

UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL
INFORME FINAL DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL

MODALIDAD: PROYECTO DE INVESTIGACION

TEMA:
EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO
SENAGUA DE HORMIGÓN ARMADO, UBICADO EN CHONE, ECUADOR

ELABORADO POR
HENRY JOSÉ CHÁVEZ ZAMBRANO

TUTOR
ING. YURI MAURICIO RODRÍGUEZ ANDRADE

MANTA – MANABÍ – ECUADOR

Septiembre 2025

CERTIFICACIÓN

En calidad de docente tutor de la Facultad INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA de la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, CERTIFICO:

Haber dirigido, revisado y aprobado preliminarmente el Trabajo de Integración Curricular, en la modalidad de Proyecto de Investigación, bajo la autoría del estudiante HENRY JOSÉ CHÁVEZ ZAMBRANO, legalmente matriculado en la carrera de Ingeniería Civil, período académico 2025-1, cumpliendo el total de 384 horas, cuyo tema del proyecto es “EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO SENAGUA DE HORMIGÓN ARMADO, UBICADO EN CHONE, ECUADOR”.

La presente investigación ha sido desarrollada en apego al cumplimiento de los requisitos académicos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico y en concordancia con los lineamientos internos de la opción de titulación en mención, reuniendo y cumpliendo con los méritos académicos, científicos y formales, y la originalidad de este, requisitos suficientes para ser sometida a la evaluación del tribunal de titulación que designe la autoridad competente.

Particular que certifico para los fines consiguientes, salvo disposición de Ley en contrario.

Manta, 10 de septiembre de 2025

Lo certifico,



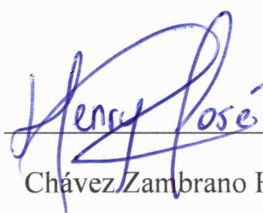
Ing. Yuri Mauricio Rodríguez Andrade, Mg.

Docente Tutor
Área: Estructuras

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Declaro que el siguiente trabajo de titulación en la modalidad “Proyecto de Investigación” con el tema “ **EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO “SENAGUA” DE HORMIGÓN ARMADO, UBICADO EN CHONE, ECUADOR** ” es de mí autoría. Las concepciones tomadas de diferentes autores se encuentran debidamente citados y se incluyen en las referencias bibliográficas. El análisis de resultados y las conclusiones expuestas son de exclusiva responsabilidad del autor.

Manta, septiembre de 2025



Chávez Zambrano Henry José

CI: 135124162-3

APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

TÍTULO:

**“ EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA
DEL EDIFICIO “SENAGUA” DE HORMIGÓN ARMADO,
UBICADO EN CHONE, ECUADOR ”**

TESIS DE PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Sometida a consideración del tribunal de revisión y sustentación como
requisito previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL



Ing. Abel Zambrano Mejía, Mg.
Miembro del Tribunal



Ing. Alexis Morán Guzmán, Mg.
Miembro del Tribunal

DEDICATORIA

A Dios, por ser mi guía, fortaleza y fuente infinita de inspiración. Sin Él, nada de esto sería posible. Gracias por darme la sabiduría y la perseverancia para seguir adelante en cada momento de incertidumbre.

A mis padres, por ser mi apoyo incondicional y motivación durante todo mi proceso formativo, además de creer en mí y en mis capacidades

A la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, por ofrecerme el espacio para crecer, aprender y demostrar mi potencial. Y a todos los docentes que con sus enseñanzas han permitido que pueda nutrirme de conocimiento y prepararme para las distintas adversidades que me presentará la vida y la profesión.

A mis amigos y compañeros por su compañía demostrada a lo largo de nuestra etapa formativa, en donde quedaran las experiencias vividas y las distintas adversidades superadas.

CHAVEZ ZAMBRANO HENRY JOSE

AGRADECIMIENTO

Primero que todo, agradezco a Dios, por darme la sabiduría, la fuerza y la paz para poder concluir este importante capítulo de mi vida. Su guía ha sido esencial para que este trabajo se pudiese llevar a cabo.

A mi tutor de tesis, por su dedicación, paciencia y sabiduría. Sus consejos y apoyo han sido fundamentales para realizar con los mayores éxitos este proyecto.

A mi familia, por ser el pilar que me ha sostenido en cada momento de dificultad. Su amor y sacrificio me impulsan a seguir adelante y me dan el coraje para enfrentar cada desafío.

A mis amigos, por ser mi apoyo emocional, por las risas y por los momentos de calma que compartimos durante este largo proceso.

Y a todos aquellos que de alguna manera han contribuido al éxito de este trabajo, ya sea con su tiempo, sus conocimientos o su aliento.

CHAVEZ ZAMBRANO HENRY JOSE

RESUMEN

Los estudios de vulnerabilidad sísmica de edificaciones son de vital importancia para detectar probables deficiencias en las estructuras, por tal razón esta investigación abordó esta problemática mediante la evaluación del desempeño sismorresistente del edificio SENAGUA, ubicado en la ciudad de Chone, Ecuador.

Para llevar a efecto esta investigación se utilizó la norma ASCE-SEI 41-17 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015. Se visitó el edificio existente con la finalidad de realizar un levantamiento de su geometría general y específica. Con esta información se procedió con la evaluación del edificio, aplicando los niveles de evaluación 1 y 3 del ASCE-SEI 41-17.

Durante la visita al edificio se detectaron patologías estructurales como corrosión en el acero de refuerzo y desprendimiento de los recubrimientos del hormigón en columnas y losas; también se pudo observar un escaso espesor de los recubrimientos de elementos estructurales. En cuanto a su configuración estructural, existen retrocesos excesivos en las esquinas e irregularidad geométrica por la presencia de una losa pequeña en el último nivel.

La evaluación de nivel 1 consistió en llenar dos listas de verificación, una de configuración básica y otra estructural, de acuerdo con el tipo de edificio. Algunos de los parámetros evaluados no se cumplieron, no aplicaban o no se conocían; debido a esto se hizo necesario investigar detalladamente la estructura mediante la aplicación del nivel 3 de evaluación.

Para la evaluación detallada de nivel 3 se utilizó un software de análisis estructural para modelar el edificio, en el que se incluyó a la mampostería. Se realizaron los análisis estructurales lineales estático y dinámico y un análisis no lineal estático, *Pushover*.

Los resultados obtenidos del análisis estructural lineal permitieron verificar que no hay presencia de piso débil, piso blando, y, que se cumple con distribución de masas y con las derivas máximas permitidas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Se comprueba además que sí existe irregularidad torsional en las dos direcciones de análisis, como se esperaba debido a su inadecuada configuración en planta. Existe un alto porcentaje de incumplimiento del criterio columna fuerte – viga débil, así como una baja capacidad de resistencia al corte en la mayoría de los nudos.

En el análisis no lineal, Pushover, se evidenció que se espera que alrededor del 11% de la mampostería llegue a niveles de desempeño > mayor a prevención al colapso, mientras que para los elementos estructurales se espera que solamente lleguen al nivel de desempeño de ocupación inmediata.

Se concluye que, aunque los elementos estructurales primarios se mantendrán hasta el nivel de desempeño de ocupación inmediata, el mal desempeño sísmico de la mampostería condiciona la funcionalidad de la estructura. Es por ello por lo que, se deben tomar las medidas correctivas pertinentes con la finalidad de lograr que la estructura logre un buen desempeño sismorresistente frente a eventos sísmicos futuros.

ABSTRACT

Seismic vulnerability studies of buildings are vitally important for detecting potential structural deficiencies. Therefore, this research addressed this issue by evaluating the seismic performance of the SENAGUA building, located in the city of Chone, Ecuador.

The ASCE-SEI 41-17 standard and the Ecuadorian Construction Standard NEC-2015 were used to conduct this investigation. The existing building was visited to survey its general and specific geometry. With this information, the building was assessed using ASCE-SEI 41-17 assessment levels 1 and 3.

During the building visit, structural pathologies were detected, such as corrosion of the reinforcing steel and detachment of the concrete coatings on columns and slabs. Thin coatings on structural elements were also observed. Regarding its structural configuration, there are excessive setbacks at the corners and geometric irregularities due to the presence of a small slab on the top level.

The Level 1 assessment consisted of completing two checklists, one for basic configuration and the other for structural configuration, according to the building type. Some of the parameters evaluated were not met, were not applicable, or were unknown; therefore, it was necessary to carry out a detailed investigation of the structure through the application of the Level 3 assessment.

For the detailed Level 3 assessment, structural analysis software was used to model the building, which included the masonry. Linear static and dynamic structural analyses, as well as a nonlinear static pushover analysis, were performed.

The results obtained from the linear structural analysis verified that there were no weak or soft stories, and that the mass distribution and maximum drifts allowed by the Ecuadorian Construction Standard were met. It was also confirmed that torsional irregularity did exist in both

analysis directions, as expected due to its inadequate plan configuration. There was a high percentage of noncompliance with the strong column-weak beam criterion, as well as a low shear capacity at most nodes.

In the nonlinear Pushover analysis, it was shown that around 11% of the masonry is expected to reach performance levels > greater than collapse prevention, while for the structural elements it is expected that they will only reach the immediate occupancy performance level.

It was concluded that, although the primary structural elements will be maintained to the immediate occupancy performance level, the poor seismic performance of the masonry affects the structure's functionality. Therefore, appropriate corrective measures must be taken to ensure the structure achieves good seismic-resistant performance in the face of future seismic events.

INDICE

CERTIFICACIÓN	2
DECLARACIÓN DE AUTORÍA	3
APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN.....	4
DEDICATORIA.....	5
AGRADECIMIENTO	6
RESUMEN.	7
ABSTRACT.....	9
CAPITULO I	23
INTRODUCCION	23
OBJETIVOS	24
Objetivo General	24
Objetivos Específicos.....	24
1.1 Antecedentes	25
1.2 Alcance	25
1.3 Justificación	26
2 CAPITULO II	27
2.1 Vulnerabilidad Sísmica.	27

2.1.1	Vulnerabilidad Estructural.	28
2.1.2	Vulnerabilidad no Estructural.	29
2.2	Consideraciones generales de la vulnerabilidad sísmica	30
2.3	Estudios de vulnerabilidad sísmica en edificios	30
2.4	Caracterización sísmica del cantón Chone y del Ecuador	31
2.4.1	Tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico	32
2.4.2	Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	34
2.5	Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño.	35
2.5.1	Factor η : Razón entre la aceleración espectral y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.	36
2.5.2	Factor r	37
2.5.3	Periodos límites de vibración.....	37
2.5.4	Periodo fundamental de la estructura T	37
2.6	Cortante basal de diseño.	38
2.7	Categoría de edificio y coeficiente de importancia I	39
2.7.1	Niveles de amenaza sísmica.....	40
2.8	Factor de reducción de respuesta R	40
2.9	Sistema y configuración estructural.....	42
2.9.1	Pórtico especial sismo resistente.....	42
2.9.2	Configuración estructural.....	42

2.9.3	Regularidad en planta y elevación	43
2.9.4	Coeficiente de regularidad en planta ØP	45
2.9.5	Coeficiente de regularidad en elevación ØE.....	46
2.10	Combinaciones de cargas.....	47
2.11	Inercias de las secciones agrietadas	48
2.11.1	Agrietamientos a flexión ACI 318-19.....	49
2.12	Derivas de pisos	50
2.13	Modos de vibración de la estructura	51
2.14	Irregularidad Torsional.....	51
2.15	Modelos de análisis.....	52
2.15.1	Análisis lineal estático	52
2.15.2	Análisis dinámico.....	53
2.15.3	Análisis no lineal estático	54
2.16	Interacción pórtico – mampostería.....	55
2.16.1	Mampostería	55
2.17	Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras	64
2.18	Metodología de evaluación.	66
2.18.1	ASCE/ SEI 41-17.....	66
2.19	Identificación de patologías presentes.	76
2.19.1	Columnas cortas.....	76

2.19.2	Carbonatación del hormigón.....	77
2.19.3	Corrosión del acero.	78
2.19.4	Esquinas reentrantes.....	79
2.20	Ensayos a los materiales	80
2.20.1	Esclerómetro o índice de rebote.....	80
2.20.2	Ensayo de Pachometría	82
3	CAPITULO III.....	83
3.1	Descripción de la estructura del edificio “SENAGUA”	83
3.1.1	Ubicación geográfica	83
3.1.2	Características de la edificación.....	84
3.2	Ensayos de los elementos estructurales	86
3.2.1	Ensayo de esclerometría.	86
3.2.2	Pachometría.....	93
3.3	Modelo matemático	94
3.3.1	Análisis lineales estáticos y dinámicos de la estructura.....	94
3.3.2	Definición de los coeficientes de irregularidad	107
3.3.3	Definición de los estados de cargas estáticas y dinámicas	110
3.3.4	Análisis Estático.....	112
3.3.5	Análisis dinámico.....	119
3.3.6	Verificación de columna fuerte - viga débil	125

3.3.7	Análisis no lineal estático de la estructura	126
4	CAPITULO IV	143
4.1	CONCLUSIONES	143
4.2	RECOMENDACIONES	146
5	Bibliografía	147

Índice de figuras

Figura 1	Edificio en Portoviejo afectado por el terremoto de abril del 2016.	28
Figura 2	Museo de Bahía de Caráquez afectado por el terremoto de abril del 2016.....	29
Figura 3	Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z	32
Figura 4	Modelo de espectro elástico.	36
Figura 5	Análisis lineal estático.	52
Figura 6	Modos de vibración de las estructuras,	54
Figura 7	Análisis no lineal estático.	55
Figura 8	Esquema del método del puntal diagonal.....	58
Figura 9	Pórtico con aberturas centrales.....	59
Figura 10	Pórtico parcialmente relleno.....	61
Figura 11	Esquema conceptual simplificado de evaluación sísmica de la NEC-SE-RE. 65	
Figura 12	Efecto de columna corta debido a mampostería.....	77
Figura 13	Reducción en la alcalinidad del hormigón.	78
Figura 14	Corrosión localizada de armaduras por ataque de cloruros.....	79

Figura 15 Ejemplos de edificaciones con esquinas reentrantes.	80
Figura 16 Procedimiento del ensayo mediante esclerómetro.	81
Figura 17 Funcionamiento esquemático de un pachómetro.	82
Figura 18 Edificio de la institución “SENAGUA” en Chone.	83
Figura 19 Ubicación de la edificación en Google Earth.	84
Figura 20 Edificio de la institución “SENAGUA” en Chone.	85
Figura 21 Definición de las propiedades del hormigón en Etabs.	95
Figura 22 Definición de las propiedades del acero de refuerzo en el programa Etabs.	96
Figura 23 Definición de la sección de columna 30x30 en el programa Etabs.	97
Figura 24 Inercia agrietada de la sección de columna 30x30 en el programa Etabs.	98
Figura 25 Definición de la sección de columna 30x30 del 2 y 3 nivel en el programa Etabs.	98
Figura 26 Inercia agrietada de la sección de columna 30x30 del nivel	99
Figura 27 Definición de la sección de viga de 40x20 del 1 nivel en el programa Etabs.	100
Figura 28 Inercia agrietada de la sección de viga de 40x20 en el programa Etabs.	101
Figura 29 Definición de la sección de viga de 40x20 del nivel 2 y 3 en el programa Etabs.	101
Figura 30 Definición de la sección de viga de 20x35 en el programa.	102
Figura 31 Inercia agrietada de la sección de viga de 40x20 y 20x35 en el programa Etabs.	102
Figura 32 Definición de losa nervada de 20 cm tipo waffle en el programa Etabs.	103
Figura 33 Inercia agrietada de la losa de 20 cm en el programa Etabs.	104

Figura 34 Ingreso de la mampostería del edificio “SENAGUA” en Etabs.	107
Figura 35 Peso reactivo de la estructura en Tn en el software Etabs.....	116
Figura 36 Deriva estática del sismo en la dirección X.	117
Figura 37 Deriva estática del sismo en la dirección X.	118
Figura 38 Deriva estática del sismo en la dirección Y.	118
Figura 39 Carga del espectro en el software Etabs.	120
Figura 40 Ingreso del factor calculado para la calibración del cortante en Etabs.	122
Figura 41 Deriva dinámica del sismo en la dirección X.....	123
Figura 42 Deriva dinámica del sismo en la dirección Y.	124
Figura 43 Gráfica del modelo en la dirección X.....	125
Figura 44 Gráfica del modelo en la dirección Y.	125
Figura 45 Gráfica de capacidad al corte en el eje X y Y.....	126
Figura 46 Asignación de rótulas plásticas a columnas y vigas del modelo.	127
Figura 47 Parámetros para asignación de rótulas plásticas a las vigas del modelo.	128
Figura 48 Propiedades de rótulas para diagonales controladas por carga axial.....	129
Figura 49 Curva de capacidad de la estructura dirección X	130
Figura 50 Punto de desempeño para un sismo moderado en la dirección X.	131
Figura 51 Punto de desempeño para un sismo de diseño en la dirección X.	132
Figura 52 Escala de colores de los niveles de desempeño.....	132
Figura 53 Rótulas plásticas del pórtico 3 para el paso 6, en la dirección X del sismo moderado.....	135
Figura 54 Rótulas plásticas del pórtico 3 para el paso 8, en la dirección X del sismo de diseño.	135

Figura 55 Porcentajes de niveles de desempeño ante el sismo moderado en la dirección X.....	136
Figura 56 Porcentajes de niveles de desempeño ante el sismo de diseño en la dirección X.....	136
Figura 57 Curva de capacidad de la estructura dirección Y.....	137
Figura 58 Punto de desempeño para el sismo moderado en la dirección Y.....	138
Figura 59 Punto de desempeño para el sismo de diseño en la dirección Y.....	139
Figura 60 Rótulas plásticas del pórtico B para el paso 5, en la dirección Y del sismo moderado.....	141
Figura 61 Rótulas plásticas del pórtico B para el paso 7, en la dirección Y del sismo de diseño.....	141
Figura 62 Porcentajes de niveles de desempeño ante el sismo moderado en la dirección Y.....	142
Figura 63 Porcentajes de niveles de desempeño ante el sismo de diseño en la dirección Y.....	142

índice de tablas

Tabla 1 Factores que indican la vulnerabilidad sísmica de las estructuras.	27
Tabla 2 Tipos de perfiles de suelos estipulados por la normativa.	33
Tabla 3 Tipo de suelo y Factores de sitio F_a	34
Tabla 4 Coeficiente de amplificación de suelo F_d	34
Tabla 5 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s	35
Tabla 6 Niveles de amenaza sísmica.	36
Tabla 7 Factor r según el tipo de suelo.	37
Tabla 8 Coeficientes para el cálculo del período fundamental	38
Tabla 9 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	39
Tabla 10 Niveles de amenaza sísmica.	40
Tabla 11 Valores del coeficiente R según el sistema estructural de la edificación.	41
Tabla 12 Configuraciones estructurales recomendadas.	42
Tabla 13 Configuraciones estructurales no recomendadas.	43
Tabla 14 Coeficientes de irregularidad en planta.	44
Tabla 15 Coeficientes de irregularidad en elevación.	45
Tabla 16 Momentos de inercias y áreas de la sección transversal para el análisis elástico al nivel de la carga mayorada.	49
Tabla 17 Deriva inelástica máxima.	50
Tabla 18 Clasificación de bloques según su uso.	56
Tabla 19 Dimensiones de los bloques.	56
Tabla 20 Resistencia mínima según el bloque	57
Tabla 21 Factor de reducción por daño según la relación altura-espesor.	62

Tabla 22 Condiciones de mampostería para inspección visual.....	63
Tabla 23 Objetivos básicos de desempeño para edificaciones existentes.....	67
Tabla 24 Objetivos básicos de desempeño para edificaciones existentes.....	67
Tabla 25 Lista de verificación de configuración básica de prevención al colapso.	69
Tabla 26 Lista de verificación estructural de prevención al colapso para el tipo de edificio C1.....	72
Tabla 27 Tabla de equivalencias según el ángulo de impacto.....	86
Tabla 28 Índice de rebotes de la planta baja.	87
Tabla 29 Índice de rebotes de la Losa de la planta 1.....	88
Tabla 30 Índice de rebotes de la planta 2.	88
Tabla 31 Índice de rebotes de la Losa de la planta 2.....	89
Tabla 32 Índice de rebotes de la planta 3.	89
Tabla 33 Índice de rebotes de la Losa 3 de la planta 3	90
Tabla 34 Tabla de resumen para losa de la planta baja	90
Tabla 35 Tabla de resumen para losa y columnas del nivel 2.	91
Tabla 36 Tabla de resumen para columnas y losa de la planta 3	91
Tabla 37 Armado de Columnas edificio “SENAGUA”	93
Tabla 38 Armado de vigas edificio “SENAGUA”	93
Tabla 39 Propiedades de las diagonales equivalentes de la mampostería.....	105
Tabla 40 Máximas y promedio de derivas por piso en el eje X.	108
Tabla 41 Máximas y promedio de derivas por piso en el eje Y.....	108
Tabla 42 Chequeo de irregularidades Tipo 2 con dimensiones geométricas.	108

Tabla 43 Chequeo de irregularidad en elevación tipo 1, en base a las rigideces en el eje X.....	109
Tabla 44 Chequeo de irregularidad en elevación tipo 1, en base a las rigideces en el eje Y.	109
Tabla 45 Chequeo de irregularidad en elevación tipo 2, en base a la distribución de masa.	109
Tabla 46 Chequeo de irregularidad en elevación tipo 3, en base a la geometría.	110
Tabla 47 Sobrecarga permanente de la estructura.	110
Tabla 48 Sobrecarga permanente al piso 1-2 de la estructura.	111
Tabla 49 Sobrecarga permanente del piso 3 más cubierta de la estructura.	111
Tabla 50 Carga viva aplicada en la estructura.	112
Tabla 51 Cálculo de coeficientes y corte basal NEC 2015.	113
Tabla 52 Tabla de modos, periodos y frecuencias de la estructura.	114
Tabla 53 Tabla de participación modal	115
Tabla 54 Tabla de periodos calculados por método 1 y 2 según la NEC.	116
Tabla 55 Derivas elásticas e inelásticas de la estructura.	119
Tabla 56 Cortantes en la base de la estructura sin calibración.	121
Tabla 57 Cortantes en la base de la estructura Calibrados.	122
Tabla 58 Derivas dinámicas elásticas e inelásticas de la estructura.	124
Tabla 59 Descripción de la escala de colores de rótulas plásticas.	133
Tabla 60 Rótulas plásticas en los elementos de la estructura en el análisis pushover en X.	133

Tabla 61 Rótulas plásticas en elementos estructurales del análisis pushover en la dirección Y.	139
---	-----

CAPITULO I

INTRODUCCION

El Ecuador presenta un extenso historial de eventos sísmicos que se han desarrollado a través de la historia; el terremoto más grande que azotó al Ecuador ocurrió el 31 de enero de 1906, con una magnitud en escala Richter de $M_w = 8.8$, una profundidad de 25 km. Este sismo golpeó las costas de Esmeraldas, su epicentro se ubicó a 100 km desde la costa del país en el océano Pacífico.

El último evento sísmico, que afectó gravemente al Ecuador, ocurrió el 16 de abril del 2016, que se generó en la zona de subducción entre la Placa Nazca y Sudamericana, con una magnitud en la escala de Richter de $M_w = 7.8$, dejando por lo menos 660 fallecidos y más de 28000 personas en albergues (Moncayo, 2017)

En este contexto en octubre del año 2023 (Roberto Aguiar & José Ricardo Vera, 2023) analizaron quince edificios colapsados en el terremoto del 2016 en Portoviejo. Las fallas estructurales más comunes identificadas fueron: pisos blandos, columnas esbeltas, columnas cortas, viga fuerte-columna débil, pesos en las terrazas, golpeteo, poca redundancia estructural, irregularidades en planta y elevación, nudos débiles.

En este proyecto de investigación se desarrollará el análisis de la vulnerabilidad sísmica del edificio SENAGUA, ubicado en la ciudad de Chone, con la finalidad de identificar las posibles fallas estructurales, cumpliendo los requerimientos y procedimientos de la norma ASCE /SEI 41-17. Se llevarán a cabo un análisis lineal y un no lineal de la estructura para poder determinar su nivel de vulnerabilidad sísmica; en base a los resultados que se obtengan se definirá el desempeño sismorresistente de la misma.

OBJETIVOS

Objetivo General

Evaluar la vulnerabilidad sísmica del edificio SENAGUA de hormigón armado, ubicado en Chone, Ecuador.

Objetivos Específicos

- Conseguir información general y específica del edificio en estudio.
- Determinar la vulnerabilidad sísmica del edificio mediante una evaluación visual rápida y mediante una evaluación detallada.
- Identificar probables deficiencias en el desempeño sismorresistente del edificio.
- Generar un informe técnico con los resultados de la evaluación.

1.1 Antecedentes

Parte de América Central y América de Sur, son calificadas como regiones que experimentan gran actividad sísmica, razón por la cual presentan con frecuencia sismos que alcanzan grandes magnitudes y han causado pérdidas de vidas humanas y daños materiales (Udías, 1998).

Por otro lado, en el sur del Ecuador, se tiene la interacción relativamente más sencilla entre la Placa Sudamericana y la de Nazca. La compleja tectónica descrita ha desarrollado un sistema de fallas que, combinado con la subducción que se presenta en la costa del país, constituyen las fuentes principales que generan movimientos sísmicos (Quinde, P., & Reinoso, E., 2016).

Ecuador puede describirse como un país multiamenazas, en lo que se refiere a desastres naturales, es por esta razón que, es una tarea de gran importancia el trabajar por optimizar la calidad de las edificaciones (Fernández, 2018).

Chone, al estar en una zona de alta peligrosidad sísmica, su estado de vulnerabilidad es significativo, es por ello que, debemos implementar controles y medidas más estrictos, en las etapas de planificación, diseño y construcción de obras. En cambio, para estructuras existentes se deben implementar reforzamientos estructurales que ayuden a mejorar el desempeño sísmico de la estructura, para así garantizar la integridad de los ocupantes.

1.2 Alcance

Este proyecto de titulación tiene como finalidad analizar el comportamiento sísmico del edificio en estudio, considerando que es un edificio público y presenta una configuración estructural irregular, identificando así sus debilidades estructurales y poder así proponer medidas correctivas que mejoren su comportamiento ante eventos sísmicos.

Para ello se deberá recopilar toda la información técnica disponible del edificio, para poder

así realizar una caracterización del sistema estructural y las irregularidades que presenta el mismo. Mediante la aplicación de métodos de evaluación como, la Norma ASCE/SEI 41-17, Manual FEMA 154 o Método italiano (Benedetti-Petrini) se determinará un índice de vulnerabilidad sísmica, y según la categorización de su nivel de vulnerabilidad, se elaborará un documento técnico con las recomendaciones pertinentes, además de que pueda servir de guía referencial para la intervención de construcciones informales.

1.3 Justificación

En el Ecuador, especialmente en las ciudades con mayor población, existen estructuras informales con graves patologías estructurales que no han sido evaluadas o calificadas para garantizar su uso. Implementar una metodología que permita a los profesionales evaluar dichos edificios, para facilitar la selección de un método de reforzamiento estructural, resultaría más económico que demoler los edificios (Durán , J., & Maldonado , D. , 2013).

Complementariamente a la evaluación de edificios cuyo diagnóstico no ha sido favorable, es preciso implementar, técnicas de reforzamiento estructural que permitan incrementar el estado de servicio, capacidad de carga, estándares de seguridad y evitar otros tipos de fallas. (Durán , J., & Maldonado , D. , 2013).

Este proyecto fue propuesto con la finalidad de validar el comportamiento del edificio SENAGUA, ante la acción de eventos sísmicos, a través de una evaluación de su vulnerabilidad, evitando así la demolición de dicha estructura. Con los resultados que se obtengan, las autoridades pertinentes tendrán la información necesaria para la toma de decisiones, con la finalidad de que la estructura pueda cumplir con los objetivos de desempeño deseados.

2 CAPITULO II

2.1 Vulnerabilidad Sísmica.

(A. Barbat , N. Lantada , L. Pujades & L. Carreño, 2014, p. 1) Definen a la vulnerabilidad sísmica, como la predisposición intrínseca de una estructura, grupo de estructuras o de una zona urbana, completa de sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico, de una severidad determinada. La vulnerabilidad está directamente relacionada con las características de diseño de la estructura.

(S. Muñoz & M. Garcia , 2017) señalan varios factores que indican la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, en lo que considera que todas las estructuras son un caso diferente por lo que su estudio debe ser un caso en particular:

Tabla 1

Factores que indican la vulnerabilidad sísmica de las estructuras.

Calidad y mano de obra
Estado de preservación
Regularidad
Ductilidad
Localización
Cambio de uso

Fuente: (S. Muñoz & M. Garcia , 2017)

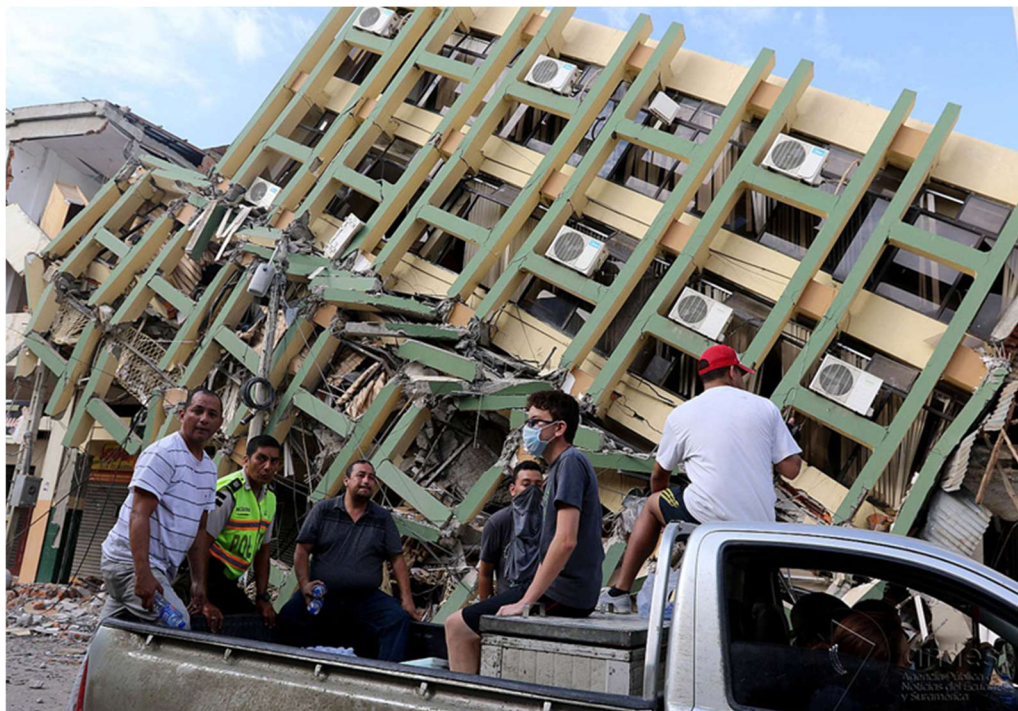
2.1.1 Vulnerabilidad Estructural.

