



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TEMA:

**Evaluación estructural del edificio "Casa de la Cultura
Ecuatoriana", Núcleo del Guayas.**

AUTORES:

**Argüello Calero, Alicia Kamila
Campaña Vallejo, Shirley Fernanda**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de
INGENIERO CIVIL**

TUTOR:

Ing. Barros Cabezas, José Andrés Ph.D.

Guayaquil, Ecuador

01 de septiembre del 2026



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación fue realizado en su totalidad por **Argüello Calero, Alicia Kamila** y **Campaña Vallejo, Shirley Fernanda**, como requerimiento para la obtención del título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR:

f. 
Ing. Barros Cabezas José Andrés, Ph. D.

DIRECTORA DE LA CARRERA:

f. 
Ing. Alcívar Bastidas Stefany Esther, Ph. D.

Guayaquil, al 01 del mes de septiembre del año 2026



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotras, **Argüello Calero, Alicia Kamila y Campaña Vallejo, Shirley
Fernanda**

DECLARAMOS QUE:

El Trabajo de Titulación, **Evaluación estructural del edificio “Casa de la Cultura Ecuatoriana”, Núcleo del Guayas**, previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de nuestra total autoría.

En virtud de esta declaración, nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, al 01 del mes de septiembre del año 2026

f. 

Campaña Vallejo Shirley Fernanda

f. 

Argüello Calero Alicia Kamila



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Nosotras, **Argüello Calero, Alicia Kamila y Campaña Vallejo, Shirley
Fernanda**

Autorizamos a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación: **Evaluación Estructural del edificio “Casa de la Cultura Ecuatoriana”, Núcleo del Guayas**, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, al 01 del mes de septiembre del año 2026

AUTORAS:

f. 

Campaña Vallejo Shirley Fernanda

f. 

Argüello Calero Alicia Kamila



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

REPORTE COMPILATIO



Certificado de análisis

Compilatio Magister+ | UCSG-EC- Universidad Católica de Santiago de Guayaquil

Arguello_Campaña - Trabajo de titulación - Evaluación estructural del edificio Casa de la Cultura Ecuatoriana, Núcleo del Guayas - copia

ID : 49bac4f30a1f20722ebc45cd04c75884e9ce3ff8



7%

Textos
sospechosos

Nombre del fichero : Arguello_Campaña - Trabajo de titulación - Evaluación estructural del edificio Casa de la Cultura Ecuatoriana, Núcleo del Guayas - copia.txt
Tamaño del archivo original : 5,84 MB
Número de palabras : 22.251

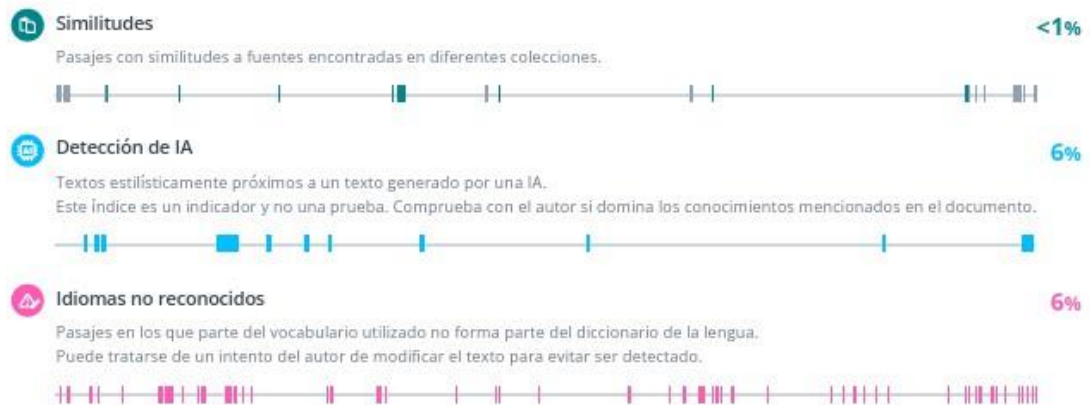
Depositante : Clara Catalina Glas Cevallos
Fecha de depósito : 16 de septiembre de 2026
Tipo de carga : interface
fecha de fin de análisis : 16 de septiembre de 2026

Resumen (sección 1/2)

Localización de los textos sospechosos en el documento :



Incluido en el porcentaje de textos sospechosos :



No incluido en el porcentaje de textos sospechosos :



AGRADECIMIENTO

Expreso mi más sincero agradecimiento a mis padres Maribel Calero y Santiago Argüello, quienes me han formado y apoyado durante todo este largo recorrido. Gracias por ser mi lugar de confianza y creer en mis capacidades. Su apoyo fue una parte esencial para seguir adelante.

A mi hermana María Paz, por compartir conmigo una de las etapas más importantes de nuestras vidas. Gracias por apoyarnos mutuamente cuando el cansancio y el estrés nos ganaban. También, a mi abuela Alicia Barrera, por cuidarnos con un amor que estuvo presente en cada etapa de este camino y por hacernos sentir que nunca estábamos solas.

Agradezco profundamente a mis tíos, primos y familiares, gracias por cada palabra de ánimo, por las conversaciones que ayudaron a despejar la mente, por celebrar mis avances y por estar presentes en los momentos más importantes.

A mis mejores amigas, amigos y compañeros de clase, por hacer de estos años una etapa llena de buenos momentos, risas y recuerdos que siempre llevaré conmigo.

De manera especial, a mi tutor de tesis, Ing. José Barros, por su acompañamiento durante el desarrollo de este trabajo. Gracias por su tiempo, orientación y por compartir sus conocimientos ayudándonos a superar las dificultades que surgieron durante este proceso.

Alicia Kamila Argüello Calero

DEDICATORIA

Dedico este logro a mi familia, por ser mi raíz, mi refugio y la fuerza que me impulsó a seguir adelante. A quienes me acompañaron en las noches largas, en los días de cansancio y en cada pequeño paso que me acercaba a esta meta.

Y, de manera muy especial, dedico este logro a la memoria de mis abuelos, quienes ya no se encuentran físicamente con nosotros, pero cuya presencia permanece en mi corazón. Su cariño, sus enseñanzas y los momentos compartidos permanecerán siempre conmigo.

Alicia Kamila Argüello Calero

AGRADECIMIENTO

Quiero empezar agradeciendo a Dios, por darme la sabiduría necesaria para afrontar cada desafío en este camino y por demostrarme que, con fe, esfuerzo y perseverancia, los sueños se convierten en realidad. Este logro es una muestra de todas las bendiciones que he recibido a lo largo de este camino.

A mis padres, Norma Vallejo y Mario Campaña: ustedes supieron sostenerme aun cuando la distancia se interponía. Aprendí de ustedes que la familia no se mide en cercanía física sino en la fuerza con la que uno sigue presente en la vida del otro. Gracias por nunca dejar que me rinda y por esforzarse arduamente para ayudarme a cumplir mis sueños. Este título no sería mío sin lo que ustedes construyeron primero en mí.

A mi hermano, Jhonnatan, gracias por su cariño, por estar cuando más lo necesitaba, por su paciencia y por recordarme que nunca estoy sola.

A mi familia, mis amigos por sus palabras de aliento en el momento justo y por celebrar cada pequeño avance como si fuera propio.

A mi tutor, José Barros, por su orientación, paciencia y conocimientos, los cuales fueron fundamentales para el desarrollo y culminación de este trabajo.

A la universidad, y a quienes me formaron en ella; hay cosas que uno solo entiende después. Cuando estaba en medio de una entrega de tutoría o un examen complicado, no lo veía así, pero ahora sé que ahí me estaban enseñando a sostenerme sola frente a un problema. Que la exigencia no era para hacerme quebrar sino para ver de qué estaba hecha.

Y, por último, quiero agradecerme a mí misma. No fue fácil, hubo días donde el cansancio me ganaba y otros donde de verdad quería dejar todo y volver a mi ciudad. Pero seguí, aprendí a lidiar con mis propios miedos y a no rendirme, aunque las jornadas de estudio se hicieran eternas. Ahora que lo veo terminado, sé que valió la pena cada esfuerzo y cada sacrificio que hice para llegar hasta acá.

Shirley Fernanda Campaña Vallejo

DEDICATORIA

A Dios, por ser la luz que ha guiado cada uno de mis pasos y la fuerza que me sostuvo cuando sentí que ya no podía continuar. Por escuchar mis oraciones y recordarme que sus tiempos siempre son perfectos. A Él le dedico este logro, porque fue mi refugio frente al cansancio y noches de desvelo y quien me permitió llegar hasta aquí. Toda la honra y toda la gloria sean para Dios.

Y a mi mamá, la persona que más ha creído en mí, quien ilumina mi vida y hace que todos mis esfuerzos valgan la pena. De ella aprendí que no hay motivos suficientes para rendirse cuando de cumplir nuestros sueños se trata y que podemos soñar tan alto como queramos, siempre con humildad.

Gracias a ella, la que celebra todos mis logros, pero también me corrige cuando es necesario; la que trabaja incansablemente para ayudarme a cumplir mis metas; la que entrega todo sin esperar nada a cambio; la que, con su amor, su valentía y su manera de ser, alegra mi vida.

¿Qué sería de mí sin una madre tan maravillosa? Todo se lo debo a ella.

Su sacrificio, dedicación y confianza depositada en mí me motivaron a culminar esta meta académica; por ello, este trabajo también es suyo.

Te amo inmensamente, mamita.

Shirley Fernanda Campaña Vallejo



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. 
Ing. Barros Cabezas José Andrés, Ph. D.
TUTOR

f. 
Ing. Federico Von Buchwald de Janon, Ph. D.
DECANO DE CARRERA

f. 
Ing. Guillermo Ponce Vásquez, M. Sc.
DOCENTE DE LA CARRERA

f. 
Ing. Jaime Hernández Barredo, M.Sc.
OPONENTE

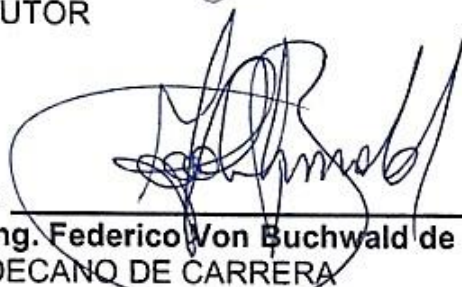


**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

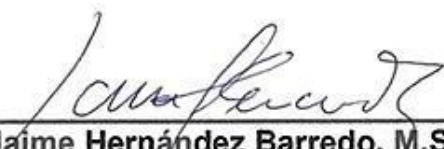
**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

CALIFICACIÓN

f. 
Ing. Barros Cabezas José Andrés, Ph. D.
TUTOR

f. 
Ing. Federico Von Buchwald de Janon, Ph. D.
DECANO DE CARRERA

f. 
Ing. Guillermo Ponce Vásquez, M. Sc.
DOCENTE DE LA CARRERA

f. 
Ing. Jaime Hernández Barredo, M.Sc.
OPONENTE

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	2
CAPÍTULO 1	2
1. Antecedentes	2
1.1. Justificación	5
1.2. Objetivos	7
1.2.1. Objetivo general	7
1.2.2. Objetivos específicos	7
1.3. Alcance	8
DESARROLLO.....	9
CAPÍTULO 2	9
2. Marco teórico	9
2.1. Caracterización de la Casa de la Cultura “Benjamín Carrión”. ..	9
2.2. Objetivo de desempeño sísmico	10
2.3. Niveles de desempeño estructural	13
2.4. Niveles de amenaza sísmica	14
2.5. Curvas de peligro sísmico	14
2.6. Clasificación del perfil de suelo.....	16
2.6.1. Coeficientes de amplificación del suelo <i>F_a</i> , <i>F_d</i> , <i>F_s</i>	17
2.7. Procedimiento de evaluación sísmica	19
2.8. Análisis dinámico lineal	21
2.8.1. Porcentaje de masa modal participativa.....	22
2.8.2. Cálculo de la Demanda de Cortante Basal.....	22
2.8.3. Corrección del cortante basal	22
2.8.3.1. Factores modificadores C_1 , C_2 y C_m	23
2.8.4. Consideración de los efectos torsionales	24
2.8.5. Efectos de segundo orden P- Δ e índice de estabilidad <i>Q_i</i> ..	25

2.8.6.	Combinaciones de carga	28
2.9.	Criterios de aceptación para procedimientos lineales	29
2.9.1.	Mecanismos controlados por deformación	29
2.9.1.1.	Demanda sísmica	29
2.9.1.2.	Criterios de aceptación	30
2.9.2.	Mecanismos controlados por fuerza	30
2.9.3.	Factor de Modificación de Comportamiento (m)	31
2.9.3.1.	Factores de modificación de capacidad para vigas de hormigón armado	32
2.9.3.1.	Factores de modificación de capacidad para columnas de hormigón armado	35
2.9.3.2.	Chequeo de nudos viga-columna	38
CAPÍTULO 3		40
3.	Resultados	40
3.1.	Objetivo de desempeño sísmico	40
3.2.	Definición de parámetros sísmicos	40
3.2.1.	Niveles de amenaza sísmica y curva de peligro sísmico	41
3.3.	Inspección visual preliminar	43
3.4.	Modelo estructural	44
3.4.1.	Materiales	45
3.4.2.	Inercias agrietadas	47
3.4.3.	Geometría del modelo	48
3.4.4.	Secciones de los elementos estructurales	48
3.4.5.	Cargas aplicadas	49
3.4.5.1.	Carga muerta y sobrepuesta	49
3.4.5.2.	Carga viva	51
3.4.5.3.	Carga sísmica	52
3.4.5.4.	Combinaciones de cargas	53

3.5.	Fuerzas sísmicas	54
3.5.1.	Periodo fundamental de vibración	54
3.5.2.	Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas	56
3.6.	Derivas	59
3.6.1.	Derivas para el nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS) 59	
3.6.2.	Derivas para el nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP) 60	
3.7.	Efectos P- Δ	61
3.7.1.	Efectos P- Δ para el nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS) 61	
3.7.2.	Efectos P- Δ para el nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP).....	63
3.8.	Irregularidad Torsional	64
3.8.1.	Irregularidad torsional para el nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS).	64
3.8.2.	Irregularidad torsional para el nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP).	65
3.9.	Evaluación de vigas mediante criterios de aceptación	66
3.9.1.	Verificación para el nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS) 66	
3.9.2.	Verificación para el nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP).....	68
3.10.	Evaluación de columnas para el nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS)	69
3.10.1.	Columnas de sección rectangular.....	69
3.10.2.	Columnas de sección circular	72
3.11.	Evaluación de columnas para el nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP).....	73
3.11.1.	Columnas de sección rectangular.....	73
3.11.2.	Columnas de sección circular	75

3.12. Evaluación de nudos viga-columna mediante criterios de aceptación	76
3.12.1. Verificación para el nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS)	76
3.12.2. Verificación para el nivel de desempeño Prevención de Colapso (CP).....	79
CONCLUSIONES	81
RECOMENDACIONES.....	84
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	85
ANEXOS	88

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Categorías de riesgo sísmico: correspondencia entre ASCE 7-16 y NEC-SE-DS</i>	10
Tabla 2 <i>Síntesis de los objetivos de desempeño sísmico</i>	11
Tabla 3 <i>Objetivos de evaluación sísmica: cruce de niveles de desempeño y niveles de amenaza sísmica</i>	12
Tabla 4 <i>Niveles de desempeño estructural</i>	13
Tabla 5 <i>Objetivo básico de desempeño sísmico para edificaciones existentes (BPOE)</i>	14
Tabla 6 <i>Tipo de perfil de suelo</i>	17
Tabla 7 <i>Coeficiente de amplificación F_a</i>	18
Tabla 8 <i>Coeficiente de amplificación F_d</i>	18
Tabla 9 <i>Coeficiente de amplificación F_s</i>	18
Tabla 10 <i>Niveles de Conocimiento para Tier 3 según ASCE 41-17 (Sección 6.2)</i>	20
Tabla 11: <i>Valores alternativos para los factores de modificación C_1C_2</i>	24
Tabla 12 <i>Valores del factor de masa efectiva C_m</i>	24
Tabla 13. <i>Factores de modificación de capacidad para vigas de hormigón armado</i>	35
Tabla 14 <i>Parámetros sísmicos adoptados según nivel de desempeño</i>	42
Tabla 15: <i>Parámetros sísmicos empleados en la evaluación</i>	43
Tabla 16: <i>Valores de rigidez efectiva según ASCE 41-17</i>	47
Tabla 17: <i>Secciones de columnas de hormigón consideradas en el modelo estructural</i>	49
Tabla 18: <i>Cálculo de la carga sobrepuesta para la zona “escenario”</i>	50

Tabla 19: <i>Cálculo de la carga sobreimpuesta para la zona “graderío”</i>	50
Tabla 20: <i>Cálculo de la carga sobreimpuesta para la zona “resto del lugar”</i>	51
Tabla 21: <i>Cargas vivas asignadas según zona de uso</i>	51
Tabla 22 <i>Coeficientes de amplificación para suelo tipo D</i>	52
Tabla 23 <i>Coeficientes que depende del tipo de estructura según NEC-15</i> ...	55
Tabla 24 <i>Período fundamental de la estructura</i>	55
Tabla 25 <i>Participación modal de la estructura</i>	56
Tabla 26 <i>Parámetros para la obtención del Cortante basal - LS</i>	56
Tabla 27 <i>Parámetros para la obtención del Cortante basal - CP</i>	57
Tabla 28 <i>Distribución vertical de Fuerzas sísmica - LS</i>	57
Tabla 29 <i>Distribución vertical de Fuerzas sísmica - CP</i>	57
Tabla 30 <i>Factor C2 seleccionado</i>	58
Tabla 31 <i>Factor Cm seleccionado</i>	59
Tabla 32 <i>Demanda sísmica modificada - LS</i>	59
Tabla 33 <i>Demanda sísmica modificada - CP</i>	59
Tabla 34: <i>Derivas de entrepiso obtenidas en las direcciones X e Y para el nivel de desempeño LS</i>	60
Tabla 35: <i>Derivas de entrepiso obtenidas en las direcciones X e Y para el nivel de desempeño CP</i>	61
Tabla 36: <i>Evaluación de los efectos P-Δ en la dirección X para el nivel de desempeño LS</i>	62
Tabla 37: <i>Evaluación de los efectos P-Δ en la dirección Y para el nivel de desempeño LS</i>	62

Tabla 38: <i>Evaluación de los efectos $P-\Delta$ en la dirección X para el nivel de desempeño CP</i>	63
Tabla 39: <i>Evaluación de los efectos $P-\Delta$ en la dirección Y para el nivel de desempeño CP</i>	63
Tabla 40: <i>Evaluación de la respuesta torsional en el eje X correspondiente al nivel de desempeño LS</i>	64
Tabla 41: <i>Evaluación de la respuesta torsional en el eje Y correspondiente al nivel de desempeño LS</i>	64
Tabla 42: <i>Evaluación de la respuesta torsional en el eje X correspondiente al nivel de desempeño CP</i>	65
Tabla 43: <i>Evaluación de la respuesta torsional en el eje Y correspondiente al nivel de desempeño CP</i>	66
Tabla 44: <i>Evaluación de vigas críticas mediante criterios de aceptación del ASCE/SEI 41-17 para LS</i>	67
Tabla 45: <i>Evaluación de vigas críticas mediante criterios de aceptación del ASCE/SEI 41-17 para CP</i>	69
Tabla 46: <i>Evaluación de columnas rectangulares en el eje X para nivel de desempeño LS</i>	70
Tabla 47: <i>Evaluación de columnas rectangulares en el eje Y para nivel de desempeño LS</i>	71
Tabla 48: <i>Evaluación de columnas circulares en el eje X para nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS)</i>	72
Tabla 49: <i>Evaluación de columnas circulares en el eje Y para nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS)</i>	72
Tabla 50: <i>Evaluación de columnas rectangulares en el eje X para nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP)</i>	73

Tabla 51: <i>Evaluación de columnas rectangulares en el eje Y para nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP)</i>	74
Tabla 52: <i>Evaluación de columnas circulares en el eje X para nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP)</i>	75
Tabla 53: <i>Evaluación de columnas circulares en el eje Y para nivel de desempeño Prevención de Colapso (CP)</i>	75
Tabla 54: <i>Valores de γ para el cálculo de la resistencia del nudo</i>	77
Tabla 55: <i>Evaluación de nudos viga-columna para el nivel de desempeño Seguridad de vida (LS)</i>	78
Tabla 56: <i>Evaluación de nudos viga-columna para el nivel de desempeño Prevención de Colapso (CP)</i>	79

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	<i>Curva de peligro sísmico, Guayaquil</i>	16
Figura 2	<i>Curva de peligro sísmico, valores de aceleración sísmica (z)</i>	42
Figura 3	<i>Condiciones representativas observadas durante la inspección visual.</i>	44
Figura 4	<i>Modelo estructural correspondiente a la edificación</i>	45
Figura 5	<i>Espectros de respuesta sísmica</i>	53
Figura 6	<i>Configuración de los nudos viga-columna más críticos</i>	78

RESUMEN

La presente investigación evaluó el desempeño sísmico de una edificación patrimonial mediante los criterios de aceptación del ASCE/SEI 41-17 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15). Debido a la ausencia de ensayos in situ, se adoptó un nivel de conocimiento KL-1 y un factor de conocimiento $k = 0.75$. A partir del modelo estructural se representaron las condiciones existentes de la edificación y se evaluó su respuesta frente a acciones sísmicas. Las derivas máximas obtenidas fueron de 0.9 % para Seguridad de Vida (LS) y 1.7 % para Prevención del Colapso (CP), ambas inferiores al límite de 2.00 %. Asimismo, los efectos P- Δ y la irregularidad torsional cumplieron los criterios según la NEC-15. Para Seguridad de Vida, las vigas no cumplen los criterios de aceptación. Las columnas rectangulares y cuadradas cumplen todas las verificaciones en X (18 de 18), aunque en Y el cumplimiento baja a 15 de 18. Las circulares, en cambio, apenas alcanzan 1 de 3 en X y ninguna en Y. Esta misma tendencia se repite en Prevención del Colapso: 14 de 18 en X y 11 de 18 en Y para las secciones rectangulares y cuadradas, frente a un incumplimiento total de las circulares en ambas direcciones. Estos resultados confirman que no todos los elementos cumplen con lo exigido por la norma ASCE/SEI 41-17, siendo las columnas circulares las más críticas. Por ello, se recomienda plantear medidas de intervención estructural que mejoren su comportamiento.

Palabras clave: evaluación estructural; desempeño sísmico; ASCE/SEI 41-17; análisis dinámico lineal; edificaciones existentes; edificaciones patrimoniales; hormigón armado.

ABSTRACT

This research evaluated the seismic performance of a heritage building using the acceptance criteria of ASCE/SEI 41-17 and the Ecuadorian Construction Standard (NEC-15). Due to the absence of in situ testing, a knowledge level of KL-1 and a knowledge factor of $k = 0.75$ were adopted. Based on the structural model, the existing conditions of the building were represented, and its response to seismic actions was evaluated. The maximum drifts obtained were 0.9% for Life Safety (LS) and 1.7% for Collapse Prevention (CP), both below the 2.00% limit. Likewise, the P- Δ effects and torsional irregularity met the criteria established by NEC-15. For the Life Safety, the beams do not meet the acceptance criteria. Rectangular and square columns meet all the checks in X (18 out of 18), although in Y the compliance drops to 15 out of 18. Circular ones, on the other hand, barely reach 1 out of 3 in X and none in Y. This same trend is repeated in Collapse Prevention: 14 of 18 in X and 11 of 18 in Y for the rectangular and square sections, in the face of a total breach of the circulars in both directions. These results confirm that not all elements comply with the requirements of the ASCE/SEI 41-17 standard, with circular columns being the most critical. Therefore, it is recommended to propose structural intervention measures that improve their performance.

Keywords: structural evaluation; seismic performance; ASCE/SEI 41-17; linear dynamic analysis; existing buildings; heritage buildings; reinforced concrete.

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 1

1. Antecedentes

Los edificios históricos representan un testimonio material de la historia, la cultura y el desarrollo de las sociedades, por lo que su conservación constituye un interés colectivo a nivel mundial. En este contexto, las construcciones antiguas y patrimoniales tienen un valor que va más allá de su función estructural, se convierten en elementos distintivos, y su pérdida o deterioro causa un impacto cultural irreversible (ICOMOS, 2003). Muchas de estas edificaciones fueron diseñadas y construidas con criterios propios de su época, cuando las exigencias sísmicas eran distintas o incluso limitadas. Esto incrementa su vulnerabilidad frente a un evento sísmico (Salcedo & Barrado, 2022).

En zonas sísmicamente activas, como América Latina, esta situación cobra mayor importancia, ya que distintos eventos han mostrado el comportamiento desfavorable que pueden presentar las edificaciones patrimoniales ante un sismo. En Perú, por ejemplo, los terremotos de Cusco (1959) y Arequipa (1960, 1979 y 2001) ocasionaron daños acumulativos en centros históricos, manifestados principalmente en grietas y deterioro progresivo de los elementos estructurales, evidenciando la alta susceptibilidad de estas construcciones cuando no cuentan con refuerzos adecuados (Zavala et al., 2003). Cruz Ruiz (2026), en su estudio reciente sobre los riesgos del patrimonio en el Centro Histórico de Lima, señala que las edificaciones tradicionales construidas con adobe, quincha y madera presentan condiciones

de vulnerabilidad debido al deterioro del material y la falta de mantenimiento. De manera adicional, el Ministerio de Cultura del Perú (2024), en el Plan de Acción por Riesgos Sísmicos en el Patrimonio Histórico Inmueble, indica que más de la mitad del patrimonio inmueble se encuentra en riesgo debido a la falta de intervención para el refuerzo estructural.

En México, la alta sismicidad y las condiciones geotécnicas del Valle de México, caracterizadas por suelos blandos, incrementan la amplificación de las ondas sísmicas (Anda, 2020). Un ejemplo reciente es el sismo de 2017 ($M_w = 7.1$), que afectó gravemente al estado de Morelos. Como resultado, varios templos históricos de localidades como Tlayacapan, Yecapixtla, Tepoztlán, Atlatlahucan y Ocuituco, sufrieron daños estructurales, incluidas grietas en muros, fisuras en bóvedas y arcos, desprendimiento del recubrimiento de elementos estructurales y daños en campanarios y cubiertas (Díaz et al., 2025).

Del mismo modo, en Chile, país con una de las mayores actividades sísmicas del mundo, se han registrado múltiples afectaciones en edificaciones culturales. Un ejemplo reciente es el sismo de magnitud 6,4 ocurrido el 6 de junio de 2025 en el norte del país, que dañó el Centro Cultural Atacama, en Copiapó. Aunque los daños se concentraron en elementos no estructurales (fachadas y ventanales, principalmente), fueron suficientes para obligar su cierre temporal mientras se realizaba una evaluación estructural. (Infobae, 2025). También, se puede mencionar al terremoto de Iquique de 2014 ($M_w = 8.2$) que ocasionó daños en el Teatro Municipal de esa ciudad, evidenciando la vulnerabilidad que pueden presentar las edificaciones patrimoniales frente a solicitaciones sísmicas de gran intensidad (Rodríguez, 2018).

Por otro lado, en nuestro país vecino, Colombia, el terremoto de Neiva del 9 de febrero de 1967 ($M_w \approx 7,2$) generó afectaciones importantes en edificaciones históricas, entre ellas la Catedral de la Inmaculada Concepción y la Capilla de Santa Bárbara. En estas estructuras se reportaron grietas, desprendimientos y un deterioro estructural considerable (FM Mundo, 2023). Este evento evidenció la necesidad de conocer el comportamiento estructural de edificaciones patrimoniales para su adecuada conservación (Servicio Geológico Colombiano, 1967)

En el caso de Ecuador, la actividad sísmica ha sido recurrente debido a su ubicación en el Cinturón de Fuego del Pacífico, donde la interacción entre placas tectónicas activas da origen a eventos de magnitud considerable. Entre los que se destaca el terremoto de Esmeraldas de 1906 ($M_w \approx 8,9$), considerado uno de los eventos sísmicos de mayor magnitud registrados a escala mundial (Beauval et al., 2010).

Asimismo, Guayaquil, aunque no es una ciudad donde los sismos severos sean frecuentes, no ha estado libre de sus efectos. En 1942, un terremoto de magnitud aproximada 7,8, con epicentro en Manabí, provocó el colapso de varias edificaciones en el centro de la ciudad, entre ellas estructuras de hormigón armado. Este evento también dejó víctimas mortales asociadas al derrumbe de edificaciones, lo que pone en evidencia la amenaza sísmica presente en la región (Carrillo et al., 2024).

Un evento reciente que confirmó esta problemática fue el terremoto del 16 de abril de 2016 ($M_w = 7,8$), con epicentro en Manabí, el cual ocasionó graves pérdidas humanas y materiales. Se registraron colapsos totales y

parciales, principalmente en edificaciones informales o construidas sin criterios sismorresistentes adecuados. Algunas de las patologías encontradas fueron grietas en muros, fallas en elementos no estructurales y deterioro de cubiertas. Este acontecimiento deja claro las deficiencias en el diseño estructural y en el control del cumplimiento normativo (Sánchez & Simbaña, 2024).

Estos daños repetidos en distintos sismos dejan clara la necesidad de conocer cómo se comportan estructuralmente las edificaciones existentes, en especial las diseñadas bajo normas distintas a las actuales. Rojas et al. (2022) documentan un caso claro en varios edificios de hormigón armado del Hospital SOLCA de Guayaquil que sufrieron daños tras el terremoto de Pedernales en 2016, pese a estar a unos 260 km del epicentro. Esto confirma la importancia de evaluar edificaciones existentes, identificar sus vulnerabilidades y entender su respuesta ante futuras demandas sísmicas, especialmente en construcciones públicas o patrimoniales.

1.1. Justificación

La presente investigación se justifica en la necesidad de evaluar el desempeño estructural de edificaciones existentes en el Ecuador frente a acciones sísmicas, considerando que el país se encuentra en una zona de alta amenaza sísmica debido al proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana (Beauval et al., 2010). Eventos históricos, como el terremoto de Manabí de 1942 y el sismo de 2016, han demostrado la

vulnerabilidad de las edificaciones y la posibilidad de registrar daños importantes incluso a grandes distancias del epicentro (Carrillo et al., 2024).

