



**UNIVERSIDAD  
DEL AZUAY**

**UNIVERSIDAD DEL AZUAY**

---

**FACULTAD DE CIENCIA Y  
TECNOLOGÍA**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**“Análisis de vulnerabilidad sísmica de una  
estructura especial de hormigón armado de 4  
pisos ubicada en la ciudad de cuenca-ecuador”**

**TESIS**

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL CON MENCIÓN EN GERENCIA  
DE CONSTRUCCIONES**

**PRESENTA:**

**JUAN J. TORRES SOLIS & DANIEL E. VÁSQUEZ  
ATIENCIA**

**TUTOR:**

**ESTEBAN CABRERA VÉLEZ**

**CUENCA, ECUADOR, 2021**

**FACULTAD DE  
CIENCIA Y  
TECNOLOGÍA**

## **DEDICATORIA**

A mi familia: Jose, Bertha, Miguel, Zoila, Eduardo, Daniela, por apoyarme siempre y creer siempre en mí. A mis amigos: Daniel, Camila, Sebastián, Juan Fernando, Ariana, Nicole, Sofía por su amistad y apoyo incondicional y a todos aquellos que han hecho de este viaje algo más que una experiencia educativa una de descubrimiento y aventura, les agradezco sinceramente.

**Juan J. Torres Solis.**

A toda mi familia, en especial a mis padres Fausto y María Augusta, a mi hermano Sebastián y a mi primo Mateo, quienes me ayudaron y brindaron todo su apoyo en esta etapa de mi vida. A mis amigos Juan José, Camila, Ariana y a todos los que hicieron que este camino esté lleno de alegrías y momentos gratos que recordaré por siempre, estaré eternamente agradecido con todos ustedes.

**Daniel E. Vásquez Atiencia.**

## **AGRADECIMIENTO**

Un especial agradecimiento a nuestro tutor y amigo Ing. Esteban Cabrera Vélez, por todo su apoyo y paciencia para revisar y sacar adelante este trabajo de investigación, al Ing. Francisco Flores y al Ing. Jose Vázquez por su apoyo para poder realizar esta investigación, debido a que siempre estuvieron dispuestos a ayudarnos con cualquier consulta o tramite a ser realizado y finalmente al grupo de investigación Estudio de Vulnerabilidad ante Solicitaciones Sísmicas de la Universidad del Azuay con el cual hemos realizado esta investigación y ha aportado de manera significativa a realizar este trabajo.

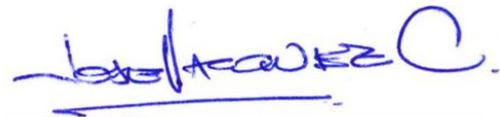
**RESUMEN:****“Análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura especial de hormigón armado de 4 pisos ubicada en la ciudad de Cuenca-Ecuador”**

Esta investigación toma como caso de estudio una estructura de pórticos resistentes a momento de hormigón armado de cuatro pisos, construida en 1983. Previo al análisis se definieron los requisitos como: configuración y características de la estructura, la demanda sísmica, los objetivos de desempeño y el modelo matemático para la edificación. Dicho modelo fue concebido en el software ETABS y se aplicó la metodología de análisis lineal estático en conformidad con la norma NEC-15. Posteriormente se aplicó el método no lineal estático en base a las normativas ATC-40 y FEMA 440, obteniendo como resultado las curvas de capacidad en las direcciones principales ( $X_{\pm}$  y  $Y_{\pm}$ ) y los puntos de desempeño de la estructura, para esto es necesario definir las rotulas plásticas en base a lo dispuesto por ASCE 41-17 y ASCE 41-13. En conclusión, la edificación no cumple varios de los criterios de detallamiento y conformidad establecidos en la normativa, además de presentar excedencia en la relación demanda-capacidad de ciertos elementos, por lo cual y considerando el incumplimiento de algunos criterios de desempeño estructural como la incursión en el tramo no lineal más allá del punto de prevención de colapso en su dirección más vulnerable (X), debe ser reforzada.

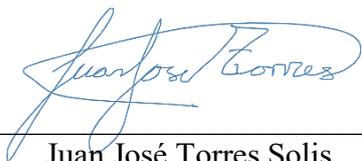
**Palabras clave:** Vulnerabilidad sísmica, Desempeño estructural, Análisis estático lineal, Análisis no lineal estático, ASCE 41-17, ASCE 41-13, NEC-15, FEMA 440.



Ing. Esteban Marcelo Cabrera Vélez  
Director de Trabajo de Titulación



Ing. José Fernando Vázquez Calero  
Director de Escuela



Juan José Torres Solís  
Autor



Daniel Esteban Vásquez Atencia  
Autor

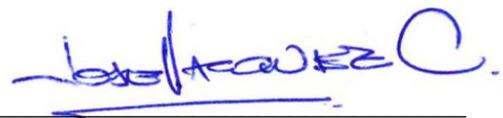
**ABSTRACT:****“Seismic vulnerability analysis of a special four-story reinforced concrete structure located in the city of Cuenca, Ecuador”**

The research case of study is a four-story reinforced concrete moment frame structure, built in 1983. Prior performing the analysis procedures, the requirements such as: the building configuration and characteristics, the seismic demand, the performance objectives and the mathematical model were defined. The model was conceived using the software ETABS and the linear static procedure was applied in conformity to NEC-15 code. The nonlinear static procedure was based on ATC-40 and FEMA 440, resulting in the capacity curves on both of the principal directions ( $X_{\pm}$  y  $Y_{\pm}$ ) and the performance points of the structure, for which is required the definition of the plastic hinges based on ASCE 41-17 and 41-13. As conclusion, the building did not comply with the code and the detailing criteria, furthermore exceeding the demand – capacity ratios in some elements, for which and taking into account the non-compliance of some of the structural performance criteria as the incursion of the nonlinear region beyond the collapse prevention point on its most vulnerable direction (X), the structure requires retrofit.

**Keywords:** Seismic Vulnerability, Structural Performance, Linear Static Analysis, Nonlinear Static Analysis, ASCE 41-17, ASCE 41-13, NEC-15, FEMA 440.

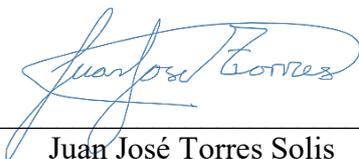


Ing. Esteban Marcelo Cabrera Vélez  
Director



Ing. José Fernando Vázquez Calero  
School Director

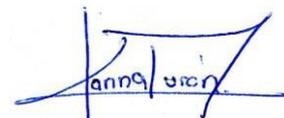
Translated by



Juan José Torres Solis  
Author



Daniel Esteban Vásquez Atencia  
Author



# ÍNDICE DE CONTENIDOS

1) INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Motivación .....	1
1.2. Problemática.....	1
1.3. Estado del arte .....	4
1.4. Objetivo general y objetivos específicos.....	6
1.4.1. Objetivo general.....	6
1.4.2. Objetivos específicos .....	6
1.5. Metodología .....	7
2) MARCO TEORICO.....	9
2.1. Requisitos para la evaluación.....	9
2.1.1. Descripción de la estructura.....	9
2.1.2. Clasificación del tipo de edificación.....	9
2.1.3. Configuración del edificio .....	10
2.1.4. Materiales.....	13
2.1.5. Columnas .....	15
2.1.6. Vigas .....	22
2.1.7. Losas .....	33
2.1.8. Información de sitio y cimentación.....	33
2.1.9. Riesgo sísmico y nivel de sismicidad .....	34

2.1.10.	Espectro elástico horizontal de aceleraciones .....	36
2.1.11.	Objetivos y niveles de desempeño .....	39
2.1.12.	Cargas muertas (D).....	43
2.1.13.	Cargas vivas (L) .....	45
2.1.14.	Modelos matemáticos aplicados.....	45
2.2.	Análisis estático lineal.....	47
2.2.1.	Cortante Basal.....	47
2.2.2.	Factor de Importancia .....	48
2.2.3.	Factor de reducción de la respuesta sísmica (R) .....	49
2.2.4.	Coefficientes de configuración estructural ( $\varphi$ ).....	50
2.2.5.	Irregularidades en planta.....	51
2.2.6.	Irregularidades en elevación .....	54
2.2.7.	Ajuste del Cortante Basal.....	57
2.2.8.	Participación y porcentaje de masa.....	57
2.2.9.	Efectos de segundo orden e índice de estabilidad ( $Q_i$ ) .....	57
2.2.10.	Revisión de derivas de piso .....	58
2.2.11.	Combinaciones de Carga.....	59
2.2.12.	Capacidad de los componentes .....	60
2.3.	Análisis de desempeño .....	64
2.3.1.	Capacidad.....	64
2.3.2.	Definición de rótulas plásticas en vigas.....	65

2.3.3.	Definición de rótulas plásticas en columnas .....	68
2.3.4.	Demanda .....	71
2.3.5.	Método FEMA 440 .....	72
3)	RESULTADOS.....	84
3.1.	Resultados del análisis estático lineal .....	84
3.1.1.	Demanda sísmica utilizada y periodos de vibración.....	84
3.1.2.	Revisión de irregularidades en planta .....	85
3.1.3.	Revisión de irregularidades en elevación .....	87
3.1.4.	Cortante basal estático y dinámico .....	88
3.1.5.	Índice de estabilidad .....	90
3.1.6.	Participación y porcentaje de masa.....	91
3.1.7.	Torsión .....	92
3.1.8.	Deflexiones por cargas de servicio .....	93
3.1.9.	Control de derivas elásticas e inelásticas .....	94
3.1.10.	Control de Asentamientos .....	95
3.1.11.	Capacidad de los componentes: Vigas .....	99
3.1.12.	Capacidad de los componentes: Columnas .....	102
3.2.	Resultados del análisis de desempeño.....	106
3.2.1.	Rótulas plásticas en vigas .....	106
3.2.2.	Rótulas plásticas en columnas .....	109
3.2.3.	Resultados de desempeño .....	111

5) CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	116
5.1. Conclusiones .....	116
5.2. Recomendaciones.....	119
6) REFERENCIAS.....	121
7) ANEXOS .....	125
7.1. Programa para obtener los parámetros y criterios de aceptación en vigas.....	125
7.2. Programa para obtener los parámetros y criterios de aceptación para columnas....	131
7.3. Función para obtener el diagrama de interacción 2D.....	136

# ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. ....	10
Tabla 2. ....	16
Tabla 3. ....	21
Tabla 4. ....	24
Tabla 5. ....	25
Tabla 6. ....	25
Tabla 7. ....	28
Tabla 8. ....	29
Tabla 9. ....	32
Tabla 10. ....	34
Tabla 11. ....	35
Tabla 12. ....	36
Tabla 13. ....	37
Tabla 14. ....	37
Tabla 15. ....	41
Tabla 16. ....	41
Tabla 17. ....	43
Tabla 18. ....	44
Tabla 19. ....	44
Tabla 20. ....	45
Tabla 21. ....	48
Tabla 22. ....	66
Tabla 23. ....	70

Tabla 24. ....	71
Tabla 25. ....	85
Tabla 26. ....	85
Tabla 27. ....	86
Tabla 28. ....	86
Tabla 29. ....	87
Tabla 30. ....	88
Tabla 31. ....	89
Tabla 32. ....	89
Tabla 33. ....	91
Tabla 34. ....	91
Tabla 35. ....	92
Tabla 36. ....	92
Tabla 37. ....	93
Tabla 38. ....	94
Tabla 39. ....	96
Tabla 40. ....	96
Tabla 41. ....	97
Tabla 42. ....	98
Tabla 43. ....	99
Tabla 44. ....	100
Tabla 45. ....	103
Tabla 46. ....	103
Tabla 47. ....	103
Tabla 48. ....	106

Tabla 49. .... 109

Tabla 50. .... 112

# ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.....	2
Figura 2.....	3
Figura 3.....	11
Figura 4.....	13
Figura 5.....	14
Figura 6.....	16
Figura 7.....	19
Figura 8.....	20
Figura 9.....	22
Figura 10.....	23
Figura 11.....	26
Figura 12.....	27
Figura 13.....	30
Figura 14.....	31
Figura 15.....	31
Figura 16.....	33
Figura 17.....	35
Figura 18.....	38
Figura 19.....	38
Figura 20.....	39
Figura 21.....	42
Figura 22.....	42

Figura 23.....	46
Figura 24.....	50
Figura 25.....	50
Figura 26.....	52
Figura 27.....	52
Figura 28.....	53
Figura 29.....	54
Figura 30.....	55
Figura 31.....	56
Figura 32.....	56
Figura 33.....	61
Figura 34.....	63
Figura 35.....	64
Figura 36.....	65
Figura 37.....	82
Figura 38.....	84
Figura 39.....	90
Figura 40.....	94
Figura 41.....	95
Figura 42.....	97
Figura 43.....	100
Figura 44.....	101
Figura 45.....	101
Figura 46.....	102
Figura 47.....	104

Figura 48. ....	104
Figura 49. ....	104
Figura 50. ....	105
Figura 51. ....	107
Figura 52. ....	108
Figura 53. ....	110
Figura 54. ....	110
Figura 55. ....	112
Figura 56. ....	113
Figura 57. ....	113
Figura 58. ....	114
Figura 59. ....	114

# ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1.....	14
Ecuación 2.....	14
Ecuación 3.....	14
Ecuación 4.....	14
Ecuación 5.....	14
Ecuación 6.....	17
Ecuación 7.....	18
Ecuación 8.....	18
Ecuación 9.....	18
Ecuación 10.....	19
Ecuación 11.....	21
Ecuación 12.....	30
Ecuación 13.....	30
Ecuación 14.....	32
Ecuación 15.....	47
Ecuación 16.....	51
Ecuación 17.....	51
Ecuación 18.....	54
Ecuación 19.....	58
Ecuación 20.....	58
Ecuación 21.....	59
Ecuación 22.....	60
Ecuación 23.....	60
Ecuación 24.....	61

Ecuación 25.....	61
Ecuación 26.....	62
Ecuación 27.....	62
Ecuación 28.....	63
Ecuación 29.....	63
Ecuación 30.....	67
Ecuación 31.....	67
Ecuación 32.....	69
Ecuación 33.....	69
Ecuación 34.....	69
Ecuación 35.....	72
Ecuación 36.....	74
Ecuación 37.....	75
Ecuación 38.....	76
Ecuación 39.....	78
Ecuación 40.....	79
Ecuación 41.....	79

# ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1. Rótulas plásticas en vigas	125
ANEXO 2. Rótulas plásticas en columnas	131
ANEXO 3. Interacción 2D	136

# 1) INTRODUCCIÓN.

## 1.1. Motivación

Los edificios existentes generalmente no tienen la rigidez lateral necesaria para mantenerse elásticos durante un evento sísmico, además de presentar sistemas estructurales lateralmente irregulares o con falta del detallamiento dúctil requerido por los códigos actuales (ATC, 2018). Los factores mencionados anteriormente son catalogados como deficiencias, es decir todas aquellas que previenen que la estructura alcance su objetivo de desempeño (ASCE/SEI 41-17, 2017), donde muchas de las veces estas deficiencias no son estudiadas a detalle. Por esta razón resulta imperativo, sobre todo cuando la estructura se encuentra en una región sísmicamente activa, la verificación de su desempeño sísmico. Es esta la razón que motiva el presente trabajo, que busca evaluar el comportamiento de una estructura construida bajo el amparo de una norma antigua, y determinar su nivel de desempeño.

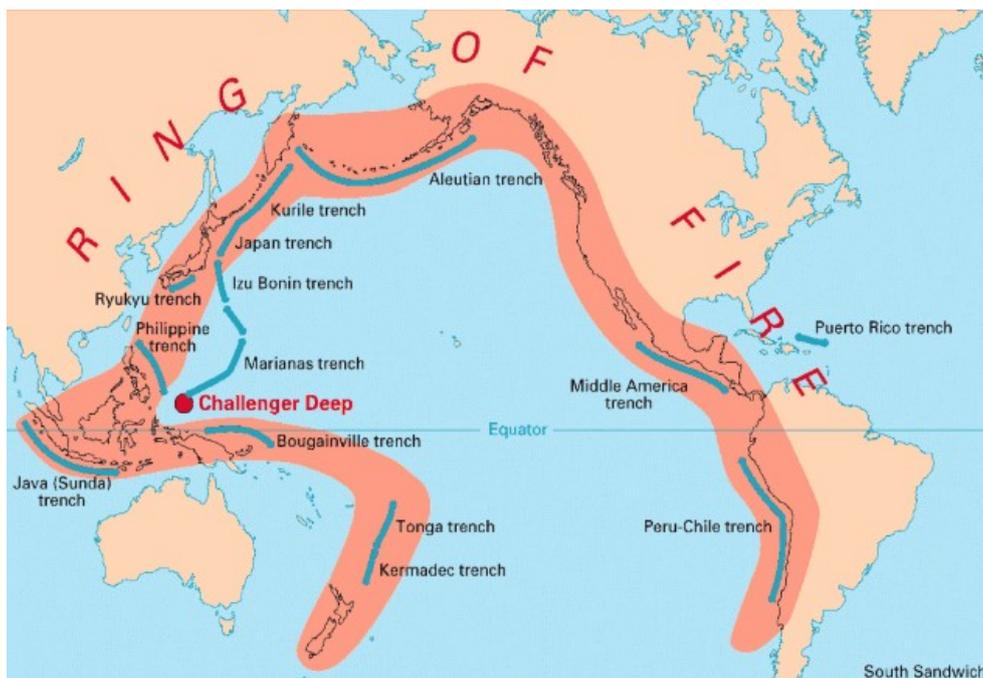
## 1.2. Problemática

Ecuador se encuentra ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico (Figura 1) dentro de la microplaca Bloque Andino perteneciente a la placa Sudamericana, la cual está en interacción con las placas Cocos, Nazca y Caribe, donde las fuentes sísmicas que rigen el peligro sísmico del Ecuador son: subducción (interplaca-intraplaca) y de tipo corticales (superficiales), en las cuales se llevan procesos de acumulación y liberación energética independientes del que ocurre en otras fuentes, mostradas en la Figura 2 (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016a). Es considerada una región de alta amenaza sísmica, causada principalmente por el proceso de subducción entre la placa oceánica de Nazca y la presencia de un sistema complejo de fallas activas, el evento de mayor amplitud registrado fue en su costa

Norte con una magnitud ( $M_w$ ) de 8.8 (Parra et al., 2016). La tectónica de la región es activa, el terremoto más reciente es el de Pedernales en 2016 de magnitud ( $M_w$ ) 7.8, responsable de más de 650 víctimas y de considerable destrucción, siendo un terrible recordatorio que el Ecuador enfrenta un riesgo sísmico alto (Beauval et al., 2018). La incongruencia entre la estructura real edificada y la concebida en el diseño estructural, basados en consideraciones anteriores a la normativa actual, fue una de las principales causas de falla en las estructuras durante el terremoto de 2016 (Castañeda & Bravo, 2017). En base a la categorización de riesgo y la experiencia vivida por el país, resulta imperativo la evaluación y reforzamiento de los sistemas de resistencia lateral de las estructuras existentes, con mira a precautelar la vida y evitar futuros colapsos.

### Figura 1.

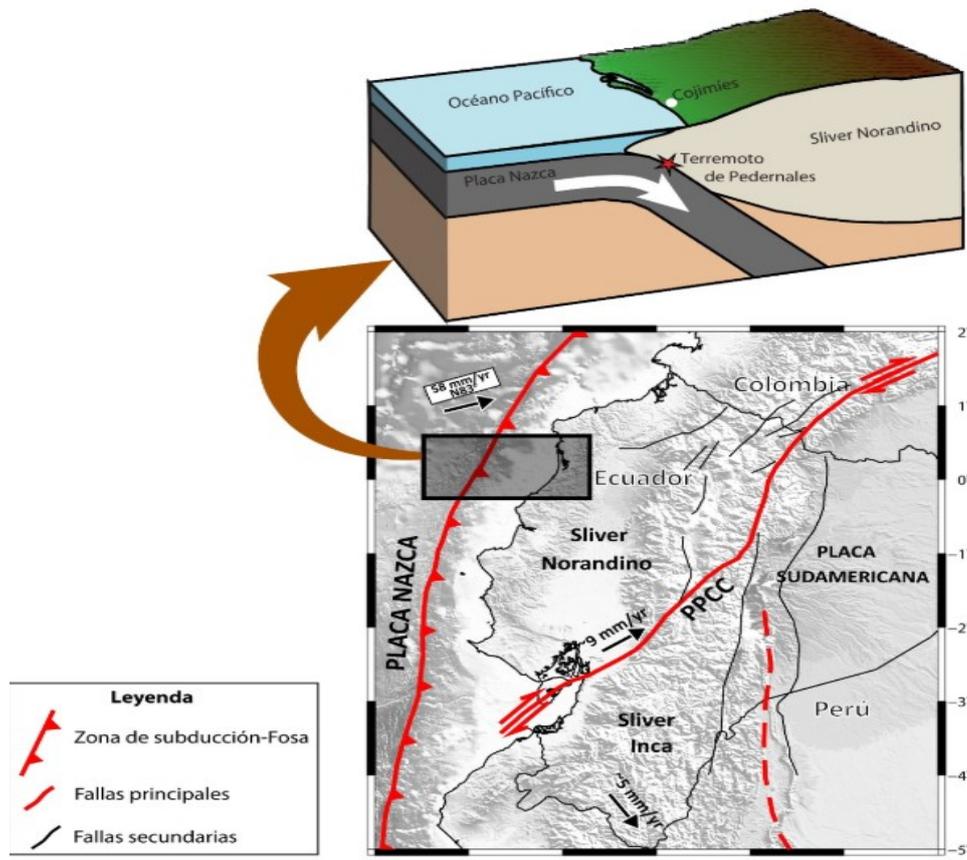
Cinturón de fuego del pacífico



*Nota.* Arcos volcánicos y fosas oceánicas que rodean la cuenca del pacífico forman el llamado anillo de fuego, zona de frecuentes terremotos y erupciones volcánicas, por United States Geological Survey, 1999 (<https://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/fire.html>). En el dominio público.

**Figura 2.**

Ubicación del Ecuador dentro del cinturón de fuego del Pacífico e ilustración de los procesos de subducción.



*Nota.* Contexto geodinámico del Ecuador y esquema del proceso de subducción en la zona del Terremoto de Pedernales, incluye las velocidades de los bloques o slivers y la velocidad de la Placa Nazca con respecto a Sudamérica, en mm/año y las fallas principales y secundarias (PPCC: Puná-Pallatanga-Cosanga-Chingual), por IGEPN, 2020 (<https://www.igepn.edu.ec/interactuamos-con-usted/1810-cuatro-anos-despues-del-terremoto-de-pedernales-un-testimonio-sobre-el-peligro-sismico-en-el-ecuador>). En el dominio público.

### 1.3. Estado del arte

Dentro de los antecedentes históricos descritos por (ATC, 2018) se indica una línea de tiempo el desarrollo de las normativas para la evaluación y rehabilitación sísmica en los Estados Unidos, de la cual es importante considerar:

1. La normativa para evaluación de edificaciones existentes nace en 1987 partir de ATC-14 en “Evaluando la resistencia sísmica de edificios existentes”, es actualizada por FEMA 178 en “Manual para la evaluación sísmica de edificios existentes” en el año 1992, con una actualización en 1998 con el reporte FEMA 310” Manual para la evaluación sísmica de edificios”, el cual es continuado por el comité ASCE 31-03 en el año 2003.
2. De manera análoga la normativa para rehabilitación de edificaciones existentes, nace en el año 1997 a partir de FEMA-273 y 274 en “Guía y comentario para la rehabilitación sísmica de edificios”, el cual es actualizado en el año 2000 por FEMA 356 en “Estándar previo y comentario para la rehabilitación sísmica de edificios”, el cual es continuado por el comité ASCE 41-06 en el año 2007.
3. En el año 2014 el Comité de Rehabilitación Sísmica del ASCE/SEI logró combinar el ASCE/SEI 31-03 “Evaluación sísmica de edificios existente” y el ASCE/SEI 41-06 “Rehabilitación sísmica de edificios existentes” para crear el ASCE 41-13 “Evaluación y rehabilitación sísmica de edificios existentes”, dicha unión empezó en el año 2009 para lograr que los procesos de evaluación y rehabilitación puedan ser llevados de la mano. El ASCE 41-13 mantiene la idea del análisis por 3 niveles que propone el ASCE 41-03, a la vez que basa todos los procedimientos analíticos en las disposiciones del ASCE 41-06.

Es importante mencionar la normativa ASCE 41-17 fue actualizada en el año 2017 y es la normativa principal para la evaluación y rehabilitación sísmica, sin embargo se han desarrollado metodologías de análisis que pueden ser aplicadas en conjunto con las normativas base, como los reportes realizados por (ATC, 1996) en “Evaluación y rehabilitación sísmica de edificios de concreto”, en el cual se explica, dentro de los procedimientos estáticos no lineales, el método del espectro de capacidad, el cual es después actualizado por (FEMA 440; ATC, 2005) en “Mejora de los procedimientos de análisis sísmicos estáticos no lineales”, el cual es aplicado dentro de este estudio en conjunto con la normativa ASCE 41-17 y ASCE 41-13. Dentro del ámbito local Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) en sus varios tomos, fundamentalmente la normativa para rehabilitación sísmica de estructuras y la normativa para cargas sísmicas y diseño sismo resistente, adoptan y referencian los parámetros de la normativa ASCE 41-06 y su cumplimiento es obligatorio a nivel nacional.

En Cuenca se han realizado estudios de vulnerabilidad de edificios existentes de Hormigón Armado (HA), como los realizados por (Orellana & Parra, 2017) & (Cabrera & Sánchez, 2016) desarrollados por la Universidad de Cuenca, cuya metodología fue en base a análisis estáticos y dinámicos no lineales: FEMA 440 y ATC 40 ante el espectro de diseño de la normativa nacional NEC-15; ambos estudios se enfocaron en estructuras conformadas por pórticos de HA existentes con diferente categorización y se obtuvo del análisis por desempeño que las estructuras analizadas incurren en un daño de moderado a severo con incursión en el tramo no lineal, y por lo tanto no cumplen con los parámetros de desempeño propios para cada una de las estructuras según su categorización. De igual manera, en la Universidad del Azuay se ha realizado una serie de estudios de vulnerabilidad sísmica como los de (Borja, 2020), (Cabrera & Andrade, 2021), (P. A. Cabrera, 2021), (Espinoza & Paredes, 2021) y (Cabrera & Andrade, 2021a) dentro del proyecto Estudio de Vulnerabilidad ante Solicitaciones Sísmicas (EVASS), del cual forma parte este proyecto. Los estudios se enfocan en estructuras conformadas por

pórticos de HA, de uso educativo, aplicando métodos lineales estáticos y no lineales estáticos: Método basado en fuerzas NEC SE-DS y FEMA 440 ante el espectro de diseño de la normativa nacional NEC-15; de los estudios mencionados anteriormente se obtuvo en base al análisis por desempeño, que las estructuras para los escenarios sísmicos escogidos incurren en daño extenso y concluyen que son vulnerables y requieren reforzamiento. Estas investigaciones son un referente de nuestro estudio.

## **1.4. Objetivo general y objetivos específicos**

### **1.4.1. Objetivo general**

Determinar en base a la metodología ASCE-SEI 41-17 el nivel de desempeño mediante un análisis estructural en dos niveles (Lineal Estático y No Lineal Estático) aplicado al modelo de la edificación, considerando las modificaciones a la estructura como: la presencia de una pantalla en la pared lateral, escaleras y si el ascensor recientemente colocado influencia a la estructura. El modelo será obtenido haciendo uso de planos estructurales, visitas en sitio e información en base a normativas locales e internacionales.

### **1.4.2. Objetivos específicos**

- I. Elaborar un modelo que sea representativo para la estructura existente, considerando su categorización, uso, cargas actuantes y sistema estructural.
- II. Realizar un análisis estático lineal aplicando el método de la carga pseudo estática, incluyendo un análisis de conformidad con la normativa NEC-15.
- III. Realizar un análisis estático no lineal pushover aplicando la metodología sugerida por ASCE 41-17 y FEMA 440.

- IV. Expresar de manera clara los resultados en torno a la vulnerabilidad de la estructura, en base al caso de estudio, en pro a recomendar posibles acciones y llegar a conclusiones claras que sean utilizadas para futuros trabajos de investigación en nuestra facultad.

## **1.5. Metodología**

La metodología aplicada será bajo los lineamientos de ASCE/SEI 41-17, la cual consiste en 3 etapas generales: preparatoria, análisis y reporte. La etapa preparatoria busca obtener un modelo de la estructura lo más cercano al real, cuyas características sean representativas en términos de geometría, elementos estructurales y cargas actuantes, así como definir correctamente la demanda sísmica para el sitio donde está emplazada la estructura, sus objetivos y niveles de desempeño. La etapa de análisis consiste en la aplicación de metodologías de análisis lineales estáticas que para el caso de estudio será en base a la NEC-15 y no lineales estáticas en base a FEMA 440, ASCE 41-17 y ASCE 41-13; cuyos resultados de capacidad requerida (en base a códigos locales e internacionales) serán comparados con la capacidad aproximada actuante (proveniente del análisis estructural), expresadas en términos de derivas de piso, cortante en la base, desplazamientos, acciones internas, entre otros. Culminando con un reporte detallado, conclusiones y recomendaciones.



## **2) MARCO TEORICO.**

### **2.1. Requisitos para la evaluación**

#### **2.1.1. Descripción de la estructura**

La edificación de cuatro plantas y una cubierta, cuyo uso es especial (Categorización NEC SE-DS) para uso educativo, emplazada en la calle Hernán Malo a 2512 m.s.s.m., cuyo diseño arquitectónico fue realizado por los Arquitectos Guido Álvarez y Leopoldo Cordero en el año 1980, siguiendo con el diseño estructural realizado en el año 1981 por los Ingenieros Vladimiro Cordero y Benjamín Cordero. Culminando con la construcción de la Facultad de Ciencias Jurídicas de la Universidad del Azuay en el año 1983. Es importante mencionar que el estudio realizado contó con la siguiente información<sup>1</sup> disponible para poder realizar el análisis de la estructura:

1. Planos de la edificación
2. Detalle de Ascensores provistos recientemente
3. Información de sitio de los estudios geológicos
4. Información recabada por visitas a sitio

#### **2.1.2. Clasificación del tipo de edificación**

La clasificación es realizada en función del sistema sismorresistente y el tipo de diafragma en base al listado provisto en la tabla 3-1 de la normativa, de la cual se ha determinado que nuestra estructura es un sistema C1, es decir que su sistema de resistencia

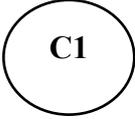
---

<sup>1</sup> No fue posible realizar análisis físicos destructivos o no destructivos dentro de la edificación para verificar la información provista por la institución

lateral es conformado por pórticos resistentes a momento, la descripción del sistema en base a la normativa ASCE/SEI 41-17, 2017 , se encuentra resumida dentro de la Tabla 1.

**Tabla 1.**

Clasificación del tipo de edificación en base a ASCE 41-17, tabla 3-1

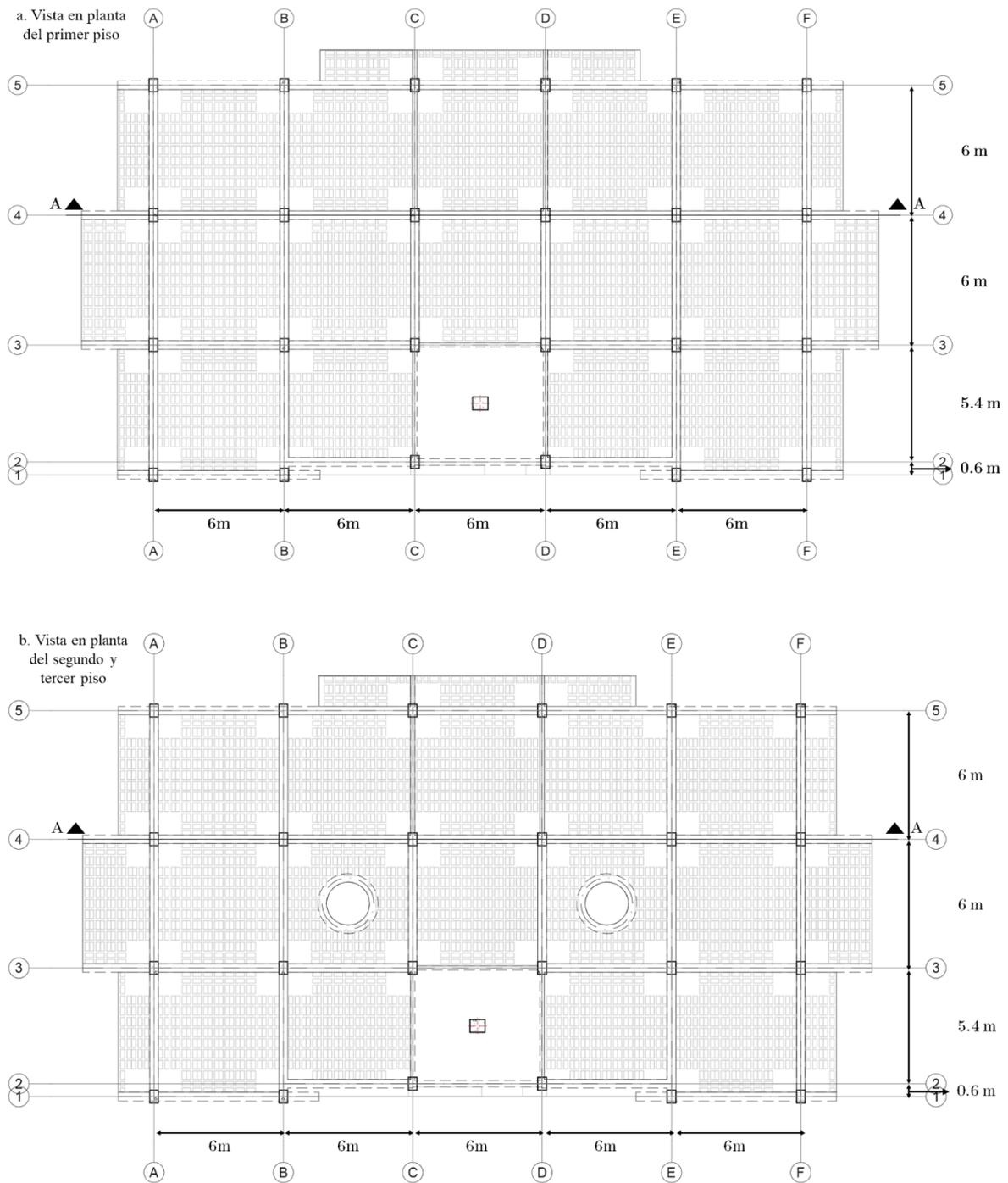
Sistema sismo resistente	Descripción
 <p><b>Pórticos de HA resistentes a momento</b></p>	<p>Estos edificios constan de un ensamble de pórticos conformados por vigas y columnas fundidas in situ. Las estructuras de pisos y cubiertas están constituidas por losas de concreto fundidas in situ, vigas, viguetas unidireccionales o en dos direcciones tipo waffle. Las fuerzas sísmicas son resistidas por pórticos de concreto que absorben momentos y desarrollan su rigidez a través de conexiones monolíticas viga-columna. En la práctica constructiva antigua y ya superada o en lugares de niveles de baja sismicidad, se permite pórticos que absorben momentos, consistentes de franjas de columnas de sistemas de losas planas bidireccionales. En la práctica estructural actual, los pórticos en sitios con niveles de alta sismicidad tienen juntas reforzadas, estribos con pequeño espaciamiento y un detallado específico para lograr un rendimiento dúctil. Este detallado del armado generalmente está ausente en la práctica constructiva antigua. El sistema de cimentación puede consistir en una variedad de elementos.</p>

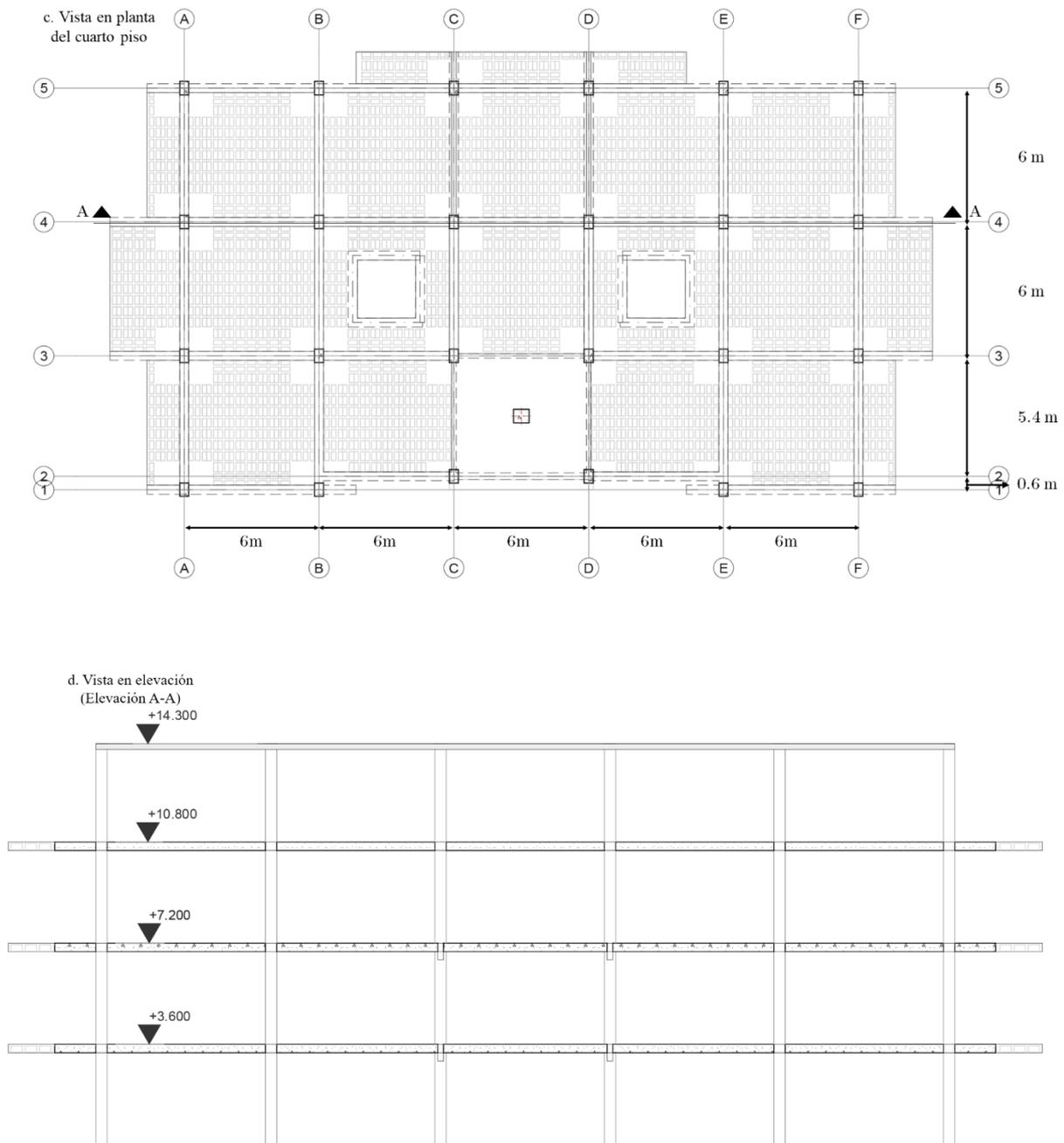
*Nota. Elaboración de los autores. En Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.*

<https://doi.org/10.1061/978078441859>. Derechos del autor por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.