De acuerdo con (C. Cardona , L. Medina & R. Serna, 2016), la vulnerabilidad estructural se refiere, a qué tan susceptibles pueden estar o no los elementos estructurales de la edificación, frente a fuerzas sísmicas y gravitacionales.

En la **Figura 1** se puede apreciar los daños en una edificación que fue muy vulnerable ubicada en la ciudad de Portoviejo.

Figura 1

Edificio en Portoviejo afectado por el terremoto de abril del 2016.



Fuente : (Muñoz, 2016)

2.1.2 Vulnerabilidad no Estructural.

La finalidad de la vulnerabilidad es determinar los daños que la estructura pueda presentar después de ser afectada por un sismo. Como se sabrá, la estructura puede quedar inhabilitada debido a daños no estructurales tales como: colapso de equipos, mampostería, elementos arquitectónicos, etc. (Ceballos, 2017)

En la **Figura 2** se puede apreciar daños en la mampostería de la edificación y dada a la cercanía del epicentro se esperaba mayor daño a nivel estructural sin embargo este no fue el caso.

Figura 2

Museo de Bahía de Caráquez afectado por el terremoto de abril del 2016.



Fuente : (Zibell, 2016)

2.2 Consideraciones generales de la vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica se puede realizar a muchas partes de la estructura, ya sean elementos estructurales, elementos no estructurales contenidos (maquinarias, muebles, enseres y demás elementos que formen el mobiliario de la estructura) (Bonett Ricardo, 2003).

Un estudio de vulnerabilidad sísmica no sólo atiende la vulnerabilidad de los elementos estructurales, sino que también, está asociada a la organización humana y a su relación con la infraestructura. Esta relación debe considerar los distintos estados de la infraestructura para las diversas situaciones de desastre.

La probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos constituye un peligro sísmico si tienen el potencial de dañar a las personas o dañar a las estructuras y sus contenidos. Este tipo de peligro se origina por procesos internos de la tierra y no existe la posibilidad de modificarlo.

La amenaza o peligro sísmico es una variable independiente que implica la probabilidad de ocurrencia de un terremoto de cierto nivel de severidad, dentro de un periodo determinado de tiempo y en una zona específica. La información sobre la peligrosidad sísmica de los territorios se encuentra especificada en las normativas de diseño sismorresistente de cada país. (A. Barbat , N. Lantada , L. Pujades & L. Carreño, 2014, p. 1).

2.3 Estudios de vulnerabilidad sísmica en edificios

El Ecuador al ser conocido como un país que está expuesto a un peligro sísmico permanente, involucra la exposición a ciertos eventos que pueden traer consigo la pérdida de vidas humanas, pérdidas materiales y económicas; por lo tanto es necesario tomar medidas que permitan reducir los efectos negativos de un evento sísmico, entre ellos, el efectuar estudios que permitan determinar el comportamiento probable de una estructura ante dichos eventos, para así poder planificar y mitigar los grandes efectos que trae consigo (Fernández, 2018).

Es necesario insistir que el Ecuador ha pasado por varios eventos sísmicos, con diferentes niveles de afectación, muchos de ellos han sido de gran intensidad y han causado daños considerables y víctimas fatales.

Una de las causas trascendentales de daño en las estructuras inducidas por los sismos es el comportamiento poco adecuado de las edificaciones, razón por la cual es importante determinar el grado de vulnerabilidad que presentan de acuerdo con la configuración estructural de las mismas, para así investigar soluciones y mejorar su respuesta estructural ante la influencia de un sismo de mediana o gran intensidad. (Fernández, 2018).

Para determinar la vulnerabilidad sísmica del edificio, es necesario conocer la peligrosidad sísmica del sitio de implantación de este y seleccionar adecuadamente los procedimientos de evaluación.

Debido a estas necesidades, en este capítulo se presentará una breve caracterización sísmica del cantón Chone y del Ecuador; luego se describirá la parte pertinente de los procedimientos y requerimientos de evaluación utilizados en este proyecto, los cuales están basados en el Manual FEMA P-154, en la norma ASCE/SEI 41-17, método italiano (Benedetti-Petrini) y en la NEC 2015.

2.4 Caracterización sísmica del cantón Chone y del Ecuador

El Ecuador se encuentra ubicado en una zona de subducción entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, por lo que existe un riesgo latente a la ocurrencia de un evento sísmico de cualquier magnitud, lo cual afectaría a gran parte del territorio.

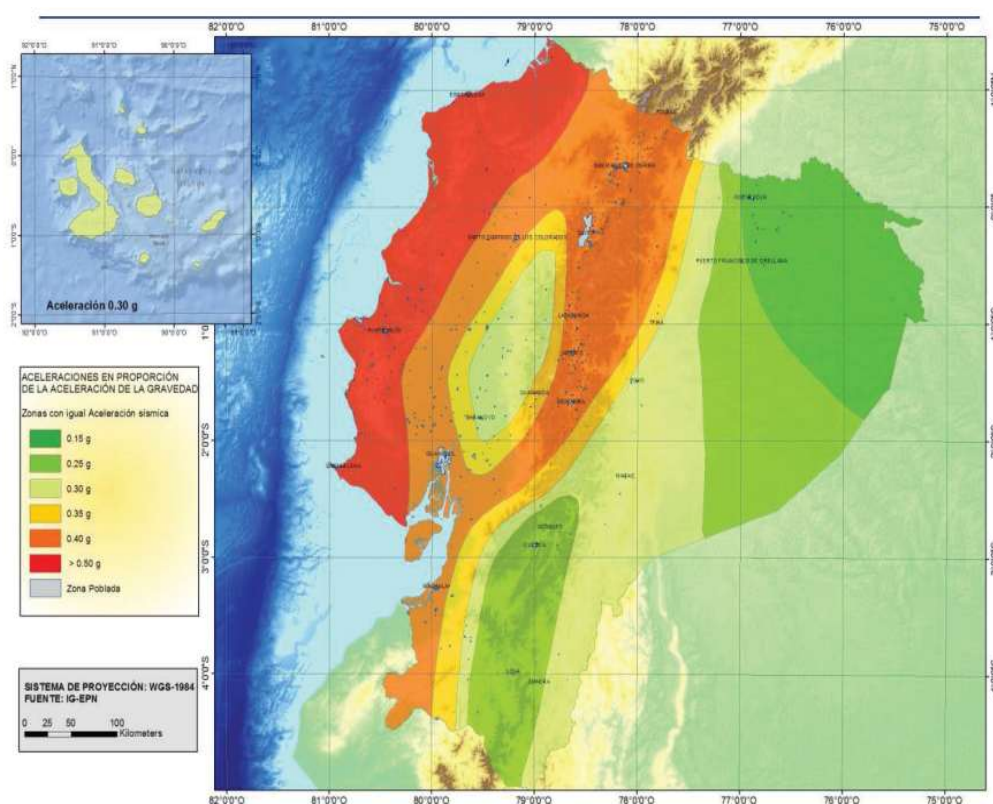
El cantón Chone, según (NEC-SE-DS, 2015), se encuentra en la zona sísmica: VI, que registran valores de alta sismicidad. De acuerdo con la cobertura de amenazas, todo el territorio urbano se encuentra expuesto a un nivel “muy alto” de riesgo por sismos. En vista de esta situación

se deben implementar medidas que minimicen los efectos de las afectaciones por sismos en la infraestructura vital. Esto incluye el diseño antisísmico en las edificaciones (Centro del Agua y Desarrollo Sustentable CADS - ESPOL, 2013).

Como se puede visualizar en la **Figura 3** el cantón Chone se encuentra entre la zona VI lo que le corresponde en un valor de zonificación de $Z \geq 0.50 g$

Figura 3

Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de



Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

2.4.1 Tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico

La (NEC-SE-DS, 2015) define seis tipos de perfil de suelos, los cuales se presentan en la **Tabla 2**. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Conocido el perfil de suelo en donde

vaya a ser implantada la estructura, se pueden definir los parámetros necesarios para construir el espectro de diseño.

Tabla 2

Tipos de perfiles de suelos estipulados por la normativa.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$ $N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$ $50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases: F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3 \text{ m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F3—Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$) F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30 \text{ m}$) F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.4.2 Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s .

2.4.2.1 F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

En la **Tabla 3** se presentan los valores del coeficiente F_a , que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tabla 3

Tipo de suelo y Factores de sitio F_a .

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	0.85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.4.2.2 F_d : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

En la **Tabla 4** se presentan los valores del coeficiente F_d que amplifica las ordenadas del espectro elástico de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla 4

Coeficiente de amplificación de suelo F_d .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.4.2.3 Fs: comportamiento no lineal de los suelos.

En la **Tabla 5** se presentan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 5

Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.5 Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño.

El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura. Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño.

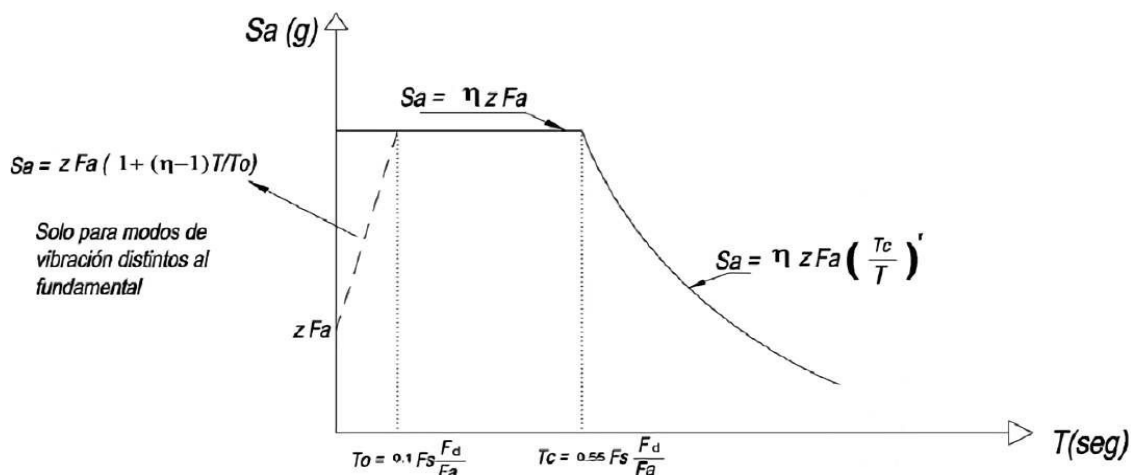
El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la , consistente con:

 El factor de zona sísmica Z ,

- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

Figura 4

Modelo de espectro elástico.



Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.5.1 Factor η : Razón entre la aceleración espectral y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado. Determina la relación de amplificación espectral expresada como S_a/Z en roca y varía según la región.

En la **Tabla 6** se aprecian los distintos factores según la región.

Tabla 6

Niveles de amenaza sísmica.

Factor $h = 1.80$	Provincias de la costa (Excepto Esmeraldas)
Factor $h = 2.48$	Provincias de la sierra, Esmeraldas y Galápagos
Factor $h = 2.60$	Provincias del Oriente

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.5.2 Factor r

La (NEC-SE-DS, 2015) nos indica que el factor r se utiliza en el espectro de diseño elástico y está determinado en base a la ubicación de la edificación tal y como se visualiza en la **Tabla 7**.

Tabla 7

Factor r según el tipo de suelo.

$r=1$	Para todos los suelos excepto, tipo E
$r=1.5$	Para suelos tipo E

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.5.3 Periodos límites de vibración

La (NEC-SE-DS, 2015) define los límites para el periodo de vibración T_c y T_L .

El periodo límite de vibración T_c : Es el Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. Definido en la **ecuación (1)**.

$$T_c = 0.55 * F_S * \frac{F_d}{F_a} \quad (1)$$

El periodo límite de vibración T_L : Es el período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos. Definido en la **ecuación (2)**.

$$T_L = 2.4 * F_d \quad (2)$$

2.5.4 Periodo fundamental de la estructura T

Se considera como periodo fundamental al primer o al mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal y estará definido por la ecuación

$$T = C_t * h_n^a \quad (3)$$

 **C_t :** Coeficiente que depende del tipo de edificio

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

 **T**: Período fundamental de vibración de la estructura.

A continuación, se presentan en la **Tabla 8** los coeficientes para calcular el período fundamental.

Tabla 8

Coeficientes para el cálculo del periodo fundamental

Tipo de estructura	Ct	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 y mampostería estructurales	0.055	0.75

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.6 Cortante basal de diseño.

La (NEC-SE-DS, 2015) lo define como la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma:

El valor del cortante dinámico total obtenido en la base por cualquier método de análisis dinámico no debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

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

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e} * W \quad (4)$$

Donde:

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración.

φ_P y φ_E : Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I: Coeficiente de importancia.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

V: Cortante Basal total de diseño.

W: Carga sísmica reactiva.

2.7 Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

La (NEC-SE-DS, 2015) clasifica a la estructura en la categoría “otras estructuras” que se establece en la **Tabla 9** y se adoptará el coeficiente de importancia $I=1$.

Tabla 9

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

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

2.7.1 Niveles de amenaza sísmica

Los sismos se clasifican según su nivel de peligrosidad y el periodo de retorno; tal y como se visualiza en la **Tabla 10**.

Tabla 10

Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2500	0.00040

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.8 Factor de reducción de respuesta R

La (NEC-SE-DS, 2015) nos indica que el factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas. A su vez este depende de las siguientes consideraciones:

 Tipo de estructura

 Tipo de suelo

 Periodo de vibración considerado

-  Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límites.

En la **Tabla 11** podemos visualizar los distintos coeficientes R según el sistema estructural de la edificación.

Tabla 11

Valores del coeficiente R según el sistema estructural de la edificación.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.9 Sistema y configuración estructural

2.9.1 Pórtico especial sismo resistente

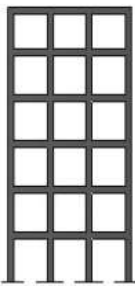
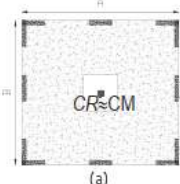
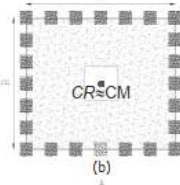
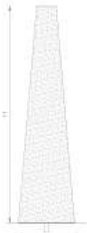
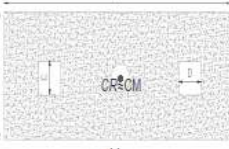
La (NEC-SE-DS, 2015) lo define como una estructura formada por columnas y vigas descolgadas del sistema de piso, que resiste cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión viga-columna son capaces de resistir tales fuerzas y está especialmente diseñado y detallado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

2.9.2 Configuración estructural

La (NEC-SE-DS, 2015) describe, recomienda y restringe varios tipos de configuración estructural que se pueden presentar en edificaciones de hormigón armado, como se observa en la **Tabla 12** y **Tabla 13**.

Tabla 12

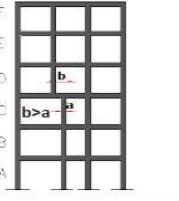
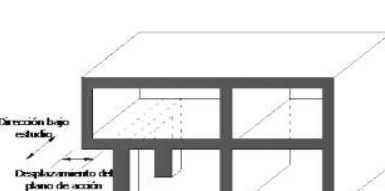
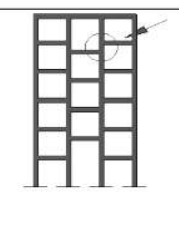
Configuraciones estructurales recomendadas.

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_P=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_E=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_P=1$	 (a)  (b)
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_E=1$	 (a)  (b)		 (c)

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 13

Configuraciones estructurales no recomendadas.

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.		Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.
Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).		
Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.		

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

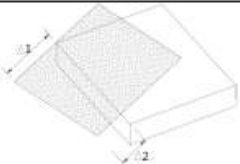
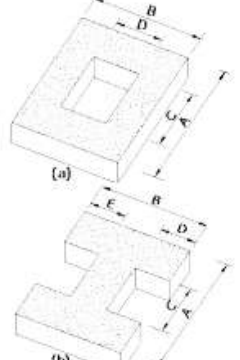
2.9.3 Regularidad en planta y elevación

Una estructura se considera como regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en las **Tabla 13** y **Tabla 14**.

Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

La **Tabla 14** y **Tabla 15** describen las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación. Junto a la descripción se caracteriza la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades.

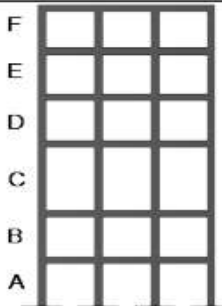
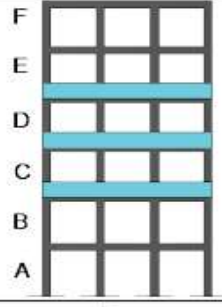
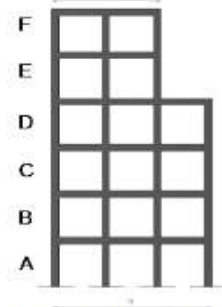
Tabla 14*Coefficientes de irregularidad en planta.*

Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_T=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_T=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	
Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_T=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_T=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 15

Coefficientes de irregularidad en elevación.

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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.9.4 Coeficiente de regularidad en planta ϕ_P

El coeficiente ϕ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en la **Tabla 14**.

Se utilizará la expresión:

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB} \quad (5)$$

Dónde

- **ØP** : Coeficiente de regularidad en planta
- **ØPA**: Mínimo valor ØPi de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3
- **ØPB**: Mínimo valor ØPi de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4
- **ØPi**: Coeficiente de configuración en planta

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la **Tabla 12**, en ninguno de sus pisos, ØP tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta.

2.9.5 Coeficiente de regularidad en elevación ØE

El coeficiente ØE se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la **Tabla 15**. Se utilizará la expresión:

$$\text{ØE} = \text{ØEA} \times \text{ØEB} \quad (6)$$

Dónde:

- **ØE** Coeficiente de regularidad en elevación
- **ØEA** Mínimo valor ØEi de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ØEi en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1
- **ØEB** Mínimo valor ØEi de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ØEi en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3
- **ØEi** Coeficiente de configuración en elevación

$$Si \Delta Mi < 1.30 * \Delta Mi + 1 \quad (7)$$

puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1, 2, ó 3.

Dónde:

- ΔMi Deriva máxima de cualquier piso
- $\Delta Mi+1$ Deriva máxima del piso superior

2.10 Combinaciones de cargas

La (NEC-SE-RE, 2015) nos indica que la edificación rehabilitada debe satisfacer los niveles de desempeño propuestos ante la acción del sismo de diseño. Se debe aplicar la combinación más desfavorable ante las acciones gravitacionales y sísmicas; podemos visualizar dichas combinaciones en la **ecuación (8)** y la **ecuación (9)**.

$$1.1 (D + 0.25L) + E \quad (8)$$

$$0.9 (D + 0.25L) + E \quad (9)$$

$$1,362 * PP + 1,362 * CM + 0,275 * CV + 1 * SX_E \quad (10)$$

$$1,362 * PP + 1,362 * CM + 0,275 * CV - 1 * SX_E \quad (11)$$

$$1,362 * PP + 1,362 * CM + 0,275 * CV + 1 * SY_E \quad (12)$$

$$1,362 * PP + 1,362 * CM + 0,275 * CV - 1 * SY_E \quad (13)$$

$$0,638 * PP + 0,638 * CM + 1 * SX_E \quad (14)$$

$$0,638 * PP + 0,638 * CM - 1 * SX_E \quad (15)$$

$$0,638 * PP + 0,638 * CM + 1 * SY_E \quad (16)$$

$$0,638 * PP + 0,638 * CM - 1 * SY_E \quad (17)$$

$$1,362 * PP + 1,362 * CM + 0,275 * CV + 1 * SX_D \quad (18)$$

$$1,362 * PP + 1,362 * CM + 0,275 * CV + 1 * SY_D \quad (19)$$

$$1,362 * PP + 1,362 * CM + 0,275 * CV + 1 * SH \quad (20)$$

$$0,638 * PP + 0,638 * CM + 1 * SX_D \quad (21)$$

$$0,638 * PP + 0,638 * CM + 1 * SY_D \quad (22)$$

$$0,638 * PP + 0,638 * CM + 1 * SH \quad (23)$$

Donde:

PP: Peso Propio de la estructura

CM: Carga Muerta

CV: Carga Viva

SX_E: Carga estática para sismo en X

SY_E: Carga estática para un sismo en Y

SX_D: Carga dinámica para sismo en X

SY_D: Carga dinámica para sismo en Y

SH: Carga dinámica para sismo en sentido X-Y

2.11 Inercias de las secciones agrietadas

La (NEC-SE-DS, 2015) define que para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales con las siguientes consideraciones:

 0.5 I_g para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando sea aplicable)

 0.8 I_g para columnas

 0.6 I_g para muros estructurales

2.11.1 Agrietamientos a flexión ACI 318-19

El (American Concrete Institute, 2019) en su sección **6.6.3.1.1** nos deduce valores de momentos de inercias para miembros no preesforzados. Los valores de I y A se han escogido en base en resultados de ensayos de estructuras e incluyen una holgura para tener en cuenta la variabilidad de las deflexiones calculadas, tal y como se visualiza en la **Tabla 16**.

Tabla 16

Momentos de inercias y áreas de la sección transversal para el análisis elástico al nivel de la carga mayorada.

Miembro y condición	Momento de inercia	Área de la sección transversal para deformaciones axiales	Área de la sección transversal para deformaciones por cortante
Columnas	$0.70 I_g$		
Muros	No fisurados		
	Fisurados	$1.0 A_g$	$b_w h$
Vigas	$0.35 I_g$		
Placas y losas planas	$0.25 I_g$		

(American Concrete Institute, 2019)

Para las reducciones por agrietamientos tanto a flexión como torsión en losa, utilizaremos $0.35 I_g$, en tanto que a la rigidez axial se la considerará en un **5%**. Para la masa y peso, se les considerará en un **95%** dado a que, en un evento sísmico no toda la carga viva estará presente, por tanto, se ajusta la rigidez y fuerzas de inercias sin sobreestimar la demanda.

2.12 Derivas de pisos

La (NEC-SE-DS, 2015) define a las derivas de piso como el desplazamiento lateral relativo de un piso en particular por la acción de una fuerza horizontal con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso.

Para determinar las derivas inelásticas se hace uso de la **ecuación (24)**.

$$\Delta M = 0,75 * R * \Delta E \quad (24)$$

Donde:

ΔM = Deriva máxima inelástica.

ΔE = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R = Factor de reducción de resistencia.

La (NEC-SE-DS, 2015) establece que las derivas inelásticas máximas por piso no podrán superar el 2% para estructuras de hormigón armado tal y como se muestra en la **Tabla 17**.

Tabla 17

Deriva inelástica máxima.

Estructura de	ΔM máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.13 Modos de vibración de la estructura

La (NEC-SE-DS, 2015) nos indica que se debe considerar en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración.

Todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

2.14 Irregularidad Torsional

Según (Paredes, 2014) “La asimetría ocurre por la distribución en planta de los elementos estructurales lo que en efecto causa la vibración torsional; La vibración torsional ocurre cuando el centro de masa del edificio no coincide con el centro de rigidez, por lo cual el edificio gira en torno al centro de rigidez, lo que causa grandes incrementos en las fuerzas laterales que actúan sobre los elementos perimetrales de soporte de manera proporcional a sus distintos ejes de rotación.”

La (NEC-SE-DS, 2015) nos indica que cuando existe irregularidad torsional (coeficiente de regularidad en planta), los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación torsional A_x , calculado con la **ecuación (25)**.

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{prom}} \right)^2 \quad (25)$$

Dónde:

A_x Factor de amplificación torsional

δ_{prom} Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

δ_{max} Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

El factor de amplificación torsional (A_x) no tendrá que exceder de un valor= 3.0. Para diseño, se considerará la carga más severa para cada elemento.

2.15 Modelos de análisis

La modelación de la edificación en el software Etabs contará con los siguientes análisis:

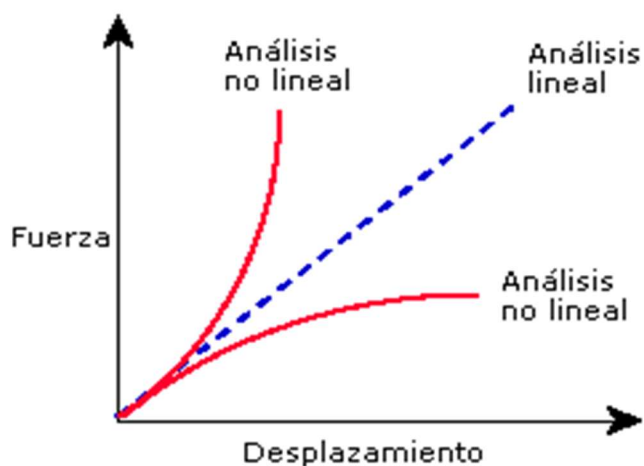
- ✚ Análisis lineal estático.
- ✚ Análisis lineal dinámico.
- ✚ Análisis no lineal estático.

2.15.1 Análisis lineal estático

El análisis lineal se basa en la teoría elástico lineal, la cual determina los desplazamientos, esfuerzos y fuerzas, bajo el efecto de cargas sísmicas, mismas que proceden de un espectro elástico de respuesta o de un método elástico equivalente, de este modo este análisis puede ser estático o dinámico, de acuerdo con la (NEC-SE-DS, 2015) este análisis es considerado como una metodología de diseño basado en fuerzas.

Figura 5

Análisis lineal estático.



Fuente: (SolidWorks, 2021)

-  El análisis es elástico. Las cargas, como las características de los materiales son conocidas y se asume un comportamiento lineal. Lo que obtiene entre la linealidad de las cargas dadas con las deformaciones originadas.
-  Las estructuras de edificio se consideran conformadas por pórticos planos y dúctiles, acoplados por un sistema de entrepiso rígido.
-  El sistema de entrepiso se considera de rigidez infinita, lo cual significa que los diafragmas de entrepiso solo sufren desplazamientos sobre los ejes X y Y, y rotaciones sobre el eje Z pero no se deforman. Como consecuencia, las vigas no sufren deformaciones axiales.
-  Se desprecian las deformaciones axiales en las columnas. (SolidWorks, 2021)

2.15.2 Análisis dinámico

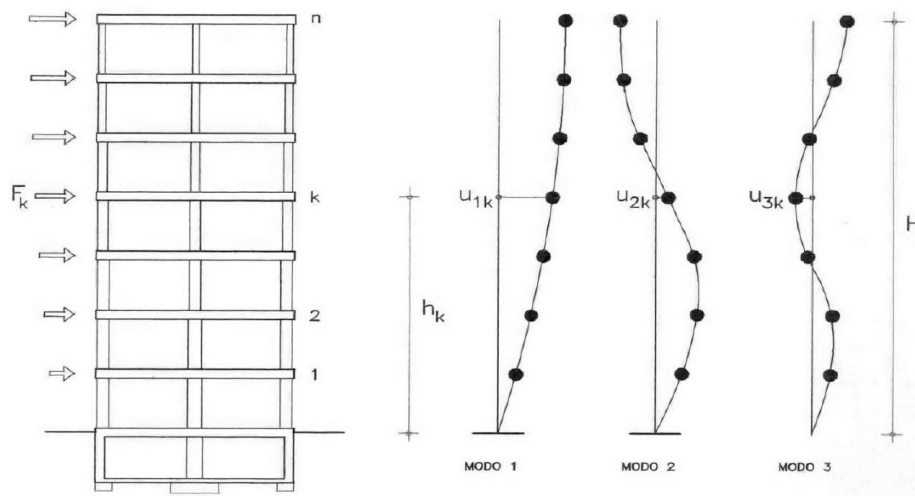
El carácter dinámico de una acción se refiere a la rapidez de su variación en el tiempo, y a que la misma da origen a las fuerzas de inercia comparables en magnitud con las fuerzas estáticas. (Dassault Systèmes, 2011)

Este análisis considera los 3 modos en que la estructura puede vibrar frente a una excitación sísmica. Cada una de estas formas de vibrar tiene una característica y frecuencia diferente, ya que los 3 primeros modos son los más destructivos; siendo el primero modo el que coincide con la frecuencia natural de la estructura, es importante mencionar que el movimiento de los dos primeros modos es de carácter traslacional mientras que el tercer modo es de carácter rotacional.

En la **Figura 6** se aprecian los diferentes modos de vibración de una estructura.

Figura 6

Modos de vibración de las estructuras,



Fuente: (Moya, 2014)

2.15.3 Análisis no lineal estático

El análisis estático no lineal (nonlinear static procedure: NSP), también conocido como PUSHOVER, es una herramienta que permite conocer con mayor facilidad la vulnerabilidad presente en las edificaciones al ser sometidos a cargas laterales provocadas por sismos (C. Chávez & J. Gómez , 2020).

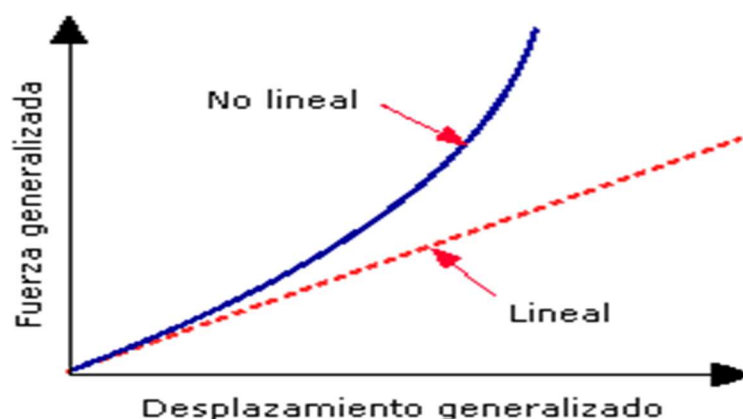
Este análisis se enfoca en aplicar una fuerza lateral distribuida verticalmente a lo largo de la edificación e ir incrementándola de manera monótona hasta sobrepasar el punto de control, es decir, hasta superar el punto donde se considera que el edificio va a colapsar.