En este contexto, las edificaciones patrimoniales y de uso público requieren especial atención, ya que muchas fueron construidas con criterios sismorresistentes diferentes a los actuales o, incluso, sin considerar este tipo de exigencias, y, con el paso de los años, pueden haber sufrido cambios o deterioros que afecten su comportamiento estructural. Tal es el caso de la Casa de la Cultura Ecuatoriana, Núcleo del Guayas, construida entre 1944 y 1949, la cual constituye una infraestructura de valor cultural, arquitectónico y funcional para la ciudad de Guayaquil. Su antigüedad y sistema constructivo hacen necesario conocer su estado estructural actual y su capacidad de respuesta ante las solicitaciones sísmicas.

Adicionalmente, estudios posteriores al terremoto de 2016 han demostrado que una gran parte de las edificaciones existentes en el país presentan deficiencias asociadas a prácticas constructivas inadecuadas y al limitado control en la aplicación de normativas técnicas, lo que puede hacerlas más vulnerables ante un sismo (MIDUVI , 2016). De ahí surge la necesidad de llevar a cabo evaluaciones estructurales que permitan determinar el nivel de desempeño sísmico de las edificaciones existentes, en particular aquellas de valor estratégico y cultural.

Bajo esta premisa, el presente estudio propone un diagnóstico estructural sustentado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) y en los criterios de evaluación por desempeño que plantea la ASCE/SEI 41-17. Con los resultados obtenidos será posible detectar posibles deficiencias

estructurales, información que a su vez servirá de sustento para decidir sobre futuras intervenciones o estudios orientados a la rehabilitación estructural.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Evaluar la respuesta estructural y el nivel de desempeño sísmico del edificio “Casa de la Cultura Ecuatoriana Núcleo del Guayas”, mediante la caracterización patológica, levantamiento geométrico-estructural y modelación numérica basada en desempeño, conforme a ASCE/SEI 41-17 y NEC-15, para sustentar futuras intervenciones o estudios de rehabilitación estructural.

1.2.2. Objetivos específicos

- Caracterizar el estado físico y patológico de la edificación, mediante inspecciones visuales detalladas y levantamiento de daños estructurales y no estructurales, a fin de identificar manifestaciones de deterioro asociadas a acciones sísmicas pasadas y envejecimiento de materiales.
- Levantar y verificar la geometría arquitectónica y estructural existente de la estructura evaluada, a partir de la revisión de planos disponibles y la comprobación in situ de dimensiones, configuraciones estructurales y sistemas resistentes, con el propósito de disponer de una base geométrica confiable para la elaboración del modelo estructural.

- Modelar la estructura de análisis en su estado actual, a partir de los planos arquitectónicos y estructurales, para determinar las condiciones de análisis estructural.
- Evaluar e interpretar los resultados, a partir de la modelación estructural, para compararlos con los requisitos que debe cumplir la estructura según la norma ASCE/SEI 41-17.

1.3. Alcance

Con base en lo expuesto, el trabajo de investigación comprende la evaluación del comportamiento sísmico del edificio, así como de su nivel de desempeño estructural. Para ello, se considera la revisión de la información disponible, incluyendo planos estructurales, complementada con un levantamiento y verificación geométrica que permita identificar sus principales características constructivas.

Con la información recopilada se construirá un modelo numérico de la estructura, apoyado en herramientas de análisis estructural, para estudiar su respuesta sísmica según lo establecido en la ASCE/SEI 41-17 y la NEC-15.

La investigación busca, ante todo, determinar qué tan vulnerable es la edificación y cómo se desempeña estructuralmente frente a acciones sísmicas, tomando en cuenta su estado actual. Con base en esto, los resultados servirán de sustento técnico para decisiones futuras sobre intervención o rehabilitación estructural.

DESARROLLO

CAPÍTULO 2

2. Marco teórico

2.1. Caracterización de la Casa de la Cultura “Benjamín Carrión”

El edificio de la Casa de la Cultura Ecuatoriana “Benjamín Carrión”, Núcleo del Guayas, está ubicado en el centro de la ciudad de Guayaquil, provincia del Guayas. Fue construido entre 1947 y 1949 y se encuentra en la avenida 9 de Octubre, entre la avenida Quito y la calle Pedro Moncayo, dentro de un sector de carácter institucional, educativo y cultural. En la zona circula una gran cantidad de personas y vehículos a diario, y alrededor predominan edificaciones de mediana altura, la mayoría en hormigón armado. Todo esto da una idea de qué tan importante es esta edificación dentro de su entorno urbano.

En 2018 se levantó, muy cerca del edificio, una estación de la Aerovía sobre la Av. Quito, prácticamente pegada a uno de sus costados. Allí se hicieron trabajos de cimentación y se montó la infraestructura propia del sistema. Por lo cercanas que estuvieron estas obras respecto a la edificación estudiada, vale la pena mencionarlas como parte de su entorno inmediato.

Según los planos arquitectónicos con los que se contó, la edificación tiene una configuración irregular, tanto en planta como en elevación. Cuenta con planta baja, un nivel de zócalo, seis pisos altos y una terraza. En el interior se encuentran: auditorios, salas de lectura, oficinas administrativas, espacios culturales y las respectivas zonas de circulación vertical y horizontal.

2.2. Objetivo de desempeño sísmico

En el contexto de la evaluación sísmica de edificaciones existentes, el objetivo de desempeño sísmico se define como el nivel de comportamiento esperado de un sistema estructural frente a diferentes niveles de intensidad sísmica. Antes de definir los objetivos de desempeño sísmico, es necesario clasificar la edificación según su uso y categoría de riesgo. Tanto la ASCE 7-16 como la NEC-SE-DS (2015) establecen criterios similares para esta clasificación, considerando que, mientras mayores sean las consecuencias de una posible falla estructural sobre la vida de las personas y la continuidad de las actividades, mayores serán también las exigencias que debe cumplir la edificación, como se muestra en la Tabla 1 tomada de ASCE/SEI 7-16 y NEC-SE-DS.

Tabla 1
Categorías de riesgo sísmico

ASCE 7-16		NEC-SE-DS (2015)		Ejemplos
Categoría de riesgo	Descripción	Categoría	Descripción	
I	Edificaciones y estructuras cuyo fallo representa un bajo riesgo para la vida humana.	Otras edificaciones	La NEC no contempla esta categoría de riesgo mínimo.	Viviendas unifamiliares, multifamiliares, oficinas, locales comerciales de pequeña escala.
II	Todas las edificaciones y estructuras que no están incluidas en las Categorías I, III o IV.	Ocupación especial	Edificaciones que no califican como esenciales ni de ocupación especial.	Museos, iglesias, centros educativos, edificios públicos, estadios, teatros, centros culturales, estructuras con más de 5 000 personas.

III	Edificaciones y estructuras cuyo fallo podría representar un riesgo significativo para la vida humana.	Esencial	Estructuras cuya falla puede representar un riesgo importante para la vida humana o afectar de manera significativa las actividades de la comunidad.	Hospitales, clínicas, centros de salud, instalaciones militares, aeropuertos, centrales de generación eléctrica, cuerpos de bomberos.
-----	--	----------	--	---

Nota. Tomado de ASCE/SEI 7-16 y NEC-SE-DS.

Según la (American Society of Civil Engineers, 2017), al evaluar una edificación existente frente a un sismo no basta con mirar únicamente su resistencia; también hay que tomar en cuenta el posible nivel de daño y en qué condiciones quedaría la estructura una vez pasado el evento. Estos niveles se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2
Síntesis de los objetivos de desempeño sísmico

Objetivo de desempeño	Descripción	Nivel de exigencia
Básico (Basic Performance Objective for Existing Building - BPOE)	Garantiza seguridad de vida mediante niveles Seguridad de vida estructural (<i>Life Safety</i>) y Prevención del Colapso (<i>Collapse Prevention</i>) ante diferentes niveles de amenazas sísmicas	Medio
Mejorado	Incorpora niveles como Ocupación Inmediata (<i>Immediate Occupancy</i>) para reducir daños y mantener operatividad	Alto
Limitado	Acepta mayores niveles de daño con intervención mínima	Bajo

Equivalente a edificaciones nuevas (Basic Performance Objective for New Buildings - BPON)	Busca cumplir criterios similares a normativa de diseño ASCE 7, correspondiente a edificaciones nuevas.	Muy alto
--	---	----------

Nota. Elaboración propia a partir de ASCE/SEI 41-17.

Los niveles de desempeño sísmico y los niveles de amenaza sísmica se resumen en la Tabla 3. En esta matriz, cada combinación representa un objetivo de evaluación definido según el desempeño esperado de la edificación frente a un determinado nivel de amenaza sísmica. De acuerdo con ASCE 41-17, el Objetivo Básico de Seguridad para Edificaciones Existentes (BPOE) se cumple al satisfacer de manera conjunta los pares k y p: Seguridad de Vida (3-C) para el BSE-1E, con una probabilidad de excedencia del 20 % en 50 años, y Prevención al Colapso (5-E) para el BSE-2E, con una probabilidad de excedencia del 5 % en 50 años. Este objetivo corresponde, de forma equivalente, al nivel de desempeño considerado para edificaciones nuevas bajo ASCE 7.

Tabla 3

Objetivos de evaluación sísmica: cruce de niveles de desempeño y niveles de amenaza sísmica

		Nivel operacional (1-A)	Nivel de ocupación inmediata (1-B)	Nivel de seguridad de vida (3-C)	Nivel de prevención al colapso (5-E)
Nivel de terremoto	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (20% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (5% / 50 años)	m	n	o	p

1. Cada celda en esta matriz representa un objetivo de rehabilitación discreto.
2. Los objetivos de rehabilitación de esta tabla pueden ser usados para representar los siguientes tres objetivos de rehabilitación:

Objetivo básico de seguridad **k y p**

Objetivos avanzados	k y m, n, o o p e i ó j k y p y a, b, e, ó f
Objetivos limitados	m, n, u o sólo k sólo p sólo c, d, g, h, o l sólo

Nota. Elaboración propia a partir de ASCE (2017) y NEC-SE-RE (2015).

2.3. Niveles de desempeño estructural

Según la ASCE/SEI 41-17, los principales niveles de desempeño estructural permiten describir el estado en que podría quedar una edificación después de un sismo. Estos niveles se presentan en la Tabla 4.

Tabla 4
Niveles de desempeño estructural

Nivel de desempeño	Sigla	Descripción
Ocupación Inmediata (Immediate Occupancy)	IO	Estado en el cual la estructura presenta daños leves o moderados, manteniendo prácticamente intacta su capacidad resistente y permitiendo su ocupación continua sin riesgos significativos para los usuarios.
Control de daños (Damage Control)	DC	Nivel intermedio en el cual se permiten daños moderados en los elementos estructurales, pero estos se encuentran controlados, evitando afectaciones significativas en la estabilidad global y facilitando la reparación de la estructura.
Seguridad de vida estructural (Life Safety)	LS	Nivel de daño significativo tanto en elementos estructurales como no estructurales; sin embargo, se mantiene un margen adecuado de seguridad que previene el colapso y protege la vida de los ocupantes.
Prevención del colapso estructural (Collapse Prevention)	CP	Estado de daño severo: la estructura queda al borde del colapso, aunque todavía conserva la capacidad mínima necesaria para no fallar por completo, lo que garantiza solamente que los ocupantes sobrevivan durante el sismo.

Nota. Elaboración propia a partir de ASCE/SEI 41-17.

2.4. Niveles de amenaza sísmica

La norma ASCE 41 (2017) relaciona la categoría de riesgo de la edificación con los niveles de desempeño estructural, lo que permite definir la amenaza sísmica correspondiente. Entre los niveles considerados se encuentran el Sismo Básico de Seguridad 1 (BSE-1) y el Sismo Básico de Seguridad 2 (BSE-2), cuyos criterios se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5

Objetivo básico de desempeño sísmico para edificaciones existentes (BPOE)

<u>Categoría de riesgo</u>	BSE-1E	BSE-2E
I y II	Seguridad de vida estructural (<i>Life Safety</i>)	Prevención del colapso estructural (<i>Collapse Prevention</i>)
III	Control de daños (<i>Damage Control</i>)	Seguridad de vida limitada (<i>Limited Life Safety</i>)

Nota. Tomado de ASCE/SEI 41-17. Para mayor detalle, la tabla completa se presenta en la Sección 2.3.1 de la norma.

Para la evaluación, los niveles BSE-1 y BSE-2 se relacionan con distintos periodos de retorno. El BSE-1 corresponde aproximadamente a 225 años, mientras que el BSE-2 alcanza los 975 años. De esta manera, se consideran escenarios sísmicos de diferente intensidad dentro del análisis de la edificación.

2.5. Curvas de peligro sísmico

Las curvas de peligro sísmico permiten conocer el nivel de amenaza de un sitio, al relacionar la intensidad de un parámetro sísmico, como la aceleración del suelo, con la probabilidad de que este sea superado dentro de un periodo determinado (Pagani et al., 2022).

Para representar la ocurrencia de los sismos se utiliza comúnmente el modelo probabilístico de Poisson, que considera que estos eventos ocurren de forma aleatoria e independiente en el tiempo. Bajo este enfoque, y de acuerdo con Erazo (2020), la probabilidad de exceder un determinado nivel de intensidad durante un intervalo de tiempo t se expresa en función de la tasa anual de excedencia λ , como se indica en la Ecuación 1:

$$P = 1 - e^{-\lambda t} \quad (1)$$

Donde, P es la probabilidad de excedencia en el periodo de tiempo t , y λ representa la frecuencia anual de excedencia.

A partir de esta expresión se obtiene el período de retorno, entendido como el tiempo promedio que transcurre entre eventos capaces de superar un determinado nivel de intensidad sísmica (Erazo, 2020). Este parámetro se relaciona con la tasa anual de excedencia mediante la Ecuación 2:

$$T_R = \frac{1}{\lambda} \quad (2)$$

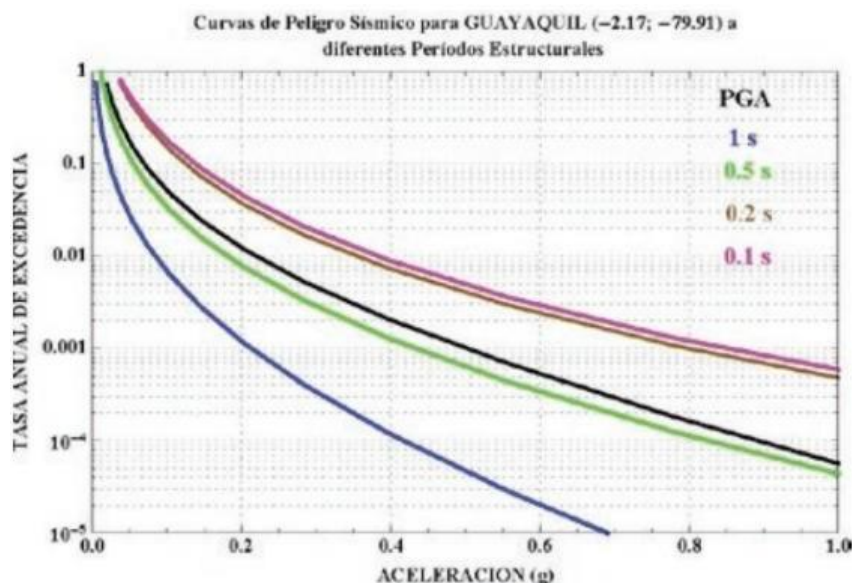
Asimismo, combinando ambas relaciones, la tasa de excedencia puede calcularse directamente a partir de la probabilidad de excedencia como en la Ecuación 3:

$$\lambda = -\frac{\ln(1 - P)}{t} \quad (3)$$

Con base a lo anterior, en la Figura 1 muestra la curva de peligro sísmico correspondiente a la ciudad de Guayaquil, donde se observa la relación entre la aceleración del suelo y la probabilidad de excedencia para diferentes periodos de retorno.

Figura 1

Curva de peligro sísmico, Guayaquil



Nota. Tomado de NEC-SE-DS (2015).

Cada punto de la curva indica la aceleración máxima en roca asociada a una determinada probabilidad anual de excedencia. A medida que aumenta la aceleración, disminuye la probabilidad de que ese nivel sea superado y, por tanto, aumenta el período de retorno. En el caso de Guayaquil, esta curva permite ubicar los niveles de amenaza considerados en el estudio y justificar los escenarios sísmicos empleados en la evaluación estructural del edificio.

2.6. Clasificación del perfil de suelo

Para el área de estudio ubicada en la ciudad de Guayaquil no se dispone de información geotécnica específica ni de ensayos de campo que permitan definir con precisión el perfil del suelo del sitio. Sin embargo, conforme a la NEC-SE-DS (2015), los suelos se clasifican en seis categorías principales: A, B, C, D, E y F, considerando las propiedades del perfil hasta los 30 m de profundidad, con excepción del suelo tipo F que requiere un

tratamiento particular cuando el depósito presenta gran espesor (Falcony, 2021).

Al no contar con una caracterización geotécnica específica del sitio se optó por asumir, como hipótesis, un perfil de suelo tipo D; es decir, suelos de rigidez intermedia, según la clasificación que establece la NEC-SE-DS (2015). Este perfil, cabe mencionar, permite tomar en cuenta los efectos de sitio y su influencia sobre la respuesta sísmica de la edificación, sobre todo en relación con su período fundamental. La clasificación adoptada se presenta en la Tabla 6. Esta consideración constituye una hipótesis de trabajo y representa una limitación del estudio.

Tabla 6
Tipo de perfil de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante.	$180 \text{ m/s} < V_s < 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$15 < N < 50$ $50 \text{ kPa} \leq S_u \leq 100 \text{ kPa}$

Nota. Adaptado de NEC-SE-DS (2015). La tabla completa puede consultarse en la Sección 3.2.1 de la norma.

2.6.1. Coeficientes de amplificación del suelo F_a , F_d , F_s

De acuerdo con la NEC-15, los efectos del tipo de suelo se incorporan mediante los factores de amplificación F_a , F_d y F_s , cuyos valores dependen de la clasificación del sitio y de la amenaza sísmica considerada. Estos factores permiten ajustar el espectro elástico a las condiciones locales del terreno y se obtienen de las tablas establecidas en la normativa.

Tabla 7
Coeficiente de amplificación Fa

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto						
Tipo de perfil del subsuelo	Zona Sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.1	0.85
F	Véase Tabla 2 y sección 10.5.4					

Nota. Tomado de NEC-SE-DS (2015)

Tabla 8
Coeficiente de amplificación Fd

Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca						
Tipo de perfil del subsuelo	Zona Sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Nota. Tomado de NEC-SE-DS (2015)

Tabla 9
Coeficiente de amplificación Fs

Fs: comportamiento no lineal de los suelos						
Tipo de perfil del subsuelo	Zona Sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Nota. Tomado de NEC-SE-DS (2015)

2.7. Procedimiento de evaluación sísmica

El procedimiento de evaluación sísmica propuesto por ASCE/SEI 41-17 se desarrolla en tres niveles: Tier 1, Tier 2 y Tier 3. Cada uno responde a un grado distinto de profundidad, complejidad y disponibilidad de información. El Tier 1 es, básicamente, una evaluación preliminar. Se apoya en listas de verificación y busca identificar (mediante una inspección general) las deficiencias estructurales más evidentes. Ya en el Tier 2 existe más detalle (es un nivel intermedio), donde se revisan con mayor profundidad las deficiencias encontradas en el Tier 1, usando procedimientos que permiten confirmar si en efecto corresponden a lo detectado previamente. El Tier 3, por su parte, es el más riguroso de los tres; aquí se trabaja con modelos analíticos y procedimientos avanzados de análisis estructural, lo que permite caracterizar con detalle la respuesta sísmica de la edificación, revisando elemento por elemento y sus respectivos estados límite.

Antes de iniciar el análisis estructural, es necesario recopilar la mayor cantidad posible de información sobre la edificación, ya que de ello depende en buena medida la calidad de la evaluación. Esta información incluye planos estructurales, geometría de los elementos, propiedades de los materiales, detalles constructivos y el estado observado durante las inspecciones de campo (Razo & García, 2020).

Con base en la información disponible se establece el nivel de conocimiento, o *Knowledge Level* (KL), que expresa el grado de certeza con el que se conocen las características de la estructura. Este nivel permite definir el Factor de Confianza κ aplicado en la evaluación de la capacidad estructural

de acuerdo con la Sección 6.2 de ASCE 41-17. En la Tabla 10 se resumen los tres niveles establecidos por la norma, junto con sus requisitos de información, los ensayos asociados y el factor κ correspondiente.

Tabla 10

Niveles de Conocimiento para Tier 3 según ASCE 41-17 (Sección 6.2)

Nivel KL	Nivel de desempeño sísmico	Denominación	Requisitos de Información	Pruebas / Ensayos	Factor de Confianza κ
KL-1	Life Safety o menores	Conocimiento Mínimo	Documentación limitada. Planos originales no disponibles o incompletos. Se usan planos de tipo (typical drawings) o estándares del período de construcción.	Inspección visual mínima. No se requieren ensayos de materiales, salvo que la documentación existente sea insuficiente.	$\kappa = 0.75$ Factor más conservador.
KL-2	Damage Control o menores	Conocimiento Usual	Documentación completa o casi completa. Planos de construcción disponibles. Se verifican dimensiones y detalles mediante inspección.	Inspección visual completa.	$\kappa = 1.00$ Factor estándar. Incertidumbre moderada.
KL-3	Immediate Occupancy o menores	Conocimiento Exhaustivo	Documentación completa con planos as-built verificados. Información detallada de materiales, cargas y condiciones de servicio históricas.	Ensayos exhaustivos de materiales in-situ y de laboratorio. Verificación de todos los componentes críticos.	$\kappa = 1.00$ Mismo factor que KL-2, análisis más rigurosos (NSP, NDP) con mayor confianza.

Nota. Tomado de ASCE/SEI 41-17. Para mayor detalle, la tabla completa se presenta en la Sección 6.2.3 de la norma.

2.8. Análisis dinámico lineal

Los procedimientos de análisis estructural pueden clasificarse en lineales y no lineales, cada uno con distintos niveles de complejidad. Los métodos lineales incluyen el *Linear Static Procedure* (LSP), basado en fuerzas laterales equivalentes, y el *Linear Dynamic Procedure* (LDP), que corresponde a un análisis dinámico modal utilizando espectros de respuesta. Del lado de los no lineales aparecen el *Nonlinear Static Procedure* (NSP), más conocido como análisis pushover, y el *Nonlinear Dynamic Procedure* (NDP), que evalúa la respuesta estructural a través de análisis dinámicos en el dominio del tiempo (American Society of Civil Engineers, 2017). Su elección depende principalmente de la irregularidad de la estructura, la importancia de la edificación y qué tan preciso se necesita que sea el resultado, según lo que exige la evaluación ASCE/SEI 41-17.

El análisis dinámico lineal, o *Linear Dynamic Procedure* (LDP evalúa la respuesta estructural a través de un análisis modal espectral, tomando en cuenta las propiedades dinámicas propias de la estructura. Gracias a este procedimiento se logra representar bastante bien el comportamiento dinámico de la edificación, sobre todo en aquellas con distribución irregular de masas y rigidez (American Society of Civil Engineers, 2017). Para que este procedimiento se emplee de manera adecuada, tanto la Norma Ecuatoriana de la Construcción como la ASCE/SEI 41 (2017) piden cumplir con varios requisitos: participación modal de masa, corrección del cortante basal, efectos de segundo orden, el índice de estabilidad (Q) y, además, tomar en cuenta los efectos torsionales accidentales.

2.8.1. Porcentaje de masa modal participativa

De acuerdo con el procedimiento dinámico lineal (LDP) establecido en el ASCE/SEI 41-17, el análisis modal espectral debe incluir un número suficiente de modos de vibración para alcanzar una masa modal efectiva acumulada no menor al 90% en cada una de las direcciones principales de análisis. Este criterio asegura que la respuesta dinámica de la estructura sea representativa, considerando la contribución de los modos superiores y posibles efectos torsionales.

2.8.2. Cálculo de la Demanda de Cortante Basal

De acuerdo con el Capítulo 7 de ASCE 41-17, el cortante basal para un análisis modal espectral mediante el Procedimiento Dinámico Lineal (LDP) se determina a partir de un espectro de diseño elástico, considerando ($R=1$) y el nivel de amenaza sísmica correspondiente al sitio. Este valor representa la fuerza lateral total que debería resistir la estructura si su respuesta se mantuviera dentro del rango elástico. Sin embargo, la norma reconoce que las edificaciones existentes pueden desarrollar cierto grado de deformación inelástica; por ello, esta capacidad debe considerarse dentro de la evaluación para representar de manera más realista su comportamiento sísmico.

2.8.3. Corrección del cortante basal

En la evaluación sísmica de edificaciones existentes mediante ASCE/SEI 41-17, el cortante basal se interpreta de forma distinta al empleado en el diseño de estructuras nuevas, como ocurre en la NEC-SE-DS. Para esta investigación, en la que se aplica el Procedimiento Dinámico Lineal (LDP), el cortante basal corresponde a la demanda sísmica total obtenida en la base de

la estructura para el nivel de amenaza considerado, ya sea BSE-1E o BSE-2E, según el objetivo de desempeño evaluado.

De acuerdo con la Sección 7.4.2.3 de ASCE/SEI 41-17, las fuerzas y deformaciones obtenidas mediante el análisis dinámico lineal deben ajustarse antes de utilizarlas en la verificación de los elementos estructurales. Esto se debe a que el LDP representa la respuesta de forma lineal y no incorpora directamente el comportamiento inelástico que puede desarrollar la estructura durante un sismo. Para considerar este efecto, la norma establece la aplicación de los factores de modificación (C_1) y (C_2), definidos en la Sección 7.4.1.3; además de los ajustes correspondientes por efectos torsionales según la Sección 7.2.3.2. A partir de estas modificaciones se obtiene la denominada *pseudo lateral force*, expresada mediante la Ecuación 4:

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W \quad (4)$$

donde V es la *fuerza pseudosísmica lateral*, S_a es la aceleración espectral, y W es el peso sísmico efectivo del edificio.

2.8.3.1. Factores modificadores C_1 , C_2 y C_m

El factor C_1 , relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento obtenido a partir de una respuesta elástica lineal. Para períodos fundamentales menores a 0.2 seg, C_1 no debe exceder el valor correspondiente a $T = 0.2$ seg; en cambio, para períodos mayores a 1.0 seg, se adopta $C_1 = 1.0$.

Por su parte el factor C_2 considera los efectos asociados a la degradación cíclica de la rigidez y a la pérdida de resistencia sobre el desplazamiento máximo. Para períodos fundamentales mayores a 0.7 seg, se

toma $C_2 = 1.0$. La norma permite utilizar los factores C_1 , C_2 y C_m directamente de la Tabla 11, en función del período fundamental y del factor de ductilidad máximo $m_{m\acute{a}x}$, definido como el mayor factor “m” entre todos los elementos primarios de la estructura en la dirección de análisis:

Tabla 11:

Valores alternativos para los factores de modificación C_1C_2

Período fundamental	$m_{m\acute{a}x} < 2$	$2 \leq m_{m\acute{a}x} < 6$	$m_{m\acute{a}x} \geq 6$
$T \leq 0.3$ seg	1.1	1.4	1.8
$0.3 < T \leq 1.0$ seg	1.0	1.1	1.2
$T > 1.0$ seg	1.0	1.0	1.1

Nota. Tomado de ASCE/SEI 41-17 en la Sección 7.4.1.3, Tabla 7-3.

El factor C_m considera los efectos del porcentaje de masa participativa. Sus valores se obtienen de la Tabla 12 en función del número de pisos y del sistema estructural. Por ende, como la edificación tiene más de 3 pisos se emplea $C_m = 0.9$

Tabla 12

Valores del factor de masa efectiva C_m

Número de pisos	Pórtico a momento de hormigón armado
1 – 2	1,0
3 o más	0,9

Nota. Adaptado de ASCE/SEI 41-17. Para mayor detalle, la tabla completa se presenta en la Sección 7.4.1.3 de la norma.

2.8.4. Consideración de los efectos torsionales

Bajo los criterios del procedimiento establecido en el ASCE/SEI 41-17, el momento torsional total en cada nivel se define como la suma del momento torsional real y el momento torsional accidental. El momento torsional real se determina a partir del producto entre el cortante sísmico del piso y la excentricidad existente entre el centro de masas y el centro de rigidez,

mientras que, el momento torsional accidental se calcula considerando una excentricidad adicional equivalente al 5% de la dimensión del nivel perpendicular a la dirección de la acción sísmica.

En este sentido, la normativa establece que los efectos torsionales deben evaluarse mediante el cálculo del multiplicador de desplazamientos torsionales (η), el cual se obtiene como la relación entre el desplazamiento máximo en el diafragma y el desplazamiento promedio del mismo nivel. Cuando este multiplicador supera el valor de 1.2, se requiere amplificar las fuerzas y desplazamientos obtenidos del análisis por un factor A_x como se muestra en la Ecuación 5 con el fin de representar adecuadamente la influencia de la torsión en la respuesta estructural.

$$A_x = \left(\frac{\eta}{1.2} \right)^2 \leq 3.0 \quad (5)$$

El efecto de la torsión accidental puede omitirse cuando su influencia sobre la respuesta de la estructura es poco significativa. Esto se cumple cuando el momento torsional accidental es menor al 25 % del momento torsional real, o cuando el factor de amplificación de los desplazamientos, considerando la torsión real y accidental, es inferior a 1.1 en todos los niveles de la edificación.

2.8.5. Efectos de segundo orden P- Δ e índice de estabilidad Q_i

Los efectos de segundo orden (P- Δ) aparecen por la interacción entre las cargas verticales y los desplazamientos laterales de la estructura. Esta interacción puede aumentar las fuerzas internas, los momentos flectores y las derivas, por lo que debe considerarse al evaluar la estabilidad global de la edificación (NEC, 2015).

Para medir la importancia de estos efectos, se calcula el índice de estabilidad Q_i para cada nivel y en cada dirección de análisis, el cual permite establecer qué tan significativa es la respuesta de segundo orden frente a la respuesta inicial de la estructura, como se expresa en la Ecuación 6.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (6)$$

Dónde:

- Q_i = Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer
- orden.
- P_i = Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del
- piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i
- Δ_i = Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.
- V_i = Cortante sísmico del piso i
- h_i = Altura del piso i considerado

El índice Q_i representa, en términos físicos, la relación entre los momentos inducidos por efectos de segundo orden (P- Δ) y aquellos obtenidos en un análisis de primer orden. De esta manera, constituye un parámetro importante para evaluar la estabilidad estructural frente a acciones sísmicas.

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), el índice de estabilidad debe cumplir con el límite indicado en la Ecuación 7.

$$Q_i \leq 0.30 \quad (7)$$

Cuando este valor se supera, la estructura puede presentar problemas de estabilidad, por lo que es necesario considerar de forma más rigurosa los efectos de segundo orden o, de ser el caso, revisar la rigidez del sistema estructural.