### 2.1.3. Configuración del edificio

La configuración en planta y elevación de la estructura de la edificación se detalla en la Figura 3, la cual está compuesta por pórticos de Hormigón Armado (HA): columnas de sección rectangular, vigas rectangulares en conjunto con vigas tipo banda (embebidas dentro de las losas) y losas de HA alivianadas de bloque de pómez con secciones de macizado de 2.6 m (43% de la luz). Se puede observar en base a la planimetría presentada que la estructura es regular tanto en planta como en elevación.

**Figura 3.****Configuración en planta**

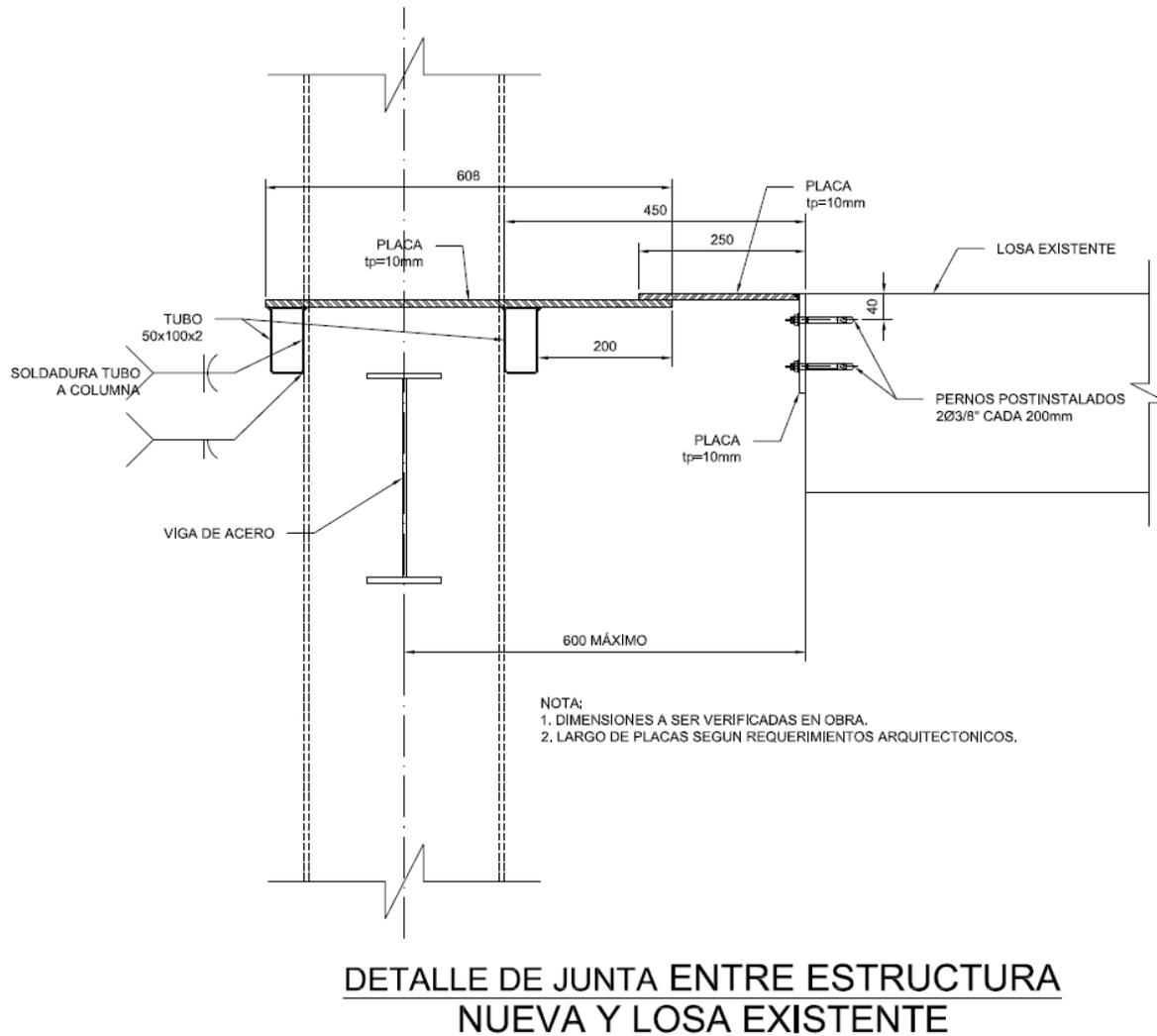


*Nota.* Elaborado por los autores

En el año 2020 a la estructura existente se le adjuntó un ascensor, la estructura del ascensor mencionado funciona independiente a la estructura inicial como se puede observar en el detalle de la conexión con la estructura existente en la Figura 4, razón por la cual el ascensor no es considerado dentro del modelo matemático de este estudio.

**Figura 4.**

Detalle de junta del ascensor con la estructura existente



*Nota. En detalle de ascensores, Lamina E-04.*

#### 2.1.4. Materiales

El material utilizado es hormigón y acero estructural (Figura 5), a continuación, se detallan algunas de las especificaciones obtenidas y otras asumidas en base a la normativa, debido a la falta de información de sus propiedades:

**Concreto:**

Resistencia a la compresión ( $f'_c$ )=  $210 \frac{kg}{cm^2}$  (Planos estructurales)

**Ecuación 1.**

Resistencia a la tracción ( $f_r$ )=  $2 \cdot \sqrt{f'_c} \frac{kg}{cm^2}$  (ACI-318, 2019- Ecuación - 19.2.3.1.)

**Ecuación 2.**

Módulo de elasticidad ( $E_c$ )=  $15100 \cdot \sqrt{f'_c} \frac{kg}{cm^2}$  (ACI-318, 2019- Ecuación - 19.2.2.1.b.)

**Ecuación 3.**

Módulo de Poisson ( $\mu$ )= 0.2 (compresión biaxial) – 0.18 (tensión biaxial) (Helmut Kupfer Hubert Hilsdorf & Rusch, 1969)

**Acero:**

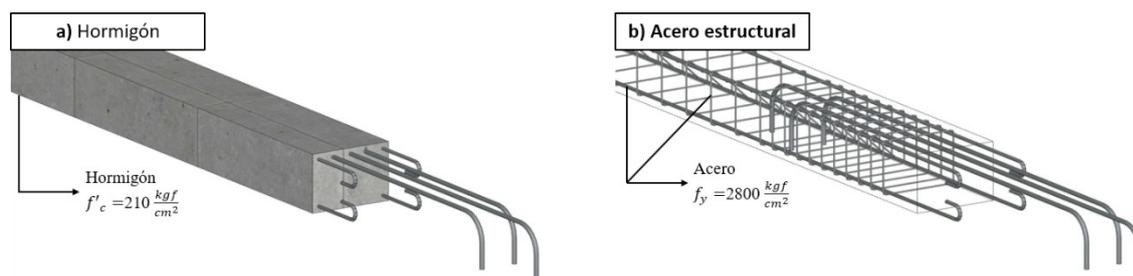
Resistencia a la fluencia ( $f_y$ )=  $2800 \frac{kg}{cm^2}$  (Planos estructurales)

**Ecuación 4.**

Resistencia ultima ( $f_u$ )=  $1.25 \cdot f_y \frac{kg}{cm^2}$  (ACI-318, 2019- R20.2.2.4.)

**Ecuación 5.**

Módulo de elasticidad ( $E_s$ )=  $2000000 \frac{kg}{cm^2}$  (ACI-318, 2019- 20.2.2.2)

**Figura 5.****Materiales utilizados**

*Nota.* Elaborado por los autores en base a los planos estructurales

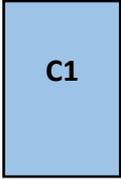
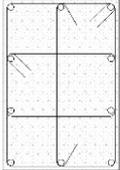
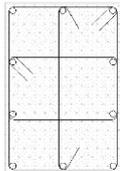
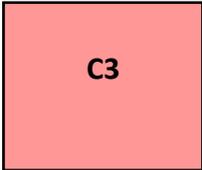
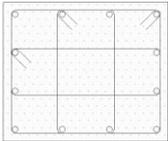
En base a NEC-SE-HM, normativa local vigente dentro del Ecuador para estructuras de hormigón armado, establece dentro 3.3.1. la resistencia a la compresión del hormigón ( $f'_c$ ) debe de satisfacer los requisitos de exposición ambiental y satisfacer los requisitos de resistencia estructural. Dentro del caso de estudio el hormigón presenta una exposición tipo C0- hormigón seco o protegido contra la humedad con una resistencia mínima especificada hormigón  $f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$ , por lo que cumple en términos de conformidad del hormigón. Por el otro lado en términos del acero estructural no se establece una resistencia a la fluencia mínima, sin embargo, es importante mencionar que la resistencia a la fluencia del acero ( $f_y$ ) es de  $2800 \frac{kg}{cm^2}$  y el diámetro de estribos utilizado en columnas y vigas banda es de 8 mm, por lo que no satisfacen el diámetro de estribo mínimo especificado de 10 mm

### **2.1.5. Columnas**

Existen 3 secciones de columnas dentro de la edificación, donde todas las que conforman el sistema sismo resistente son de 40 cm x 60 cm a excepción de la columna de gradas de 70 cm x 60 cm. Se puede observar en la Figura 6, las columnas C1 de color azul ubicadas en los pórticos perimetrales en el sentido y poseen 10 varillas longitudinales de 25mm, en conjunto con columnas C2 de color gris las cuales poseen un armado de 10 varillas longitudinales de 22 mm, todas se extienden en altura con sección constante desde el primer nivel hasta la planta de cubierta. Las características de cada una de las secciones se encuentran resumidas dentro de la Tabla 2, en conjunto con sus ubicaciones dentro de Figura 6.

**Tabla 2.**

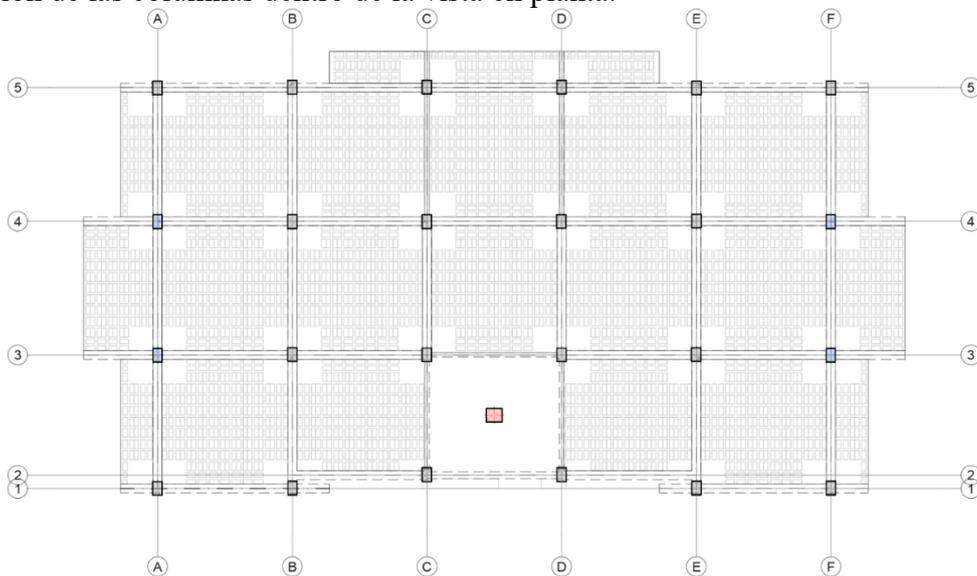
Detalle de dimensiones y armado de las columnas del edificio

Ubicación y Tipo (Figura 6.)	Dimensiones (cm) (b x h)	Armado		Cuantía $\rho$	Detalle
		Longitudinal	Transversal		
	40 cm x 60 cm	10 varillas longitudinales $\phi$ : 25mm	varilla de estribo $\phi$ : 8mm	2.05%	
	40 cm x 60 cm	10 varillas longitudinales $\phi$ : 22mm	varilla de estribo $\phi$ : 8mm	1.58%	
	70 cm x 60 cm	12 varillas longitudinales $\phi$ : 25mm	varilla de estribo $\phi$ : 8mm	1.40%	

*Nota.* Obtenido de los planos estructurales. Elaborado por los autores

**Figura 6.**

Ubicación de las columnas dentro de la vista en planta.



*Nota.* Elaboración de los autores

En base a la información presentada, se realizó la verificación de diversos parámetros en base a la normativa nacional NEC-SE-HM, para cumplimiento en columnas de hormigón armado, dentro del capítulo 4.3. Las mismas se detallan a continuación para las columnas de tipo C1 y C2, debido a que estas conforman parte del sistema sismorresistente, mientras que la columna C3 no es considerada, debido a que es parte de un sistema aislado (Figura 6):

1. **Revisión de la cuantía mínima y máxima del acero longitudinal en columnas:** NEC-SE-HM 4.3.3. establece que la cuantía mínima en columnas debe de ser de al menos la establecida dentro de la Ecuación 6. Como se puede observar en la Tabla 2, todas las columnas cumplen con este requisito de cuantía entre los rangos mínimos y máximos.

**Ecuación 6.**

$$0.01 \leq \rho = \frac{A_s}{A_g} \leq 0.003$$

**Donde:**

$A_s$  → Área de refuerzo longitudinal

$A_g$  → Área bruta de la sección

2. **Revisión del confinamiento de la columna:** NEC-SE-HM 4.3.4. establece que debe de existir una zona de confinamiento especial con una longitud  $L_o$ , medida a partir de la cara del nudo, así como en ambos lados de cualquier sección donde se pueda producir una rótula plástica debido a acciones sísmicas, la longitud de confinamiento ( $L_o$ ) debe ser al menos la establecida dentro de la Ecuación 7. La separación mínima entre estribos en  $L_o$  está definida dentro de Ecuación 8, análogamente dentro de la Ecuación 9 se encuentra definida la separación entre estribos mínima para la zona central. Como se puede observar en la Figura

7, las columnas del edificio no cumplen con las longitudes de confinamiento establecidas, sin embargo, cumplen con la separación entre estribos en dicha zona (10 cm), por el otro lado no cumplen dentro de la zona central. También se revisó la separación de estribos de confinamiento en la sección transversal ( $h_x$ ), la cual no debe exceder de 350 mm medida de centro a centro, dicho control se muestra dentro de la Figura 8, como se puede observar las columnas cumplen con los requisitos de separación establecidos por la normativa local.

**Ecuación 7.**

$$L_o \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{6} \cdot \text{Luz libre} \\ \text{máxima dimensión de la sección transversal} \\ 450 \text{ mm} \end{array} \right.$$

**Ecuación 8.**

$$s \text{ en } L_o \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 6 \cdot d_b \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

**Donde:**

$d_b \rightarrow$  Diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor

**Ecuación 9.**

$$s \text{ fuera de } L_o \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 6 \cdot d_b \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right.$$

**Donde:**

$d_b \rightarrow$  Diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor

**Ecuación 10.**

$$s \geq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} \cdot \text{dimensión mínima del elemento} \\ s_o = 100 + \frac{6 \cdot db_{min} \cdot (350 - h_x)}{3} \end{array} \right.$$

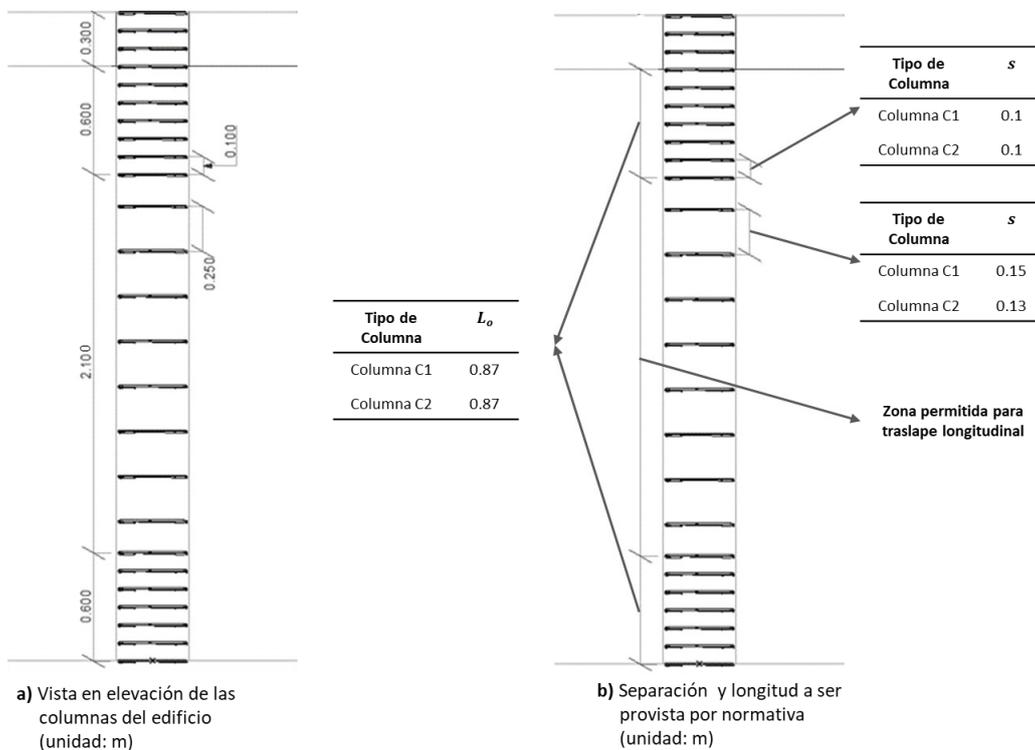
**Donde:**

$db_{min}$  → Diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor

$s_o$  → Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud  $L_o$  (mm);  $s_o$  no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

**Figura 7.**

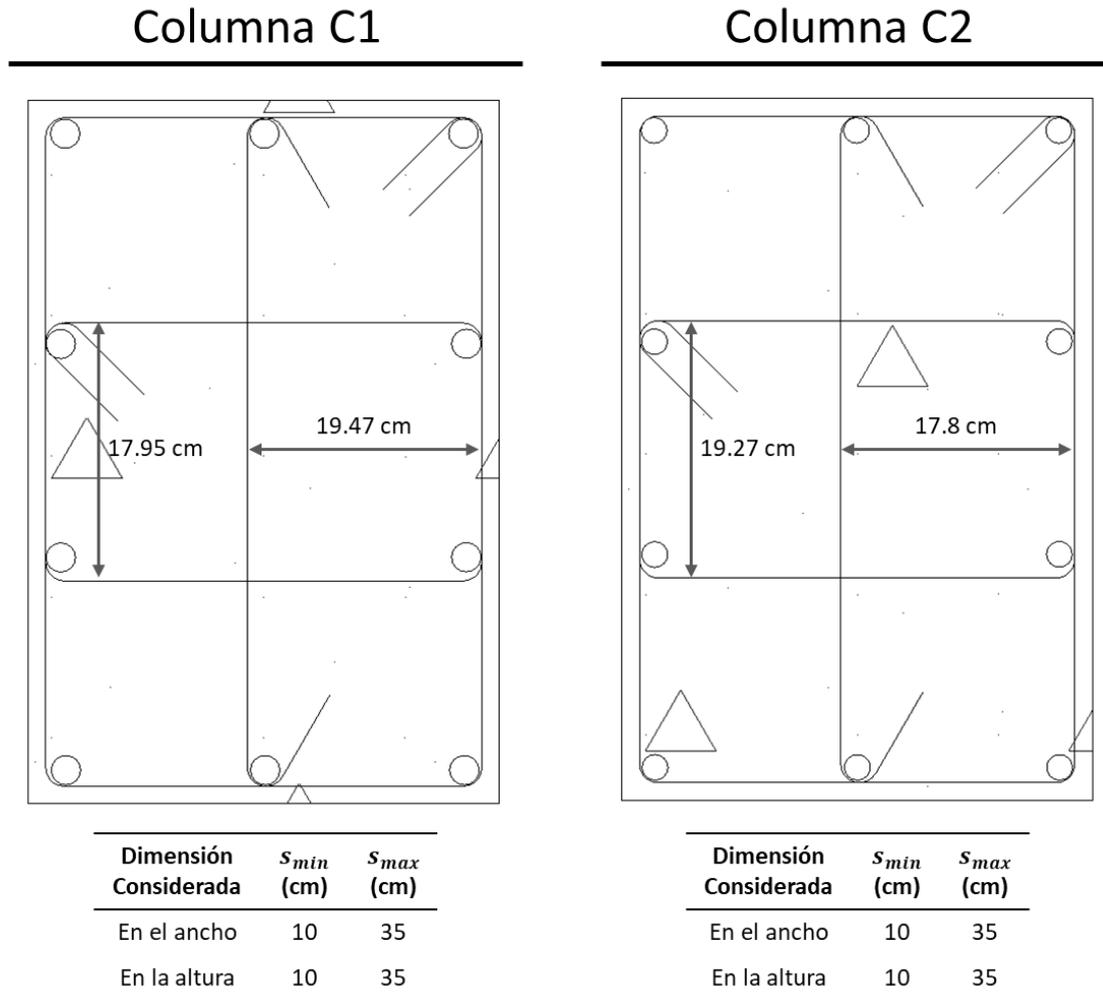
Control de longitudes y separaciones entre estribos de las columnas del edificio.



Nota. Elaboración de los autores

**Figura 8.**

Control separación transversal en las columnas del edificio según su tipo



*Nota. Elaboración de los autores*

3. **Revisión del área de refuerzo transversal provista ( $A_{sh}$ ):** ACI 318-19 en 18.7.4. establece que la cantidad de refuerzo transversal debe ser al menos la definida dentro de Ecuación 11, considerando la condición de que la carga axial ultima ( $P_u$ ) será menor o igual que  $0.3 \cdot A_g \cdot f'_c$  y  $f'_c$  y menor o igual a  $700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ . Como se puede observar dentro de la Tabla 3, ninguna de las columnas del edificio cumple con dicho requisito.

**Ecuación 11.**

$$A_{sh} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{array} \right.$$

**Donde:**

$A_{ch}$  → Área confinada por los estribos

$f_{yt}$  → Resistencia de fluencia el acero de los estribos

**Tabla 3.**

Revisión de área de confinamiento de estribos

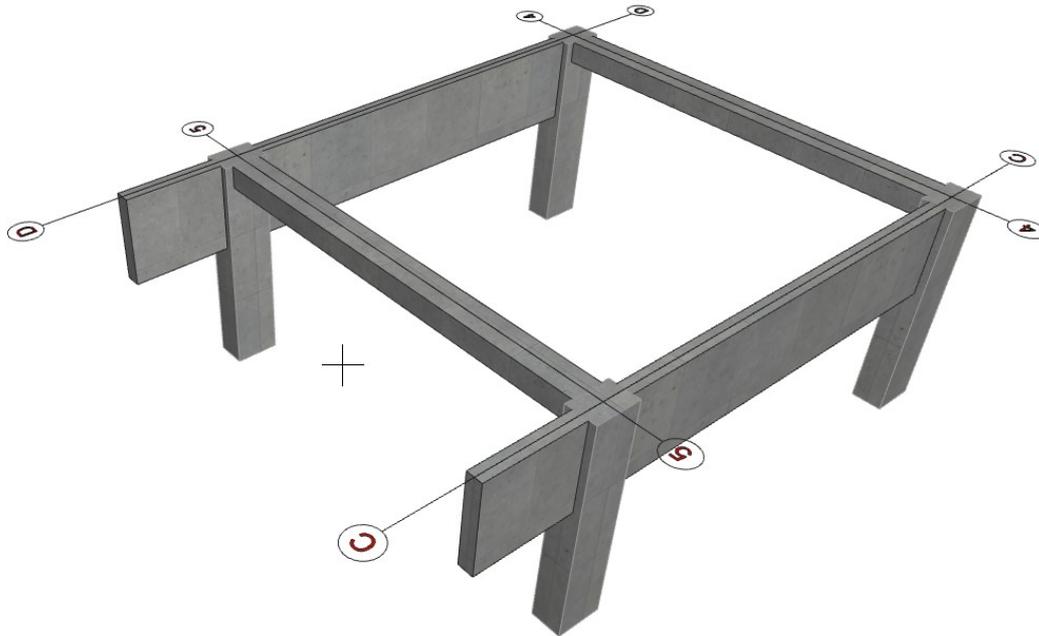
Tipo de columna	Dimensión considerada	$A_{sh}$ (cm <sup>2</sup> ) 18.7.5.4	$A_{sh}$ (cm <sup>2</sup> ) Provista
Columna C1	Ancho	2.36	1.51
	Alto	3.71	2.01
Columna C2	Ancho	2.36	1.51
	Alto	3.71	2.01

*Nota. Elaboración de los autores*

4. **Revisión presencia de columnas cortas:** En base a NEC-SE-HM 4.3.5., “cuando existan muros o paredes que en su unión con las columnas puedan producir el fenómeno de columna corta y estas sean parte del sistema sismo resistente, serán consideradas como casos indeseables”. Existe un solo posible caso de columna corta dentro del sistema estructural, dentro de los pisos 1, 2 y 3 en los ejes 4-5-C-D, las 4 columnas C2 que se unen con las vigas V4 de peralte de 1.20 m, pueden producir este fenómeno como se muestra en la Figura 9 y es demostrado en 3.1.12.

**Figura 9.**

Posible caso de columna corta para las columnas de las aulas de audiovisuales



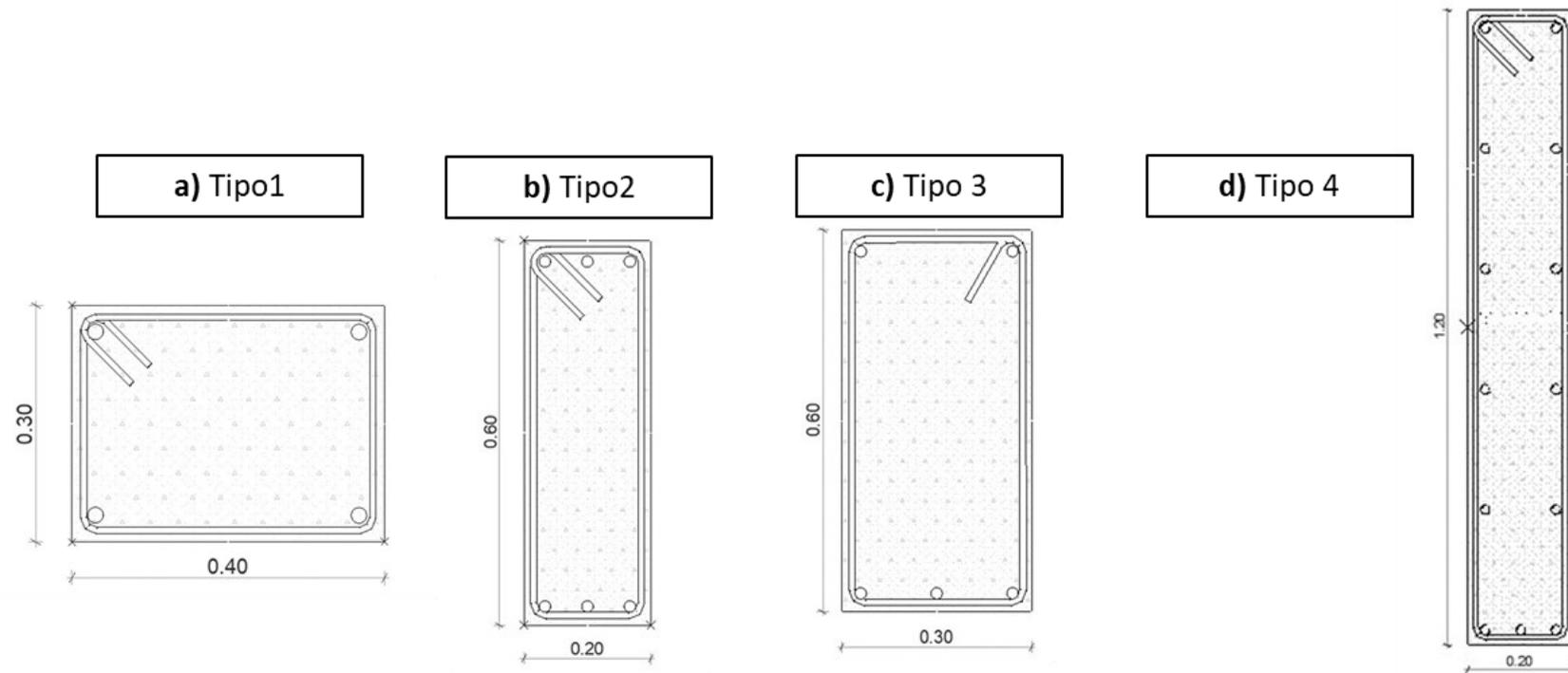
*Nota. Elaboración de los autores*

### 2.1.6. Vigas

En su mayoría las vigas que conforman el sistema sismo resistente son vigas tipo banda, es decir tienen un espesor igual al de la losa que las contiene, de sección típica 40 cm X 30 cm. Además, existen vigas peraltadas de sección rectangular de distintas secciones: 20 cm x 60 cm y 30 cm x 60 cm y 20 cm x 1.2 m. Tanto las vigas banda como las vigas rectangulares han sido clasificadas como se puede observar en la Figura 10, en base a esta clasificación se muestra un breve resumen de sus propiedades en la Tabla 4, en base a la nomenclatura de las vigas se puede observar las cuantías de acero para diferentes condiciones de momento en la Tabla 5 y Tabla 6, también sus ubicaciones en la Figura 11 y Figura 12.

**Figura 10.**

Clasificación de los diferentes tipos de vigas en la estructura



*Nota. Unidades m. Elaboración de los autores en base a los planos estructurales.*

**Tabla 4.**

Características de las diferentes vigas según su tipo

<b>Tipo</b>	<b>Nomenclatura</b>	<b>Área de hormigón (<math>A_g</math>)</b>	<b>Inercia (<math>I_g</math>)</b>	<b>Acero Transversal</b>
<b>1</b>	Tipo 1, Tipo 2, Tipo 3, Tipo 4, Tipo 5	1200.00 cm <sup>2</sup>	90000.00 cm <sup>4</sup>	varilla de estribo $\phi$ : 8mm
<b>2</b>	V1	1200.00 cm <sup>2</sup>	360000.00 cm <sup>4</sup>	varilla de estribo $\phi$ : 10mm
<b>3</b>	V2, V3	1800.00 cm <sup>2</sup>	540000.00 cm <sup>4</sup>	varilla de estribo $\phi$ : 10mm
<b>4</b>	V4	2400.00 cm <sup>2</sup>	2880000.00 cm <sup>4</sup>	varilla de estribo $\phi$ : 14mm

*Nota. Elaboración de los autores en base a los planos estructurales.*

**Tabla 5.**

Cuantías en bandas para momento negativo de las vigas banda (extremo i , j) y recubrimientos

Tipo	Cuantía Extremo i		Cuantía Extremo j		Recubrimiento (mm)	
	P Superior	P Inferior	P Superior	P Inferior	Superior	Inferior
<b>Tipo 1</b>	1.47%	0.52%	1.47%	0.52%	44	43
<b>Tipo 2</b>	1.37%	0.42%	1.37%	0.42%	43	42
<b>Tipo 3</b>	2.88%	0.42%	2.88%	0.42%	45	42
<b>Tipo 4</b>	2.88%	0.42%	1.37%	0.42%	45	42
<b>Tipo 5</b>	1.58%	0.52%	1.58%	0.52%	44	43

*Nota. Elaboración de los autores en base a los planos estructurales.*

**Tabla 6.**

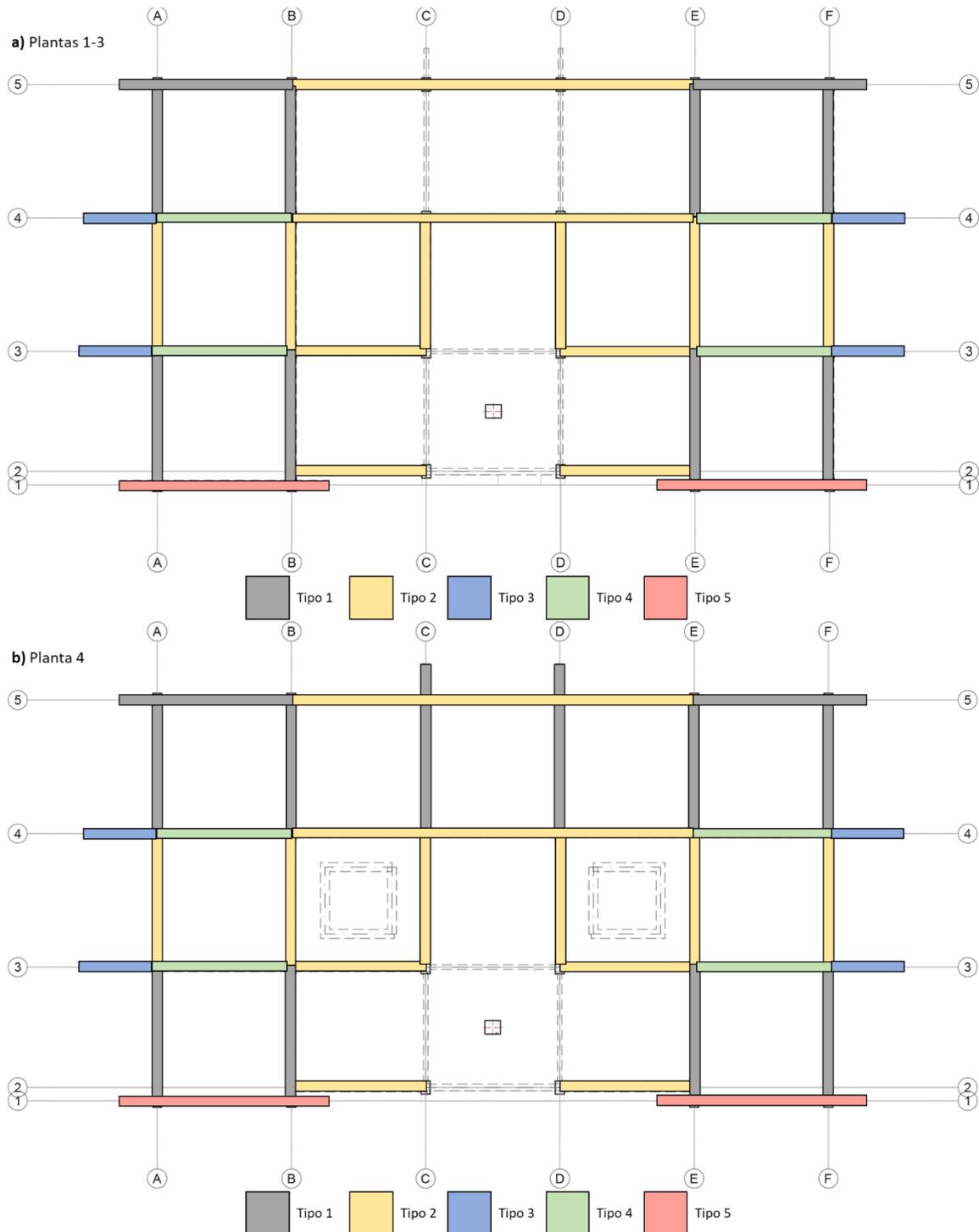
Cuantías en vigas peraltadas para momento negativo (extremo i , j) y recubrimientos

Tipo	Cuantía Extremo i		Cuantía Extremo j		Recubrimiento (mm)	
	P Superior	P Inferior	P Superior	P Inferior	Superior	Inferior
<b>V1</b>	1.45%	0.64%	1.45%	0.64%	45	44
<b>V2, V3</b>	0.83%	0.42%	0.83%	0.42%	46	44
<b>V4</b>	0.62%	0.32%	0.62%	0.32%	50	48

*Nota. Elaboración de los autores en base a los planos estructurales.*

**Figura 11.**

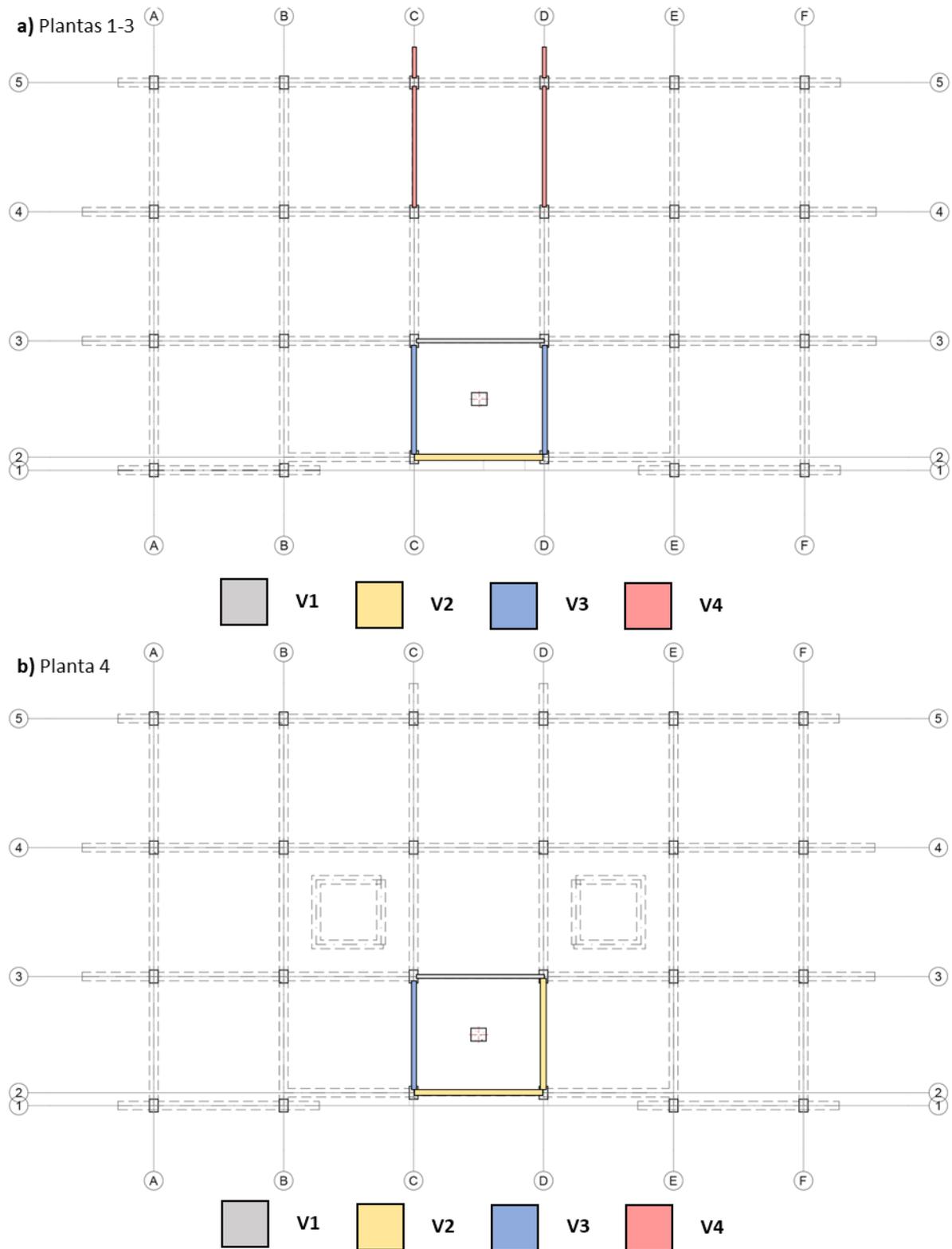
Ubicación de las vigas banda dentro de la vista en planta.