Esta técnica considera el comportamiento no lineal de los materiales, por ello, se considera dentro del análisis la degradación de la rigidez de los elementos estructurales, así como también la formación de rótulas plásticas en los componentes como medida de disipación de energía (R. Aguiar, 2013).

En el análisis estático no lineal, no se consideran los efectos dinámicos como las fuerzas inerciales y de amortiguación. (Dassault Systèmes, 2011)

Figura 7

Análisis no lineal estático.



Fuente: (SolidWorks, 2021)

2.16 Interacción pórtico – mampostería.

2.16.1 Mampostería

La mampostería es la unión de bloques o ladrillos de arcilla con un mortero para conformar sistemas monolíticos tipo muro los cuales resisten acciones como cargas de gravedad, sismo o de viento.

Teniendo en cuenta la presencia de paredes adosados a los elementos estructurales como vigas y columnas, estas afectan su comportamiento sísmico lo cual modifica en gran porcentaje su rigidez y generan problemas como torsión en la edificación, piso blando, columnas cortas, entre otros.

La normativa (INEN 638, 2018) nos muestra la clasificación del bloque según sus usos, de igual manera en la **Tabla 18** se observa las dimensiones establecidas según la normativa.

Tabla 18*Clasificación de bloques según su uso.*

TIPO	USO
A	Paredes exteriores de carga, sin revestimiento.
B	Paredes exteriores de carga, con revestimiento. Paredes exteriores de carga, con o sin revestimiento.
C	Paredes divisorias exteriores, sin revestimiento.
D	Paredes divisorias exteriores, con revestimiento. Paredes divisorias interiores, con o sin revestimiento.
E	Losas alivianadas de hormigón armado.

*Fuente: (INEN 638, 2018)***Tabla 19***Dimensiones de los bloques.*

DIMENSIONES NOMINALES				DIMENSIONES REALES		
TIPO	largo	ancho	alto	largo	ancho	alto
A, B	40	20, 15, 10	20	39	19, 14, 09	19
C, D	40	10, 15, 20	20	39	09, 14, 19	19
E	40	10, 15, 20, 25	20	39	09, 14, 19, 24	20

Fuente: (INEN 638, 2018)

La norma INEN 639 nos indica en la **Tabla 20** las resistencias mínimas a la compresión de los bloques, según su tipología y uso.

Tabla 20

Resistencia mínima según el bloque

TIPO DE BLOQUE	Resistencia mínima a la compresión en MPa a los 28 días (ver nota 1) (Norma INEN 639).
A	6
B	4
C	3
D	2.5
E	2

Fuente: (INEN 639, 2012)

2.16.1.1 Consideraciones para la modelación de la mampostería no estructural.

En Ecuador los sistemas constructivos más utilizados han generalizado el uso de la mampostería para la división de espacios interiores, por la factibilidad y reducción de costos. Sin embargo, cuando la mampostería se encuentra adosada a las columnas de un pórtico se produce un incremento de manera considerable en la rigidez de este, y si la distribución no es simétrica puede producir diversas patologías estructurales no consideradas en el análisis que pueden conllevar al colapso de la edificación. (Rochel, 1993)

El uso del puntal diagonal es empleado con mayor frecuencia por la ventaja en cuanto a simplicidad y baja demanda en el requerimiento computacional que este representa.

Este método utiliza un procedimiento lineal estático que consiste en el cálculo del ancho equivalente del puntal que represente las características de la mampostería, en pórticos completos

o parcialmente rellenos (Carrillo J. & Gonzalez G., 2007).

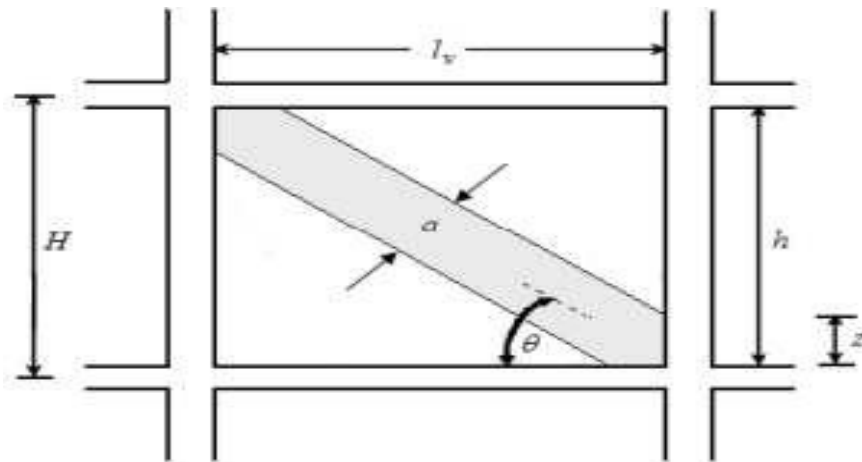
(Holmes, 1961) propuso una regla empírica para simplificar la mampostería con un puntal diagonal, de ancho equivalente w igual a $1/3$ de la longitud de la diagonal del pórtico, y manifiesta que la dispersión de los resultados que se generan es debido a factores como la mano de obra o la calidad de los materiales utilizados.

2.16.1.2 Modelo puntal equivalente para pórticos rellenos

De acuerdo con el método (Holmes, 1961) el cálculo del ancho equivalente se lo realizará considerando el esquema de la **Figura 8** y con las **ecuaciones (26) y (27)**.

Figura 8

Esquema del método del puntal diagonal.



Fuente: (Carrillo, 2008)

$$L = \sqrt{l_v^2 + h^2} \quad (26)$$

$$a = \frac{L}{3} \quad (27)$$

Donde:

L = longitud de la diagonal.

L_v = longitud entre las caras internas de las columnas.

h = altura.

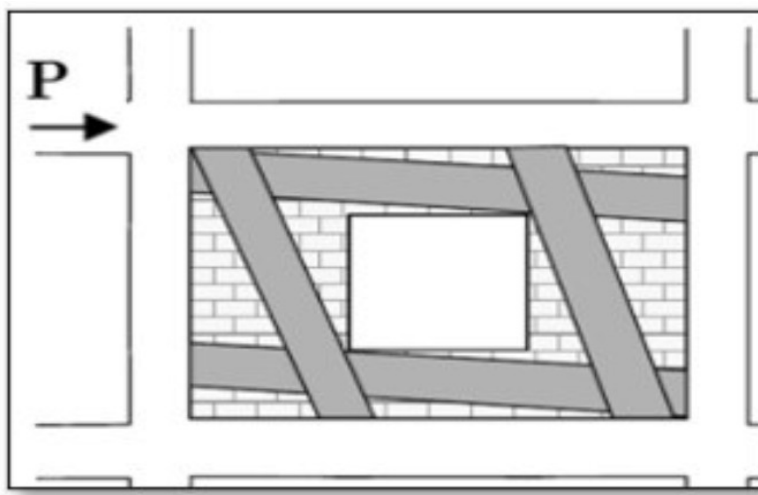
2.16.1.3 Modelo puntal equivalente para pórticos rellenos con aberturas

Según (Al-chaar, 2002) la rigidez de un marco relleno se ve afectada considerablemente cuando existe presencia de aberturas, dependiendo su ubicación y dimensiones.

Cuando se presente el caso de que la abertura sea central, las esquinas desarrollarán el mecanismo del puntal, por lo tanto, las fuerzas serán transmitidas al pórtico a través de cuatro puntales ubicados alrededor de la abertura como se muestra en la **Figura 9**. Cuando el pórtico se encuentre parcialmente relleno con mampostería como en la **Figura 10**, se genera desde la altura del panel, produciendo un efecto de columna corta que puede generar una falla frágil a corte.

Figura 9

Pórtico con aberturas centrales.



Fuente: (Carrillo, 2008)

Para el cálculo del ancho del puntal equivalente se emplea **la ecuación (28)**.

$$a = 0.175 * D * (\lambda_1 * H) - 4 \quad (28)$$

Donde:

 **D:** Longitud diagonal del relleno, cm.

 **λ_1 :** Relación de rigidez a flexión del relleno y las columnas del pórtico confinante, 1/cm.

 **H:** Altura del pórtico de confinamiento, cm.

La relación de rigidez relativa se calcula utilizando la **ecuación (29)**.

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_m * t * \text{sen } 2\theta}{4 E_c * l_c * h} \right]^{1/4} \quad (29)$$

Donde:

 **E_m :** Modulo de elasticidad de la mampostería, Kgf/cm².

 **t:** Espesor del relleno, cm.

 **θ :** Angulo de inclinación del puntal, rad.

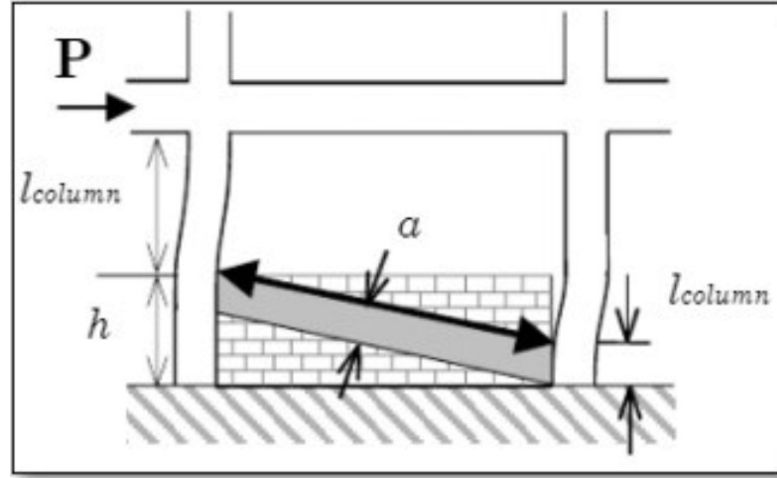
 **E_c :** Modulo de elasticidad del hormigón de columnas de confinamiento, Kgf/cm².

 **L_c :** Momento de inercia de la columna, cm⁴.

 **h:** Altura del relleno, cm.

Figura 10

Pórtico parcialmente relleno.



Fuente: (Carrillo, 2008)

Al considerar las aberturas en los marcos rellenos, se debe reducir el ancho equivalente del puntal, para lo cual se utilizan las **ecuaciones (30) y (31)** descritas por (Al-chaar, 2002).

$$a_r = w(R_1)_i (R_2)_i \quad (30)$$

Dónde:

R₁: Factor de reducción debido a la presencia de aberturas

$$(R_1)_i = 0.6 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right) - 1.6 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right) + 1 \quad (31)$$

Cabe recalcar que si el área de la abertura es mayor o igual al 60% del área de la mampostería de relleno entonces el factor de reducción debe ser $(R_1)_i = 0$.

Dónde:

R₂: Factor de reducción debido al daño de la mampostería existente.

El estado de la mampostería de relleno se deteriora a medida que se excede el límite elástico. Por esta razón, es de vital importancia determinar si la mampostería ha superado este

límite y de ser así, en qué medida. Lo cual se puede determinar mediante una inspección visual de la mampostería. (Al-chaar, 2002)

El coeficiente de reducción que permite considerar el daño existente en la pared se debe obtener en la **Tabla 21**, la cual está en función de la relación de esbeltez del panel (h/t). Para paneles sin daños existentes, el factor de reducción de tomarse como $(R_2)_i = 0$

Tabla 21

Factor de reducción por daño según la relación altura-espesor.

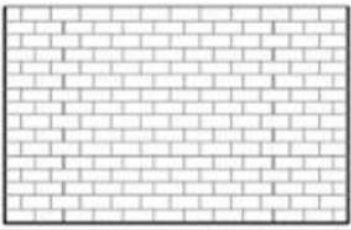
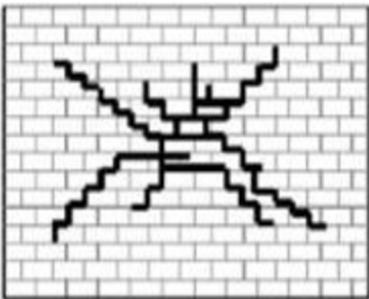
$(R_2)_i$ Para el tipo de daño existente		
h/t	Moderado	Severo
≤ 21	0.7	0.4
> 21	Requiere Reparación	

Fuente: (Al-chaar, 2002)

En la **Tabla 22** se puede visualizar las condiciones de la mampostería según en estado de deterioro en el que se encuentre.

Tabla 22

Condiciones de mampostería para inspección visual.

CONDICIÓN	DESCRIPCION	ESTADO
Buen estado	Durante la evaluación se encontró la mampostería y mortero intactos, sin grietas, deterioro o daños visibles.	Sin Daño 
Condición aceptable	Durante la evaluación se encontró la mampostería y morteros intactos, pero con grietas menores. Apertura de las grietas $< 1/8$ in (3.17 mm)	Daño Moderado 
Mala condición	Durante la evaluación se encontró la mampostería y el mortero degradados, o las grietas significativas. Apertura de las grietas $\geq 1/8$ in (3.17 mm)	Daño Severo 

Fuente: (Al-chaar, 2002)

2.17 Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras

(Cardona, 2001) define al riesgo como el grado de pérdida esperada debido al desarrollo de un evento que se encuentra en función de la amenaza y la vulnerabilidad, los cuales se encuentran en un mutuo condicionamiento.

En este contexto el (MIDUVI, 2015) considera al peligro sísmico como: “Probabilidad de excedencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados”

Nuestro país tiene una larga historia de actividad sísmica que ha provocado la destrucción de ciudades. Estos escenarios muestran la necesidad urgente por emprender en programas para la mitigación del riesgo sísmico, que a su vez constituye reto crucial para las construcciones actuales.

La normativa (NEC-SE-RE, 2015) establece 5 tipos de evaluación de riesgo sísmico, cada uno de ellos está destinado a servir diferentes necesidades de gestión del usuario, estos son:

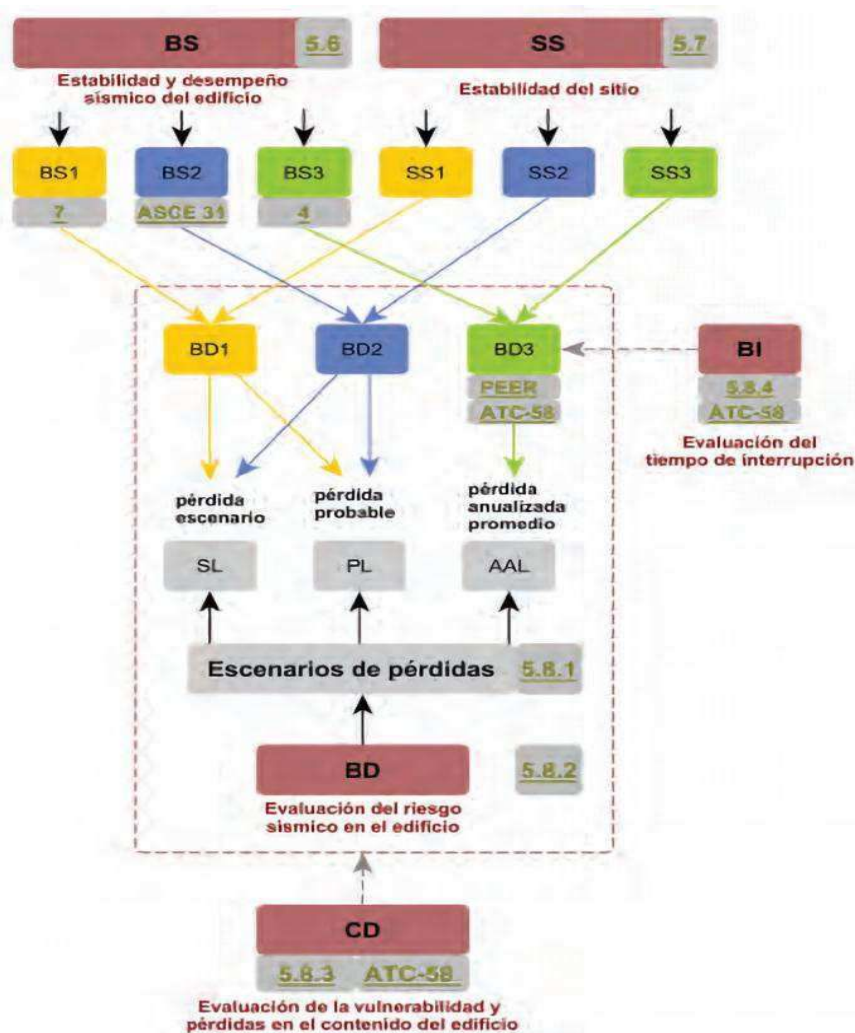
1. **Estabilidad del Edificio y Desempeño Sísmico (BS).** Evaluación del desempeño sísmico y la estabilidad del edificio.
2. **Estabilidad del sitio (SS).** Evaluación de la estabilidad del sitio por fallas, licuefacción del suelo, deslizamientos de tierra, u otra respuesta in situ que pudiera amenazar la estabilidad del edificio o causar daños durante un terremoto.
3. **Riesgo sísmico (BD).** Evaluación de la vulnerabilidad y pérdidas que se podrían producir en un edificio o grupo de edificios por el peligro sísmico existente en el sitio de emplazamiento de las estructuras. La evaluación incluye el cálculo de pérdidas para un escenario específico (SL), pérdida probable (PL), pérdida anualizada promedio (AAL) o todas las anteriores.

4. **Vulnerabilidad y pérdidas en el contenido (CD).** Evaluación de la vulnerabilidad y pérdidas en el contenido del edificio.
5. **Tiempo de Interrupción (BI).** Evaluación de las pérdidas por interrupción o uso parcial del edificio.

En la **Figura 11** se observa el esquema conceptual simplificado de evaluación sísmica de la (NEC-SE-RE, 2015).

Figura 11

Esquema conceptual simplificado de evaluación sísmica de la NEC-SE-RE.



Fuente: (NEC-SE-RE, 2015).

2.18 Metodología de evaluación.

2.18.1 ASCE/SEI 41-17

La normativa ASCE/ SEI 41-17 es una metodología de valuación sísmica de edificios existentes, la cual determina las deficiencias en un edificio que impiden que este logre el cumplimiento de un objetivo de desempeño propuesto. Si se identifican deficiencias, la normativa brinda la posibilidad de implementar medidas que ayuden a mejorar el desempeño sísmico de sus componentes tanto estructurales como no estructurales (ASCE, 2017)

-  **Nivel 1:** Evaluación visual, el cual identifica de forma rápida las posibles deficiencias tanto en las especificaciones técnicas en la construcción como en la configuración del sistema estructural.
-  **Nivel 2:** Evaluación basada en deficiencias, este procedimiento analiza y evalúa las deficiencias detectadas en la evaluación del nivel 1, a través del análisis lineal estático o dinámico.
-  **Nivel 3:** Evaluación sistemática, este procedimiento involucra un análisis detallado sobre la condición actual del edificio con sus medidas de reforzamiento propuestas.

2.18.1.1 Objetivos de desempeño para edificaciones existentes

En la **Tabla 23** y **Tabla 24** se visualizan las categorías de cada nivel de amenaza sísmica y el alcance de la evaluación requerida para los niveles 1 y 2 de los objetivos de desempeño básicos para edificaciones existentes.

Tabla 23

Objetivos básicos de desempeño para edificaciones existentes.

CATEGORÍA DE RIESGO	NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA	
	BSE-1E	BSE-2E
I & II	Desempeño estructural: Seguridad de la vida Desempeño No Estructural: Seguridad a la Vida (3-C)	Desempeño Estructural: Prevención del Colapso Desempeño No Estructural: Amenaza Reducida (5-D)
III	Desempeño Estructural: Control de Daños Desempeño No Estructural: Retención de Posición (2-B)	Desempeño Estructural: Seguridad Limitada Desempeño No Estructural: Amenaza Reducida (4-D)
IV	Desempeño Estructural: Ocupación Inmediata Desempeño No Estructural: Retención de Posición (1-B)	Desempeño Estructural: Seguridad a la Vida Desempeño No Estructural: Amenaza Reducida (3-D)

Fuente: (ASCE, 2017)

Tabla 24

Objetivos básicos de desempeño para edificaciones existentes.

CATEGORÍA DE RIESGO	NIVELES 1 Y 2	
	BSE-1E	BSE-2E
I -II	Desempeño estructural no evaluado Desempeño no estructural de seguridad de vida (3-C)	Desempeño estructural de Prevención de colapso Desempeño no estructural con riesgos reducidos ^b (5-D)
III	Desempeño estructural no evaluado Desempeño no estructural de retención de posición (2-B)	Desempeño estructural de Seguridad limitada ^c Desempeño no estructural con riesgos reducidos ^b (4-D)

CATEGORÍA DE RIESGO	NIVELES 1 Y 2	
	BSE-1E	BSE-2E
IV	Desempeño estructural de Inmediata Ocupación	Desempeño estructural de Seguridad de vida ^c
	Desempeño no estructural de retención de posición (2-B)	Desempeño no estructural con riesgos reducidos ^b (3-D)
	Desempeño no estructural de retención de posición (2-B)	

Fuente: (ASCE, 2017)

2.18.1.2 Aplicación de la evaluación de nivel 1

Esta primera fase de evaluación tiene como objetivo determinar las deficiencias del edificio SENAGUA de la ciudad de Chone.

Es una estructura de 3 pisos con un sistema estructural de pórtico resistente a momento, al cual se le pretende evaluar para verificar que cumpla un objetivo de desempeño de prevención al colapso ante un sismo raro o severo, considerando los requerimientos de la NEC.

La primera lista de verificación **Tabla 25**, tiene como enfoque la información respectiva de la configuración básica de la edificación, validando el cumplimiento del nivel de desempeño de prevención al colapso.

La segunda lista de verificación **Tabla 26**, es específicamente aplicada en edificaciones tipo C1, en donde se consideran pórticos resistentes a momentos, tal y como es nuestro caso del edificio SENAGUA por lo que se deberá completar la verificación desde el nivel de baja hasta el nivel de alta sismicidad.

Tabla 25

Lista de verificación de configuración básica de prevención al colapso.

Estado	Declaración de evaluación	Nivel 2 Referencia	Comentario Referencia
Baja sismicidad			
Sistema de construcción—General			
Ⓒ NC N/A U	TRAYECTORIA DE CARGA: La estructura contiene una trayectoria de carga completa y bien definida, incluidos los elementos estructurales y las conexiones, que sirve para transferir las fuerzas de inercia asociadas con la masa de todos los elementos del edificio a los cimientos.	5.4.1.1	A.2.1.1
Ⓒ NC N/A U	EDIFICIOS ADYACENTES: La distancia libre entre el edificio que se está evaluando y cualquier edificio adyacente es superior al 0,25 % de la altura del edificio más bajo en sismicidad baja, 0,5 % en sismicidad moderada y 1,5 % en sismicidad alta.	5.4.1.2	A.2.1.2
C NC Ⓒ N/A U	ENTREPISOS: Los niveles de entrepisos interiores están arriostrados independientemente de la estructura principal o están anclados a los elementos resistentes a fuerzas sísmicas de la estructura principal.	5.4.1.3	A.2.1.3
Sistema de construcción—Configuración de construcción			
Ⓒ NC N/A U	PISO DÉBIL: La suma de las resistencias al corte del sistema resistente a fuerzas sísmicas en cualquier piso en cada dirección no es inferior al 80 % de la resistencia en el piso inmediatamente superior.	5.4.2.1	A.2.2.2

Sistema de construcción—Configuración de construcción

Ⓒ NC N/A U	PISO BLANDO: La rigidez del sistema resistente a fuerzas sísmicas en cualquier piso no es inferior al 70 % de la rigidez del sistema resistente a fuerzas sísmicas en un piso adyacente superior o inferior al 80 % del sistema promedio de resistencia a fuerzas sísmicas. rigidez de los tres pisos superiores.	5.4.2.2	A.2.2.3
Ⓒ NC N/A U	IRREGULARIDADES VERTICALES: Todos los elementos verticales en el sistema resistente a fuerzas sísmicas son continuos a la cimentación.	5.4.2.3	A.2.2.4
Ⓒ NC N/A U	GEOMETRÍA: No hay cambios en la dimensión horizontal neta del sistema resistente a fuerzas sísmicas de más del 30% en un piso con respecto a los pisos adyacentes, excluyendo los pent-houses y entrepisos de un piso.	5.4.2.4	A.2.2.5
Ⓒ NC N/A U	MASA: No hay cambio en la masa efectiva de más del 50% de un piso al siguiente. No es necesario considerar los techos livianos, los áticos y los entrepisos.	5.4.2.5	A.2.2.6
C Ⓒ NC N/A U	TORSIÓN: La distancia estimada entre el centro de masa del piso y el centro de rigidez del piso es inferior al 20 % del ancho del edificio en cualquiera de las dimensiones del plano.	5.4.2.6	A.2.2.7

Sismicidad Moderada (Complete los Sigüientes Puntos Además de los Puntos para Sismicidad Baja)

Riesgos del sitio geológico

Sismicidad Moderada (Complete los Siguients Puntos Además de los Puntos para Sismicidad Baja)

Riesgos del sitio geológico

C	NC N/A U	LICUEFACCIÓN: Los suelos granulares sueltos, saturados y susceptibles a la licuefacción que podrían poner en peligro el desempeño sísmico del edificio no existen en los suelos de los cimientos a profundidades de 50 pies (15,2 m) debajo del edificio.	5.4.3.1	A.6.1.1
C	NC N/A U	FALLA DE PENDIENTE: El sitio de construcción está ubicado lejos de posibles fallas de pendiente inducidas por terremotos o desprendimientos de rocas para que no se vea afectado por tales fallas o sea capaz de acomodar cualquier movimiento previsto sin fallar.	5.4.3.1	A.6.1.2
C	NC N/A U	RUPTURA DE FALLA SUPERFICIAL: No se anticipan rupturas por falla superficial ni desplazamiento de la superficie en el sitio de construcción.	5.4.3.1	A.6.1.3

Alta sismicidad (complete los siguientes elementos además de los elementos para sismicidad moderada)

Configuración de cimientos

C	NC N/A U	VUELCO: La relación entre la dimensión horizontal mínima del sistema resistente a la fuerza sísmica en el nivel de los cimientos y la altura del edificio (base/altura) es superior a 0,6 Sa.	5.4.3.3	A.6.2.1
---	----------	---	---------	---------

Alta sismicidad (complete los siguientes elementos además de los elementos para sismicidad moderada)

Configuración de cimientos

C	NC	N/A	U	AMARRES ENTRE ELEMENTOS DE CIMIENTOS: Los cimientos tienen amarres adecuados para resistir las fuerzas sísmicas donde las zapatas, pilotes y pilares no están restringidos por vigas, losas o suelos clasificados como Sitio Clase A, B o C.	5.4.3.4	A.6.2.2
---	----	-----	---	--	---------	---------

Nota: C = Cumple, NC = No cumple, N/A = No aplicable y U = Desconocido

Tabla 26

Lista de verificación estructural de prevención al colapso para el tipo de edificio C1.

