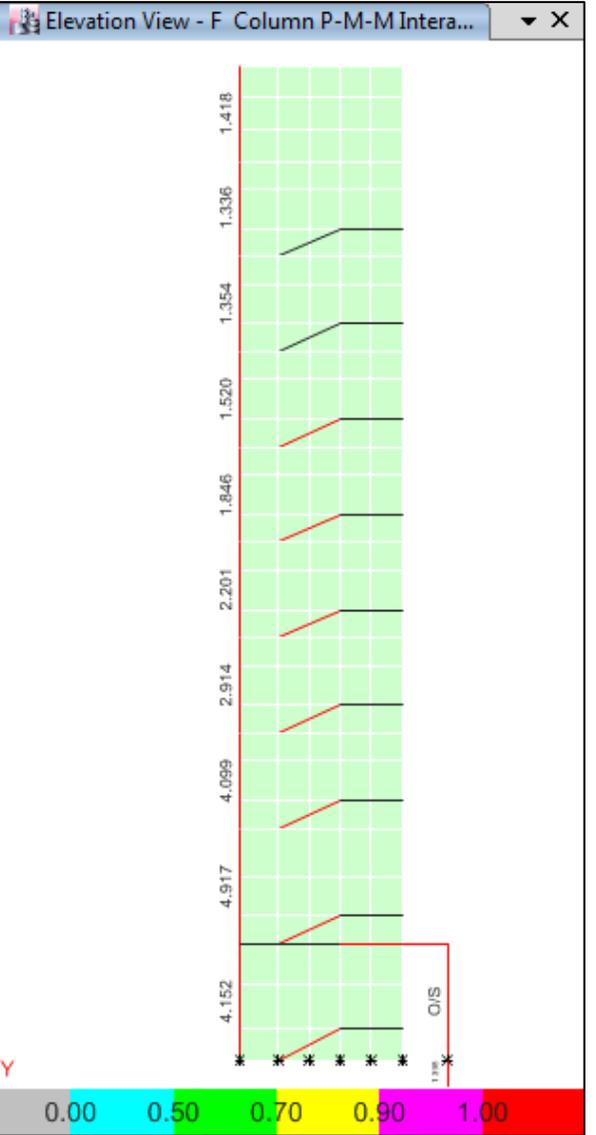
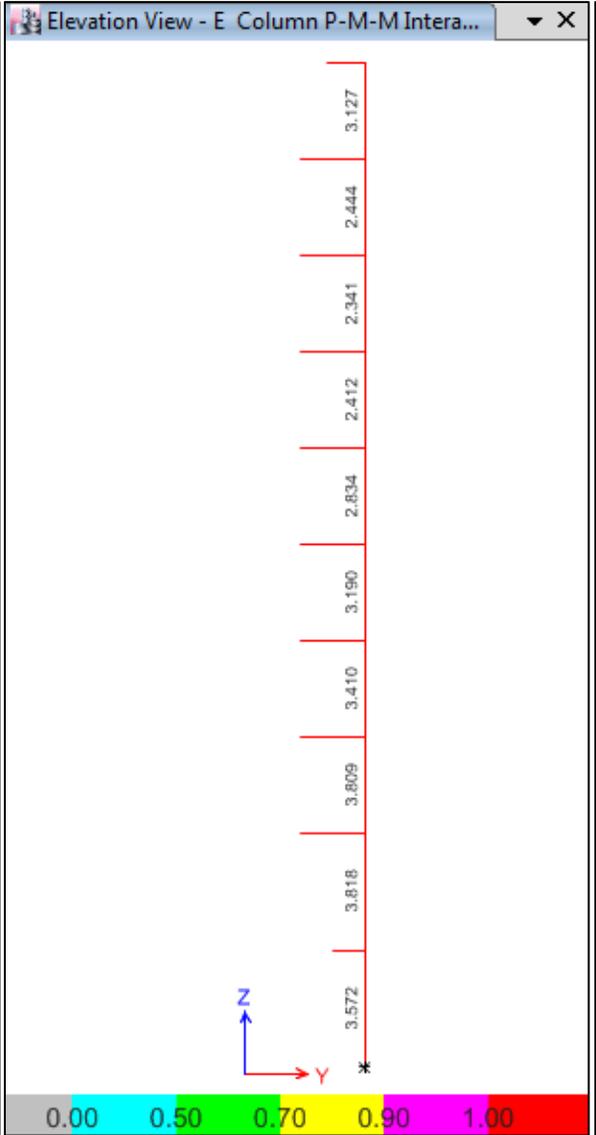
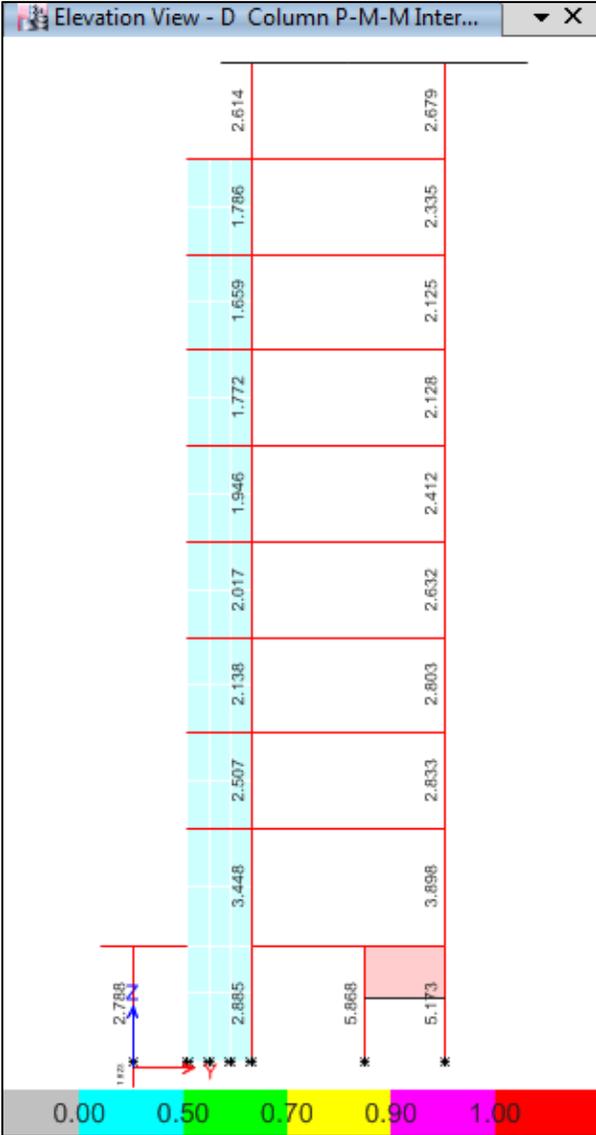
VIGAS Y COLUMNAS