El efecto de segundo orden (P-Δ) puede ser incorporado mediante un factor de amplificación aplicado a la respuesta obtenida en el análisis de primer orden. Si el índice de estabilidad Q_i es menor a 0.10, los efectos P-Δ pueden considerarse despreciables, por lo que no es necesario incluirlos explícitamente en el análisis.

Por el contrario, cuando el índice de estabilidad se encuentra dentro del rango definido en la Ecuación 8, los efectos de segundo orden deben ser considerados mediante un factor de amplificación el cual se calcula mediante la expresión indicada en la Ecuación 9.

$$0.10 < Q_i < 0.30 \quad (8)$$

$$f_{p-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i} \quad (9)$$

Dónde:

- $f_{p-\Delta}$ = Factor de mayoración
- Q_i = Índice de estabilidad del piso i, que representa la relación entre los efectos de segundo orden y los de primer orden

La aplicación de este factor permite incorporar de manera aproximada los efectos P-Δ sin necesidad de realizar un análisis no lineal explícito. En este sentido, el factor de mayoración se utiliza para amplificar los resultados obtenidos del análisis estructural, específicamente:

- las derivas de piso calculada, Δ_i
- las fuerzas internas, y
- los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación de las cargas laterales de diseño

2.8.6. Combinaciones de carga

Para el análisis dinámico lineal se consideró la combinación de los efectos sísmicos obtenidos del análisis modal espectral con las acciones gravitacionales, conforme a la Sección 7.2.2 de ASCE/SEI 41. En procedimientos lineales, la norma define la acción gravitacional (Q_g) que debe actuar con la demanda sísmica. (American Society of Civil Engineers, 2017)

Cuando las cargas gravitacionales incrementan el efecto sísmico, se adopta la siguiente combinación:

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

Donde:

- Q_D = Es la acción causada por cargas muertas.
- Q_L = Es la acción causada por la carga viva, tomada como el 25% de la carga viva no reducida, pero no menor que la carga viva real.
- Q_S = Es la acción causada por la carga de nieve efectiva (no considerado para este análisis).

Por otro lado, cuando la carga gravitacional actúa de manera estabilizante o contraria al efecto sísmico, se considera:

$$Q_g = 0.9 Q_D$$

Con ello, las combinaciones adoptadas permiten evaluar la estructura tanto en condiciones desfavorables como estabilizantes, siguiendo los criterios establecidos por ASCE/SEI 41 para edificaciones existentes.

2.9. Criterios de aceptación para procedimientos lineales

2.9.1. Mecanismos controlados por deformación

En el método de análisis dinámico lineal, el ASCE 41-17, mediante los criterios de aceptación de la Sección 7.5.2, clasifica cada elemento estructural como controlado por deformación (*deformation-controlled action*) o controlado por fuerza (*force-controlled action*). Los mecanismos controlados por deformación son, en esencia, mecanismos dúctiles; es decir, logran disipar energía a través de deformaciones inelásticas importantes, como cuando se forman rótulas plásticas por flexión en vigas o columnas (Jan, 2021).

En el procedimiento LDP la norma no trata igual a los dos tipos de mecanismos (establece criterios de aceptación distintos para cada uno), y es solo para las acciones controladas por deformación que se aplican los llamados factores de modificación de capacidad, o "*m-factors*".

2.9.1.1. Demanda sísmica

La demanda correspondiente a una acción controlada por deformación se determina mediante la suma de los efectos producidos por las cargas gravitacionales y los efectos sísmicos obtenidos del análisis dinámico lineal. La demanda resultante se expresa mediante la Ecuación 10:

$$Q_{UD} = Q_G + Q_E \quad (10)$$

Donde Q_{UD} representa la demanda sísmica controlada por deformación, Q_G corresponde a los efectos de las cargas gravitacionales y Q_E representa los efectos producidos por el nivel de amenaza sísmica seleccionado.

2.9.1.2. Criterios de aceptación

La aceptación de las acciones controladas por deformación en procedimientos lineales se verifica mediante la comparación entre la demanda sísmica calculada y la capacidad modificada del componente. ASCE 41-17 establece que debe cumplirse la siguiente Ecuación 11:

$$mkQ_{CE} > Q_{UD} \quad (11)$$

Donde m es el factor de modificación de capacidad “ m -factor”, κ es el factor de conocimiento “*Knowledge Factor*”, Q_{CE} es la resistencia esperada del componente y Q_{UD} es la demanda.

2.9.2. Mecanismos controlados por fuerza

De acuerdo con ASCE/SEI 41-17, Sección 7.5.2.2.2, las acciones controladas por fuerza en procedimientos lineales, ya sea estático lineal (LSP) o dinámico lineal (LDP), deben verificarse comparando directamente la demanda obtenida del análisis con la resistencia disponible del elemento.

Estas acciones corresponden a mecanismos cuyo comportamiento no admite una deformación inelástica significativa antes de la falla, por lo que no se les aplica el factor de ductilidad (m). En este grupo se incluyen, por ejemplo, efectos asociados al cortante, compresión, anclajes o conexiones, dependiendo del tipo de elemento evaluado. El criterio de aceptación se

expresa mediante la siguiente ecuación (American Society of Civil Engineers, 2017):

$$kQ_{CL} > Q_{UF}$$

Donde:

- Q_{UF} es la demanda por fuerza obtenida de la combinación de cargas gravitacionales y sísmicas.
- Q_{CL} es la resistencia de límite inferior de elemento para la acción evaluada.
- k es el factor de conocimiento, asociado al nivel de información disponible sobre la estructura existente.

Es decir, el elemento cumple cuando la resistencia considerada es mayor que la demanda actuante.

2.9.3. Factor de Modificación de Comportamiento (m)

En estructuras de hormigón armado, los valores de m para procedimientos lineales se obtienen de tablas específicas del Capítulo 10 de ASCE 41-17, las cuales consideran vigas, columnas y nudos viga-columna por separado. En columnas se recurre a las Tablas 10-10a y 10-10b (para secciones rectangulares y circulares, respectivamente); las cuales toman en cuenta parámetros como la carga axial, la cuantía de refuerzo transversal y la relación demanda-resistencia al cortante.

Para vigas de hormigón armado, en cambio, se usa la Tabla 10-13, que contempla varios mecanismos de control: flexión, cortante, deficiencias en el

desarrollo del refuerzo y anclaje insuficiente entre ellos. Finalmente, los nudos viga-columna se evalúan mediante la Tabla 10-14, aplicable a procedimientos lineales.

2.9.3.1. Factores de modificación de capacidad para vigas de hormigón armado

En el caso de las vigas de hormigón armado, la flexión suele clasificarse como una acción controlada por deformación, debido a que el elemento puede desarrollar rotaciones inelásticas antes de alcanzar una condición crítica de falla.

Para procedimientos lineales, la norma establece que las acciones controladas por deformación deben cumplir el siguiente criterio de aceptación:

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{mkQ_{CE}} \leq 1.0$$

La relación demanda/capacidad (DCR), permite comparar la demanda obtenida del análisis Q_{UD} con la capacidad esperada del elemento Q_{CE} , modificada mediante los factores m y k . El criterio de aceptación se cumple cuando $DCR \leq 1.0$, es decir, cuando la demanda no supera la capacidad disponible.

El factor (m) no es constante para todas las vigas, ya que depende de las características de cada elemento. Para su selección se consideran el nivel de desempeño evaluado, el tipo de componente, la relación entre el acero a tracción y compresión, las condiciones del refuerzo transversal y el nivel de cortante actuante en la sección.

Posteriormente, se identifica si la viga actúa como componente primario o secundario. Las vigas primarias forman parte del sistema resistente ante cargas sísmicas y tienen incidencia directa en la estabilidad global de la edificación. Las vigas secundarias, aunque no constituyen el mecanismo principal de resistencia lateral, deben ser capaces de acompañar las deformaciones impuestas por la estructura sin presentar fallas prematuras.

Definidos estos aspectos, se revisan las condiciones propias de la sección:

- La relación entre la cuantía de acero a tracción y compresión:

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$$

Esta relación compara la diferencia entre la cuantía de acero a tracción (ρ) y la cuantía de acero a compresión (ρ'), respecto a la cuantía balanceada (ρ_{bal}). Cuando la cuantía de acero a tracción es igual o menor que la cuantía de acero a compresión, la relación entre ambas puede considerarse menor o igual a cero, lo que corresponde a una condición más favorable en términos de ductilidad.

- La condición del refuerzo transversal

En cuanto al refuerzo transversal, este se clasifica como conforme (C) o no conforme (NC). Para considerarlo conforme, los estribos deben presentar un espaciamiento adecuado en la zona donde se espera la posible formación de una rótula plástica. De manera general, se revisa que el espaciamiento sea menor o igual a $(d/3)$. Si el espaciamiento existente no cumple esta condición,

el refuerzo transversal debe considerarse no conforme, lo cual reduce la capacidad de deformación asignada a la viga.

- La conformidad del refuerzo transversal y el nivel de cortante actuante.

$$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_{cE}}}$$

Donde (V^d) es la demanda de cortante obtenida del análisis, (b_w) es el ancho del alma de la viga, (d) es el peralte efectivo y ($\sqrt{f'_{cE}}$) es la resistencia esperada a compresión del hormigón. Este parámetro permite evaluar si el nivel de cortante puede limitar el comportamiento dúctil de la viga. Mientras mayor sea esta relación, menor será la capacidad de deformación que puede justificarse para el elemento.

Estos parámetros permiten establecer la capacidad de deformación disponible en la viga y, con ello, determinar el valor de (m) correspondiente (Ver Tabla 13).

Tabla 13.**Factores de modificación de capacidad para vigas de hormigón armado****Table 10-13. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Beams**

			<i>m</i> -Factors ^a				
			Performance Level				
			Component Type				
			Primary		Secondary		
Conditions			IO	LS	CP	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b							
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	V^d $b_w d \sqrt{f'_{cE}}$					
ρ_{bal}							
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	3	6	7	6	10
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	2	2	3	2	4
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	2	3	4	3	5
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	1.25	2	3	2	4
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	2	3	3	3	4
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	1.25	2	2	2	3
Condition ii. Beams controlled by shear ^b							
Stirrup spacing $\leq d/2$			1.25	1.5	1.75	3	4
Stirrup spacing $> d/2$			1.25	1.5	1.75	2	3
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b							
Stirrup spacing $\leq d/2$			1.25	1.5	1.75	3	4
Stirrup spacing $> d/2$			1.25	1.5	1.75	2	3
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b							
			2	2	3	3	4

Note: f'_{cE} in lb/in.² (MPa) units.^a Values between those listed in the table shall be determined by linear interpolation.^b Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.^c "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.^d V is the shear force calculated using limit-state analysis procedures in accordance with Section 10.4.2.4.1.

Fuente: ASCE 41-17.

2.9.3.1. Factores de modificación de capacidad para columnas de hormigón armado

Para la evaluación de columnas de hormigón armado mediante procedimientos lineales, ASCE/SEI 41-17 establece factores de modificación de capacidad (m) aplicables a acciones controladas por deformación. En columnas, este criterio se asocia principalmente al comportamiento por flexo-

compresión, ya que el elemento resiste simultáneamente momento flector y carga axial.

El valor de (m) depende de las condiciones reales de la columna. Para su determinación se consideran la relación axial ($\frac{NUD}{A_g f'_{cE}}$), la cuantía de refuerzo transversal (ρ_t), la relación entre el cortante asociado a la fluencia y la resistencia a cortante (V_{yE}/V_{ColOE}), el nivel de desempeño estructural y el tipo de componente evaluado.

La relación ($\frac{NUD}{A_g f'_{cE}}$) permite identificar el nivel de carga axial actuante sobre la columna. A mayor carga axial, menor capacidad de deformación inelástica. La cuantía (ρ_t) representa el grado de confinamiento proporcionado por los estribos; mientras mayor sea este refuerzo, mejor será la capacidad de deformación del elemento. Por su parte, la relación (V_{yE}/V_{ColOE}) permite verificar si el cortante puede limitar el comportamiento dúctil de la columna.

Con estos parámetros se ingresa a la Tabla 10-10a / Tabla 10-10b de ASCE/SEI 41-17, considerando el nivel de desempeño adoptado, el tipo de columna (rectangular o circular) y si esta corresponde a un componente primario o secundario. En estructuras conformadas por pórticos resistentes a momento, las columnas se consideran componentes primarios, debido a su participación directa en la resistencia lateral de la edificación.

Para la verificación por flexo-compresión, la demanda se compara con la capacidad esperada del elemento, considerando el factor m y el factor de conocimiento κ . En cambio, el cortante se evalúa como una acción controlada

por fuerza, por lo que no se aplica el factor m , debido al carácter frágil asociado a este tipo de falla.

- **Columnas rectangulares de hormigón armado**

Table 10-10a. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

<i>m</i> -Factors ^a							
Performance Level							
$\left(\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}}\right)$	ρ_t	V_{yE}/V_{ColOE}	Component Type				
			IO	Primary		Secondary	
				LS	CP	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^b							
≤0.1	≥0.0175	≥0.2	1.7	3.4	4.2	6.8	8.9
		<0.6					
≥0.7	≥0.0175	≥0.2	1.2	1.4	1.7	1.4	1.7
		<0.6					
≤0.1	≤0.0005	≥0.2	1.5	2.6	3.2	2.6	3.2
		<0.6					
≥0.7	≤0.0005	≥0.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
		<0.6					
≤0.1	≥0.0175	≥0.6	1.5	2.7	3.3	6.8	8.9
		<1.0					
≥0.7	≥0.0175	≥0.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
		<1.0					
≤0.1	≤0.0005	≥0.6	1.3	1.9	2.3	1.9	2.3
		<1.0					
≥0.7	≤0.0005	≥0.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
		<1.0					
≤0.1	≥0.0175	≥1.0	1.3	1.8	2.2	6.8	8.9
≥0.7	≥0.0175	≥1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤0.1	≤0.0005	≥1.0	1.1	1.0	1.1	1.7	2.1
≥0.7	≤0.0005	≥1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^b							
≤0.1	≥0.0075		1.0	1.7	2.0	5.3	6.8
≥0.7	≥0.0075		1.0	1.0	1.0	2.8	3.5
≤0.1	≤0.0005		1.0	1.0	1.0	1.4	1.6
≥0.7	≤0.0005		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

^a Values between those listed in the table shall be determined by linear interpolation.

^b Columns are considered to be controlled by inadequate development or splicing where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-1a) or (10-1b). Acceptance criteria for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing.

Fuente: ASCE 41-17.

- **Columnas circulares de hormigón armado**

Table 10-10b. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Circular Columns with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

			<i>m</i> -Factors ^a				
			Performance Level				
			Component Type				
			Primary		Secondary		
$\left(\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}}\right)$	ρ_t	V_{yE}/V_{CoIOE}	IO	LS	CP	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^b							
≤ 0.1	≥ 0.0175	≥ 0.2 < 0.6	1.7	4.8	6.2	8.9	11.6
≥ 0.7	≥ 0.0175	≥ 0.2 < 0.6	1.4	2.1	2.6	2.1	2.6
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 0.2 < 0.6	1.6	3.2	4.0	3.2	4.0
≥ 0.7	≤ 0.0005	≥ 0.2 < 0.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤ 0.1	≥ 0.0175	≥ 0.6 < 1.0	1.7	3.7	4.7	8.9	11.6
≥ 0.7	≥ 0.0175	≥ 0.6 < 1.0	1.1	1.0	1.1	1.0	1.1
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 0.6 < 1.0	1.4	2.1	2.5	2.3	2.8
≥ 0.7	≤ 0.0005	≥ 0.6 < 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤ 0.1	≥ 0.0175	≥ 1.0	1.4	2.3	2.9	8.9	11.6
≥ 0.7	≥ 0.0175	≥ 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 1.0	1.0	0.8	0.8	2.3	2.8
≥ 0.7	≤ 0.0005	≥ 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^b							
≤ 0.1	≥ 0.0075		1.0	1.7	2.0	5.3	6.8
≥ 0.7	≥ 0.0075		1.0	1.0	1.0	2.8	3.5
≤ 0.1	≤ 0.0005		1.0	1.0	1.0	1.4	1.6
≥ 0.7	≤ 0.0005		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

^a Values between those listed in the table shall be determined by linear interpolation.

^b Columns are considered to be controlled by inadequate development or splicing where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-1a) or (10-1b). Acceptance criteria for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing.

Fuente: ASCE 41-17.

2.9.3.2. Chequeo de nudos viga-columna

La evaluación de los nudos viga-columna se realiza considerando principalmente el mecanismo de cortante en la zona del nudo. A diferencia de la flexión en vigas o columnas, este comportamiento se trata como una acción controlada por fuerza, debido a que una falla por cortante en el nudo puede presentarse de manera frágil y comprometer la transferencia de esfuerzos entre vigas y columnas.

Por esta razón, el chequeo del nudo no se realiza amplificando la capacidad mediante factores (m), sino comparando directamente la demanda de cortante obtenida del análisis con la resistencia disponible del nudo. El criterio general de verificación puede expresarse como:

$$kQ_{CL} > Q_{UF}$$

Donde la seguridad del nudo se evalúa mediante la comparación entre la fuerza cortante actuante y la resistencia nominal o disponible de la zona del nudo.

CAPÍTULO 3

3. Resultados

3.1. Objetivo de desempeño sísmico

La edificación analizada está destinada al uso público y al desarrollo de actividades culturales, por lo que puede reunir a un número importante de personas. Según la clasificación presentada en la Tabla 1, corresponde a la Categoría de Riesgo II, en la que se incluyen edificaciones como museos, iglesias, centros educativos y espacios culturales.

Para esta categoría, ASCE/SEI 41-17 establece como objetivo mínimo de evaluación el Objetivo Básico de Desempeño para Edificaciones Existentes (*Basic Performance Objective for Existing Buildings*, BPOE), definido en la sección 2.2.1. Este objetivo considera dos combinaciones entre niveles de desempeño y niveles de amenaza sísmica, las cuales deben cumplirse de manera conjunta, como se muestra en la Tabla 5 del marco teórico.

3.2. Definición de parámetros sísmicos

De acuerdo con la norma ASCE/SEI 41-17, para edificaciones existentes definidas en Categoría de Riesgo II, el Objetivo Básico de Desempeño para Edificaciones Existentes exige verificar dos condiciones de desempeño sísmico: Seguridad de Vida y Prevención al Colapso.

El nivel Seguridad de Vida (LS) busca que, ante el sismo de evaluación, la estructura pueda presentar daños importantes, pero sin comprometer la evacuación ni la seguridad de los ocupantes. Mientras que, el nivel Prevención al Colapso (CP) corresponde a una condición sísmica más exigente. En este

caso, se admite daño severo en la estructura; sin embargo, esta debe conservar estabilidad suficiente para evitar el colapso total o parcial.

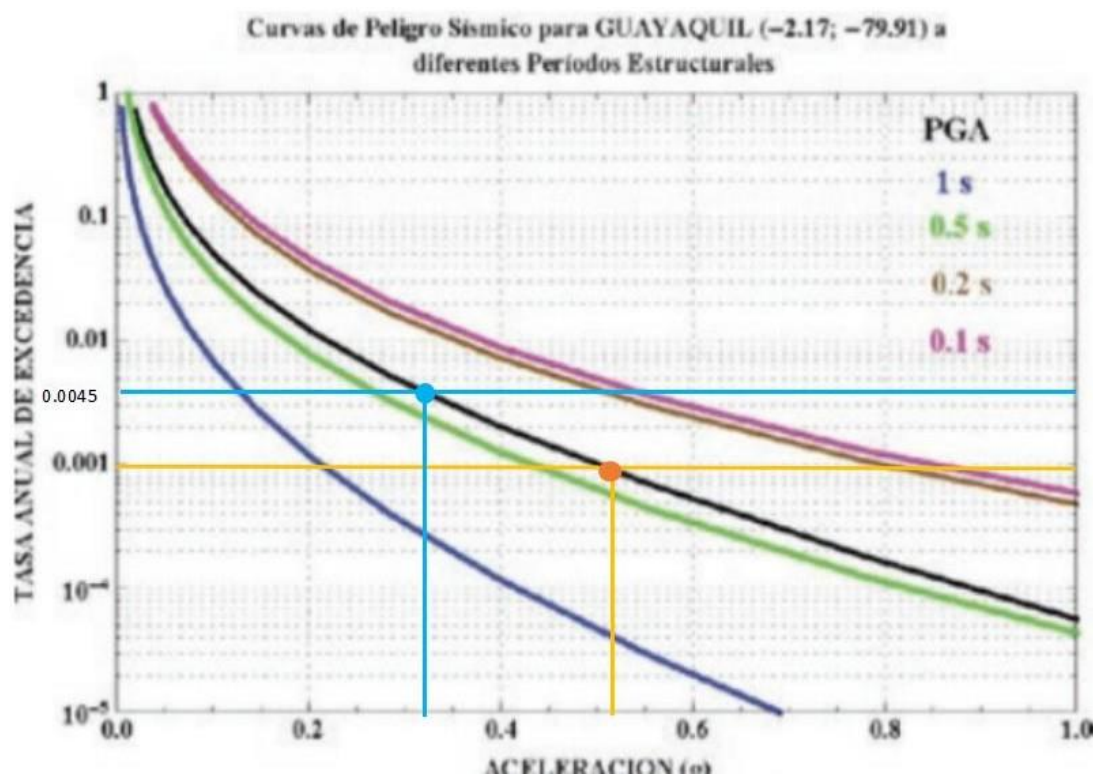
Antes de definir los parámetros sísmicos empleados en el análisis, se presenta la curva de peligro sísmico de la ciudad de Guayaquil (Ver Figura 2). Esta relaciona la tasa anual de excedencia con la aceleración sísmica y permite obtener los valores de Z asociados a los niveles de amenaza considerados para la evaluación estructural.

3.2.1. Niveles de amenaza sísmica y curva de peligro sísmico

A partir de la curva de peligro sísmico de Guayaquil se obtuvieron los valores de aceleración correspondientes a los niveles considerados en el análisis. Para BSE-1E se adoptó $Z = 0.32\text{ g}$, asociado a un periodo de retorno de 225 años; mientras que para BSE-2E se obtuvo $Z = 0.52\text{ g}$, correspondiente a 975 años. Ambos puntos se muestran en la Figura 2: el nivel BSE-1E se identifica en color celeste y el BSE-2E, en color naranja.

Figura 2

Curva de peligro sísmico, valores de aceleración sísmica (z)



Nota. Elaboración propia a partir de NEC-SE-DS (2015).

Por tanto, para la evaluación sísmica de la estructura se adoptan los parámetros mostrados en la Tabla 14:

Tabla 14

Parámetros sísmicos adoptados según nivel de desempeño

Condición de evaluación	Probabilidad de excedencia	Tasa anual de excedencia	Aceleración adoptada
Seguridad de vida (3-C)	20% en 50 años	0.0045	$Z = 0.32 \text{ g}$
Prevención del colapso (5-E)	5% en 50 años	0.001	$Z = 0.52 \text{ g}$

Nota. Elaboración propia a partir de ASCE/SEI 41-17.

Como se indicó en la sección 5.6 del marco teórico, la NEC-SE-DS (2015) clasifica los perfiles de suelo en función de las características geotécnicas del sitio y de su comportamiento ante la acción sísmica. Para el presente estudio, dada la ubicación de la Casa de la Cultura Ecuatoriana, núcleo del Guayas, en la ciudad de Guayaquil, y considerando que no se dispone de un estudio geotécnico específico del predio, se adopta un perfil de suelo tipo D, por ser compatible con condiciones de rigidez media a baja esperadas en el sector y por representar adecuadamente la posible amplificación sísmica asociado al periodo fundamental de la edificación.

En función del perfil de suelo adoptado y los valores de aceleración sísmica Z definidos previamente para los niveles de desempeño Seguridad de Vida (LS) y Prevención al Colapso (CP), conforme a la (NEC, 2015) se determinaron los siguientes coeficientes de amplificación sísmica F_a , F_d y F_s , como se detalla en la Tabla 15:

Tabla 15:
Parámetros sísmicos empleados en la evaluación

Nivel de desempeño sísmico	Z	F_a	F_d	F_s
Seguridad de Vida (LS)	0.32	1.28	1.33	1.14
Prevención del Colapso (CP)	0.52	1.12	1.11	1.40

Nota. Elaboración propia

3.3. Inspección visual preliminar

Durante el levantamiento de información se realizó una inspección visual de la edificación para conocer, de manera general, el estado de los elementos a los que fue posible acceder. Durante el recorrido se revisó la presencia de daños, deterioros y otras señales visibles que pudieran aportar información sobre la condición actual del edificio. Estas observaciones fueron

de carácter cualitativo, por lo que no se utilizaron directamente como datos de cálculo en el modelo estructural.

En la visita se encontraron fisuras en algunos elementos y acabados, pequeños desprendimientos del recubrimiento y zonas con humedad, como se muestra en la Figura 3. Lo observado permitió tener una idea general del estado visible de la edificación al momento de la inspección.

Figura 3

Condiciones representativas observadas durante la inspección visual.



Nota. Elaboración propia

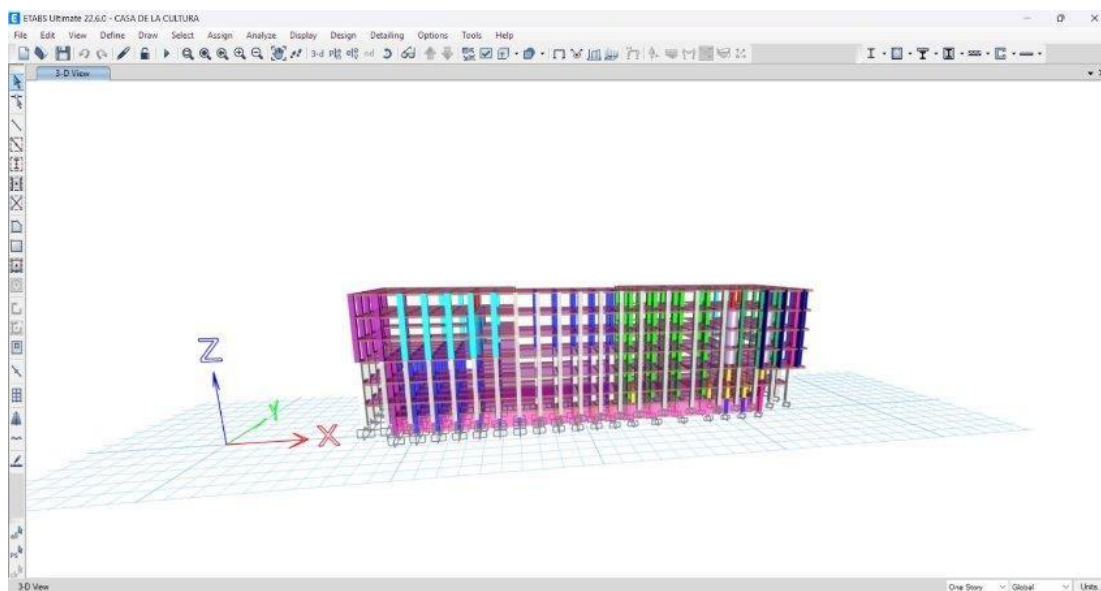
El registro fotográfico completo de la inspección visual puede consultarse en el siguiente repositorio digital: [TESIS CASA DE LA CULTURA HIPERVINCULOS.pdf](#)

3.4. Modelo estructural

Para el desarrollo del presente trabajo se empleó el software ETABS, en su versión gratuita de prueba, descargado desde el sitio web oficial de *Computers and Structures, Inc.* (CSI). En este software se realizó la modelación de los elementos que conforman el sistema estructural, considerando sus características geométricas, propiedades de los materiales y condiciones de apoyo, con el propósito de obtener una representación

analítica que permita posteriormente evaluar su comportamiento frente a las acciones sísmicas.

Figura 4
Modelo estructural correspondiente a la edificación.



Nota. Elaboración propia a partir de ETABS.

3.4.1. Materiales

Los siguientes valores fueron considerados para los materiales de los diferentes elementos estructurales, debido a la ausencia de planos estructurales originales y de ensayos de caracterización *in situ* que permitan determinar con precisión las propiedades reales de los materiales constitutivos de la edificación, se adoptaron valores por defecto obtenidos de la tabla 10-2 de la normativa ASCE 41(2017), la cual establece rangos de resistencia a la compresión del hormigón esperada en función del periodo constructivo, consistente con el Nivel de Conocimiento KL-1 ($k=0.75$) adoptado en el presente estudio. Dado que la edificación fue construida entre 1947 y 1949, el periodo aplicable corresponde al rango 1920–1949, para el cual la tabla reporta valores de 14 a 28 MPa (140 a 280 kg/cm²) para el caso

de columnas, siendo este el rango superior entre los distintos elementos estructurales.

- **Hormigón:**

La resistencia a la compresión del hormigón asumida para el análisis es:

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

A partir de este valor, el módulo de elasticidad del concreto (E_c) se determina mediante la expresión establecida en el reglamento del ACI 318 (2019) y adoptada por la NEC-SE-HM (2015):

$$E_c = 15100\sqrt{f'c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$E_c = 15100\sqrt{200} = 213\,546.25 \text{ kg/cm}^2$$

Para la determinación del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (f_y), se consultó la Tabla 10-3 del ASCE 41 (2017), la cual establece los grados de acero disponibles comercialmente según el periodo constructivo. El periodo aplicable corresponde al rango de años entre 1911 y 1959, para el cual la norma reporta como disponibles los grados 33, 40, 50 y 65, con esfuerzos mínimos de fluencia de 230, 280, 350 y 450 MPa (2.300, 2.800, 3.500 y 4.500 kg/cm², respectivamente), se optó por emplear el valor $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ (420 MPa), correspondiente al acero de refuerzo corrugado Grado 60 normado actualmente en la práctica ecuatoriana según NEC-SE-DS (2015).

- **Acero de refuerzo:**

Para el acero de refuerzo longitudinal y transversal se asumió el siguiente módulo de elasticidad (E_s):

$$E_s = 2'100000 \text{ kg/cm}^2$$

3.4.2. Inercias agrietadas

Para considerar la pérdida de rigidez que se produce por el agrietamiento del hormigón armado, en el modelo no se utilizó directamente la inercia bruta de las secciones. En su lugar, se adoptaron las rigideces efectivas indicadas en la Tabla 10-5 de ASCE/SEI 41-17.