*Nota. Elaboración de los autores en base a los planos estructurales.*

**Figura 12.**

Ubicación de las vigas peraltadas dentro de la vista en planta.



*Nota. Elaboración de los autores en base a los planos estructurales.*

En base a la información presentada, se realizó la verificación de diversos parámetros en base a la normativa nacional NEC-SE-HM, para cumplimiento en vigas de hormigón armado, dentro del capítulo 4.2. Las mismas se detallan a continuación para los diferentes tipos de vigas que conforman el sistema sismorresistente:

1. **Requisitos preliminares y de dimensiones mínimas:** Las vigas pertenecientes al sistema sismorresistente deben de resistir fuerzas fundamentalmente a flexión, su luz libre ser mayor que cuatro veces el peralte efectivo ( $d$ ) de la sección transversal (Cumple para todas las vigas) y cumplir con los requisitos de dimensiones mínimas:

- i. El ancho mínimo de la viga ( $b$ ) sea el mayor de: 25 cm o  $0.3 \cdot h$
- ii. Debe cumplir con los requisitos de altura mínima especificados en Tabla 7.

Se realiza el control de los parámetros dentro de la Tabla 12., como se puede observar todas las vigas cumplen a excepción de la viga V4, la cual tiene un ancho de 20 cm.

**Tabla 7.**

Altura mínima NEC-SE-HM 2015 Sección 4.2.

Condición de soporte	Altura mínima ( $h$ ) <sup>1</sup>
Simplemente apoyada	$l/16$
Un apoyo continuo	$l/18.5$
Ambos apoyos continuos	$l/21$
Tipo cantiléver	$l/8$

Nota. <sup>1</sup>Expresiones válidas para  $f_y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$  y concreto de peso normal, para  $f_y \neq 4200 \frac{kgf}{cm^2}$ , usar la expresión  $(0.4 + \frac{f_y}{700})$  multiplicada por el valor de altura mínima. En NEC-SE-HM. Derechos del autor por Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador.

**Tabla 8.**

Control de dimensiones mínimas en vigas del edificio

Tipo	Dimensiones (cm)		Dimensiones mínimas (cm)	
	Alto	Ancho	Alto	Ancho
Tipo 1	30	40	23	25
Tipo 2	30	40	23	25
Tipo 3	30	40	23	25
Tipo 4	30	40	23	25
Tipo 5	30	40	23	25
V1	60	30	23	25
V3, V3	60	30	23	25
V4	120	20	23	36

*Nota. Elaboración de los autores.*

2. **Requisitos de confinamiento en vigas:** Los estribos de confinamiento deben de tener al menos diámetro 10 mm, este requisito es cumplido en todas las vigas peraltadas, más no en las vigas tipo banda que tienen estribos de diámetro igual a 8 mm. En los extremos del elemento en cuyo caso el primer estribo se coloca a 50 mm y el último a una distancia  $2 \cdot h$  de la cara de la conexión y en la que se puedan formar rótulas plásticas su espaciamiento viene definido por la Ecuación 12, y el espaciamiento entre estribos dentro la zona fuera de  $2H$  está definido en Ecuación 13. Se realizó el control para las vigas tipo banda dentro de la Figura 13, donde existe cumplimiento de la longitud mínima confinada, pero las separaciones entre estribos en ambas zonas son mayores a las mínimas por normativa, de manera análoga en la Figura 14 y Figura 15, donde las vigas peraltadas cumplen con la longitud mínima y las separaciones entre estribos. Es importante también considerar:

- En regiones donde se requiera refuerzo de confinamiento, los estribos se deben colocar de tal manera que todas las varillas esquineras y las varillas colocadas a más de 150 mm de las anteriores, estén unidas a la esquina del estribo o a un amarre suplementario. Los estribos consecutivos deben tener sus extremos en los lados opuestos del elemento.

- En regiones de confinamiento, cuando la altura de la sección sea 800 mm o más se colocarán varillas longitudinales adicionales distribuidas en la altura del estribo con separación no mayor a 350mm.

**Ecuación 12.**

$$s_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} \\ 6 \cdot \min(db) \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right.$$

**Donde:**

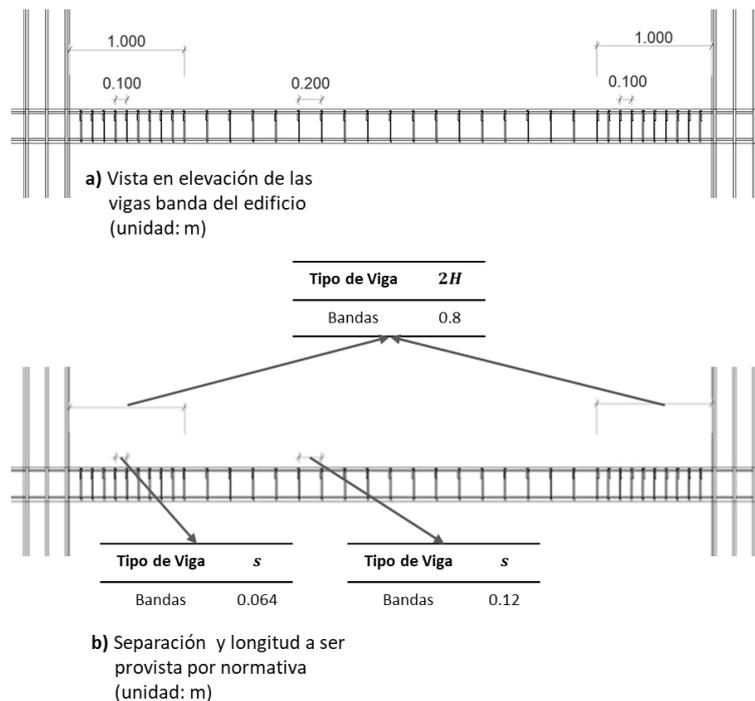
$\min (db)$  → Diámetro menor del refuerzo longitudinal (mm)

**Ecuación 13.**

$$s_{min} = \max \left( \frac{d}{2} \right)$$

**Figura 13.**

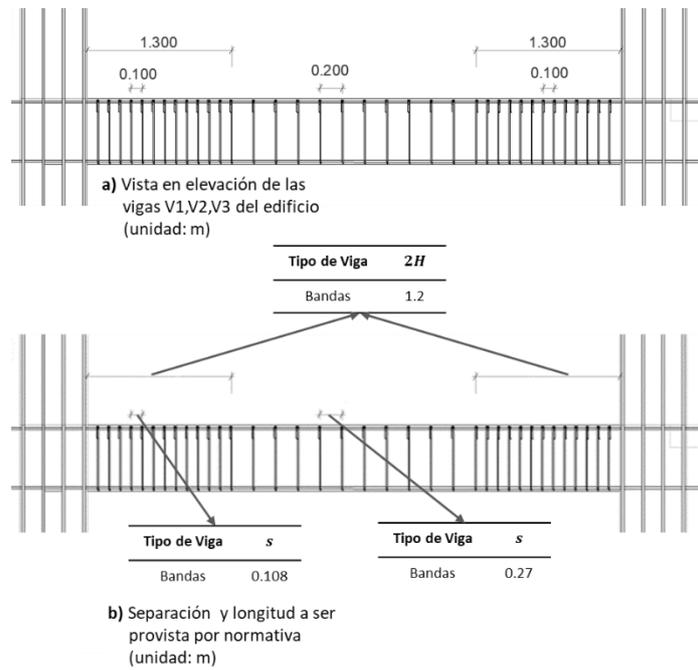
Control de confinamiento de estribos para vigas banda



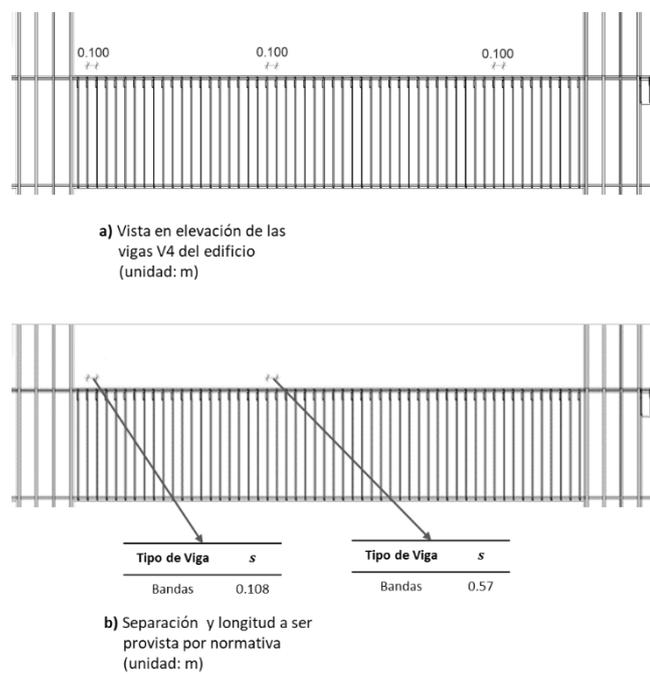
Nota. Elaboración de los autores.

**Figura 14.**

Control de confinamiento de estribos para vigas V1, V2 y V3

*Nota. Elaboración de los autores.***Figura 15.**

Control de confinamiento de estribos para vigas V4

*Nota. Elaboración de los autores.*

3. **Control de la cuantía de acero longitudinal a tensión:** En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el área de acero ( $A_s$ ) proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de Ecuación 14. Como se puede observar dentro de la Tabla 9, todas las vigas cumplen con este requisito, a excepción de las vigas tipo 3 que exceden la cuantía máxima y también cumple con el requisito de mantener al menos dos varillas continuas en la parte superior e inferior.

**Ecuación 14.**

$$\rho_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.4}{f_y} \\ \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \end{array} \right.$$

**Donde:**

$A_{s_{min}}$  → Área mínima de refuerzo a flexión (mm<sup>2</sup>)

$b_w$  → Ancho o alma de la sección (mm)

$d$  → Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (mm)

**Tabla 9.**

Control de altura mínima en vigas del edificio

Tipo	Cuantía de acero a tensión		
	Mínima	Provista	Máxima
Tipo 1	0.13%	1.47%	1.85%
Tipo 2	0.13%	1.37%	1.85%
Tipo 3	0.13%	2.88%	1.85%
Tipo 4	0.13%	1.37%	1.85%
Tipo 5	0.13%	1.58%	1.85%
V1	0.13%	0.97%	1.85%
V3, V3	0.13%	0.83%	1.85%
V4	0.13%	0.62%	1.85%

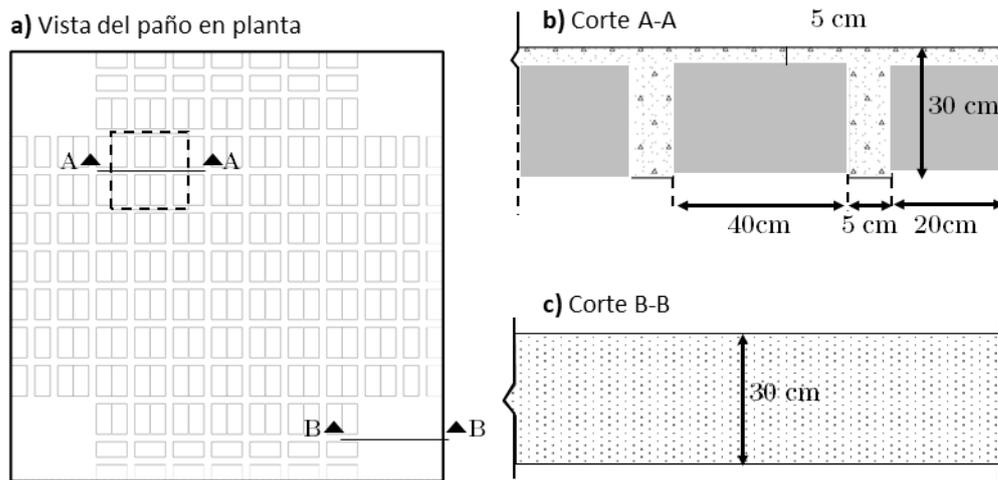
*Nota. Elaboración de los autores.*

### 2.1.7. Losas

El sistema consta de losas aliviadas con bloque de pómez de 10 cm x 25 cm x 40 cm, con loseta de compresión de 5cm y nervios de 10 cm x 30cm, espaciados a una distancia igual al espesor del bloque de pómez como se puede observar en la Figura 16.

**Figura 16.**

Detalle de losas



*Nota. a) Representa un corte en la zona aliviada y b) un corte en la zona de macizado. Elaboración de los autores en base a los planos estructurales.*

### 2.1.8. Información de sitio y cimentación

En base a los estudios de suelo realizados por parte de la Universidad del Azuay se estableció bajo la clasificación SUCS (Soils Unified Classification System), a la profundidad de cimentación establecida en el informe, se encontró un suelo de clasificación grava arcillosa (GC) y bajo la clasificación AASHTO A-2-4 o A-2-6 (0) con las siguientes propiedades mecánicas especificadas en la Tabla 10. Todos los valores de las propiedades del suelo provienen del informe geotécnico por (Riquetti & Riquetti, 2014).

**Tabla 10.**

Propiedades del suelo.

Propiedad	Valor
Cohesión	$0.45 \frac{kg}{cm^2}$
Angulo de fricción interno	25°
Modulo Elástico	$1700 \frac{kg}{cm^2}$
Relación de Poisson	0.7
Capacidad admisible del suelo	$2.34 \frac{kg}{cm^2}$

*Nota. Corresponde a las propiedades especificadas para la calicata 13 del estudio geotécnico, en conjunto con algunas generalizadas como partes bajas dentro del informe. Elaboración de los autores en base al informe geotécnico de la Universidad del Azuay elaborado por (Riquetti & Riquetti, 2014)*

En base al estudio de peligrosidad sísmica realizado por (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016), dentro de su perfil geológico realizado para la zona de la Universidad del Azuay, en la profundidad de cimentación se obtuvo la velocidad de onda de corte, obteniendo una velocidad de onda cortante ( $V_s$ ) de alrededor de  $310 \frac{m}{s}$ , lo que nos permite establecer en base al sistema de clasificación establecido por MIDUVI, 2015, como un suelo tipo D con velocidad de onda de corte dentro del rango  $180 \frac{m}{s} \leq V_s \leq 360 \frac{m}{s}$ , el cual será usado para definir los parámetros de sitio.

### 2.1.9. Riesgo sísmico y nivel de sismicidad

El nivel de riesgo sísmico considerado dentro del estudio se establece en base a la normativa local NEC-SE-DS, para la ciudad de Cuenca cuya caracterización de peligro sísmico es clasificada como alta, además posee una aceleración máxima esperada en roca para el sismo de diseño (periodo de retorno 475 años) de 0.25g. Considerando que la estructura de análisis es una estructura especial la cual debe de utilizar distintos niveles de peligro sísmico para

verificar el cumplimiento de un determinado nivel de desempeño, utilizamos la curva de peligro sísmico (Aceleración máxima del suelo (PGA) vs. Tasa anual de excedencia) para la ciudad, obteniendo los datos de PGA en base a los datos de tasa de excedencia para distintos periodos de retorno (Tabla 11), permitiéndonos obtener la aceleración máxima del suelo para nuestro caso de estudio como se puede observar en la Figura 17.

**Tabla 11.**

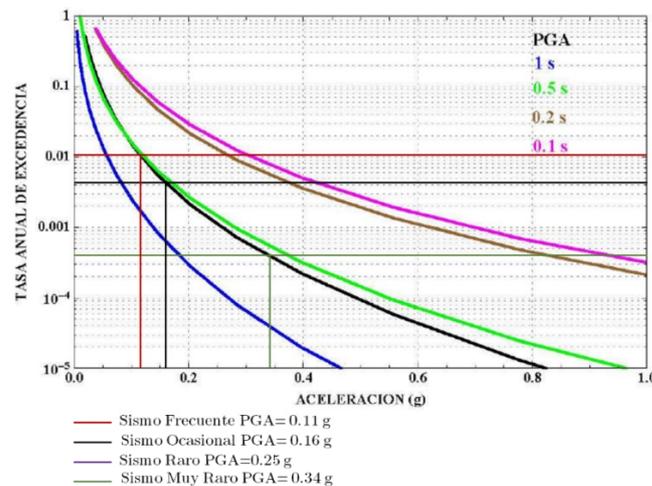
Peligrosidad sísmica.

Período de retorno $T_r$ (años)	Tasa de excedencia $\left(\frac{1}{T_r}\right)$
2500	0.00040
475	0.00211
225	0.00444
72	0.01389

*Nota. Elaboración de los autores. En NEC-SE-RE. Derechos del autor por Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador.*

**Figura 17.**

Curvas de peligro sísmico para la ciudad de cuenca



*Nota. Elaboración de los autores. En NEC-SE-DS. Derechos del autor por Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador.*

### 2.1.10. Espectro elástico horizontal de aceleraciones

El espectro de respuesta considera 2 aspectos fundamentales: las condiciones de aceleraciones máximas de suelo definidos en la Figura 17 y las condiciones de sitio: coeficiente de amplificación para periodos cortos, coeficiente de desplazamiento en roca y coeficiente no lineal del suelo, asignados en base a la información provista dentro de la Información de sitio y cimentación Para construir el espectro se siguió el siguiente procedimiento:

1. Obtener los parámetros de aceleración del suelo en base a la clasificación (Tipo D) para los diferentes periodos de retorno, determinar los coeficientes de sitio para dicha clasificación (Tabla 12, Tabla 13 y Tabla 14), en conjunto con los parámetros: razón entre la aceleración espectral en periodos de un segundo y PGA ( $\eta$ ) que posee un valor de 2.48 para las provincias de la sierra y el factor de ubicación geográfica del proyecto ( $r$ ) que, para suelo tipo D, tiene un valor de 1.

**Tabla 12.**

Coeficiente de amplificación en la zona de periodo corto ( $F_a$ )

Zona Sísmica	Tipo de perfil del suelo				
	A	B	C	D	E
Zona I	0.9	1	1.4	1.6	1.8
Zona II	0.9	1	1.3	1.4	1.5
Zona III	0.9	1	1.25	1.3	1.39
Zona IV	0.9	1	1.23	1.25	1.26
Zona V	0.9	1	1.2	1.2	1.14
Zona VI	0.9	1	1.18	1.12	0.97

*Nota. Elaboración de los autores. En NEC-SE-DS. Derechos del autor por Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador.*

**Tabla 13.**Coeficiente de desplazamiento en roca ( $F_d$ )

Zona Sísmica	Tipo de perfil del suelo				
	A	B	C	D	E
Zona I	0.9	1	1.36	1.62	2.1
Zona II	0.9	1	1.28	1.45	1.75
Zona III	0.9	1	1.19	1.36	1.7
Zona IV	0.9	1	1.15	1.28	1.65
Zona V	0.9	1	1.11	1.19	1.6
Zona VI	0.9	1	1.06	1.11	1.5

*Nota. Elaboración de los autores. En NEC-SE-DS. Derechos del autor por Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador.*

**Tabla 14.**Coeficiente de no linealidad del suelo ( $F_s$ )

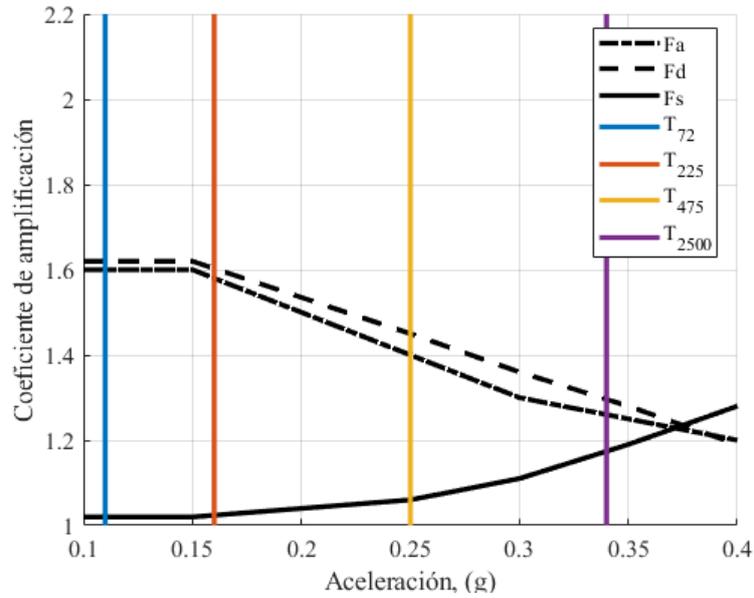
Zona Sísmica	Tipo de perfil del suelo				
	A	B	C	D	E
Zona I	0.75	0.75	0.85	1.02	1.5
Zona II	0.75	0.75	0.94	1.06	1.6
Zona III	0.75	0.75	1.02	1.11	1.7
Zona IV	0.75	0.75	1.06	1.19	1.8
Zona V	0.75	0.75	1.11	1.28	1.9
Zona VI	0.75	0.75	1.23	1.40	2

*Nota. Elaboración de los autores. En NEC-SE-DS. Derechos del autor por Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador.*

2. Construcción de los espectros elásticos para las distintas aceleraciones obteniendo los parámetros de sitio mediante interpolación (Figura 18), siguiendo las ecuaciones especificadas dentro de la Figura 19, obteniéndose así los espectros para diferentes periodos de retorno (Figura 20)

**Figura 18.**

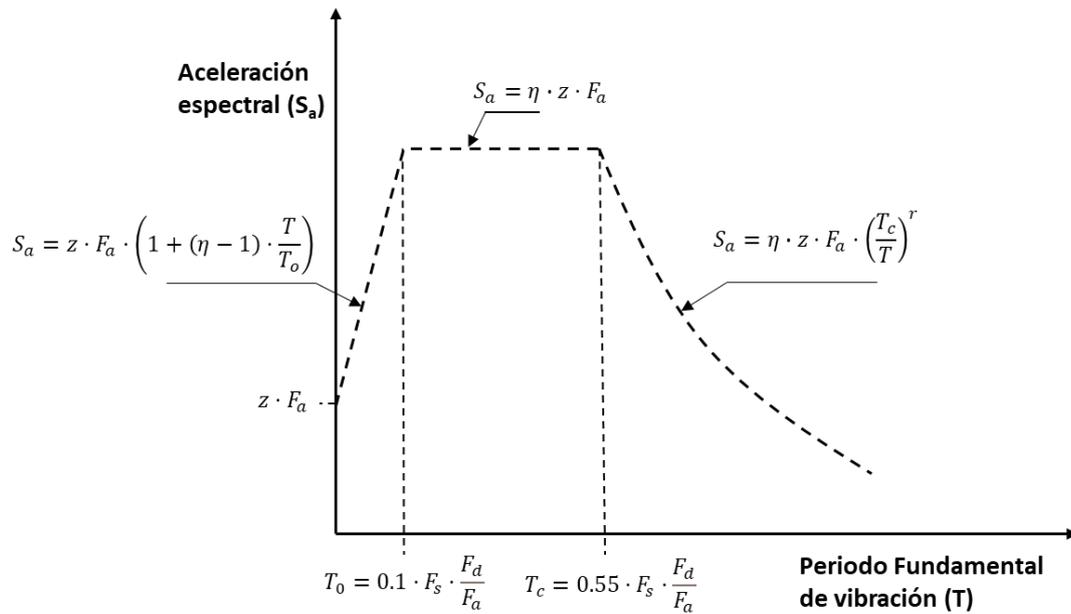
Interpolación de los factores de sitio.



Nota. Elaboración de los autores.

**Figura 19.**

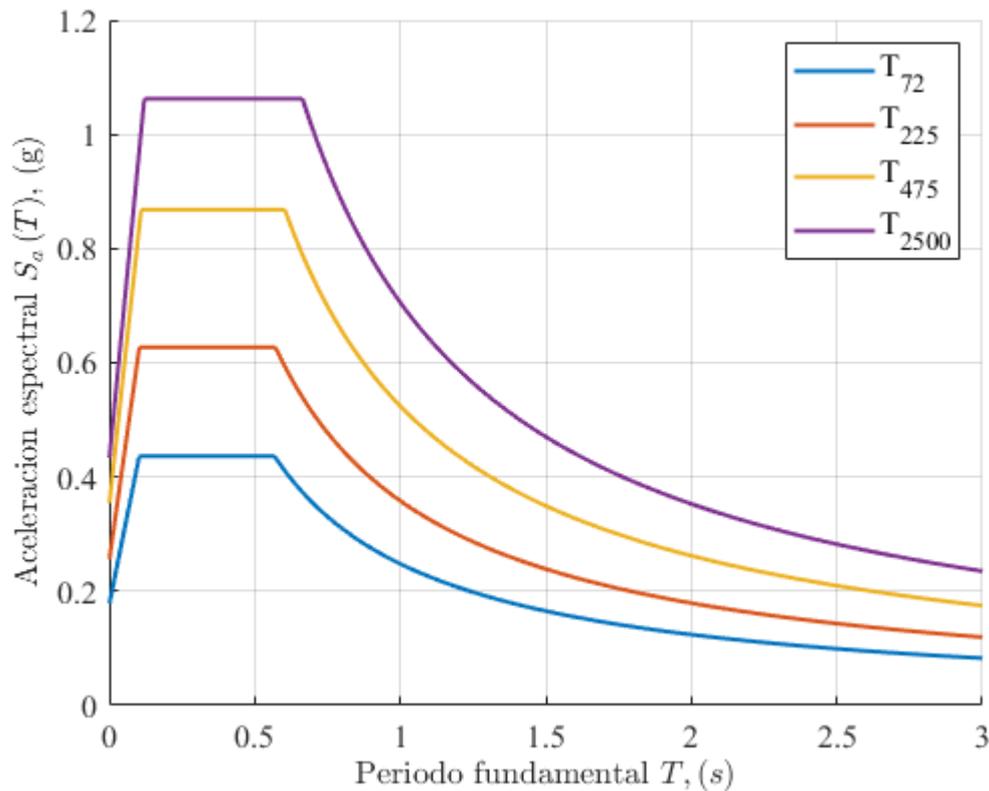
Ecuaciones del espectro elástico de aceleraciones NEC-SE-DS



Nota. Elaboración de los autores. En NEC-SE-DS. Derechos del autor por Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador.

**Figura 20.**

Espectros elásticos de aceleraciones utilizados dentro del estudio.



Nota. T representa el periodo de retorno del terremoto de diseño, Elaboración de los autores.

### 2.1.11. Objetivos y niveles de desempeño

Un objetivo de desempeño consiste en el emparejamiento entre un nivel de amenaza sísmica seleccionado con un nivel de desempeño estructural esperado respectivamente (ASCE/SEI 41-17, 2017). La misma normativa establece que para una estructura especial (Categoría III), dicho objetivo debe ser encontrado dentro del rango de previo al nivel de Control de Daños frente a una amenaza sísmica con periodo de retorno ( $T_r$ ) de 225 años y previo al nivel de Seguridad Limitada frente a una amenaza sísmica con periodo de retorno ( $T_r$ ) de 475 años, se puede observar este emparejamiento para el caso de estudio dentro de la Figura

21 y Figura 22. Es importante definir los distintos niveles de desempeño estructurales, especificados dentro de:

**Nivel de desempeño de Ocupación inmediata (IO):** Estado de daño post evento sísmico en el cual la estructura puede volver a ser ocupada al final del mismo, además de mantener su resistencia y rigidez previa al evento sísmico.

**Rango de seguridad estructural mejorada:** Se define como el rango continuo de estados de daño entre el nivel de Seguridad de Vida y el de Ocupación Inmediata.

**Nivel de desempeño Control de Daño (Damage Control):** Se define como el daño post evento sísmico entre el nivel de desempeño de Seguridad de Vida y el de Ocupación Inmediata y puede tomarse como el punto medio entre ambos niveles.

**Nivel de desempeño de seguridad de vida (LS):** Estado de daño post evento sísmico en el cual la estructura posee componentes con daño, pero retiene un margen ante el colapso parcial o tal de la misma.

**Rango de seguridad estructural reducida:** Se define como el rango continuo de estados de daño entre el nivel de Seguridad de Vida y el de Prevención de Colapso.

**Nivel de desempeño de seguridad limitada (Limited Security):** Se define como el daño post evento sísmico entre el nivel de desempeño de Seguridad de Vida y el de Prevención de Colapso y puede tomarse como el punto medio entre ambos niveles.

**Nivel de desempeño de Prevención de Colapso (CP):** Estado de daño post evento sísmico en el cual la estructura posee componentes con daño y continúa brindando soporte gravitacional, sin embargo, no presenta ningún margen ante colapso.

De manera análoga se requiere definir dichos niveles en términos de deriva de piso, dichos niveles han sido definidos en dos publicaciones una por (ATC, 1996) y otra por (SEAOC, 1995), la primera establece que estos criterios son definidos en función de los criterios del

equipo de trabajo, provenientes de pruebas de laboratorio de estructuras de concreto aporticadas y bien detalladas. En base a dicha información se presentan ambos límites de deriva en Tabla 15 y Tabla 16, de las cuales hemos tomado los definidos por la Structural Engineers Association of California como referencia para los criterios de aceptación de derivas en este trabajo de investigación, teniendo en cuenta que ASCE 41-17, no define límites en términos de derivas de piso con relación a los niveles de desempeño.

**Tabla 15.**

Límites de Deriva en base a los niveles de desempeño ATC-40

Límites de Deriva en base a los niveles de desempeño			
Límite de deriva de entre piso	Ocupación Inmediata (IO)	Control de daños	Seguridad de Vida (LS)
Deriva máxima total	0.01	0.01 - 0.02	0.002
Deriva máxima inelástica	0.005	0.005 - 0.015	Sin limite

*Nota. Elaboración de los autores. En base a Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. [https://store.atccouncil.org/index.php?dispatch=products.view&product\\_id=65](https://store.atccouncil.org/index.php?dispatch=products.view&product_id=65). Derechos del autor por Applied Technology Council.*

**Tabla 16.**

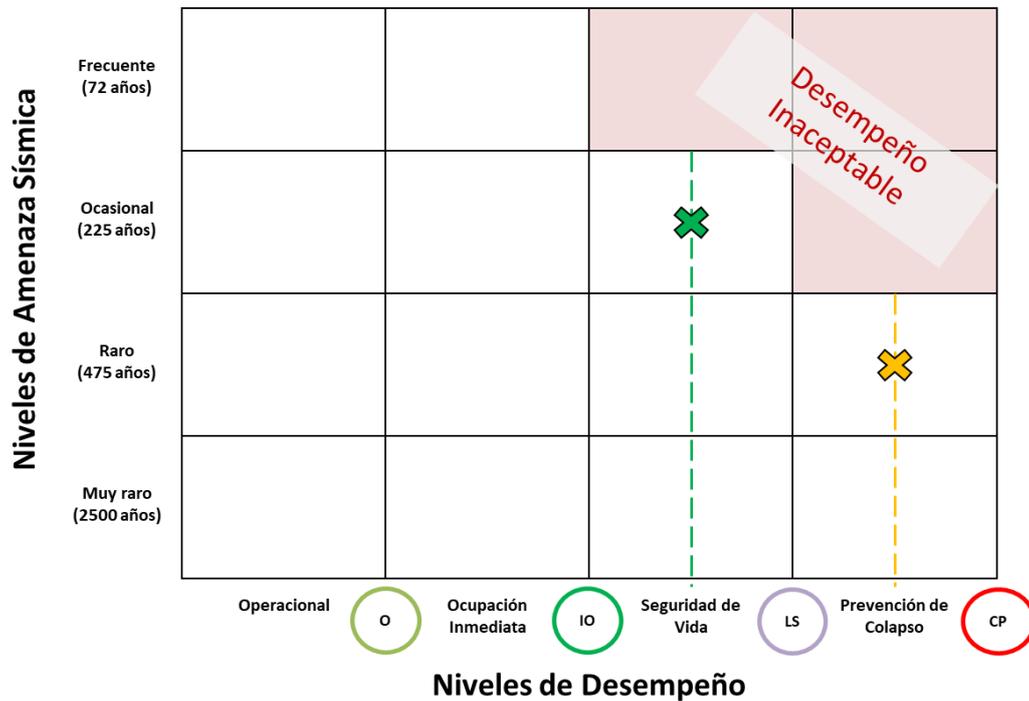
Límites de Deriva en base a los niveles de desempeño VISION 2000

Límites de Deriva en base a los niveles de desempeño	
Límite de deriva de entre piso	Deriva de piso
Ocupación Inmediata (IO)	0.002-0.005
Seguridad de Vida (LS)	0.005 – 0.015
Prevención de Colapso (CP)	0.015 – 0.025

*Nota. Elaboración de los autores. En base a Performance Based Seismic Engineering of Buildings. <https://www.seaoc.org/store/viewproduct.aspx?id=11238558>. Derechos del autor por Structural Engineers Association of California.*

Figura 21.