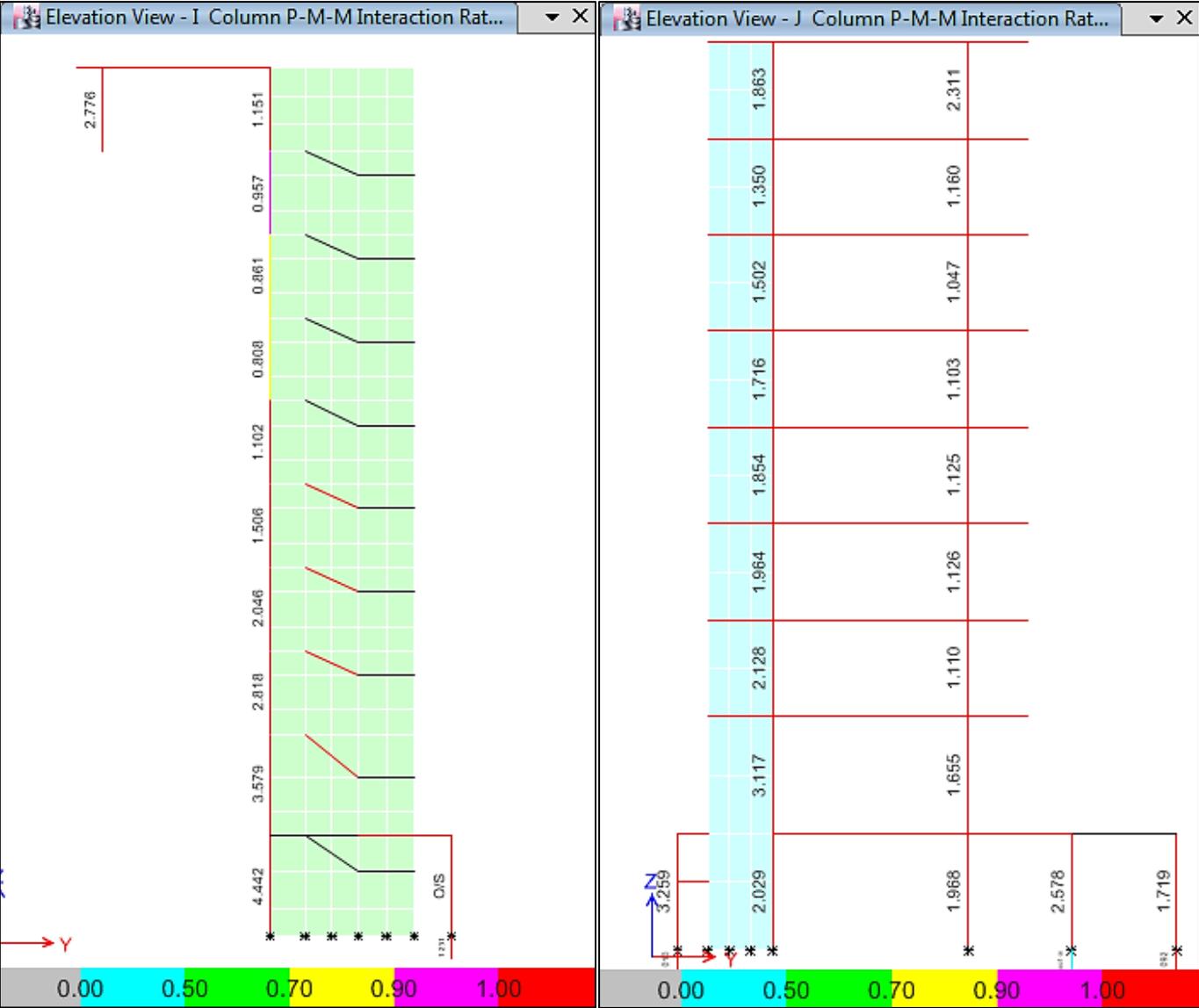




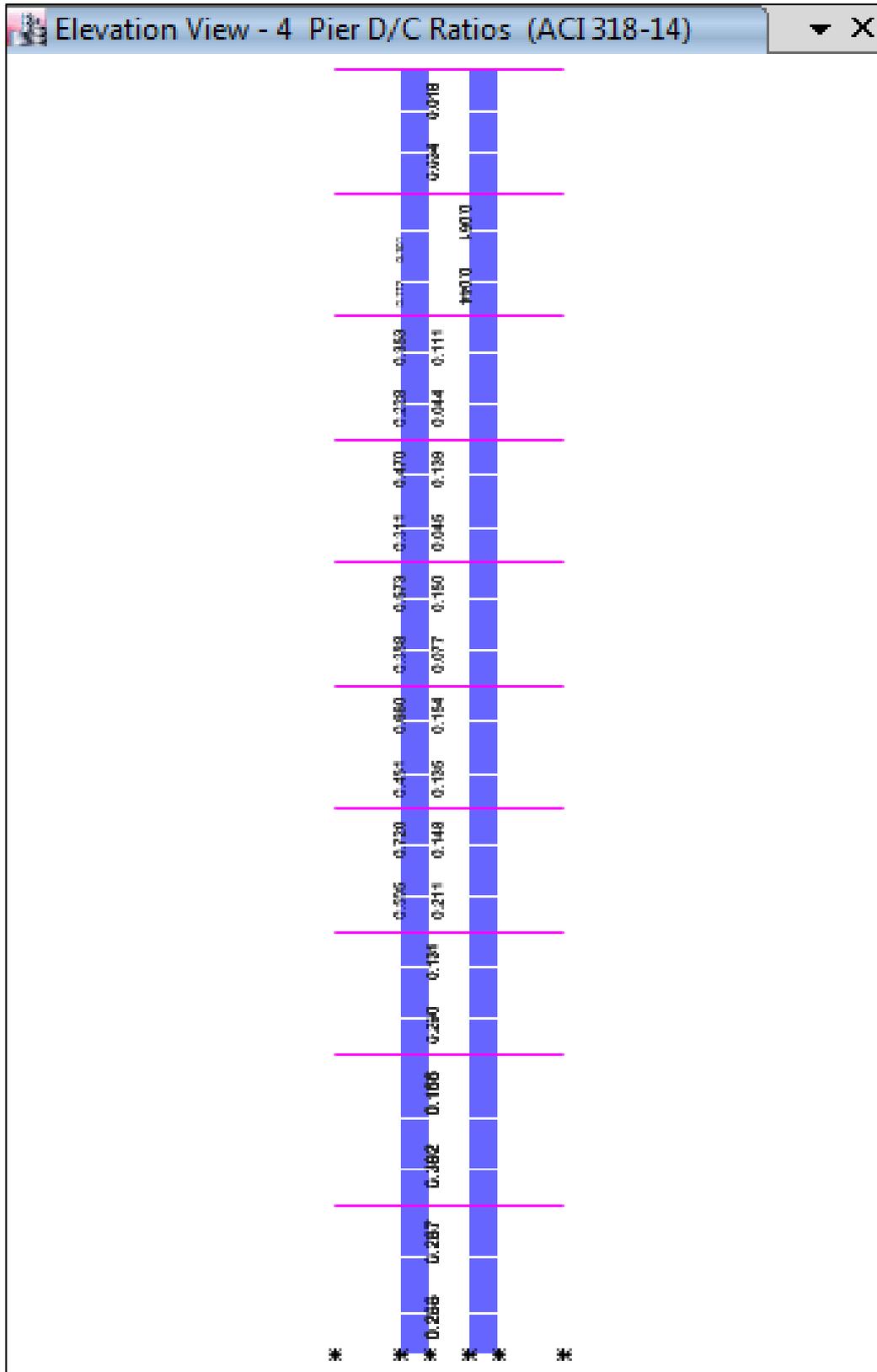
ANEXO VI
DEMANDA CAPACIDAD DEL MODELO ESTÁTICO SIN MAMPOSTERÍA
COLUMNAS

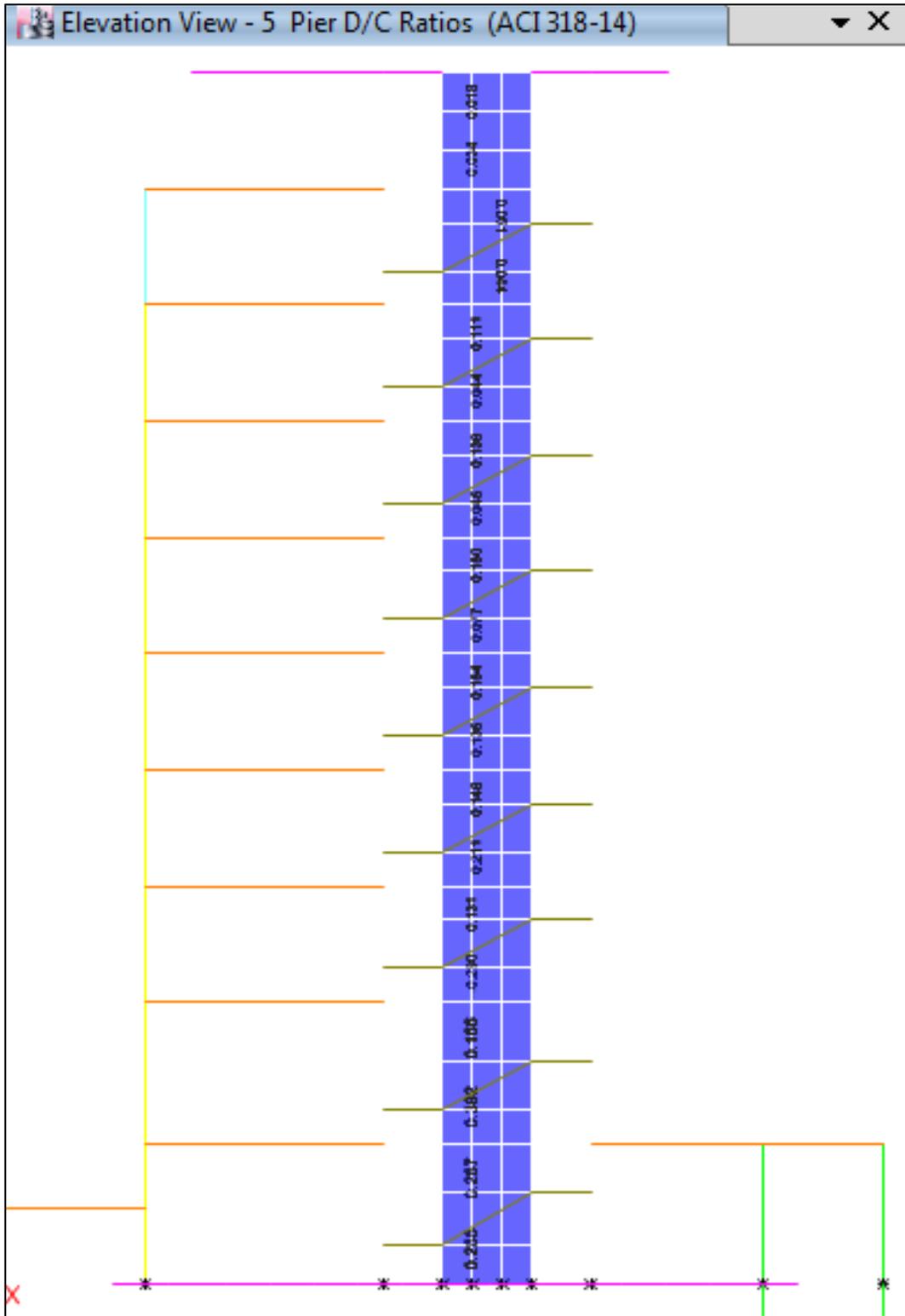


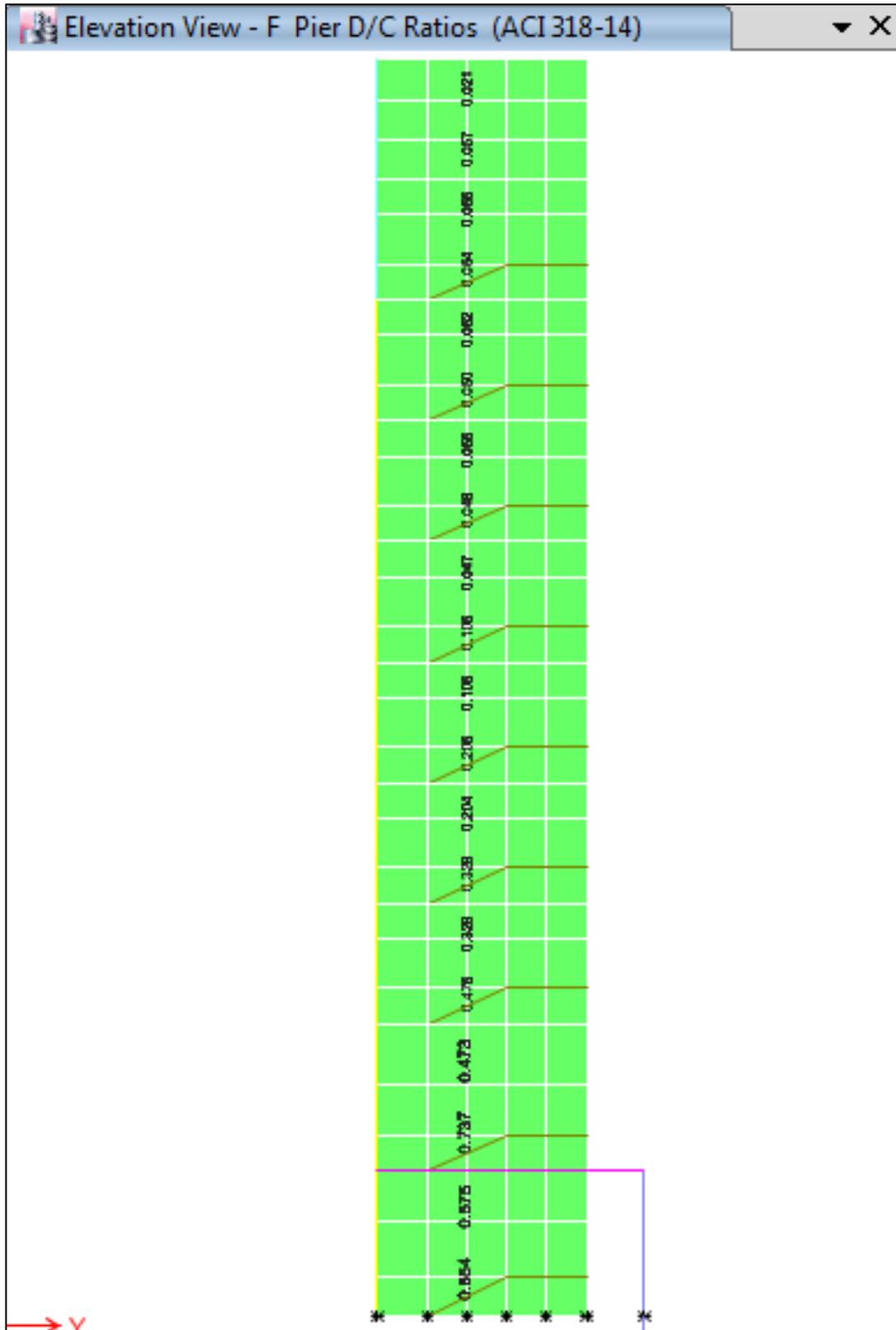


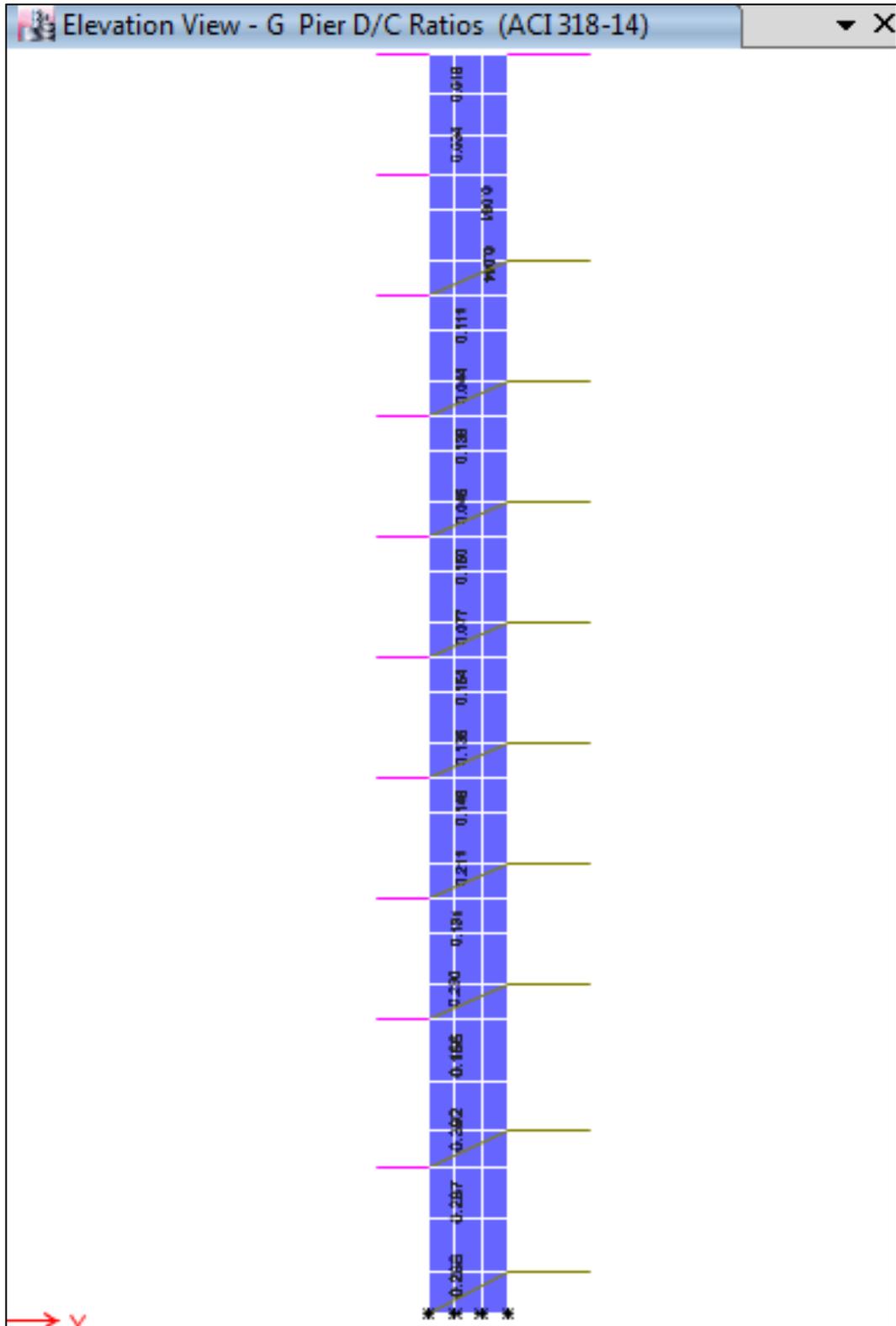


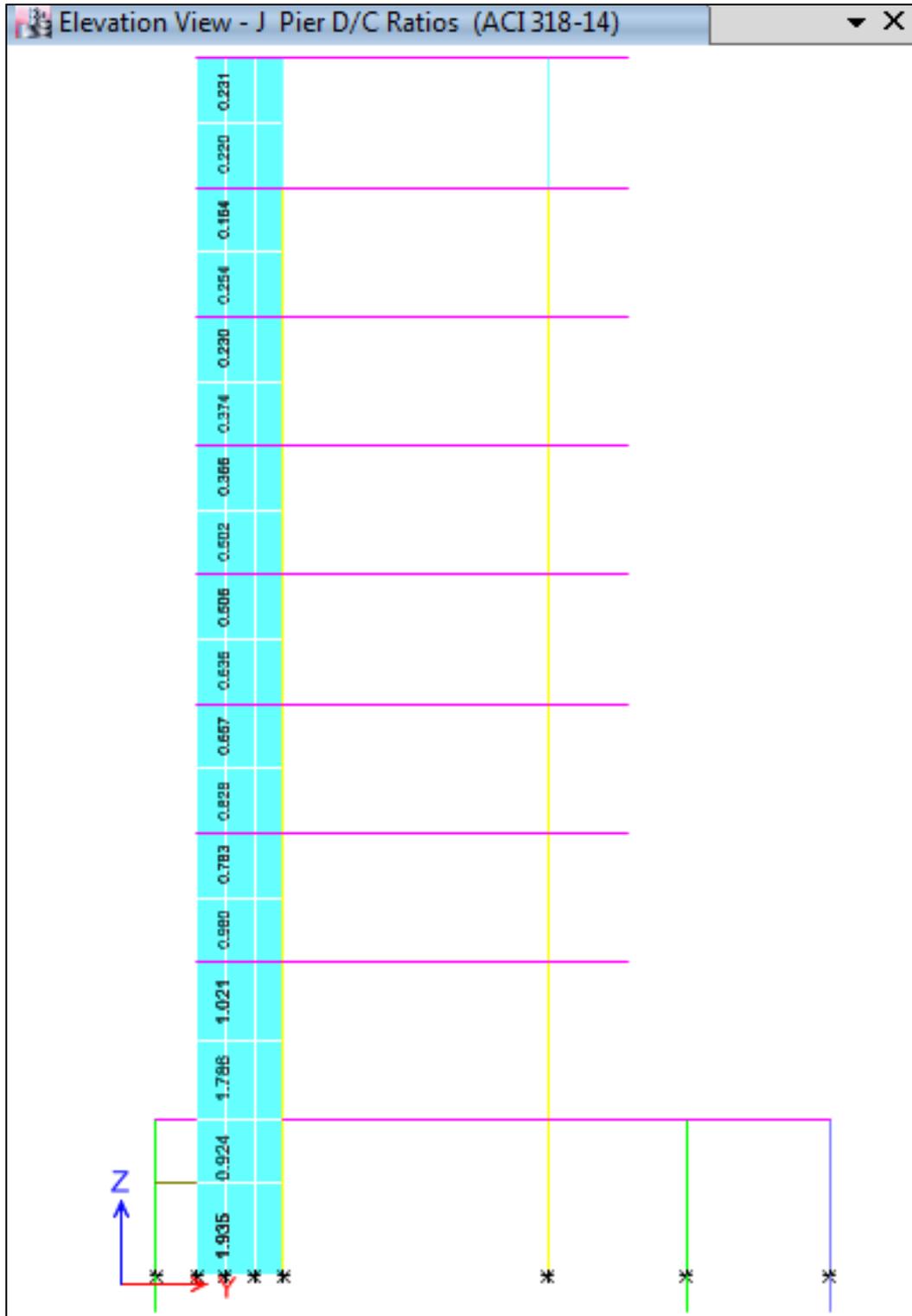
MUROS DE LOS EJES (4, 5, F, G, J)











ANEXO VII

**CÓDIGO AJUSTE A LA LÍNEA BASE Y FILTRADO DE LOS CELEROGRAMAS
EN MATLAB®**

```