Tabla 16:
Valores de rigidez efectiva según ASCE 41-17

Elemento	Condición	Rigidez flexional efectiva	Modificador de inercia
Vigas de hormigón armado no preesforzado	-	$0.30E_cI_g$	0.30
Columnas	$P_G / (A_g f'_{cE}) \leq 0.10$	$0.30E_cI_g$	0.30
Columnas	$P_G / (A_g f'_{cE}) \geq 0.50$	$0.70E_cI_g$	0.70

Nota: Elaboración propia.

Para las vigas de hormigón armado no preesforzado, se adoptó en el modelo de ETABS un modificador de 0.30 sobre la inercia bruta de la sección.

Para las columnas de hormigón armado, ASCE/SEI 41-17 establece que la rigidez flexional efectiva depende del nivel de compresión producido por las cargas gravitacionales. Los modificadores calculados y adoptados para las columnas fueron 0.52 para la sección 60×60 cm; 0.48 para las columnas de zócalo de 60×100 cm; 0.38 para las columnas de zócalo de 60×90 cm; y 0.41 para las columnas de zócalo de 60×75 cm. Para las demás

secciones, cuya relación $P_G / (A_g f'_{cE})$ resultó menor o igual a 0.10, se adoptó un modificador de 0.30.

Estos factores fueron incorporados en el modelo mediante los modificadores de rigidez de ETABS, aplicando la reducción correspondiente a la inercia flexional de cada elemento.

3.4.3. Geometría del modelo

La edificación se compone de un zócalo y seis pisos sobre rasante, más una terraza, configurando en total ocho niveles. La altura del nivel de zócalo es de 2,60 m, mientras que desde la planta baja hasta el sexto piso se mantienen alturas de entrepiso de 3,00 m. En planta, la estructura tiene una extensión aproximada de 64.00 m en su dirección X y 15.00 m en su dirección Y.

El sistema estructural está compuesto por pórticos de hormigón armado, sin considerar muros de corte ni mampostería estructural dentro del modelo. Las losas se representaron mediante elementos *shell*, de manera que su rigidez en el plano y fuera de este pudiera incorporarse de forma continua en toda su superficie.

3.4.4. Secciones de los elementos estructurales

Las vigas del sistema resistente presentan una sección uniforme de 0.30×0.30 m a lo largo de toda la edificación, medidas asumidas conforme las observaciones de las inspecciones realizadas. Las columnas, en cambio, presentan una mayor variedad de secciones tanto rectangulares como circulares, reflejando la complejidad arquitectónica del edificio. En la Tabla 17

se resumen las secciones de columnas identificadas a partir de los planos modificados y consideradas en el modelo.

Tabla 17:

Secciones de columnas de hormigón consideradas en el modelo estructural

Nombre	Tipo	Dimensiones
CH1	Rectangular	0.60 × 0.60 m
CH2	Rectangular	0.60 × 1.00 m
CH3	Rectangular	0.60 × 0.80 m
CH4	Rectangular	0.65 × 1.20 m
CH5	Rectangular	0.76 × 0.97 m
CH6	Rectangular	0.50 × 0.50 m
CH7	Rectangular	0.60 × 0.90 m
CH8	Rectangular	0.60 × 0.75 m
CH9	Rectangular	0.65 × 0.65 m
CH10	Circular	Ø 0.70 m
CH12	Circular	Ø 2.00 m
CH13	Circular	Ø 2.15 m
CH14	Rectangular	0.45 × 0.60 m
CH15	Rectangular	0.20 × 1.00 m
CHF1	Rectangular	0.75 × 0.75 m

Nota: Elaboración propia.

3.4.5. Cargas aplicadas

3.4.5.1. Carga muerta y sobreimpuesta

La carga muerta considerada en el modelo corresponde al peso propio (PP) de los elementos estructurales (vigas, columnas y losas), calculado

automáticamente por el software a partir de las secciones geométricas definidas y del peso específico del concreto armado.

Para definir las cargas muertas sobreimpuestas, se dividió la edificación en cuatro zonas, de acuerdo con el uso y las características arquitectónicas de cada sector. Esta separación se realizó porque elementos como acabados, cielo raso, instalaciones y mampostería no son iguales en todo el edificio. Por ello, se consideraron las zonas de escenario, graderío, cubierta y áreas restantes, asignando a cada una la carga correspondiente, como se muestra en las siguientes tablas:

- Escenario: 0.15 tonf/m²

Tabla 18:
Cálculo de la carga sobreimpuesta para la zona “escenario”

Componente	Descripción	Carga (kg/m ²)
Acabado de piso	Tarima de madera	35
Cielo Raso	Soporte de iluminación escénica	30
Instalaciones	Iluminación	40
Mampostería divisoria	Divisiones	45
TOTAL		150

Nota: Elaboración propia

- Graderío y cubierta: 0.10 tonf/m²

Tabla 19:
Cálculo de la carga sobreimpuesta para la zona “graderío”

Componente	Descripción	Carga (kg/m ²)
Acabado de piso	Cerámica + pegante	30
Cielo Raso	Tipo gypsum, espesor = 1cm	20
Instalaciones	Iluminación y ventilación	20

Elementos fijos	Butacas y pasamanos	30
TOTAL		100

Nota: Elaboración propia

- Resto del lugar: 0.20 tonf/m²

Tabla 20:

Cálculo de la carga sobreimpuesta para la zona “resto del lugar”

Componente	Descripción	Carga (kg/m ²)
Contrapiso	Espesor = 3 cm, $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$	72
Acabado de piso	Cerámica + pegante	20
Cielo Raso	Tipo gypsum, espesor = 1cm	20
Instalaciones	Eléctricas, sanitarias y mecánicas	25
Mampostería divisoria	No estructural	70
TOTAL		207

Nota: Elaboración propia

3.4.5.2. Carga viva

Dado que la edificación presenta un uso mixto, con zonas destinadas a teatros con graderío, galerías, áreas de circulación/oficinas y cubiertas, se asignaron cargas vivas en concordancia con la Tabla 9 de la norma NEC-SE-CG (2015), tal como se resume en la Tabla 21.

Tabla 21:

Cargas vivas asignadas según zona de uso

Zona	Carga viva (tonf/m ²)
Escenario	0.72
Asientos fijos	0.29

Áreas de recepción y corredores	0.48
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.10

Nota: Elaboración propia, a partir de NEC-SE-CG.

3.4.5.3. Carga sísmica

Como se indicó en la sección 5.6 del marco teórico, la NEC-SE-DS(2015) clasifica los perfiles de suelo en función de las características geotécnicas del sitio. Debido a que no se disponen los datos de un estudio geotécnico del predio, para el desarrollo del análisis se adopta un perfil de suelo tipo D como hipótesis de trabajo.

En función del perfil de suelo adoptado y los valores de aceleración sísmica Z definidos previamente para los niveles de desempeño Seguridad de Vida (LS) y Prevención al Colapso (CP), conforme a la (NEC, 2015) se determinaron los siguientes coeficientes de amplificación sísmica F_a , F_d y F_s , los cuales se muestran en la Tabla 22:

Tabla 22

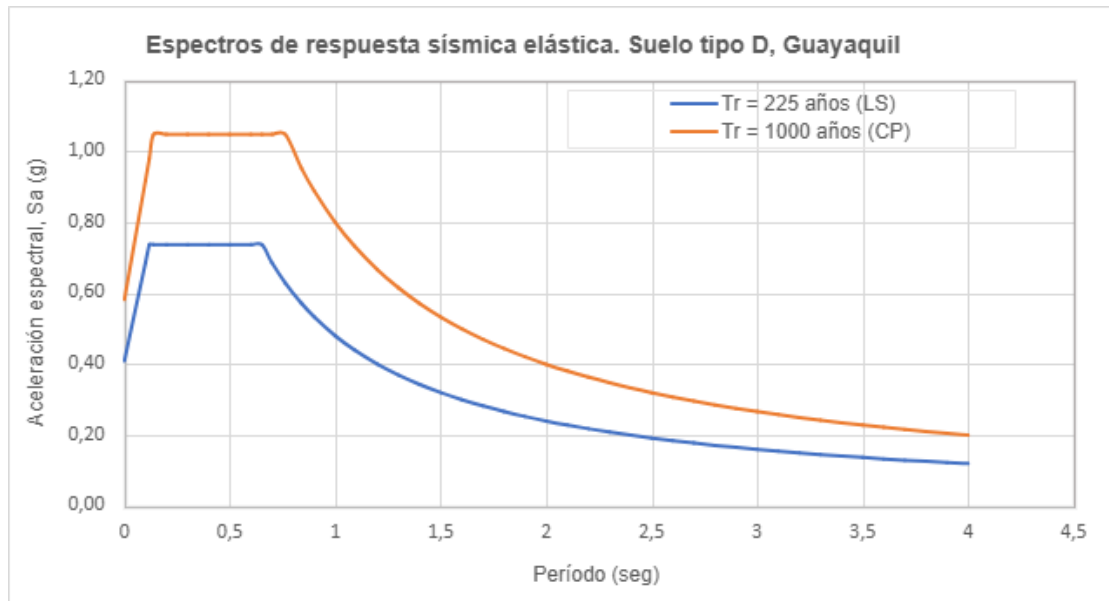
Coeficientes de amplificación para suelo tipo D

<u>Nivel de desempeño</u>	Aceleración (Z)	F_a	F_d	F_s
Seguridad de vida (3-C)	0.32	1.28	1.33	1.14
Prevención del colapso (5-E)	0.52	1.12	1.11	1.4

Nota. Elaboración propia a partir de NEC-2015.

Con los valores de Z , F_a , F_d y F_s definidos para el suelo tipo D, se construyeron los espectros elásticos de respuesta sísmica, como se muestra en la Figura 5, para las condiciones de Seguridad de Vida (LS) y Prevención del Colapso (CP) respectivamente.

Figura 5
Espectros de respuesta sísmica



Nota. Elaboración propia a partir de NEC-SE-DS (2015).

3.4.5.4. Combinaciones de cargas

Las cargas gravitacionales se combinaron con las acciones sísmicas según ASCE 41-17, mediante la creación de distintos *load cases* correspondientes a los espectros de Seguridad de Vida y Prevención del Colapso, sin aplicar el factor de reducción R . Las combinaciones empleadas fueron:

- COMB1 = 1.1D+ 1.1SD + 1.1LL
- COMB2 = 1.1D + 1.1SD + 1.1LL + 1.0EQx + 0.3EQy
- COMB3 = 1.1D + 1.1SD + 1.1LL + 0.3EQx + 1.0EQy
- COMB4 = 0.9D + 0.9SD
- COMB5 = 0.9D + 0.9SD + 1.0EQx + 0.3EQy
- COMB6 = 0.9D + 0.9SD + 0.3EQx + 1.0EQy
- COMB7 = 1.0D + 1.0SD + 1.0LL

3.5. Fuerzas sísmicas

Para la evaluación sísmica de la estructura, primero se definieron las propiedades dinámicas de la estructura y la demanda correspondiente. Los parámetros se obtuvieron con base en la NEC-15 y luego se incorporaron al procedimiento lineal establecido en ASCE 41-17, siguiendo los criterios explicados previamente en la metodología.

3.5.1. Periodo fundamental de vibración

Se adoptó una masa sísmica participante equivalente al 100 % de la carga muerta adicional (SD), a partir de la cual se determinaron los modos y los períodos fundamentales de vibración de la estructura. Conforme a la NEC-15, estos períodos pueden estimarse de manera aproximada mediante la siguiente expresión:

$$T = Ct * hn^{\alpha}$$

Donde:

Ct : Coeficiente que depende del tipo de edificio

hn : Altura máxima de la edificación de n pisos

T : Período de Vibración

Tabla 23*Coeficientes que depende del tipo de estructura según NEC-15*

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

Nota. Obtenido de NEC-15.

La edificación está conformada por pórticos especiales de hormigón armado, sin muros estructurales ni diagonales de rigidización, y cuenta con un sistema de losa plana. Con base en las expresiones establecidas en la NEC-15, se calculó el período aproximado de la estructura y sus límites correspondientes. Los resultados se presentan en la Tabla 24.

Tabla 24*Período fundamental de la estructura*

Tipo de estructura NEC-15	De hormigón sin muros estructurales
Factor C_t	0.055
Factor α	0.9
Altura	20.6 m
T teórico (1)	0.84 $C_t h_n^\alpha$
T teórico (2)	1.09 $1.3 \cdot T \text{ teórico (1)}$
T modelo X	1.091 seg
T modelo Y	1.085 seg

Nota. Elaboración propia.

Del análisis modal realizado en ETABS se obtuvo el período de vibración y los porcentajes de participación modal de la estructura. Los valores correspondientes a los modos considerados se presentan en la Tabla 25.

Tabla 25
Participación modal de la estructura

Modo	Período (segundos)	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.091	45.34%	19.75%	45.34%	19.75%	2.44%
2	1.085	21.08%	45.56%	66.43%	65.32%	2.87%
3	1.009	1.09%	0.98%	67.51%	66.29%	68.70%
4	0.329	0.00%	8.97%	67.52%	75.26%	74.11%
5	0.307	13.22%	0.00%	80.73%	75.26%	74.11%
6	0.271	0.00%	5.44%	80.73%	80.70%	82.70%
7	0.148	2.45%	0.29%	83.19%	80.99%	83.02%
8	0.147	0.50%	1.55%	83.69%	82.53%	84.47%
9	0.128	0.00%	1.98%	83.69%	84.52%	85.45%
10	0.106	0.00%	2.11%	83.69%	86.63%	87.69%
11	0.095	2.50%	0.00%	86.19%	86.63%	87.69%
12	0.074	0.00%	1.57%	86.19%	88.20%	88.92%
13	0.065	1.21%	0.00%	87.40%	88.20%	88.94%
14	0.060	0.00%	0.58%	87.40%	88.78%	89.99%
15	0.054	0.00%	1.77%	87.40%	90.55%	90.28%
16	0.045	0.00%	0.18%	87.40%	90.72%	90.31%
17	0.041	0.02%	0.00%	87.42%	90.73%	90.31%
18	0.034	0.00%	9.01%	87.42%	99.74%	90.80%
19	0.032	0.00%	0.21%	87.42%	99.95%	90.87%
20	0.022	0.01%	0.05%	87.43%	100.00%	99.81%
21	0.018	12.52%	0.00%	99.95%	100.00%	99.99%

Nota. Elaboración propia.

3.5.2. Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas

Para la determinación del cortante basal se aplicó el procedimiento establecido en la NEC-15, considerando de manera independiente la demanda sísmica correspondiente a los niveles de desempeño LS y CP. Los parámetros y resultados obtenidos para cada caso se presentan en la Tabla 26 y Tabla 27.

Tabla 26
Parámetros para la obtención del Cortante basal - LS

Parámetro	Valor
I	1.3
Φ_p	0.9
Φ_e	0.9
R	1
$S_a(T)$	0.44
W (kN)	77900
V basal (kN)	55011

Nota. Elaboración propia.

Tabla 27*Parámetros para la obtención del Cortante basal - CP*

Parámetro	Valor
I	1.3
Φ_p	0.9
Φ_e	0.9
R	1
Sa(T)	0.734
W (kN)	77900
V basal (kN)	91768

Nota. Elaboración propia.

Una vez determinado el cortante basal para cada nivel de desempeño, las fuerzas sísmicas laterales se distribuyeron verticalmente en función del peso y la altura correspondiente a cada nivel.

Tabla 28*Distribución vertical de Fuerzas sísmica - LS*

Distribución vertical de fuerzassísmicaslaterales										
Informaciónde piso			DirecciónX				DirecciónY			
Nivel	h(m)	W(kN)	$W \cdot h_x^{kx}$	$Cv_x(\%)$	$F_x(kN)$	$V_x(kN)$	$W \cdot h_y^{ky}$	$Cv_y(\%)$	$F_y(kN)$	$V_y(kN)$
P6	20,6	9465	476705	0,25	13817	13817	472398	0,25	13801	13801
P5	17,6	11920	489588	0,26	14190	28006	485394	0,26	14181	27981
P4	14,6	10429	336238	0,18	9745	37752	333545	0,18	9744	37726
P3	11,6	11716	280398	0,15	8127	45879	278343	0,15	8132	45857
P2	8,6	10778	175053	0,09	5074	50952	173926	0,09	5081	50939
P1	5,6	11205	104395	0,06	3026	53978	103856	0,06	3034	53973
PB	2,6	10335	35637	0,02	1033	55011	35535	0,02	1038	55011
Zócalo	0	2053	0	0,00	0	55011	0	0,00	0	55011
Total		77900	1898013				1882998			

ColumnassentidoX	21	2619,6	kN
ColumnassentidoY	6	9168,5	kN

*Nota. Elaboración propia.***Tabla 29***Distribución vertical de Fuerzas sísmica - CP*

Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales										
Información de piso			Dirección X				Dirección Y			
Nivel	h (m)	W (kN)	$W \cdot h_x^{kx}$	$Cv_x(\%)$	$F_x(kN)$	$V_x(kN)$	$W \cdot h_y^{ky}$	$Cv_y(\%)$	$F_y(kN)$	$V_y(kN)$
P6	20.6	9465	475985	0.25	23044	23044	472398	0.25	23022	23022
P5	17.6	11920	488887	0.26	23669	46713	485394	0.26	23656	46678
P4	14.6	10429	335788	0.18	16257	62970	333545	0.18	16255	62933
P3	11.6	11716	280054	0.15	13558	76528	278343	0.15	13565	76499
P2	8.6	10778	174864	0.09	8466	84994	173926	0.09	8476	84975
P1	5.6	11205	104305	0.06	5050	90044	103856	0.06	5061	90036
PB	2.6	10335	35620	0.02	1724	91768	35535	0.02	1732	91768
Zócalo	0	2053	0	0.00	0	91768	0	0.00	0	91768
Total		77900	1895502				1882998			

Columnas sentido X	21	4369.9	kN
Columnas sentido Y	6	15294.7	kN

Nota. Elaboración propia.

Para el Procedimiento Dinámico Lineal establecido en ASCE 41-17, las demandas obtenidas del análisis se modificaron mediante los factores C1, C2 y Cm, conforme al procedimiento descrito previamente en la metodología.

El factor C1, asociado a la relación entre el desplazamiento inelástico máximo esperado y el desplazamiento obtenido mediante un análisis lineal elástico, se adoptó igual a 1.

Para la selección del factor C2 se consideró el período fundamental de la estructura y el máximo factor (m) correspondiente a los elementos primarios evaluados. Debido a que los períodos fundamentales de los niveles de desempeño evaluados son mayores a 1.0 seg, y el valor de $m_{m\grave{a}x}$ se encuentra en el rango de 2 a 6, de la Tabla 30 se seleccionó C2 = 1.0.

Tabla 30
Factor C2 seleccionado

Período fundamental	Factor C2		
	$m_{m\grave{a}x} < 2$	$2 \leq m_{m\grave{a}x} < 6$	$m_{m\grave{a}x} \geq 6$
T ≤ 0.3 seg	1.1	1.4	1.8
0.3 < T ≤ 1.0 seg	1.0	1.1	1.2
T > 1.0 seg	1.0	1.0	1.1

Nota. Elaboración propia.

Por otra parte, el factor de masa efectiva Cm se determinó en función del número de niveles y del sistema estructural. Al tratarse de un pórtico a momento de hormigón armado con tres o más niveles, de acuerdo con la Tabla 31 se adoptó Cm = 0.9.

Tabla 31
Factor C_m seleccionado

Factor C_m	
Número de pisos	Pórtico a momento de hormigón armado
1 – 2	1.0
3 o más	0.9

Nota. Elaboración propia.

Con los factores seleccionados, se determinaron las demandas sísmicas modificadas a los niveles de desempeño evaluados, de acuerdo con el Procedimiento Dinámico Lineal.

Tabla 32
Demanda sísmica modificada - LS

Cortante Basal Corregido	
C1	1
C2	1
C_m	0.9
$S_a(T)$	0.458
W (kN)	77900
V basal (kN)	30848

Nota. Elaboración propia.

Tabla 33
Demanda sísmica modificada - CP

Cortante Basal Corregido	
C1	1
C2	1
C_m	0.9
$S_a(T)$	0.734
W (kN)	77900
V basal (kN)	51461

Nota. Elaboración propia.

3.6. Derivas

3.6.1. Derivas para el nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS)

La evaluación de las derivas de entrepiso de la estructura en las direcciones X e Y se realizó a partir de los desplazamientos obtenidos

mediante el modelo desarrollado en ETABS, revisando el límite establecido en la NEC 15. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 34.

Tabla 34:

Derivas de entrepiso obtenidas en las direcciones X e Y para el nivel de desempeño LS.

Dirección X	Desplazamiento (mm)	Altura (mm)	d elástica (%)	d máx.	Condición
P6	132.60	3000	0.5%	2.0%	OK
P5	116.83	3000	0.8%	2.0%	OK
P4	93.54	3000	0.8%	2.0%	OK
P3	68.43	3000	0.9%	2.0%	OK
P2	42.13	3000	0.9%	2.0%	OK
P1	15.50	3000	0.5%	2.0%	OK
PB	0.17	3000	0.01%	2.0%	OK
ZÓCALO	0.00	2600	0.00%	2.0%	OK

Dirección Y	Desplazamiento (mm)	Altura (mm)	d elástica (%)	d máx.	Condición
P6	134.82	3000	0.6%	2.0%	OK
P5	116.01	3000	0.8%	2.0%	OK
P4	93.10	3000	0.9%	2.0%	OK
P3	64.85	3000	0.9%	2.0%	OK
P2	38.90	3000	0.8%	2.0%	OK
P1	14.26	3000	0.4%	2.0%	OK
PB	0.89	3000	0.03%	2.0%	OK
ZÓCALO	0.00	2600	0.00%	2.0%	OK

Nota: Elaboración propia.

La deriva elástica más crítica correspondió al nivel P2 y P3, con un valor de 0.9 %, para ambas direcciones, se encuentran por debajo del límite establecido. En consecuencia, todos los niveles de la estructura cumplen con el criterio de aceptación de derivas para el nivel de desempeño LS, presentando una condición OK en ambas direcciones.

3.6.2. Derivas para el nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP)

Las derivas elásticas obtenidas para cada nivel fueron comparadas con el límite de deriva correspondiente a lo establecido en la NEC-15. Los resultados se presentan en la Tabla 35, donde se muestran las derivas obtenidas para cada nivel y su respectiva condición de aceptación.

Tabla 35:

Derivas de entrepiso obtenidas en las direcciones X e Y para el nivel de desempeño CP.

Dirección X	Desplazamiento (mm)	Altura (mm)	d elástica (%)	d máx.	Condición
P6	246.97	3000	1.0%	2.0%	OK
P5	216.76	3000	1.5%	2.0%	OK
P4	172.86	3000	1.6%	2.0%	OK
P3	125.60	3000	1.6%	2.0%	OK
P2	76.34	3000	1.6%	2.0%	OK
P1	27.59	3000	0.9%	2.0%	OK
PB	0.29	3000	0.0%	2.0%	OK
ZÓCALO	0.00	2600	0.0%	2.0%	OK

Dirección Y	Desplazamiento (mm)	Altura (mm)	d elástica (%)	d máx.	Condición
P6	250.10	3000	1.2%	2.0%	OK
P5	214.54	3000	1.5%	2.0%	OK
P4	171.03	3000	1.7%	2.0%	OK
P3	118.74	3000	1.6%	2.0%	OK
P2	70.56	3000	1.5%	2.0%	OK
P1	25.58	3000	0.8%	2.0%	OK
PB	1.53	3000	0.1%	2.0%	OK
ZÓCALO	0.00	2600	0.0%	2.0%	OK

Nota: Elaboración propia.

En la dirección X, la mayor deriva se presentó en los niveles P2, P3 y P4, con un valor de 1.6 %. En la dirección Y, el máximo se registró en el nivel P4, con 1.7 %.

Aunque estos valores son mayores que en otros niveles, en ningún caso superan el límite de 2.00 %. Por ello, la estructura cumple con el criterio de aceptación de derivas para el nivel de desempeño CP en ambas direcciones.

3.7. Efectos P-Δ

3.7.1. Efectos P-Δ para el nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS)

La revisión de los efectos P-Δ se llevó a cabo en las direcciones principales X e Y mediante el coeficiente de estabilidad, obtenido a partir de

la carga vertical acumulada, el desplazamiento relativo, el cortante de piso y la altura de entrepiso. Los resultados para la dirección X se presentan en la Tabla 36, y, para la dirección Y, en la Tabla 37.

Tabla 36:

Evaluación de los efectos P-Δ en la dirección X para el nivel de desempeño LS.

DIRECCIÓN Ex								
Pisos	Altura	h _x (m)	P _x (Ton)	V _x (Ton)	U _x (m)	Δ _x (m)	$Q_i \frac{P_i \times \Delta_i}{V_i \times h_i}$	Límite P-Δ
P6	20.60	3.00	1293.08	641.98	0.135	0.0954	0.0641	Cumple
P5	17.60	3.00	2774.67	1192.08	0.118	0.0869	0.0674	Cumple
P4	14.60	3.00	4252.74	1248.50	0.095	0.0717	0.0814	Cumple
P3	11.60	3.00	6367.54	1715.40	0.069	0.0551	0.0681	Cumple
P2	8.60	3.00	7911.35	1948.05	0.042	0.0373	0.0505	Cumple
P1	5.60	3.00	9611.56	2090.96	0.016	0.0155	0.0238	Cumple
PB	2.60	2.60	8214.16	1426.79	0.0001	0.0001	0.0004	Cumple

Nota: Elaboración propia.

Tabla 37:

Evaluación de los efectos P-Δ en la dirección Y para el nivel de desempeño LS.

DIRECCIÓN Ey								
Pisos	Altura	h _y (m)	P _y (Ton)	V _y (Ton)	U _y (m)	Δ _y (m)	$Q_i \frac{P_i \times \Delta_i}{V_i \times h_i}$	Límite P-Δ
P6	20.60	3.00	1293.08	598.82	0.137	0.0976	0.0702	Cumple
P5	17.60	3.00	2789.03	1069.56	0.118	0.0861	0.0748	Cumple
P4	14.60	3.00	4279.08	1263.25	0.095	0.0728	0.0823	Cumple
P3	11.60	3.00	6367.54	1674.44	0.066	0.0527	0.0668	Cumple
P2	8.60	3.00	7911.35	1879.67	0.040	0.0347	0.0488	Cumple
P1	5.60	3.00	9611.56	2000.00	0.014	0.0142	0.0227	Cumple
PB	2.60	2.60	9701.38	1247.92	0.000	0.0009	0.0027	Cumple

Nota: Elaboración propia.

En ambas direcciones se observa que los coeficientes Q_i son considerablemente inferiores al límite adoptado. Por ende, en los niveles analizados no se observaron condiciones críticas por efectos de segundo orden. Su incidencia sobre la respuesta global de la estructura resulta reducida para las condiciones consideradas en el análisis.

3.7.2. Efectos P-Δ para el nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP)

Los resultados para las direcciones en X e Y, se presentan en la Tabla 38 y Tabla 39, en las cuales, se incluyen los parámetros de estabilidad obtenidos para cada nivel y la condición correspondiente.

Tabla 38:

Evaluación de los efectos P-Δ en la dirección X para el nivel de desempeño CP.

DIRECCIÓN Ex								
Pisos	Altura	hx (m)	Px (Ton)	Vx (Ton)	UX (m)	Δx (m)	$Q_i \frac{P_i \times \Delta_i}{V_i \times h_i}$	Límite P-Δ
P6	20.60	3.00	1293.1	1016.9	0.250	0.177	0.0751	Cumple
P5	17.60	3.00	2771.6	1967.8	0.219	0.161	0.0756	Cumple
P4	14.60	3.00	4248.4	2063.0	0.175	0.133	0.0910	Cumple
P3	11.60	3.00	6367.5	2877.4	0.127	0.101	0.0747	Cumple
P2	8.60	3.00	7911.4	3239.3	0.077	0.068	0.0552	Cumple
P1	5.60	3.00	9611.6	3442.9	0.028	0.028	0.0258	Cumple
PB	2.60	2.60	8224.1	2270.2	0.000	0.000	0.0004	Cumple

Nota: Elaboración propia.

Tabla 39:

Evaluación de los efectos P-Δ en la dirección Y para el nivel de desempeño CP.

DIRECCIÓN Ey								
Pisos	Altura	hy (m)	Py (Ton)	Vy (Ton)	Uy (m)	Δy (m)	$Q_i \frac{P_i \times \Delta_i}{V_i \times h_i}$	Límite P-Δ
P6	20.60	3.00	1293.1	970.2	0.253	0.181	0.080	Cumple
P5	17.60	3.00	2797.0	1811.2	0.217	0.159	0.082	Cumple
P4	14.60	3.00	4294.9	2135.7	0.174	0.134	0.090	Cumple
P3	11.60	3.00	6367.5	2856.5	0.120	0.096	0.072	Cumple
P2	8.60	3.00	7911.4	3180.4	0.072	0.063	0.052	Cumple
P1	5.60	3.00	9611.6	3353.1	0.026	0.025	0.024	Cumple
PB	2.60	2.60	10767.6	2024.1	0.002	0.002	0.003	Cumple

Nota: Elaboración propia.

Los resultados muestran que todos los niveles cumplen con el criterio establecido para los efectos de segundo orden, tanto en la dirección X como en la dirección Y.

3.8. Irregularidad Torsional

3.8.1. Irregularidad torsional para el nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS).

Siguiendo el procedimiento de ASCE 41-17, se revisó cuánto puede aumentar la respuesta de la estructura debido a la torsión. Para ello, en cada nivel se calcularon el multiplicador de desplazamientos η y el factor de amplificación torsional A_x . Los resultados para la dirección X se presentan en la Tabla 40 y, para la dirección Y, en la Tabla 41.

Tabla 40:

Evaluación de la respuesta torsional en el eje X correspondiente al nivel de desempeño LS.

DIRECCIÓN EN X						
Piso	Altura (m)	$\delta_{\text{máx}}$ ETABS (m)	δ_{avg} ETABS (m)	$\eta X = \delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{avg}}$	A_x	Evaluación
P6	20.60	0.005684	0.005584	1.02	1.00	Regular
P5	17.60	0.008141	0.008011	1.02	1.00	Regular
P4	14.60	0.008748	0.008612	1.02	1.00	Regular
P3	11.60	0.009086	0.008934	1.02	1.00	Regular
P2	8.60	0.009072	0.008931	1.02	1.00	Regular
P1	5.60	0.005251	0.005162	1.02	1.00	Regular
PB	2.60	0.000066	0.000066	1.00	1.00	Regular

Nota: Elaboración propia.

Tabla 41:

Evaluación de la respuesta torsional en el eje Y correspondiente al nivel de desempeño LS.