Estado	Declaración de evaluación	Nivel 2 Referencia	Comentario Referencia
Baja sismicidad			
Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas			
CNC N/A U	REDUNDANCIA: El número de líneas de pórticos de momento en cada principal dirección es mayor o igual a 2.	5.5.1.1	A.3.1.1.1
C NC N/A U	COMPROBACIÓN DE LA TENSIÓN AXIAL DE LA COLUMNA: La tensión axial causada por las cargas de gravedad no mayoradas en columnas sujetas a fuerzas de vuelco debido a demandas sísmicas es menor que 0.20f ^c . Alternativamente, el esfuerzo axial causado por las fuerzas de vuelco solas, calculadas mediante el procedimiento de verificación rápida de la Sección 4.4.3.6, es inferior a 0,30f ^c	5.5.2.1.3	A.3.1.4.2
Sismicidad Moderada (Complete los Siguietes Puntos Además de los Puntos para Sismicidad Baja)			
Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas			

Sismicidad Moderada (Complete los Siguietes Puntos Además de los Puntos para Sismicidad Baja)

Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas

C NC N/A U	REDUNDANCIA: El número de vanos de pórticos de momento en cada línea es mayor o igual a 2.	5.5.1.1	A.3.1.1.1
C NC N/A U	MUROS INTERFERENTES: Todos los muros de relleno de hormigón y mampostería colocados en pórticos resistentes al momento están aislados de los elementos estructurales.	5.5.2.1.1	A.3.1.2.1
C NC N/A U	COMPROBACIÓN DEL ESFUERZO DE CORTE DE LA COLUMNA: El esfuerzo de corte en las columnas de hormigón, calculado utilizando el procedimiento de comprobación rápida de la Sección 4.4.3.2, es menor que el mayor de 100 lb/pulg^2 (0,69 MPa) o $2\sqrt{f'_c}$	5.5.2.1.4	A.3.1.4.1
C NC N/A U	PÓRTICO DE LOSA PLANA: El sistema resistente a fuerzas sísmicas no es un pórtico formado por columnas y una losa o placa plana sin vigas.	5.5.2.3.1	A.3.1.4.3

Alta sismicidad (complete los siguientes elementos además de los elementos para sismicidad baja y moderada) Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas

C NC N/A U	ELEMENTOS DEL MARCO PRETENSADO: Los marcos resistentes a fuerzas sísmicas no incluyen ningún elemento pretensado o postensado donde el pretensado promedio exceda lo que sea menor entre 700 lb/in^2 (4.83 MPa) o $f'_c/6$ en las posibles ubicaciones de las bisagras. El pretensado promedio se calcula de acuerdo con el procedimiento Quick Check de la Sección 4.4.3.8.	5.5.2.3.2	A.3.1.4.4
C NC N/A U	COLUMNAS CAUTIVAS: No hay columnas en un nivel con relaciones altura/profundidades inferiores al 50% de la relación nominal altura/profundidad de las columnas típicas en ese nivel	5.5.2.3.3	A.3.1.4.5

Alta sismicidad (complete los siguientes elementos además de los elementos para sismicidad baja y moderada) Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas

C NC N/A U	SIN FALLAS DE CORTE: La capacidad de corte de los miembros del marco es capaz de desarrollar la capacidad de momento en los extremos de los miembros.	5.5.2.3.4	A.3.1.4.6
C NC N/A U	COLUMNA FUERTE—VIGA DÉBIL: La suma de la capacidad de momento de las columnas es 20% mayor que la de las vigas en las juntas del marco.	5.5.2.1.5	A.3.1.4.7
C NC N/A U	BARRAS DE VIGA: Al menos dos barras longitudinales superiores y dos barras longitudinales inferiores se extienden continuamente a lo largo de cada viga del marco. Al menos el 25% de las barras longitudinales provistas en los nudos para momento positivo o negativo son continuas en toda la longitud de los miembros.	5.5.2.3.5	A.3.1.4.8
C NC N/A U	EMPALMES DE COLUMNA-BARRA: Todas las longitudes de empalme traslapado de columna-barra son mayores de 35 db y están encerrados por lazos espaciados a 8 db o menos. Alternativamente, las barras de columna se empalman con acopladores mecánicos con una capacidad de al menos 1,25 veces el límite elástico nominal de la barra empalmada.	5.5.2.3.6	A.3.1.4.9
C NC N/A U	EMPALMES VIGA-BARRA: Los empalmes traslapados o los acopladores mecánicos para el refuerzo de vigas longitudinales no están ubicados dentro de $l_b/4$ de las juntas y no están ubicados en las proximidades de posibles ubicaciones de bisagras plásticas.	5.5.2.3.6	A.3.1.4.10
C NC N/A U	ESPACIAMIENTO DE LA COLUMNA-AMARRE: Las columnas del marco tienen un espacio de amarre de $d/4$ o menos en toda su longitud y de 8db o menos en todas las ubicaciones potenciales de las rótulas plásticas.	5.5.2.3.7	A.3.1.4.11

Alta sismicidad (complete los siguientes elementos además de los elementos para sismicidad baja y moderada) Sistema de resistencia a fuerzas sísmicas

C <u>NC</u> N/A U	ESPACIO DE LOS ESTRIBOS: Todas las vigas tienen estribos espaciados a $d/2$ o menos en toda su longitud. En posibles ubicaciones de rótulas plásticas, los estribos se espacian al mínimo de $8db$ o $d/4$ o menos.	5.5.2.3.7	A.3.1.4.12
C NC N/A <u>U</u>	REFUERZO TRANSVERSAL DE JUNTAS: Las juntas viga-columna tienen amarres espaciados a $8db$ o menos.	5.5.2.3.8	A.3.1.4.13
C NC N/A <u>U</u>	COMPATIBILIDAD DE DEFLEXIÓN: Los componentes secundarios tienen la capacidad de corte para desarrollar la resistencia a la flexión de los componentes.	5.5.2.5.2	A.3.1.6.2
C NC N/A <u>U</u>	LOSAS PLANAS: Las losas o placas planas que no forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas tienen acero inferior continuo a través de las juntas de las columnas.	5.5.2.5.3	A.3.1.6.3
Diafragmas			
<u>C</u> NC N/A U	CONTINUIDAD DE LAS DIAFRAGMAS: Las membranas no están compuestas por pisos de dos niveles y no tienen juntas de dilatación.	5.6.1.1	A.4.1.1
Conexiones			
C NC <u>N/A</u> U	LEVANTAMIENTO DE LOS ENCEPADOS: Los sombreretes de los pilotes tienen un refuerzo superior y los pilotes están anclados a los sombreretes de los pilotes.	5.7.3.5	A.5.3.8

Nota: C = Cumple, NC = No cumple, N/A = No aplicable y U = Desconocido

Una vez que se ha completado las dos listas de verificación, se obtuvo un porcentaje de 51% de cumplimiento, mientras existe un 49% restante que no cumple ya sea porque no se conoce o no aplica, motivo por el cual es de vital importancia realizar un nivel de evaluación superior que para este proyecto se optó por el nivel 3.

2.18.1.3 Evaluación de nivel 3

El (ASCE, 2017) indica que la evaluación de nivel 3 es la más avanzada dado a que exige análisis detallados, información completa de planos, materiales y ensayos. En el ámbito económico es la más costosa, pero también la más confiable.

En el presente proyecto se optó por realizar la evaluación de nivel 1 y continuar con la de nivel 3, dado a que se identificaron deficiencias que impiden el cumplimiento de los objetivos de desempeño requeridos por la NEC:

 Nivel de desempeño de seguridad de vida.

 Nivel de desempeño de prevención al colapso.

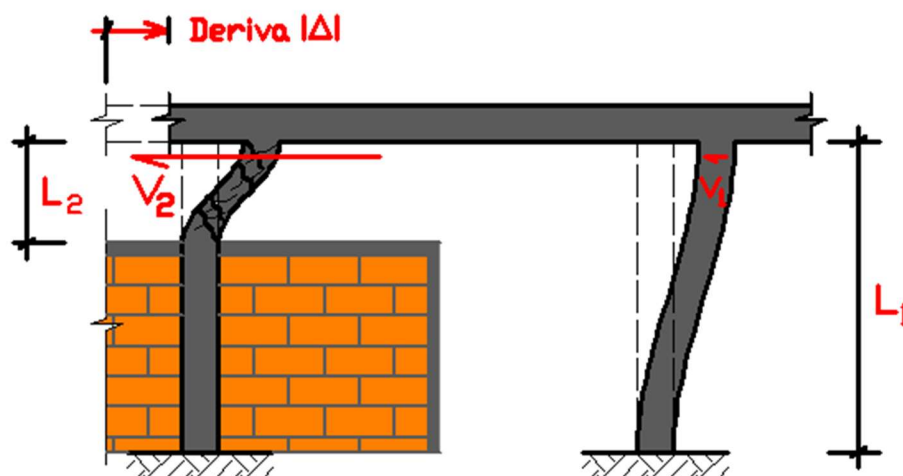
Se realizarán tres análisis estructurales: lineal estático, lineal dinámico y no lineal estático para así poder validar el cumplimiento de los objetivos de desempeño anteriormente mencionados.

2.19 Identificación de patologías presentes.

2.19.1 Columnas cortas.

Se le denomina así porque se restringe parcialmente el movimiento lateral de la columna, causado generalmente por paredes de mampostería con ventanas la cual presenta una porción libre de tensiones cortantes mucho más altas que si la columna estuviese libre en toda su altura (J. Beauperthuy & A. Urich).

En la **Figura 12** se aprecia un ejemplo en particular de columna corta, causado por pared de mampostería.

Figura 12*Efecto de columna corta debido a mampostería**Fuente: (Alfredo Urich & Jose Beauperthuy, 2011)***2.19.2 Carbonatación del hormigón.**

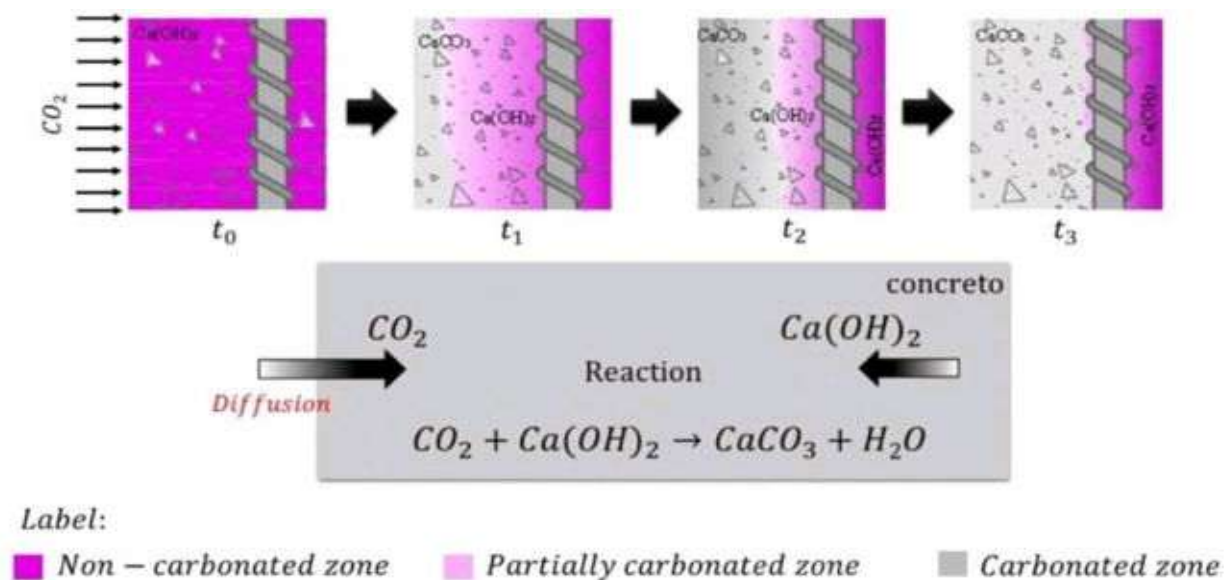
La carbonatación es un problema de las estructuras de hormigón armado, el cual afecta el funcionamiento estructural por la pérdida de resistencia a cargas que debe resistir la armadura de acero. (Fadi Alnahhas, 2023)

La carbonatación en el hormigón es la pérdida de pH que ocurre cuando, el dióxido de carbono atmosférico reacciona con la humedad dentro de los poros del concreto y convierte el hidróxido de calcio con alto pH a carbonato de calcio, que tiene un pH más neutral.

En un artículo de (Montani R, 2014) se nos indica que “La carbonatación es el enemigo olvidado del hormigón”; esto nos expresa que es muy importante la pérdida del pH en el concreto, puesto que este es altamente alcalino, protege y resguarda el acero ante la corrosión, creando una capa de óxido sobre el acero que permanece estable dentro del concreto (el pH debe estar entre 12,5 y 13,5 para una buena protección)”.

Figura 13

Reducción en la alcalinidad del hormigón.



Fuente: (Fadi Alnahhas, 2023)

2.19.3 Corrosión del acero.

La Corrosión es un término que se utiliza para describir el proceso de deterioro de materiales metálicos (incluyendo tanto metales puros, como aleaciones de estos), mediante reacciones químicas y electroquímicas. (R. Revie & H. Uhlig, 2008)

Según (R. Javaherdashti , 2008) el fenómeno de la corrosión ocurre debido a que, con el tiempo, dichos materiales tratan de alcanzar su estado natural, el cual constituye un estado energético de menor potencial, lo que les permite estabilizarse termodinámicamente

se observa como la corrosión produce descascaramiento y vacíos en la superficie del acero de refuerzo reduciendo la capacidad resistente de la sección transversal el cual es provocada por la carbonatación del hormigón de forma generalizada o por acción de cloruros en forma localizada.

Figura 14

Corrosión localizada de armaduras por ataque de cloruros.



Fuente: (Tinoco, 2014)

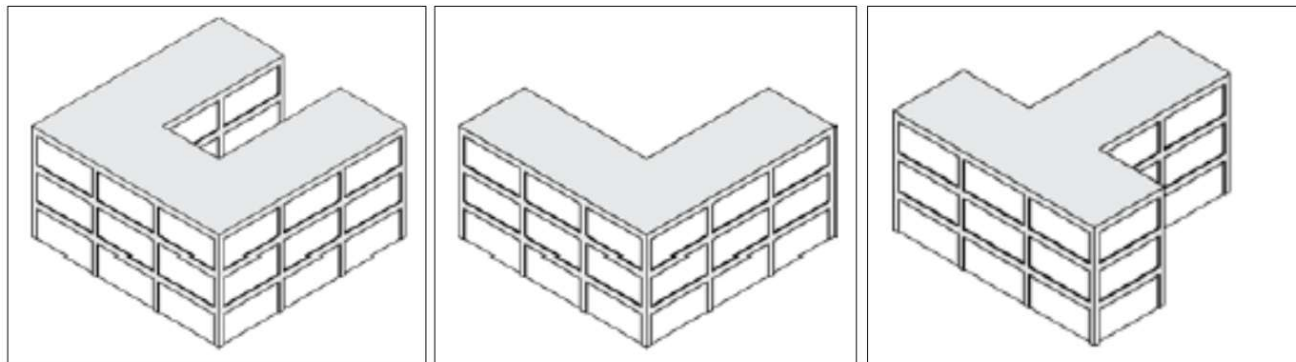
2.19.4 Esquinas reentrantes.

Los edificios con esquinas reentrantes incluyen aquellos con alas largas que tienen forma de E, L, T, U o cruz, con proyecciones de más de 6.10 metros tal como se muestra en la figura . Las concentraciones de esfuerzos pueden desarrollarse en las esquinas reentrantes y provocar daños o colapso. Además, es probable que estos edificios puedan experimentar torsión.

La metodología propuesta por el (FEMA P-154, 2015) indica que la condición para que existan esquinas reentrantes, es que ambas proyecciones de una esquina interior deben ser mayor al 25% de la dimensión general del plano en esa dirección. Esto se considera solo una irregularidad moderada.

Figura 15

Ejemplos de edificaciones con esquinas reentrantes.



Fuente: (FEMA P-154, 2015)

2.20 Ensayos a los materiales

2.20.1 Esclerómetro o índice de rebote

El esclerómetro mide la dureza superficial del hormigón, evaluando la resiliencia del material, es decir su habilidad para absorber energía cuando es deformado elásticamente y liberar esa energía tras ser descargado. La energía absorbida depende de la relación esfuerzo-deformación del hormigón en el rango elástico. (R. Villagomez, 2016)

En este ensayo se obtiene un valor R adimensional de manera que relaciona la dureza en la superficie del hormigón en estudio con su resistencia a la compresión.

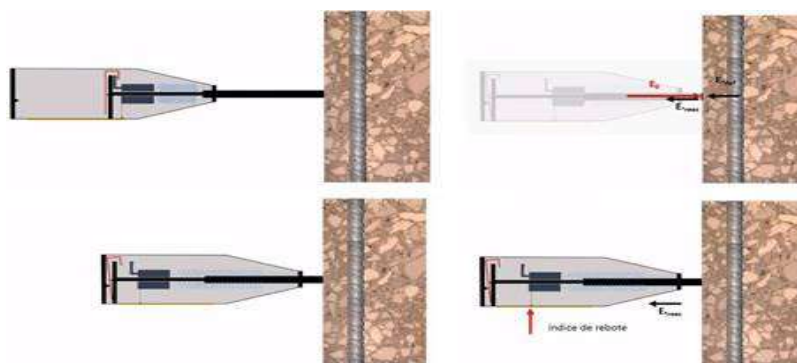
Debido a su simplicidad, velocidad y bajo costo el ensayo de número de rebote es el ensayo no destructivo para hormigón más utilizado.

El número de rebotes es afectado por el ángulo que forma el punzón con la superficie en contacto que determina la influencia de la gravedad en el rebote. El martillo recibe la energía potencial almacenada en el resorte calibrado y se desliza por una barra guía hasta golpear al punzón

de impacto en contacto con el hormigón que rebota proporcionalmente a la rigidez del espécimen. Un indicador se desplaza en una escala graduada debido al movimiento de rebote.

Figura 16

Procedimiento del ensayo mediante esclerómetro.



Fuente: (Castaño., 2023)

El número de rebote R corresponde a la energía del impacto no absorbida por el hormigón. Se calcula según la raíz de la razón entre la energía potencial elástica de rebote y la energía inicial.

Para verificar el correcto funcionamiento del esclerómetro según la norma se debe hacer una prueba con un yunque de verificación, que es un cilindro de acero de 150 mm de diámetro y 150 mm de altura. El fabricante previamente proporciona un número de rebote que el martillo debe obtener para corroborar su correcto funcionamiento. (Castaño., 2023)

2.20.2 Ensayo de Pachometría

Los ensayos no destructivos son una herramienta útil para determinar la calidad de elementos de hormigón armado, pero en ningún caso reemplazan a los destructivos. (Rodriguez, 2021)

2.20.2.1 Principio de funcionamiento

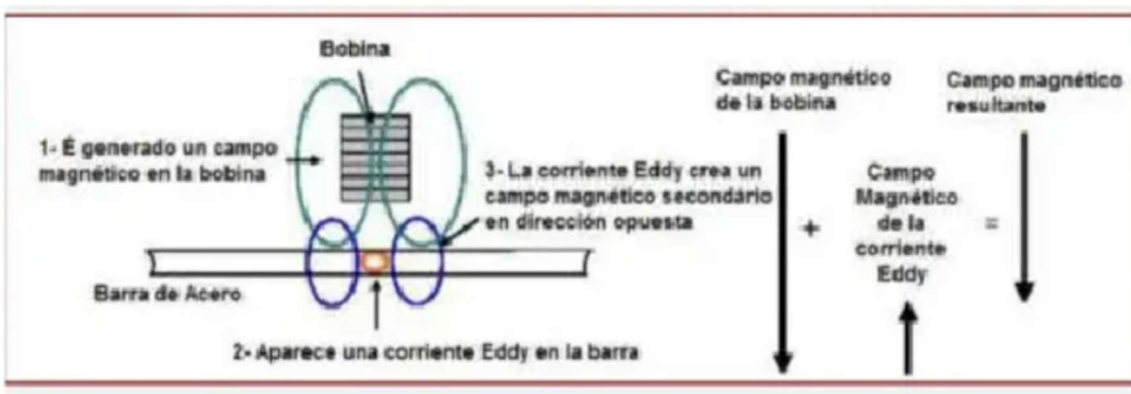
El funcionamiento del pachómetro se basa en la generación de ondas, en donde la medición de la resistencia al magnetismo generado por estas indica la presencia de elementos metálicos cercanos. Esta resistencia disminuye a medida que la proximidad del elemento metálico aumenta (Ecuare, 2011)

Este ensayo de modalidad no destructiva es utilizado para detectar el acero en elementos estructurales de hormigón armado, y resulta muy útil dado a que como resultado podemos conocer la posición, la dirección y también los diámetros en las barras de acero.

En la **Figura 17** se visualiza el funcionamiento del pachómetro de manera esquemática para una mejor comprensión.

Figura 17

Funcionamiento esquemático de un pachómetro.



Fuente: (Rodriguez, 2021)

3 CAPITULO III

3.1 Descripción de la estructura del edificio “SENAGUA”

En la **Figura 18** se observa la fachada frontal del edificio de la institución SENAGUA.

Figura 18

Edificio de la institución “SENAGUA” en Chone.



3.1.1 Ubicación geográfica

Como se visualiza en la **Figura 19** el proyecto está ubicado en el cantón Chone, Ecuador. En la Avenida Amazonas y Manuel de Jesús Álvarez junto al hospital Napoleón Dávila Córdova.

- **Con coordenadas:**

600434.10 m E

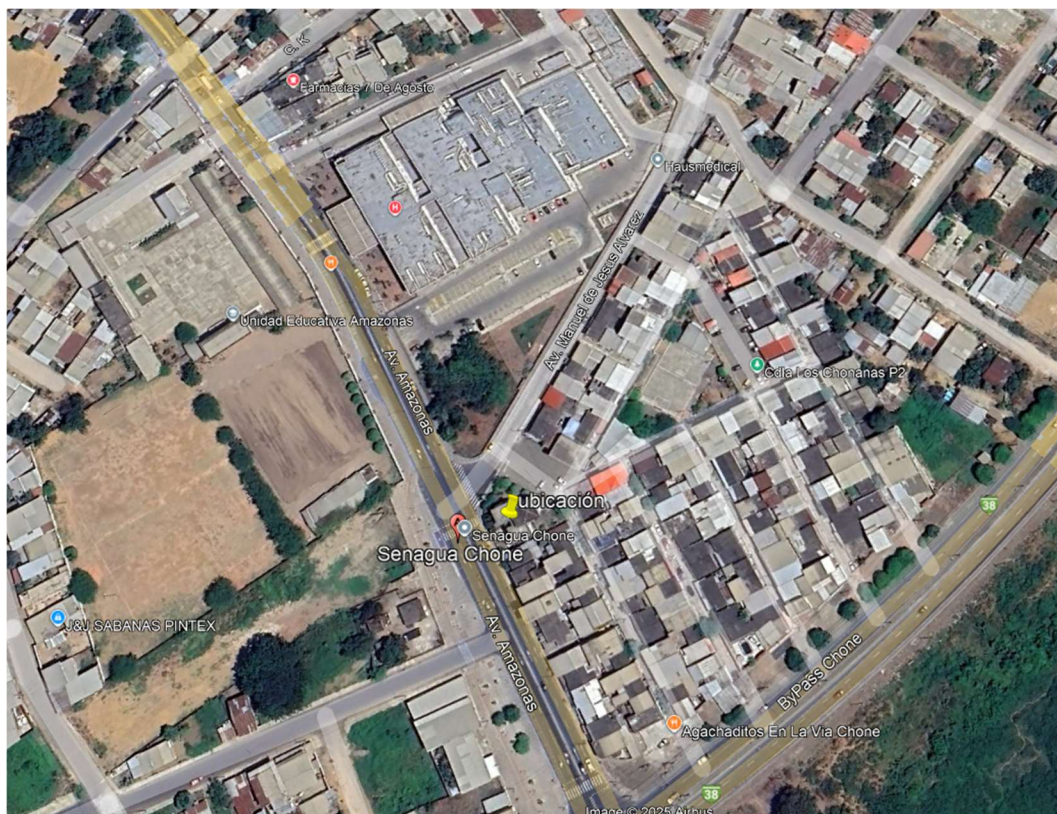
9921810.42 m S

- Área de terreno de :

$$16.15\text{m} \times 16.05\text{m} = 259,207 \text{ m}^2$$

Figura 19

Ubicación de la edificación en Google Earth.



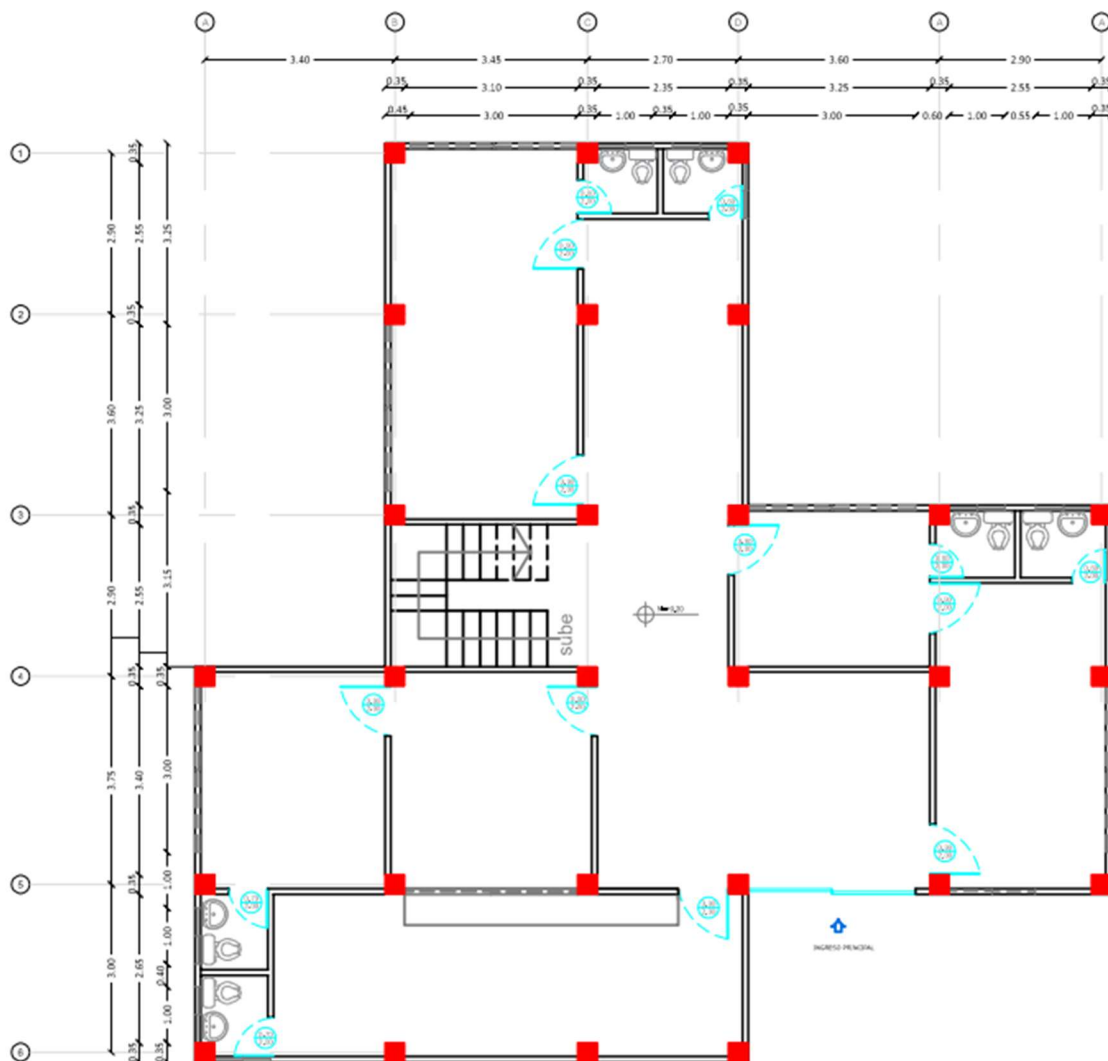
3.1.2 Características de la edificación

El edificio de la institución SENAGUA se construyó utilizando un sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado, con mampostería de ladrillo artesanal. Tiene tres pisos y una cubierta metálica, con losas de un espesor de 0.20 m.

En la **Figura 20** se muestra la vista en planta de la edificación.

Figura 20

Edificio de la institución “SENAGUA” en Chone.



Según la Normativa Ecuatoriana de la construcción, el edificio del “SENAGUA” se clasifica como **otros tipos de estructuras**.

3.2 Ensayos de los elementos estructurales

3.2.1 Ensayo de esclerometría.

La tabla de equivalencias permite corregir los valores de rebote obtenidos con el martillo Schmidt según el ángulo de impacto, variando entre -90° y 90° . En la primera columna se muestra el valor R, y en las siguientes, los valores corregidos según el ángulo. El uso de colores facilita la interpretación visual, permitiendo ajustar los resultados para estimar con mayor precisión la resistencia del hormigón.

A continuación, la equivalencia del equipo utilizado se visualiza en la **Tabla 27**.

Tabla 27

Tabla de equivalencias según el ángulo de impacto.

R	Ángulo de Impacto α ($^\circ$)				
	-90	-45	0	45	90
20	12,3	11,3			
21	13,2	12,3			
22	14,2	13,2	10,3		
23	15,7	14,2	10,8		
24	16,7	15,7	12,7		
25	17,7	16,7	13,7	9,8	
26	19,4	18,1	15,5	11,3	
27	20,6	19,6	16,2	12,7	10,3
28	21,6	20,6	17,7	13,7	11,8
29	23,3	21,6	18,6	14,7	13,5
30	24,5	23,3	20,6	16,7	14,2
31	25,5	24,5	21,6	17,7	15,7
32	27,5	26,0	23,3	18,6	16,7
33	28,4	27,5	24,5	20,6	18,6
34	30,4	28,4	25,5	21,6	19,6
35	31,4	30,4	27,5	23,3	21,4
36	33,3	31,4	28,4	24,5	22,6
37	34,3	33,3	30,4	26,0	24,0
38	36,3	34,3	31,4	27,5	25,5

Ángulo de Impacto α (°)					
39	37,3	36,3	33,3	29,4	27,5
40	39,2	37,3	34,3	30,4	28,9
41	40,2	39,2	36,3	32,4	30,4
42	41,7	40,7	37,3	33,8	31,9
43	43,1	42,2	39,2	35,3	33,3
44	45,1	44,1	41,2	37,3	35,3
45	46,1	45,1	42,2	38,7	36,8
46	48,1	47,1	44,1	40,2	38,2
47	49,0	48,5	45,6	42,2	40,2
48	51,0	50,0	47,1	43,6	42,2
49	53,0	51,5	49,0	45,1	43,6
50	53,9	53,0	50,5	47,1	45,1
51	55,9	54,9	52,0	49,0	47,1
52	56,9	55,9	53,9	50,5	49,0
53	58,8	57,9	55,4	52,0	51,0
54	58,8	58,8	56,9	53,9	52,0
55	58,8	58,8	58,8	55,9	53,9

Tabla 28

Índice de rebotes de la planta baja.

PLANTA BAJA						
ELEMENTO	D4	D3	B6	F2	A3	C1
ÍNDICE DE REBOTE	32	34	22	38	26	28
	30	31	22	40	23	22
	30	32	22	38	24	32
	33	36	31	42	24	22
	27	35	31	37	23	25
	35	35	31	43	22	25
	34	33	33	39	22	28
	31	33	31	36	22	27
	27	34	34	43	23	25
	29	29	28	36	25	33
	35	32	36	36	21	27
	32	32	35	38	25	27
PROMEDIO	31	33	30	39	23	27

Tabla 29*Índice de rebotes de la Losa de la planta 1.*

LOSA 1			
PUNTO	P1	P2	P3
ÍNDICE DE REBOTE	33	38	41
	32	33	46
	30	37	40
	30	36	38
	27	38	33
	28	35	40
	27	37	37
	29	38	36
	28	36	34
	29	38	39
	29	35	40
	29	38	36
PROMEDIO	29	37	38

Tabla 30*Índice de rebotes de la planta 2.*

PLANTA 2					
ELEMENTO	B5	C3	E2	E4	B2
ÍNDICE DE REBOTE	34	37	38	35	27
	31	35	36	30	29
	33	35	38	34	32
	35	36	37	34	30
	36	39	35	34	29
	35	35	35	34	34
	31	35	35	39	34
	34	39	33	34	34
	36	39	34	37	29
	35	35	34	38	33
	35	38	37	37	30
	38	36	36	35	31
PROMEDIO	34	37	36	35	31

Tabla 31*Índice de rebotes de la Losa de la planta 2.*

LOSA 2			
PUNTO	P1	P2	P3
ÍNDICE DE REBOTE	27	38	41
	30	33	46
	27	37	40
	25	36	38
	28	38	33
	29	35	40
	27	37	37
	28	38	36
	28	36	34
	27	38	39
	29	35	40
	29	38	36
PROMEDIO	28	37	38

Tabla 32*Índice de rebotes de la planta 3.*

PLANTA 3					
ELEMENTO	B1	C5	C4	F3	C2
ÍNDICE DE REBOTE	30	39	31	38	35
	38	35	27	34	35
	31	40	30	36	34
	31	37	29	39	34
	31	35	34	32	35
	34	37	29	37	38
	33	35	32	36	38
	34	35	29	36	37
	33	36	32	33	37
	32	37	34	35	37
	34	36	34	35	36
	33	34	32	35	35
PROM:	33	36	31	36	36

Tabla 33

Índice de rebotes de la Losa 3 de la planta 3 .

