



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO
SISMICO DE UN EDIFICIO DE
MUROS DE HORMIGÓN ARMADO DE
DUCTILIDAD LIMITADA UTILIZANDO
EL CÓDIGO ACI 369.1-17**

MAYRA JOHANNA PEÑAFIEL PLAZARTE

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:
MATÍAS HUBE

Santiago de Chile, Agosto, 2022.

DEDICATORIA

A mi padre en el cielo. Este logro es por ti y para ti. Te amaré eternamente mi ángel.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por bendecir mi vida y darme la fuerza para continuar a pesar de las adversidades. A mis padres Nelson y Georgina por siempre alentarme a cumplir mis sueños y nunca cortarme las alas, por su infinito amor, por su constante apoyo, por regalarme un hogar estable y feliz, por ser los mejores padres que Dios me dio la bendición de tener; aunque ahora ya no estás en este mundo papi, sé que desde el cielo celebras la culminación de esta etapa y te sientes orgulloso de mí. A mi hermana Jessica, a mis hermanos Alex, Anthony y a mi sobrinita Jade, porque son el mejor regalo que la vida me pudo dar, porque son mi luz y porque son mi motor para seguir adelante y superarme cada día.

A Mauro por amarme incondicionalmente, por confiar en mí, por alegrar mis días con sus ocurrencias y locuras, por ser una bendición en mi vida y por ser un gran ser humano que me trasmite su hermosa energía a diario y me alienta a seguir soñando.

Al profesor Matías por haber aceptado dirigir este trabajo, por su inmenso apoyo, comprensión y empatía. Por su gran corazón, por preocuparse por mi bienestar personal y por haber sido una bendición en la ejecución y finalización de este trabajo. Estaré eternamente agradecida con Dios por haberlo puesto en mi camino.

A mis amigos Karina, Liliana, Tatiana, Marcos, Mike y Paúl, por todos los geniales momentos compartidos mientras trascurría la maestría, por su ayuda, por sus enseñanzas, y porque hicieron de mi vivencia en el exterior, una maravillosa experiencia.

A Elena, coordinadora del magister, por toda la ayuda brindada en el trascurso de la maestría y por siempre velar por el bienestar de los alumnos. Infinitas gracias por su paciencia y comprensión. A los profesores de la Pontificia Universidad Católica de Chile por los excelentes conocimientos impartidos. Al Proyecto Kizuna y a la Agencia Chilena de Cooperación Internacional para el Desarrollo, por financiar mis estudios. A Karina Vera por su enorme ayuda. No tengo palabras para expresar lo profundamente agradecida que estoy con todos ustedes.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTOS	iv
INDICE DE TABLAS	vii
INDICE DE FIGURAS.....	ix
RESUMEN.....	x
ABSTRACT	xi
I. INTRODUCCIÓN	1
I.1 Objetivo General	2
I.2 Objetivos Específicos	2
II. DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO	3
II.1 Propiedades de los Materiales	3
II.2 Carga Muerta.....	4
II.3 Carga Viva.....	4
III. ANÁLISIS LINEAL Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	5
III.1 Determinación de la Fuerza Sísmica Lateral.....	5
III.2 Modelación.....	9
III.3 Resultados del Análisis Lineal	10
III.4 Diseño Estructural de los Muros	12
IV. ANÁLISIS POR DESEMPEÑO	16
IV.1 Niveles de Desempeño de la estructura.....	17
IV.2 Peligro Sísmico	20
IV.3 Selección del Proceso de Análisis.....	25
IV.4 Determinación del factor DCR.....	26
IV.5 Rigidez Efectiva	26
IV.6 Criterios de Aceptación para Procedimientos Lineales.....	27
IV.6.1 Componentes primarios y secundarios	27