DIRECCIÓN EN Y						
Piso	Altura (m)	$\delta_{\text{máx}}$ ETABS (m)	δ_{avg} ETABS (m)	$\eta Y = \delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{avg}}$	A_x	Evaluación
P6	20.60	0.006978	0.006751	1.03	1.00	Regular
P5	17.60	0.009153	0.008812	1.04	1.00	Regular
P4	14.60	0.009478	0.00925	1.02	1.00	Regular

P3	11.60	0.010216	0.008863	1.15	1.00	Regular
P2	8.60	0.009603	0.008348	1.15	1.00	Regular
P1	5.60	0.005453	0.004877	1.12	1.00	Regular
PB	2.60	0.000404	0.000345	1.17	1.00	Regular

Nota: Elaboración propia.

La evaluación de la irregularidad torsional muestra que los valores de η obtenidos en ambas direcciones se mantienen dentro de los límites establecidos, con $A_x = 1.00$ en todos los niveles. Por lo tanto, la estructura se clasifica como regular en planta, tanto en X como en Y.

3.8.2. Irregularidad torsional para el nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP).

A partir de los desplazamientos máximo y promedios obtenidos del modelo estructural, se presentan los resultados en la Tabla 42 y Tabla 43, conforme al procedimiento establecido en el ASCE/SEI 41-17.

Tabla 42:

Evaluación de la respuesta torsional en el eje X correspondiente al nivel de desempeño CP.

DIRECCIÓN EN X						
Piso	Altura (m)	$\delta_{\max}$ ETABS (m)	δ_{avg} ETABS (m)	$\eta_X = \delta_{\max}/\delta_{\text{avg}}$	A_x	Evaluación
P6	20.60	0.0107	0.0105	1.02	1.00	Regular
P5	17.60	0.0152	0.0149	1.02	1.00	Regular
P4	14.60	0.0163	0.0161	1.02	1.00	Regular
P3	11.60	0.0169	0.0166	1.02	1.00	Regular
P2	8.60	0.0166	0.0163	1.02	1.00	Regular
P1	5.60	0.0094	0.0092	1.02	1.00	Regular
PB	2.60	0.0001	0.0001	1.01	1.00	Regular

Nota: Elaboración propia.

Tabla 43:

Evaluación de la respuesta torsional en el eje Y correspondiente al nivel de desempeño CP.

DIRECCIÓN EN Y						
Piso	Altura (m)	$\delta_{\max}$ ETABS (m)	δ_{avg} ETABS (m)	$\eta_Y =$ $\delta_{\max}/\delta_{\text{avg}}$	Ax	Evaluación
P6	20.60	0.0128	0.0125	1.03	1.00	Regular
P5	17.60	0.0169	0.0162	1.04	1.00	Regular
P4	14.60	0.0172	0.0170	1.01	1.00	Regular
P3	11.60	0.0185	0.0163	1.14	1.00	Regular
P2	8.60	0.0172	0.0151	1.14	1.00	Regular
P1	5.60	0.0097	0.0086	1.12	1.00	Regular
PB	2.60	0.0007	0.0006	1.18	1.00	Regular

Nota: Elaboración propia.

Los valores de Ax se mantienen dentro de los límites establecidos, con Ax = 1.00 en todos los niveles.

3.9. Evaluación de vigas mediante criterios de aceptación

3.9.1. Verificación para el nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS)

Debido a que no fue posible realizar mediciones directas en la totalidad de las vigas de la edificación, se adoptó para el análisis una sección representativa de 30 × 30 cm, definida a partir de las dimensiones verificadas en los elementos que sí pudieron ser inspeccionados.

Por ello, considerando las prácticas de diseño y construcción habituales correspondientes a la época en que fue construida la edificación, se adoptó una cuantía de refuerzo a tracción de $\rho = 1.2\%$, como valor representativo para el análisis. Para la armadura a compresión se consideró una cuantía equivalente a la mitad de la cuantía a tracción.

Para el nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS), el factor (m) correspondiente a las vigas se determinó mediante el procedimiento descrito en el apartado 5.9.3.1. Para la sección adoptada se obtuvo:

Sección de viga (cm)	Factor m
30x30	1.60

Luego, a partir del modelo desarrollado en ETABS, se obtuvieron los momentos positivos y negativos de la viga crítica. Con estos valores se verificó el comportamiento a flexión del elemento mediante la relación demanda/capacidad (DCR), comparando la demanda obtenida con la capacidad resistente de la viga.

$$M_{CE} = b * d^2 * f'c * w(1 - 0,59w)$$

$$DCR = \frac{M_u}{m \cdot k \cdot \phi M_n} < 1$$

En la Tabla 44 se presenta la condición más crítica identificada para el nivel de Seguridad de Vida (LS), correspondiente a una viga ubicada en el primer piso (P1). Para esta sección se consideraron los máximos momentos positivo y negativos obtenidos del análisis, los cuales fueron comparados con la capacidad disponible mediante la relación demanda/capacidad (DCR).

Tabla 44:

Evaluación de vigas críticas mediante criterios de aceptación del ASCE/SEI 41-17 para LS

Revisión de vigas - momento positivo							
Sección de viga	M_u^+ (kN · m)	M_n (kN · m)	m	k	$m \cdot k \cdot M_n$ (kN · m)	$\frac{M_u^+}{m \cdot k \cdot M_n} < 1$	Comprobación
30x30	198.50	74.17	1.60	0.75	89.01	2.23	NO OK
Revisión de vigas - momento negativo							

Sección de viga	M_u^- (kN · m)	M_n (kN · m)	m	k	$m \cdot k \cdot M_n$ (kN · m)	$\frac{M_u^-}{m \cdot k \cdot M_n} < 1$	Comprobación
30x30	198.50	28.98	1.60	0.75	34.78	5.71	NO OK

Nota: Elaboración propia

Como se observa, para la viga crítica del nivel P1 la demanda supera la capacidad disponible tanto para momento positivo como para momento negativo. Por esta razón, los valores de DCR superan 1.00 y no cumplen con el criterio establecido para el nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS).

Al revisar de forma general las vigas del modelo, se analizaron 1185 puntos de análisis distribuidos entre los distintos niveles de la edificación. Para Seguridad de Vida (LS), solo 27 de estos puntos cumplen con el criterio de aceptación, concentrándose principalmente en el nivel P5. En P1, P2 y P6 no se registraron puntos favorables, lo que muestra que el incumplimiento se presenta de manera extendida en las vigas

3.9.2. Verificación para el nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP)

El factor m correspondiente a las vigas para el nivel de desempeño de Prevención de Colapso (CP) se determinó siguiendo el mismo procedimiento aplicado previamente para Seguridad de Vida (LS), manteniendo las mismas consideraciones y la cuantía de refuerzo longitudinal adoptada. Para la sección adoptada se obtuvo:

Sección de viga (cm)	Factor m
30x30	3,00

En la Tabla 45 se presenta la condición más crítica identificada para el nivel de Prevención del Colapso (CP), correspondiente a una viga ubicada en el primer piso (P1).

Tabla 45:

Evaluación de vigas críticas mediante criterios de aceptación del ASCE/SEI 41-17 para CP

Revisión de vigas - momento positivo							Comprobación
Sección de viga	M_u^+ (kN · m)	M_n (kN · m)	m	k	$m \cdot k \cdot M_n$ (kN · m)	$\frac{M_u^+}{m \cdot k \cdot M_n} < 1$	
30x30	225.60	70.21	3.00	0.75	88.46	2.55	NO OK
Revisión de vigas - momento negativo							Comprobación
Sección de viga	M_u^- (kN · m)	M_n (kN · m)	m	k	$m \cdot k \cdot M_n$ (kN · m)	$\frac{M_u^-}{m \cdot k \cdot M_n} < 1$	
30x30	225.70	28.47	3.00	0.75	35.87	6.29	NO OK

Nota: Elaboración propia

Los valores obtenidos superan el límite de aceptación de 1,00, tanto para el momento positivo como para el momento negativo; por lo tanto, no cumple con el criterio de aceptación establecido para el nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP).

Para Prevención del Colapso (CP), se revisaron los mismos 1185 puntos de análisis y únicamente 14 cumplen con el criterio de aceptación. Estos casos se localizan en los niveles PB, P3, P4 y P5, mientras que en P1, P2 y P6 no se presentan puntos que cumplan con el criterio.

3.10. Evaluación de columnas para el nivel de desempeño

Seguridad de Vida (LS)

3.10.1. Columnas de sección rectangular

Para cada sección analizada se determinaron la carga axial de demanda (N_{UD}), el momento actuante (M_{UD}) y el cortante actuante (V_{UD}) del

modelo. Asimismo, mediante los diagramas de interacción correspondientes a cada sección se obtuvo el momento nominal asociado a la fuerza axial actuante, el cual fue empleado para determinar la capacidad del elemento y la relación demanda/capacidad (DCR). Los resultados de la evaluación de las columnas de sección rectangular se presentan en la Tabla 46 y Tabla 47.

Tabla 46:

Evaluación de columnas rectangulares en el eje X para nivel de desempeño LS

<u>Revisión de columnas EJE X - SEGURIDAD DE VIDA</u>							
Planta baja - Piso 6							
Sección de columna	M_{UD} (tonf · m)	M_{CE} (tonf · m)	m	k	$m \cdot k \cdot M_{CE}$ (tonf · m)	$\frac{M_{UD}}{m \cdot k \cdot M_{CE}} < 1$	Comprobación
60x60	62.80	67.27	1.91	0.75	96.37	0.65	OK
60x100	82.34	333.49	1.90	0.75	475.22	0.17	OK
60x80	55.80	166.47	2.61	0.75	325.86	0.17	OK
65x120	73.80	585.99	2.60	0.75	1142.68	0.06	OK
76x97	78.80	303.41	2.60	0.75	591.66	0.13	OK
50x50	34.14	37.59	2.62	0.75	73.86	0.46	OK
60x90	60.90	240.39	2.61	0.75	470.57	0.13	OK
60x75	69.82	136.00	1.91	0.75	194.82	0.36	OK
65x65	48.45	86.68	2.61	0.75	169.67	0.29	OK
45x60	28.90	67.27	2.61	0.75	131.68	0.22	OK
20x100	8.16	333.49	2.60	0.75	650.30	0.01	OK
75x75	86.81	136.00	1.91	0.75	194.82	0.45	OK
Zócalo							
Sección de columna	M_{UD} (tonf · m)	M_{CE} (tonf · m)	m	k	$m \cdot k \cdot M_{CE}$ (tonf · m)	$\frac{M_{UD}}{m \cdot k \cdot M_{CE}} < 1$	Comprobación
60X100	41.50	67.27	2.61	0.75	131.68	0.51	OK
65x120	38.90	585.99	2.60	0.75	1142.68	0.03	OK
50x50	13.00	37.59	2.62	0.75	73.86	0.18	OK
60x90	34.40	240.39	2.60	0.75	468.77	0.07	OK
60x75	29.24	136.00	2.61	0.75	266.22	0.11	OK
65x65	18.90	86.68	2.61	0.75	169.67	0.11	OK

Nota: Elaboración propia.

Tabla 47:

Evaluación de columnas rectangulares en el eje Y para nivel de desempeño LS

Revisión de columnas EJE Y - SEGURIDAD DE VIDA							
Planta baja - Piso 6							
Sección de columna	M_{UD} (tonf · m)	M_{CE} (tonf · m)	m	k	$m \cdot k \cdot M_{CE}$ (tonf · m)	$\frac{M_{UD}}{m \cdot k \cdot M_{CE}} < 1$	Comprobación
60x60	62.02	67.27	1.01	0.75	50.96	1.22	NO OK
60x100	184.26	333.49	1.00	0.75	250.11	0.74	OK
60x80	62.80	166.47	1.01	0.75	126.10	0.50	OK
65x120	152.20	585.99	1.00	0.75	439.49	0.35	OK
76x97	89.13	303.41	1.00	0.75	227.56	0.39	OK
50x50	30.14	37.59	1.02	0.75	28.75	1.05	NO OK
60x90	77.06	240.39	1.01	0.75	182.10	0.42	OK
60x75	101.30	136.00	1.01	0.75	103.02	0.98	OK
65x65	44.07	86.68	1.01	0.75	65.66	0.67	OK
45x60	22.43	67.27	1.91	0.75	96.37	0.23	OK
20x100	22.26	333.49	2.60	0.75	650.30	0.03	OK
75x75	93.70	136.00	1.01	0.75	103.02	0.91	OK
Zócalo							
Sección de columna	M_{UD} (tonf · m)	M_{CE} (tonf · m)	m	k	$m \cdot k \cdot M_{CE}$ (tonf · m)	$\frac{M_{UD}}{m \cdot k \cdot M_{CE}} < 1$	Comprobación
60X100	103.00	67.27	1.91	0.75	96.37	1.07	NO OK
65x120	102.60	585.99	2.60	0.75	1142.68	0.09	OK
50x50	13.02	37.59	2.62	0.75	73.86	0.18	OK
60x90	53.60	240.39	2.60	0.75	468.77	0.11	OK
60x75	52.13	136.00	1.91	0.75	194.82	0.27	OK
65x65	13.55	86.68	2.61	0.75	169.67	0.08	OK

Nota: Elaboración propia.

En X, todas las verificaciones (18) se mantuvieron dentro del límite de aceptación. En cambio, en la dirección Y tres casos superaron la relación demanda/capacidad de 1.00, específicamente las secciones de 60×80 cm y 50×50 cm (entre Planta Baja y Piso 6) y la de 60×100 cm en el nivel de zócalo.

Sumando todo, 33 de las 36 verificaciones cumplen el criterio (un 91,7%) , lo que en general es un resultado bastante satisfactorio. Sin embargo,

no hay que perder de vista que los casos problemáticos se concentran, en la dirección Y de las columnas rectangulares analizadas.

3.10.2. Columnas de sección circular

Los resultados de la evaluación se presentan en la Tabla 48 y Tabla 49. Se analizaron tres secciones circulares, correspondientes a diámetros de 70, 200 y 215 cm.

Tabla 48:

Evaluación de columnas circulares en el eje X para nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS)

<u>Revisión de columnas EJE X - SEGURIDAD DE VIDA</u>							
Sección de columna	M_{UD} (tonf · m)	M_{CE} (tonf · m)	m	k	$m \cdot k \cdot M_{CE}$ (tonf · m)	$\frac{M_{UD}}{m \cdot k \cdot M_{CE}} < 1$	Comprobación
φ70	29.82	13.62	3.20	0.75	32.68	0.91	OK
φ200	275.80	38.90	3.20	0.75	93.37	2.95	NO OK
φ215	325.70	41.82	3.20	0.75	100.37	3.25	NO OK

Nota: Elaboración propia

Tabla 49:

Evaluación de columnas circulares en el eje Y para nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS)

<u>Revisión de columnas EJE Y - SEGURIDAD DE VIDA</u>							
Sección de columna	M_{UD} (tonf · m)	M_{CE} (tonf · m)	m	k	$m \cdot k \cdot M_{CE}$ (tonf · m)	$\frac{M_{UD}}{m \cdot k \cdot M_{CE}} < 1$	Comprobación
φ70	44.90	13.62	3.20	0.75	32.68	1.37	NO OK
φ200	243.02	38.90	3.20	0.75	93.37	2.60	NO OK
φ215	265.80	41.82	3.20	0.75	100.37	2.65	NO OK

Nota: Elaboración propia.

En las columnas circulares, la respuesta menos favorable se presenta en la dirección Y, donde ninguna de las secciones revisadas se mantiene dentro del límite de aceptación. En la dirección X, la sección de φ70 sí cumple; sin embargo, las secciones de φ200 y φ215 todavía superan el valor permitido.

3.11. Evaluación de columnas para el nivel de desempeño

Prevención del Colapso (CP)

3.11.1. Columnas de sección rectangular

La evaluación de las columnas de sección rectangular para el nivel de desempeño Prevención del Colapso, se presentan en la Tabla 50 y Tabla 51.

Tabla 50:

Evaluación de columnas rectangulares en el eje X para nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP).

<u>Revisión de columnas EJE X - PREVENCIÓN DEL COLAPSO</u>							
Planta baja - Piso 6							
Sección de columna	M_{UD} (tonf · m)	M_{CE} (tonf · m)	m	k	$m \cdot k \cdot M_{CE}$ (tonf · m)	$\frac{M_{UD}}{m \cdot k \cdot M_{CE}} < 1$	Comprobación
60x60	107.4884	67.27	1.01	0.75	50.96	2.11	NO OK
60x100	141.9707	333.49	1.00	0.75	250.11	0.57	OK
60x80	92.1635	166.47	1.91	0.75	238.46	0.39	OK
65x120	126.4649	585.99	2.60	0.75	1142.68	0.11	OK
76x97	137.5756	303.41	1.90	0.75	432.37	0.32	OK
50x50	58.4149	37.59	1.92	0.75	54.13	1.08	NO OK
60x90	103.7063	240.39	1.91	0.75	344.37	0.30	OK
60x75	120.2461	136.00	1.01	0.75	103.02	1.17	NO OK
65x65	83.2416	86.68	1.91	0.75	124.17	0.67	OK
45x60	48.5574	67.27	2.61	0.75	131.68	0.37	OK
20x100	14.1276	333.49	2.60	0.75	650.30	0.02	OK
75x75	150.5549	136.00	1.01	0.75	103.02	1.46	NO OK
Zócalo							
Sección de columna	M_{UD} (tonf · m)	M_{CE} (tonf · m)	m	k	$m \cdot k \cdot M_{CE}$ (tonf · m)	$\frac{M_{UD}}{m \cdot k \cdot M_{CE}} < 1$	Comprobación
60X100	71.7545	67.27	2.61	0.75	131.68	0.54	OK
65x120	67.4397	585.99	2.60	0.75	1142.68	0.06	OK
50x50	22.6564	37.59	2.62	0.75	73.86	0.31	OK
60x90	61.1535	240.39	2.61	0.75	470.57	0.13	OK
60x75	51.6271	136.00	2.61	0.75	266.22	0.19	OK
65x65	32.9035	86.68	2.61	0.75	169.67	0.19	OK

Nota: Elaboración propia

Tabla 51:

Evaluación de columnas rectangulares en el eje Y para nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP).

<u>Revisión de columnas EJE Y - PREVENCIÓN DEL COLAPSO</u>							
Planta baja - Piso 6							
Sección de columna	M_{UD} (tonf · m)	M_{CE} (tonf · m)	m	k	$m \cdot k \cdot M_{CE}$ (tonf · m)	$\frac{M_{UD}}{m \cdot k \cdot M_{CE}} < 1$	Comprobación
60x60	106.0702	67.27	1	0.75	50.96	2.08	NO OK
60x100	323.1064	333.49	1	0.75	250.11	1.29	NO OK
60x80	109.4582	166.47	1	0.75	126.10	0.87	OK
65x120	266.5144	585.99	1	0.75	439.49	0.61	OK
76x97	155.4439	303.41	1	0.75	227.56	0.68	OK
50x50	53.1665	37.59	1	0.75	28.75	1.85	NO OK
60x90	134.7057	240.39	1	0.75	182.10	0.74	OK
60x75	177.9783	136.00	1	0.75	103.02	1.73	NO OK
65x65	76.3446	86.68	1	0.75	65.66	1.16	NO OK
45x60	35.5522	67.27	1	0.75	50.96	0.70	OK
20x100	35.3104	333.49	3	0.75	650.30	0.05	OK
75x75	164.3721	136.00	1	0.75	103.02	1.60	NO OK
Zócalo							
Sección de columna	M_{UD} (tonf · m)	M_{CE} (tonf · m)	m	k	$m \cdot k \cdot M_{CE}$	$\frac{M_{UD}}{m \cdot k \cdot M_{CE}} < 1$	Comprobación
60X100	183.6247	67.27	1.01	0.75	50.96	3.60	NO OK
65x120	183.4559	585.99	2	0.75	835.03	0.22	OK
50x50	23.1509	37.59	3	0.75	73.86	0.31	OK
60x90	96.132	240.39	2	0.75	344.37	0.28	OK
60x75	92.7477	136.00	1	0.75	103.02	0.90	OK
65x65	23.8191	86.68	3	0.75	169.67	0.14	OK

Nota: Elaboración propia

En la dirección X, 14 de las 18 verificaciones se encuentran dentro del límite permitido y 4 lo sobrepasan. En la dirección Y, el comportamiento es menos favorable: 11 verificaciones permanecen dentro del rango aceptable y 7 lo exceden. En el nivel de zócalo, todas las columnas revisadas cumplen en la dirección X; en cambio, en la dirección Y se presenta un solo caso fuera del límite.

En general, 25 de las 36 verificaciones cumplen con el criterio, lo que representa un 69,4 %. La mayor concentración de casos que superan el límite se presenta en la dirección Y, particularmente en las columnas rectangulares.

3.11.2. Columnas de sección circular

Los resultados obtenidos para las columnas circulares evidencian una condición de demanda superior a la capacidad disponible para el nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP), cuyos resultados se presentan en la Tabla 52 y Tabla 53.

Tabla 52:

Evaluación de columnas circulares en el eje X para nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP)

<u>Revisión de columnas EJE X - PREVENCIÓN DEL COLAPSO</u>							
Sección de columna	M_{UD} (tonf · m)	M_{CE} (tonf · m)	m	k	$m \cdot k \cdot M_{CE}$ (tonf · m)	$\frac{M_{UD}}{m \cdot k \cdot M_{CE}} < 1$	Comprobación
Φ70	45.30	1.47	4.00	0.75	4	10.27	NO OK
Φ200	420.70	37.13	4.00	0.75	111	3.78	NO OK
Φ215	540.10	63.63	4.00	0.75	191	2.83	NO OK

Nota: Elaboración propia.

Tabla 53:

Evaluación de columnas circulares en el eje Y para nivel de desempeño Prevención de Colapso (CP)

<u>Revisión de columnas EJE Y - PREVENCIÓN DEL COLAPSO</u>							
Sección de columna	M_{UD} (tonf · m)	M_{CE} (tonf · m)	m	k	$m \cdot k \cdot M_{CE}$ (tonf · m)	$\frac{M_{UD}}{m \cdot k \cdot M_{CE}} < 1$	Comprobación
Φ70	64.80	6.23	2.50	0.75	12	5.55	NO OK
Φ200	408.19	155.70	0.80	0.75	93	4.37	NO OK
Φ215	425.09	144.16	0.80	0.75	86	4.91	NO OK

Nota: Elaboración propia.

Ninguna de las tres secciones circulares evaluadas cumple con los criterios de aceptación en las direcciones X e Y.

Nota: En los apartados 6.9 y 6.10 no se verificó la flexocompresión biaxial, debido a que no se contaba con suficiente información sobre cómo estaba distribuido realmente el refuerzo longitudinal en las columnas. Hacerlo de todas formas habría implicado asumir datos que no se podían comprobar, así que se optó por revisar cada eje principal por separado, usando solo la

información disponible y sin meter supuestos que pudieran comprometer la confiabilidad de los resultados.

3.12. Evaluación de nudos viga-columna mediante criterios de aceptación

3.12.1. Verificación para el nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS)

La evaluación de los nudos viga-columna se realizó considerando el cortante que actúa en el panel del nudo, debido a que este puede generar una respuesta de tipo frágil. Por esta razón, la verificación consistió en comparar directamente la demanda de cortante (V_d) con la resistencia disponible del nudo, ajustada mediante el factor de conocimiento (k).

La resistencia nominal al cortante del nudo se calculó mediante la expresión:

$$V_j = 0.083 \lambda \gamma \sqrt{f'_{cE}} A_j$$

Donde:

V_j = resistencia al cortante del nudo

λ = factor correspondiente al tipo de concreto

γ = coeficiente asociado a la configuración y confinamiento del nudo

A_j = área efectiva del nudo

Para los nudos evaluados se consideró una condición de refuerzo transversal no conforme (NC). El coeficiente γ se seleccionó de acuerdo con la configuración de cada nudo. Para el nudo exterior sin vigas transversales

(N1) se adoptó $\gamma = 8$ (Ver Tabla 54), mientras que para el nudo interior sin vigas transversales (N2) se adoptó $\gamma = 12$ (Ver Tabla 54).

Tabla 54:
Valores de γ para el cálculo de la resistencia del nudo

Refuerzo Transversal	Condición i: Nudos interiores		Condición ii: Otros nudos		
	Nudo interior con vigas transversales	Nudo interior sin vigas transversales	Nudo exterior con vigas transversales	Nudo exterior sin vigas transversales	Nudo de esquina con o sin vigas transversales
C	20	15	15	12	8
NC	12	10	8	6	4

Nota: Elaboración propia a partir de ASCE/SEI 41-17.

La demanda de cortante V_d se obtuvo mediante el equilibrio de las fuerzas que concurren al nudo. Para representar la fuerza desarrollada por el refuerzo longitudinal de las vigas se empleó la simplificación:

$$V_{vigas} = 1.25 (2\rho bd) f_y$$

Se empleó esta expresión debido a que no se disponía de información suficiente para establecer una diferenciación confiable entre el armado positivo y negativo de las vigas, se adoptó una distribución simétrica del refuerzo longitudinal.

Por esta razón se consideró $A_{s+} = A_{s-}$, y la suma de ambas contribuciones se expresó como “ $2\rho bd$ ”. Para la evaluación del nudo se empleó la cuantía previamente adoptada para las vigas ($\rho = 1.2\%$). La hipótesis se mantuvo uniforme durante toda la evaluación para no introducir valores de refuerzo que no estuvieran respaldados por la información disponible.

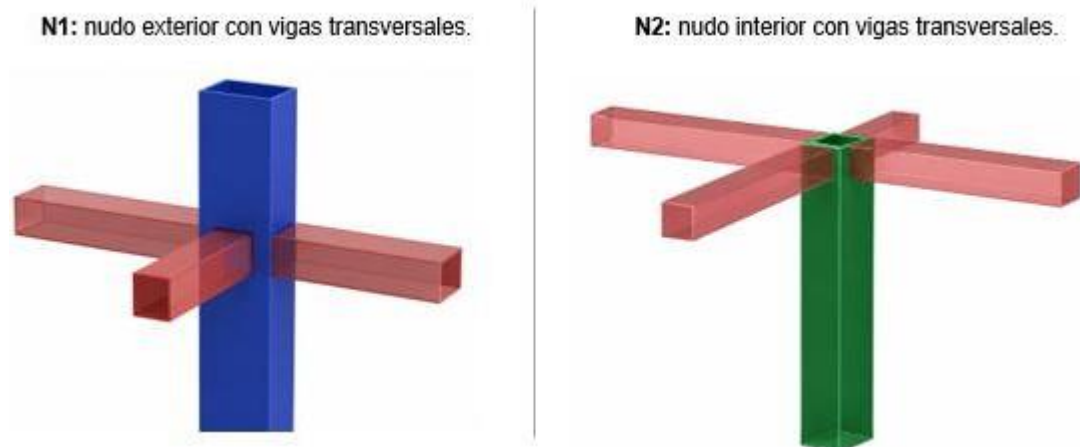
Finalmente, la demanda resultante en el panel del nudo se determinó a partir del equilibrio entre la fuerza desarrollada por las vigas y el cortante de la columna:

$$V_d = |V_{vigas} - V_{col}|$$

La verificación se realizó de manera independiente para las direcciones principales X y Y, empleando en cada caso el cortante de columna correspondiente.

Figura 6

Configuración de los nudos viga-columna más críticos



Nota: Elaboración propia.

Tabla 55:

Evaluación de nudos viga-columna para el nivel de desempeño Seguridad de vida (LS)

<u>Revisión de nudos - EJE X</u>							
Nudo	Vj (N)	V vigas 1.25(2pbd) fy	Vd máx. (N)	κ	κ * Vj (N)	$\frac{Vd}{k \cdot Vj} < 1$	Comprobación
N1	1091063	907200	793502	0.75	818298	0.97	OK
N2	1963914	907200	762797	0.75	1472936	0.52	OK

<u>Revisión de nudos - EJE Y</u>							Comprobación
Nudo	Vj (N)	V vigas 1.25(2pbd) fy	Vd máx. (N)	κ	κ * Vj (N)	$\frac{Vd}{\kappa \cdot Vj} < 1$	
N1	363688	907200	793502	0.75	272766	2.91	NO OK
N2	1104702	907200	762797	0.75	828526	0.92	OK

Nota: Elaboración propia.

Para el nivel de Seguridad de Vida (LS), el nudo N1 no logra cumplir en la dirección Y, es decir, la relación demanda-capacidad (DCR) se pasa de la unidad El nudo N2, en cambio, no tuvo problema y se mantuvo dentro del límite permitido en ambas direcciones.

3.12.2. Verificación para el nivel de desempeño Prevención de Colapso (CP)

Para el nivel de desempeño Prevención del Colapso (CP), la evaluación de los nudos viga-columna se realizó siguiendo el mismo procedimiento empleado para Seguridad de Vida (LS), considerando los parámetros y criterios de aceptación correspondientes a este nivel de desempeño. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 56.

Tabla 56:

Evaluación de nudos viga-columna para el nivel de desempeño Prevención de Colapso (CP)

<u>Revisión de Nudos - EJE X</u>							Comprobación
Nudo	Vj (N)	V vigas 1.25(2pbd)fy	Vd máx (N)	κ	κ * Vj (N)	$\frac{Vd}{\kappa \cdot Vj} < 1$	
N1	1091063	907200	853539	0.75	818298	1.04	NO OK
N2	1963914	907200	692361	0.75	1472936	0.47	OK

<u>Revisión de nudos -EJE Y</u>		Comprobación
Nudo	Vj (N)	

		V vigas 1.25(2pbd)fy	Vd máx (N)	κ	κ * Vj (N)	$\frac{Vd}{k \cdot Vj} < 1$	
N1	363688	907200	853539	0.75	272766	3.13	NO OK
N2	1104702	907200	692361	0.75	828526	0.84	OK

Nota: Elaboración propia.

Los resultados obtenidos para el nudo N1 muestran que no se cumple el criterio de aceptación en las direcciones X e Y, debido a que los valores de la relación demanda-capacidad (DCR) son superiores a 1,00. En cambio, el nudo N2 cumple con el criterio establecido en ambas direcciones.

CONCLUSIONES

A partir de las visitas de inspección realizadas en la edificación, fue posible caracterizar de manera preliminar su estado físico e identificar distintas manifestaciones de deterioro, tanto en elementos estructurales como no estructurales. Entre las principales afectaciones se observaron grietas en varios elementos de mampostería, presencia de humedad en distintas zonas del edificio; y desprendimiento del hormigón en algunas columnas de la fachada exterior, posiblemente relacionado con la acción de agentes agresivos y con el deterioro progresivo de los materiales.