LOSA 3			
PUNTO	P1	P2	P3
ÍNDICE DE REBOTE	36	38	41
	34	33	46
	37	36	40
	36	36	38
	28	33	33
	29	35	40
	27	33	37
	28	38	36
	28	36	34
	29	36	39
	29	35	40
	29	38	36
PROMEDIO	31	36	38

3.2.1.1 Cuadros de Resúmenes

Con los anteriores datos recolectados, realizamos los siguientes cálculos:

Tabla 34

Tabla de resumen para losa de la planta baja .

ELEMENTO	EDAD (días)	ÍNDICE DE REBOTE	ÁNGULO DE IMPACTO (°)	f'c (MPa)	f'c (kg/cm ²)
P1	+28	29	-90	23,3	237,59
P2	+28	37	90	24	244,73
P3	+28	38	90	25,5	260,03
f'c (kg/cm ²)		247,45			

Tabla 35*Tabla de resumen para losa y columnas del nivel 2.*

ELEMENTO	EDAD (días)	ÍNDICE DE REBOTE	ÁNGULO DE IMPACTO (°)	f _c (MPa)	f _c (kg/cm ²)
B5	+28	34	0	25,5	260,03
C3	+28	37	0	30,4	309,99
E2	+28	36	0	28,4	289,60
E4	+28	35	0	27,5	280,42
B2	+28	31	0	21,6	220,26

CUADRO DE RESUMEN RESISTENCIA LOSA 2

ELEMENTO	EDAD (días)	ÍNDICE DE REBOTE	ÁNGULO DE IMPACTO (°)	f _c (MPa)	f _c (kg/cm ²)
P1	+28	28	-90	21,6	220,26
P2	+28	37	90	24	244,73
P3	+28	38	90	25,5	260,03
f_c (kg/cm²)		241,67			

Tabla 36*Tabla de resumen para columnas y losa de la planta 3 .***CUADRO DE RESUMEN RESISTENCIA COLUMNAS PLANTA 3**

ELEMENTO	EDAD (días)	ÍNDICE DE REBOTE	ÁNGULO DE IMPACTO (°)	f _c (MPa)	f _c (kg/cm ²)
B1	+28	33	0	24,5	249,83
C5	+28	36	0	28,4	289,60
C4	+28	31	0	21,6	220,26
F3	+28	36	0	28,4	289,60
C2	+28	36	0	28,4	289,60

CUADRO DE RESUMEN RESISTENCIA LOSA 3

ELEMENTO	EDAD (días)	ÍNDICE DE REBOTE	ÁNGULO DE IMPACTO (°)	f'c (MPa)	f'c (kg/cm ²)
P1	+28	31	-90	25,5	260,03
P2	+28	36	90	22,6	230,46
P3	+28	38	90	25,5	260,03
f'c (kg/cm ²)		250,17			

Con base en las tablas contenidas en el archivo, se realizó un registro sistemático de los resultados de esclerometría correspondientes a elementos estructurales de las 3 plantas de la edificación. Para cada planta se ensayaron columnas identificadas con claves específicas (como D4, C3, B1, entre otras), registrando el índice de rebote promedio, el ángulo de impacto y la resistencia estimada del concreto (f'c) tanto en MPa como en kg/cm².

Por ejemplo, en la Planta Baja, la columna D4 presentó un índice de rebote de 31 y una resistencia estimada de 21.6 MPa, mientras que en la Planta 3, la columna C5 alcanzó una f'c de 28.4 MPa. En el caso de las losas, se ensayaron puntos de muestreo (P1, P2, P3), observándose valores de resistencia que oscilan entre 21.6 MPa y 25.5 MPa, dependiendo de la ubicación y la planta. Todos los ensayos se realizaron a una edad de +28 días, garantizando la comparabilidad de los resultados y su fiabilidad estadística.

3.2.2 Pachometría

En las **Tabla 37** y **Tabla 38** se presentan los resultados de la Pachometría realizada a los elementos estructurales.

Tabla 37

Armado de Columnas edificio “SENAGUA”

ARMADO DE COLUMNAS – EDIFICIO SENAGUA						
UBICACIÓN	SECCIÓN	ARMADO		ESTRIBOS		RECUBRIMIENTO MM
		CANTIDAD	DIAMETRO MM	DIAMETRO MM	SEPARACION MM	
PLANTA 1	30 x 30	6	14	10	100-150-100	3.5
PLANTA 2	30 x 30	4	14	10	100-150-100	3.5
PLANTA 3	30 x 30	4	14	10	100-150-100	3.5

Tabla 38

Armado de vigas edificio “SENAGUA”

ARMADO DE VIGAS – EDIFICIO SENAGUA							
UBICACIÓN	SECCIÓN	SUP/INF	DIAMETRO MM	AREA DEL ACERO CM2	AREA TOTAL CM2	ESTRIBO	RECUBRIMIENTO - CM
PLANTA 1	40x20	4 Ø	14	1.54	6.16	10	4.5
		4 Ø	14	1.54	6.16	10	4.5
	20x35	3 Ø	14	1.54	4.62	10	4.5
		3 Ø	14	1.54	4.62	10	4.5
PLANTA 2	40x20	2 Ø+2 Ø	14 + 12	1.54 + 1.13	5.34	10	4.5
		2 Ø+2 Ø	14 + 12	1.54 + 1.13	5.34	10	4.5
	20x35	2 Ø+1 Ø	14 + 12	1.54 + 1.13	4.21	10	4.5
		2 Ø+1 Ø	14 + 12	1.54 + 1.13	4.21	10	4.5
		2 Ø+1 Ø	14 + 12	1.54 + 1.13	4.21	10	4.5
		2 Ø+1 Ø	14 + 12	1.54 + 1.13	4.21	10	4.5
PLANTA 3	40x20	2 Ø+2 Ø	14 + 12	1.54 + 1.13	5.34	10	4.5

	SUP/INF	DIAMETRO MM	ACERO CM	AREA TOTAL	ESTRIBO	RECUBRIMIENTO - CM
20x35	2 Ø+2 Ø	14 + 12	1.54 + 1.13	5.34	10	4.5
	2 Ø+1 Ø	14 + 12	1.54 + 1.13	4.21	10	4.5
	2 Ø+1 Ø	14 + 12	1.54 + 1.13	4.21	10	4.5

3.3 Modelo matemático

3.3.1 Análisis lineales estáticos y dinámicos de la estructura.

3.3.1.1 Propiedades y características de los elementos estructurales

→ **Hormigón**

 Peso específico γ_{ha} : 2.4 ton/m³

 Resistencia a la compresión **F'c**: 210 kg/cm²

 **E_c**= 12000 $\sqrt{f'_c}$ kg/cm²

 Módulo de Poisson: 0.2

 Módulo de corte

El módulo de corte estará determinado por la **ecuación (32)**:

$$G_c = \frac{E_c}{2(u+1)} \text{ kg/cm}^2 \quad (32)$$

En la **Figura 21** se presenta el ingreso de las propiedades del hormigón en el programa Etabs.

Figura 21

Definición de las propiedades del hormigón en Etabs.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following sections and values:

- General Data**
 - Material Name: F'c= 210 kg/cm2
 - Material Type: Concrete
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: (magenta color swatch) Change...
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass**
 - ☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 23.536 kN/m³
 - Mass per Unit Volume: 2.4 kN-s²/m⁴
- Mechanical Property Data**
 - Modulus of Elasticity, E: 17053423.52 kN/m²
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
 - Shear Modulus, G: 7105593.13 kN/m²
- Design Property Data**
 - Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data**
 - Nonlinear Material Data...
 - Material Damping Properties...
 - Time Dependent Properties...
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections**
 - ☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)
 - ☐ User Specified

Buttons at the bottom: OK, Cancel.

→ **Acero de refuerzo**

✚ Resistencia a la fluencia(**Fy**): 4200 kg/cm²

✚ Módulo de Elasticidad (**Es**): 2100000 kg/cm²

En la **Figura 22** se muestra la definición de las propiedades del acero de refuerzo en el programa Etabs.

Figura 22

Definición de las propiedades del acero de refuerzo en el programa Etabs.

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/cm³

Mass per Unit Volume: kgf-s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Design Property Data

Advanced Material Property Data

3.3.1.2 Definición de los elementos estructurales

→ Columnas

Desde la **Figura 23** hasta la **Figura 26** se ingresan los datos de las columnas, tanto en las secciones como las inercias agrietadas, valores que se les menciona en la **sección 2.11**.

→ Planta Baja

Figura 23

Definición de la sección de columna 30x30 en el programa Etabs.

The screenshot displays the 'Frame Section Property Data' dialog box with the following settings:

- General Data:**
 - Property Name: C30x30 PB
 - Material: Fc= 210 kg/cm2
 - Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 - Display Color: Yellow (Change... button)
 - Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:**
 - Section Shape: Concrete Rectangular
- Section Property Source:**
 - Source: User Defined
- Section Dimensions:**
 - Depth: 30 cm
 - Width: 30 cm
- Property Modifiers:**
 - Modify/Show Modifiers... (Currently User Specified)
- Reinforcement:**
 - Modify/Show Rebar...

Additional controls include a 'Show Section Properties...' button at the bottom left and 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom right. A checkbox at the very bottom is labeled 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column'.

Figura 24

Inercia agrietada de la sección de columna 30x30 en el programa Etabs.

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.8
Moment of Inertia about 3 axis	0.8
Mass	1
Weight	1

→ Planta 2 y 3

Figura 25

Definición de la sección de columna 30x30 del 2 y 3 nivel en el programa Etabs.

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: 30x30 S/I

Material: Fc= 210 kg/cm2

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

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 30 cm

Width: 30 cm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

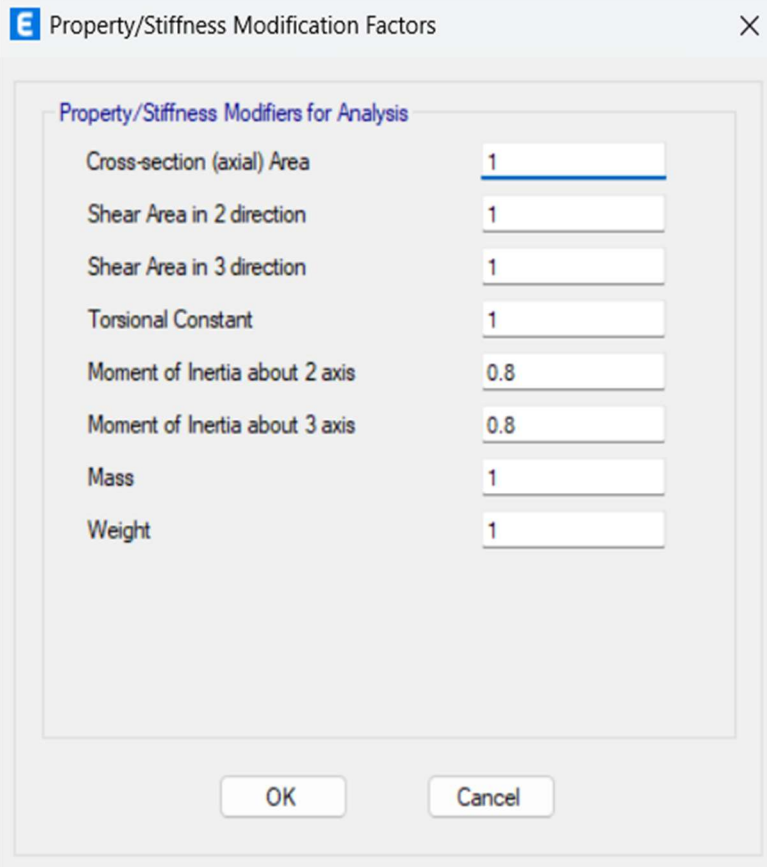
OK

Cancel

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Figura 26

Inercia agrietada de la sección de columna 30x30 del nivel



Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.8
Moment of Inertia about 3 axis	0.8
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

→ **Vigas**

Desde la **Figura 27** hasta la **Figura 31** se ingresan la altura, base y la inercia agrietada de las vigas.

→ Planta Baja

Figura 27

Definición de la sección de viga de 40x20 del 1 nivel en el programa Etabs.

The screenshot displays the 'Frame Section Property Data' dialog box in the ETABS software. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Includes fields for 'Property Name' (set to '40x20'), 'Material' (set to 'F'c= 210 kg/cm2'), 'Notional Size Data' (with a 'Modify/Show Notional Size...' button), 'Display Color' (a blue color swatch with a 'Change...' button), and 'Notes' (with a 'Modify/Show Notes...' button).
- Shape:** Features a 'Section Shape' dropdown menu set to 'Concrete Rectangular'.
- Section Property Source:** Shows 'Source: User Defined'.
- Section Dimensions:** Contains input fields for 'Depth' (20 cm) and 'Width' (40 cm).
- Property Modifiers:** Includes a 'Modify/Show Modifiers...' button and the text 'Currently User Specified'.
- Reinforcement:** Includes a 'Modify/Show Rebar...' button.
- Buttons:** At the bottom right are 'OK' and 'Cancel' buttons. At the bottom center is a 'Show Section Properties...' button.
- Checkbox:** At the bottom left is an unchecked checkbox labeled 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column'.
- Diagram:** On the right side, there is a diagram of a rectangular section with a coordinate system. The vertical axis is labeled '2' with an upward arrow, and the horizontal axis is labeled '3' with a leftward arrow.

Figura 28

Inercia agrietada de la sección de viga de 40x20 en el programa Etabs.

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	0.5
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

→ Planta 2 y 3

Figura 29

Definición de la sección de viga de 40x20 del nivel 2 y 3 en el programa Etabs.

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V40x20 P2-3

Material: Fc= 210 kg/cm²

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

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 20 cm

Width: 40 cm

Show Section Properties...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK Cancel

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Figura 30

Definición de la sección de viga de 20x35 en el programa.

Figura 31

Inercia agrietada de la sección de viga de 40x20 y 20x35 en el programa Etabs.

→ **Losa**

Se tiene una losa nervada de 20 cm de espesor tal como se observa en la y así mismo en la se observa los agrietamientos determinados por la (NEC-SE-DS, 2015) y descritas en la presente tesis en la **sección 2.11**.

Figura 32

Definición de losa nervada de 20 cm tipo waffle en el programa Etabs.

Slab Property Data

General Data

Property Name:

Slab Material: ...

Notional Size Data:

Modeling Type:

Modifiers (Currently User Specified):

Display Color:

Property Notes:

Property Data

Type:

Overall Depth: cm

Slab Thickness: cm

Stem Width at Top: cm

Stem Width at Bottom: cm

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis: cm

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis: cm

Figura 33

Inercia agrietada de la losa de 20 cm en el programa Etabs.

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Membrane f11 Direction	0,05
Membrane f22 Direction	0,05
Membrane f12 Direction	0,05
Bending m11 Direction	0,35
Bending m22 Direction	0,35
Bending m12 Direction	0,35
Shear v13 Direction	1
Shear v23 Direction	1
Mass	0,95
Weight	0,95

→ **Elementos no estructurales**

Mampostería

La mampostería del edificio “SENAGUA” presenta un f_m de 30 [kg/cm²] y un espesor de 12 cm, mientras que el ancho equivalente se muestra en la **Tabla 39**.

Tabla 39*Propiedades de las diagonales equivalentes de la mampostería.*

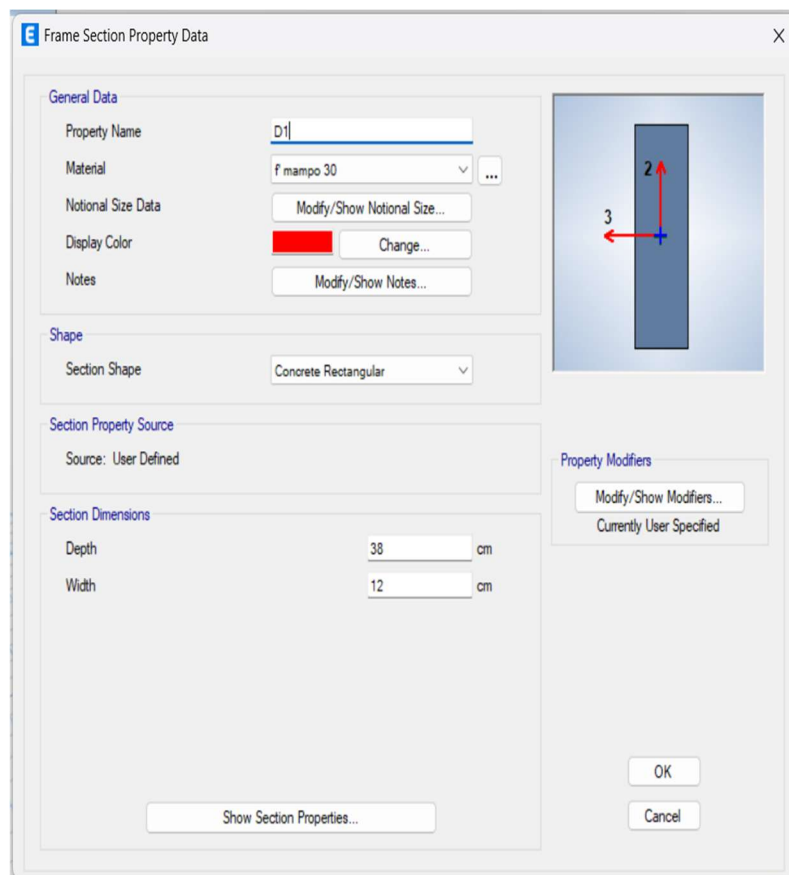
Diagonales	f_m [Kg/cm²]	e[cm]	a[cm]	Fuerza compresión límite[Kgf]	Fuerza tensión límite[Kgf]
D1	30	12	17	6102	747
D2	30	12	12	4399	539
D3	30	12	34	12118	1484
D4	30	12	32	11560	1415
D5	30	12	12	4300	527
D6	30	12	23	8140	997
D7	30	12	12	4414	540
D8	30	12	31	11195	1371
D9	30	12	14	5132	628
D10	30	12	12	4158	509
D11	30	12	28	10022	1227
D12	30	12	19	6909	846
D13	30	12	38	13855	1696
D14	30	12	38	13702	1678
D15	30	12	37	13380	1638
D16	30	12	34	12130	1485
D17	30	12	12	4484	549
D18	30	12	32	11591	1419
D19	30	12	45	16078	1969
D20	30	12	38	13626	1668
D21	30	12	12	4385	537
D22	30	12	38	13576	1662
D23	30	12	12	4221	517
D24	30	12	21	7477	915
D25	30	12	38	13576	1662
D26	30	12	12	4385	537
D27	30	12	15	5270	645
D28	30	12	32	11353	1390
D29	30	12	15	5475	670
D30	30	12	28	10191	1248
D31	30	12	33	12029	1473
D32	30	12	14	5204	637
D33	30	12	18	6557	803
D34	30	12	26	9411	1152

Diagonales	f_m [Kg/cm²]	e[cm]	a[cm]	Fuerza compresión límite[Kgf]	Fuerza tensión límite[Kgf]
D35	30	12	32	11646	1426
D36	30	12	34	12130	1485
D37	30	12	26	9477	1160
D38	30	12	18	6486	794
D39	30	12	15	5475	670
D40	30	12	29	10508	1287
D41	30	12	27	9768	1196
D42	30	12	21	7723	946
D43	30	12	15	5373	658
D44	30	12	19	6841	838
D45	30	12	14	5204	637
D46	30	12	27	9668	1184
D47	30	12	32	11544	1413
D48	30	12	18	6425	787
D49	30	12	15	5373	658
D50	30	12	27	9733	1192
D51	30	12	32	11544	1413
D52	30	12	18	6557	803
D53	30	12	21	7501	918
D54	30	12	38	13855	1696
D55	30	12	45	16322	1998
D56	30	12	32	11373	1392
D57	30	12	15	5373	658
D58	30	12	45	16322	1998
D59	30	12	38	13626	1668

En la **Figura 34** se visualiza en ingreso de las secciones de la mampostería donde la altura es el ancho de la diagonal equivalente y el espesor son los 12 cm considerados como la base.

Figura 34

Ingreso de la mampostería del edificio “SENAGUA” en Etabs.



3.3.2 Definición de los coeficientes de irregularidad

Con ayuda de una hoja de Excel se procederá a la identificación de irregularidades tanto en planta como en elevación, las cuales estarán descritas desde las tablas **Tabla 40** hasta la **Tabla 46**.

3.3.2.1 Irregularidad en Planta

Tabla 40

Máximas y promedio de derivas por piso en el eje X.

Nivel	Max Drift X	Avg Drift X	Ratio X	Comprobación
4	0.000529	0.000512	1.032	Regular
3	0.002253	0.001858	1.212	Irregularidad
2	0.003139	0.002556	1.228	Irregularidad
1	0.003242	0.002565	1.264	Irregularidad

Tabla 41

Máximas y promedio de derivas por piso en el eje Y.

Nivel	Max Drift Y	Avg Drift Y	Ratio Y	Comprobación
4	0.00031	0.000282	1.096	Regular
3	0.001809	0.001369	1.321	Irregularidad
2	0.002743	0.00218	1.258	Irregularidad
1	0.002471	0.002151	1.148	Regular

Tabla 42

Chequeo de irregularidades Tipo 2 con dimensiones geométricas.

Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas		
A	6.45	Irregular
B	15.91	
C	2.72	Irregular
D	15.87	

3.3.2.2 Irregularidades en elevación

Tabla 43

Chequeo de irregularidad en elevación tipo 1, en base a las rigideces en el eje X.

Tipo 1 - Piso flexible			
Nivel	Kx (Tonf/cm)	Comprobación 1	Comprobación 2
4	35.6937		
3	147.6869	Regular	
2	184.0309	Regular	Regular
1	227.7405	Regular	Regular

Tabla 44

Chequeo de irregularidad en elevación tipo 1, en base a las rigideces en el eje Y.

Nivel	Ky	Comprobación 1	Comprobación 2
4	64.7535		
3	197.1252	Regular	
2	219.3845	Regular	Regular
1	266.4557	Regular	Regular

Tabla 45

Chequeo de irregularidad en elevación tipo 2, en base a la distribución de masa.

Tabla: Masas de pisos.			
Piso	Masa (kgf-s²/cm)	M_i/M_{i-1}	M_i/M_{i+1}
Loseta	7.0974	N/A	N/A
tercer piso	138.30	0.99	N/A
Segundo Piso	139.62	0.95	1.01
Primer piso	147.00	N/A	1.05

Tabla 46

Chequeo de irregularidad en elevación tipo 3, en base a la geometría.

<i>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</i>		
a	b	Comprobación
9.46	3.7	Irregular

3.3.3 Definición de los estados de cargas estáticas y dinámicas

3.3.3.1 Cargas estáticas

Peso Propio : Será calculado por el software y asignado al patrón de carga Dead o PP.

Sobrecarga Permanente: Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura. (NEC-SE-CG-Cargas no sísmicas, 2015)

Estas cargas se asignan al patrón de carga Dead y se muestran en la **Tabla 47**.

Tabla 47

Sobrecarga permanente de la estructura.

Elemento	Espesor de acabado	Cargas por cada cm de espesor según NEC 2015	Carga (kg/m²)	Carga (Tn/m²)
Enlucido y masillado	4	22	88	0.088
Recubrimiento	2	22	44	0.044
Mampostería				0.2
Ins. Eléctricas (estimado)				0.01
Inst. Sanitarias				0.015
Impermeabilización				0.1
Hoja de asbesto cemento				0.0153
Fijaciones				0.00102
Correas Metálicas				0.0051

Tabla 48*Sobrecarga permanente al piso 1-2 de la estructura.*

Elemento	Carga (Tn/m ²)
Enlucido y masillado	0.088
Recubrimiento	0.044
Mampostería	0.2
Ins. Eléctricas (estimado)	0.01
Inst. Sanitarias	0.015
Total	0.36

Tabla 49*Sobrecarga permanente del piso 3 más cubierta de la estructura.*

Elemento	Carga (Tn/m ²)
Enlucido y masillado	0.088
Recubrimiento	0.044
Mampostería	0.05
Ins. Eléctricas (estimado)	0.01
Impermeabilización	0.1
Total, SCP piso 3	0.292
Hoja de asbesto cemento	0.0153
Fijaciones	0.00102
Correas Metálicas	0.0051
Mampostería	0.2
Total, SPC piso 3 + cubierta	0.5134

Carga Viva: La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utilizara en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras. (NEC-SE-CG-Cargas no sísmicas, 2015)

Esta carga será asignada al patrón de cargas Live, todas las cargas que se aplican a las estructuras se visualizan en la **Tabla 50**.

Tabla 50

Carga viva aplicada en la estructura.

Ocupación o uso	Carga (kN/m ²)
Oficinas	2.4
Escaleras y rutas de escape	4.8
Corredores de primer piso	
Otros pisos de igual ocupación, excepto si existe otra indicación	4.8
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.7

Carga Sísmica Estática: Se refiere a la fuerza inercial horizontal resultante del peso propio de la edificación. Será asignada como “Sx y Sy” ; a su vez será de tipo “Seismic” en el software Etabs.

3.3.4 Análisis Estático

Para poder incorporar los casos “Sx y Sy” en el software Etabs se requiere calcular los coeficientes C y K, para esto utilizaremos una hoja de Excel con todos los coeficientes requeridos según el tipo de estructura y la zona sísmica en la que nos encontramos, tal como se visualiza en la **Tabla 51**.

Tabla 51*Cálculo de coeficientes y corte basal NEC 2015.*

Factor de importancia	I=	1.000
categoría Sísmica	Zona Sísmica=	VI
Valor de factor Z	Z=	0.500
Perfil del Suelo	Suelo Tipo=	D
Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	Fa=	1.120
Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd=	1.110
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs=	1.400
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r=	1.000
relación de amplificación espectral	η =	1.800
Altura de la edificación en metros	hn=	9.715
Tipo Estructura	pórticos Espaciales de H.A. sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	
Coeficiente que depende del tipo de edificio	Ct=	0.055
	α =	0.900
Periodo de Vibración método 1	Ta CODIGO=	0.426
Periodo de Vibración método 2	1.3 * Ta Código	0.553
Periodo Límite de Vibración	To=	0.139
Periodo de vibración	Ta=	0.426
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	Tc=	0.763
Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T	k=	1.000000
Aceleración Espectral	Sa(Ta)=	1.008
Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural	R=	8
Irregularidad en planta	ΦP =	0.900
Irregularidad en elevación	ΦE =	0.900
	C=	0.155556

3.3.4.1 Modos de vibración y periodo fundamental de la estructura

En la **Tabla 53** se visualizan los 12 modos de vibración de la estructura; el primer modo se considera el periodo fundamental de la estructura que lo podemos ver en la **ecuación (33)**.

$$\text{Modo 1} = 0.401 \text{ sg} \quad (33)$$

Tabla 52

Tabla de modos, periodos y frecuencias de la estructura.

TABLE: Modal Periods And Frequencies			
Case	Mode	Period	Frequency
		sec	cyc/sec
Modal	1	0.401	2.491
Modal	2	0.36	2.778
Modal	3	0.332	3.011
Modal	4	0.137	7.284
Modal	5	0.125	8.014
Modal	6	0.114	8.75
Modal	7	0.083	12.018
Modal	8	0.08	12.501
Modal	9	0.072	13.796
Modal	10	0.061	16.515
Modal	11	0.05	20.077
Modal	12	0.043	23.373

Porcentajes de participación			
Caso	Item	Estático	Dinámico
		%	%
Modal	UX	100	100
Modal	UY	100	100
Modal	UZ	0	0

Tabla 53*Tabla de participación modal*

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ
		sec							
Modal	1	0.401	0.7285	0.0098	0.7285	0.0098	0.0016	0.1413	0.146
Modal	2	0.36	0.0566	0.7314	0.7851	0.7412	0.1181	0.0076	0.0923
Modal	3	0.332	0.0939	0.1489	0.879	0.8902	0.0244	0.0102	0.6372
Modal	4	0.137	0.093	0.0009	0.972	0.891	0.0052	0.7133	0.0037
Modal	5	0.125	0.0034	0.0779	0.9754	0.969	0.6475	0.0238	0.0216
Modal	6	0.114	0.0042	0.0149	0.9797	0.9838	0.1553	0.0241	0.0779
Modal	7	0.083	0.0201	9.509E-06	0.9997	0.9838	0.00004168	0.0786	0.0001
Modal	8	0.08	0.0001	0.0148	0.9998	0.9986	0.0432	0.0001	0.0042
Modal	9	0.072	0.0002	0.0014	0.9999	1	0.004	0.0003	0.017
Modal	10	0.061	0.0001	9.30E-07	1	1	0.00000312	0.0008	0
Modal	11	0.05	0	5.205E-06	1	1	0.0006	3.602E-06	1.709E-06
Modal	12	0.043	0	0	1	1	0.0001	0.00000848	9.72E-07

La (NEC-SE-DS, 2015) nos indica que se deben considerar todos los modos de vibración que impliquen una participación de masa modal de al menos el 90% de la masa total de la estructura en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

3.3.4.2 Comprobación de Métodos

La (NEC-SE-DS, 2015) en su **sección 6.3.3** nos indica que el valor de T_a calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T_a calculado con el Método 1. A continuación en la **Tabla 54** se realizará la comprobación de ambos periodos calculados por los métodos anteriormente mencionados.

Tabla 54

Tabla de periodos calculados por método 1 y 2 según la NEC.

Método Periodo fundamental de vibración "T"			
T NEC-2015	0.426	seg	
T ETABS	0.401	seg	
Ta Max NEC	0.553	✓	Cumple

Como se pudo evidenciar en la **Tabla 54** el periodo calculado por el software Etabs que correspondería al método 2 no es un 30% mayor al periodo calculado por el método 1 por tanto estamos cumpliendo con el requerimiento de la (NEC-SE-DS, 2015).

3.3.4.3 Cortante basal

Figura 35

Peso reactivo de la estructura en Tn en el software Etabs

E

Base Reactions

File

Edit

Format-Filter-Sort

Select

Options

Units: As Noted

Hidden Columns: No

Sort: None

Base Reactions

Filter: ([Output Case] = 'Peso reactivo')

	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
▶	Peso reactivo	Combination			6,373E-07	0	420,8873

En la **Figura 36** se visualizan los valores del cortante basal para el sismo de diseño en el eje X y en el eje Y.