Representación gráfica del objetivo de desempeño para el caso de estudio.



Nota. Elaboración de los autores. En base a *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.

<https://doi.org/10.1061/978078441859>. Derechos del autor por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles

Figura 22.

Representación gráfica de los niveles de desempeño



Nota. Elaboración de los autores. En base a *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.

<https://doi.org/10.1061/978078441859>. Derechos del autor por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.

### 2.1.12. Cargas muertas (D)

Las cargas muertas aplicadas dentro del modelo estructural incluyen el peso propio de los elementos (vigas, columnas y losas), incluyendo como cargas distribuidas lineales o de área los pesos de los materiales no estructurales como se muestra a continuación dentro de la Tabla 17, Tabla 18 y un resumen de cargas muertas en la Tabla 19.

**Tabla 17.**

Consideraciones de peso adicional sobre las losas.

Adicional al peso de la losa	Peso del material (tonf/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Peso (tonf)	Notas
Cielo raso	0.005	2,453.20	12	Considera el peso total de la losa 0.623 tonf/m <sup>2</sup> restado el peso de la losa de altura equivalente 0.517 tonf/m <sup>2</sup>
Peso extra Losa nervada	0.106	2,453.20	260	
Sistemas MEP	0.010	2,453.20	25	
Materiales varios	0.005	2,453.20	12	
<b>Total</b>	<b>0.126</b>		<b>309</b>	
Adicional a la losa de cubierta	Peso del material (tonf/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Peso (tonf)	Notas
Cielo raso	0.005	613.30	3	
Plancha de fibrocemento	0.019	613.30	12	
<b>Total</b>	<b>0.024</b>		<b>15</b>	

*Nota. Las cargas adicionales de la cubierta corresponden a la estructura de ardex de la última planta aplicadas directamente sobre la losa del piso 4. Elaboración de los autores.*

**Tabla 18.**

Consideraciones de peso adicional sobre las vigas

Peso de las paredes aplicadas sobre las vigas				
Peso de la pared de mampostería (tonf/m <sup>3</sup> )	Peso del enlucido (tonf/m <sup>3</sup> )	Altura de pared (m)	Carga distribuida de la P. completa (tonf/m)	Notas
1.4	2	3	0.636	Se aplico la carga de pared completa considerando una reducción en base a la presencia de ventanas o puertas.
Peso de la pantalla lateral				
Losa de ubicación	Peso del material (kgf*modulo LED)	Peso de pantalla (tonf)	UDL sobre la viga (tonf/m)	Notas
Piso 4	6.4	0.1024	0.017	Se considera viga de 6m presenta sobre la zona de pantalla
Piso 3	6.4	0.1024	0.017	
Piso 2	6.4	0.0512	0.009	

*Nota. Es importante mencionar que se aplicaron cargas adicionales dentro de la viga VI de escaleras considerando un modelo a parte donde se colocaron las dimensiones de las escaleras y una carga viva sobre estas de 4kN/m<sup>2</sup>. Elaboración de los autores.*

**Tabla 19.**

Resumen de cargas muertas.

Piso de referencia	Peso por piso (tonf)
Piso 4	798.0478
Piso 3	629.1932
Piso 2	628.1558
Piso 1	629.7638
<b>Total</b>	<b>2685.161</b>

*Nota. Elaboración de los autores.*

### 2.1.13. Cargas vivas (L)

Se considero cargas vivas en base a lo establecido en NEC-SE-CG, como cargas de aulas con un valor de  $0.2 \frac{tonf}{m^2}$ , corredores de plantas bajas con un valor de  $0.48 \frac{tonf}{m^2}$  y corredores de plantas altas con un valor de  $0.4 \frac{tonf}{m^2}$ . Las mismas que fueron aplicadas sobre las losas en base a su uso y se encuentran resumidas dentro de la Tabla 20.

**Tabla 20.**

Resumen de cargas vivas aplicadas por piso.

Piso de referencia	Peso por piso (tonf)
Piso 4	147.178
Piso 3	147.756
Piso 2	147.501
Piso 1	157.665
<b>Total</b>	<b>600.098</b>

*Nota. Elaboración de los autores.*

### 2.1.14. Modelos matemáticos aplicados

Para la modelación de la estructura, se hizo un análisis en tres dimensiones, haciendo uso del software ETABS, utilizando elementos tipo frame con 6 grados de libertad en cada nodo, para modelar las vigas y columnas, también se consideró las uniones viga columna como nodos rígidos en las intersecciones de dichos elementos utilizando un factor de rigidez del nodo de 0.35. Para las losas se utilizó elementos tipo membrana, los cuales tienen la particularidad de soportar las fuerzas solo en su plano, en términos de restricciones en los nodos, se los considero empotrados en la base; es decir no se consideró la interacción suelo- estructura. Estos aspectos son explicados a mayor detalle en (CSI, 2017). Se puede observar el modelo

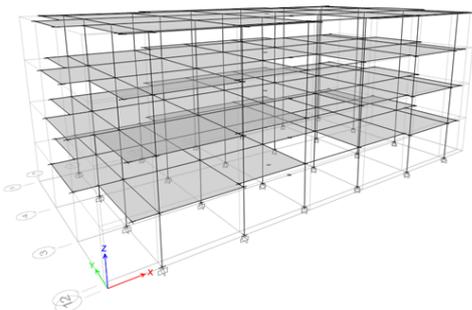
matemático de la estructura dentro de la Figura 23, donde en (a) se muestra el modelo 3D, en (b) las consideraciones en los elementos tipo frame y nodos y en (c) se muestra las consideraciones para las losas que fueron modeladas como membranas.

A partir de dicho modelo y la implementación de rotulas plásticas las cuales en base a (CSI, 2017): “Representan el comportamiento post fluencia en uno o más grados de libertad. Las rotulas plásticas solo afectan el comportamiento de la estructura en análisis estáticos no lineales y análisis tiempo- historia no lineales”. Estas son definidas de manera automática y particular para cada elemento (vigas y columnas) en base a condiciones establecidas como propicias por los autores y son explicadas a detalle dentro de 2.3.2 y 2.3.3.

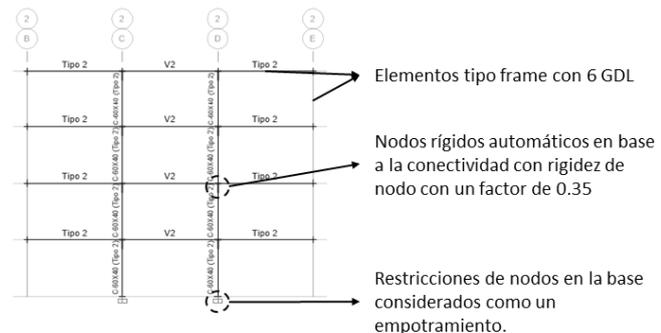
### Figura 23.

#### Elementos del modelo matemático empleado

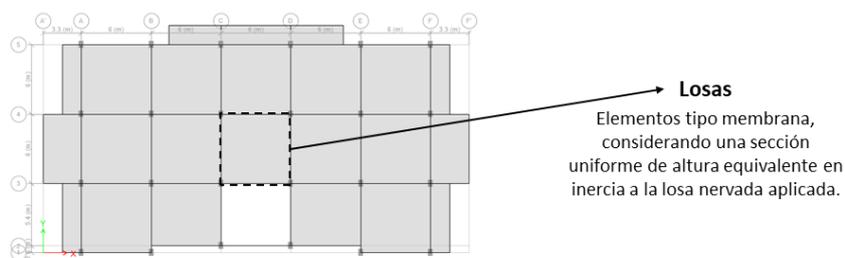
a) Vista 3D del modelo



b) Elevación eje 2



c) Vista en planta Piso 1



Nota. Elaboración de los autores.

## 2.2. Análisis estático lineal

La determinación de cargas para el análisis estático lineal en base a ASCE 41-17 definidos dentro del capítulo 7, consideran la fluencia y ductilidad mediante el uso de modificadores que incrementan la capacidad elástica de las acciones de los componentes para determinar qué tan adecuados son frente a una demanda sísmica no reducida, definidos en 7.4.3.1. Estos modificadores varían de acuerdo con el material y objetivo de desempeño, siendo específicos para cada acción, en cuanto a la confiabilidad de los resultados son generalmente conservadores y representan una estimación de la respuesta sísmica y un rendimiento confiable de la edificación. Sin embargo, para el desarrollo del análisis estático lineal se definieron los parámetros en base a NEC-SE-DS, con el objetivo de realizar un análisis de la conformidad del diseño con la normativa nacional en conjunto con los lineamientos la normativa base.

### 2.2.1. Cortante Basal

El cortante basal representa la suma de estas fuerzas lineales ( $F_i$ ) aplicadas en cada nivel para que el sistema este en equilibrio, en base a la normativa NEC- SE-DS representa el peso sísmico efectivo de la estructura, multiplicado por el coeficiente de respuesta sísmica, que representa una proporción de aceleración ( $C_s$ ). Como se define dentro de la Ecuación 15.

#### Ecuación 15.

$$V_b = \sum_{i=1}^n F_i = C_s \cdot W = \frac{S_a \cdot I}{R \cdot \phi} \cdot W$$

#### Donde:

$n$  → Número de pisos de la estructura

$F_i$  → Fuerza lateral en el piso  $i$  de la estructura

$C_s$  → Coeficiente de Cortante Basal

$W \rightarrow$  Peso sísmico reactivo=  $D + 0.25 \cdot L$

$S_a \rightarrow$  Aceleración espectral de diseño correspondiente al periodo de la estructura (T)

$I \rightarrow$  Factor de importancia de la estructura

$R \rightarrow$  Factor de reducción de la respuesta sísmica

$\varphi \rightarrow$  Coeficientes de configuración estructural (planta y elevación)

### 2.2.2. Factor de Importancia

NEC-SE-DS considera tres categorías en base a la importancia de la edificación: edificaciones esenciales, estructuras de ocupación especial y otras estructuras. Como se puede observar dentro de la Tabla 21, nuestro caso de estudio es una institución educativa por lo que tiene un factor de importancia (I) de 1.3

**Tabla 21.**

Factor de Importancia NEC-SE-DS

	Categoría de acuerdo al tipo de uso, destino e importancia	F. de Importancia (I)
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti -incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	<b>1.5</b>

	Categoría de acuerdo al tipo de uso, destino e importancia	F. de Importancia (I)
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

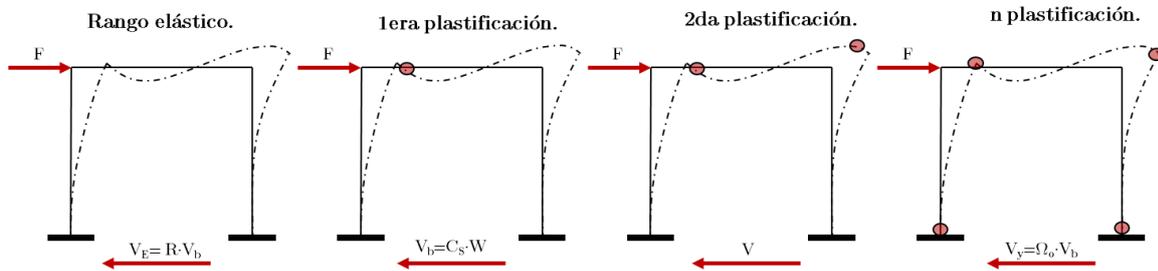
Nota. Elaboración de los autores. En NEC-SE-DS. Derechos del autor por Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador.

### 2.2.3. Factor de reducción de la respuesta sísmica (R)

El factor R, representa la razón entre la resistencia elástica de la estructura con respecto a la de diseño y reduce la respuesta sísmica en función del sistema estructural, considerando la ductilidad proporcionada por el mismo. Al aplicarse un patrón de carga lateral incremental, en el momento que la estructura sale del rango elástico se considera que sobre ésta actúa el cortante basal de diseño ( $V_b$ ). A medida que aumenta la carga, y la estructura incurre en el rango plástico, aparecerán mayores mecanismos de plastificación hasta alcanzar la capacidad teórica de la estructura equivalente al cortante basal multiplicado por el factor de sobre resistencia. Estas consideraciones se ilustran en la Figura 24 y Figura 25, De acuerdo con NEC-SE-DS el factor R correspondiente a este tipo de estructura es de 5; sin embargo, para el presente trabajo fue reducido a 4 debido a la falta de conformidad del detallamiento estructural y debido a la baja calidad del acero.

Figura 24.

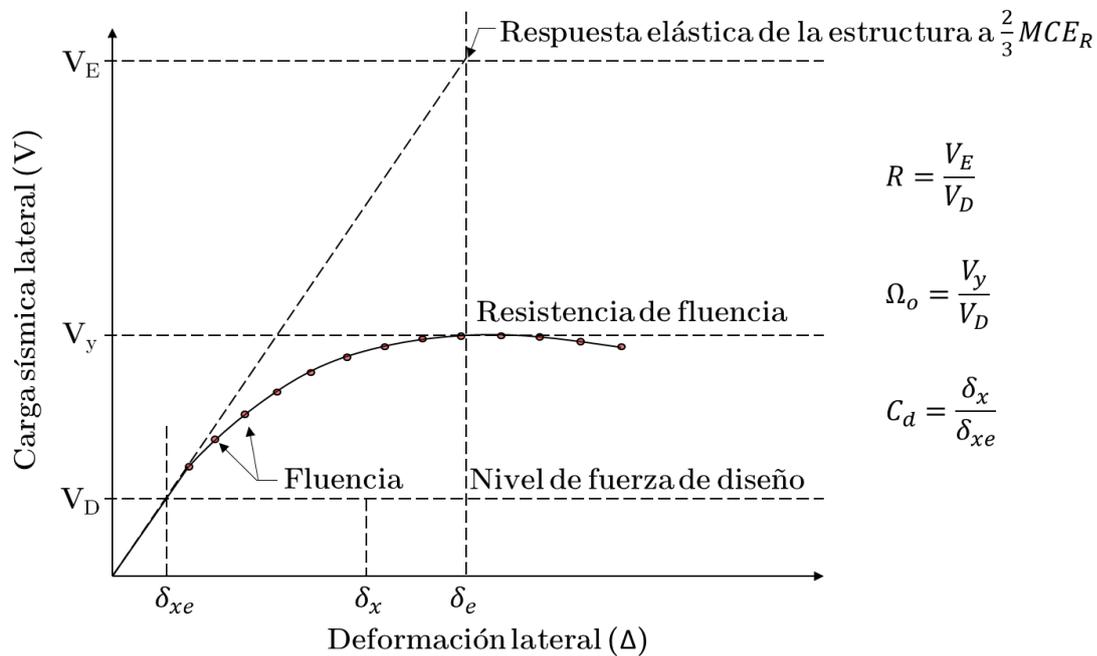
### Representación del cortante en la base al aplicar una carga lateral.



Nota. El desplazamiento aumenta en base al aumento de la carga lateral. Realizado por el autor.

Figura 25.

### Relación entre R, las fuerzas de diseño y la deformación lateral.



Nota. El desplazamiento de la estructura a nivel elástico es mucho menor que el considera plastificación completa, por AISC, 2018. Derechos del autor por el Instituto Americano de Construcción en Acero.

#### 2.2.4. Coeficientes de configuración estructural ( $\varphi$ )

En base a NEC-SE-DS, se establece que se debe procurar que la estructura sea simple y regular, evitando cambios abruptos de rigidez o resistencia, sin embargo, en caso de que se presenten estructuras irregulares ya sea en planta o en elevación, se utilizarán coeficientes de

configuración estructural para tomar en cuenta dichas irregularidades, en base a las Tablas 11 y 12 de dicha normativa. Se calcula mediante el producto de los factores de irregularidad en planta y los de elevación, definido en la Ecuación 16.

**Ecuación 16.**

$$\varphi = \varphi_p \cdot \varphi_e$$

**Donde:**

$\varphi$  → Coeficiente de configuración estructural

$\varphi_p$  → Coeficiente de irregularidad en planta

$\varphi_e$  → Coeficiente de irregularidad en elevación

**2.2.5. Irregularidades en planta**

Variaciones de masa, rigidez y resistencia pueden originar vibraciones torsionales que generan concentraciones de esfuerzos. Esta se calcula en Ecuación 17 y posee 4 casos

**Ecuación 17.**

$$\varphi_p = \varphi_{pa} \cdot \varphi_{pb}$$

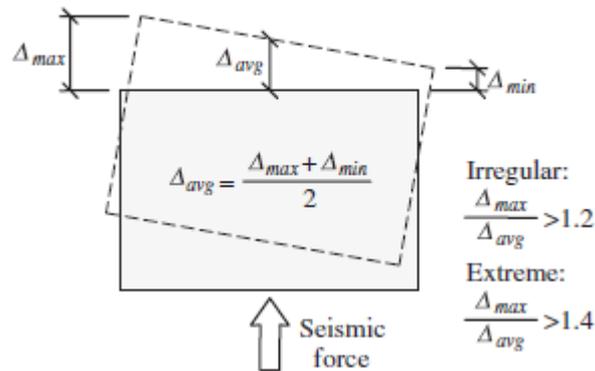
**Donde:**

$\varphi_{pa}$  → Mínimo valor  $\varphi_{pi}$  de cada piso  $i$  para irregularidades de tipo 1, 2 o 3.

$\varphi_{pb}$  → Mínimo valor  $\varphi_{pi}$  de cada piso  $i$  para irregularidades de tipo 4

**Irregularidad torsional:** Se considera irregularidad torsional, 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, como se puede observar en la Figura 26, en caso de presentarse el valor de coeficiente de irregularidad es 0.9.

Figura 26.

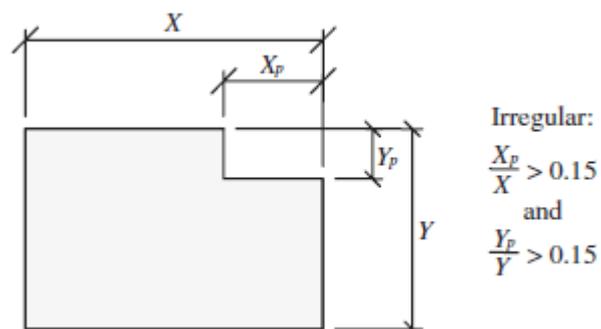
**Irregularidad torsional**

Nota. En *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/978078441424>. Derechos del autor por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.

**Retrocesos excesivos de las 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, como se puede observar en la Figura 27, en caso de presentarse el valor de coeficiente de irregularidad es 0.9.

Figura 27.

Irregularidad por retrocesos excesivos en las esquinas

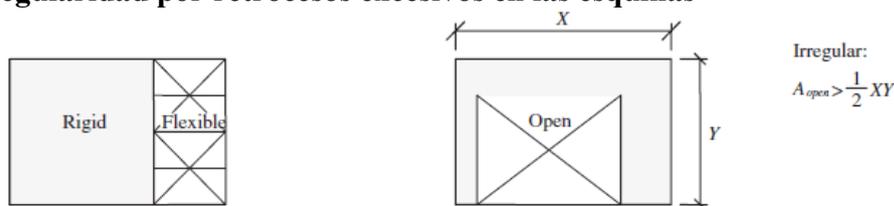


*Nota. En Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/978078441424>. Derechos del autor por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.*

**Discontinuidades del sistema de piso:** 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, como se puede observar en Figura 28, en caso de presentarse el valor de coeficiente de irregularidad es 0.9.

**Figura 28.**

**Irregularidad por retrocesos excesivos en las esquinas**

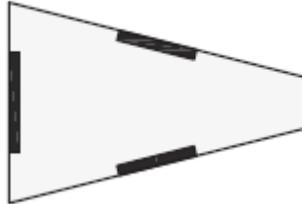


*Nota. En Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/978078441424>. Derechos del autor por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.*

**Ejes estructurales no paralelos:** La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura, como se puede observar en la Figura 29, en caso de presentarse el valor de coeficiente de irregularidad es 0.9.

**Figura 29.**

Irregularidad por ejes estructurales no paralelos



*Nota. En Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/978078441424>. Derechos del autor por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.*

**2.2.6. Irregularidades en elevación**

Traducidas en cambios repentinos de rigidez entre pisos adyacentes, hacen que la absorción y disipación de energía en el momento del sismo se concentren en los pisos flexibles, donde los elementos estructurales se ven sobre solicitados.

**Ecuación 18.**

$$\varphi_e = \varphi_{ea} \cdot \varphi_{eb}$$

**Donde:**

$\varphi_p$  → Coeficiente de irregularidad en planta

$\varphi_{pa}$  → Mínimo valor  $\varphi_{pi}$  de cada piso  $i$  para irregularidades de tipo 1

$\varphi_{pb}$  → Mínimo valor  $\varphi_{pi}$  de cada piso  $i$  para irregularidades de tipo 2 o 3

**Piso flexible:** Se considera a un piso como flexible en 2 casos:

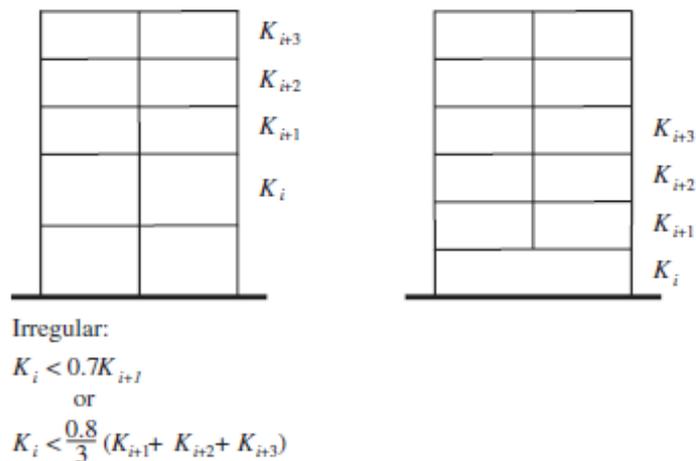
- i. cuando su rigidez lateral tiene un valor menor al 70% de la rigidez lateral de su piso superior.

- ii. Cuando su rigidez lateral tiene un valor menor al 80% de la rigidez lateral promedio de los 3 pisos superiores.

Se puede observar dicha irregularidad en y en Figura 30 caso de presentarse el valor de coeficiente de irregularidad es 0.9.

### Figura 30.

Irregularidad por piso flexible



*Nota. En Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/978078441424>. Derechos del autor por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.*

**Distribución de masa:** La edificación se considera como irregular, con respecto a la distribución de masa, cuando la masa de uno de los pisos supera en 1,5 veces la masa de su piso superior o inferior, exceptuando la cubierta. Se puede observar dicha irregularidad en Figura 31 y en caso de presentarse el valor de coeficiente de irregularidad es 0.9.

**Figura 31.**

Irregularidad por distribución de masa

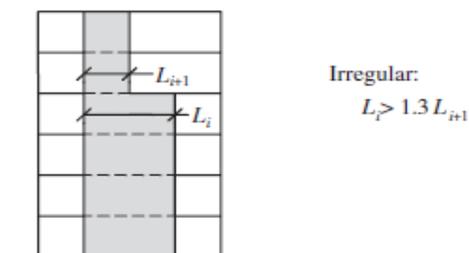


Nota. En *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/978078441424>. Derechos del autor por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.

**Irregularidad geométrica:** La estructura se convierte en irregular cuando una dimensión en planta del sistema estructural de un piso supera en 1,3 veces esta misma dimensión en uno de sus pisos adyacentes. Se puede observar dicha irregularidad en Figura 32 y en caso de presentarse el valor de coeficiente de irregularidad es 0.9.

**Figura 32.**

Irregularidad por geometría



Nota. En *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/978078441424>. Derechos del autor por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.

### 2.2.7. Ajuste del Cortante Basal

En base a NEC-SE-DS, el valor del cortante dinámico obtenido por cualquier método de análisis no puede ser:

- i. Menor al 80% del cortante basal obtenido por el método estático para estructuras regulares
- ii. Menor al 90% del cortante obtenido por el método estático para estructuras irregulares

### 2.2.8. Participación y porcentaje de masa

En base a NEC-SE-DS se deben considerar todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios periodos de vibración integrados en las curvas de peligro sísmico e involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

### 2.2.9. Efectos de segundo orden e índice de estabilidad ( $Q_i$ )

En base a NEC-SE-DS corresponden a efectos adicionales en las dos direcciones causados por efectos que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura. Deben de calcularse de acuerdo con la Ecuación 19, donde se debe de cumplir que el índice de estabilidad sea menor a 0.3, caso contrario será potencialmente inestable y debe de rigidizarse, a menos que se demuestre por métodos más estrictos su cumplimiento, por otro lado, si el índice de estabilidad se encuentra entre 0.1 y 0.3 se debe de calcular el factor de mayoración por efectos  $p \cdot \Delta$  definido en la Ecuación 20 el cual debe de multiplicarse a las derivas de piso calculadas, fuerzas internas y los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación de las cargas laterales de diseño.

**Ecuación 19.**

$$Q_i = \frac{P_i \cdot \delta_i}{V_i \cdot h_i}$$

**Donde:**

$P_i$  → Suma de la carga vertical total de las cargas de servicio (D+L)

$\delta_i$  → Desplazamiento del centro de masa del piso

$V_i$  → Cortante sísmico del piso i

$h_i$  → Altura del piso i considerado

**Ecuación 20.**

$$f_{p\Delta} = \frac{1}{1-Q_i}$$

**Donde:**

$f_{p\Delta}$  → Factor de mayoración

**2.2.10. Revisión de derivas de piso**

Según NEC-SE-HM, 2015, “La deriva de piso se define como la diferencia relativa del desplazamiento entre la parte superior e inferior de un piso, dividido para la altura del mismo”. Se deberá comprobar que la estructura analizada presentará deformaciones inelásticas que sean controlables (6.3.9 NEC-SE-DS). Los valores máximos a cumplir se han determinado con la consideración de que se utilizan secciones con inercias agrietadas para los elementos según 6.1.8 de la NEC-SE-DS, donde nos indica los siguientes valores a utilizar:

- Vigas:  $0.5 \cdot I_g$  (considerando la contribución de las losas)
- Columnas:  $0.8 \cdot I_g$

Sin embargo, ASCE 41-17, establece los siguientes factores para la rigidez a flexión y corte de los elementos:

- Vigas: Flexión= $0.3 \cdot E_c \cdot I_g$  y Corte= $0.4 \cdot E_c \cdot A_w$  ( $A_w$ : Área neta de la sección)

- Columnas: Flexión= $0.7 \cdot E_c \cdot I_g$  y Corte= $0.4 \cdot E_c \cdot A_w$  ( $A_w$ : Área neta de la sección)

Para la revisión de las derivas se deber utilizar la respuesta inelástica máxima en cuanto a desplazamientos de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas según la aplicación de las fuerzas laterales reducidas, ya sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de las fuerzas, deben calcularse para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas. Para el cálculo de las derivas de piso se considerará:

- Las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales.
- Los efectos de segundo orden  $P \cdot \Delta$

### **Ecuación 21.**

$$\Delta_M = 0.75 * \Delta_E \quad (\Delta_M < \Delta_M \text{máxima})$$

#### **Donde:**

$\Delta_M \rightarrow$  Deriva máxima inelástica

$\Delta_M \rightarrow$  Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

$\Delta_M \text{máxima} \rightarrow 0.02$  para estructuras de hormigón armado (Tabla 8 NEC-SE-DS)

### **2.2.11. Combinaciones de Carga**

ASCE 41-17 7.2.2., establece que las combinaciones de carga para procesos lineales la carga gravitacional debe ser igual a establecida en Ecuación 22, sin considerar que las cargas muertas estén en contra de la acción del sismo y la combinación de carga debe ser la especificada en 7.5.2 establecida en Ecuación 23, la cual será utilizada para definir las demandas dentro de los componentes para el análisis estático lineal.

**Ecuación 22.**

$$Q_G = Q_D + Q_L$$

**Donde:**

$Q_G$  → Carga Gravitacional

$Q_D$  → Acción causada por las cargas muertas

$Q_L$  → Acción causada por las cargas vivas equivalente al 25% de la carga viva total

**Ecuación 23.**

$$Q_{UD} = 1.1 \cdot Q_G + Q_E$$

**Donde:**

$Q_{UD}$  → Carga controlada por deformación causada por efectos de fuerzas de gravedad y las fuerzas del sismo

$Q_G$  → Carga Gravitacional

$Q_E$  → Carga causada por el sismo de diseño

**2.2.12. Capacidad de los componentes**

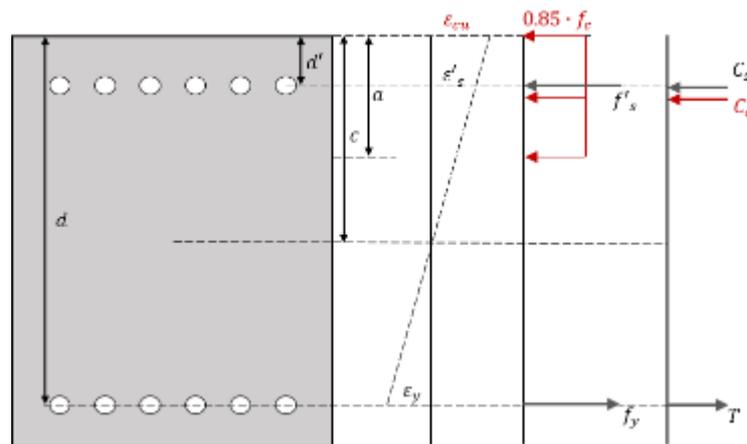
Las capacidades de resistencia a flexión, carga axial y corte para vigas y columnas en base a lo presentado en ASCE 41-17 10.3.3. y 10.3.4 se calcularán de acuerdo a los parámetros establecidos por ACI 318-19 y se presentan las hipótesis para ambos elementos a continuación:

1. Vigas: Para la condición de flexión se consideró la sección como doblemente armada en base a la Figura 33, definiendo la deformación última del concreto ( $\epsilon_{cu} = 0.003$ ), el factor para la distribución de esfuerzos de Whitney ( $\beta_1 = 0.85$ ) y los factores de reducción de resistencia ( $\phi$ ) variando entre 0.65 y 0.9, en base a lo definido en el capítulo 21 de ACI-318-19 y realizando el equilibrio estático se obtiene el valor del momento resistente ( $M_n$ ). Para la resistencia a corte del concreto y del acero se

consideró lo definido en 22.5 y presentadas en Ecuación 24 y Ecuación 25; donde el valor de cortante nominal ( $V_n$ ), representa la suma de ambas.

**Figura 33.**

Diagrama de cuerpo libre de una sección doblemente armada en condición ultima



Nota. C representa las cargas a compresión y T las cargas a tensión, en condición última con una deformación última en el concreto de 0.003 y una distribución de esfuerzos en base a lo recomendado dentro de ACI-318, 2019 22.2.2. Elaboración de los autores.

**Ecuación 24.**

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

**Donde:**

$V_c$  → Resistencia a Cortante del concreto

$b_w$  → Base de la sección

$d$  → Peralte de la viga

**Ecuación 25.**

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

**Donde:**

$V_s$  → Resistencia a Cortante del acero

2. Columnas: Para la condición de flexión-carga axial se consideró condición biaxial por el método de compatibilidad de deformaciones en base a la información provista por (Wight, 2020), definiendo la deformación última del concreto ( $\epsilon_{cu} = 0.003$ ), el factor para la distribución de esfuerzos de Whitney ( $\beta_1 = 0.85$ ) y los factores de reducción de resistencia ( $\phi$ ) variando entre 0.65 y 0.9, en base a lo definido en el capítulo 21 de ACI-318-19. Se obtiene la superficie de interacción para ambas columnas del edificio como se puede observar en la Figura 34, es importante mencionar que se toma en cuenta el capítulo 22 para obtener los parámetros de resistencia de la sección, como la carga axial máxima a compresión (22.4.2.2.) definida en Ecuación 26, para el cálculo de la resistencia a cortante de la columna se usaron las ecuaciones Ecuación 27, Ecuación 28 y Ecuación 29. Donde la resistencia cortante utilizada para evaluar la capacidad será la no reducida.

**Ecuación 26.**

$$P_o = 0.85 \cdot f'c \cdot (A_g - A_s) + f_y \cdot A_s$$

**Donde:**

$P_o$  → Carga Axial máxima a compresión

**Ecuación 27.**

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{10}}} \leq 1$$

**Donde:**

$\lambda_s$  → Factor de modificación por efectos de tamaño

**Ecuación 28.**

$$V_c = \left( 2.1 * \lambda_s * (\rho_w)^{\frac{1}{3}} * \sqrt{f'c} + \frac{N_u}{6 * A_g} \right) * b_w * d \leq 1.33 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

**Donde:**

$\rho_w \rightarrow$  Cuantía longitudinal

$N_U \rightarrow$  Carga Axial

$A_g \rightarrow$  Área de la sección de hormigón

$b_w \rightarrow$  Base de la sección

$d \rightarrow$  Peralte efectivo

**Ecuación 29.**

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

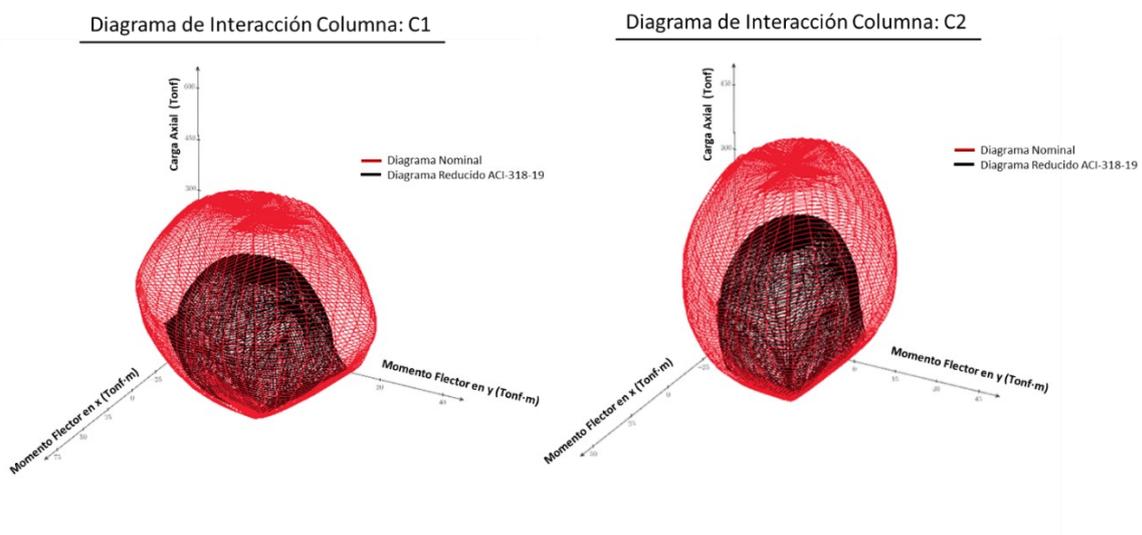
**Donde:**

$V_s \rightarrow$  Resistencia a corte por los estribos

$A_v \rightarrow$  Área efectiva por ramas de estribos

**Figura 34.**

Diagramas de interacción biaxial de las columnas del edificio



Nota. Elaboración de los autores.

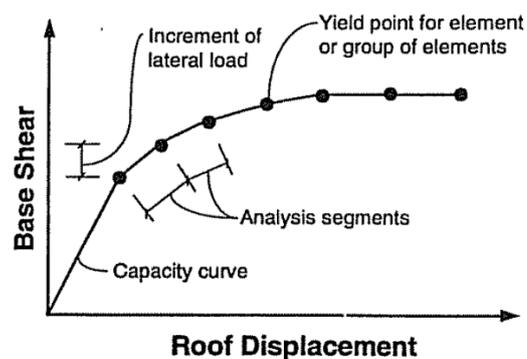
## 2.3. Análisis de desempeño

### 2.3.1. Capacidad

La capacidad del edificio se define por medio de la curva de capacidad, que es una representación gráfica de la capacidad de la estructura para resistir la demanda sísmica (ATC, 1996). Viene dada en términos del desplazamiento lateral en un punto de control y el cortante en la base. Este punto, o nodo de control en el modelo, se escoge sobre la última planta de tal manera que esté lo más cercano posible al centro de gravedad de ese nivel. La curva de capacidad depende a su vez de la capacidad de deformación y resistencia de los componentes individuales y está representada mediante el uso de mecanismos de fluencia (2.3.2 y 2.3.3), conocidos con el nombre de rótulas plásticas. La distribución de fuerzas laterales para el caso de estudio sigue un patrón de cargas similar a los principales modos traslacionales de la estructura (X y Y) y se aplica una serie de análisis elásticos secuenciales que aproximan un diagrama fuerza-desplazamiento de toda la estructura hasta el punto que ésta se vuelve inestable o un límite predeterminado es alcanzado, cuyo resultado final es la curva de capacidad mostrada en Figura 35.