IV.6.2	Clasificación de la Demanda de Ductilidad de los Componentes	28
IV.6.3	Acciones controladas por Deformación y Acciones controladas por Fuerza	28
V.	VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO PARA SEGURIDAD DE VIDA	30
V.1	Análisis Dinámico Lineal	30
V.2	Determinación de las Acciones controladas por Deformación	34
V.3	Determinación de las Acciones controladas por Fuerza	36
V.4	Determinación de la Resistencia esperada de los Muros	37
V.5	Determinación de la Resistencia de Límite Inferior de los Muros	41
V.6	Determinación de la Demanda de Ductilidad de los Muros	41
V.7	Criterios de Aceptación para las Acciones controladas por Deformación	42
V.8	Criterios de Aceptación para las Acciones controladas por Fuerza	45
VI.	VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO PARA PREVENCIÓN DE COLAPSO	46
VI.1	Análisis Dinámico Lineal	46
VI.2	Determinación de las Acciones controladas por Deformación	47
VI.3	Determinación de las Acciones controladas por Fuerza	48
VI.4	Determinación de la Resistencia esperada de los Muros	49
VI.5	Determinación de la Resistencia de Límite Inferior de los Muros	51
VI.6	Determinación de la Demanda de Ductilidad de los Muros	51
VI.7	Criterios de Aceptación para las Acciones controladas por Deformación	52
VI.8	Criterios de Aceptación para las Acciones controladas por Fuerza	52
VII.	CONCLUSIONES	54
	BIBLIOGRAFÍA	57

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla II-1: Carga muerta total.....	4
Tabla III-1: Valores del factor Z en función de la zona sísmica.....	7
Tabla III-2: Periodos y modos de vibración.....	11
Tabla III-3: Diseño a corte	15
Tabla IV-1: Daños esperados según niveles de desempeño objetivo. Fuente ASCE 41-17	19
Tabla IV-2: Niveles de peligro sísmico. Fuente NEC 2015.....	21
Tabla IV-3: Valores de PGA para la ciudad de Quito.....	22
Tabla IV-4: Tipo de suelo y Factor de sitio Fa. Fuente NEC 2015	23
Tabla IV-5: Tipo de suelo y Factor de sitio Fd. Fuente NEC 2015	23
Tabla IV-6: Tipo de suelo y Factor de sitio Fs. Fuente NEC 2015.....	23
Tabla IV-7: Valores interpolados de los factores de amplificación para diferentes periodos de retorno	24
Tabla IV-8: Valores de rigidez efectiva. Fuente ACI 369.1-17	27
Tabla IV-9: Clasificación de demanda de ductilidad de los componentes	28
Tabla V-1: Comparación de periodos	31
Tabla V-2: Valores para el factor de masa efectiva Cm. Fuente ASCE 41-17.....	32
Tabla V-3: Cálculo del cortante basal estático.....	34
Tabla V-4: Cálculo del momento, acción controlada por deformación (Q_{UD}).....	35
Tabla V-5: Cálculo del esfuerzo de corte, acción controlada por fuerza	37

Tabla V-6: Cálculo de la carga axial, acción controlada por fuerza	37
Tabla V-7: Propiedades esperadas de los materiales. Fuente ACI 369.1-17	38
Tabla V-9: Resistencia esperada a flexión de los muros (Q_{CE}) y demanda de carga axial	40
Tabla V-8: Cálculo de las resistencias al corte, acción controlada por fuerza (Q_{CL}). 41	
Tabla V-9: Cálculo de la relación demanda capacidad (DCR) por flexión	42
Tabla V-10: Criterios numéricos de aceptación para procedimientos lineales: muros de cortante de hormigón armado y componentes asociados controlados por flexión. Fuente ACI 369.1-17.	43
Tabla V-11: Cálculo del factor m.....	44
Tabla V-12: Verificación de la flexión, acción controlada por deformación.....	45
Tabla V-13: Verificación del corte, acción controlada por fuerza.....	45
Tabla VI-1: Cálculo del cortante basal estático	46
Tabla VI-2: Cálculo del momento, acción controlada por deformación (Q_{UD})	47
Tabla VI-3: Cálculo del esfuerzo de corte, acción controlada por fuerza.....	48
Tabla VI-4: Cálculo de la carga axial, acción controlada por fuerza.....	49
Tabla VI-5: Resistencias esperadas a flexión de los muros (Q_{CE})	51
Tabla VI-6: Cálculo de la relación demanda capacidad (DCR).....	51
Tabla VI-6: Verificación de la flexión, acción controlada por deformación	52
Tabla VI-7: Verificación del corte, acción controlada por fuerza.....	53