Figura 36

Deriva estática del sismo en la dirección X.

	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
	Modal	LinModEigen	Mode	11	-0,0103	0,1179	0	1,0582	-0,2709	0,325
	Modal	LinModEigen	Mode	12	-0,0081	0,0155	0	-0,1184	-0,2545	-0,1308
	SCP	LinStatic			0	0	173,971	1292,3705	-1277,7152	-2,106E-06
	CVcubierta	LinStatic			0	0	1,2816	10,1371	-6,1002	0
	SX	LinStatic	Step By Step	1	-69,7509	-5,315E-07	0	4,593E-06	-474,9762	514,1284
	SX	LinStatic	Step By Step	2	-69,7509	-1,003E-06	0	8,664E-06	-474,9762	564,4841
	SX	LinStatic	Step By Step	3	-69,7509	0	0	5,222E-07	-474,9762	463,7727
	SY	LinStatic	Step By Step	1	0	-69,7509	0	474,976	1,302E-06	-503,8925
	SY	LinStatic	Step By Step	2	0	-69,7509	0	474,976	3,332E-06	-554,4536
	SY	LinStatic	Step By Step	3	0	-69,7509	0	474,976	-7,277E-07	-453,3315
	SXPUSH	LinStatic			-6,3834	0	0	0	-44,1422	46,7998
	SYPUSH	LinStatic			0	-6,3834	0	44,1422	0	-46,5104
	SHX	LinRespSpec	Max		59,7424	11,7888	0	78,3587	399,4219	553,9754
	SHY	LinRespSpec	Max		11,1215	58,9184	0	390,5561	72,9595	422,0411
	SH	LinRespSpec	Max		56,3209	58,7831	0	389,6959	376,284	658,5765

3.3.4.4 Verificaciones y Derivas Estáticas

Para determinar las derivas inelásticas se hace uso de la ecuación (34):

$$\Delta M = 0,75 * R * \Delta E \quad (34)$$

ΔM = Deriva máxima inelástica.

ΔE = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R= Factor de reducción de resistencia.

La (NEC-SE-DS, 2015) establece que las derivas inelásticas máximas por piso no podrán superar el 2% .

Figura 37

Deriva estática del sismo en la dirección X.

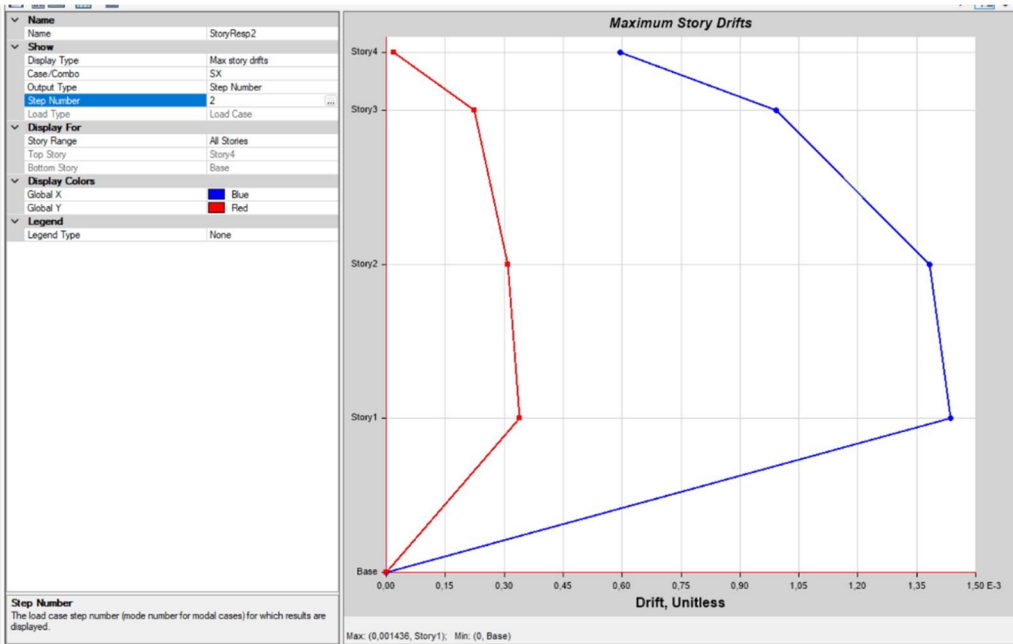
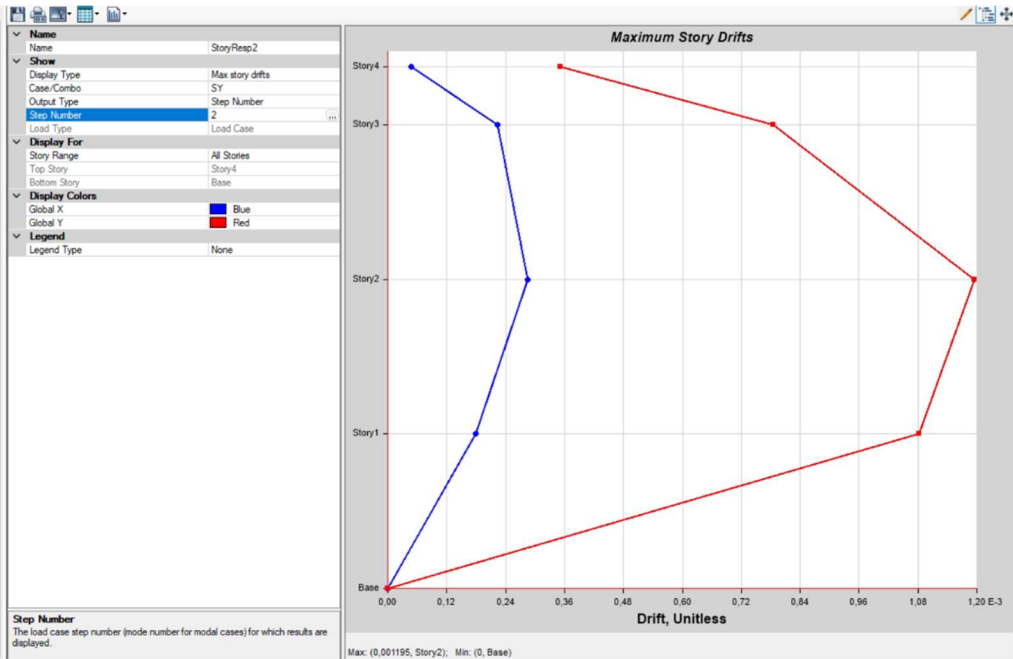


Figura 38

Deriva estática del sismo en la dirección Y.



En la **Figura 37** y **Figura 38** se visualizan las derivas estáticas tanto en el eje X como en el eje Y; cuyos valores son 0.001436 y 0.001195. Para una mejor apreciación se pueden revisar en la **Tabla 55**. Ambos valores serán ingresados a las **ecuaciones (35)** y **(36)** para el chequeo de la (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 55

Derivas elásticas e inelásticas de la estructura.

Derivas estáticas con respecto al cortante Basal.		
Sentido	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
X	0.001436	0.8616%
Y	0.001195	0.717%

$$\Delta I - X = 0,75 * 8 * 0.001436 * 100 = 0.861\% < 2 \% \text{ Cumple} \quad (35)$$

$$\Delta I - Y = 0,75 * 8 * 0.001195 * 100 = 0.717\% < 2\% \text{ Cumple} \quad (36)$$

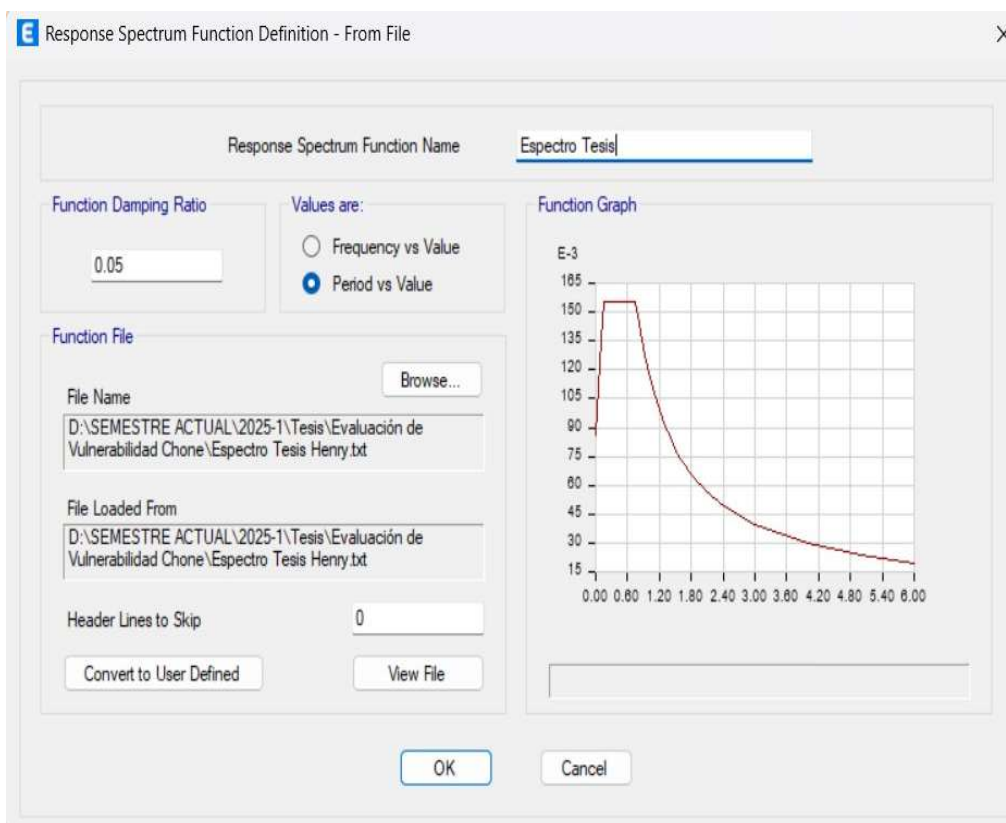
3.3.5 *Análisis dinámico*

3.3.5.1 **Carga del espectro**

En la se visualiza el espectro de diseño que ha sido implementado en el software Etabs, el mismo está fundamentado por la y para generarlo se ingresaron todos los coeficientes con las características de la estructura tal y como se detalla en la **Tabla 51**.

Figura 39

Carga del espectro en el software Etabs.



3.3.5.2 Calibración del cortante basal

La (NEC-SE-DS, 2015) establece que el valor del cortante dinámico total en la base, determinado por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

-  Menor al 80% del cortante basal V calculado por el método estático para estructuras regulares.
-  Menor al 85% del cortante basal V calculado por el método estático para estructuras irregulares como se visualiza en la **ecuación (37)**.

Tabla 56

Cortantes en la base de la estructura sin calibración.

CARGA/ COMBO	FX	FY	FZ
	(ton)	(ton)	(ton)
Sismo X	69.75	0	0
Sismo Y	0	69.75	0
Espectro X Max	59.74	11.79	0
Espectro Y Max	11.12	58.92	0

$$\frac{V_{din}}{V_{est}} \geq 85\% \quad (37)$$

$$Sentido X = \frac{59.74}{69.75} = 86\% \quad \text{Cumple} \quad (38)$$

$$Sentido Y = \frac{58.92}{69.75} = 84\% \quad \text{No Cumple} \quad (39)$$

Como se visualiza en las **ecuaciones (38) y (39)** nuestro cortante en el sentido Y no cumple. Por tanto, para la calibración del cortante basal se empleará la **ecuación (40)**.

$$\frac{V_E}{V_D} * 0.85 \quad (40)$$

$$FC_X = \frac{69.75}{59.74} * 0.85 = 1 \quad (41)$$

$$FC_Y = \frac{69.75}{58.92} * 0.85 = 1.01 \quad (42)$$

Los factores que se han calculado se multiplicaran por la gravedad dentro del software, dado que este factor de escala se relaciona con la carga modal del caso espectral y lo podemos ver en la **Figura 40**.

Figura 40

Ingreso del factor calculado para la calibración del cortante en Etabs.

Load Case Data

General

Load Case Name

SHY

Design...

Load Case Type

Response Spectrum

Notes...

Mass Source

Previous (Wismo)

Analysis Model

Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Espectro Tesis	10,0028

Add

Delete

Advanced

Other Parameters

Modal Load Case

Modal

Modal Combination Method

CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1

Rigid Frequency, f2

Periodic + Rigid Type

Earthquake Duration, td

Directional Combination Type

SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor

Modal Damping

Constant at 0,05

Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity

0 for All Diaphragms

Modify/Show...

OK

Cancel

Tabla 57

Cortantes en la base de la estructura Calibrados.

CARGA/ COMBO	FX	FY	FZ
	(ton)	(ton)	(ton)
Sismo X	69.75	0	0
Sismo Y	0	69.75	0
Espectro X Max	59.74	11.79	0
Espectro Y Max	11.23	59.51	0

$$\text{Sentido } X = \frac{59.74}{69.75} = 86\% \quad \text{Cumple} \quad (43)$$

$$\text{Sentido } Y = \frac{59.51}{69.75} = 85\% \quad \text{Cumple} \quad (44)$$

3.3.5.3 Verificación de derivas dinámicas

En la **Figura 41** y **Figura 42** se visualizan las derivas dinámicas tanto en el eje X como en el eje Y; cuyos valores son **0.001404** y **0.001011**. Para una mejor apreciación se pueden revisar en la **Tabla 58**. Ambos valores serán ingresados a las **ecuaciones (45) y (46)** para el chequeo de la (NEC-SE-DS, 2015) que determina que las derivas de piso no podrán ser mayores al 2%.

Figura 41

Deriva dinámica del sismo en la dirección X

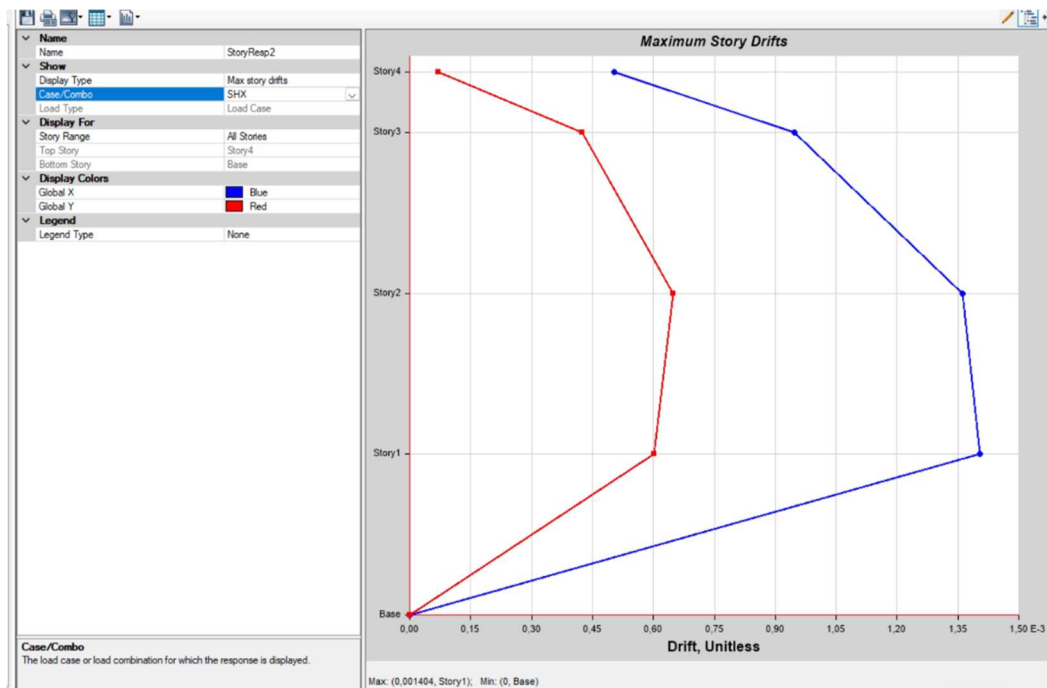
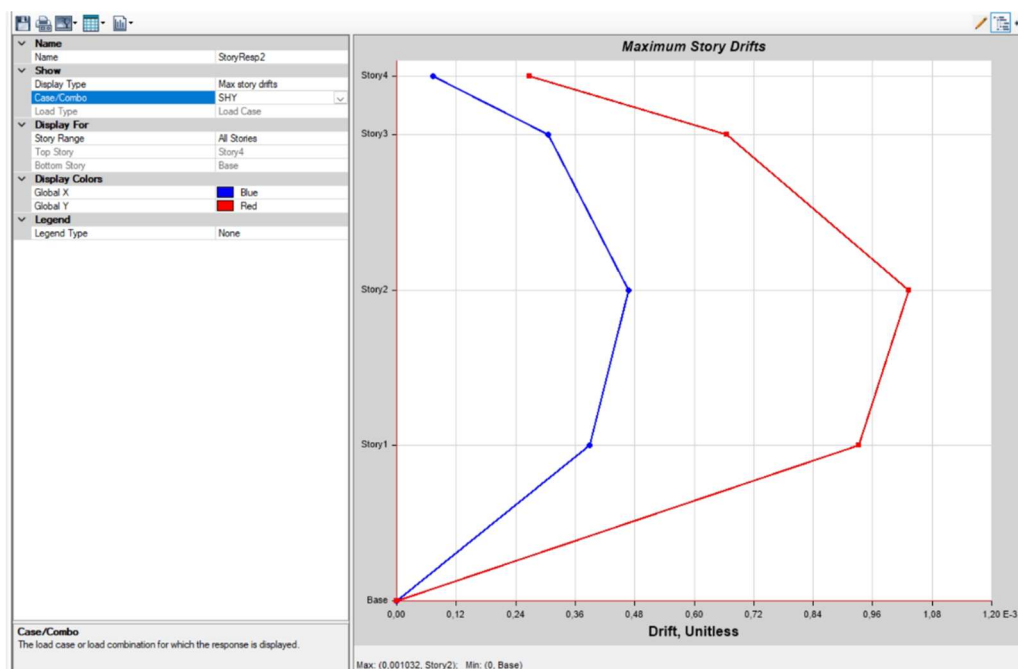


Figura 42

Deriva dinámica del sismo en la dirección Y.

**Tabla 58**

Derivas dinámicas elásticas e inelásticas de la estructura.

Derivas dinámicas.		
Sentido	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
X	0.001404	0.8418 %
Y	0.001032	0.606 %

$$\Delta I - X = 0,75 * 8 * 0.001404 * 100 = 0.8424\% < 2 \% \text{ Cumple} \quad (45)$$

$$\Delta I - Y = 0,75 * 8 * 0.001032 * 100 = 0.6192\% < 2\% \text{ Cumple} \quad (46)$$

3.3.6 Verificación de columna fuerte - viga débil

Al realizar la verificación del criterio Columna Fuerte -Viga Débil mediante la condición que establece que la sumatoria de la capacidad de momento de las columnas deberá ser un 20 % mayor que la capacidad de momento de las vigas en los nudos de cada pórtico. Se determinó que el presente modelo en la dirección X, presenta un 37% de nudos que cumplen el criterio, mientras que un 63% no lo cumple. Mientras tanto en la dirección Y, un 36% de nudos cumplen el criterio, sin embargo, un 64% no cumplen tal y como se visualiza en las **Figura 43** y **Figura 44**.

Figura 43

Gráfica del modelo en la dirección X.

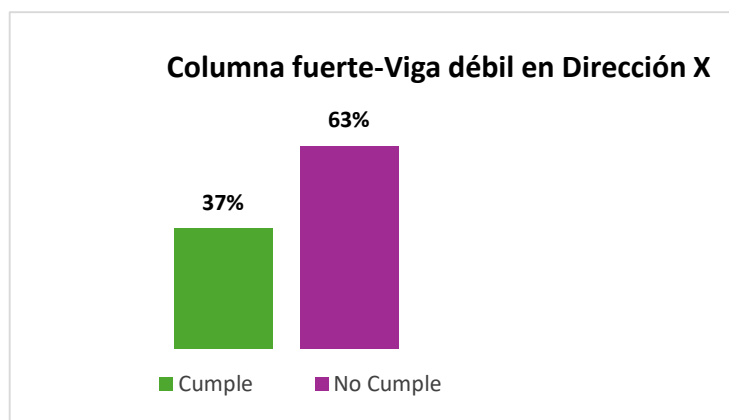
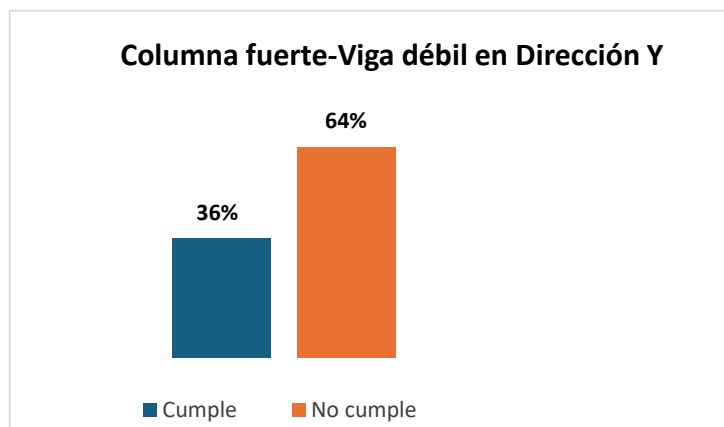


Figura 44

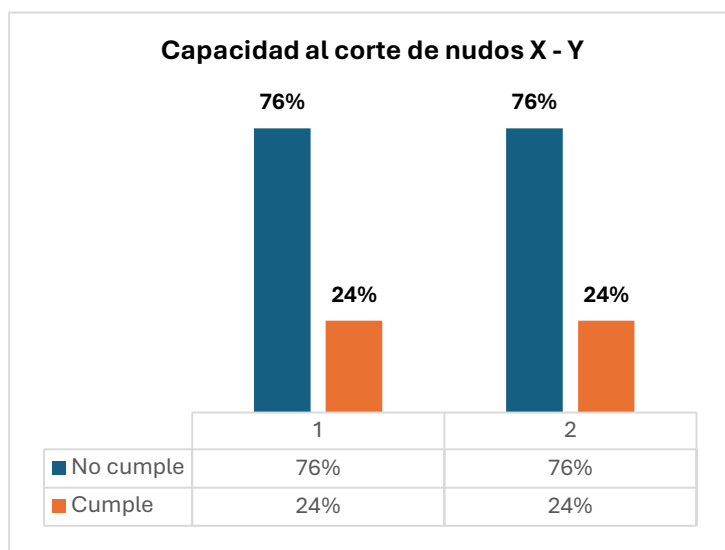
Gráfica del modelo en la dirección Y.



En la verificación de la capacidad al corte en nudos, mediante los datos proporcionados por el software Etabs se determinó para la dirección X y Y, que el 24% de los nudos cumplen con la resistencia al corte, mientras que el 76% no cumplen tal y como se visualiza en la **Figura 45**.

Figura 45

Gráfica de capacidad al corte en el eje X y Y.



3.3.7 *Análisis no lineal estático de la estructura*

En el siguiente apartado se detallan aspectos del análisis pushover del modelo estructural con mampostería del edificio de la institución “SENAGUA”.

En este punto se crearon dos modelos para la ejecución del análisis pushover con sus respectivos patrones de carga:

 Modelo para la dirección X

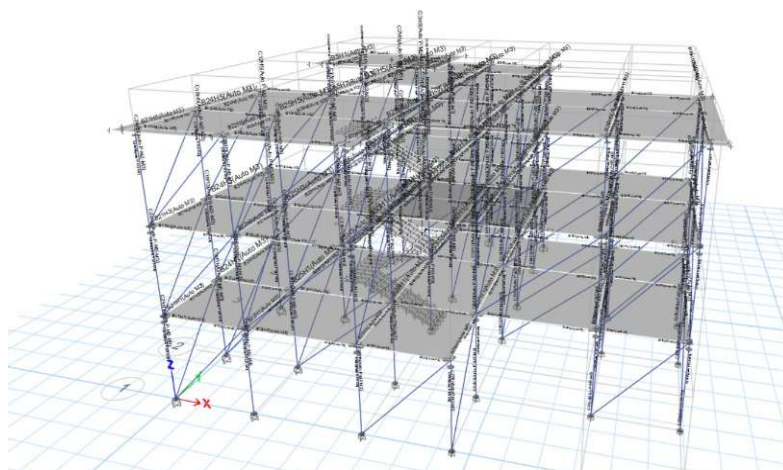
 Modelo para la dirección Y

3.3.7.1 Asignación de rótulas y zonas plásticas

Para poder realizar el análisis no lineal PUSHOVER, se asignaron rótulas plásticas en las vigas y columnas, como se puede visualizar en la **Figura 46**. A su vez se definieron zonas plásticas para las diagonales equivalentes de mampostería en la estructura, también se definió los patrones de carga lateral denominados SX PUSH y SY PUSH, que corresponden al análisis no lineal para las direcciones X – Y respectivamente.

Figura 46

Asignación de rótulas plásticas a columnas y vigas del modelo.



→ Rótulas en columnas y vigas

Para la asignación de las rotulas en columnas y vigas se utilizó la función generación automatizada de rótulas en el software Etabs, condiciones basadas en las tablas correspondientes de la normativa ASCE/SEI 41-17. En la **Figura 47** se visualiza la asignación de rótulas en las vigas.

Figura 47

Parámetros para asignación de rótulas plásticas a las vigas del modelo.

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End cm
Auto	Relative to clear length	0	
Auto M3	Relative to clear length	0	
Auto M3	Relative to clear length	1	

Auto Hinge Assignment Data

Type: From Tables In ASCE 41-17
 Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
 DOF: M3, Isotropic hysteresis

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

→ Zonas plásticas

En las diagonales equivalentes se establecieron zonas plásticas para las 59 secciones definidas dentro del software Etabs, estas a su vez fueron controladas por carga axial.

Es importante describir que los criterios de aceptación se fundamentaron en la relación de la fuerza aplicada y la máxima permitida con valores de 0.5, 0.8 y 1 para los niveles de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención al colapso; estos valores son predefinidos por el software Etabs como se visualiza en la **Figura 48**.

Figura 48

Propiedades de rótulas para diagonales controladas por carga axial.

Hinge Property Data for D1H - Axial P

Force Control Parameters

Maximum Allowed Force

☐ Specified Proportion of Yield Force

☒ User Specified Force, kgf

☐ Hinge Loses All Load Carrying Capacity When Maximum Force Is Reached

Acceptance Criteria (Force/Maximum Allowed Force)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0.5	-0.5
Life Safety	0.8	-0.8
Collapse Prevention	1	-1

☐ Hinge is Symmetric (Tension Behavior Same as Compression Behavior)

OK Cancel

La capacidad de resistencia a la compresión de las diagonales se obtuvo multiplicando el área de la sección de la diagonal equivalente por su resistencia a compresión, a su vez la resistencia a la tensión se obtuvo multiplicando el módulo de ruptura por el área de la diagonal equivalente, datos que se pueden visualizar en la **Tabla 39**.

3.3.7.2 Resultados del análisis.

Curva de capacidad y puntos de desempeño

Para el presente modelo se obtuvo la curva de capacidad monitoreando el desplazamiento en el centro de masas del diafragma del último nivel de la estructura. Seguidamente se aplicó el método de los coeficientes para generar las curvas bilineales de fuerza- desplazamiento.

Se identificaron los puntos de desempeño para el modelo en las diferentes direcciones de

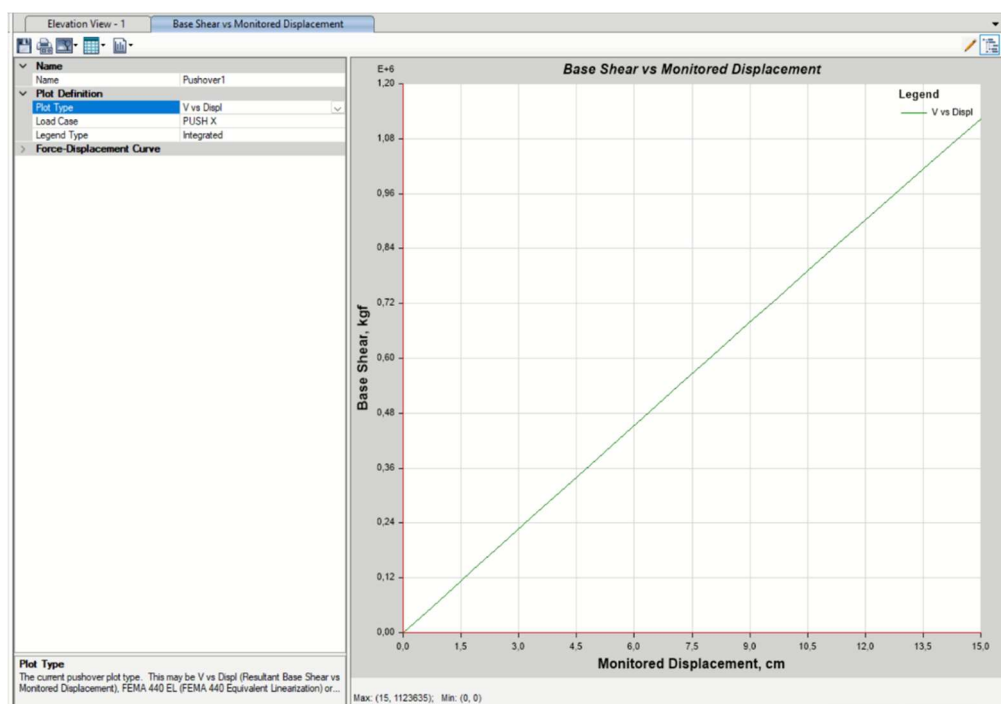
análisis tal y como se pueden visualizar a continuación.

→ **Modelo en la dirección X**

En la **Figura 49** se presenta la curva de capacidad del edificio SENAGUA, en ella se observa una resistencia al corte presenta un desplazamiento de 15.12 cm bajo una fuerza de corte basal de 1123.635 Kgf.