%% Funcion para Correccion de linea base
% Este codigo realiza un detrend en el acelerograma es decir que le quita
% su linea de tendencia
%% Codigo de la funcion
function [ac,vc,dc,t]=CorreccLineaBase(a0,fs)
%.....Registro original.....
l=length(a0);
dt=1/fs;
t=0:dt:(l-1)*dt;
v0=cumtrapz(a0)*dt;
d0=cumtrapz(v0)*dt;

%.....Registro corregido linea de tendencia.....
adetrend=detrend(a0);%Remueve la mejor línea de tendencia
v=cumtrapz(adetrend)*dt;
d=cumtrapz(v)*dt;

figure(1)

subplot(3,1,1)
plot(t,a0)
hold on
plot(t,adetrend)
title('Aceleracion')
grid on
grid minor
ylabel('a [cm/seg^2]')
legend('Original','Ajustado')

subplot(3,1,2)
plot(t,v0)
hold on
plot(t,v)
title('Velocidad')
grid on
grid minor
ylabel('v [cm/seg]')

subplot(3,1,3)
plot(t,d0)
hold on
plot(t,d)
title('Desplazamiento')
grid on
grid minor
xlabel('Tiempo [seg]')
ylabel('d [cm]')

%.....Filtrado de Señal.....
flc=.1;%flc=Low-cut frequency

```

```

fhc=30;%fhc=High-cut frequency
Fn=fs/1.9999;%Frecuencia de Nyquist