#### Figura 35.

Curva de capacidad de una estructura



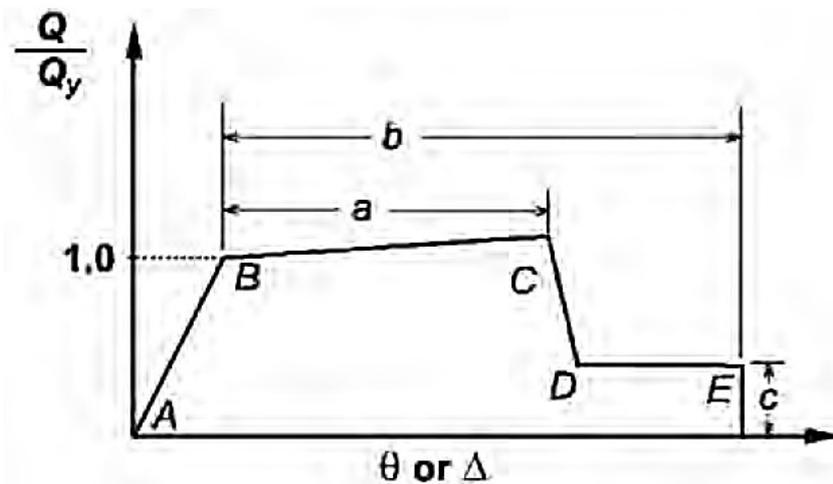
*Nota. Elaborado por Applied Technology Council. ATC-40. Derechos del autor por Applied Technology Council.*

### 2.3.2. Definición de rótulas plásticas en vigas

ASCE 41-17 establece que los parámetros para vigas deben ser tomados de la tabla 10-7 de la normativa (Tabla 22), se permite también el uso de modelos de rótulas plásticas concentradas o distribuidas sujetos a carga sísmica, para incrementos de carga-deformación monótonas, siguen el efecto mostrado dentro de Figura 36, donde ante el efecto de carga  $Q$  incremental en el elemento se obtiene una curvatura que cambia a la medida que  $Q$  aumenta, es importante mencionar que dentro de esta figura se muestra un efecto de carga normalizado, es decir dividido para la acción que produce fluencia en el elemento ( $Q_y$ ). Es importante mencionar que los modelos de rótula plástica no han sido verificados de manera experimental para el caso de estudio.

**Figura 36.**

Esquema general de rótulas plásticas aplicadas en el caso de estudio



*Nota. Elaborado por Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.*

<https://doi.org/10.1061/978078441859>. Derechos del autor por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.

Tabla 22.

Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en vigas de concierto.

Condición i. Vigas controladas por flexión <sup>b</sup>			Parámetros de Modelado <sup>a</sup>			Criterios de aceptación <sup>a</sup>		
			Ángulo de rotación		Resistencia	Niveles de desempeño		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Conformidad del Refuerzo Transversal	$\frac{V}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}}$	a	b	c	IO	LS	CP
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.050	0.200	0.010	0.025	0.050
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.040	0.200	0.005	0.020	0.040
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.030	0.200	0.005	0.020	0.030
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.020	0.200	0.005	0.015	0.020
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.030	0.200	0.005	0.020	0.030
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.200	0.002	0.010	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.200	0.005	0.010	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.010	0.200	0.002	0.005	0.010
<b>Condición ii. Vigas controladas por cortante<sup>b</sup></b>								
Espaciamiento entre estribos ≤ d/2			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Espaciamiento entre estribos > d/2			0.003	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
<b>Condición iii. Vigas controladas por desarrollo inadecuado o empalmes a lo largo del tramo<sup>b</sup></b>								
Espaciamiento entre estribos ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Espaciamiento entre estribos > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
<b>Condición iv. Vigas controladas por empotramiento inadecuado en la unión viga-columna<sup>b</sup></b>								
			0.0150	0.0300	0.2000	0.0100	0.0200	0.0300

Nota:  $f'_c$  en lb/in.<sup>2</sup> Unidades (MPa).

<sup>a</sup> Valores entre los mostrados en la tabla pueden ser interpolados.

<sup>b</sup> Donde más de una de las condiciones i, ii, iii, y iv ocurran para un componente dado, use el mínimo valor numérico de la tabla.

<sup>c</sup> "C" y "NC" son abreviaciones para refuerzo transversal conforme y no conforme, respectivamente. El refuerzo transversal es conforme si, dentro de la región de la rótula plástica a flexión, los estribos son espaciados a ≤ d/3, y si, para componentes con una demanda moderada o alta de ductilidad, la resistencia provista por los estribos ( $V_s$ ) es al menos 3/4 del cortante de diseño. Caso contrario, el refuerzo transversal es considerado no conforme.

<sup>d</sup> V es la fuerza cortante de diseño del NSP o NDP.

Nota. Elaboración de los autores. En base a *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.

<https://doi.org/10.1061/978078441859>. Derechos del autor por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.

En base lo presentado anteriormente, se puede usar los parámetros de la para construir los modelos teóricos de rótulas plásticas, teniendo claro la acción de carga que gobierna el comportamiento, para nuestro caso todas las vigas son controladas por flexión, es decir la

condición i. Sin embargo, se debe verificar si la sección es conforme<sup>2</sup> en base a dos condiciones:

1. La separación entre estribos en la rótula plástica, especificada dentro de la Ecuación 30.
2. Resistencia a cortante provista por los estribos, especificada dentro de la Ecuación 31.

**Ecuación 30.**

$$s \leq \frac{d}{3}$$

**Donde:**

$s$  → Separación entre estribos dentro de la zona de rotula plástica

**Ecuación 31.**

$$V_s \geq 0.75 \cdot V_u$$

**Donde:**

$V_s$  → Fuerza cortante resistida por los estribos

$V_u$  → Fuerza cortante de diseño

En los anexos del trabajo de tesis realizado por (P. A. Cabrera, 2021) se presenta un código de MATLAB para el cálculo de rótulas plásticas en vigas, a partir del cual, los autores incluyeron los casos de conformidad necesarios para obtener los parámetros y criterios de aceptación de las vigas del caso de estudio (7.1) y se presenta las rótulas plásticas en conjunto con las condiciones de conformidad dentro de 3.2.1.

---

<sup>2</sup> Se considera conforme la sección si y solo si cumplen las dos condiciones caso contrario es no conforme

### 2.3.3. Definición de rótulas plásticas en columnas

ASCE 41-17 establece que los parámetros para columnas de hormigón armado deben ser tomados de la tabla 10-8 de la normativa, se permite también el uso de modelos de rótulas plásticas concentradas o distribuidas sujetos a carga sísmica, para incrementos de carga-deformación monótonas, siguen el efecto mostrado dentro de Figura 36, donde ante el efecto de carga  $Q$  incremental en el elemento se obtiene una curvatura que cambia a la medida que  $Q$  aumenta, es importante mencionar que dentro de dicha figura se muestra un efecto de carga normalizado, es decir dividido para la acción que produce fluencia en el elemento ( $Q_y$ ). Es importante mencionar que los modelos de rotula plástica no han sido verificados de manera experimental para el caso de estudio y también se tomó las tablas de la versión anterior 41-13 (Tabla 23 y Tabla 24) debido a que no se conoce la longitud de traslape provista ni su ubicación como para poder hacer uso de las ecuaciones en la nueva versión. Para poder asignar cualquiera de las condiciones a una columna se debe verificar que 2 condiciones sean cumplidas:

1. La relación de acero transversal, especificada dentro de la Ecuación 32.
2. Relación entre la separación entre estribos y el peralte efectivo, especificada dentro de la Ecuación 33.

Se debe también verificar la condición asignada mediante la relación de capacidad a corte (Tabla 24.), donde el esfuerzo  $V_p$  es el cortante de fluencia del elemento obtenido del pushover y  $V_o$  es el esfuerzo a corte resistido por la columna especificado dentro la Ecuación 34., los cuales permiten clasificar a la columna como:

- i. Condición i: Falla a flexión
- ii. Condición ii: Falla a corte – flexión
- iii. Condición iii: Falla a corte

**Ecuación 32.**

$$\frac{A_v}{b_w \cdot s} \geq 0.002$$

**Donde:**

$A_v \rightarrow$  Área de ramas de estribos

$s \rightarrow$  Separación entre estribos dentro de la zona de rotula plástica

**Ecuación 33.**

$$\frac{s}{d} \leq 0.5$$

**Ecuación 34.**

$$V_o = \left[ \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} + \lambda \left( \frac{6 \cdot \sqrt{f'c}}{V \cdot d} \cdot \sqrt{1 + \frac{N_u}{6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_g}} \right) \cdot 0.8 \cdot A_g \right]$$

**Donde:**

$V \rightarrow$  Fuerza cortante máxima de las cargas de gravedad más sismo

$\frac{M}{V \cdot d} \rightarrow$  No debe ser tomado mayor que 4 o menor a 2

$d \rightarrow$  Peralte efectivo puede asumirse como  $0.8 \cdot h$

$N_u \rightarrow$  Fuerza axial a compresión

$\lambda \rightarrow$  0.75 para concreto ligero, 1 para peso normal

Para la comprobación de rótulas plásticas en columnas, se programó un script en MATLAB para el caso de flexión y flexión-corte (7.2), el análisis del presente caso de estudio determino que las columnas están controladas a flexión. Se presenta las rótulas plásticas en conjunto con las condiciones de conformidad dentro de 3.2.2.

Tabla 23.

Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en columnas de concreto.

			Parámetros de Modelado <sup>a</sup>			Criterios de aceptación <sup>a</sup>		
Condición i. <sup>b</sup>			Angulo de rotación Plástico		Resistencia Residual	Niveles de desempeño		
$\frac{P}{A_g \cdot f'c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w \cdot s}$		a	b	c	IO	LS	CP
≤0.1	≥0.006		0.0350	0.0600	0.2000	0.0050	0.0450	0.0600
≥0.6	≥0.006		0.0100	0.0100	0.0000	0.0030	0.0090	0.0100
≤0.1	=0.002		0.0270	0.0340	0.2000	0.0050	0.0270	0.0340
≥0.6	=0.002		0.0050	0.0050	0.0000	0.0020	0.0040	0.0050
Condición ii. <sup>b</sup>			a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{P}{A_g \cdot f'c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w \cdot s}$	$\frac{V}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}$						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.200	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.200	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.000	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.000	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.200	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.200	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.000	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Condición iii. <sup>b</sup>			a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{P}{A_g \cdot f'c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w \cdot s}$							
≤0.1	≥0.006		0.000	0.060	0.000	0.000	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.000	0.008	0.000	0.000	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.000	0.006	0.000	0.000	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Condición iv. Columnas controladas por inadecuado desarrollo de traslape <sup>b</sup>			a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{P}{A_g \cdot f'c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w \cdot s}$							
≤0.1	≥0.006		0.000	0.060	0.400	0.000	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.000	0.008	0.400	0.000	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.000	0.006	0.200	0.000	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Nota:  $f'c$  en lb/in.<sup>2</sup> Unidades (MPa).

<sup>a</sup> Valores entre los mostrados en la tabla pueden ser interpolados

<sup>b</sup> Referirse a 10.4.2.2.2 para la definición de las condiciones i, ii, y iii. Las columnas consideran tener inadecuado desarrollo del traslape, donde el esfuerzo calculado en el traslape excede el esfuerzo especificado para el acero en 10-2. Donde más de una de las condiciones i, ii, iii, y iv ocurran para un componente dado, use el mínimo valor numérico de la tabla.

<sup>c</sup> Where  $P \geq 0.7 \cdot A_g \cdot f'c$ , el ángulo de rotación plástico debe ser tomado como cero para todos los niveles de desempeño, al menos que la columna tenga refuerzo transversal conformado por estribos con ganchos a 135-grados y espaciados a  $\leq d/3$  y la resistencia de los estribos ( $V_s$ ) sea al menos  $3/4$  de la resistencia de diseño. La carga axial  $P$  debe ser la máxima esperada por cargas a gravedad y cargas de sismo.

<sup>d</sup>  $V$  es la fuerza cortante de diseño del NSP o NDP.

Nota. Elaboración de los autores. En base a *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.

<https://doi.org/10.1061/978078441859>. Derechos del autor por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.

**Tabla 24.**

Detalles de refuerzo transversal para usar las tablas 10-8

Relación de capacidad a Corte	Detalles Sísmicos con ganchos a 135°, conformes con ACI 318	Estribos cerrados con ganchos a 90°	Otros
$V_p/V_o \leq 0.6$	i	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_o > 1.0$	iii	iii	iii

*Nota. Elaboración de los autores. En base a Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.*

<https://doi.org/10.1061/978078441859>. Derechos del autor por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.

#### 2.3.4. Demanda

Durante un movimiento sísmico, se produce un patrón complejo de desplazamientos en las estructuras, estos patrones pueden variar en el tiempo. Resulta poco funcional realizar un análisis de los movimientos en el paso del tiempo, es por ello que los métodos lineales se basan en fuerzas laterales para representar las condiciones de diseño, mientras que los análisis no lineales utilizan una serie de desplazamientos para representar las mismas. Para una estructura dada, se estima la respuesta máxima que pueda llegar a darse durante el movimiento del suelo, y esta estimación es la demanda de desplazamiento (ATC, 1996).

**Determinación de la demanda:** Es necesario obtener un desplazamiento en la curva de capacidad que vaya de acuerdo con la demanda sísmica para poder comprobar el cumplimiento del desempeño. La transformación de la demanda y la capacidad en Acceleration-Displacement-Response-Spectra (ADRS) viene dada por (ATC, 1996) y es la utilizada por el método FEMA 440 para determinar el punto de desempeño de la estructura, aplicando una mejora a los procedimientos establecidos por la normativa previamente mencionada.

### 2.3.5. Método FEMA 440

En base a (FEMA 440; ATC, 2005) lo que se busca con la linealización equivalente es encontrar un desplazamiento máximo estimado del sistema no lineal mediante un sistema lineal equivalente por medio del cálculo y el uso de parámetros lineales efectivos como el amortiguamiento ( $\beta_{eff}$ ) y el periodo ( $T_{eff}$ ). Cabe recalcar que el procedimiento es un complemento para la curva de capacidad, la cual se encuentra mediante el método especificado en ATC-40, de manera que los parámetros efectivos son funciones de la curva de capacidad. Hay que tener claro que los resultados obtenidos son estimados y que no se utiliza ningún factor de seguridad para estructuras con desempeños deficientes. Ya que los parámetros efectivos están en función de la ductilidad, la cual es el objetivo del análisis, es necesario utilizar procedimientos iterativos o gráficos para su obtención. Además, es importante remarcar que el procedimiento no es confiable para ductilidades mayores a 10 o 12.

**Parámetros básicos de la linealización equivalente:** El periodo y el amortiguamiento efectivos se determinan según estadística, para disminuir la posibilidad de que existan errores entre la respuesta del sistema inelástico y el elástico equivalente.

**Amortiguamiento efectivo:** Los valores del amortiguamiento efectivo son expresados en Ecuación 35, porcentaje del amortiguamiento crítico y se encuentran de acuerdo a las siguientes expresiones:

#### Ecuación 35.

Amortiguamiento efectivo cuando se conoce que factores utilizar

Para  $1.0 < \mu < 4.0$ :

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

$\beta_{eff}$  → Amortiguamiento efectivo

$\mu$  → Ductilidad

$\beta_0$  → Amortiguamiento de la demanda elástica inicial

$A$  y  $B$  → coeficientes según el tipo de modelo y la rigidez post – elástica

Para  $4.0 \leq \mu \leq 6.5$ :

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0$$

$\beta_{eff}$  → Amortiguamiento efectivo

$\mu$  → Ductilidad

$\beta_0$  → Amortiguamiento de la demanda elástica inicial

$C$  y  $D$  → Coeficientes según el tipo de modelo y la rigidez post – elástica

Para  $\mu > 6.5$ :

$$\beta_{eff} = E \left[ \frac{F(\mu - 1) - 1}{[F(\mu - 1)]^2} \right] \left( \frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

$\beta_{eff}$  → Amortiguamiento efectivo

$\mu$  → Ductilidad

$\beta_0$  → Amortiguamiento de la demanda elástica inicial

$E$  y  $F$  → Coeficientes según el tipo de modelo y la rigidez post – elástica

$T_0$  → Periodo de la demanda elástica inicial

$T_{eff}$  → Periodo efectivo

Los coeficientes (TABLA 6.1 FEMA 440) están basados en resultados empíricos para 3 tipos de modelos idealizados: Plástico perfectamente elástico, Degradación de la rigidez, Degradación de la fuerza y de la rigidez. Debido a esto, se recomienda que la utilización de los coeficientes se realice con precaución y únicamente cuando todos los componentes de la estructura se comportan de manera similar. Sin embargo, es muy raro que ocurra algo así en una estructura real debido a la variedad de componentes que la conforman, es por ello, que cuando no se tiene certeza de que los componentes tengan comportamientos similares, se recomienda utilizar las ecuaciones generalizadas:

### **Ecuación 36.**

Amortiguamiento efectivo cuando no se conoce que factores utilizar

Para  $1.0 < \mu < 4.0$ :

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

$\beta_{eff}$  → Amortiguamiento efectivo

$\mu$  → Ductilidad

$\beta_0$  → Amortiguamiento de la demanda elástica inicial

Para  $4.0 \leq \mu \leq 6.5$ :

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$$

$\beta_{eff}$  → Amortiguamiento efectivo

$\mu$  → Ductilidad

$\beta_0$  → Amortiguamiento de la demanda elástica inicial

Para  $\mu > 6.5$ :

$$\beta_{eff} = 19 \left[ \frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left( \frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

$\beta_{eff}$  → Amortiguamiento efectivo

$\mu$  → Ductilidad

$\beta_0$  → Amortiguamiento de la demanda elástica inicial

$T_0$  → Periodo de la demanda elástica inicial

$T_{eff}$  → Periodo efectivo

**Periodo efectivo:** Para el caso del periodo efectivo los coeficientes se encuentran en (TABLA 6.2 FEMA 440) y se requiere un cálculo similar al del amortiguamiento efectivo. Hay que tener en cuenta que las ecuaciones son aplicables sólo para un periodo de la demanda elástica entre 0.2s y 2s.

### **Ecuación 37.**

Periodo efectivo cuando se conoce que factores utilizar

Para  $1.0 < \mu < 4.0$ :

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0$$

$T_{eff}$  → Periodo efectivo

$\mu$  → Ductilidad

$T_0$  → Periodo de la demanda elástica inicial

$G$  y  $H$  → coeficientes según el tipo de modelo y la rigidez post – elástica

Para  $4.0 \leq \mu \leq 6.5$ :

:

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0$$

$T_{eff} \rightarrow$  Periodo efectivo

$\mu \rightarrow$  Ductilidad

$T_0 \rightarrow$  Periodo de la demanda elástica inicial

$I$  e  $J \rightarrow$  coeficientes según el tipo de modelo y la rigidez post – elástica

Para  $\mu > 6.5$ :

$$T_{eff} = \left\{ K \left[ \sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

$T_{eff} \rightarrow$  Periodo efectivo

$\mu \rightarrow$  Ductilidad

$T_0 \rightarrow$  Periodo de la demanda elástica inicial

$K$  y  $L \rightarrow$  coeficientes según el tipo de modelo y la rigidez post – elástica

De igual manera como ocurre con el amortiguamiento efectivo, las ecuaciones indicadas se deben utilizar cuando se tiene certeza de la similitud en el comportamiento de los componentes, caso contrario se deben utilizar las ecuaciones generalizadas,

### **Ecuación 38.**

Periodo efectivo cuando no se conoce que factores utilizar

Para  $1.0 < \mu < 4.0$ :

$$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$$

$T_{eff} \rightarrow$  Periodo efectivo

$\mu \rightarrow$  Ductilidad

$T_0 \rightarrow$  Periodo de la demanda elástica inicial

Para  $4.0 \leq \mu \leq 6.5$ :

:

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$$

$T_{eff} \rightarrow$  Periodo efectivo

$\mu \rightarrow$  Ductilidad

$T_0 \rightarrow$  Periodo de la demanda elástica inicial

Para  $\mu > 6.5$ :

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[ \sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

$T_{eff} \rightarrow$  Periodo efectivo

$\mu \rightarrow$  Ductilidad

$T_0 \rightarrow$  Periodo de la demanda elástica inicial

**Espectro de respuesta desplazamiento-aceleración modificado utilizando el periodo**

**secante:** El periodo secante es utilizado en el método ATC-40 como el periodo lineal efectivo

para calcular el punto de desempeño. Esto ocurre encontrando la intersección de la curva de capacidad con la curva de demanda para el amortiguamiento efectivo en formato ADRS.

Los parámetros efectivos generan un desplazamiento máximo, el cual coincide con la intersección del radio del periodo efectivo y la demanda ADRS. La aceleración efectiva no resulta significativa ya que la aceleración real máxima será la que coincida con la curva de capacidad y con el desplazamiento máximo. Se multiplican a las ordenadas del ADRS por un factor de modificación (M) para convertirlo en MADRS, la cual va a intersecar a la curva de capacidad en el punto de desempeño.

### **Ecuación 39.**

Factor de modificación (M)

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2$$

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 - \alpha(\mu - 1)}{\mu}$$

$M \rightarrow$  Factor de modificación

$T_{eff} \rightarrow$  Periodo efectivo

$T_{sec} \rightarrow$  Periodo secante

$T_0 \rightarrow$  Periodo de la demanda elástica inicial

$\alpha \rightarrow$  Radio de rigidez post – elástica

$\mu \rightarrow$  Ductilidad

### **Reducción espectral para el amortiguamiento efectivo**

Los procesos de linealización equivalente suelen requerir de factores de reducción espectral para ajustar el espectro de respuesta a un correcto nivel de amortiguamiento efectivo. Estos

factores, denominados coeficientes de amortiguamiento,  $B$  ( $B_{eff}$ ), están en función del amortiguamiento efectivo y se utilizan para ajustar la aceleración espectral:

**Ecuación 40.**

Factor de ajuste para la aceleración espectral

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$(S_a)_\beta \rightarrow$  *Aceleración espectral ajustada*

$(S_a)_0 \rightarrow$  *Aceleración espectral inicial*

$B(\beta_{eff}) \rightarrow$  *Coficiente de amortiguamiento*

Los valores de  $B$  basado en distintos códigos se encuentran en (Figura 6.5 FEMA 440) y también existe la ecuación:

**Ecuación 41.**

Coficiente de amortiguamiento

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}}$$

$B \rightarrow$  *Coficniente de amortiguamiento*

$\beta_{eff} \rightarrow$  *Amortiguamiento efectivo (%)*

**Procedimientos para encontrar la solución**

Como se mencionó anteriormente, el cálculo del punto de desempeño debe realizarse mediante procesos gráficos o iterativos, así como sucede con el método de espectro de capacidad (ATC 40). El FEMA 440 presenta 3 procedimientos, los cuales tienen la misma metodología hasta el paso 8:

1. Se debe seleccionar una representación espectral del movimiento del suelo con un amortiguamiento inicial,  $\beta_i$ , que normalmente es del 5%. Esta representación puede ser un espectro de diseño del ATC-40 o del FEMA-356, que corresponda a un espectro específico del lugar o un espectro probabilístico equivalente.
2. Se tiene que modificar el espectro como sea requerido de acuerdo a la interacción del suelo con la estructura. En este proceso se debe conseguir, tanto una reducción de las ordenadas espectrales para la interacción cinemática, como una modificación del amortiguamiento pasando de  $\beta_i$  a  $\beta_0$ . Si se ignora el amortiguamiento de la base,  $\beta_0 = \beta_i$
3. El espectro modificado, se debe convertir a formato de espectro de respuesta desplazamiento-aceleración de acuerdo al ATC-40. Este espectro será la demanda ADRS inicial.
4. Se debe generar una curva de capacidad de la estructura.
5. Se selecciona un punto de desempeño inicial (aceleración máxima,  $a_{pi}$ , y desplazamiento máximo,  $d_{pi}$ ). Esta selección es arbitraria y puede estar basada en una aproximación de desplazamientos iguales.
6. Se debe desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad (ATC-40). De esta manera se logra definir un periodo inicial ( $T_0$ ), desplazamiento de fluencia ( $d_y$ ) y una aceleración de fluencia ( $a_y$ ). Estos valores variarán según los valores que se hayan tomado en el anterior paso.
7. Con esta representación bilineal, se calculan los valores de la rigidez post-elástica ( $\alpha$ ) y la ductilidad ( $\mu$ ):

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)}$$

$a_{pi} \rightarrow$  Aceleración máxima tomada arbitrariamente

$d_{pi} \rightarrow$  Desplazamiento máximo tomado arbitrariamente

$a_y \rightarrow$  Aceleración de fluencia

$d_y \rightarrow$  Desplazamiento de fluencia

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y}$$

$d_{pi} \rightarrow$  Desplazamiento máximo tomado arbitrariamente

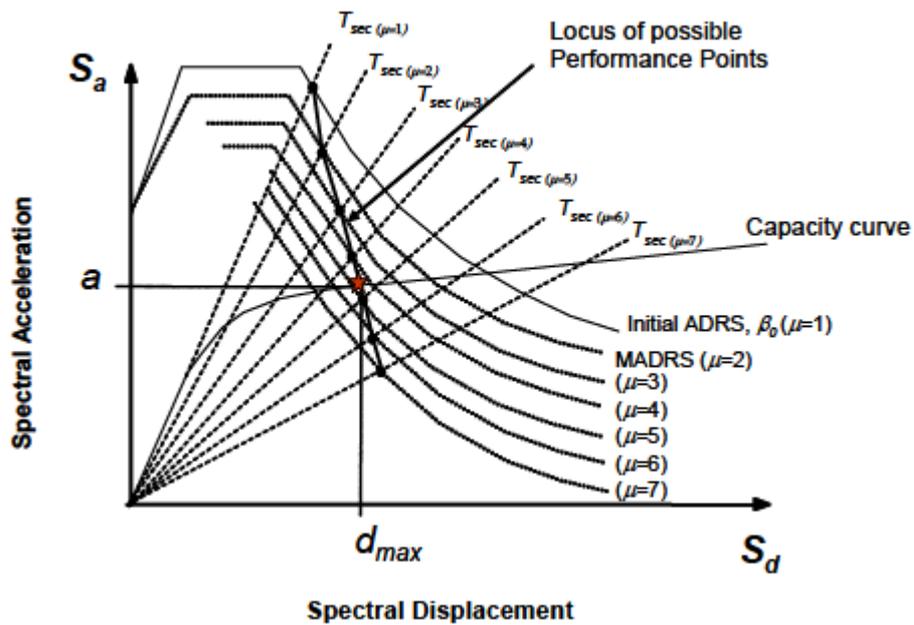
$d_y \rightarrow$  Desplazamiento de fluencia

8. Utilizando estos valores se calcula el amortiguamiento efectivo y el periodo efectivo, de acuerdo a lo expuesto anteriormente.
9. Escoger la estrategia de solución, existen 3 estrategias definidas, más la utilizada dentro del programa es el procedimiento C (Rangos de posibles puntos desempeño):
  - **Procedimiento C (Rango de posibles puntos de desempeño):** Se utiliza el espectro de respuesta de aceleración modificado para varias soluciones asumidas y sus ductilidades para generar un rango de puntos de desempeño. La solución será la intersección de este rango con la curva de capacidad, ilustrado en Figura 37.
    - i. Mediante el amortiguamiento efectivo se ajusta el ADRS inicial.
    - ii. Se modifican las ordenadas de aceleración con el factor M.
    - iii. Se genera un posible punto de desempeño en la intersección del radio del periodo secante ( $T_{sec}$ ) con el MADRS.
    - iv. Variando la ductilidad se aumenta o disminuye el punto de desempeño asumido generando una serie de posibles soluciones.

- v. La solución estará en la intersección entre el rango de puntos del paso anterior y la curva de capacidad.

**Figura 37.**

Procedimiento C rangos de posibles puntos de desempeño



Nota. Elaborado por Applied Technology Council. <https://mitigation.eeri.org/resource-library/building-professionals/improvement-of-nonlinear-static-seismic-analysis-procedures-fema-440>. Derechos del autor por Federal Emergency Management Agency.



### 3) RESULTADOS

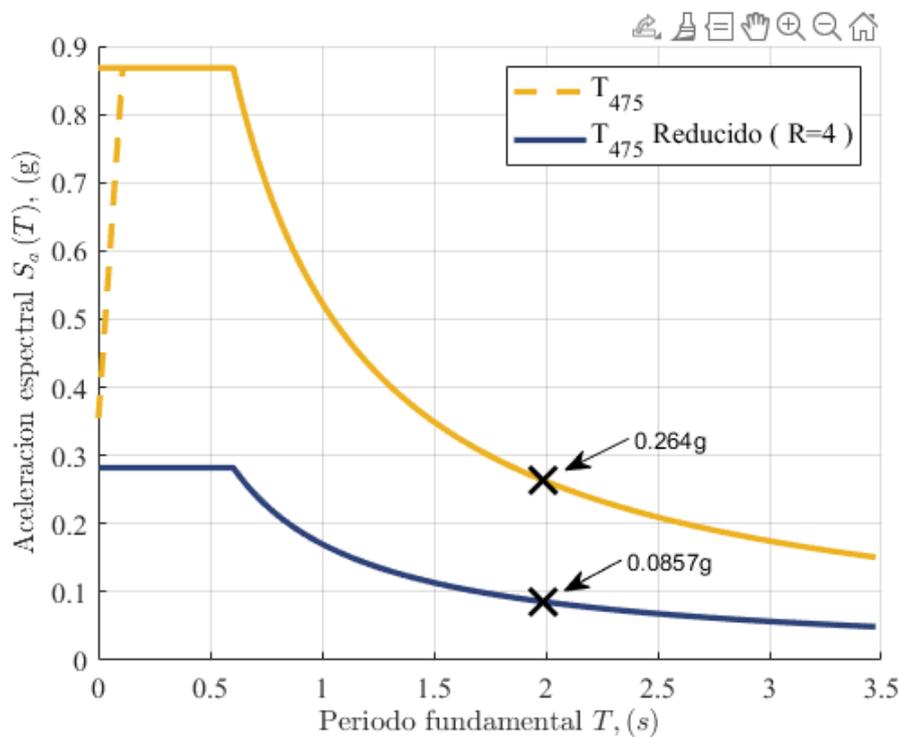
#### 3.1. Resultados del análisis estático lineal

##### 3.1.1. Demanda sísmica utilizada y periodos de vibración.

La demanda sísmica es calculada en base a 2.1.10., la determinación del periodo de vibración del edificio se obtuvo mediante análisis modal, considerando el primer modo de vibración, el cual tiene un valor de: 1.988 s. Se puede observar dentro de la Figura 38 el valor de aceleración para dicho periodo tanto en el espectro sin reducir como el reducido con el factor previamente especificado.

**Figura 38.**

Demanda Sísmica utilizada en el análisis lineal estático.



*Nota. Elaboración de los autores.*

### 3.1.2. Revisión de irregularidades en planta

**Irregularidad Torsional:** Al comparar las derivas promedio y máximas de los pisos se determinó que no existe irregularidad torsional en planta como se puede observar en Tabla 25 y Tabla 26, ninguna de las relaciones entre los promedios de deriva y deriva máxima exceden 1.2, por lo tanto, no existe irregularidad torsional en planta para el caso de estudio.

**Tabla 25.**

Revisión de irregularidad torsional en planta dirección x

Nivel	Dirección	$\delta_{\max}$	$\delta_{\text{avg}}$	$\delta_{\max}/\delta_{\text{avg}}$	
Nivel 4	X	0.005	0.004	1.151	<b>Regular</b>
Nivel 3	X	0.006	0.005	1.137	<b>Regular</b>
Nivel 2	X	0.006	0.005	1.126	<b>Regular</b>
Nivel 1	X	0.004	0.003	1.110	<b>Regular</b>

*Nota. Elaboración de los autores.*

**Tabla 26.**

Revisión de irregularidad torsional en planta dirección y

Nivel	Dirección	$\delta_{\max}$	$\delta_{\text{avg}}$	$\delta_{\max}/\delta_{\text{avg}}$	
Nivel 4	Y	0.004	0.004	1.001	<b>Regular</b>
Nivel 3	Y	0.004	0.004	1.001	<b>Regular</b>
Nivel 2	Y	0.004	0.004	1.001	<b>Regular</b>
Nivel 1	Y	0.002	0.002	1.001	<b>Regular</b>

*Nota. Elaboración de los autores.*

**Retrocesos de esquina:** Los retrocesos de esquina presentes no son lo suficientemente significativos para ser considerados como una irregularidad, considerando lo establecido en 2.2.5 y como se puede observar en Tabla 27.

**Tabla 27.**

Revisión de retrocesos de esquina

Nivel	$L_x$	$p_x$	$L_y$	$p_y$	Control
Nivel 4	36.6	9.15	19.65	1.65	<b>Regular</b>
Nivel 3	36.6	9.15	19.65	1.65	<b>Regular</b>
Nivel 2	36.6	9.15	19.65	1.65	<b>Regular</b>
Nivel 1	36.6	9.15	19.65	1.65	<b>Regular</b>

*Nota. Elaboración de los autores.*

**Irregularidad por discontinuidades del sistema de piso:** El número de aperturas por piso en ningún caso excede el cincuenta por ciento del área total, por lo que se estableció que el caso de estudio no posee irregularidades por discontinuidades del sistema de piso como se puede observar en Tabla 28.

**Tabla 28.**

Revisión irregularidad por discontinuidades del sistema de piso

Nivel	$A_{Aperturas}$ ( $m^2$ )	$A_{Total}$ ( $m^2$ )	$A_{Aperturas}/A_{Total}$ ( $m^2$ )	$<0.5 A_{total}$
Nivel 4	43.39	644.25	6.73%	<b>Regular</b>
Nivel 3	36.15	644.25	5.61%	<b>Regular</b>
Nivel 2	36.15	644.25	5.61%	<b>Regular</b>
Nivel 1	29.87	644.25	4.64%	<b>Regular</b>

*Nota. Elaboración de los autores.*

### 3.1.3. Revisión de irregularidades en elevación

**Irregularidad por piso blando:** Se realizó la revisión de irregularidad por piso blando considerando las rigideces de los elementos en cada dirección para la demanda sísmica especificada para la cual ningún nivel presentó un valor de rigidez menos al 60% en comparación con el piso superior y la relación de derivas elásticas entre pisos tampoco excedió a 1.3, como se puede observar en Tabla 29.

**Tabla 29.**

Revisión irregularidad por piso blando en ambas direcciones

Revisión de piso blando en Dirección X							
Nivel	Dirección	Caso sísmico	$K_x$ tonf/m	$K_{x_i}/K_{x_{i+1}}$	$\Delta_x$ elástica	$\Delta_{x_i}/\Delta_{x_{i+1}}$	
Nivel 4	X	SDx	4942.873	<b>Revisión de regularidad</b>		0.008	<b>&lt;1.3</b>
Nivel 3	X	SDx	4727.307	0.956	Regular	0.010	1.263
Nivel 2	X	SDx	5417.545	1.146	Regular	0.010	1.046
Nivel 1	X	SDx	10789.109	1.992	Regular	0.006	0.593

Revisión de piso blando en Dirección y							
Nivel	Dirección	Caso sísmico	$K_y$ tonf/m	$K_{y_i}/K_{y_{i+1}}$	$\Delta_y$ elastica	$\Delta_{y_i}/\Delta_{y_{i+1}}$	
Nivel 4	Y	SDy	8596.927	<b>Revisión de regularidad</b>		0.005	<b>&lt;1.3</b>
Nivel 3	Y	SDy	10986.173	1.278	Regular	0.006	1.057
Nivel 2	Y	SDy	13413.989	1.221	Regular	0.006	1.014
Nivel 1	Y	SDy	25099.195	1.871	Regular	0.003	0.600

*Nota. Elaboración de los autores.*

**Irregularidad por distribución de masas:** Se realizó la revisión de irregularidad por distribución de masas por piso, donde no se encontró variación mayor al 150% entre pisos, por

lo que se considera una estructura regular en cuanto a su distribución como se puede observar en Tabla 36.

**Tabla 30.**

Revisión irregularidad por distribución de masas

Nivel	Masa por piso (Tonf-s <sup>2</sup> /m)	Max(mi/mi+1 mi/mi-1)	<1.5
Nivel 4	82.660	1.218	<b>Regular</b>
Nivel 3	67.856	1.218	<b>Regular</b>
Nivel 2	67.814	1.001	<b>Regular</b>
Nivel 1	68.237	0.994	<b>Regular</b>

*Nota. Elaboración de los autores.*

**Irregularidad geométrica:** La estructura es regular en su geometría.

### 3.1.4. Cortante basal estático y dinámico

Considerando la demanda de aceleraciones del espectro reducido para el periodo de la estructura, se determinó el valor de cortante basal estático aplicando la Ecuación 15, cuyos valores de peso sísmico reactivo, factor de importancia, factores de irregularidades en planta y elevación, factor de reducción de la respuesta, se encuentran resumidos dentro de la Tabla 31, en conjunto con los valores de fuerza cortante por el caso dinámico considerando una excentricidad del 5% en ambas direcciones como se puede observar dentro de la Tabla 32 y graficado en Figura 39. Es importante mencionar que se siguieron las disposiciones especificadas dentro de 2.2.