Figura 49

Curva de capacidad de la estructura dirección X

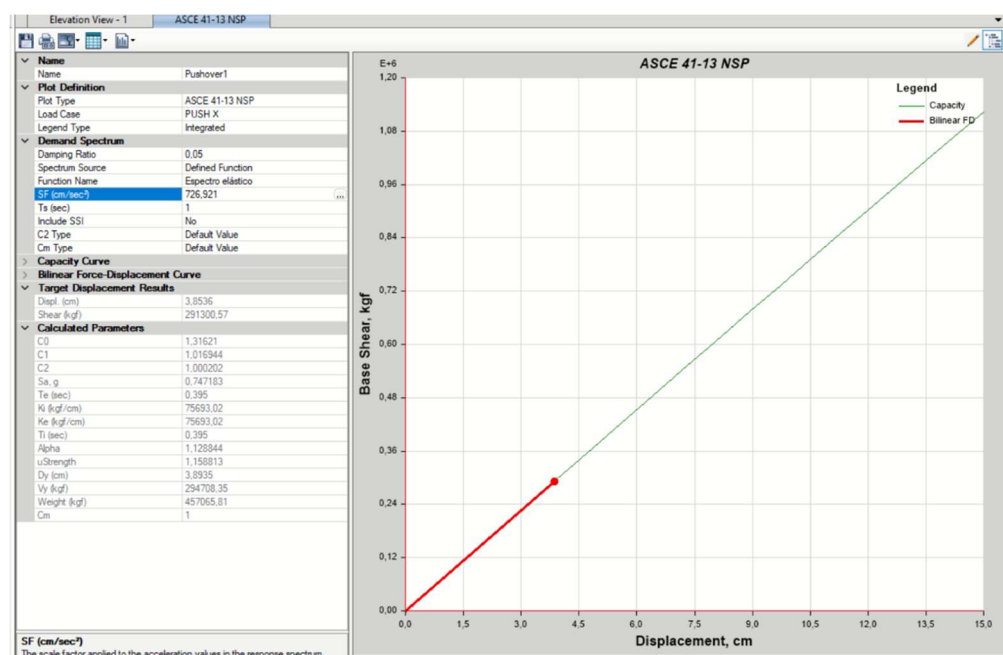


Mediante la curva de capacidad se realizó la aplicación del método de los coeficientes y determinación del punto de desempeño ante un sismo moderado y luego ante el sismo de diseño. Para el sismo moderado, su punto de desempeño se sitúa en 3.85 cm de desplazamiento con una fuerza de corte basal de 291.300 Kgf.

En la **Figura 50** se puede visualizar el punto de desempeño de la estructura, su punto de fluencia se encuentra en un desplazamiento de 3.8935 cm y una fuerza de cortante basal de 294.708 Kgf.

Figura 50

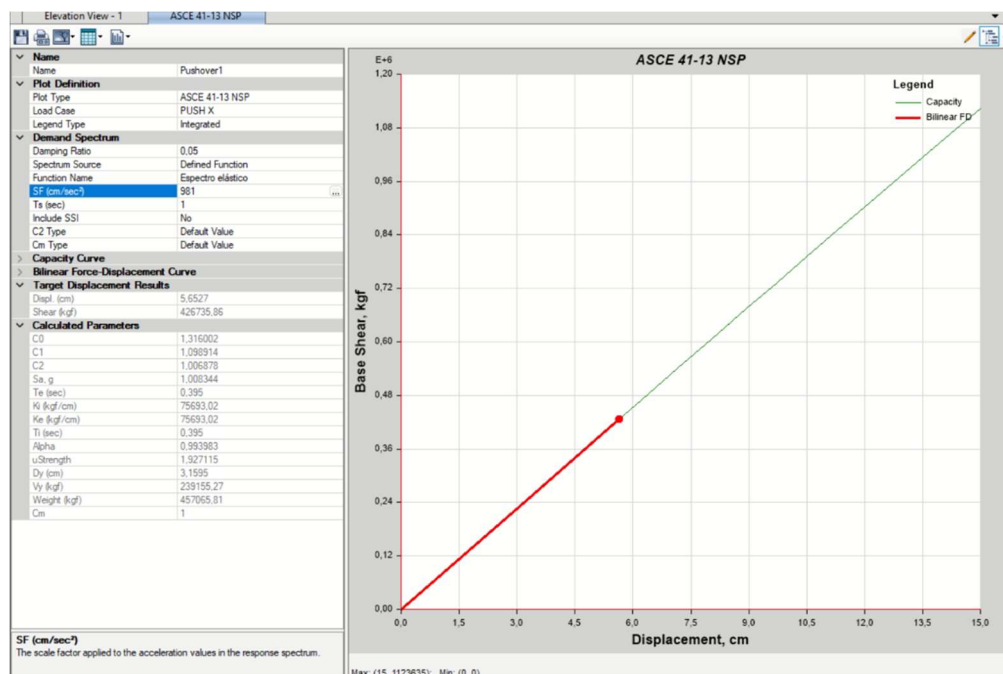
Punto de desempeño para un sismo moderado en la dirección X.



Para el sismo de diseño, que se puede visualizar en la **Figura 51**, el punto de desempeño se encuentra en un desplazamiento de 5.6527 cm, con una fuerza de corte basal de 426.735 Kgf, mientras que el punto de fluencia se registra a un desplazamiento de 3.1595 cm con una fuerza de corte basal de 239.155 Kgf.

Figura 51

Punto de desempeño para un sismo de diseño en la dirección X.



3.3.7.3 Resultados de rótulas plásticas

Después de realizados los análisis respectivos, se presentan las rótulas plásticas con su respectiva escala de colores que se visualiza en la **Figura 52**. Estos colores representan los rangos de los niveles de desempeño de una estructura los cuales están detallados en la **Tabla 59**.

Figura 52

Escala de colores de los niveles de desempeño.



Fuente: (ASCE, 2017)

Tabla 59

Descripción de la escala de colores de rótulas plásticas.

COLOR	DESCRIPCIÓN DEL RANGO DE CADA COLOR
Negro	Desde que la estructura comienza a ceder hasta el nivel de ocupación inmediata.
Verde	Desde el nivel de desempeño de ocupación inmediata hasta el de seguridad de vida.
Celeste	Desde el nivel de desempeño de seguridad de vida hasta el de prevención al colapso.
Rojo	Desde el nivel de desempeño de prevención al colapso hasta el colapso.

Fuente: (ASCE, 2017)

Pushover en la dirección X

En este apartado se detallan los pasos del análisis no lineal tipo pushover para el modelo dirección X.

En la **Tabla 60**, se resalta en negrita el paso 6, que representa el desplazamiento aproximado en el cual se alcanza el punto de desempeño ante el sismo moderado y el paso 8 donde se presenta el desplazamiento y el punto de desempeño ante el sismo de diseño.

Tabla 60

Rótulas plásticas en los elementos de la estructura en el análisis pushover en X.

TABLE: FUERZA CORTANTE VS DESPLAZAMIENTO							
Paso	Desplazamiento	Fuerza Cortante	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	cm	Kgf					
0	0	0	505	2	0	0	507
1	0.75	56769.76	502	4	1	0	507
2	1.5	113559.39	462	36	8	1	507
3	1.8017	136408.93	457	22	21	7	507
4	2.5556	193523.72	452	8	10	37	507

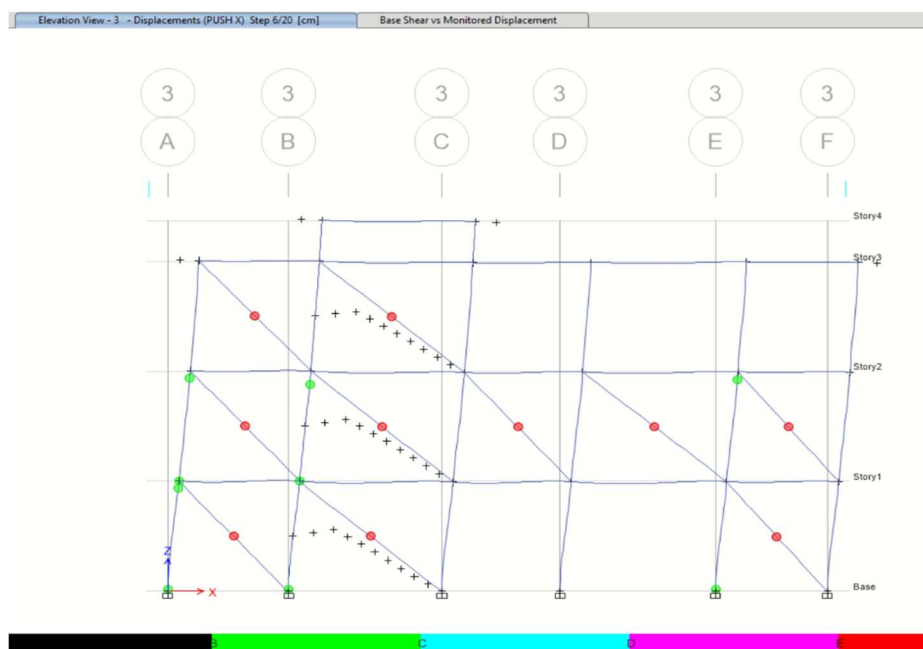
Paso	Desplazamiento	Fuerza Cortante	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
5	3.3272	251873.83	447	7	7	46	507
6	4.0879	308846.57	446	5	3	53	507
7	4.8607	367112.59	446	2	3	56	507
8	5.6108	423571.54	443	5	0	59	507
9	6.3938	482715.42	441	7	0	59	507
10	7.1643	540823.12	441	6	1	59	507
11	8.0213	605125.98	439	6	2	60	507
12	8.9506	674586.14	434	10	2	61	507
13	9.7531	734419.91	426	18	0	63	507
14	10.5162	791221.92	416	26	1	64	507
15	11.2973	849276.32	399	43	1	64	507
16	12.1446	912161.31	389	53	1	64	507
17	12.9039	968400.69	382	60	0	65	507
18	13.6648	1024780.96	375	66	1	65	507
19	14.4953	1086290.03	368	71	3	65	507
20	15	1123635.49	368	69	5	65	507

En la **Figura 53** y **Figura 54** se pueden observar las rótulas generadas en el pórtico 3 en la dirección X, frente a la demanda del sismo moderado y el sismo de diseño.

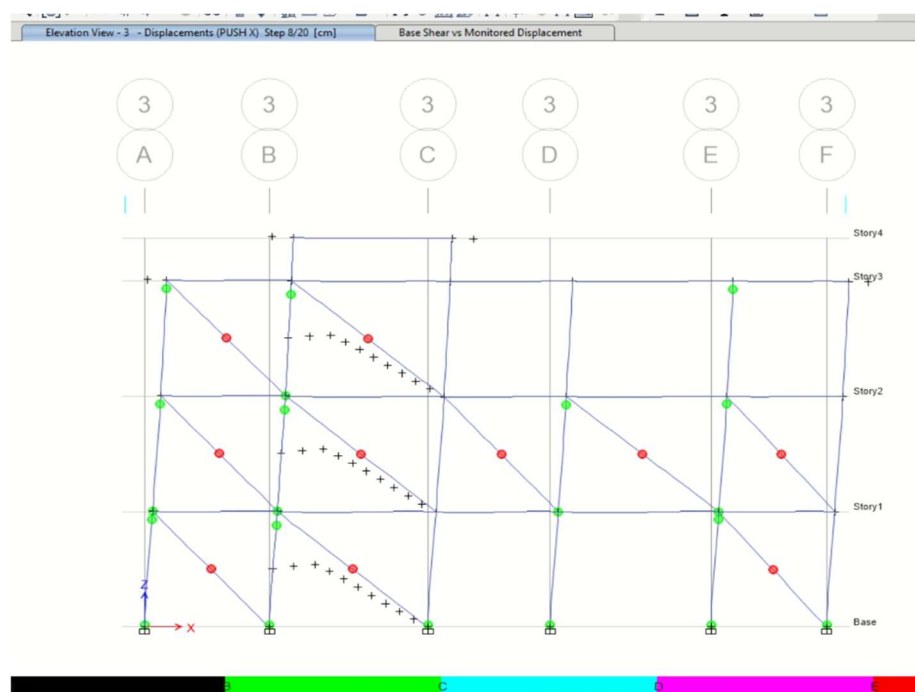
Es notable la presencia de rótulas únicamente en la mampostería que han superado el nivel de desempeño de prevención al colapso y también se muestran rótulas en la base de las columnas que se encuentra en el nivel de ocupación inmediata.

Figura 53

Rótulas plásticas del pórtico 3 para el paso 6, en la dirección X del sismo moderado.

**Figura 54**

Rótulas plásticas del pórtico 3 para el paso 8, en la dirección X del sismo de diseño.



En la **Figura 55** se visualizan los niveles de desempeño alcanzados en el paso 6 por los elementos estructurales frente a la acción del sismo moderado en la dirección X. El 9.7 % de las rótulas indican colapso, afectando a 53 elementos de mampostería. En la **Figura 56** estas rótulas en estado de prevención al colapso llegan a afectar 59 elementos siendo un 9.8%.

Figura 55

Porcentajes de niveles de desempeño ante el sismo moderado en la dirección X.

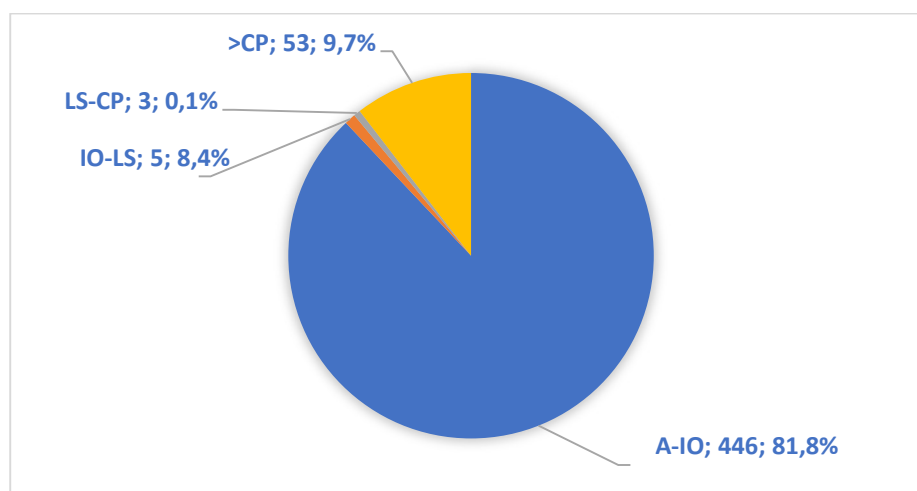
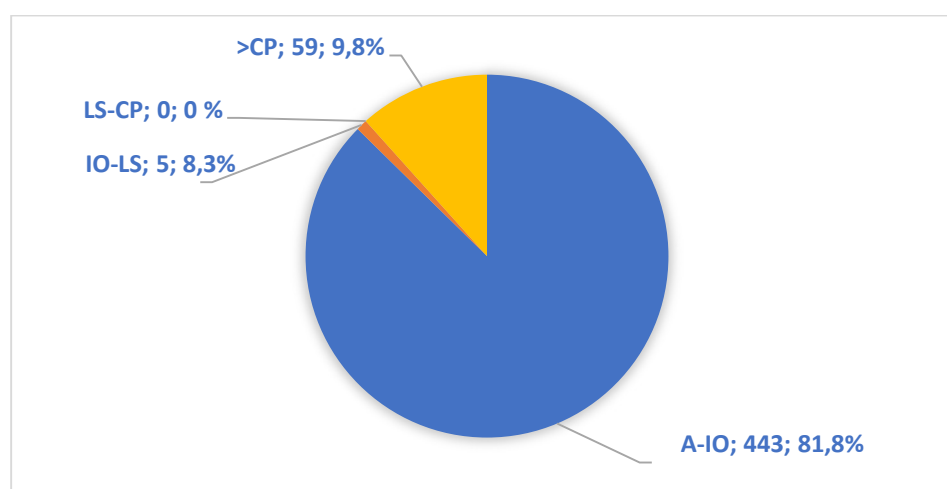


Figura 56

Porcentajes de niveles de desempeño ante el sismo de diseño en la dirección X.

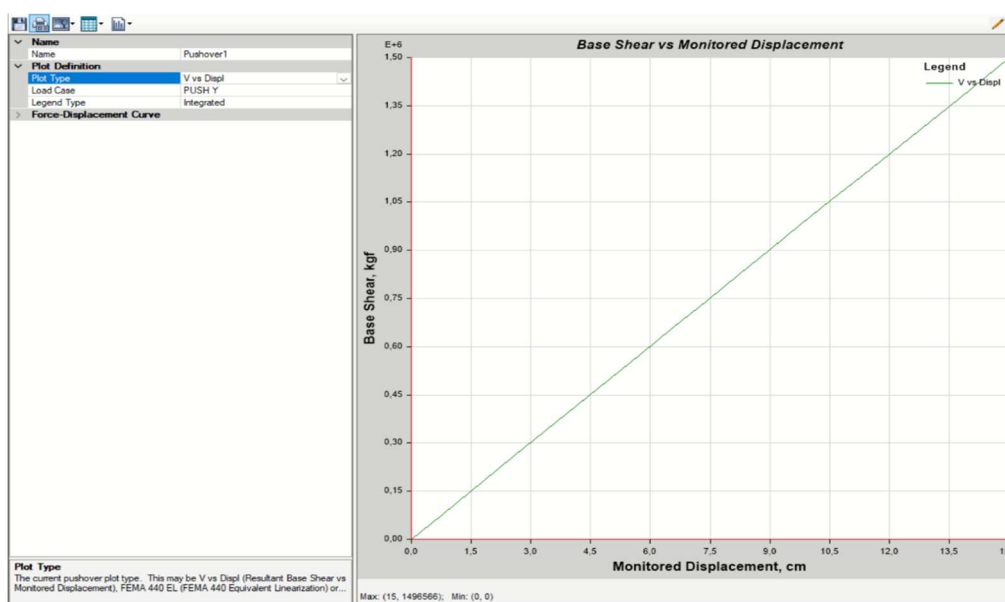


→ Modelo en la dirección Y

En la **Figura 57** se presenta la curva de capacidad del edificio SENAGUA, en ella se observa una resistencia al corte presenta un desplazamiento de 15.15 cm bajo una fuerza de corte basal de 1496.565 Kgf.

Figura 57

Curva de capacidad de la estructura dirección Y.

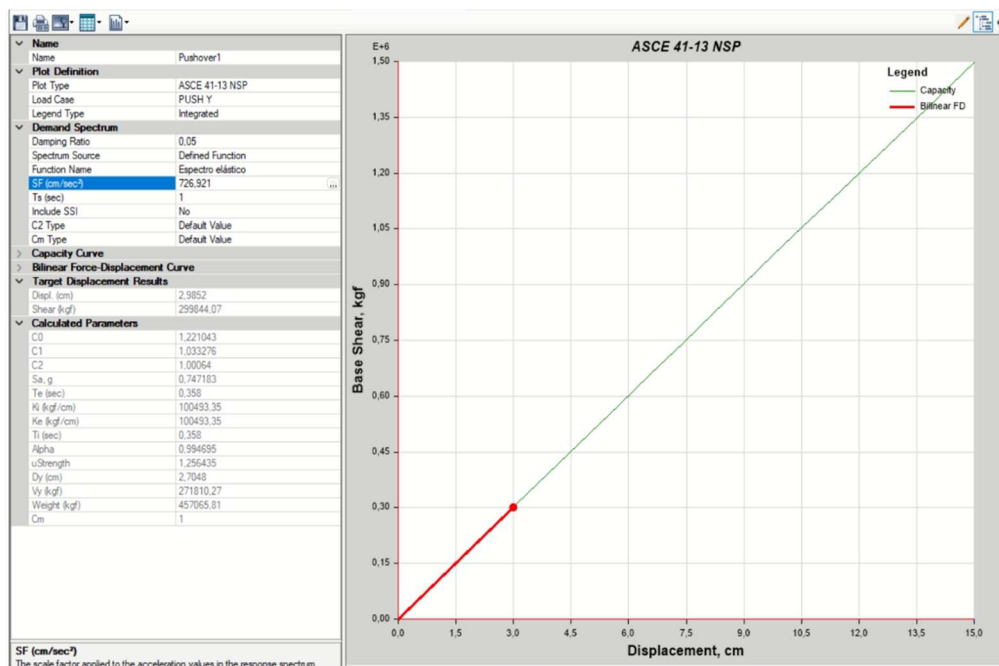


Mediante la curva de capacidad se realizó la aplicación del método de los coeficientes y determinación del punto de desempeño ante un sismo moderado y luego ante el sismo de diseño. Para el sismo moderado, su punto de desempeño se sitúa en 2.99 cm de desplazamiento con una fuerza de corte basal de 299.844 Kgf.

En la **Figura 58** se puede visualizar el punto de desempeño de la estructura, su punto de fluencia se encuentra en un desplazamiento de 2.7048 cm y una fuerza de cortante basal de 271.810 Kgf.

Figura 58

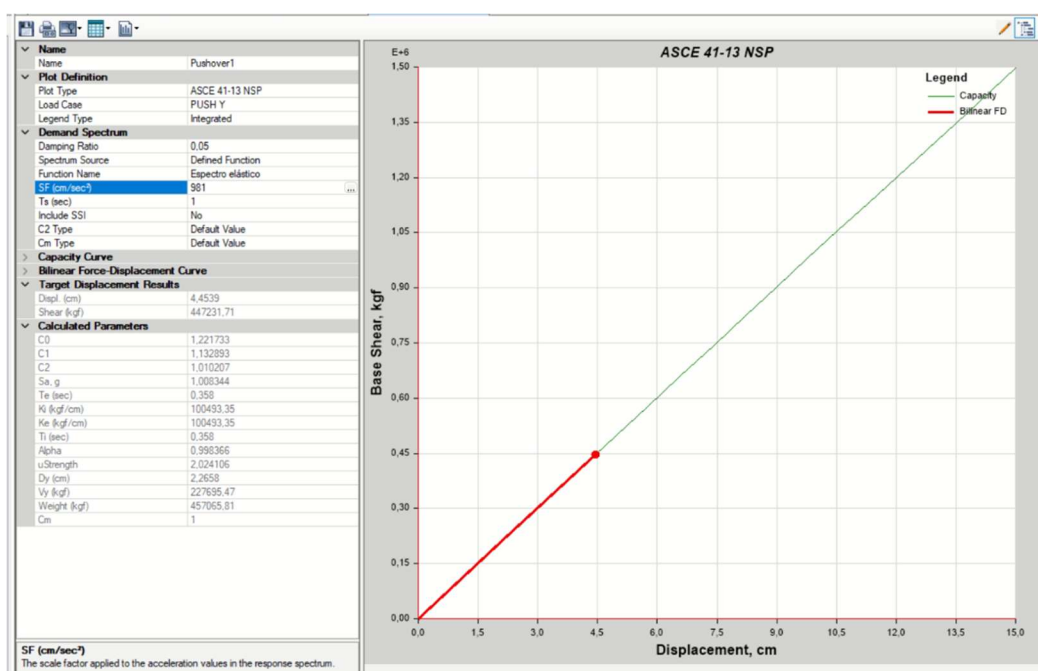
Punto de desempeño para el sismo moderado en la dirección Y.



Para el sismo de diseño, que se puede visualizar en la **Figura 59**, el punto de desempeño se encuentra en un desplazamiento de 4.45 cm, con una fuerza de corte basal de 447.231 Kgf, mientras que el punto de fluencia se registra a un desplazamiento de 2.27cm con una fuerza de corte basal de 227.695 Kgf.

Figura 59

Punto de desempeño para el sismo de diseño en la dirección Y.



Pushover en la dirección Y

En este apartado se detallan los pasos del análisis no lineal tipo pushover para el modelo dirección Y.

En la **Tabla 61**, se resalta en negrita el paso 5, que representa el desplazamiento aproximado en el cual se alcanza el punto de desempeño ante el sismo moderado y el paso 7 donde se presenta el desplazamiento y el punto de desempeño ante el sismo de diseño.

Tabla 61

Rótulas plásticas en elementos estructurales del análisis pushover en la dirección Y.

TABLE: FUERZA CORTANTE VS DESPLAZAMIENTO							
Pasos	Desplazamiento	Fuerza Cortante	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	Cm	Kgf					
0	0	0	505	2	0	0	507
1	0.75	75370.01	500	7	0	0	507

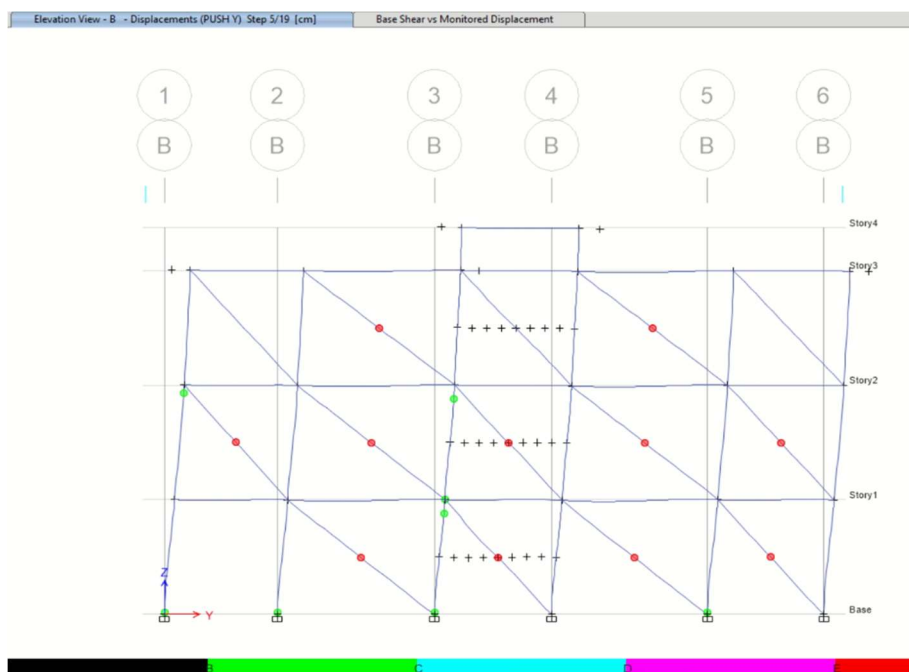
Pasos	Desplazamiento	Fuerza Cortante	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
2	1.5	150783.72	458	21	26	2	507
3	1.802	181160.99	455	16	10	26	507
4	2.5659	257766.11	449	10	7	41	507
5	3.3685	338302.14	448	2	8	49	507
6	4.1666	418402.16	446	3	1	57	507
7	4.9729	499298.61	445	3	1	58	507
8	5.7676	578856.36	444	4	0	59	507
9	6.5573	658145.83	443	5	0	59	507
10	7.4382	746178.21	442	4	2	59	507
11	8.2018	822422.9	438	6	4	59	507
12	9.0074	902628.75	433	11	3	60	507
13	9.778	979328.57	425	19	1	62	507
14	10.5367	1054682.47	414	29	2	62	507
15	11.2989	1130228.19	403	40	1	63	507
16	12.5284	1251755.17	400	42	2	63	507
17	13.7574	1373495.79	391	51	1	64	507
18	14.7174	1468566.51	385	57	0	65	507
19	15	1496565.57	384	57	1	65	507

En la **Figura 60** y **Figura 61** se pueden observar las rótulas generadas en el pórtico B en la dirección Y, frente a la demanda del sismo moderado y el sismo de diseño.

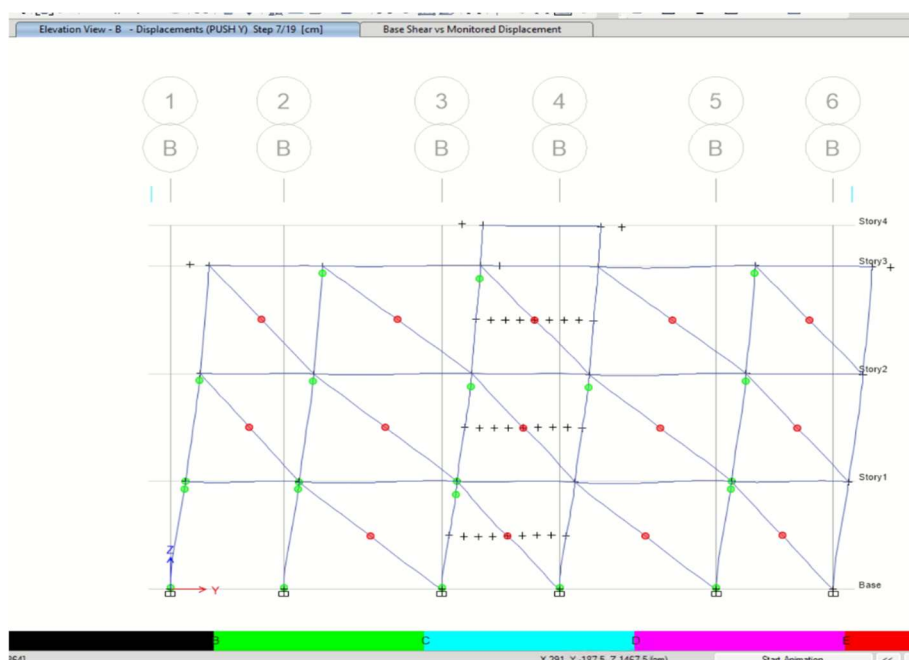
Es notable la presencia de rótulas únicamente en la mampostería que han superado el nivel de desempeño de prevención al colapso y también se muestran rótulas en la base de las columnas que se encuentra en el nivel de ocupación inmediata.

Figura 60

Rótulas plásticas del pórtico B para el paso 5, en la dirección Y del sismo moderado.

**Figura 61**

Rótulas plásticas del pórtico B para el paso 7, en la dirección Y del sismo de diseño.



En la **Figura 62** se visualizan los niveles de desempeño alcanzados en el paso 5 por los elementos estructurales frente a la acción del sismo moderado en la dirección Y. El 12.8 % de las rótulas indican colapso, afectando a 49 elementos de mampostería. En la **Figura 63** estas rótulas en estado de prevención al colapso llegan a afectar 58 elementos siendo un 13.9%.

Figura 62

Porcentajes de niveles de desempeño ante el sismo moderado en la dirección Y.