[fb,fa]=butter(4,[flc/Fn fhc/Fn]); %Diseño de filtro butterworth de orden 4
vc=filter(fb,fa,v); %Velocidad filtrada

dc=cumtrapz(vc)*dt;
ac=diff(vc)/dt;
ac(end+1)=0;

figure(2)
subplot(3,1,1)
plot(t,adetrend,'color',[0.8500, 0.3250, 0.0980])
hold on
plot(t,ac,'color',[0, 0.5, 0])
title('Aceleracion')
grid on
grid minor
ylabel('a [cm/seg^2]')
legend('Ajustado','Ajustado y filtrado')

subplot(3,1,2)
plot(t,v,'color',[0.8500, 0.3250, 0.0980])
hold on
plot(t,vc,'color',[0, 0.5, 0])
title('Velocidad')
grid on
grid minor
ylabel('v [cm/seg]')

subplot(3,1,3)
plot(t,d,'color',[0.8500, 0.3250, 0.0980])
hold on
plot(t,dc,'color',[0, 0.5, 0])
title('Desplazamiento')
grid on
grid minor
xlabel('Tiempo [seg]')
ylabel('d [cm]')

% figure(4)
% subplot(3,1,1);plot(t,ac);title('Registro corregido filtrado-Aceleración vs tiempo');
% subplot(3,1,2);plot(t,vc);title('Velocidad vs tiempo');
% subplot(3,1,3);plot(t,dc);title('Desplazamiento vs tiempo');