**Tabla 31.**

Valores utilizados para la aplicación de las fuerzas laterales estáticas

Abreviatura	Descripción	Valor	Notas
$T$	Periodo de vibración de la estructura	1.988	Determinado por análisis modal ETABS
$S_a(T)$	Aceleración espectral correspondiente al periodo	0.264	
$I$	Factor de importancia	1.3	
$R$	Factor de reducción de la respuesta	4.0	
$\varphi_p$	Factor de irregularidad en planta	1.0	
$\varphi_E$	Factor de irregularidad en elevación	1.0	
$C_S$	Coeficiente sísmico	0.086	
$k$	Coeficiente relacionado con el periodo de la estructura	1.744	
$W_r$	Peso sísmico reactivo (Tonf)	2835.19	Carga muerta más el 25% de la carga viva
$V_E$	Cortante Estático (Tonf)*	245.957	

*Nota. \* Se realizó la corrección del cortante basal estático y la verificación de que los cortantes basales dinámicos sean mayores al 80% del valor de cortante basal estático. Elaboración de los autores.*

**Tabla 32.**

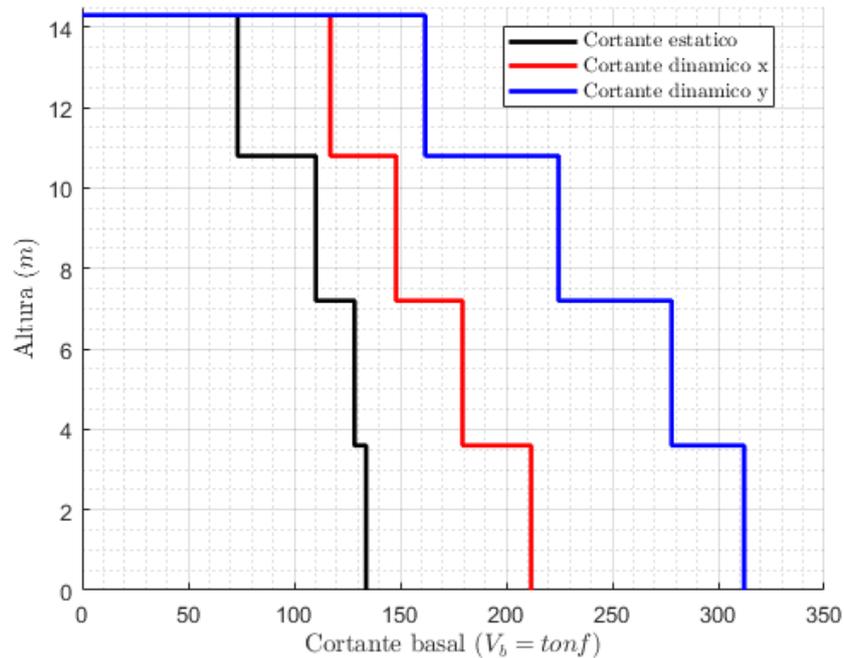
Valores de carga lateral equivalente aplicados por piso

Cortante Basal Estático		Cortante Basal Dinámico	
Dirección x - y		Dirección x	Dirección y
Piso	Fuerza (Tonf)	Fuerza (Tonf)	Fuerza (Tonf)
Piso 4	73.355	117.044	161.805
Piso 3	110.263	148.018	224.668
Piso 2	128.450	179.380	277.996
Piso 1	133.913	211.742	312.191

*Nota. Elaboración de los autores.*

**Figura 39.**

Cortantes estáticos y dinámicos por piso.



*Nota. Elaboración de los autores.*

### 3.1.5. Índice de estabilidad

Se realizó el cálculo del índice de estabilidad de la estructura, cuyos efectos se dan en las dos direcciones y producen un incremento en las fuerzas internas y derivas. Este parámetro se calcula en base a la Ecuación 19 y no excede el valor de 0.3 para el caso de estudio, sin embargo, se encontraron valores entre 0.1 y 0.3 para los cuales es necesario calcular un factor de mayoración por efectos de segundo orden, que afecta fuerzas internas y derivas. Por otro lado, se encontraron valores de índice estabilidad menores a 0.1 en los niveles inferiores, donde no se deben considerar efectos de segundo orden, como se puede observar en Tabla 33 y Tabla 34.

**Tabla 33.**

Valores de índice de estabilidad en dirección x

	Carga Vertical Acumulada	Desplazamiento del centro de masa	Cortante sísmico en x	Altura del entrepiso	Índice de estabilidad	F. Mayoración por efecto p-Δ
	P <sub>i</sub> (tonf)	Δ <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m)	h <sub>i</sub> (m)	Q <sub>i</sub>	f <sub>p-Δ</sub>
Piso 4	945.225	0.102	117.044	3.500	0.235	1.307
Piso 3	1722.174	0.081	148.018	3.600	0.262	1.356
Piso 2	2497.831	0.052	179.380	3.600	0.201	1.252
Piso 1	3285.259	0.020	211.742	3.600	0.085	No considere

*Nota. Elaboración de los autores.***Tabla 34.**

Valores de índice de estabilidad en dirección y

	Carga Vertical Acumulada	Desplazamiento del centro de masa	Cortante sísmico en y	Altura del entrepiso	Índice de estabilidad	F. Mayoración por efecto p-Δ
	P <sub>i</sub> (tonf)	Δ <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m)	h <sub>i</sub> (m)	Q <sub>i</sub>	f <sub>p-Δ</sub>
Piso 4	945.225	0.071	161.805	3.500	0.118	1.134
Piso 3	1722.174	0.053	224.668	3.600	0.113	1.127
Piso 2	2497.831	0.033	277.996	3.600	0.083	No considere
Piso 1	3285.259	0.012	312.191	3.600	0.036	No considere

*Nota. Elaboración de los autores.*

### 3.1.6. Participación y porcentaje de masa

Dentro del análisis modal realizado dentro del software de análisis se determinó que 6 modos de vibración son los que contribuyen a la respuesta de la estructura, considerando que se obtiene un 90% de masa participante en las direcciones principales en dicho modo, como se puede observar en Tabla 35.

**Tabla 35.**

Masa participante y periodos de vibración de la estructura

Modo de vibración considerado	Periodo de vibración	Masa Participante en x	Masa Participante en y
	T (s)	U <sub>x</sub> Acumulada (%)	U <sub>y</sub> Acumulada (%)
Modo 1	1.988	76.39%	0.00%
Modo 2	1.64	80.83%	0.00%
Modo 3	1.299	80.83%	79.19%
Modo 4	0.535	93.15%	79.19%
Modo 5	0.428	93.50%	79.19%
Modo 6	0.381	93.50%	92.99%

*Nota. Elaboración de los autores***3.1.7. Torsión**

Considerando que los efectos de la torsión en porcentaje, calculados de dividir la rotación en la dirección z entre la suma de todas las rotaciones no debe de exceder el 25% en los dos primeros modos, se puede observar que el primer modo es traslacional mientras el segundo es netamente torsional como se puede observar en Tabla 36.

**Tabla 36.**

Masa participante y periodos de vibración de la estructura

Modo de vibración considerado	Rotación en x	Rotación en y	Rotación en z	Rotación Acumulada	Porcentaje de Torsión
	R <sub>x</sub> (%)	R <sub>y</sub> (%)	R <sub>z</sub> (%)	Sum <sub>R</sub> = R <sub>x</sub> + R <sub>y</sub> + R <sub>z</sub> (%)	R <sub>z</sub> /Sum <sub>R</sub> (%)
Modo 1	0.00%	19.51%	4.14%	23.65%	17.51%
Modo 2	0.00%	1.10%	74.80%	75.90%	98.55%
Modo 3	22.44%	0.00%	0.00%	22.44%	0.00%
Modo 4	0.00%	57.46%	0.49%	57.95%	0.85%
Modo 5	0.00%	1.79%	13.44%	15.23%	88.25%
Modo 6	53.49%	0.00%	0.00%	53.49%	0.00%

*Nota. Elaboración de los autores*

### 3.1.8. Deflexiones por cargas de servicio

En base a NEC-SE-HM, la cual a su vez refiere a ACI-318, 2019, se realizó el control de deflexiones máximas para cargas vivas la cual establece que la máxima deflexión de piso que no esté soportando o unida a elementos que puedan ser dañados por flexiones significativas y cuya limitación de deflexión es  $\frac{l}{360}$ , siendo  $l$  la longitud total entre vigas siendo evaluadas (ACI-318-19 Tabla. 24.2.2), se realizó la evaluación de las vigas por sus vistas en elevación, como se muestra a continuación:

**Tabla 37.**

Control de deflexiones limite por cargas vivas

Eje en elevación	Longitud de la viga (m)	Deflexión máxima permitida (m)	Deflexión máxima calculada	Conformidad
1	6	0.0167	0.0089	C
	1.65	0.0046	0.0017	C
2	6	0.0167	0.0097	C
3	3.3	0.0092	0.0090	C
	6	0.0167	0.0132	C
4	3.3	0.0092	0.0090	C
	6	0.0167	0.0146	C
5	6	0.0167	0.0102	C
	1.65	0.0046	0.0017	C
A'	6	0.0167	0.0147	C
A	6	0.0167	0.0106	C
	0.7	0.0019	0.0000	C
B	6	0.0167	0.0138	C
	0.7	0.0019	0.0002	C
C	6	0.0167	0.0158	C
	1.65	0.0046	0.0021	C
	0.7	0.0019	0.0000	C
D	6	0.0167	0.0149	C
	1.65	0.0046	0.0021	C
	0.7	0.0019	0.0000	C
E	6	0.0167	0.0143	C
	0.7	0.0019	0.0002	C
F	6	0.0167	0.0104	C
	0.7	0.0019	0.0000	C
F'	6	0.0167	0.0147	C

Nota. C representa conforme. Elaboración de los autores

### 3.1.9. Control de derivas elásticas e inelásticas

Considerando que la normativa local establece un límite de derivas inelásticas del 2% para estructuras de HA, se puede observar que para ambos casos de demanda sísmica considerando una excentricidad accidental del 5%, no se cumple esta disposición para el caso de estudio, es importante mencionar que las derivas fueron incrementadas por el factor de efectos de segundo orden calculado previamente. Como se puede observar en Tabla 38 y la Figura 40, las derivas inelásticas en algunos casos exceden en aproximadamente el doble del límite mencionado, por lo que se verifica dichos límites en la fase III del análisis.

**Tabla 38.**

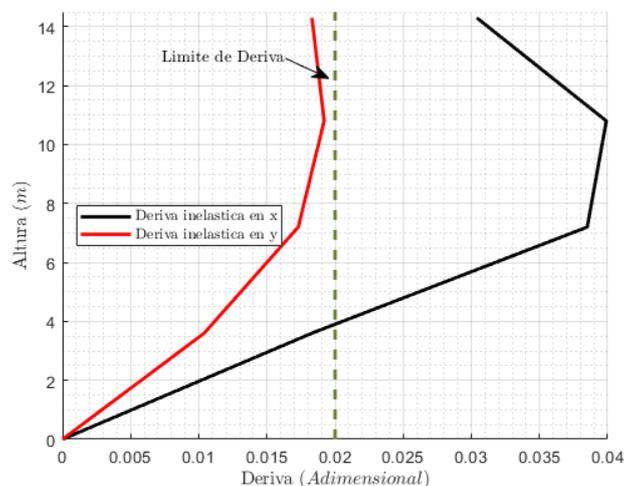
Derivas elásticas e inelásticas en ambas direcciones

	Sismo Dinámico en x			Sismo Dinámico en y		
	Deriva elástica	Deriva Inelástica	D. Inelástica Considerando efecto $p\cdot\Delta$	Deriva elástica	Deriva Inelástica	D. Inelástica Considerando efecto $p\cdot\Delta$
Piso 4	0.78%	2.33%	3.04%	0.54%	1.61%	1.83%
Piso 3	0.98%	2.94%	3.99%	0.57%	1.71%	1.92%
Piso 2	1.03%	3.08%	3.85%	0.58%	1.73%	1.73%
Piso 1	0.61%	1.83%	1.83%	0.35%	1.04%	1.04%

*Nota. Elaboración de los autores*

**Figura 40.**

Derivas inelásticas considerando efectos de segundo orden en ambas direcciones.



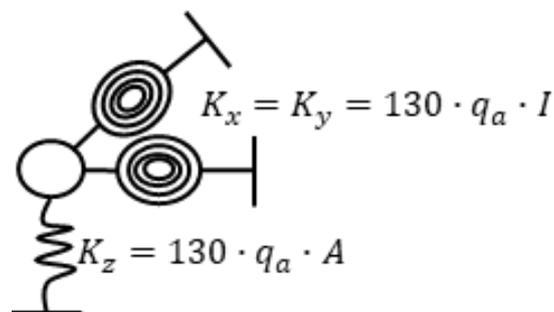
*Nota. Elaboración de los autores*

### 3.1.10. Control de Asentamientos

Para realizar el control de asentamientos se definieron resortes, considerando al suelo como un medio elástico y aplicando las ecuaciones mostradas dentro de la Figura 41, las que consideran dimensiones de los distintos tipos de zapata, estos se muestran en conjunto con sus rigideces para el cálculo de los asentamientos en la Tabla 41, considerando una aproximación al módulo de balasto del suelo como  $130 \cdot q_a$ , donde  $q_a$  es la capacidad admisible del suelo en tonf/m<sup>2</sup>. Permittiéndonos definir las rigideces de los resortes dentro del modelo y calcular los asentamientos (Tabla 40) en las ubicaciones de los nodos mostradas en Figura 42 y asentamientos diferenciales en el régimen de cargas de servicio (Tabla 41 y Tabla 42), para diferentes combinaciones de asentamientos sin encontrar ningún caso de asentamiento diferencial, teniendo en cuenta la limitación de asentamiento diferencial  $\left(\frac{L}{300}\right)$  establecida por NEC-SE-GM, como Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.

#### Figura 41.

Ecuaciones usadas para definir la rigidez de los resortes para medir el asentamiento



*Nota. I representa la inercia del plinto y A su área Elaboración de los autores*

**Tabla 39.**

Dimensiones y propiedades de los distintos tipos de cimentaciones para el cálculo de los asentamientos

Tipo de cimentación	Longitud m	Ancho m	Área m <sup>2</sup>	K <sub>x</sub> =k <sub>y</sub> tonf- m/rad	K <sub>z</sub> tonf/m	W <sub>propio</sub> tonf
Tipo 1	2.8	2.8	7.84	15581.53	23849.28	22.32
Tipo 2	3	3	9	20533.50	27378.00	26.86
Tipo 3	3.4	3.4	11.56	33876.12	35165.52	36.41
Tipo 4	3.8	3.8	14.44	52858.20	43926.48	48.46

*Nota. Elaboración de los autores*

**Tabla 40.**

Rigideces de los resortes aplicados, reacciones de servicio y asentamientos

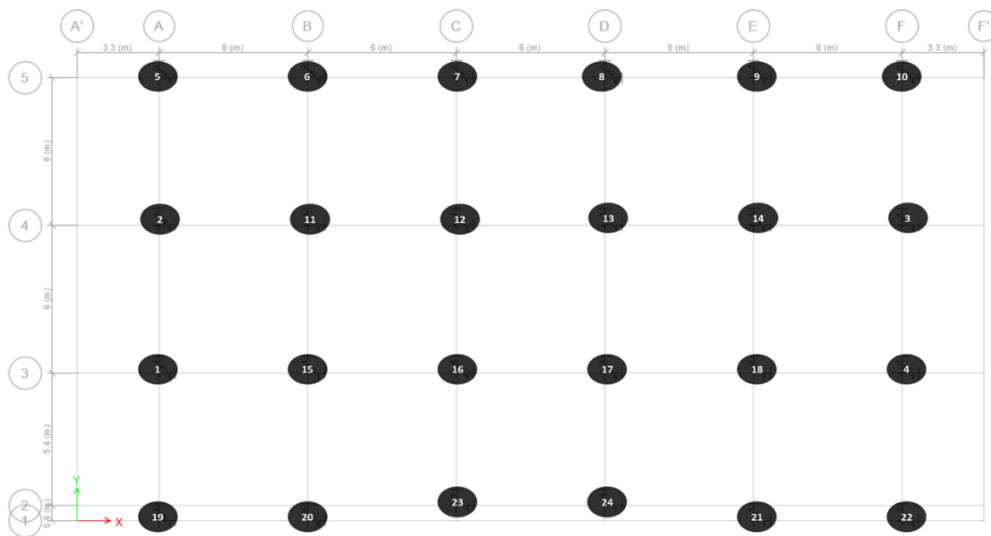
Nodo	Rigideces del suelo			Cargas de Servicio		Asentamientos	
	K <sub>x</sub> (tonf- m/rad)	K <sub>y</sub> (tonf- m/rad)	K <sub>z</sub> (tonf/m)	F <sub>z</sub> (tonf)	M <sub>x</sub> (tonf-m)	M <sub>y</sub> (tonf-m)	U <sub>z</sub> (cm)
1	52858.198	52858.198	43926.48	158.091	0.287	1.753	0.360
2	52858.198	52858.198	43926.48	157.987	1.333	1.750	0.360
3	52858.198	52858.198	43926.48	158.118	1.337	1.747	0.360
4	52858.198	52858.198	43926.48	158.225	0.292	1.749	0.360
5	15581.53	15581.53	23849.28	79.769	1.758	0.311	0.334
6	20533.5	20533.5	27378	107.627	2.069	0.487	0.393
7	33876.118	33876.118	35165.52	147.041	1.447	0.055	0.418
8	33876.118	33876.118	35165.52	148.747	1.438	0.057	0.423
9	20533.5	20533.5	27378	107.661	2.071	0.489	0.393
10	15581.53	15581.53	23849.28	79.778	1.761	0.311	0.335
11	52858.198	52858.198	43926.48	173.613	1.041	0.247	0.395
12	52858.198	52858.198	43926.48	172.319	1.172	0.252	0.392
13	52858.198	52858.198	43926.48	173.585	1.164	0.252	0.395
14	52858.198	52858.198	43926.48	173.623	1.044	0.250	0.395
15	52858.198	52858.198	43926.48	172.914	0.507	0.324	0.394
16	52858.198	52858.198	43926.48	155.814	0.514	0.325	0.355
17	52858.198	52858.198	43926.48	155.827	0.514	0.323	0.355
18	52858.198	52858.198	43926.48	172.912	0.509	0.326	0.394
19	15581.53	15581.53	23849.28	78.957	0.660	0.302	0.331
20	20533.5	20533.5	27378	93.770	1.061	0.256	0.343
21	20533.5	20533.5	27378	93.768	1.059	0.254	0.342

Nodo	Rigideces del suelo			Cargas de Servicio			Asentamientos
	$K_x$ (tonf-m/rad)	$K_y$ (tonf-m/rad)	$K_z$ (tonf/m)	$F_z$ (tonf)	$M_x$ (tonf-m)	$M_y$ (tonf-m)	$U_z$ (cm)
22	15581.53	15581.53	23849.28	78.963	0.657	0.299	0.331
23	15581.53	15581.53	23849.28	66.990	0.197	0.756	0.281
24	15581.53	15581.53	23849.28	67.006	0.196	0.753	0.281

Nota. Elaboración de los autores

### Figura 42.

Ubicación de los nodos de referencia en la base del modelo



Nota. Elaboración de los autores

### Tabla 41.

Asentamientos diferenciales con combinaciones de asentamientos entre nodos en sentido horizontal.

Nodos	Longitud	$\Delta = U_{z_{\max}} - U_{z_{\min}}$	$\Delta < \Delta_{\text{adm}}$		
			$\Delta_{\text{adm}}$ (cm)	Cumplimiento	
i	j	(m)	cm		
5	6	6	0.0586	2	Cumple
6	7	6	0.0250	2	Cumple
7	8	6	0.0049	2	Cumple
8	9	6	0.0298	2	Cumple
9	10	6	0.0587	2	Cumple

Nodos		Longitud (m)	$\Delta=U_{z_{\max}}-U_{z_{\min}}$ cm	$\Delta < \Delta_{\text{adm}}$	
i	j			$\Delta_{\text{adm}}$ (cm)	Cumplimiento
2	11	6	0.0356	2	Cumple
11	12	6	0.0029	2	Cumple
12	13	6	0.0029	2	Cumple
13	14	6	0.0001	2	Cumple
14	3	6	0.0353	2	Cumple
1	15	6	0.0337	2	Cumple
15	16	6	0.0389	2	Cumple
16	17	6	0.0000	2	Cumple
17	18	6	0.0389	2	Cumple
18	4	6	0.0334	2	Cumple
19	20	6	0.0114	2	Cumple
23	24	6	0.0001	2	Cumple
21	22	6	0.0114	2	Cumple

*Nota. Se considero un asentamiento admisible igual a  $L/300$ , donde  $L$  es la distancia entre nodos. Elaboración de los autores.*

**Tabla 42.**

Asentamientos diferenciales con combinaciones de asentamientos entre nodos en sentido vertical.

Nodos		Longitud (m)	$\Delta=U_{z_{\max}}-U_{z_{\min}}$ cm	$\Delta < \Delta_{\text{adm}}$	
i	j			$\Delta_{\text{adm}}$ (cm)	Cumplimiento
5	2	6	0.025	2	Cumple
2	1	6	0.000	2	Cumple
1	19	6	0.029	2	Cumple
6	11	6	0.002	2	Cumple
11	15	6	0.002	2	Cumple
15	20	6	0.051	2	Cumple
7	12	6	0.026	2	Cumple
12	16	6	0.038	2	Cumple
16	23	5.4	0.074	1.8	Cumple
8	13	6	0.028	2	Cumple
13	17	6	0.040	2	Cumple
17	24	5.4	0.074	1.8	Cumple
9	14	6	0.002	2	Cumple

Nodos		Longitud (m)	$\Delta=U_{z_{max}}-U_{z_{min}}$ cm	$\Delta < \Delta_{adm}$	
i	j			$\Delta_{adm}$ (cm)	Cumplimiento
14	18	6	0.002	2	Cumple
18	21	6	0.051	2	Cumple
10	3	6	0.025	2	Cumple
3	4	6	0.000	2	Cumple
5	2	6	0.025	2	Cumple

Nota. Se considero un asentamiento admisible igual a  $L/300$ , donde  $L$  es la distancia entre nodos. Elaboración de los autores

### 3.1.11. Capacidad de los componentes: Vigas

Para revisar la capacidad en vigas se consideró los criterios de resistencia a fuerza cortante y flexión definidos en 2.2.12, se puede observar dentro de la Tabla 43, los valores de momento nominal y cortante nominal de las secciones en conjunto con los momentos máximos y cortantes máximos obtenidos a partir de la combinación de carga definida en 2.2.11 para los diferentes tipos de vigas banda, considerando la viga banda más cargada y dentro de la Figura 43 y Figura 44 se muestra la relación Demanda-Capacidad (D/C) para todas las vigas banda de la edificación. De manera análoga se realizó para las vigas peraltadas dentro de la Tabla 44, donde se encuentran las resistencias nominales y las máximas demandas y dentro las figuras Figura 45 y Figura 46, donde están graficadas las relaciones Demanda-Capacidad para todas las secciones de estos tipos.

**Tabla 43.**

Resistencias y relación demanda capacidad para vigas tipo banda

Tipo	Resistencias a M. Flector			Resistencias a F. Cortante		
	$M_n$ (tonf-m)	$M_u$ (tonf-m)	D/C	$V_n$ (tonf)	$V_u$ (tonf)	D/C
Tipo 1	11.17	8.19	73.36%	15.07	11.75	77.97%
Tipo 2	10.47	10.55	100.76%	15.07	11.73	77.84%
Tipo 3	19.32	19.44	100.63%	14.98	11.45	76.41%
Tipo 4	10.46	11.05	105.59%	15.07	12.58	83.47%
Tipo 5	11.93	6.83	57.29%	15.07	7.59	50.34%

Nota. Elaboración de los autores

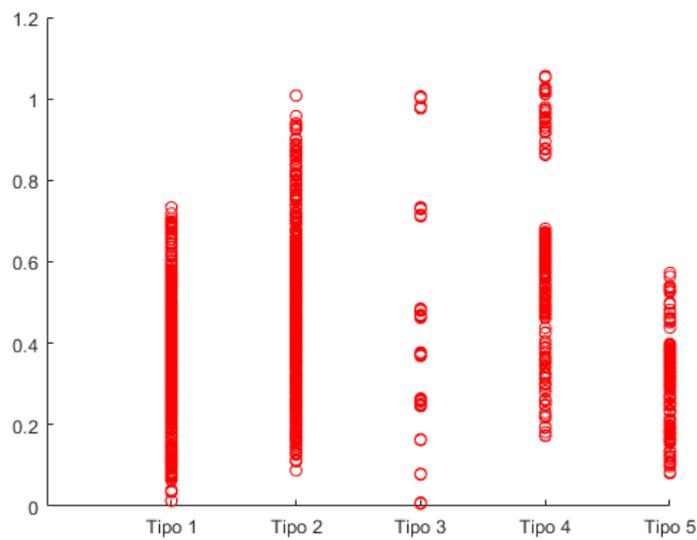
**Tabla 44.**

Resistencias y relación demanda capacidad para vigas peraltadas

Tipo	Resistencias a M. Flector			Resistencias a F. Cortante		
	M <sub>n</sub> (tonf-m)	M <sub>u</sub> (tonf-m)	D/C	V <sub>n</sub> (tonf)	V <sub>u</sub> (tonf)	D/C
V1	25.29	18.36	72.59%	37.03	21.45	57.92%
V2, V3	21.72	34.95	160.94%	37.03	18.54	50.06%
V4	46.27	95.90	207.27%	116.65	49.94	42.82%

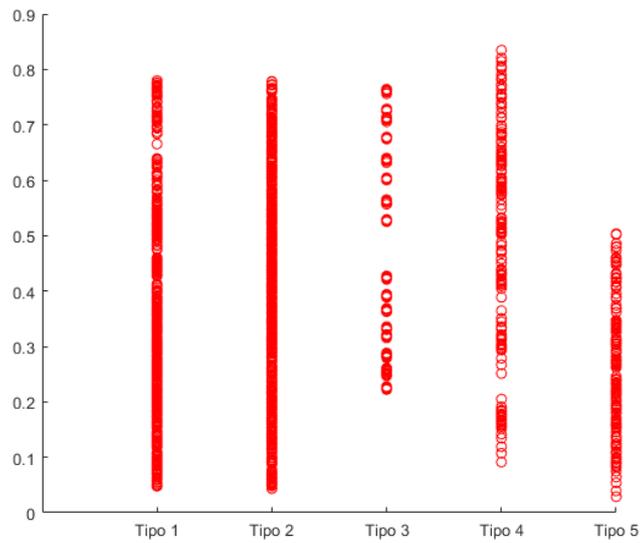
*Nota. Elaboración de los autores***Figura 43.**

Demanda Capacidad a Momento Flector para los máximos de la combinación  $(1.1(D + 0.25 \cdot L) + SD_x/SD_y)$

*Nota. Elaboración de los autores*

**Figura 44.**

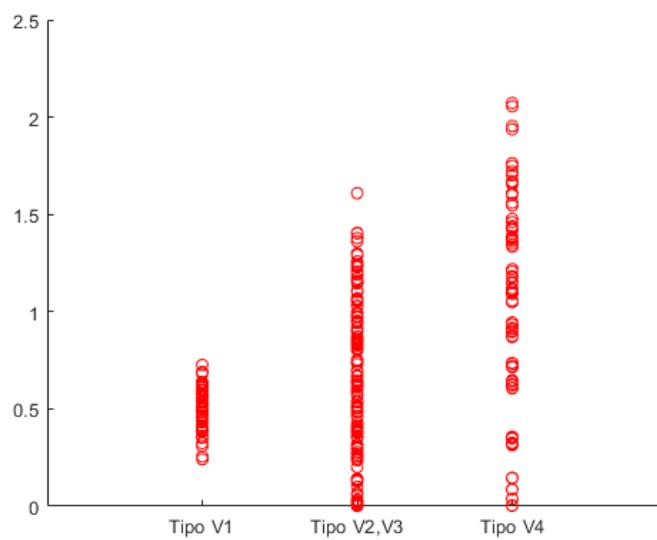
Demanda Capacidad a Fuerza cortante para los máximos de la combinación  $(1.1(D + 0.25 \cdot L) + SD_x/SD_y)$



*Nota. Elaboración de los autores*

**Figura 45.**

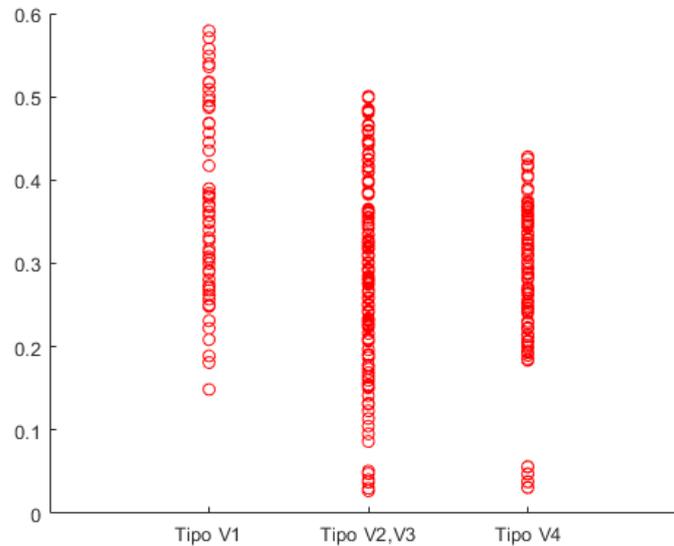
Demanda Capacidad a Momento Flector para los máximos de la combinación  $(1.1(D + 0.25 \cdot L) + SD_x/SD_y)$



*Nota. Elaboración de los autores*

**Figura 46.**

Demanda Capacidad a Fuerza cortante para los máximos de la combinación  $(1.1(D + 0.25 \cdot L) + SD_x/SD_y)$



*Nota. Elaboración de los autores*

### 3.1.12. Capacidad de los componentes: Columnas

Para revisar la capacidad en columnas se consideró los criterios de resistencia a fuerza cortante y flexión – carga axial definidos en 2.2.12, obteniendo las demandas de carga axial, momentos flectores y carga cortante. Los valores de las demandas para los dos tipos de columnas (C1 y C2) contra su capacidad a carga axial (considerada como la máxima a compresión sin reducir), capacidad a momento (considerado como el punto donde la carga axial cero sin reducir) y capacidad a corte, se presentan dentro de Tabla 45, Tabla 46 y Tabla 47, en conjunto diagramas de interacción con las máximas demandas a flexión – carga axial de todas las columnas clasificadas por tipo en Figura 47, Figura 48, Figura 49 y Figura 50, considerando ambas direcciones principales. Es importante mencionar que en la Tabla 47, la demanda a corte en la columna C2 excede en un 10% la capacidad, debido a que la máxima carga cortante es transmitida por viga peraltada V4, que es un elemento muy rígido y de gran peralte, a la

columna mencionada cuando el sismo actúa en dirección de la viga (Y), permitiendo justificar el caso de posible columna corta definido en 2.1.5.

**Tabla 45.**

Resistencias y relación demanda capacidad para la columna más cargada por carga axial

Tipo	Resistencias a Carga Axial		
	$P_n$ (tonf-m)	$P_u$ (tonf-m)	D/C
C1	454.45	154.40	33.98%
C2	430.77	168.92	39.21%

*Nota. Elaboración de los autores*

**Tabla 46.**

Resistencias y relación demanda capacidad para la columna más cargada por M.Flector

Tipo	Resistencias a M. Flector			Resistencias a M. Flector		
	$M_{nx}$ (tonf-m)	$M_{ux}$ (tonf-m)	D/C	$M_{ny}$ (tonf-m)	$M_{uy}$ (tonf-m)	D/C
C1	34.83	28.67	82.30%	21.77	37.08	170.33%
C2	26.54	31.78	119.76%	17.87	57.88	323.89%

*Nota. Elaboración de los autores.*

**Tabla 47.**

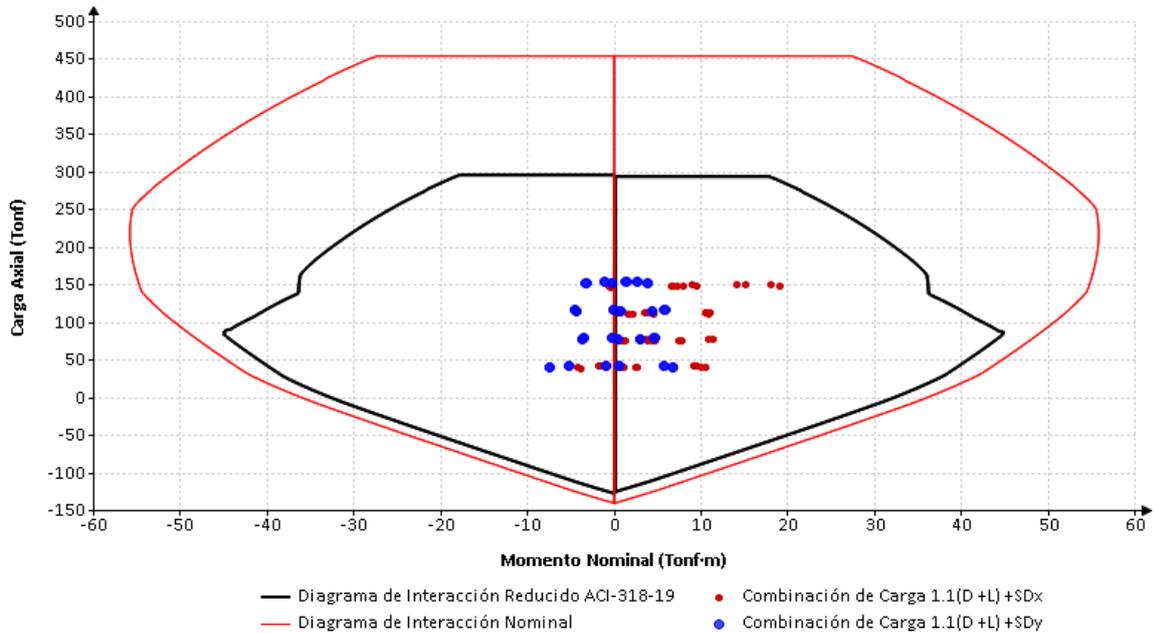
Resistencias y relación demanda capacidad para la columna más cargada por carga cortante

Tipo	Resistencias a Carga Cortante		
	$V_n$ (tonf-m)	$V_u$ (tonf-m)	D/C
C1	52.28	10.98	21.01%
C2	33.17	36.32	109.48%

*Nota. Elaboración de los autores.*

**Figura 47.**

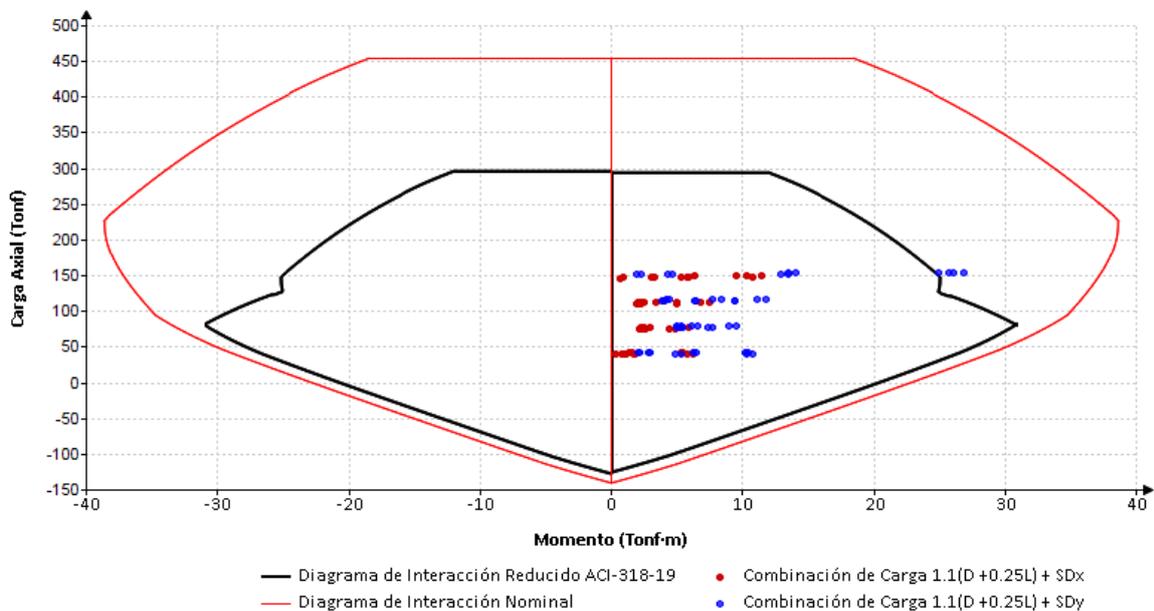
Interacción en x (Angulo= 90), columnas C1 Combinación:  $1.1(D + 0.25 \cdot L) + SD_x/SD_y$



Nota.  $SD_x$  y  $SD_y$  representan las cargas por el sismo de diseño en cada dirección. Elaboración de los autores.