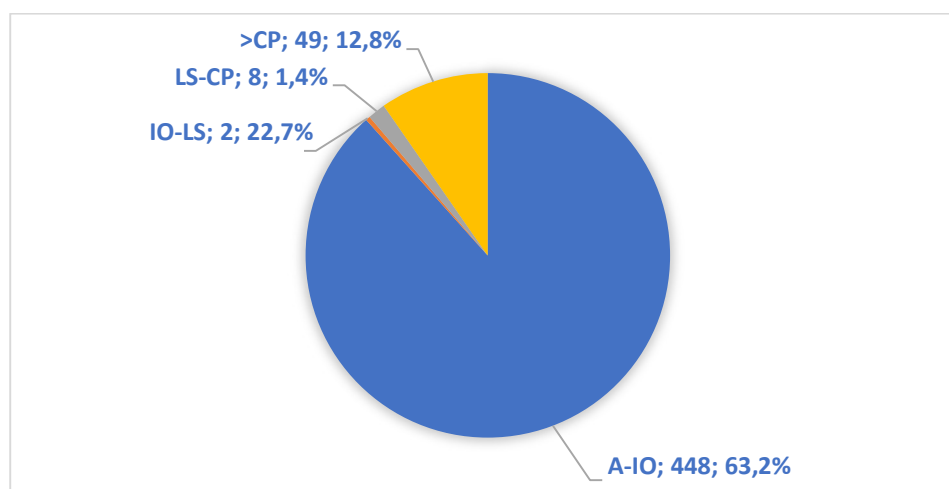
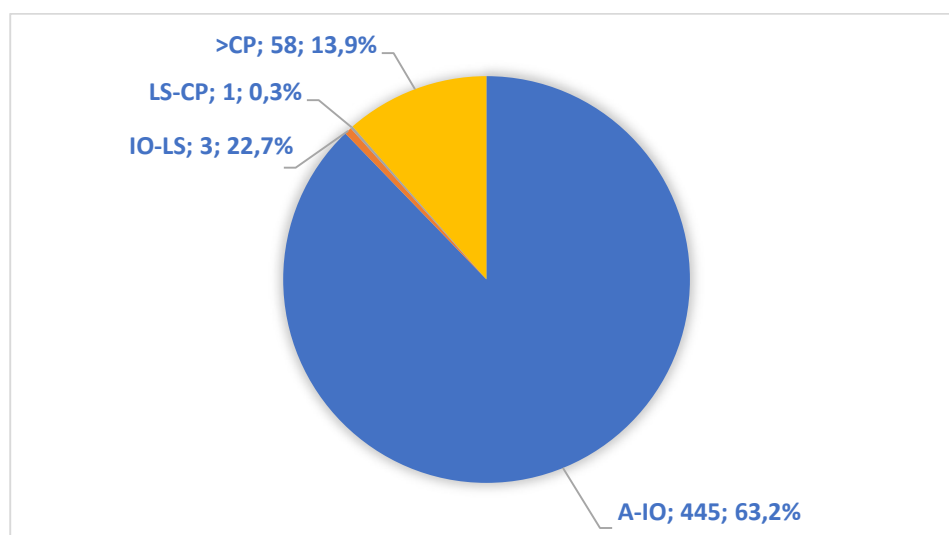


Figura 63

Porcentajes de niveles de desempeño ante el sismo de diseño en la dirección Y.



4 CAPITULO IV

4.1 CONCLUSIONES

- Se obtuvieron los planos arquitectónicos referenciales del edificio SENAGUA, los cuales fueron validados mediante la medición en sitio con flexómetro, tanto de los elementos estructurales como de los no estructurales. Se realizó la recopilación de la información necesaria para generar una representación detallada y precisa al momento de la modelación de la estructura en el software ETABS.
- En la visita en sitio se evidenciaron patologías estructurales como corrosión en el acero de refuerzo de varias columnas y losas, lo cual probablemente se dio por efectos de carbonatación del hormigón y escaso recubrimiento. Esta situación se vio agravada por la falta de mantenimiento y uso del edificio, ya que se encuentra en condiciones de abandono desde hace varios años. Se hace necesario eliminar estas patologías que impiden el buen funcionamiento de la estructura, que con el paso del tiempo también afectarían a la durabilidad y su capacidad de resistencia.
- En el análisis lineal se pudo verificar el cumplimiento de derivas tanto para el análisis estático como el dinámico, en donde los valores registrados están por debajo del máximo permitido por la NEC 2015, que es del orden del 2%.
- Se aplicó la norma ASCE/SEI 41-17, utilizando dos listas de verificación para la evaluación de nivel 1; se obtuvo un porcentaje de 51% de cumplimiento, mientras existe un 49% restante que no cumple, no se conoce o no aplica. La normativa indica que si no se tienen resultados concluyentes o más precisos debe realizarse una evaluación más rigurosa, motivo por el cual se optó por realizar una evaluación de nivel 3.

- Se identificó mediante la ejecución del modelo de la estructura en el software Etabs, que el edificio posee irregularidad torsional en los tres primeros niveles para la dirección X, mientras que en la dirección Y se presentan solamente en los niveles dos y tres; esta irregularidad en planta se estaría produciendo debido a la presencia de retrocesos excesivos en las esquinas. En el caso de las irregularidades en elevación, la estructura cuenta con irregularidad geométrica, por la presencia de una pequeña losa en el último nivel. Estas irregularidades en planta y en elevación condicionan a la estructura y no le permiten tener un comportamiento sísmico aceptable, favoreciendo el incumplimiento de los objetivos de desempeño propuestos.
- Los resultados de la evaluación del nivel 3 de la norma ASCE/SEI 41-17 revelaron significativas deficiencias de la estructura. Una de ellas es el incumplimiento del criterio columna fuerte - viga débil, tanto en la dirección X como en la dirección Y, llegando a un 63% y un 64%, respectivamente, de incumplimiento. Por otro lado, los nodos de la edificación no cumplen en un 76% con los requisitos de capacidad al corte. Estos incumplimientos se traducen en un alto índice de vulnerabilidad de la estructura ante eventualidades sísmicas.
- Mediante la ejecución del análisis no lineal, se pudieron generar las curvas de capacidad y los puntos de desempeño para ambas direcciones. En la dirección X, el punto de desempeño para el sismo moderado se presentó para un desplazamiento de 3.85 cm ante una fuerza cortante de 291.300 Kgf, mientras que, para el sismo de diseño, el desplazamiento llegó a 5.65 cm, con una fuerza de 426.735 Kgf. En la dirección Y, el punto de desempeño para el sismo moderado se presentó para un

desplazamiento de 2.99 cm ante una fuerza cortante de 299.844 Kgf, mientras que, para el sismo de diseño, el desplazamiento llegó a 4.45 cm, con una fuerza de 447.231 Kgf. Con estos valores se pudo identificar las rótulas plásticas que podrías presentarse ante la acción de estos dos niveles de sismicidad.

- En cuanto a la formación de rótulas plásticas se pudo observar que, para la dirección X, ante el sismo moderado se espera que se produzcan 53 rótulas plásticas, 9.7%, en el nivel de desempeño > mayor a prevención al colapso para elementos de mampostería, mientras que, para el sismo de diseño, esta cantidad se incrementa a un 9.8% que se traduce en 59 elementos de mampostería que estaría llegando a este nivel de desempeño. Para el sentido Y, ante el sismo moderado se espera que 49 elementos de mampostería, 12.8%, lleguen al nivel de desempeño de > mayor a prevención al colapso, mientras que para el sismo de diseño se espera que 58 de estos elementos alcancen este nivel de desempeño lo que significa un 13.9%. Esto permite concluir que, aunque la estructura no llegue al colapso, quedaría fuera de servicio.
- Es importante resaltar que, en los elementos estructurales, tanto para el sismo moderado como para el sismo de diseño, el nivel de desempeño esperado es el de ocupación inmediata. Esto quiere decir que, aunque la estructura no vaya a tener problemas con sus elementos estructurales primarios, y que aun pudiera ser capaz de disipar energía sísmica, la vida humana y los contenidos del edificio, pudieran verse afectados por el mal desempeño de la mampostería.
- Este proyecto de titulación ha proporcionado una visión integral del comportamiento sísmico esperado por parte de la estructura, permitiendo evaluar

su capacidad de comportamiento ante eventos sísmicos. Finalmente, se concluye que es de vital relevancia la realización de evaluaciones de vulnerabilidad sísmica a las estructuras existentes con fines de probables reforzamientos y así lograr ciudades más resilientes ante la presencia de eventos sísmicos.

4.2 RECOMENDACIONES

- Es importante establecer un plan integral de monitoreo y mantenimiento para el edificio evaluado. Esta práctica permitirá la identificación de cualquier eventualidad de manera precisa y segura en etapas tempranas, asegurando la integridad y seguridad del ocupante y priorizando la resiliencia de la estructura.
- Se recomienda para edificaciones que no cumplan con parámetros o criterios de irregularidad según la normativa local vigente, realizar al menos un análisis no lineal estático, con la finalidad de detectar deficiencias. Esto ayudará a poder identificar de manera local qué elementos estructural o no estructural estén próximos al colapso.
- Se recomienda que, a través de la academia, se sugiera a las autoridades la realización de estudios de vulnerabilidad a nivel local, para conocer con mayor precisión las condiciones reales de las edificaciones del sector. De esta manera, se promueve no solo la seguridad estructural y la protección de vida, sino además la resiliencia en la comunidad, asegurándose la toma de decisiones técnicas en gestión de riesgo que puedan estar regidas de información confiable y adaptada a la realidad del medio.

5 Bibliografía

- A. Barbat , N. Lantada , L. Pujades & L. Carreño. (2014). *Evaluación del riesgo sísmico de Barcelona*. Retrieved 20 de junio de 2025, from https://www.researchgate.net/publication/268325257_Evaluacion_del_riesgo_sismico_de_Barcelona
- ACI 318-14. (2014). <https://www.concrete.org/newsandevents/news/newsdetail.aspx?f=51745596>
- Al-chaar. (2002). *Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*. No. ERDC/CERL-TR-02-1. <https://doi.org/Engineer> Research and Development Center, Construction Engineering Research Lab, Champaign, IL, USA.
- Alfredo Urich & Jose Beauperthuy. (2011). *El Efecto de Columna Corta Estudio de Casos*. https://www.researchgate.net/publication/339697161_El_Efecto_de_Columna_Corta_Estudio_de_Casos
- American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary*. <https://www.concrete.org/newsandevents/news/newsdetail.aspx?f=51745596>
- ASCE, A. S. (2017). *ASCE/SEI 41-17: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (Chapter 4)*. ASCE.

Bonett Ricardo. (2003). *VULNERABILIDAD Y RIESGO SÍSMICO DE EDIFICIOS.*

APLICACIÓN A ENTORNOS URBANOS EN ZONAS DE AMENAZA ALTA Y MODERADA”.

C. Cardona , L. Medina & R. Serna. (2016). *Evaluación de la vulnerabilidad estructural de las edificaciones indispensables del sector educación del grupo III en.*

<http://repositorio.unilibrepereira.edu.co:8080/pereira/bitstream/handle/123456789/678/EVALUACI%C3%93N%20DE%20LA%20VULNERABILIDAD%20%20ESTRUC>

C. Chávez & J. Gómez . (2020). *Diseño del reforzamiento estructural para la ampliación del edificio “instituto tecnológico superior policía nacional del norte”. Escuela Politécnica Nacional, Quito-Ecuador.*

Cabezas, J. (2016). *Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica del Edificio de la Facultad de Comunicación Social, de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, 2015). [Tesis ingeniería] Quito, Pichincha, Ecuador: Universi.*

Cardona, A. (2001). *La necesidad de representar de manera holística los conceptos de Vulnerabilidad y Riesgo.* International Work - Conference on Vulnerability in Disaster Theory and Practice, 11.

Carrillo. (2008). *ESPE. Incorporación de la Mampostería al Análisis sísmico de las Estructuras.*
<https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/1617/5/T-ESPE-025410-2.pdf>

Carrillo J. & Gonzalez G. (2007). *Influencia de la mampostería no reforzada en el comportamiento inelástico de pórticos de concreto.* Dyna, Colombia, 217- 227.

Castaño., Á. A. (2023). <https://prontubeam.com/articulos/2023-10-12-Ensayo-mediante-esclerometro>

Ceballos, C. L. (2017). *Analisis de la derivas de pisos y asentamientos producidos por el sismo del 16A a traves del software Etabs con la NEC-15 del edificio Geovanny Soria ubicados en la calle 108 y ave108, del canton Manta, provincia de Manabi. Manta.*
<http://repositorio.ulead.edu.ec/handle/123456789/611>

Centro del Agua y Desarrollo Sustentable CADS - ESPOL. (2013). Retrieved junio de 2025, from
[efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://biblio.flacsoandes.edu.ec/libros/digital/56772.pdf](http://biblio.flacsoandes.edu.ec/libros/digital/56772.pdf)

Dassault Systèmes. (2011). Retrieved junio de 2025, from
https://help.solidworks.com/2011/spanish/SolidWorks/cworks/LegacyHelp/Simulation/AnalysisBackground/NonlinearAnalysis/Nonlinear_Static_Analysis.htm?id=a3af2f6c994f49b18b49df4aeb5b06a9#Pg0

Durán , J., & Maldonado , D. . (2013). *Metodologías para Evaluación y Reforzamiento Estructural de Edificios de Hormigón Armado mediante Muros de Corte y Fibras de Carbono. Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador.*

Ecuared. (20 de octubre de 2011). <https://www.ecured.cu/Pach%C3%B3metro>

Ecuadoriana, N. T. (2012). *INEN 639*. <http://www.inen.gov.ec/>

Fadi Alnahhas, P. (15 de Julio de 2023). *ProntuBeam*. <https://www.prontubeam.com/Ingenieria-en-las-redes/Carbonatacion-del-hormigon>

- FEMA P-154. (2015). *Rapid Visual Screening of buildings for potential seismic Hazards: A Handbook FEMA P-154*. Washington, d.c.: Federal Emergency Management Agency.
- Fernández, I. G. (2018). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de 97 edificaciones de la “Comuna Santa Clara de San Millán”, Quito*. *EÍDOS UTE Revista*.
- Holmes, M. (1961). *Steel frames with brickwork and concrete infiling*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1080/00207179.1961.10698478>, 473-478
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2018). *INEN 638*. <https://www.normalizacion.gob.ec/>
- J. Beauperthuy & A. Urich. (s.f.). *El efecto de columna corta*.
https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci27_el_efecto_de_columna_corta_casos_de_estudios.pdf
- MIDUVI, M. d. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Capítulo NEC- SE-RE Riesgo Sísmico*. Quito-Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Moncayo, M. (2017). *Enfoque de energía sísmica liberada: en busca de las características del comportamiento sísmico de Ecuador e identificación de las amenazas sísmicas*. *Alternativas*. 17(3), 224–230. <https://doi.org/10.23878/alternativas.v17i3.231>
- Montani R. (2014). *INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO*.
<http://www.imcyc.com/revista/2000/dic2000/carbonatacion.htm%3E>.
- Moreta, V. (2015). *Evaluación Estructural mediante el FEMA 154 del NEC y propuesta de reforzamiento del centro educativo Juan Pablo I del D.M.Q. Quito*.
- Moya, B. v. (2014). <https://noticiaselingeniero.com/ingenieria-sismica-analisis-dinamico/>

Muñoz, C. (2016). *El 18 de abril de 2016, edificio colapsado en el centro de Portoviejo, Manabí, luego del terremoto*. <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=48377581>

NEC-SE-CG-Cargas no sísmicas. (Enero de 2015).

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

NEC-SE-DS. (2015). <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

NEC-SE-HM. (2015). <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

NEC-SE-HM-Hormigón-Armado. (2014). <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

NEC-SE-RE. (2015). <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

Paredes, M. (2014). *Excentricidades y Torsión*.

https://www.academia.edu/7031155/EXCENTRICIDAD_Y_TORSION?auto=download

Quinde, P., & Reinoso, E. (Abril de 2016). *Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca*. *Revista de Ingeniería Sísmica*.

<http://www.scielo.org.mx>

R. Aguiar. (2013). *Análisis Sísmico por Desempeño*. Quito: Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército.

- R. Javaherdashti . (2008). *Microbiologically Influenced Corrosion - An Engineering Insight*. Springer London. DOI:10.1007/978-1-84800-074-2.
- R. Revie & H. Uhlig. (2008). *Corrosion and Corrosion Control – An Introduction to Corrosion Science and Engineering*. Wiley & Sons, Inc: USA.
- R. Villagomez. (21 de diciembre de 2016). *repositorio.usfq*.
<http://repositorio.usfq.edu.ec/bitstream/23000/5986/1/129201.pdf>
- Roberto Aguiar & José Ricardo Vera. (2023). *ESTUDIOS POST TERREMOTO DE ESTRUCTURAS AFECTADAS POR EL SISMO DE 2016*.
<https://doi.org/https://doi.org/10.24133/9drgfe50>
- Rochel. (1993). *Influencia de los Muros de Mampostería en el Comportamiento de las Estructuras Aporticadas*. Revista Universidad EAFIT, 71-79.
- Rodriguez, I. S. (20 de mayo de 2021).
<https://es.scribd.com/document/508647591/PACOMETRO-ASTM-C-42>
- S. Lockhart & H. Benjamin. (2011). *Medologia para la evaluacion de la vulnerabilidad sismica de edificaciones de hormigon armado existente*. Republica Dominicana.
<http://www.redalyc.org/pdf/870/87019757004.pdf>
- S. Muñoz & M. Garcia . (2017). *Diagnostico de la Resistencia Antisismicas del Edificio del Bloque B de la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabi Extension Chone*. Chone.
<http://repositorio.uleam.edu.ec/handle/123456789/626>

SolidWorks. (2021). Retrieved julio de 2025, from

https://help.solidworks.com/2021/Spanish/SolidWorks/cworks/c_Linear_Static_Analysis.

[htm?id=2cf3e22042b540ea85576862f66e6b82#Pg0](https://help.solidworks.com/2021/Spanish/SolidWorks/cworks/c_Linear_Static_Analysis.htm?id=2cf3e22042b540ea85576862f66e6b82#Pg0)

Tinoco, H. (2014). *Corrosión del acero en elementos de hormigón armado: vigas y columnas*.

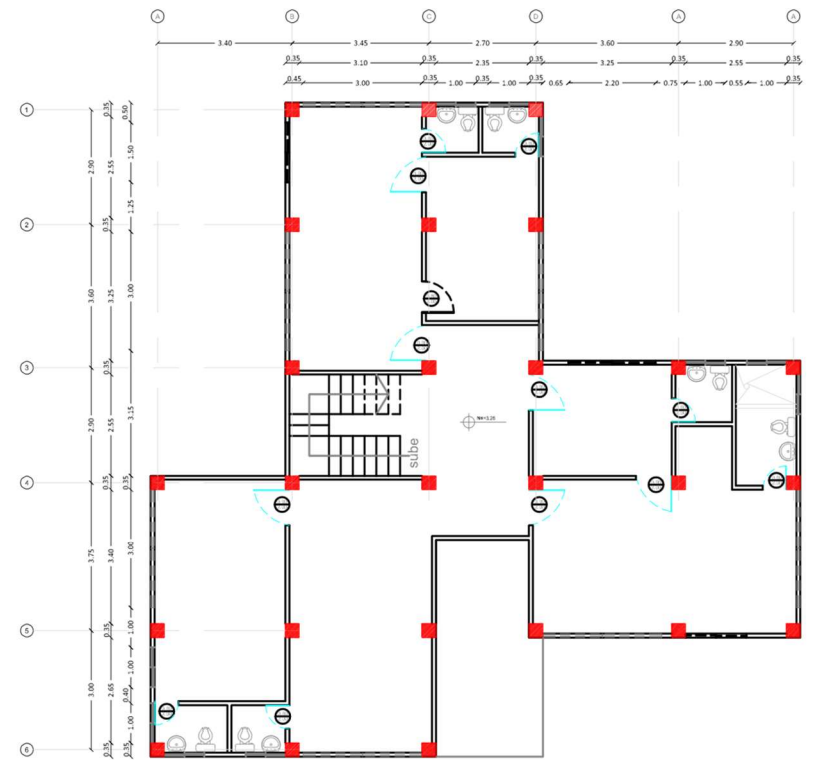
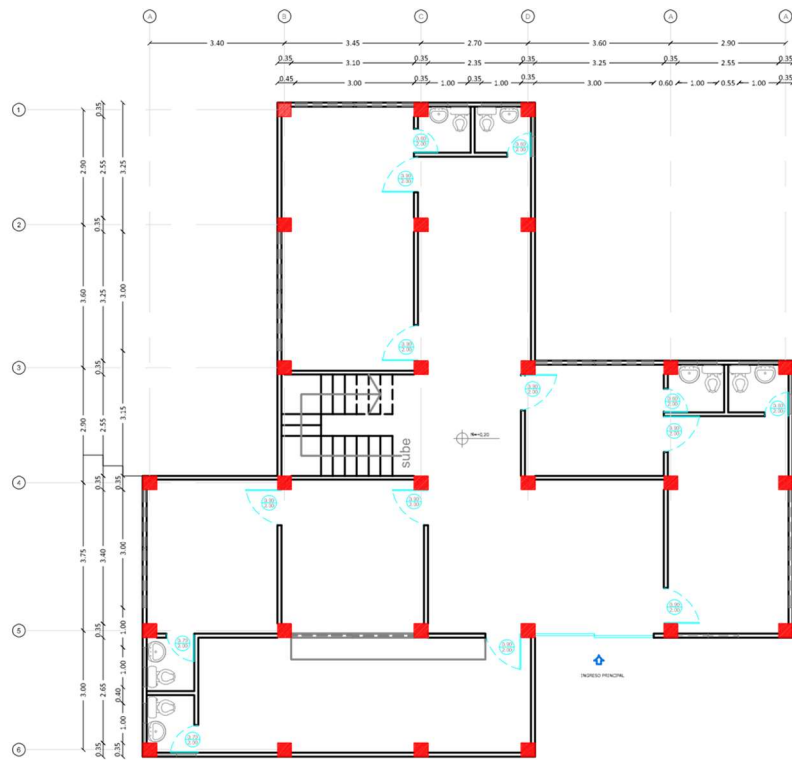
[https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/24384/1/Paper%20Paredes-](https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/24384/1/Paper%20Paredes-Prieto.pdf)

[Prieto.pdf](https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/24384/1/Paper%20Paredes-Prieto.pdf)

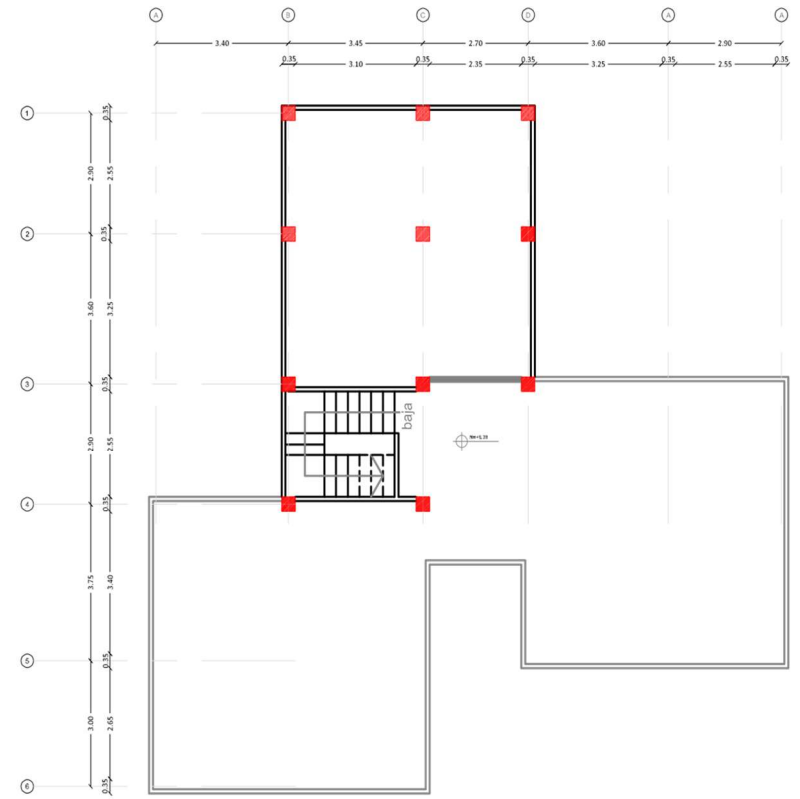
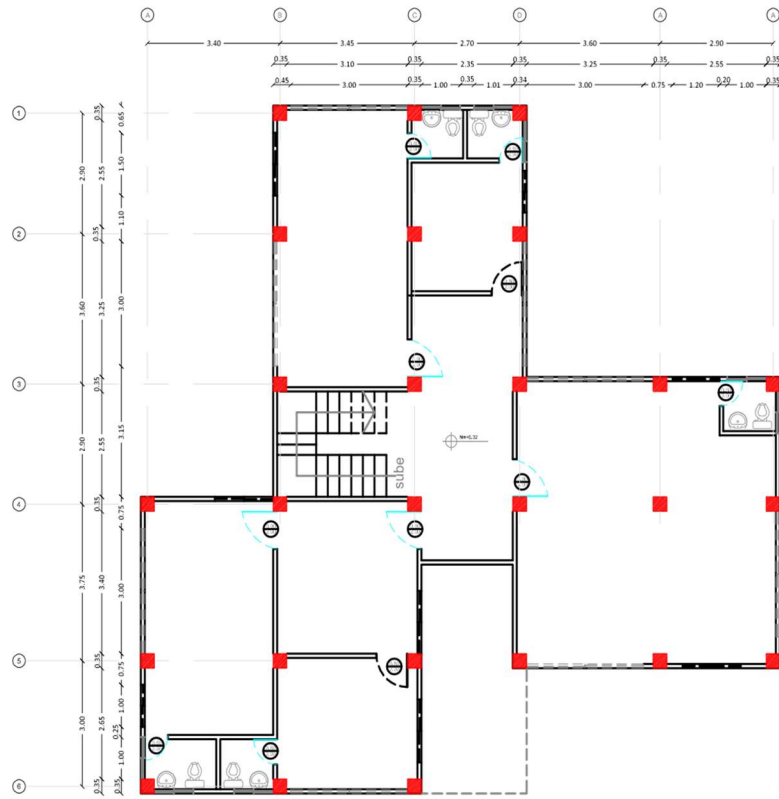
Udías, A. (1998). Introducción: sismicidad y sismotectónica de América Central y Sur. *Física de la Tierra*, 11-17.

Zibell, M. (2016). *Museo de Bahía de Caráquez afectado por el terremoto de abril del 2016*.

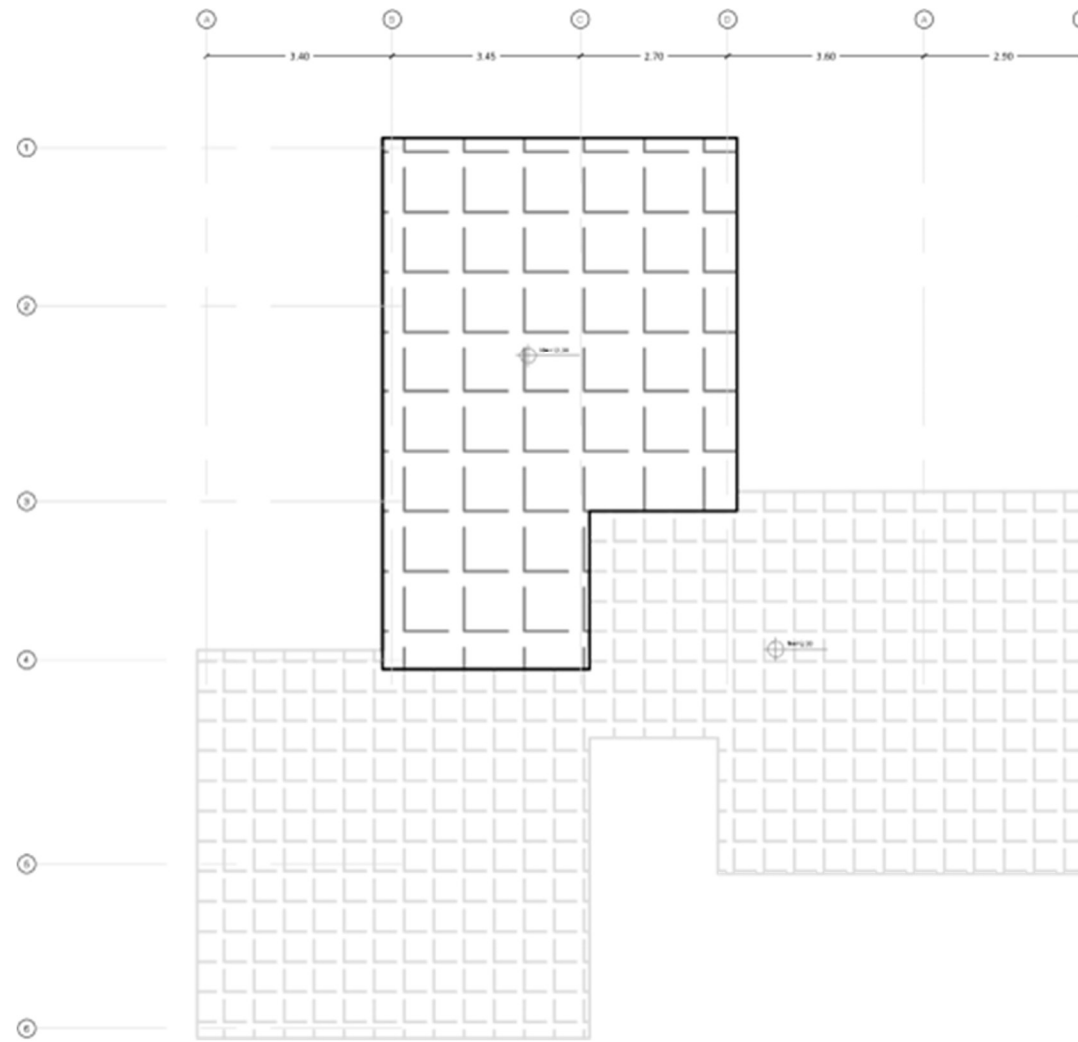
ANEXOS



Anexo 1. Plano arquitectónico Planta Baja del edificio SENAGUA en chone



Anexo 2. Plano arquitectónico – Planta 2 y 3 del edificio SENAGUA.



Anexo 3. Plano arquitectónico – Cubierta del edificio SENAGUA.



Anexo 4. Medición con cinta de elementos estructurales.



Anexo 5. Inspección destructiva en la losa para conocer estribos de vigas.



Anexo 6. Medición de aberturas en mampostería.



Anexo 7. Pachometría a la losa para ver el armado.



Anexo 8. Identificación de patologías con acompañamiento del tutor.