```

ANEXO VIII

CÓDIGO DE INTENSIDAD DE ÁRIAS EN MATLAB®

```

function[ia,acumulada]=intensidad_arias(signal,muestreo)
%ia=intensidad arias
l=length(signal); % Longitud de la señal
dt=1/muestreo; % Intervalo de tiempo
t=0:dt:(l-1)/muestreo; % Vector de tiempo

%Aceleración al cuadrado|
ac2=signal.^2;
integrar=0; % Variable para intensidad de arias
acumulada=0; % Variable para la acumulada

for i=2:l
    integrar=integrar+(ac2(i-1)+ac2(i))/2*dt; % Integrar
    acumulada(i-1)=pi/(2*981)*integrar; % la acumulada
end

ia=pi/(2*981)*integrar; % Intensidad de arias
acumulada=acumulada./ia*100; % Porcentaje
%GRÁFICAS

figure(6)
subplot(2,1,1)
plot(t,signal)
grid on
grid minor
ylabel('Aceleracion [cm/s^2]')

subplot(2,1,2)
plot(t(1:l-1),acumulada,'LineWidth',1.5);
grid on
grid minor
xlabel('Tiempo [seg]')
ylabel('Porcentaje acumulado')

```

ANEXO IX

CÓDIGO EN MATLAB® PARA OBTENER ESPECTROS DE RESPUESTA EN ACCELERACIÓN

```

% Funcion para resolver la ecuacion de movimiento ante carga arbitraria de
% aceleracion en la base por el metodo de Newmark
% Desarrollado durante los cursos de Ingenieria Sismica de la Facultad de
% Ingenieria Civil y Ambiental (FICA- EPN)
%
%-----
%Copyright (c) 2016, JCSA IG-EPN (Quito-Ecuador) <juansa2025@gmail.com>
%
%THE SOFTWARE IS PROVIDED "AS IS" AND THE AUTHOR DISCLAIMS ALL WARRANTIES
%WITH REGARD TO THIS SOFTWARE INCLUDING ALL IMPLIED WARRANTIES OF
%MERCHANTABILITY AND FITNESS. IN NO EVENT SHALL THE AUTHOR BE LIABLE FOR
%ANY SPECIAL, DIRECT, INDIRECT, OR CONSEQUENTIAL DAMAGES OR ANY DAMAGES
%WHATSOEVER RESULTING FROM LOSS OF USE, DATA OR PROFITS, WHETHER IN AN
%ACTION OF CONTRACT, NEGLIGENCE OR OTHER TORTIOUS ACTION, ARISING OUT OF
%OR IN CONNECTION WITH THE USE OR PERFORMANCE OF THIS SOFTWARE.
%
%Permission to use, copy, modify, and/or distribute this software for any
%purpose with or without fee is hereby granted, provided that the above
%copyright notice and this permission notice appear in all copies.
%
%-----
function[PSa]=espectros_de_respuesta(acceleracion,dt,xi)
% Datos de entrada
% aceleracion = Vector columna de aceleracion corregida (cm/s^2)
% dt= Intervalo de tiempo entre muestras (e.g. 0.01,0.02)
% xi= Amortiguamiento (e.g. 0.02,0.05,0.1)
gamma=0.5;
beta=0.166666; % o 0.25
% NECESITA DEFINIR EL VECTOR DE PERIODOS ESTRUCTURALES
% Cambie los valores del vector T si es necesario
T=0:0.01:3;

ll=length(T);
%Salida
% T= Vector de periodos estructurales
% PSa= Pseudo-spectral acceleration (cm/s^2)
% PSv= Pseudo-velocidad espectral (cm/s)
% Sd= Desplazamiento espectral(cm)
% Sv= Velocidad espectral (cm/s)
% Sa= Aceleracion espectral (cm/s^2)
PGA=max(abs(acceleracion));
%vg=cumtrapz(acceleracion)*dt;
%vg=cumtrapz(vg)*dt;
%vector de desplazamiento del Sistema de 1 GDL
u=zeros(length(acceleracion),1);
%vector de velocidad del SDOF
v=zeros(length(acceleracion),1);
%vector de aceleracion del SDOF
a=zeros(length(acceleracion),1);
%T(1,1)=0;
g=dt*pi()*sqrt(2)*sqrt(gamma-2*beta);
for j=1:ll
%for j=1:round(Tmax/dt)

```

```

%Calculo de propiedades del SDOF
if T(j)>g
w(j,1)=2*pi/T(j); %Frecuencia natural
m=1; % Masa del SDOF
k=(w(j,1))^2*m; % Rigidez del SDOF
c=2*m*w(j,1)*xi; %Amortiguamiento
%Calculo de los coeficientes
a1=m/(beta*dt^2)+gamma*c/(beta*dt);
a2=m/(beta*dt)+c*(gamma/beta-1);
a3=(1/(2*beta)-1)*m+dt*(gamma/(2*beta)-1)*c;
kp=k+a1;
146
for i=1:length(u)-1
u(1,1)=0;
v(1,1)=0;
a(1,1)=0;
pp=-m*aceleracion(i,1)+a1*u(i,1)+a2*v(i,1)+a3*a(i,1);
%Respuesta de cada SDOF
u(i+1,1)=pp/kp; %Desplazamiento relativo del SDOF
v(i+1,1)=gamma*(u(i+1,1)-u(i,1))/(beta*dt)+(1-gamma/beta)*v(i,1)+dt
*(1-gamma/(2*beta))*a(i,1);
%Velocidad relativa
a(i+1,1)=(u(i+1,1)-u(i,1))/(beta*dt^2)-v(i,1)/(beta*dt)-a(i,1)*(1/(2*
beta)-1);
%Aceleracion relativa
at(i+1,1)=(u(i+1,1)-u(i,1))/(beta*dt^2)-v(i,1)/(beta*dt)-a(i,1)*(1/(2*
beta)-1)+aceleracion(i,1);
%aceleracion absoluta
%v(i+1,1)=gamma*(u(i+1,1)-u(i,1))/(beta*dt)+(1-gamma/beta)*v(i,1)+dt
*(1-gamma/(2*beta))*a(i,1);
end
Sd(j,1)=max(abs(u(:,1)));
Sv(j,1)=max(abs(v(:,1)));
Sa(j,1)=max(abs(at(:,1)));
PSv(j,1)=w(j)*Sd(j,1);
PSa(j,1)=(w(j))^2*Sd(j,1);
%T(j+1,1)=T(j)+dt;
else
Sd(j,1)=0;
Sv(j,1)=0;
Sa(j,1)=PGA;
PSv(j,1)=0;
PSa(j,1)=PGA;
end
end