El levantamiento y la revisión de la información disponible permitieron definir la configuración geométrica y estructural empleada en el análisis. La edificación está constituida por un zócalo, seis niveles superiores y una terraza, con dimensiones aproximadas en planta de (64×15 m); su sistema resistente está conformado por pórticos de hormigón armado, con vigas de (0.30×0.30 m) y columnas de secciones rectangulares y circulares de diferentes dimensiones.

A partir de estos datos se construyó el modelo representativo de las condiciones consideradas para la evaluación. Como no se dispuso de ensayos de caracterización in situ, se trabajó con un nivel de conocimiento mínimo KL-1, adoptando las propiedades de referencia indicadas en la ASCE/SEI 41-17 y un factor de conocimiento de $\kappa = 0,75$. Del mismo modo, ante la falta de información suficiente sobre el refuerzo longitudinal existente, se utilizaron cuantías de referencia de la época de 1,2 % para vigas y 1,0 % para columnas.

Los resultados globales mostraron derivas máximas de 0,9 % para Seguridad de Vida (LS) y 1,7 % para Prevención del Colapso (CP). En ambos casos, los valores se mantuvieron por debajo del límite de 2,00 % en las dos direcciones. También se verificó que los efectos $P\Delta$ y la irregularidad torsional se mantuvieran dentro de los criterios establecidos en todos los niveles analizados.

En el nivel de Seguridad de Vida (LS), las vigas apenas cumplen; tanto para momento positivo como negativo, solo una parte mínima de los puntos analizados satisface el criterio de aceptación. Las columnas rectangulares, en cambio, tuvieron un desempeño bastante más favorable (18 de 18 verificaciones en dirección X y 15 de 18 en Y), mientras que las circulares son más críticas apenas 1 de 3 cumple en dirección X, y en Y ninguna. En cuanto a los nudos, N1 falla en la dirección Y, aunque N2 sí cumple en ambas.

La situación es menos favorable al pasar al nivel de Prevención del Colapso (CP), las vigas presentan muy pocos puntos de análisis que logran cumplir con los criterios de aceptación. Las columnas rectangulares mantienen un comportamiento aceptable (14 de 18 en X y 11 de 18 en Y), aunque ya con cierta reducción respecto al nivel anterior. Las circulares, por su parte, representan el escenario más crítico de todos ya que, ninguna verificación cumple en ninguna dirección. Y en los nudos, mientras N2 vuelve a cumplir en ambas direcciones, N1 no lo logra en ninguna.

En conclusión, la edificación presenta un comportamiento global aceptable frente a las verificaciones de deriva, efectos de segundo orden e irregularidad torsional. No obstante, al revisar cada elemento de manera

individual, se observan incumplimientos que varían según el tipo de sección, la dirección analizada y el nivel de desempeño. Por esta razón, la estructura no cumple de forma integral con los criterios de aceptación establecidos en la ASCE/SEI 41-17 para Seguridad de Vida (LS) y Prevención del Colapso (CP), por lo que será necesario considerar medidas de intervención en los elementos cuya relación demanda-capacidad sea mayor que la unidad.

RECOMENDACIONES

Tomando en cuenta las limitaciones que presentó la información disponible, junto con los resultados obtenidos en la evaluación, se plantean algunas recomendaciones, con el propósito de contar con análisis más confiables y orientar posibles intervenciones en la edificación.

- Hacer ensayos de caracterización de materiales; esto ayudaría a reducir la incertidumbre que trae consigo el uso de valores asumidos.
- Conseguir los planos estructurales y, si es posible, los detalles de armado de vigas, columnas y nudos.
- Actualizar el modelo con la información nueva y volver a correr la evaluación, sobre todo en los elementos que no cumplieron.
- Y si, aun así, las relaciones demanda-capacidad siguen pasándose del límite de aceptación, valdría la pena estudiar alternativas de reforzamiento para los elementos que resultaron más críticos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Compte, F. (2022). *El terremoto del 13 de mayo de 1942*. Retrieved from Expreso: <https://www.expreso.ec/opinion/columnas/florencio-compte-terremoto-13-mayo-1942-127726.html>
- De Anda, J. (2020). Vulnerabilidad sísmica de edificios construidos antes de 1985 en la ciudad de México a raíz del sismo del 19 de septiembre de 2017. *Universidad Autónoma Metropolitana*, 1-10.
- Díaz, D., Bustos, L., Caffarella, R., Laterza, M., & D'Amato, M. (2025). Evaluación sistemática de iglesias y conjuntos religiosos afectados por los terremotos de septiembre del 2017 y análisis de los resultados. Aplicación en 10 iglesias del estado de Morelos, México. *INAH*.
- Erazo, K. (2020). Análisis probabilístico de peligro sísmico y terremoto de diseño para Santiago-República Dominicana. *Revistas INTEC*, 15-17.
- Falcony, J. (2021). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en estructuras del cantón Latacunga (barrio San Silvestre) considerando la Norma Técnica Ecuatoriana NEC-SE-RE*. Quito: Universidad Internacional SEK.
- FM Mundo. (2023). *Sismo causó daños a algunos bienes patrimoniales*. . Retrieved from FM Mundo: <https://fmmundo.com/notimundo/nacional/sismo-causo-danos-algunos-bienes-patrimoniales-n22311>
- ICOMOS. (2003). *Carta ICOMOS: Principios para el análisis, conservación y restauración de las estructuras del patrimonio arquitectónico*. Retrieved

from International Council on Monuments and Sites.:
<https://studylib.es/doc/410174/carta-icomos-principios-para-el-analisis-conservacion-y-...?p=2>

Infobae. (2025, junio). *Un sismo de 6.4 sacudió el norte de Chile: no hay alerta de tsunami*. Retrieved from Infobae:
<https://www.infobae.com/america/america-latina/2025/06/06/un-sismo-de-64-sacudio-el-norte-de-chile-por-el-momento-no-se-emiteo-un-alerta-de-tsunami/>

MIDUVI . (2016). *Evaluación de daños y necesidades tras el terremoto del 16 de abril de 2016*. Retrieved from Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Diseño sismorresistente NEC-SE-DS*. Retrieved from Ministerio de Transporte y Obras Públicas:
https://www.mit.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/04/MTOP_NEC-SE-DS.pdf

Pagani, M., Silva, V., Rao, A., Simionato, M., & Johnson, K. (2022). Global Earthquake Model (GEM) OpenQuake Manual for Engine version 3.18.0. *The OpenQuake-engine User Manual*.

Perez, I. K. (2025). Evaluación Estructural del Edificio del Colegio de Ingenieros Civiles del Guayas y su respuesta ante la norma vigente NEC 2015. *Universidad Laica Vicente Rocafuerte de Guayaquil*, 19-20.

Razo, D., & García, O. (2020). Evaluación integral de la seguridad estructural de edificaciones existentes dañadas por sismos de gran magnitud. *Ingeniería Sísmica*, 54-62.

Rodríguez, M. (2018). *Los terremotos en Chile y su impacto en el patrimonio cultural. En Congreso Internacional Patrimonio cultural y catástrofes: Lorca como referencia*. Retrieved from Ministerio de Cultura y Deporte.

Salcedo, J., & Barrado, V. (2022). *Estrategias sismorresistentes de las iglesias del Altiplano andino chileno, cinco siglos resistiendo terremotos*. CSIC - Informes de la Construcción .

Sánchez, J. L., & Simbaña, M. (2024). Terremoto del 16 de Abril de 2016 en Ecuador: Una visión general de los acontecimientos y lecciones aprendidas. *Revista de Estudios Latinoamericanos sobre Reducción del Riesgo de Desastres REDER*, .

Servicio Geológico Colombiano. (1967). *Sismo del 9 de febrero de 1967, Norte del Huila*. Retrieved from <https://srvags.sgc.gov.co/PortalWeb/Infografias-sismos-historicos/19-Infografia-sismo-1967-02-09-Norte-del-Huila.pdf>

USGS. (2018). *Historic earthquakes: Ecuador*. Retrieved from U.S. Geological Survey.: <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/iscgem902959/executive>

Zavala Toledo, C., Vásquez Chicata, L., Salinas Basualdo, R., Proaño Tataje, R., & Huaco Cárdenas, G. (2003). *Experiencias recientes de evaluación estructural de edificaciones históricas*. Retrieved from Universidad Nacional de Ingeniería, IQUITOS: <https://es.scribd.com/document/176716669/EVALUACION-ESTRUCTURAL>

ANEXOS

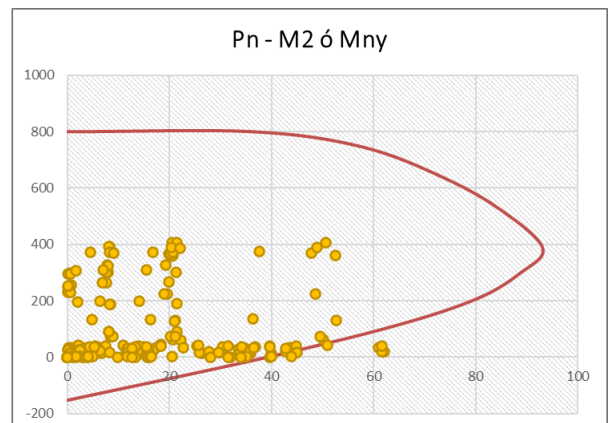
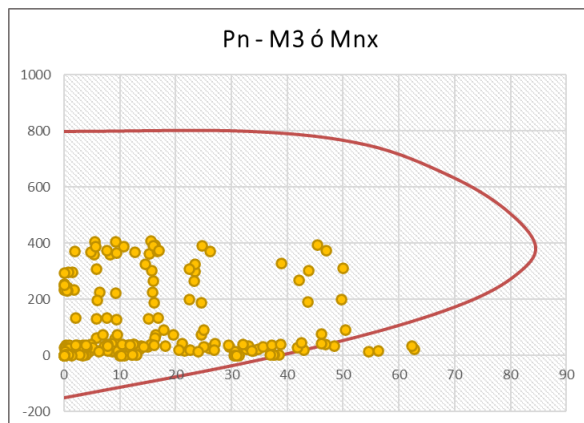
SEGURIDAD DE VIDA (LS): DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN

Para la evaluación de las columnas mediante los diagramas de interacción se consideraron las combinaciones de carga más críticas para el nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS):

- $\text{COMB1} = 1.1\text{D} + 1.1\text{SD} + 1.1\text{LL}$
- $\text{COMB2} = 1.1\text{D} + 1.1\text{SD} + 1.1\text{LL} + 1.0\text{EQx} + 0.3\text{EQy}$
- $\text{COMB3} = 1.1\text{D} + 1.1\text{SD} + 1.1\text{LL} + 0.3\text{EQx} + 1.0\text{EQy}$

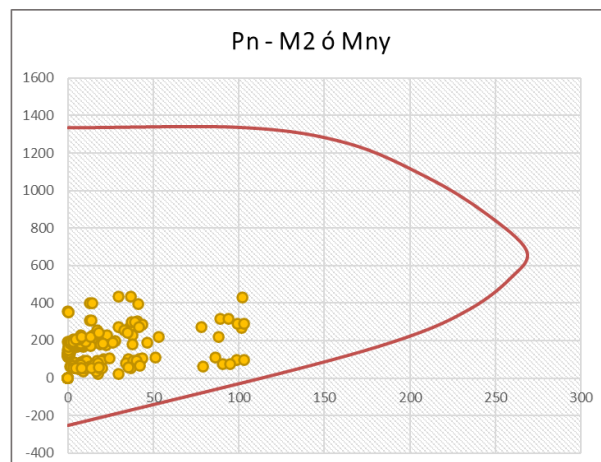
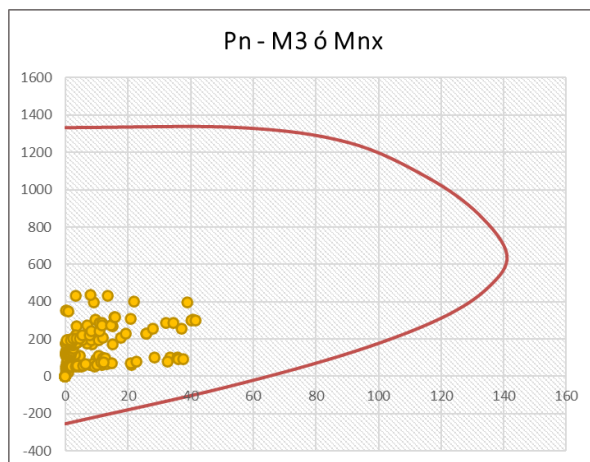
ANEXO 1

Columna CH1 60X60 cm - LS



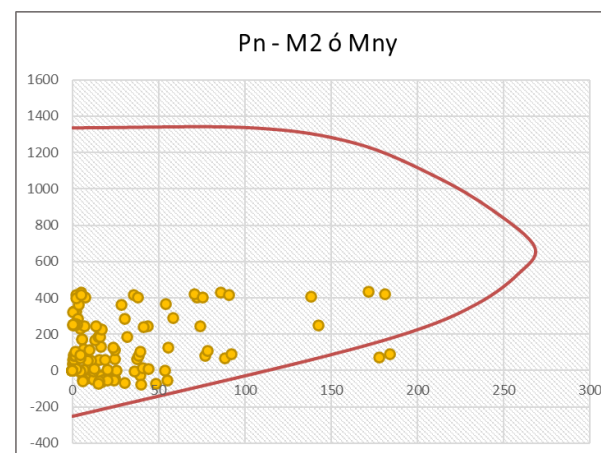
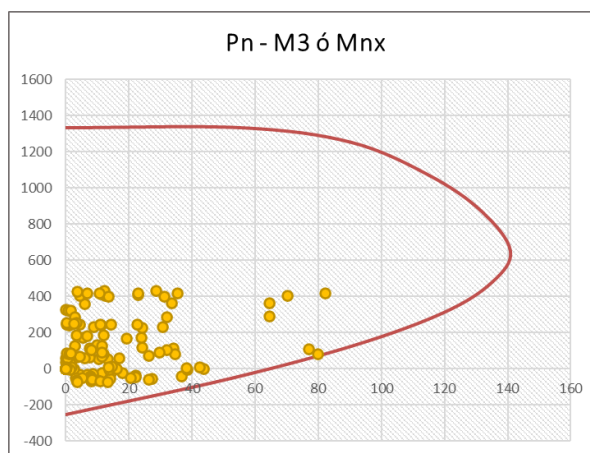
ANEXO 2

Columna CH2 60X100 cm (Zócalo) - LS



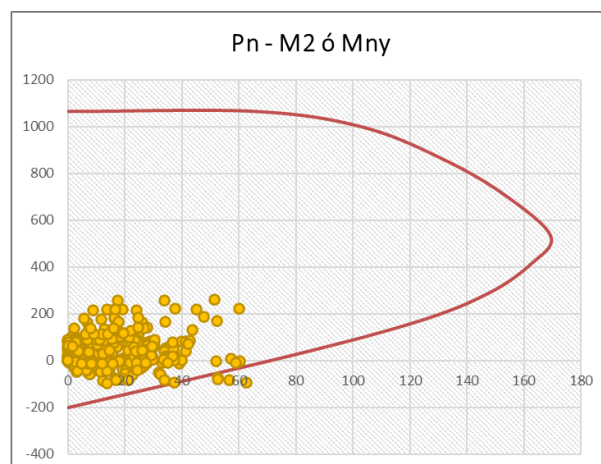
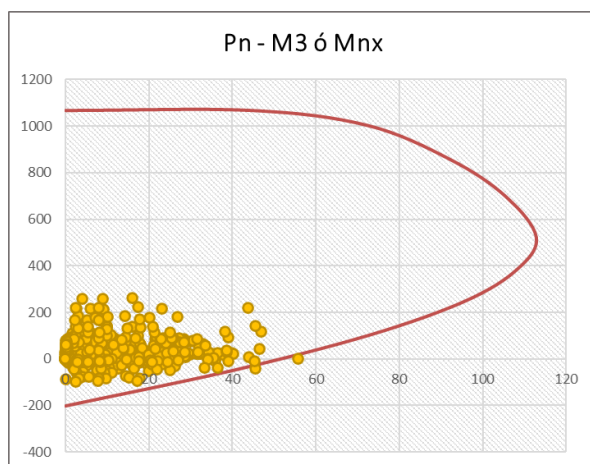
ANEXO 3

Columna CH2 60X100 cm - LS



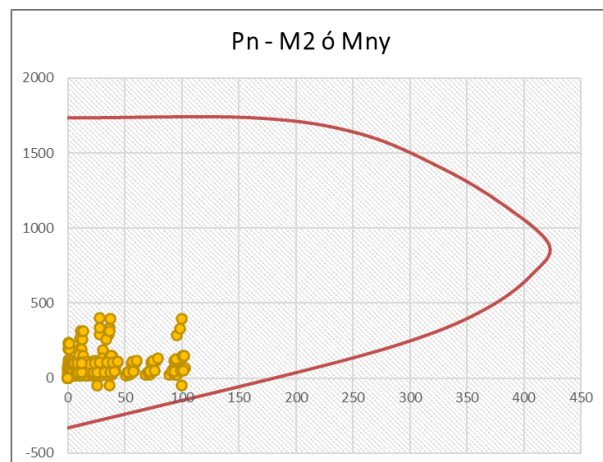
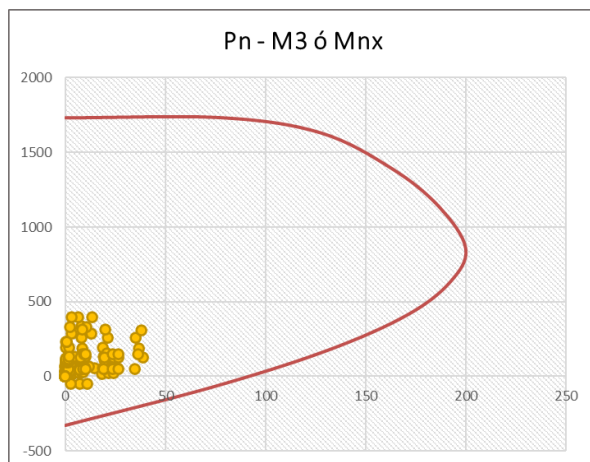
ANEXO 4

Columna CH3 60X80 cm - LS



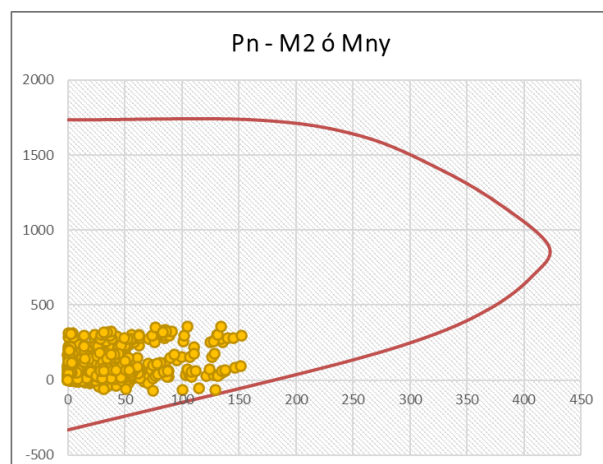
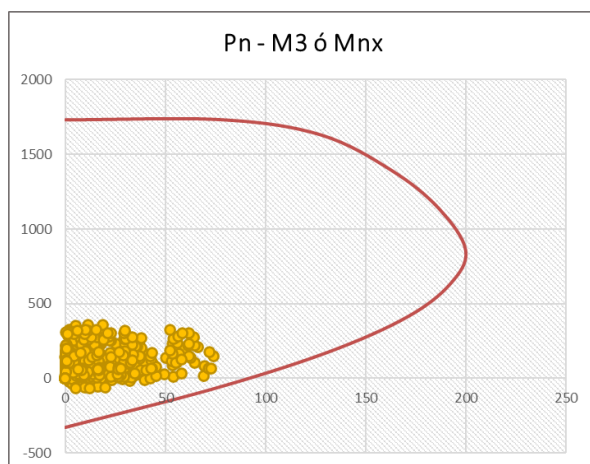
ANEXO 5

Columna CH4 65X120 cm (Zócalo) - LS



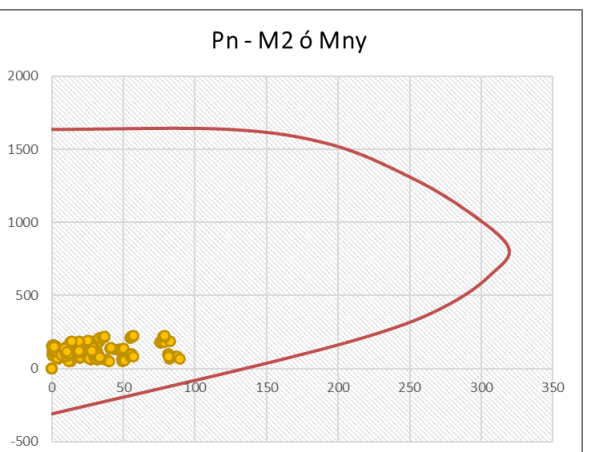
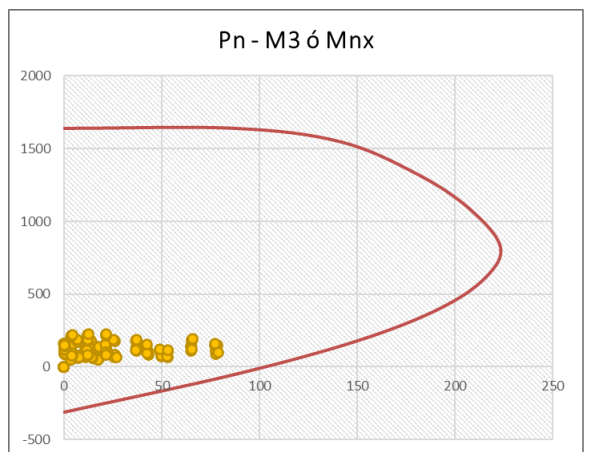
ANEXO 6

Columna CH4 65X120 cm - LS



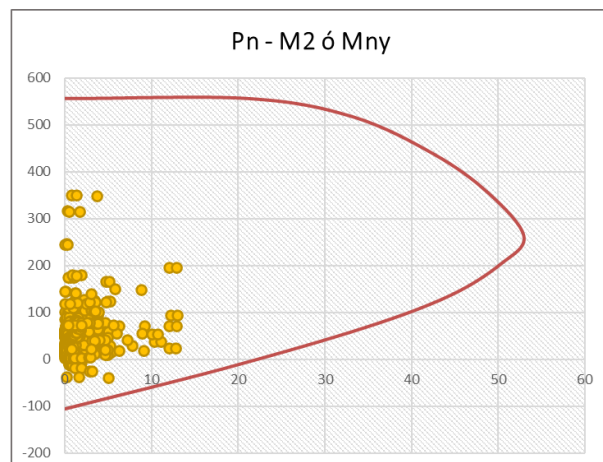
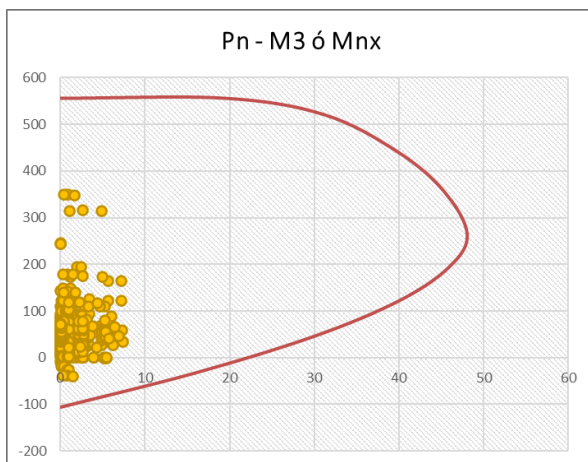
ANEXO 7

Columna CH5 76X97 cm - LS



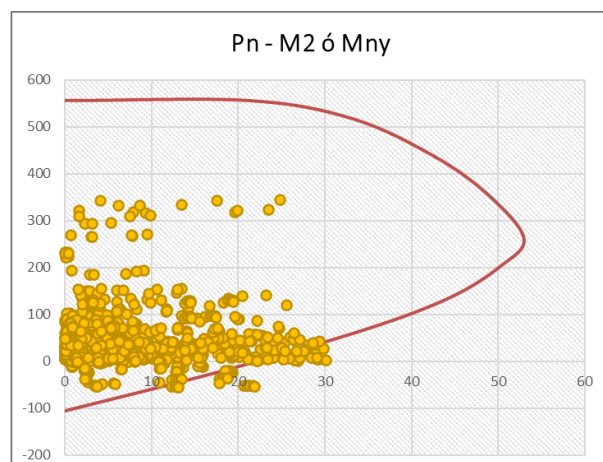
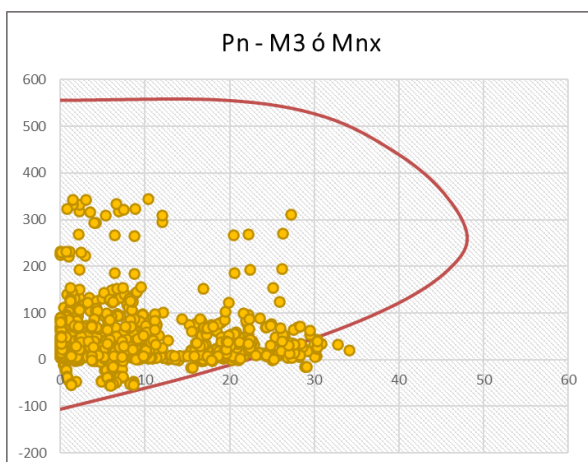
ANEXO 8

Columna CH6 50X50 cm (Zócalo) - LS



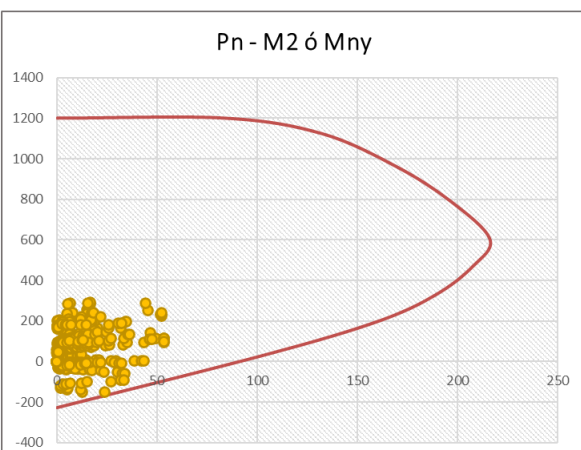
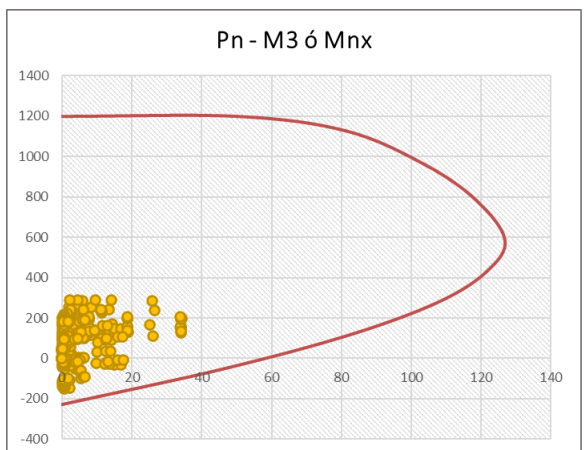
ANEXO 9

Columna CH1 50X50 cm - LS



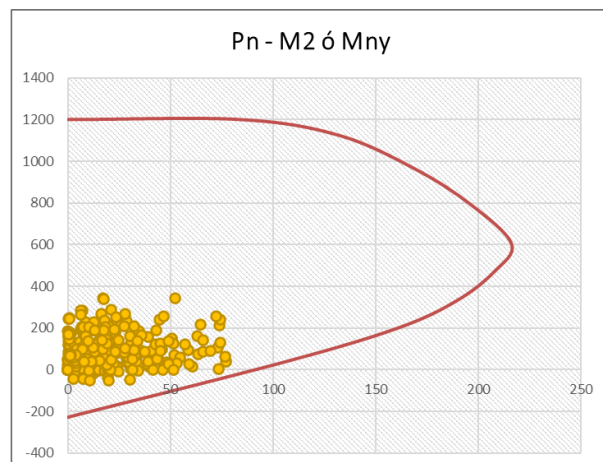
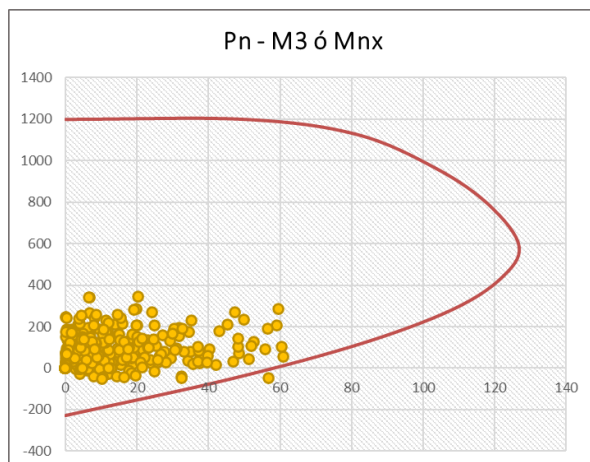
ANEXO 10

Columna CH7 60X90 cm (Zócalo) - LS



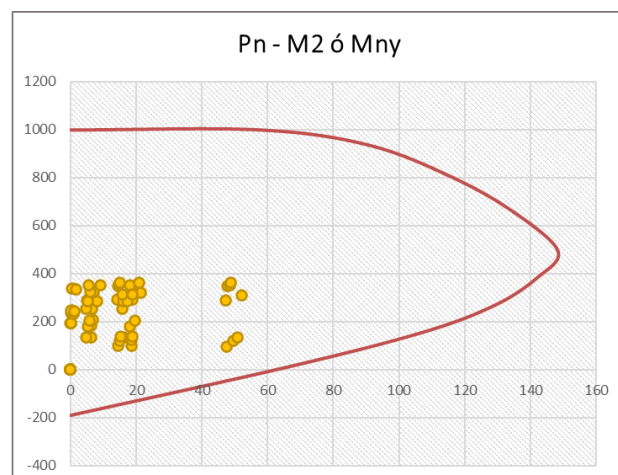
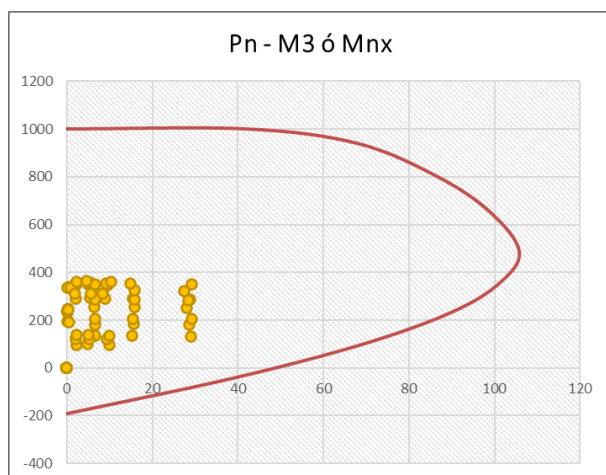
ANEXO 11