**Figura 48.**

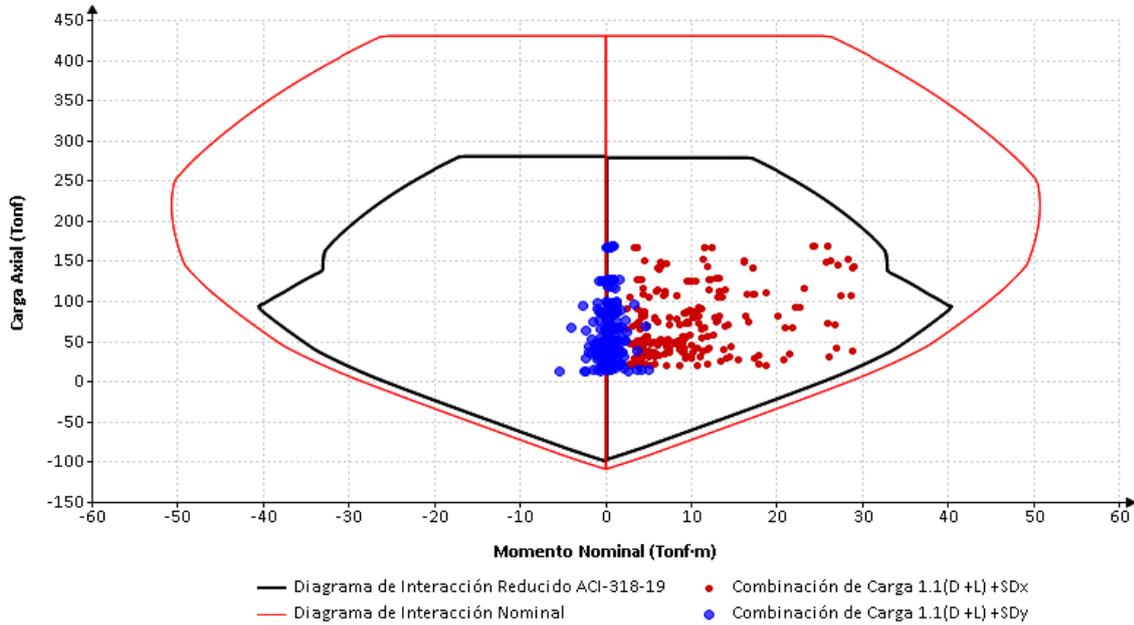
Interacción en y (Angulo= 90), columnas C1 Combinación:  $1.1(D + 0.25 \cdot L) + SD_x/SD_y$



Nota.  $SD_x$  y  $SD_y$  representan las cargas por el sismo de diseño en cada dirección. Elaboración de los autores.

Figura 49.

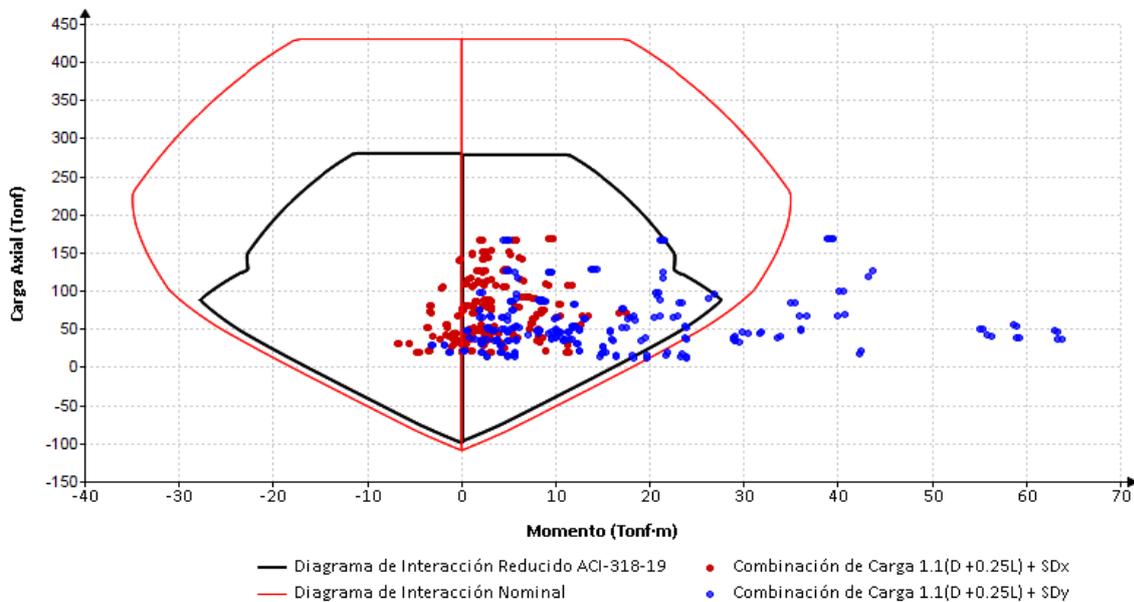
Interacción en x (Angulo= 90), columnas C2 Combinación:  $1.1(D + 0.25 \cdot L) + SD_x/SD_y$



Nota.  $SD_x$  y  $SD_y$  representan las cargas por el sismo de diseño en cada dirección. Elaboración de los autores.

Figura 50.

Interacción en y (Angulo= 90), columnas C2 Combinación:  $1.1(D + 0.25 \cdot L) + SD_x/SD_y$



Nota.  $SD_x$  y  $SD_y$  representan las cargas por el sismo de diseño en cada dirección. Elaboración de los autores.

### 3.2. Resultados del análisis de desempeño

#### 3.2.1. Rótulas plásticas en vigas

Las rotulas plásticas son obtenidas en base a la normativa ASCE 41-17 y siguiendo los lineamientos establecidos en 3.1.11. Se determinaron para cada una de las vigas considerando como valor de momento de fluencia ( $M_y$ ) el obtenido de la condición última de una viga simplemente reforzada, cuyo acero superior está en tracción y en conjunto con los parámetros no lineales y criterios de aceptación obtenidos se definió el diagrama momento vs curvatura (Figura 51 y Figura 52), que será usado dentro del análisis no lineal. A continuación, se presenta el estudio de la conformidad para cada una de las vigas del edificio dentro de la Tabla 48, basta que una de las 2 condiciones, no sea conforme para ser calificada como sección no conforme.

**Tabla 48.**

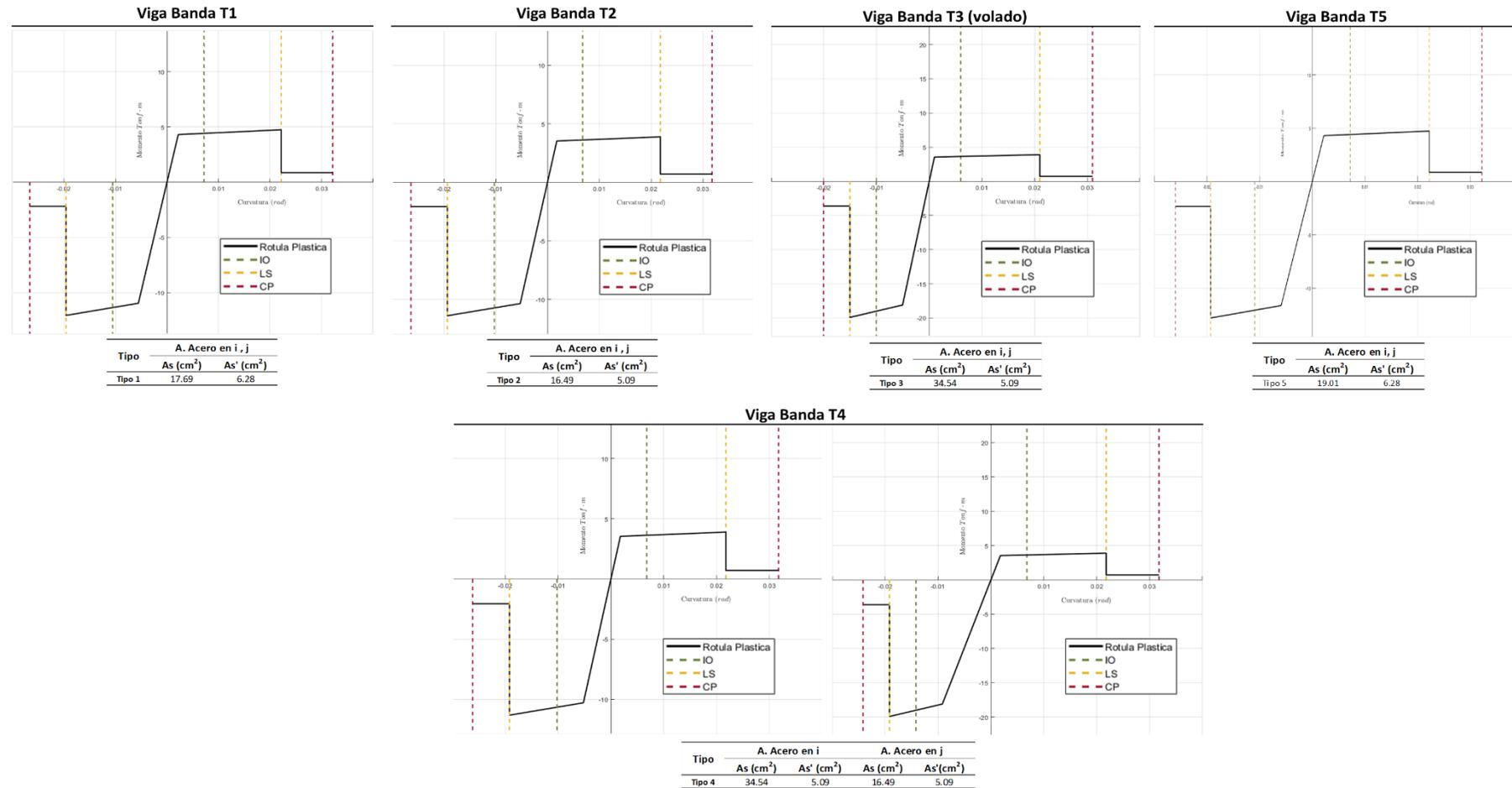
Conformidad para vigas controladas por flexión

<b>1. Separación entre estribos en la zona de rotula plastica</b>			
<b>Tipo</b>	<b>s (cm)</b>	<b>d/3 (cm)</b>	<b><math>S_L \leq \frac{d}{3}</math></b>
Tipo 1	10	8.53	No Conforme
Tipo 2	10	8.53	No Conforme
Tipo 3	10	8.48	No Conforme
Tipo 4	10	8.53	No Conforme
Tipo 5	10	8.53	No Conforme
V1	10	18.42	Conforme
V3, V3	10	18.42	Conforme
V4	10	38.28	Conforme
<b>2. Resistencia a cortante de los estribos</b>			
<b>Tipo</b>	<b><math>V_s</math> (Tonf)</b>	<b><math>0.75 \cdot V_u</math> (Tonf)</b>	<b><math>V_s \geq \frac{3}{4} \cdot V_u</math></b>
Tipo 1	7.21	6.90	Conforme
Tipo 2	7.21	5.33	Conforme
Tipo 3	7.16	8.62	No Conforme
Tipo 4	7.21	6.73	Conforme
Tipo 5	7.21	5.62	Conforme
V1	24.30	15.36	Conforme
V3, V3	24.30	11.26	Conforme
V4	99.01	23.78	Conforme

*Nota. Elaboración de los autores*

Figura 51.

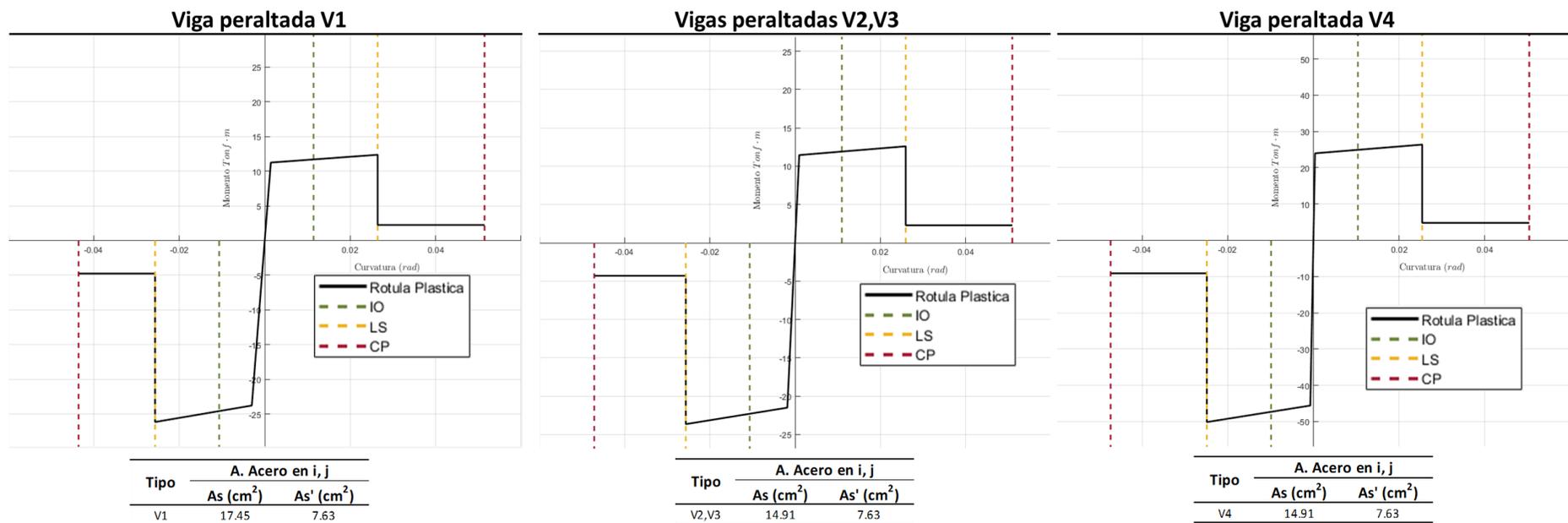
Rótulas plásticas en vigas banda



Nota. As, representa el acero superior y As' el acero inferior. Elaboración de los autores

Figura 52.

Rótulas plásticas en vigas peraltadas



Nota. As, representa el acero superior y As' el acero inferior. Elaboración de los autores

### 3.2.2. Rótulas plásticas en columnas

Las rótulas plásticas fueron determinadas en base a la normativa ASCE 41-13 siguiendo los lineamientos establecidos en 2.3.3. Se determinaron para cada una de las columnas considerando la mayor carga axial y cortante obtenidos de la combinación establecida en 2.2.11. También se consideró el momento de fluencia ( $M_y$ ) como el punto del diagrama de interacción 2D, donde el esfuerzo en el acero es igual al de fluencia, en conjunto con los parámetros no lineales y criterios de aceptación obtenidos se definió el diagrama Momento vs Curvatura (Figura 53 y Figura 54), que será usado dentro del análisis no lineal. A continuación, se presenta el estudio de la conformidad para cada una de las columnas del edificio dentro de la Tabla 49, basta que una de las 2 condiciones, no sea conforme para ser calificada como sección no conforme.

**Tabla 49.**

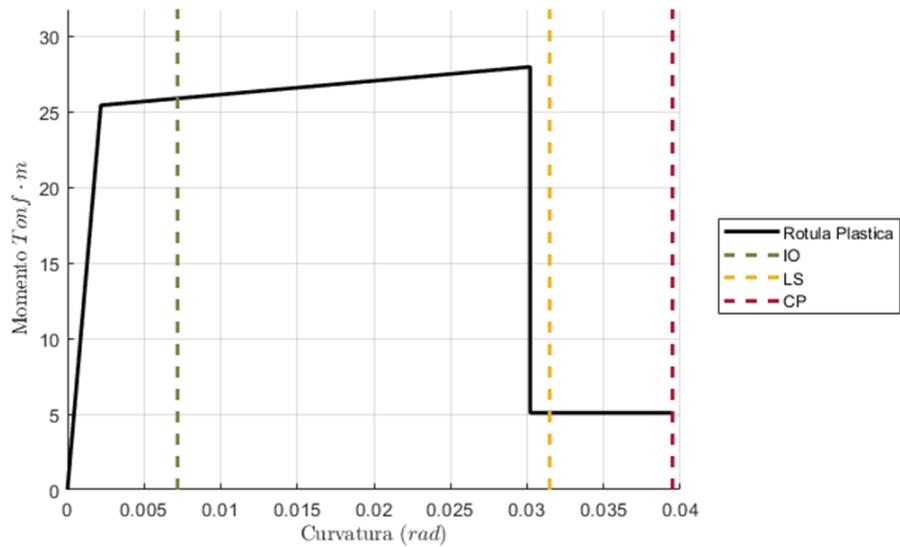
Conformidad de condiciones en columnas (Califica como i)

<b>1. Relacion de acero transversal</b>		
<b>Tipo</b>	<b><math>A_v/b_w \cdot s</math> (adimensional)</b>	<b><math>\frac{A_v}{b_w \cdot s} \geq 0.002</math></b>
C1	0.003	Conforme
C2	0.003	Conforme
<b>2. Relación entre la separación entre estribos y el peralte efectivo</b>		
<b>Tipo</b>	<b><math>d/s</math> (adimensional)</b>	<b><math>\frac{s}{d} \leq 0.5</math></b>
C1	0.26	Conforme
C2	0.26	Conforme

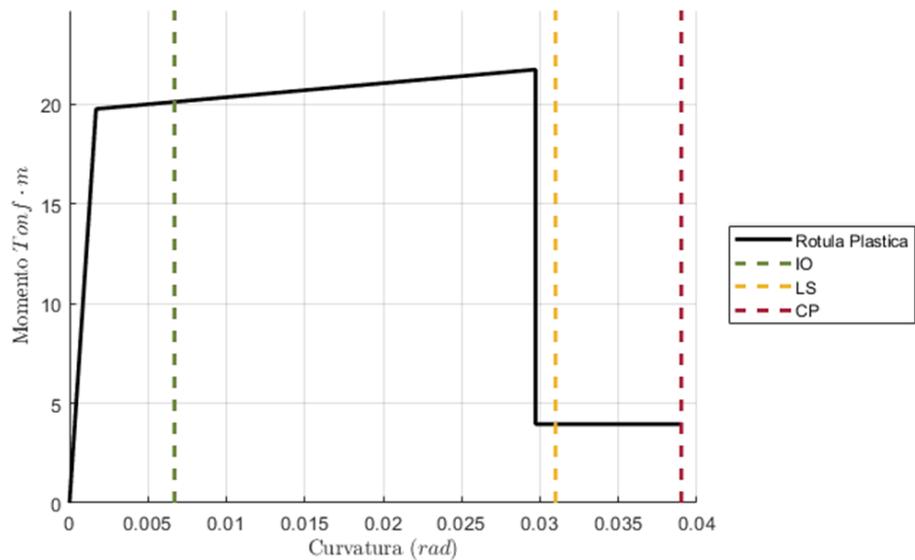
*Nota. Elaboración de los autores*

**Figura 53.**

Rótula plástica en para columna C1 (Carga Axial a compresión)

*Nota. Elaboración de los autores***Figura 54.**

Rótula plástica en para columna C2 (Carga Axial a compresión)

*Nota. Elaboración de los autores*

### 3.2.3. Resultados de desempeño

En base a lo establecido en 2.3.1, 2.3.4 y 2.3.5 se obtuvo el valor de desplazamiento de techo en el nodo de control (Figura 55) en conjunto con los valores de cortante en la base, deriva máxima de entrepiso, los valores de aceleración espectral y desplazamiento espectral en coordenadas ADRS para cada uno de los pasos del pushover hasta el punto donde el cortante en la base decae un 20% en relación al cortante máximo. Los puntos de desempeño de la estructura representan la intersección entre la curva de capacidad y el espectro de demanda, obtenidos mediante el método FEMA 440, especificado en 2.3.5, son representados en color rojo dentro de las gráficas más representativas del análisis:

- 1) Curva de capacidad de la estructura (Figura 56)
- 2) Curva de aceleración espectral vs Desplazamiento espectral (Figura 57)
- 3) Deriva Máxima de entrepiso vs Cortante en la base (Figura 58)
- 4) Deriva máxima de entrepiso vs Aceleración espectral (Figura 59)

Los resultados y los coeficientes obtenidos de la aplicación del método FEMA 440 se presentan dentro de la Tabla 50 y son: la aceleración espectral ( $S_a$ ), desplazamiento espectral ( $S_d$ ), cortante en la base ( $V_b$ ), desplazamiento de techo ( $d$ ) y deriva máxima correspondientes al punto de desempeño para cada una de las direcciones principales en los sentidos positivos y negativos, incluyendo la ductilidad del sistema para cada dirección y sentido considerados. Al expresarse los puntos de desempeño en términos de deriva máxima de entrepiso, pueden ser comparados con los niveles de desempeño en términos de deriva (Tabla 16) y permiten establecer si existe cumplimiento de los objetivos de desempeño para el caso de estudio.

**Tabla 50.**

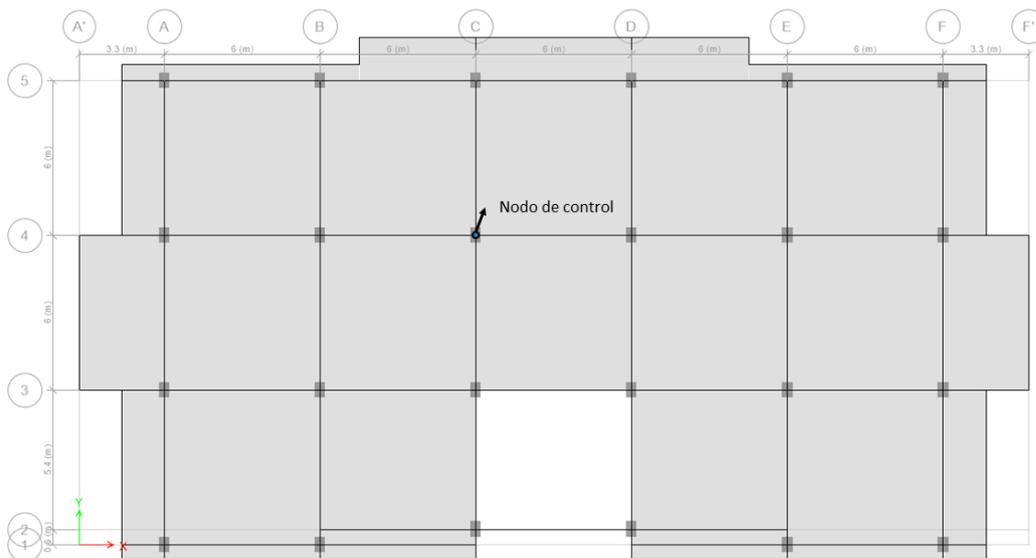
Coefficientes y resultados de la aplicación del método FEMA 440 en las direcciones principales.

Dirección	Aceleración Espectral $S_a$ (g)	Desplazamiento Espectral $S_d$ (m)	Fuerza Cortante $V_b$ (Tonf)	Desplazamiento de techo (m)	Deriva máxima de entrepiso	Ductilidad $\mu$
X (+)	0.071	0.250	168.865	0.323	0.029	3.116
X (-)	0.063	0.258	147.320	0.323	0.030	3.480
Y (+)	0.108	0.181	238.578	0.232	0.019	4.809
Y (-)	0.111	0.176	258.816	0.230	0.018	4.417

*Nota. Elaboración de los autores*

**Figura 55.**

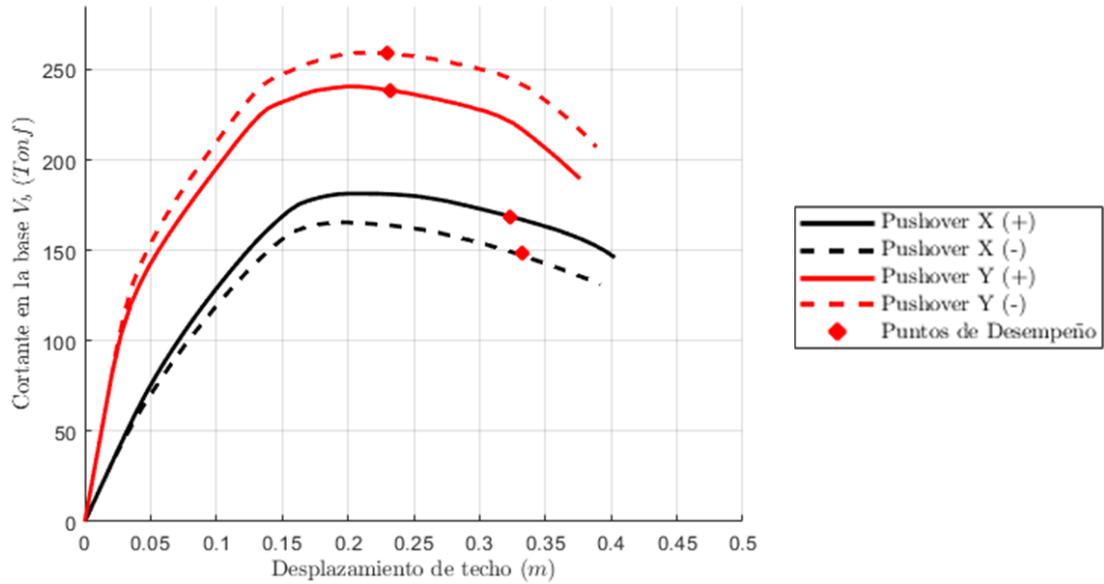
Nodo de control para el caso pushover.



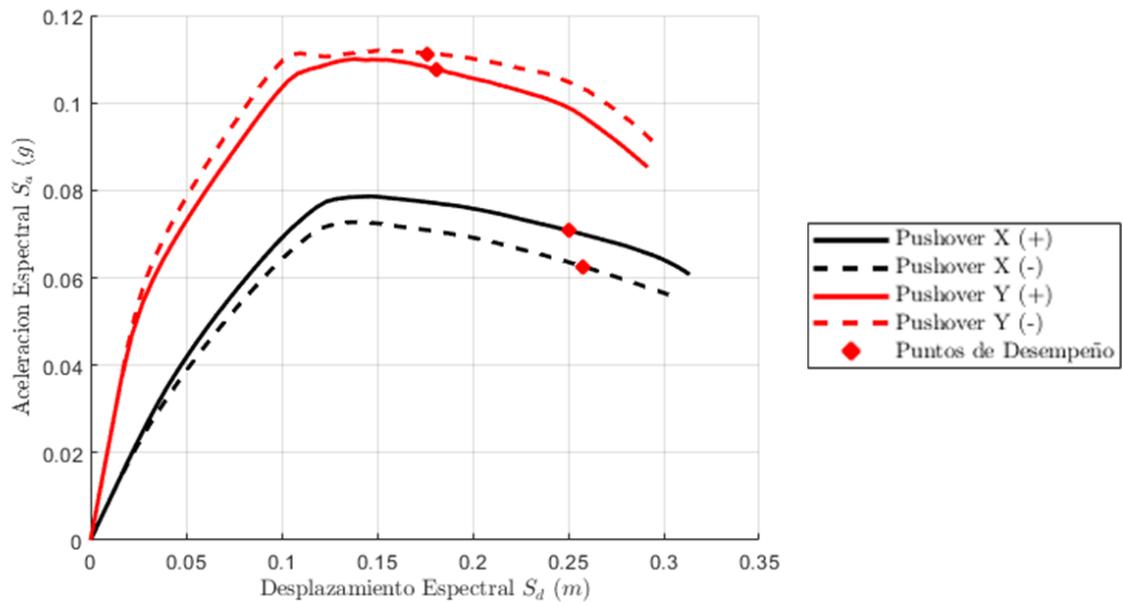
*Nota. Elaboración de los autores*

**Figura 56.**

Curva de capacidad de la estructura

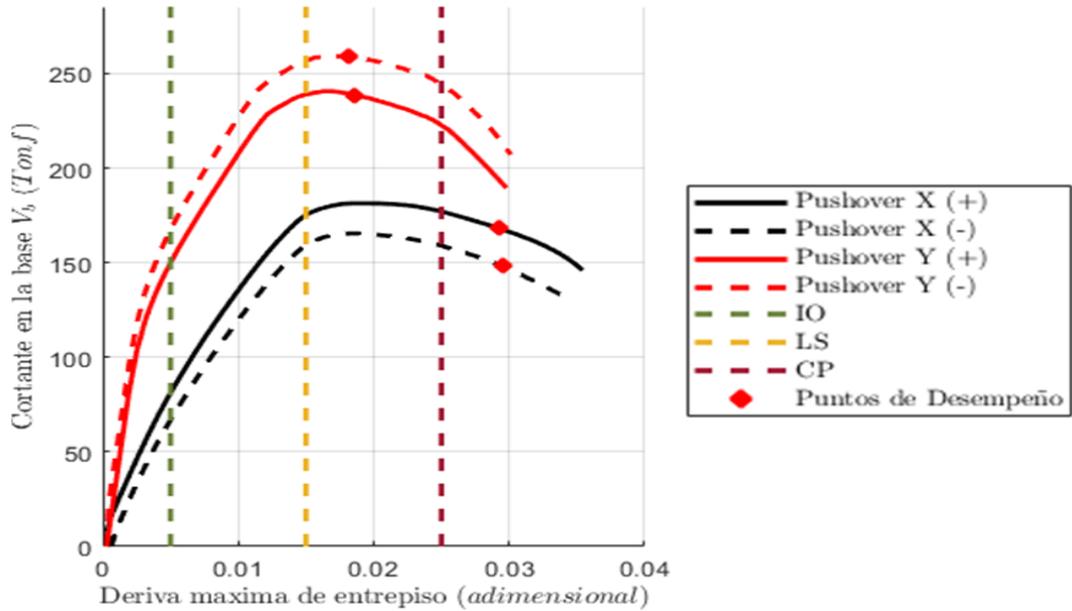
*Nota. Elaboración de los autores***Figura 57.**

Curva Aceleración espectral vs Desplazamiento espectral

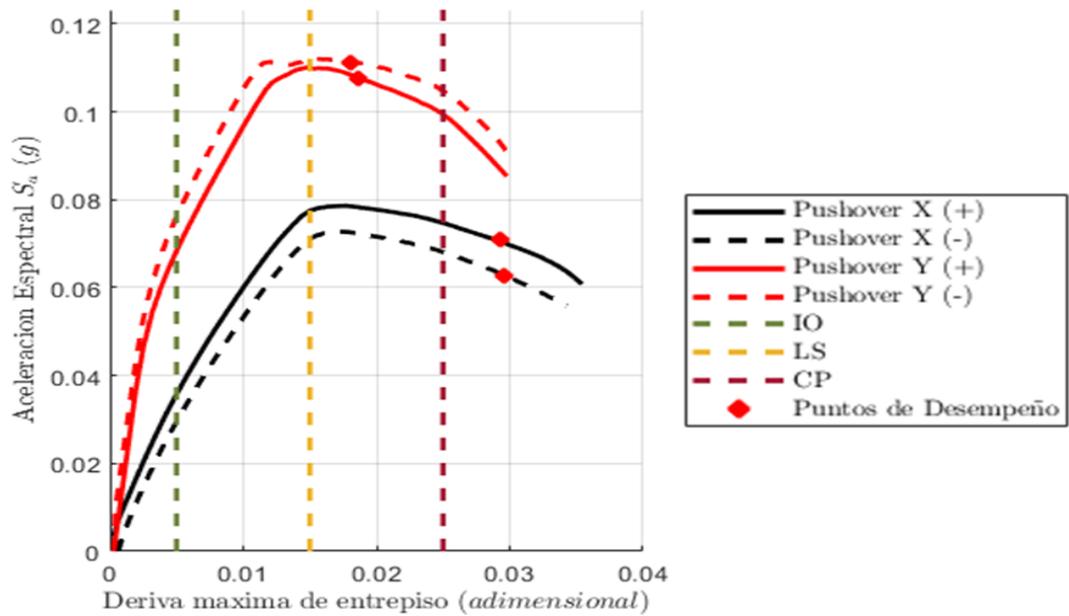
*Nota. Elaboración de los autores*

**Figura 58.**

Deriva Máxima de entrepiso vs Cortante en la base

*Nota. Elaboración de los autores***Figura 59.**

Curva deriva máxima de entrepiso vs aceleración espectral

*Nota. Elaboración de los autores*



## 5) CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1. Conclusiones

- Se determinó en base a los detalles de conexión de la estructura existente con el ascensor, provisto recientemente, que éste funciona de forma independiente a la estructura existente, razón por la cual no fue considerado dentro de la modelación de la estructura.
- En términos de conformidad de materiales la estructura cumple con los requisitos de resistencia y serviciabilidad mínimos para el hormigón, sin embargo, para el acero presenta una resistencia a la fluencia de  $2800 \frac{kg}{cm^2}$ , es importante mencionar que las vigas bandas y columnas de la edificación poseen diámetro de varilla de estribo de 8 mm, menores a los establecidos para estribos dentro de la normativa nacional (10 mm), por el otro lado todas las vigas peraltadas cumplen con los requisitos de diámetros mínimos de varilla.
- La conformidad de columnas con la NEC-SE-HM, en cuanto a cuantía mínima de acero longitudinal, todas las columnas cumplen con este requisito. En cuanto a conformidad de confinamiento dentro de las columnas no cumplen con la longitud de confinamiento mínima establecida, ni con la separación mínima entre estribos dentro de la zona central, por el otro lado si cumplen con la separación mínima entre estribos dentro la zona de confinamiento y con la separación mínima entre estribos dentro de la sección transversal. Además, no cumplen con el área de acero mínima a ser provista por los estribos dentro de la sección y presentan riesgo de columna corta considerando las solicitaciones (2.2.11) del análisis estático lineal para las columnas C2 que se unen con las vigas V4 (3.1.12), y donde para la columna más cargada excede su capacidad a momento en casi 2 veces y su capacidad a cortante en 0.1 veces.

- La conformidad de vigas con la NEC-SE-HM, en cuanto a dimensiones mínimas cumplen todas con los requisitos, a excepción de la viga V4 la cual posee un ancho de 20 centímetros cuando debería ser mínimo de 36 cm debido a su gran peralte. En cuanto a confinamiento las secciones de vigas tipo banda cumplen con las longitudes mínimas de confinamiento, sin embargo, no cumplen con la separación mínima ni en la zona de confinamiento ni en la zona central, por el otro las vigas peraltadas cumplen con ambos requisitos. En términos de cuantía mínima de acero longitudinal todas cumplen con este requisito, sin embargo, dentro de las vigas banda todas son mayores al 1% y solo la viga tipo 3 excede el valor de cuantía máxima, a diferencia de las peraltadas las cuales cumplen con condiciones subreforzadas.
- En base al análisis estático lineal se determinó que la estructura es regular en base a lo presentado en 3.1.2 y 3.1.3, sin embargo, la estructura presenta efectos  $p \cdot \Delta$  o efectos de segundo orden en ambas direcciones, sin exceder el valor de 0.3 dentro del índice de estabilidad. En consecuencia, los valores de deriva de piso obtenidos en 3.1.9, exceden en la dirección X los mínimos establecidos por la normativa nacional (0.002), también se realizó la revisión de asentamientos bajo el régimen de cargas de servicio definido en 3.1.10 de los que se determinó que la estructura no presenta problema. En cuanto a la demanda capacidad de los elementos, considerando la combinación de carga establecida en 2.2.11, se ha llegado a 2 principales conclusiones:
  1. Las vigas banda de la estructura no exceden su capacidad no reducida a momento y carga cortante en la mayoría de los casos, con algunas excepciones donde apenas exceden entre un 1% a 6% su capacidad a momento flector para la combinación de carga. Por el otro lado las vigas peraltadas son las que presentan mayores solicitaciones a momento flector como se puede observar en Figura 45, exceden dentro de las vigas más cargadas V2 y V3 en un 65% su

capacidad a momento y la viga V4 hasta en un 100% su capacidad a momento para la combinación de carga, todas sin exceder la capacidad a corte en ninguno de los casos.

2. Es importante la puntualización realizada en torno las vigas peraltadas debido a que transmiten a las columnas demandas de momento flector y carga axial que pueden observarse dentro de los diagramas de interacción de las columnas cuando el sismo actúa en dirección Y (Figura 48 y Figura 52) como los puntos más alejados del diagrama, en estos casos que representan la unión de vigas peraltadas con las columnas pueden presentar casos desfavorables en caso de la ocurrencia de un terremoto, debido a que como se puede observar en 3.1.12, exceden la capacidad momento flector para las columnas más cargadas: C1 en un 70% y en el caso de columna C2 en 2 veces su capacidad. En cuanto a la capacidad a carga cortante de las columnas C1 no es excedida, por el otro lado la demanda a carga cortante en la columna más cargada C2 en su unión con las vigas peraltadas V4 excede hasta en un 10% su capacidad a corte, lo que ratifica la posibilidad de presencia de columna corta en dichas zonas. Por último, en términos de capacidad a carga axial no es excedida para ninguna de las columnas del edificio.
- En base a los resultados obtenidos del análisis no lineal se puede observar dentro de las gráficas obtenidas (Figura 56 y Figura 58), la dirección con mayor rigidez es la dirección Y, mientras la más vulnerable es la dirección X. En cuanto al cumplimiento de los niveles de desempeño para la demanda sísmica, la estructura sobrepasa prevención de colapso en la dirección más vulnerable (X), por lo que experimentará mayor daño en caso de que el sismo incurra en dicha dirección. En la dirección más rígida (Y) se mantiene por debajo del punto de seguridad limitada, sin embargo como

se pudo observar en base a lo definido dentro del análisis estático lineal puede resultar peligroso para las columnas C1 y C2 cuya unión es con vigas peraltadas, presentando grandes demandas de carga: Momento Flector y Fuerza Cortante (únicamente en columnas C2 que se unen con vigas V4), sobre todo para los pisos 2 y 3 que presentan el caso mencionado en 2.1.5 y 3.1.12.