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura III-1: Espectro elástico de acuerdo a NEC-SE-DS (2015)	5
Figura III-2: Mapa de zonas sísmicas del Ecuador y factor Z	6
Figura III-3: Espectro de respuesta elástico e inelástico de aceleraciones.....	8
Figura III-4: Modelo 3D de la estructura	9
Figura III-5: Desplazamientos y derivas en dirección X e Y	11
Figura III-6: Ubicación de los muros estructurales	13
Figura III-7: Diagrama de interacción Mx4b	14
Figura III-8: Diagrama de interacción MyEa	14
Figura IV-1: Niveles de desempeño de la estructura.	16
Figura IV-2: Curva de peligro sísmico para la ciudad de Quito	22
Figura IV-3: Interpolación de los factores de amplificación para suelo tipo C	24
Figura IV-4: Espectros elásticos para diferentes periodos de retorno.....	25
Figura IV-5: Curvas de fuerza versus deformación	29
Figura V-1: Rigidez efectiva para muros	30
Figura V-2: Rigidez efectiva para losas	31
Figura V-3: Curvas de interacción de los muros tomando en cuenta las propiedades esperadas de los materiales	40
Figura VI-1: Curvas de interacción de los muros tomando en cuenta las propiedades esperadas de los materiales	50

RESUMEN

El objetivo de este trabajo consiste en evaluar el desempeño sísmico de un edificio ubicado en la ciudad de Quito que consta de 3 pisos, y está conformada por un sistema de muros de hormigón armado de ductilidad limitada. Los muros tienen 10 cm de espesor y están armados con una sola capa de malla electrosoldada. El análisis de la estructura se realiza en el programa “ETABS 2018” y su diseño se hace acorde a los lineamientos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2015.

El desempeño sísmico de la estructura se evalúa utilizando el procedimiento lineal del código ACI 369.1-17. Para seleccionar los criterios de aceptación, cada componente de la estructura debe ser clasificado como primario o secundario y según su demanda de ductilidad. La demanda de ductilidad se calcula mediante el factor DCR (relación demanda capacidad), y esta demanda puede ser: alta, moderada o baja. Además, cada acción debe ser clasificada como controlada por deformación (dúctil) o controlada por fuerza (no dúctil). En este trabajo los muros se consideran como componentes primarios, y de acuerdo a los valores obtenidos de DCR, estos presentan una demanda de ductilidad baja. La acción de corte se analiza como una acción controlada por fuerza y la acción de flexión como una acción controlada por deformación. Se concluye que para el nivel de desempeño de seguridad de vida y para el nivel de desempeño de prevención al colapso, el diseño realizado cumple con los criterios de aceptación definidos en el código ACI 369.1-17, y por lo tanto la estructura presentaría un adecuado desempeño sísmico frente a sismos de gran magnitud.

ABSTRACT

The objective of this work is to assess the seismic performance of a three-story building located in Quito – Ecuador. The building is structured with reinforced concrete walls of limited ductility. The thickness of the walls is 10 cm and they are reinforced with a single layer of welded-wire mesh. The analysis of the structure is done with “ETABS 2018” software and the structural design is done following the guidelines established in the Ecuadorian Construction Standard, NEC 2015.