```

ANEXO X

CÓDIGO PARA ESCALAR SEÑALES EN MATLAB®

```

T=0:0.01:3;
load('sismos_corregidos')
% se obtienen los espectros de respuesta

espectro={0,0};

%% Espectro E y N para cada sismo

for i = 1:9
    espectro{1,i} = espectros_de_respuesta(sismos_corregidos{2,i},0.01,0.05);
    espectro{2,i} = espectros_de_respuesta(sismos_corregidos{3,i},0.01,0.05);
end

for i=10:11
    espectro{1,i}= espectros_de_respuesta(sismos_corregidos{2,i},0.005,0.05);
    espectro{2,i} = espectros_de_respuesta(sismos_corregidos{3,i},0.005,0.05);
end

for i = 1:11
    figure(i)
    plot(T,espectro{1,i})
    hold on
    plot(T,espectro{2,i})
    plot(T,NEC)
    hold on

    title(strcat('Sismo ',num2str(i)))
    legend('Este','Norte')
    xlabel('Período [s]')
    ylabel('PSa [cm/s²]')
end

% Definir y graficar el MCER
mcer = {0};

mcer{1} = espectro{1,1};
mcer{2} = espectro{1,2};
mcer{3} = espectro{1,3};
mcer{4} = espectro{2,4};
mcer{5} = espectro{1,5};
mcer{6} = espectro{2,6};
mcer{7} = espectro{1,7};
mcer{8} = espectro{2,8};
mcer{9} = espectro{1,9};
mcer{10} = espectro{2,10};
mcer{11} = espectro{2,11};

figure(12)
plot(T,NEC)
hold on

for i = 1:11
    plot(T,mcer{i})
end

```

```

title('Espectros MCER')
legend('NEC','ICA2','IBR007','APO1','GO07','FKS007','FKS001','SANT.MAIPU','GO04','AMNT','LLO
LLEO','CONSTITUCION')
xlabel('Período [s]')
ylabel('PSa [cm/s2]')

% Factor S1
index = 110;
NECavg = 692.30;
S1 = zeros(11,1);

for i = 1:11
    S1(i) = NECavg/mcer{i}(index);
end

% MCER_S1
figure(13)
plot(T,NEC)
mcer_S1 = {0};

hold on
for i = 1:11
    plot(T , mcer{i}*S1(i));
    mcer_S1{i} = mcer{i}*S1(i);
end
title('Espectros MCER*S1')
xlabel('Período [s]')
ylabel('PSa [cm/s2]')

% MCER_S promedio S1 (avg)

mcer_avg = zeros(301,1);
for i = 1:11
    mcer_avg = mcer_avg + mcer_S1{i};
end

mcer_avg = mcer_avg/11;

figure(14)
plot(T,NEC)
hold on
plot(T , mcer_avg);
title('Espectros (MCER*S1) promedio')
xlabel('Período [s]')
ylabel('PSa [cm/s2]')

% RANGO DE PERIODOS 0.2T A 2.0T
Tavg = 1.09;
Tinf = 0.2*Tavg;
Tsup = 2.0*Tavg;
disp(Tavg)
Tinf = fix(Tinf*100)/100;
display(Tinf)
Tsup = fix(Tsup*100)/100;
display(Tsup)

% RAZON "r"

```

```

index_inf = find(T == Tinf);
index_sup = find(T == Tsup);

r = NEC./mcer_avg;

figure(15)
plot(Tinf:0.01:Tsup , r(index_inf:219));
title('Relación espectral')
xlim([-inf inf])
xlabel('Período [s]')
ylabel('Relaciones Espectrales [cm/s²]')

% SF2 = rmáx
SF2 = max(r(index_inf:219));
display(SF2)
% SF
SF = S1*SF2;
display(SF)
%MCER_SF
figure(16)
plot(T,NEC)
mcer_SF={0};
hold on
for i=1:11
    plot(T,mcer{i}*SF(i));
    mcer_SF{i}=mcer{i}*SF(i);
end
title('Espectros MCER*SF')
xlabel('Período [s]')
ylabel('PSa [cm/s²]')

% MCER_S promedio SF (avg)

mcer_avg = zeros(301,1);
for i = 1:11
    mcer_avg = mcer_avg + mcer_SF{i};
end

mcer_avg = mcer_avg/11;

figure(17)
plot(T,NEC)
hold on
plot(T , mcer_avg);
title('Espectros (MCER*SF) promedio')
xlabel('Período [s]')
ylabel('PSa [cm/s²]')

```

ANEXO XI

ACELEROGRAMAS