## **5.2. Recomendaciones**

1. Se recomienda realizar un análisis más a fondo, que incluya pruebas destructivas o no destructivas que provean una mayor exactitud en los resultados, en conjunto con análisis no lineales dinámicos y que consideren la interacción suelo - estructura y lleven a resultados menos conservadores a comparación con los métodos estáticos provistos dentro de este estudio.
2. Se recomienda realizar un reforzamiento estructural que provea a la edificación de elementos sismo resistentes, enfocándose en las deficiencias identificadas dentro de la presente investigación, sobre todo en la unión de vigas de gran peralte (hasta 1.2 m) con las columnas de la edificación.
3. Se recomienda continuar la línea investigación de vulnerabilidad y desempeño estructural por medio del grupo de “Estudio de Vulnerabilidad Ante Solicitaciones Sísmicas” de la Universidad del Azuay, enfocada los edificios más antiguos de la institución con el objeto de garantizar un desempeño estructural seguro y salvaguardar la vida de las personas que los ocupan ante eventos sísmicos.



## 6) REFERENCIAS

- ACI-318. (2019). 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. In *318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. <https://doi.org/10.14359/51716937>
- AISC. (2018). SEISMIC DESIGN MANUAL. In *American Institute of Steel Construction (THIRD EDIT)*. American Institute of Steel Construction.
- ASCE/SEI 41-17. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. In *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- ATC. (1996). *ATC-40 - Report No. SSC 96-01*.
- ATC. (2018). *FEMA P-2006 Example Application Guide for ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings with Additional Commentary for ASCE/SEI 41-17* (Issue June). [www.ATCCouncil.org](http://www.ATCCouncil.org)
- Beauval, C., Marinière, J., Yepes, H., Audin, L., Nocquet, J. M., Alvarado, A., Baize, S., Aguilar, J., Singaicho, J. C., & Jomard, H. (2018). A new seismic hazard model for Ecuador. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108(3), 1443–1464. <https://doi.org/10.1785/0120170259>
- Borja, F. (2020). *Importancia del análisis por desempeño en el proceso de diseño de un edificio de hormigón armado para uso educativo, ubicado en la ciudad de Cuenca-Ecuador*. Universidad del Azuay.
- Cabrera, Eduardo, & Sánchez, J. (2016). *Evaluación de desempeño sísmico de un edificio aporticado de hormigón armado usando el método actualizado del espectro de capacidad FEMA 440*.
- Cabrera, Esteban, & Andrade, I. (2021a). *ESTUDIO DE VULNERABILIDAD ANTE*

*SOLICITACIONES SÍSMICAS DEL EDIFICIO DE AULARIO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS DE LA ADMINISTRACIÓN DE LA UNIVERSIDAD DEL AZUAY (EVASS CCAA) (2019 080).*

Cabrera, Esteban, & Andrade, I. (2021b). *Estudio de vulnerabilidad ante solicitaciones sísmicas del edificio del aulario de la facultad de ciencia y tecnología de la Universidad del Azuay (EVASS - CCTT) (No. 2019–080).*

Cabrera, P. A. (2021). *ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL Y NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO DE 3 PISOS INCORPORANDO LA INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERÍA, UTILIZANDO EL MÉTODO DE DIAGONALES EQUIVALENTES, MEDIANTE SAP 2000.*

Castañeda, Á. E., & Bravo, Y. M. (2017). Overview of the structural behavior of columns, beams, floor slabs and buildings during the Earthquake of 2016 in Ecuador. *Revista Ingeniería de Construcción*, 32(3), 157–172. <https://doi.org/10.4067/s0718-50732017000300157>

CSI. (2017). *CSI Analysis Reference.*

Espinoza, N., & Paredes, V. (2021). *Análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura especial de hormigón armado de cinco pisos ubicada en la ciudad de Cuenca, Ecuador* [Universidad del Azuay]. <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/10638>

FEMA 440; ATC. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. *FEMA 440, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.*

Helmut Kupfer Hubert Hilsdorf, B. K., & Rusch, H. (1969). Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. *ACI Journal Proceedings*, 66(8), 66–52. <https://doi.org/10.14359/7388>

IGEPN. (2020, April 16). *Cuatro años después del Terremoto de Pedernales: Un testimonio sobre el peligro sísmico en el Ecuador.* <https://www.igepn.edu.ec/interactuamos-conusted/1810-cuatro-anos-despues-del-terremoto-de-pedernales-un-testimonio-sobre-el->

peligro-sismico-en-el-ecuador

MIDUVI, M. de D. U. y V. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS Cargas sísmicas - Diseño sismorresistente. *Norma Ecuatoriana de La Construcción*.

NEC-SE\_HM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Estructuras de Hormigón Armado*.

[https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKEwjn7qme95fwAhWSieAKHRApC3EQFjAAegQIAxAD&url=https%3A%2F%2Fwww.habitatyvivienda.gob.ec%2Fwp-content%2Fuploads%2Fdownloads%2F2014%2F08%2FNEC-SE-HM.pdf&usq=AOvVaw31EPsMLB\\_zAkohGzvQuj3l](https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKEwjn7qme95fwAhWSieAKHRApC3EQFjAAegQIAxAD&url=https%3A%2F%2Fwww.habitatyvivienda.gob.ec%2Fwp-content%2Fuploads%2Fdownloads%2F2014%2F08%2FNEC-SE-HM.pdf&usq=AOvVaw31EPsMLB_zAkohGzvQuj3l)

Orellana, G., & Parra, J. (2017). *Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de construcción (NEC-SE-RE, 2015)*.

Parra, H., Benito, M. B., & Gaspar-Escribano, J. M. (2016). Seismic hazard assessment in continental Ecuador. In *Bulletin of Earthquake Engineering* (Vol. 14, Issue 8). Springer Netherlands. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-9906-7>

Quinde Martínez, P. D., & Reinoso Angulo, E. (2016a). Estudio De Peligro Sísmico De Ecuador Y Propuesta De Espectros De Diseño Para La Ciudad De Cuenca. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 26(94), 1–26. <https://doi.org/10.18867/ris.94.274>

Quinde Martínez, P. D., & Reinoso Angulo, E. (2016b). ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DE ECUADOR Y PROPUESTA DE ESPECTROS DE DISEÑO PARA LA CIUDAD DE CUENCA. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 94, 1–26. <https://doi.org/10.18867/ris.94.274>

Riquetti, I., & Riquetti, J. P. (2014). *Informe geotécnico de la Universidad del Azuay*.

SEAOC. (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings Vision 2000*.

United States Geological Survey. (1999). *Ring of Fire, This Dynamic Earth*, USGS.

<https://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/fire.html>

Wight, J. K. (2020). *Reinforced Concrete: Mechanics and Design* (8th ed.). Pearson Education.

## 7) ANEXOS

### 7.1. Programa para obtener los parámetros y criterios de aceptación en vigas

#### ANEXO 1. Rótulas plásticas en vigas

```

%% Rótulas Plásticas en vigas
%% Tablas 10-7 ASCE 41-17
%Realizado:PACJ
%actualizado por: ECV 28/05/21
%actualizado:JT/DV 28/05/21
clc
clear all
%%Inputs
fc = input('Ingrese la resistencia a compresión del hormigón (kgf/cm2): ');
fy = input('Ingrese el esfuerzo de fluencia del acero (kgf/cm2): ');
lv = input('Ingrese la longitud de la viga (m): ');
lv = lv*100; %Longitud de la viga (cm)
b = input('Ingrese la base de la sección transversal de la viga (cm): ');
h = input('Ingrese la altura de la sección transversal de la viga (cm): ');
As = input('Ingrese la cantidad de acero superior (cm2): ');
Asi = input('Ingrese la cantidad de acero inferior (cm2): ');
rs = input('Ingrese la distancia al centroide del refuerzo superior (cm): ');
ri = input('Ingrese la distancia al centroide del refuerzo inferior (cm): ');
V = input('Ingrese el cortante (ton): ');
sv = input('Ingrese la separación entre estribos en la viga (cm): ');
de = input('Ingrese el diámetro de los estribos (mm): ');

%% Calculo

%Módulo de elasticidad
Ec = 15100*sqrt(fc); %Módulo de Elasticidad ACI 318 - 19 19.2.2.1(kgf/cm2)

%Obtención del Factor Beta 1
if fc <= 280
    beta1 = 0.85;
elseif fc > 550
    beta1 = 0.65;
else
    beta1 = 0.85-0.05*(fc-280)/70;
end

%Inercia
Iv = (b*h^3)/12;

%Acero transversal
Av = 2*pi()*de^2/400;

% Peraltes y cuantías
ds = h-rs;
di = h-ri;

```

```

ps = As/(b*ds);
p_i = Asi/(b*di);
pb = ((beta1*fc*0.85)/fy)*((6300/(6300+fy)));

% Momentos Nominales
%Acero Sup
as = As*fy/(0.85*fc*b);
My_s = As*fy*(ds-as*0.5)/100000;
Cy_s = (My_s*100000*lv)/(6*Ec*Iv);
fprintf('El momento negativo es %0.4f ton.m\n',My_s);

%As inf
ai = Asi*fy/(0.85*fc*b);
My_i = Asi*fy*(di-ai*0.5)/100000;
fprintf('El momento positivo es %0.4f ton.m\n',My_i);
Cy_i = (My_i*100000*lv)/(6*Ec*Iv);

%Resistencia a Corte
Vs_s = ds*fy*Av/sv/1000;
Vs_i = di*fy*Av/sv/1000;

%% Cálculo de rótulas ASCE 41-17

%Unidades Inglesas necesarias
V_lbf = V*2204.623;
b_in = b*0.394;
fc_psi =fc*14.223;

%% Cálculo de rótulas para As_Sup a tracción

% Datos para el A_sup
ds_in= ds*0.394;
% Condiciones A_sup
v1 = (ps-p_i)/pb;
v2 = V_lbf/(b_in*ds_in*sqrt(fc_psi));
fprintf(sprintf('Las condiciones del acero superior son (ps-pi)/pb= %0.3f y
V/(bw*d*fc^0.5)= %0.3f \n',v1,v2));

if sv<=ds/3 && Vs_s>=0.75*V
    fprintf('El refuerzo transversal es conforme (C)\n');
    if v1<0 && v2<=3
        %
        a      b      c      IO      LS      CP
        hinge = [ 0.025 0.050 0.200 0.010 0.025 0.050];
    elseif v1<0 && v2>3 && v2<6
        %
        a      b      c      IO      LS      CP
        hinge = [ 0.025 0.050 0.200 0.010 0.025 0.050];

    elseif v1<0 && v2>=6
        %
        a      b      c      IO      LS      CP
        hinge = [ 0.020 0.040 0.200 0.005 0.020 0.040];

    elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2<=3
        %
        pt     a      b      c      IO      LS      CP
        hinge = [ 0.00 0.025 0.050 0.200 0.010 0.025 0.050;
                  0.50 0.020 0.030 0.200 0.005 0.020 0.030];
    elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2>=3 && v2<=6
        %
        pt     a      b      c      IO      LS      CP

```

```

        hinge = [ 0.00  0.025  0.050  0.200  0.010  0.025  0.050;
                  0.50  0.015  0.020  0.200  0.200  0.005  0.015  0.020];
elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2>=6
    %      pt      a      b      c      IO      LS      CP
    hinge = [ 0.00  0.020  0.040  0.200  0.005  0.020  0.040;
              0.50  0.015  0.020  0.200  0.005  0.015  0.020];
elseif v1>=0.5 && v2<=3
    %      a      b      c      IO      LS      CP
    hinge = [ 0.020  0.030  0.200  0.005  0.020  0.030];
elseif v1>=0.5 && v2>=6
    %      a      b      c      IO      LS      CP
    hinge = [ 0.015  0.020  0.200  0.005  0.015  0.020];

end

else
fprintf('El refuerzo transversal es no conforme (NC)\n');
if v1<0 && v2<=3
    %      a      b      c      IO      LS      CP
    hinge = [ 0.020  0.030  0.200  0.005  0.020  0.030];
elseif v1<0 && v2>=6
    %      a      b      c      IO      LS      CP
    hinge = [ 0.010  0.015  0.200  0.002  0.010  0.015];
elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2<=3
    %      a      b      c      IO      LS      CP
    hinge = [0.00  0.020  0.030  0.200  0.005  0.020  0.030;
              0.50  0.010  0.015  0.200  0.005  0.010  0.015];
elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2>= 3 && v2<=6
    %      pt      a      b      c      IO      LS      CP
    hinge = [0.00  0.020  0.030  0.200  0.005  0.020  0.030;
              0.50  0.005  0.010  0.200  0.002  0.005  0.010];
elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2>=6
    %      pt      a      b      c      IO      LS      CP
    hinge = [0.00  0.010  0.015  0.200  0.002  0.010  0.015;
              0.50  0.005  0.010  0.200  0.002  0.005  0.010];
elseif v1>=0.5 && v2<=3
    %      a      b      c      IO      LS      CP
    hinge = [ 0.010  0.015  0.200  0.005  0.010  0.015];
elseif v1>=0.5 && v2>=6
    %      a      b      c      IO      LS      CP
    hinge = [ 0.005  0.010  0.200  0.002  0.005  0.010];

end

end
% Interpolación de datos A_sup

if size(hinge,1)==2
    data = zeros(1,length(hinge)-1);
    for i=1:length(data)
        data(1,i)=interp1(hinge(:,1),hinge(:,i+1),v1,"linear");
    end
elseif size(hinge,1)==1
    data=hinge;
end

rot = data(1,1:3);
LS = data(1,4:6);

```

```

curvatura_sup = [0, -Cy_s, -Cy_s-rot(1,1), -Cy_s-rot(1,1), -Cy_s-rot(1,2)];
momento_sup = [0, -My_s, -My_s*1.1, -My_s*0.2, -My_s*0.2];
fprintf(sprintf('Los límites de aceptación zona negativa son IO= %0.4f , LS=
%0.4f y CP=%0.4f \n',LS(1,1:3)))

% Datos para el A_inf
di_in = di*0.394;
% Condiciones A_sup
v1 = (p_i-ps)/pb;
v2 = V_lbf/(b_in*di_in*sqrt(fc_psi));
fprintf(sprintf('Las condiciones del acero inferior son (ps-pi)/pb= %0.3f y
V/(bw*d*fc^0.5)= %0.3f \n',v1,v2));

if sv<=di/3 && Vs_i>=0.75*v
    fprintf('El refuerzo transversal es conforme (C)\n');
    if v1<0 && v2<=3
        % a b c IO LS CP
        hinge = [ 0.025 0.050 0.200 0.010 0.025 0.050];
    elseif v1<0 && v2>3 && v2<6
        % a b c IO LS CP
        hinge = [ 0.025 0.050 0.200 0.010 0.025 0.050];

    elseif v1<0 && v2>=6
        % a b c IO LS CP
        hinge = [ 0.020 0.040 0.200 0.005 0.020 0.040];

    elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2<=3
        % pt a b c IO LS CP
        hinge = [ 0.00 0.025 0.050 0.200 0.010 0.025 0.050;
                  0.50 0.020 0.030 0.200 0.005 0.020 0.030];
    elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2>=3 && v2<=6
        % pt a b c IO LS CP
        hinge = [ 0.00 0.025 0.050 0.200 0.010 0.025 0.050;
                  0.50 0.015 0.020 0.200 0.005 0.015 0.020];
    elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2>=6
        % pt a b c IO LS CP
        hinge = [ 0.00 0.020 0.040 0.200 0.005 0.020 0.040;
                  0.50 0.015 0.020 0.200 0.005 0.015 0.020];
    elseif v1>=0.5 && v2<=3
        % a b c IO LS CP
        hinge = [ 0.020 0.030 0.200 0.005 0.020 0.030];
    elseif v1>=0.5 && v2>=6
        % a b c IO LS CP
        hinge = [ 0.015 0.020 0.200 0.005 0.015 0.020];

    end

else
    fprintf('El refuerzo transversal es no conforme (NC)\n');
    if v1<0 && v2<=3
        % a b c IO LS CP
        hinge = [ 0.020 0.030 0.200 0.005 0.020 0.030];
    elseif v1<0 && v2>=6
        % a b c IO LS CP
        hinge = [ 0.010 0.015 0.200 0.002 0.010 0.015];
    elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2<=3
        % a b c IO LS CP
        hinge = [0.00 0.020 0.030 0.200 0.005 0.020 0.030];

```

```

                                0.50  0.010  0.015  0.200  0.005  0.010  0.015];
elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2>= 3 && v2<=6
    %           pt      a      b      c      IO      LS      CP
    hinge = [0.00  0.020  0.030  0.200  0.005  0.020  0.030;
             0.50  0.005  0.010  0.200  0.002  0.005  0.010];
elseif 0<=v1 && v1<=0.5 && v2>=6
    %           pt      a      b      c      IO      LS      CP
    hinge = [0.00  0.010  0.015  0.200  0.002  0.010  0.015;
             0.50  0.005  0.010  0.200  0.002  0.005  0.010];
elseif v1>=0.5 && v2<=3
    %           a      b      c      IO      LS      CP
    hinge = [ 0.010  0.015  0.200  0.005  0.010  0.015];
elseif v1>=0.5 && v2>=6
    %           a      b      c      IO      LS      CP
    hinge = [ 0.005  0.010  0.200  0.002  0.005  0.010];

end
end
% Interpolación de datos A_inf

if size(hinge,1)==2
    data=zeros(1,length(hinge)-1);
for i=1:length(data)
    data(1,i)=interp1(hinge(:,1),hinge(:,i+1),v1,"linear");
end
elseif size(hinge,1)==1
    data=hinge;
end

rot_inf =data(1,1:3);
LS_inf= data(1,4:6);
fprintf(sprintf('Los límites de aceptación zona positiva son IO= %0.4f , LS=
%0.4f y CP=%0.4f \n',LS_inf(1,1:3)))

%Puntos Diagrama A_inf
curvatura_inf=[0,                               Cy_i,                               Cy_i+rot_inf(1,1),
Cy_i+rot_inf(1,1),Cy_i+rot_inf(1,2)];
momento_inf=[0, My_i,  My_i*1.1, My_i*rot_inf(1,3), My_i*rot_inf(1,3)];

%% Gráficas

figure()
hold on
plot(curvatura_sup, momento_sup, 'k', 'LineWidth',2)
io_s=line([-LS(1,1)-Cy_s,                               -LS(1,1)-Cy_s], [0,                               -
1.25*My_s], 'color', [0.41,0.51,0.22], 'LineWidth',2, "LineStyle", '--');
ls_s=line([-LS(1,2)-Cy_s,  -LS(1,2)-Cy_s], [0,  -1.25*My_s], 'color', [0.9290,
0.6940, 0.1250], 'LineWidth',2, "LineStyle", '--');
cp_s=line([-LS(1,3)-Cy_s,  -LS(1,3)-Cy_s], [0,  -1.25*My_s], 'color', [0.6350,
0.0780, 0.1840], 'LineWidth',2, "LineStyle", '--');
io_i=line([LS_inf(1,1)+Cy_i,                               LS_inf(1,1)+Cy_i], [0,
1.25*My_s], 'color', [0.41,0.51,0.22], 'LineWidth',2, "LineStyle", '--');
ls_i=line([LS_inf(1,2)+Cy_i,                               LS_inf(1,2)+Cy_i], [0,
1.25*My_s], 'color', [0.9290, 0.6940, 0.1250], 'LineWidth',2, "LineStyle", '--
');
cp_i=line([LS_inf(1,3)+Cy_i,                               LS_inf(1,3)+Cy_i], [0,
1.25*My_s], 'color', [0.6350, 0.0780, 0.1840], 'LineWidth',2, "LineStyle", '--
');
```

```
plot(curvatura_inf, momento_inf, 'k', 'LineWidth', 2)

grid on
ax= gca;
ax.XAxisLocation = 'origin';
ax.YAxisLocation = 'origin';
ylim([-1.25*My_s, 1.25*My_s])
xlabel('Curvatura
$(rad)$', 'Interpreter', 'latex', 'Position', [Cy_i+rot_inf(1,2)*0.7,-My_s/5]);
ylabel('Momento $Tonf \cdot m$', 'Interpreter', 'latex', 'Position', [-
rot_inf(1,2)*0.2,My_s/5]);
set(get(gca, 'ylabel'), 'rotation', 90 )
legend('Rótula Plástica', 'IO', 'LS', 'CP', 'location', 'best');
```

## 7.2. Programa para obtener los parámetros y criterios de aceptación para columnas

### ANEXO 2. Rótulas plásticas en columnas

```

%% Obtención de rótulas plásticas en columnas ASCE 41-13
% Elaborado por: Juan J.Torres & Daniel E. Vásquez
% Revisión: Junio 2021

%Datos de entrada
% Unidades: kgf- cm
clc
clear all

%Dimensiones
B=input('Ingrese la Base de la columna en cm: ');
H=input('Ingrese la Altura de la columna en cm: ');

% P. Geométricas
Ic=(1/12)*B*H^3;
hep=input('Ingrese la Altura del entrepiso en m: ');

% P. de los Materiales
fc=input('Ingrese la resistencia a compresión del hormigón (kgf/cm2): ');
fy= input('Ingrese el esfuerzo de fluencia del acero (kgf/cm2): ');
Ec = 15100*sqrt(fc); %Módulo de Elasticidad ACI 318 - 19 19.2.2.1(kgf/cm2)

% Refuerzo
% Varillas de esquina
dbe=input('Ingrese el diámetro de las varillas de esquina (mm): ')/10;

% Varillas en la base
dbb= input('Ingrese el diámetro de las varillas adicionales en sentido la
base (mm): ')/10;
nbb= input('Ingrese el número de las varillas adicionales en sentido la
base (u): ');

% Varillas en la altura
dbh= input('Ingrese el diámetro de las varillas adicionales en sentido la
altura (mm): ')/10;
nbh= input('Ingrese el número de las varillas adicionales en sentido la
altura (u): ');

rec=1.5; % Recubrimiento al centroide de las varillas
% Refuerzo transversal
dv = input('Ingrese el diámetro de las varillas de estribo (mm): ')/10;

nv = input('Ingrese número de ramales de las varillas de estribo (u): ');

Av= nv*0.25*pi()*dv^2; % Área de acero transversal
s_es= input('Ingrese la separación entre estribos (cm): ');

%% Diagramas de interacción y puntos importantes
[DIN,dn,As] = Int_2D(B,H,fc,fy,dbe,dbb,nbb,dbh,nbh,rec);

```

```

%Peralte efectivo
d=dn(length(dn),2);

% Punto de Tensión pura
PT=fy*As/1000;
% Punto de Carga axial 0
indx= find(DIN(:,1)<=0.0001,1,"last");
My= DIN(indx,2)/100000;
% Curvatura con M(P=0)
Cy= My*100000*(hep*100)/(6*Ec*Ic);

% Momento en Cond. Balanceada
%Cond. Reducida
[Mb_r,indx]=max(DIN(:,4));
% Cond. Nominal
Mbn= DIN(indx,2)/100000;
%Carga axial Nominal en Cond. Balanceada
Pbn=DIN(indx,1)/1000;
fprintf(sprintf('El momento de Balance Mb= %0.4f, la carga axial Pb= %0.4f
y Pbn/Pcomp= %0.4f \n',Mbn,Pbn,Pbn/(max(DIN(:,1))/1000)));
fprintf(sprintf('El momento de fluencia My= %0.4f, la carga axial Py= 0 y
la curvatura de fluencia Cy= %0.4f \n',My,Cy));
%% Cargas Actuantes
%Valores a ser mostrados
show1 = Av/(B*s_es);
show2= s_es/d;
if show1>0.002 && show2<=0.5
    fprintf(sprintf('La columna es controlada por flexión Av/(bw*s)= %0.3f
y s/d= %0.3f \n',show1,show2));
else
    fprintf(sprintf('La columna es controlada por flexión-cortante
Av/(bw*s)= %0.3f y s/d= %0.3f \n',show1,show2));
end
% Carga Axial de diseño (suma de la carga gravitacional+lateral)
Pu= input('Ingrese la carga axial última del cuadro de la rótula de ETABS
(Tonf): ');
% Carga Cortante de diseño (ASCE 41 7-34)
Vu= input('Ingrese el cortante último (Tonf): ');

%% Rótulas ASCE 41'13
%Unidades inglesas lbf-in
%Dimensiones y áreas
B=B*0.394;
H=H*0.394;
d= d*0.394;
Ag=B*d;

%Materiales
fc= fc*14.223;
fy= fy*14.223;

%Refuerzo
Av= Av*0.155;
s_es= s_es*0.394;

%Cargas
P= Pu*2204.623;
V= Vu*2204.623;

```

```

%% Parámetros e interpolación
v1 = (P)/(Ag*fc);
v2 = Av/(B*s_es);
v3= V/(B*d*sqrt(fc));
v4= s_es/d;

if v2>0.002 && v4<=0.5
    fprintf(sprintf('La columna es controlada por flexión Av/(bw*s)= %0.3f
y s/d= %0.3f \n',v2,v4));
    fprintf(sprintf('Valores de interpolación P/(Ag*fc)= %0.3f y Av/(bw*s)=
%0.3f \n',v1,v2));
    if v1<=0.1 && v2<=0.002
        %           a           b           c           IO           LS           CP
        hinge = [ 0.027 0.034 0.2 0.005 0.027 0.034];

    elseif v1<=0.1 && v2>=0.006
        %           a           b           c           IO           LS           CP
        hinge = [ 0.035 0.060 0.200 0.005 0.045 0.060];

    elseif v1<=0.1 && v2>0.002 && v2<=0.006
        %           pt          a           b           c           IO           LS           CP
        hinge = [ 0.002 0.027 0.034 0.200 0.005 0.027 0.034;
                  0.006 0.035 0.060 0.200 0.005 0.045 0.060];

    elseif v1>0.1 && v1<0.6 && v2>0.002 && v2<=0.006
        %           pt          a           b           c           IO           LS           CP
        hinge = [ 0.002 0.027 0.034 0.200 0.005 0.027 0.034;
                  0.006 0.010 0.010 0.000 0.003 0.009 0.010];

    elseif v1>=0.6 && v2>0.002 && v2<=0.006
        %           pt          a           b           c           IO           LS           CP
        hinge = [ 0.002 0.005 0.005 0.000 0.002 0.004 0.005;
                  0.006 0.010 0.010 0.000 0.003 0.009 0.010];

    elseif v1>=0.6 && v2<=0.002
        %           a           b           c           IO           LS           CP
        hinge = [ 0.005 0.005 0.000 0.002 0.004 0.005];

    elseif v1>=0.6 && v2>=0.006
        %           a           b           c           IO           LS           CP
        hinge = [0.010 0.010 0.000 0.003 0.009 0.010];

    end

else
    fprintf('La columna es controlada por flexión-cortante \n');
    fprintf(sprintf('Valores de interpolación P/(Ag*fc)= %0.3f, Av/(bw*s)=
%0.3f y V/(bw*d*fc^0.5)= %0.3f \n',v1,v2,v3));
    if v1<0.1 && v2<=0.0005 && v3<=3
        %           a           b           c           IO           LS           CP
        hinge = [ 0.012 0.012 0.200 0.005 0.010 0.012];

    elseif v1<=0.1 && v2>0.0005 && v2<=0.006 && v3<=3
        %           pt          a           b           c           IO           LS           CP
        hinge = [ 0.0005 0.0120 0.0120 0.2000 0.0050 0.0100 0.0120;

```

```

0.0600];
                                0.0060    0.0320    0.0600    0.2000    0.0050    0.0450

elseif v1<0.1 && v2<=0.0005 && v3>=6
    %          a          b          c          IO          LS          CP
    hinge = [ 0.006 0.006    0.200    0.004    0.005    0.006];

elseif v1<=0.1 && v2>0.0005 && v2<=0.006 && v3<=3
    %          pt          a          b          c          IO          LS          CP
    hinge = [ 0.0005    0.012    0.012    0.200    0.005    0.010    0.012;
              0.006 0.032    0.060    0.200    0.005    0.045    0.060];

elseif v1<=0.1 && v2>0.0005 && v2<=0.006 && v3>=6
    %          pt          a          b          c          IO          LS          CP
    hinge = [ 0.0005    0.006    0.006    0.200    0.004    0.005    0.006;
              0.006 0.025    0.060    0.200    0.005    0.045    0.060];

elseif v1>0.6 && v2<0.0005 && v2<=0.006 && v3>=6
    %          pt          a          b          c          IO          LS          CP
    hinge = [ 0.0005    0.006    0.006    0.200    0.004    0.005    0.006;
              0.006 0.025    0.060    0.200    0.005    0.045    0.060];

elseif v1>=0.6 && v2>0.0005 && v2<=0.006 && v3<=3
    %          pt          a          b          c          IO          LS          CP
    hinge = [ 0.0005    0.004    0.004    0.000    0.002    0.003    0.004;
              0.006 0.010    0.010    0.000    0.003    0.009    0.010];

elseif v1>=0.6 && v2>0.0005 && v2<=0.006 && v3>=6
    %          pt          a          b          c          IO          LS          CP
    hinge = [ 0.0005    0.000    0.000    0.000    0.000    0.000    0.000;
              0.006 0.008    0.008    0.000    0.003    0.007    0.008];

elseif v1<=0.1 && v2>0.006 && v3<=3
    %          a          b          c          IO          LS          CP
    hinge = [ 0.032 0.060    0.200    0.005    0.045    0.060];

elseif v1<=0.1 && v2>0.006 && v3>=6
    %          a          b          c          IO          LS          CP
    hinge = [ 0.025 0.060    0.200    0.005    0.045    0.060];

end

end

if size(hinge,1)==2
    data = zeros(1,length(hinge)-1);
for i=1:length(data)
    data(1,i)=interp1(hinge(:,1),hinge(:,i+1),v2,"linear");
end
elseif size(hinge,1)==1
    data=hinge;
end

%Rotaciones
rot = data(1,1:3);

%Límites de Seguridad

```

```

LS = data(1,4:6);
fprintf(sprintf('Las rotaciones son a= %0.4f , b= %0.4f y c=%0.4f
\n',rot(1,1:3)))
fprintf(sprintf('Los límites de aceptación son IO= %0.4f , LS= %0.4f y
CP=%0.4f \n',LS(1,1:3)))

% Rótula Plástica
curvatura=[0, Cy, Cy+rot(1,1), Cy+rot(1,1),Cy+rot(1,2)];
momento=[0, My, My*1.1, My*rot(1,3), My*rot(1,3)];

%% Plot
figure()
hold on
plot(curvatura, momento, 'k', 'LineWidth',2)
io_s=line([LS(1,1)+Cy, LS(1,1)+Cy], [0,
1.25*My], 'color', [0.41,0.51,0.22], 'LineWidth',2, "LineStyle", '--');
ls_s=line([LS(1,2)+Cy, LS(1,2)+Cy], [0, 1.25*My], 'color', [0.9290, 0.6940,
0.1250], 'LineWidth',2, "LineStyle", '--');
cp_s=line([LS(1,3)+Cy, LS(1,3)+Cy], [0, 1.25*My], 'color', [0.6350, 0.0780,
0.1840], 'LineWidth',2, "LineStyle", '--');

%Parámetros
grid on
ax= gca;
ax.XAxisLocation = 'origin';
ax.YAxisLocation = 'origin';
ylim([0, 1.25*My])
xlabel('Curvatura $(rad)$', 'Interpreter', 'latex');
ylabel('Momento $Tonf \cdot m$', 'Interpreter', 'latex');
set(get(gca, 'ylabel'), 'rotation', 90 )
legend('Rótula Plastica', 'IO', 'LS', 'CP', 'location', 'best');

```

### 7.3. Función para obtener el diagrama de interacción 2D

#### ANEXO 3. Interacción 2D

```

function [DIN,dn,As] = Int_2D(B,H,fc,fy,dbe,dbb,nbb,dbh,nbh,rec)
%Función para obtener el diagrama de interacción de columnas en 2D
%Elaborado por: Juan J. Torres & Daniel E. Vásquez
%Revisión: Junio 2021
%Unidades= Tonf-cm
% Inputs
% B --> Base de la sección (cm)
% H --> Altura de la sección (cm)
% fc --> Resistencia a la compresión del concreto (kgf/cm2)
% fy --> Resistencia a tensión del acero (kgf/cm2)
% dbe --> Diámetro de varillas de esquina (cm) Numero de varillas= 4
% dbb --> Diámetro de varillas en la base (cm)
% nbb --> No. de varillas en la base (Adicionales en b) (u)
% dbh --> Diámetro de varillas en la altura (cm)
% nbh --> No. de varillas en la altura (Adicionales en h) (u)
% rec --> Recubrimiento (cm)
% Asunciones
% Módulo elástico del acero--> Es= 200000 kgf/cm2
% Deformación unit. ultima del concreto--> ecu= 0.003
% Factores de Reducción para la gráfica reducida en base a ACI 318-19
% Output:
% Matriz DIN (Diagrama de Interacción Nominal)
% (:,1) --> Carga Axial Nominal (Tonf)
% (:,2) --> Momento Flector Nominal (Tonf-m)
% (:,3) --> Carga Axial Reducida ACI (Tonf)
% (:,4) --> Momento Flector Reducido ACI (Tonf-m)
% Matriz dn (distancias del extremo en compresión)
% (:,1) --> Asb (cm2)
% (:,2) --> Ash (cm2)
% (:,3) --> d (cm)
% Área Total de Acero (cm2)

Sv= (H-2*rec)/(nbh+1); %Separación vertical (cm)
Asb= pi()/4*(2*dbe^2+nbb*dbb^2); %Área de acero base (cm^2)
Ash= 2*pi()/4*dbh^2; %Área de acero altura (cm^2)
As= 2*Asb+nbh*Ash; %Área de acero total (cm^2)
Pnc= 0.85*fc*B*H+(fy-0.85*fc)*As; % Carga axial nominal a compresión (kgf)
Pnt= -fy*As; % Carga axial nominal a tension (kgf-cm)
ey= fy/2000000; % Deformación Unitaria (ad)

% Matrices de almacenamiento de datos
dn=zeros(2+nbh,3);

for i=1:(2+nbh)
    if or(i==1,i==2+nbh)
        dn(i,3)=Asb; %Áreas de Acero
    else
        dn(i,3)=Ash;
    end
    dn(i,2)=rec+(i-1)*Sv; %Distancia dn
    dn(i,1)=H/2-dn(i,2); %Coordenada yn
end

```

```

%Obtención del Factor Beta 1
if fc<=280
    beta1=0.85;
elseif fc>550
    beta1=0.65;
else
    beta1=0.85-0.05*(fc-280)/70;
end

DIN(1,1)=Pnt;
DIN(1,2)=0;
DIN(1,3)=0.9*Pnt;
DIN(1,4)=0;

i=1;
C=0;

% Obtención del diagrama
while C<=5*H
    if C<=H
        C=C+0.01;
    else
        C=C+0.05;
    end
    i=i+1;
    %Analizamos el refuerzo
    Cs=0;
    Ms=0;
    for n=1:(nbh+2)
        es=0.003*(dn(n,2)-C)/C;

        %Analizar Esfuerzo en el acero
        if es<=-ey
            fs=fy;
        elseif es>ey
            fs=-fy;
        else
            fs=-es*2000000;
        end

        %Verificar si se requiere restar 0.85*fc
        if dn(n,2)>beta1*C
            fresta=0;
        else
            fresta=0.85*fc;
        end
        Cs=Cs+(fs-fresta)*dn(n,3); %Carga acero
        Ms=Ms+(fs-fresta)*dn(n,3)*dn(n,1); %Momento acero
    end

    %Analizar Concreto
    a=beta1*C;
    if a>H
        a=H;
    end

    Cc=0.85*fc*a*B; %Carga concreto
    Mc=Cc*(H/2-a/2); %Momento concreto
end

```

```

DIN(i,1)=Cs+Cc;      %Carga Axial nominal
DIN(i,2)=Ms+Mc;      %Momento Nominal
Cmax=min(Cs+Cc,0.8*Pnc);
emax=0.003*(dn(nbh+2,2)-C)/C;

if emax<=0.002
    phi=0.65;
elseif emax>=0.005
    phi=0.9;
else
    phi=0.65+0.25*(emax-0.002)/0.003;
end

DIN(i,3)=phi*Cmax;    %Carga Axial de diseño
DIN(i,4)=phi*(Ms+Mc); %Momento de diseño
end
i=i+1;
DIN(i,1)=Pnc;
DIN(i,2)=0;
DIN(i,3)=0.65*0.8*Pnc;
DIN(i,4)=0;

%Gráficas
figure()
%Ploting
plot(DIN(:,2)/100000,DIN(:,1)/1000,'--r','LineWidth',2); %Gráfica nominal
hold on
plot(DIN(:,4)/100000,DIN(:,3)/1000,'k','LineWidth',2); %Grafica diseño
%Labels & parametros
legend('Diagrama de interaccion nominal','Diagrama de interaccion de
diseno','Interpreter','latex','location','best');
xlabel('Momento Flector $(Tonf \cdot m)$','Interpreter','latex');
ylabel('Carga axial $(Tonf)$','Interpreter','latex');
grid on
grid minor
end

```