Columna CH7 60X90 cm - LS



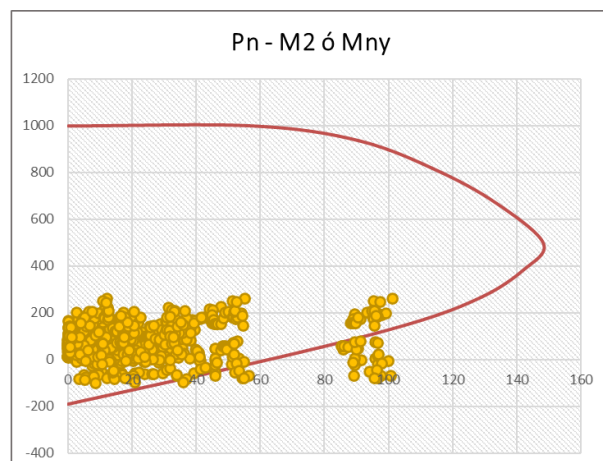
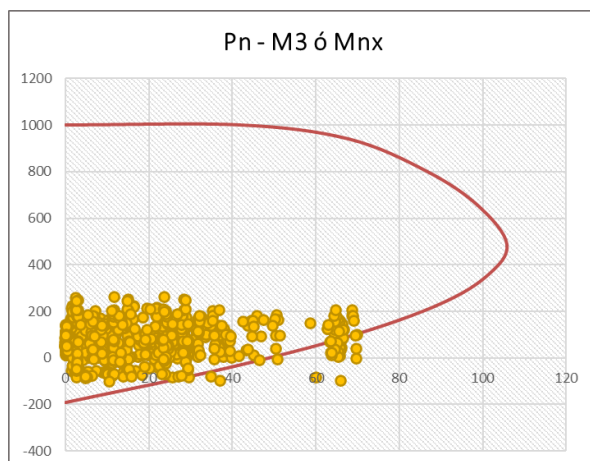
ANEXO 12

Columna CH8 60X75 cm (Zócalo) - LS



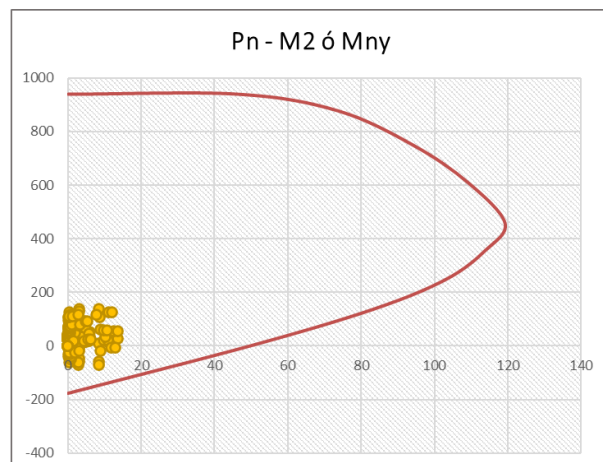
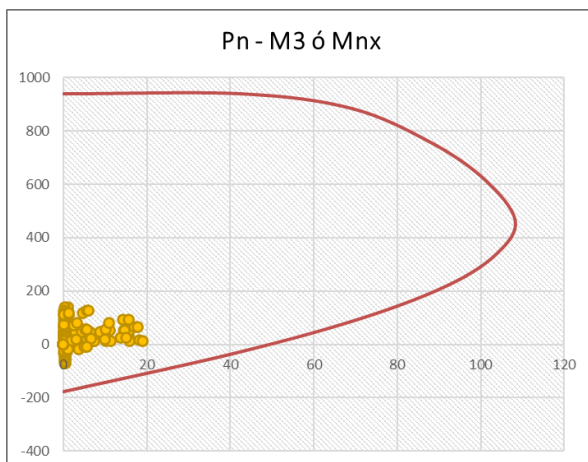
ANEXO 13

Columna CH8 60X75 cm - LS



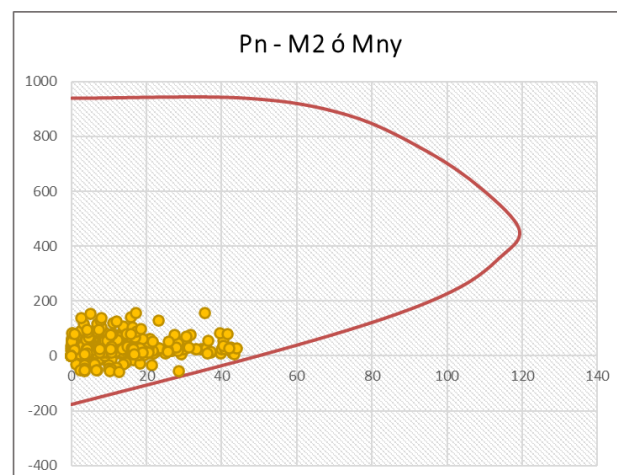
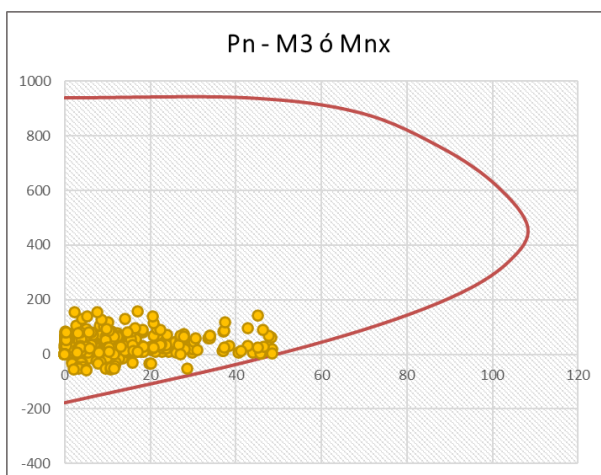
ANEXO 14

Columna CH9 65X65 cm (Zócalo) - LS



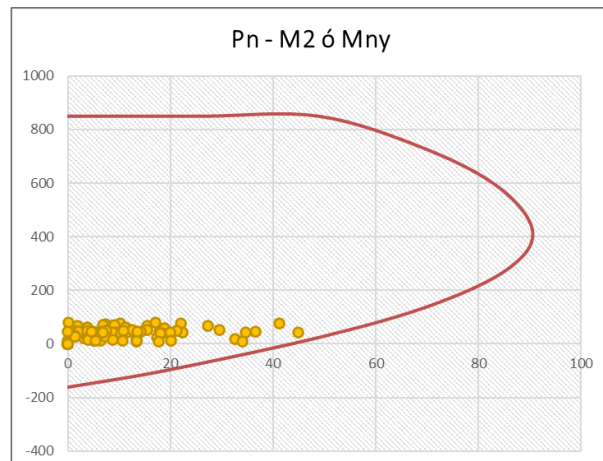
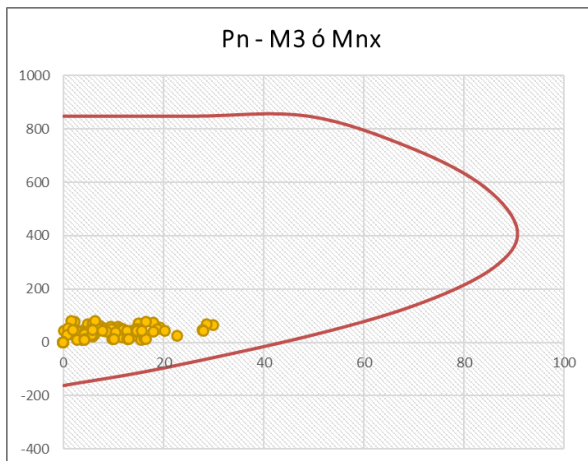
ANEXO 15

Columna CH9 65X65 cm - LS



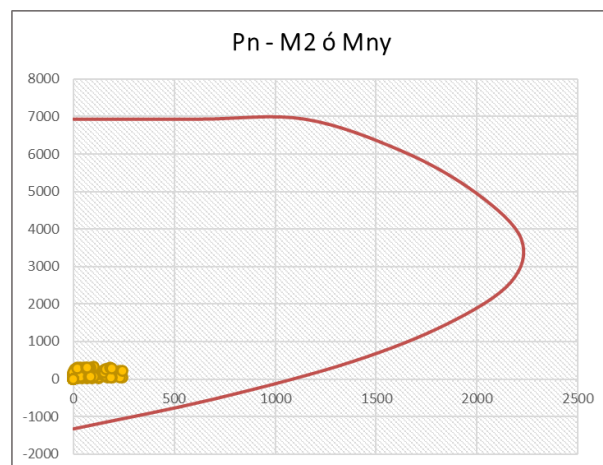
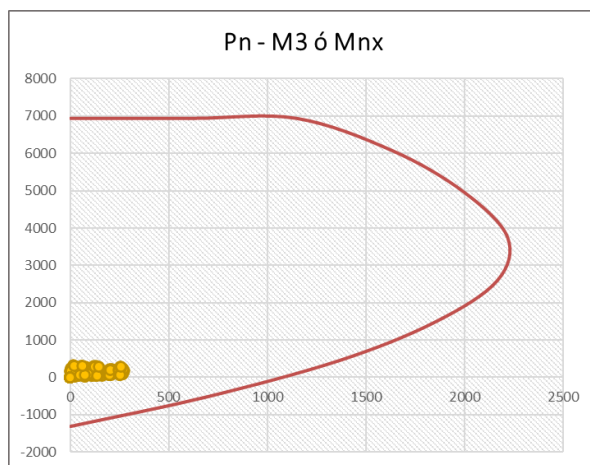
ANEXO 16

Columna CH10 ϕ 70 cm - LS



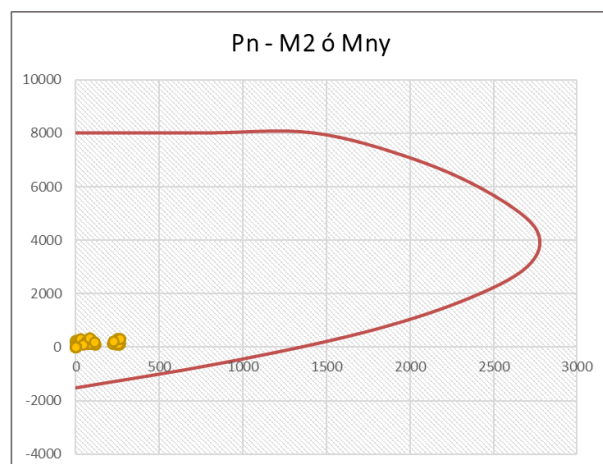
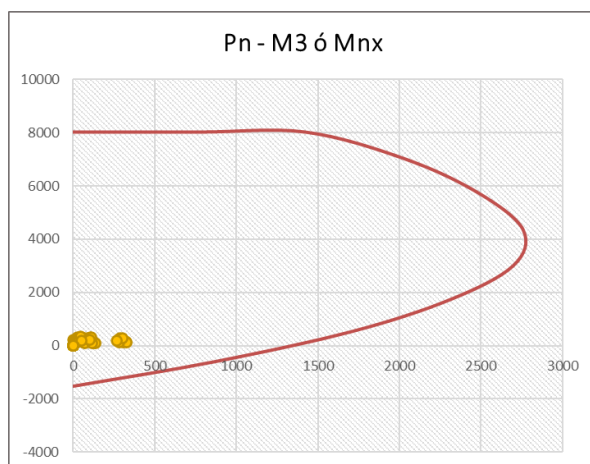
ANEXO 17

Columna CH11 $\phi 200$ cm - LS



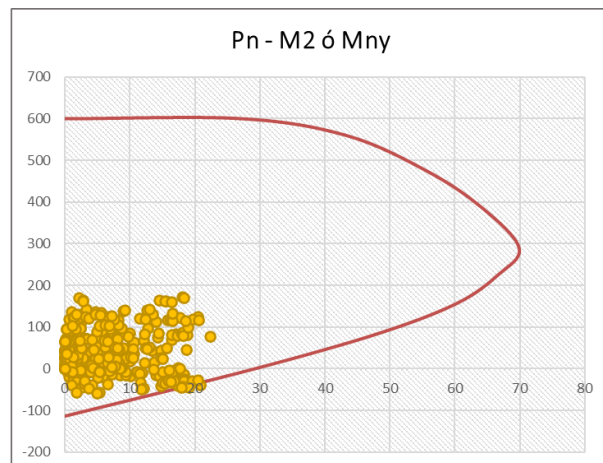
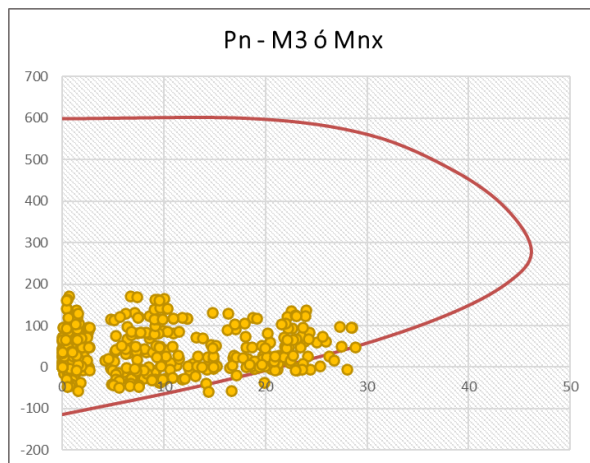
ANEXO 18

Columna CH12 $\phi 215$ cm - LS



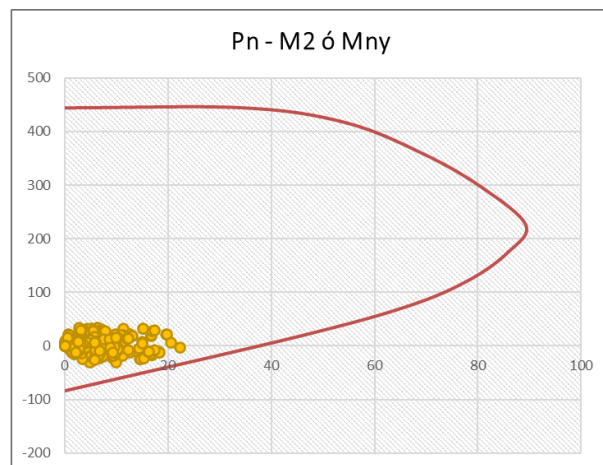
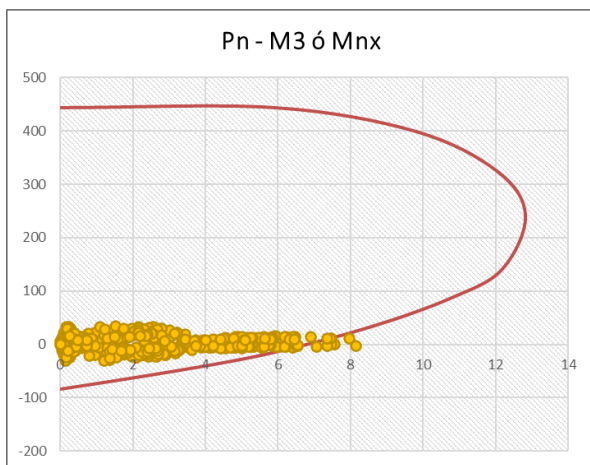
ANEXO 19

Columna CH14 45X60 cm - LS



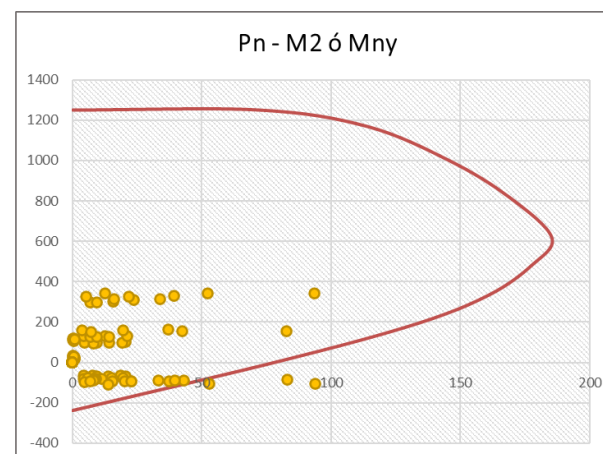
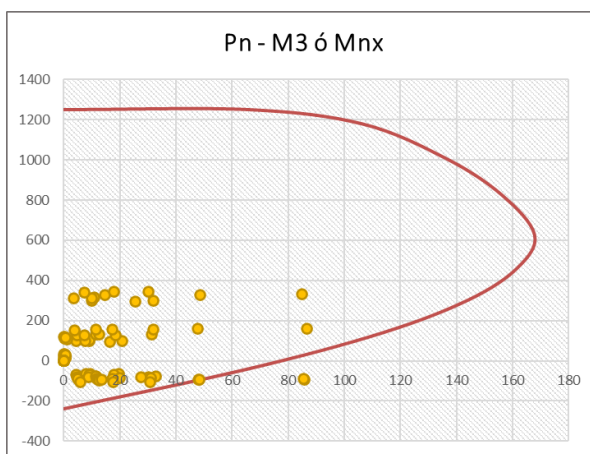
ANEXO 20

Columna CH15 20X100 cm - LS



ANEXO 21

Columna CHF1 75X75 cm - LS



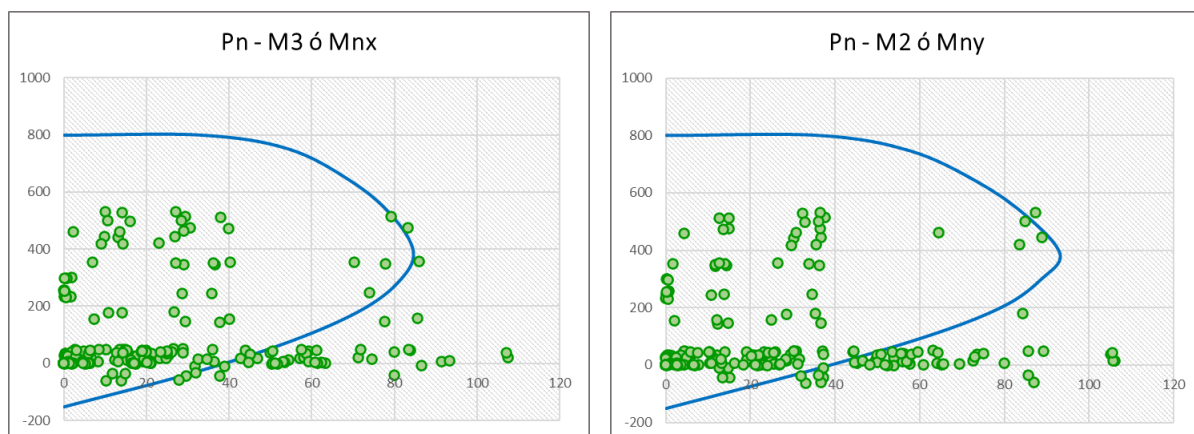
PREVENCIÓN DEL COLAPSO (CP): DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN

Para la evaluación de las columnas mediante los diagramas de interacción se consideraron las combinaciones de carga más críticas para el nivel de desempeño Prevención del colapso (CP):

- $\text{COMB1} = 1.1\text{D} + 1.1\text{SD} + 1.1\text{LL}$
- $\text{COMB2} = 1.1\text{D} + 1.1\text{SD} + 1.1\text{LL} + 1.0\text{EQx} + 0.3\text{EQy}$
- $\text{COMB3} = 1.1\text{D} + 1.1\text{SD} + 1.1\text{LL} + 0.3\text{EQx} + 1.0\text{EQy}$

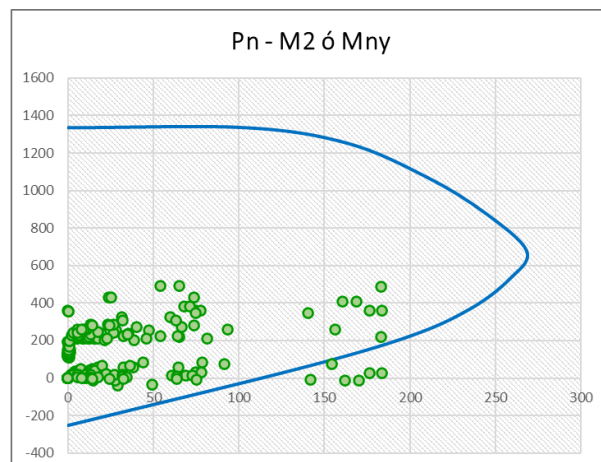
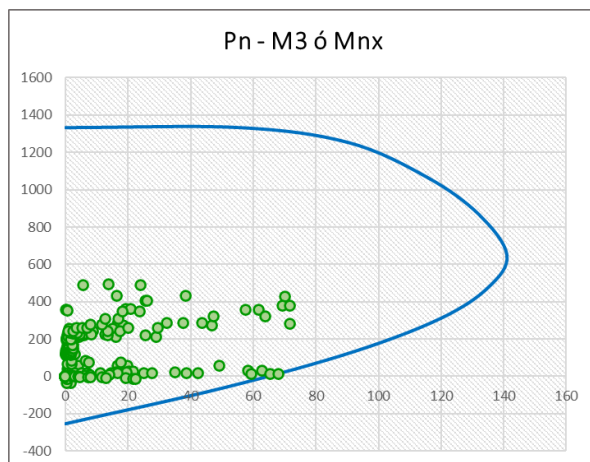
ANEXO 22

Columna CH1 60X60 cm - CP



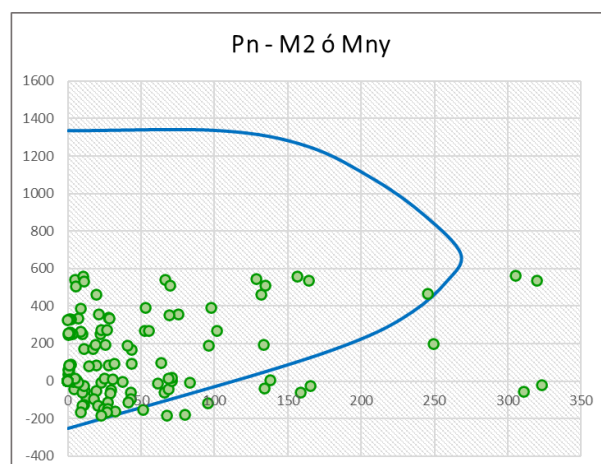
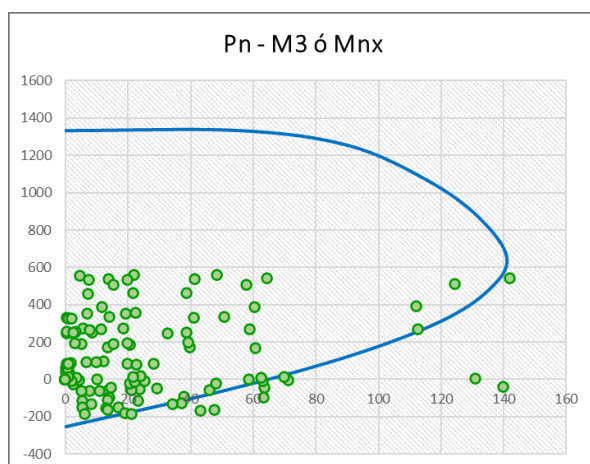
ANEXO 23

Columna CH2 60X100 cm (Zócalo) - CP



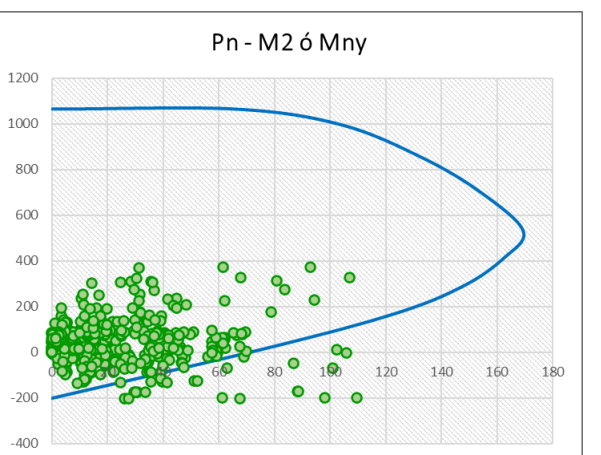
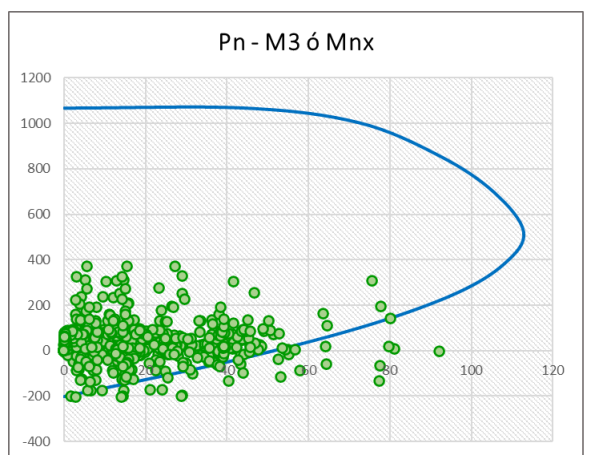
ANEXO 24

Columna CH2 60X100 cm - CP



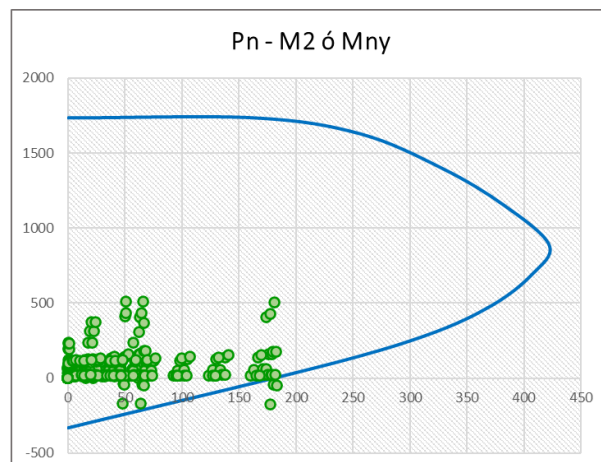
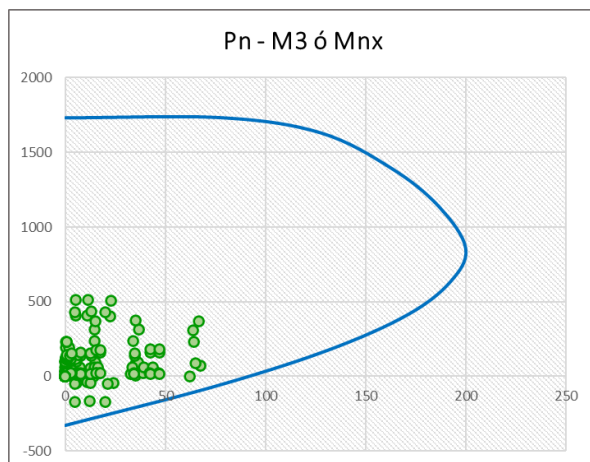
ANEXO 25

Columna CH3 60X80 cm - CP



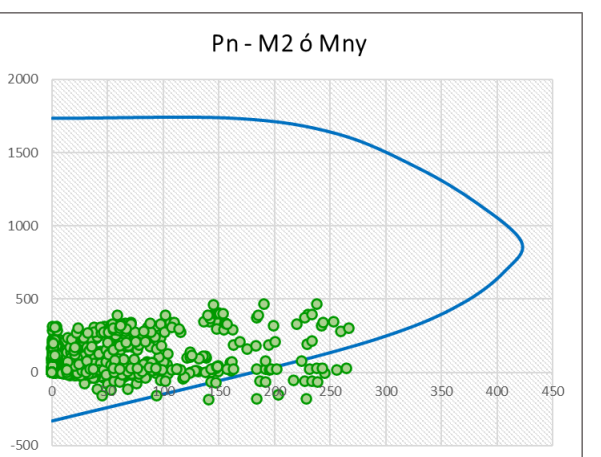
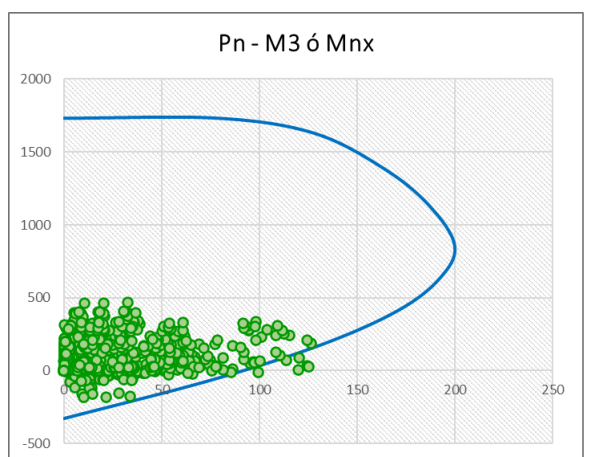
ANEXO 26

Columna CH4 65X120 cm (Zócalo) - CP



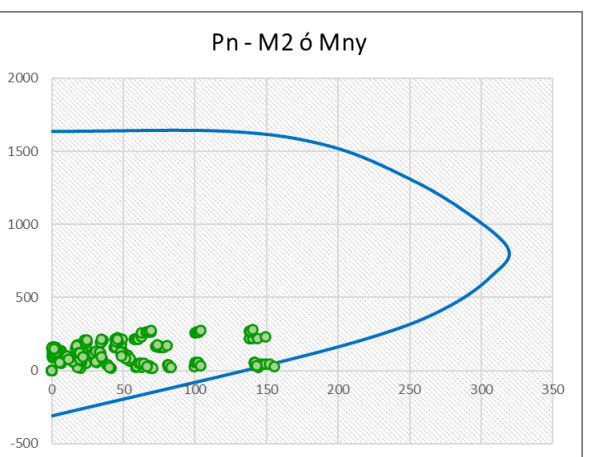
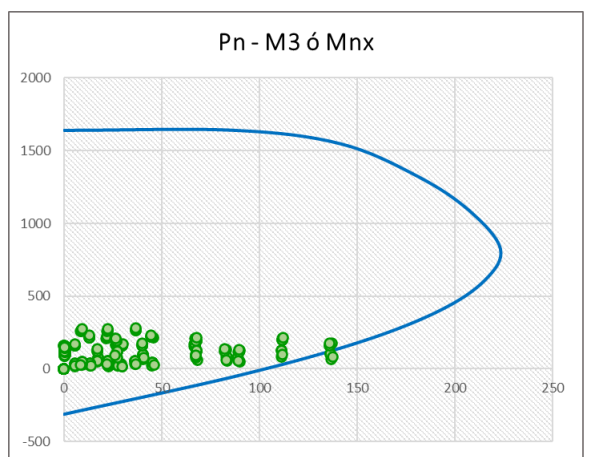
ANEXO 27

Columna CH4 65X120 cm - CP



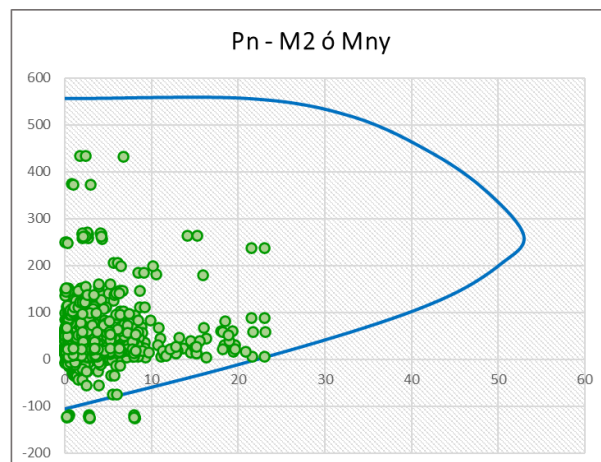
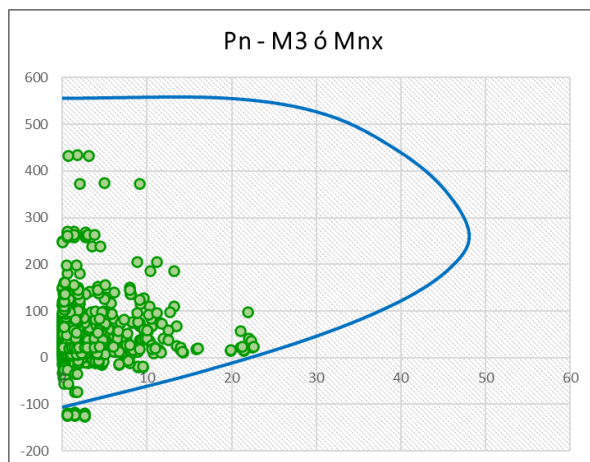
ANEXO 28

Columna CH5 76X97 cm - CP



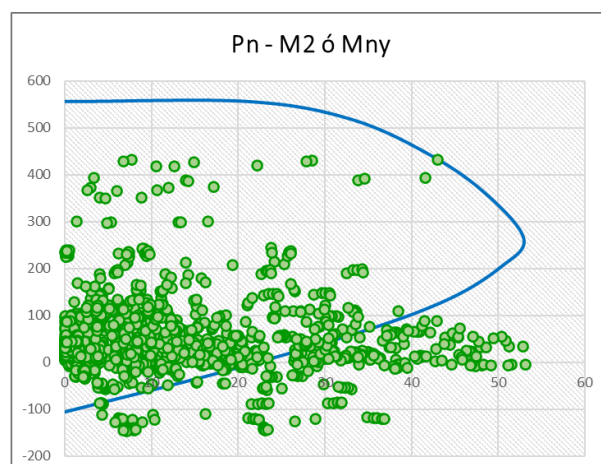
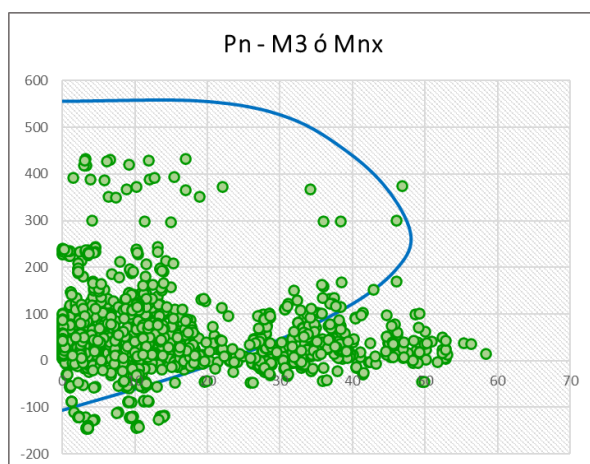
ANEXO 29

Columna CH6 50X50 cm (Zócalo) - CP



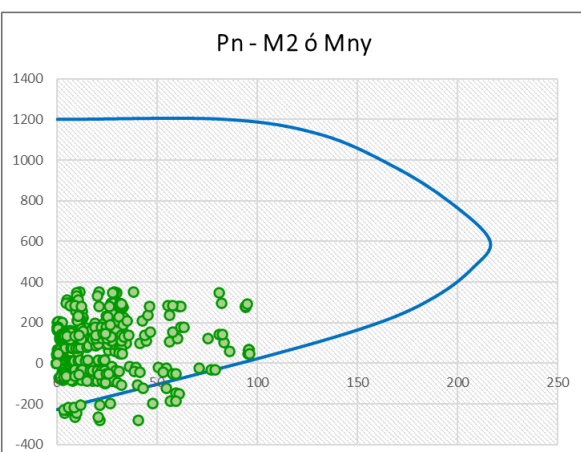
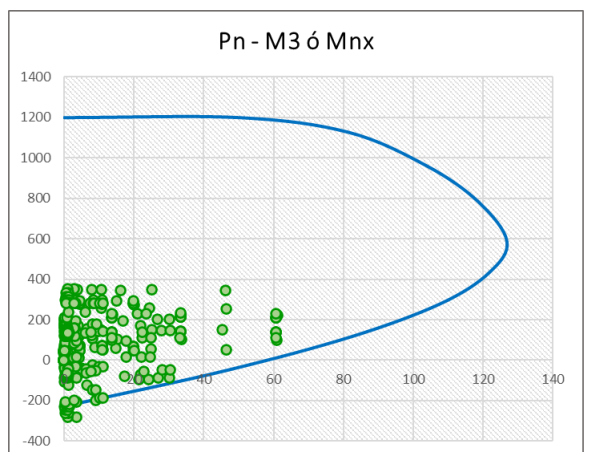
ANEXO 30

Columna CH1 50X50 cm - CP



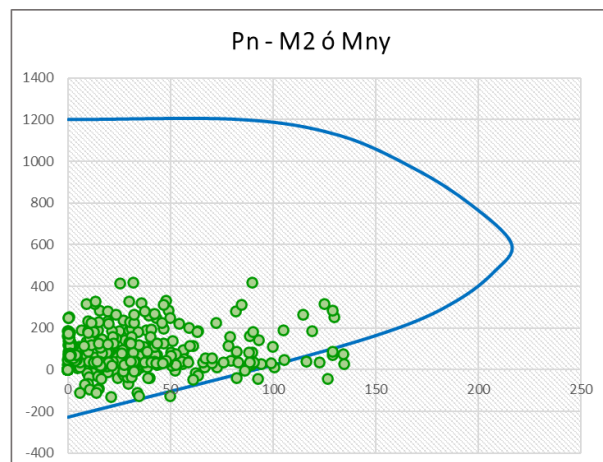
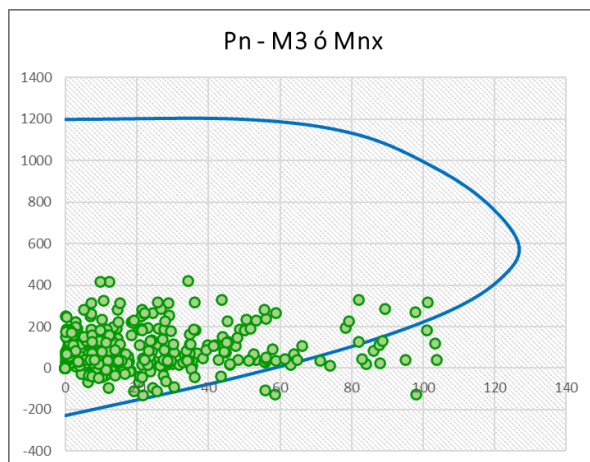
ANEXO 31

Columna CH7 60X90 cm (Zócalo) - CP



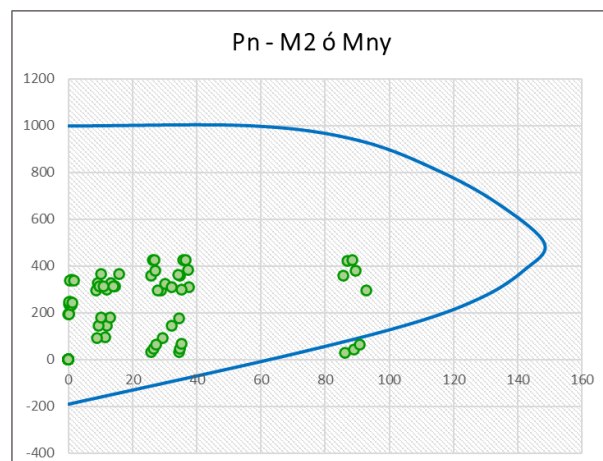
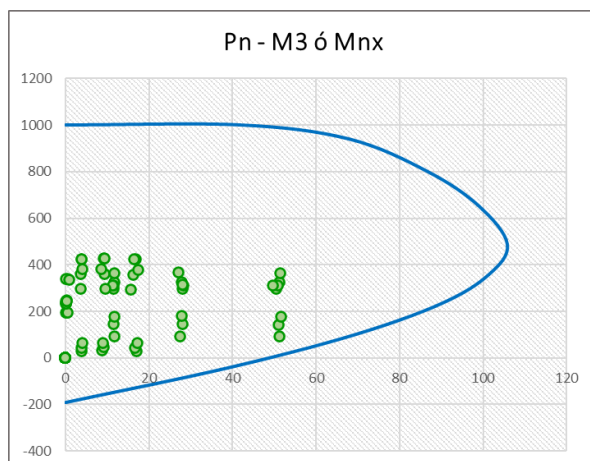
ANEXO 32

Columna CH7 60X90 cm - CP



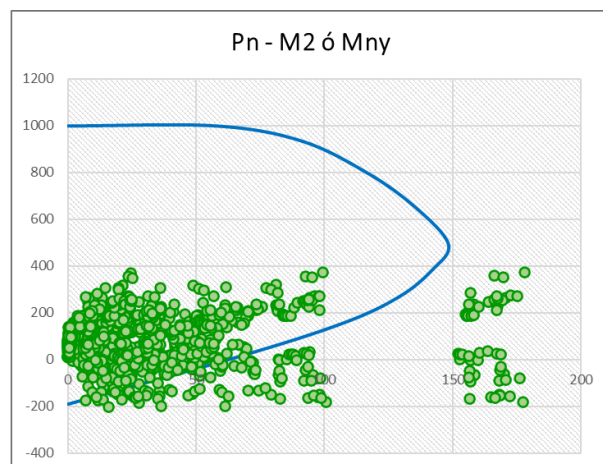
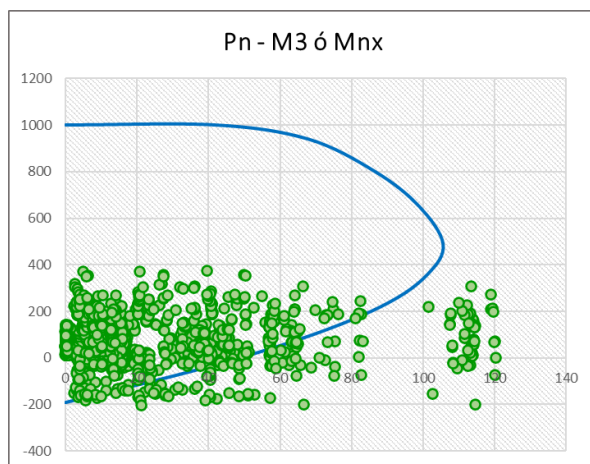
ANEXO 33

Columna CH8 60X75 cm (Zócalo) - CP



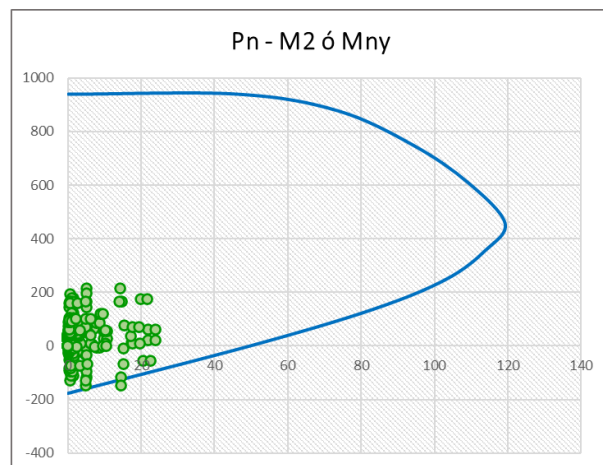
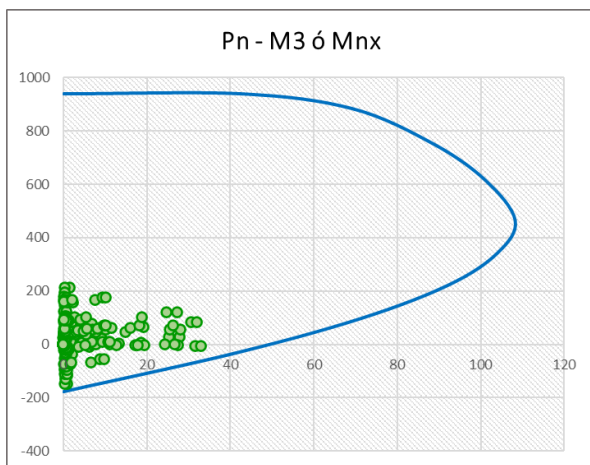
ANEXO 34

Columna CH8 60X75 cm - CP



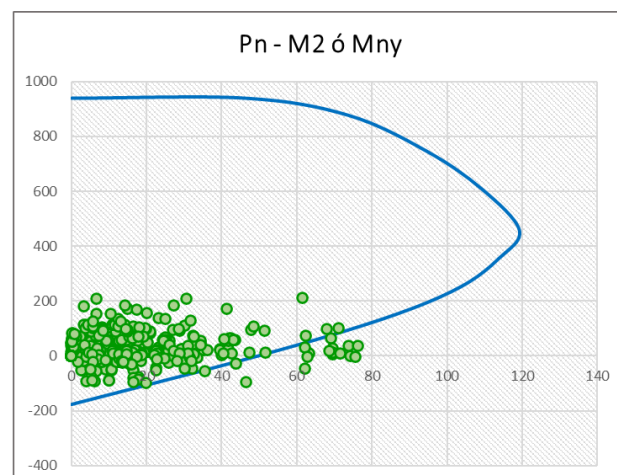
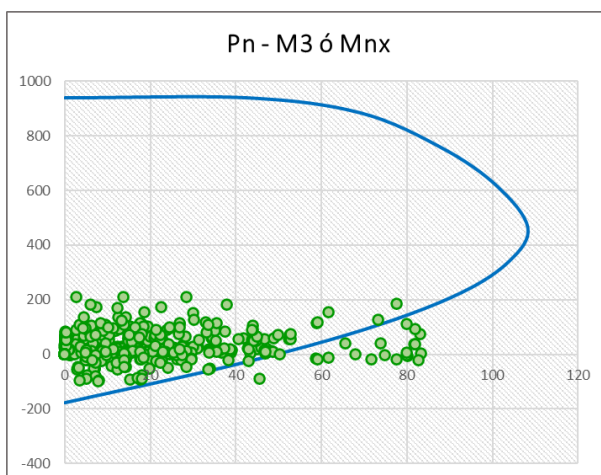
ANEXO 35

Columna CH9 65X65 cm (Zócalo) - CP



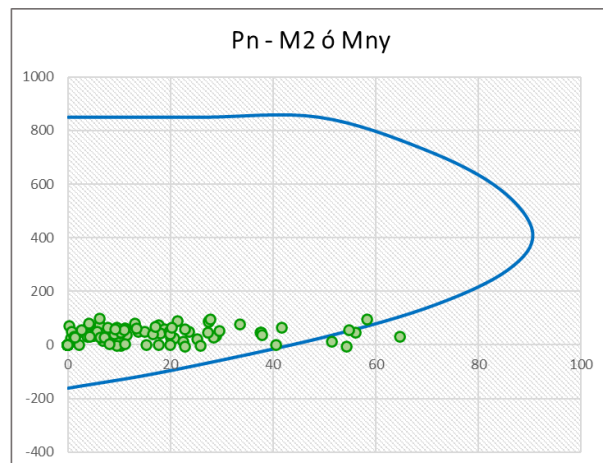
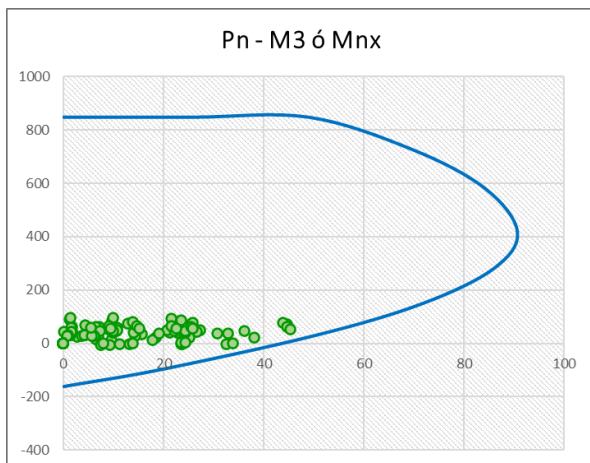
ANEXO 36

Columna CH9 65X65 cm - CP



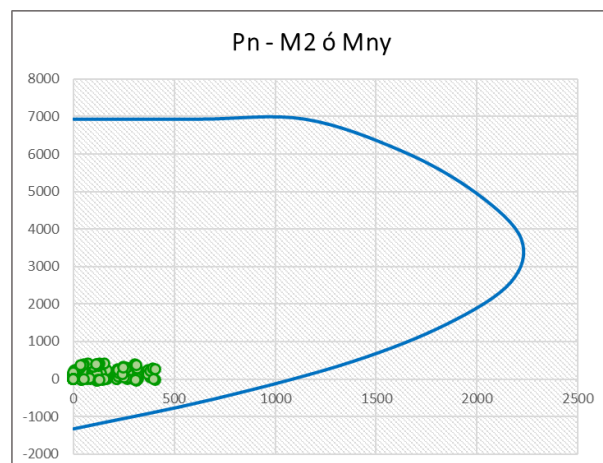
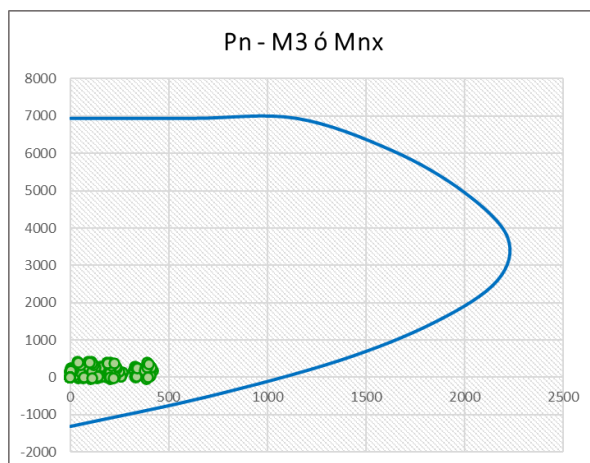
ANEXO 37

Columna CH10 $\phi 70$ cm - CP



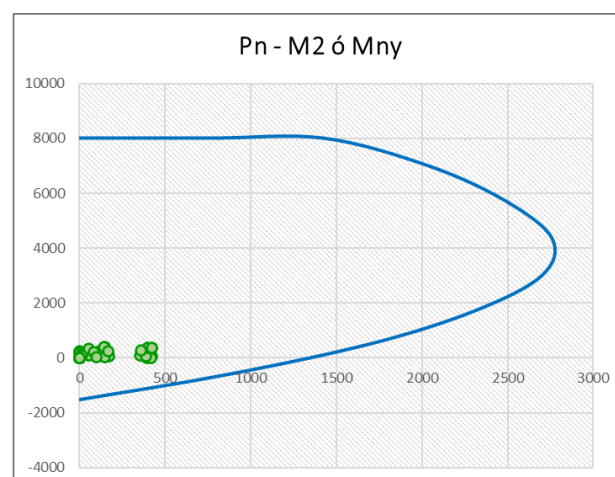
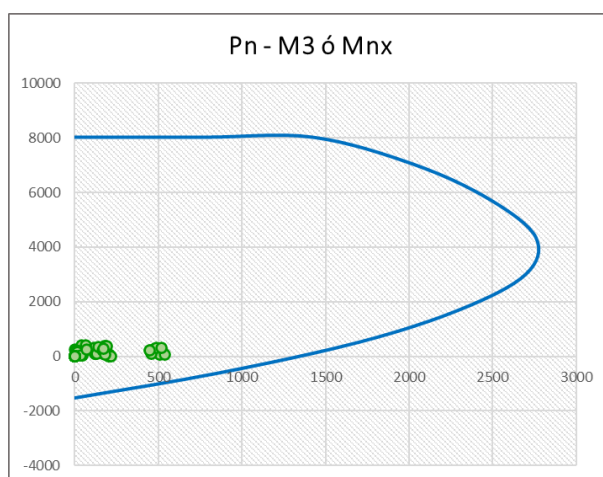
ANEXO 38

Columna CH11 $\phi 200$ cm - CP



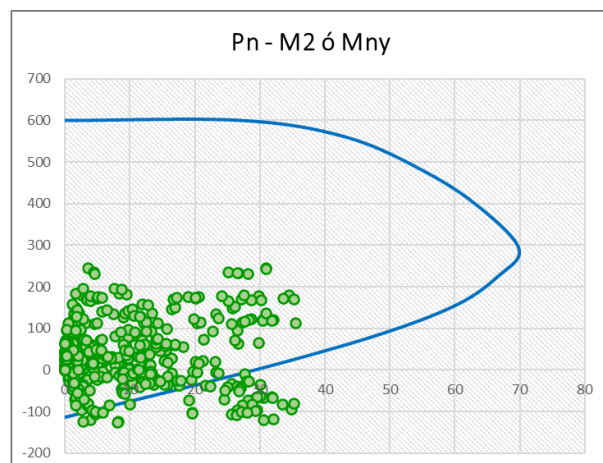
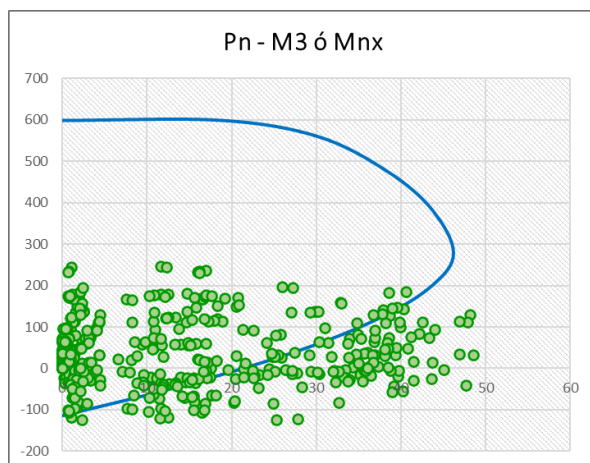
ANEXO 39

Columna CH12 $\phi 215$ cm - CP



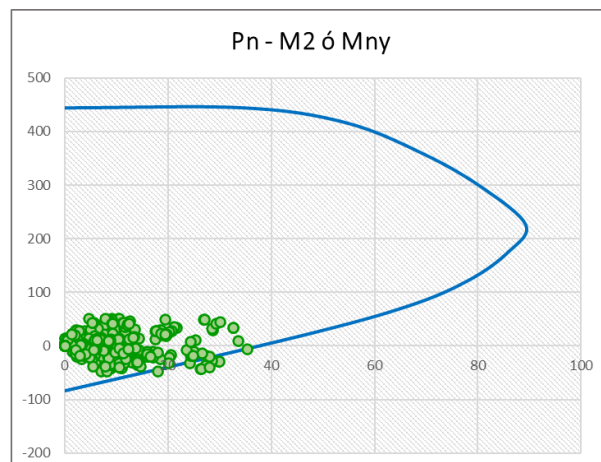
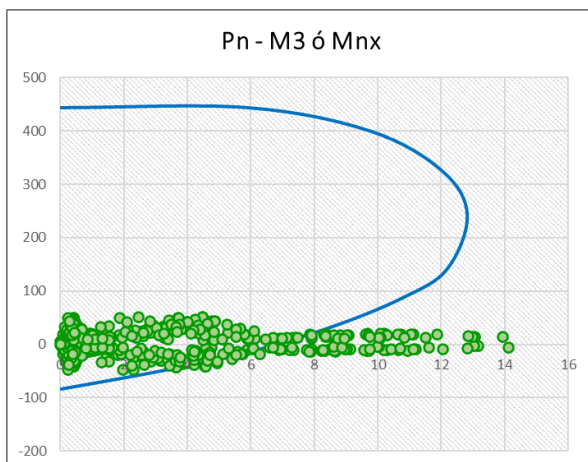
ANEXO 40

Columna CH14 45X60 cm - CP



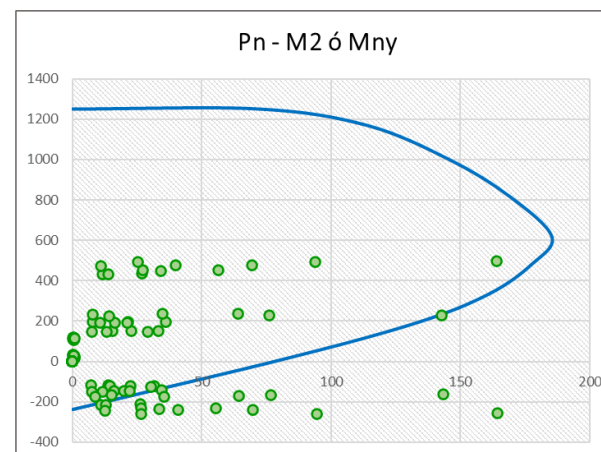
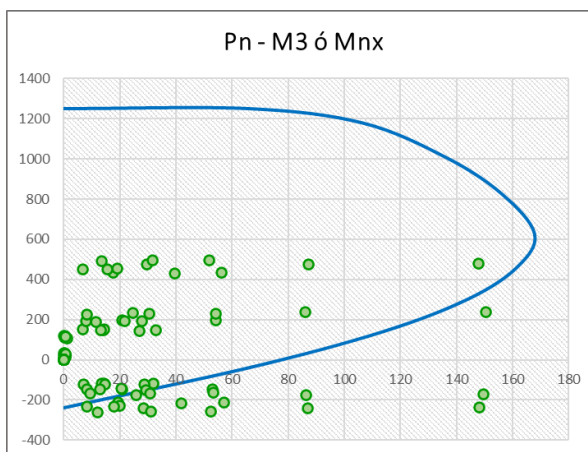
ANEXO 41

Columna CH15 20X100 cm - CP



ANEXO 42

Columna CHF1 75X75 cm - CP





DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Nosotras, **Argüello Calero, Alicia Kamila**, con C.C: #1722822846 y **Campaña Vallejo, Shirley Fernanda**, con C.C: #0605784347, autoras del trabajo de titulación: **Evaluación estructural del edificio "Casa de la Cultura Ecuatoriana", Núcleo del Guayas**, previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, 01 de septiembre de 2026



Validar únicamente en FirmaSC.
Firmado electrónicamente por:
**ALICIA KAMILA
ARGUELLO CALERO**

f. _____

Argüello Calero Alicia Kamila
C.C.: 1722822846



Firmado electrónicamente por:
**SHIRLEY FERNANDA
CAMPANA VALLEJO**

f. _____

Campaña Vallejo Shirley Fernanda
C.C.: 0605784347



REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA

FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN

TEMA Y SUBTEMA:	Evaluación estructural del edificio "Casa de la Cultura Ecuatoriana", Núcleo del Guayas.		
AUTOR(ES)	Argüello Calero, Alicia Kamila y Campaña Vallejo, Shirley Fernanda		
REVISOR(ES)/TUTOR(ES)	Ing. Barros Cabezas, José Andrés		
INSTITUCIÓN:	Universidad Católica de Santiago de Guayaquil		
FACULTAD:	Ingeniería		
CARRERA:	Ingeniería Civil		
TÍTULO OBTENIDO:	Ingeniero Civil		
FECHA DE PUBLICACIÓN:	01 de septiembre de 2026	No. DE PÁGINAS:	103 pág.
ÁREAS TEMÁTICAS:	Evaluación estructural		
PALABRAS CLAVES/ KEYWORDS:	Desempeño sísmico; ASCE/SEI 41-17; Análisis Dinámico Lineal.		

RESUMEN

Esta investigación evaluó el desempeño sísmico de una edificación patrimonial, con base en los criterios de aceptación de la ASCE/SEI 41-17 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15). Al no contar con ensayos in situ, se adoptó un nivel de conocimiento mínimo KL-1 y un factor $k = 0.75$. El modelo estructural buscó representar las condiciones reales de la edificación para así evaluar su comportamiento sísmico.

Las derivas máximas fueron de 0.9 % (Seguridad de Vida, LS) y 1.7 % (Prevención del Colapso, CP), ambas dentro del límite de 2.00 %; los efectos P- Δ y la irregularidad torsional también cumplieron lo exigido por la NEC-15. No obstante, en LS las vigas no cumplieron los criterios de aceptación. Las columnas rectangulares sí cumplieron en su mayoría (18 de 18 en X y 15 de 18 en Y), mientras que las circulares apenas alcanzaron 1 de 3 en X y ninguna en Y. En CP, se cumplieron 14 de 18 verificaciones en X y 11 de 18 en Y, y las circulares nuevamente no cumplieron en ninguna dirección. Estos resultados confirman que aún existen elementos que no satisfacen del todo la ASCE/SEI 41-17, por lo que se recomienda considerar futuras medidas de intervención estructural.

ADJUNTO PDF:	☒ SI	☐ NO
CONTACTO CON AUTORES:	Teléfono: +593-985932415 +593-	E-mail: arguellokamy@gmail.com
CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN (COORDINADOR DEL PROCESO UTE):	Nombre: Glas Cevallos, Clara Catalina	
	Teléfono: +593-4-984616792	
	E-mail: clara.glas@cu.ucsg.edu.ec	

SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA

Nº. DE REGISTRO (en base a datos):	
Nº. DE CLASIFICACIÓN:	
DIRECCIÓN URL (tesis en la web):	