The seismic performance of the structure is evaluated using the linear procedure of ACI 369.1-17 code. This code indicates that in order to select the acceptance criteria, each component of the structure must be classified as primary or secondary and according to its ductility demand. The ductility demand of each component is calculated with the DCR factor (demand-capacity ratio), and according to this factor, the ductility demand is classified as: high, moderate or low. Additionally, each action must be classified as deformation-controlled action (ductile) or force-controlled action (non-ductile). In this work, the walls are considered as primary components, and according to the obtained DCR values, they present a low ductility demand. In addition, the shear force is analyzed as a force-controlled action and the flexure as a deformation-controlled action. It is concluded that the structural design complies with the acceptance criteria defined by the ACI 369.1-17 code for both the life safety and collapse prevention limit state. Therefore, the structure would present a suitable seismic performance against significant earthquakes events.

I. INTRODUCCIÓN

Ecuador se encuentra situado en el cinturón de fuego del Pacífico, una zona de alto peligro sísmico y a pesar de ello existe una gran vulnerabilidad sísmica en las construcciones. Según lo informó en su momento la Secretaría de Gestión de Riesgos del país, a causa del último sismo de gran magnitud que azotó la costa ecuatoriana el 16 de abril de 2016, 661 personas fallecieron y 1.125 estructuras quedaron destruidas. De acuerdo a lo señalado por el Ing. Enrique García profesor de la Universidad de Cuenca, la informalidad, la falta de control de la calidad de los materiales y la ausencia de diseños sísmicos adecuados fueron la causa de las afectaciones en las estructuras. A su vez, en la investigación realizada por Aguiar y Mieles (2016), meses después del sismo, se obtuvo que la gran mayoría de los edificios que colapsaron eran de hormigón armado y tenían una configuración estructural de vigas y columnas. Aguiar y Mieles concluyeron que entre las principales causas del colapso estuvieron las fallas ocasionadas por las patologías estructurales como: columna corta, piso blando, columna débil viga fuerte, además de la falta de confinamiento en la unión viga columna, en columnas y en vigas. Adicionalmente, otro factor que generó el colapso de las estructuras fue la adición de pisos no planificados en el cálculo estructural original.

Dado que en Ecuador un gran porcentaje de estructuras de baja altura conformadas por un sistema estructural de vigas y columnas no se construyen con un adecuado asesoramiento técnico y adecuado diseño sísmico, hace varios años algunas constructoras privadas y una entidad pública optaron por construir viviendas multifamiliares de interés social utilizando el sistema de muros de ductilidad limitada. Este sistema estructural se justificó por la información recopilada de investigaciones realizadas a este tipo de sistema en otros países de la región. Según estas investigaciones este sistema estructural tendría un mejor comportamiento sísmico, además de menores costos de construcción y rapidez del proceso constructivo. Sin embargo, en la actual Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 no se hace referencia respecto al cálculo y diseño de este tipo de sistema, por lo que es necesaria más investigación local que avale su adecuado comportamiento sísmico en el país.

En este trabajo se estudia el comportamiento sísmico de un edificio de 3 pisos conformado por muros de hormigón armado de ductilidad limitada y losas macizas, mediante un análisis por desempeño basado en el procedimiento lineal establecido en el código ACI 369.1-17. La finalidad de este trabajo es comprobar que la estructura cumple con la filosofía de diseño sismo resistente establecido en la NEC 2015, la cual señala que para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

I.1 Objetivo General

El objetivo general de este trabajo es evaluar el desempeño sísmico de un edificio de tres pisos conformado por muros de hormigón armado de ductilidad limitada, diseñado de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, en base al procedimiento dinámico lineal del código ACI 369.1-17.

I.2 Objetivos Específicos

- Modelar el edificio en el programa “ETABS 2018” y realizar el diseño estructural de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2015.
- Realizar un Análisis Dinámico Lineal según el código ACI 369.1-17 para obtener las acciones de flexión, corte y axial.
- Comprobar que la estructura cumple con los niveles de desempeño establecidos en la filosofía de diseño de la NEC 2015, la cual dictamina que para el Sismo de Diseño (cuyo periodo de retorno es 475 años), la estructura debe cumplir con un nivel de desempeño de seguridad de vida y para un sismo extremo (cuyo periodo de retorno es 2500 años), la estructura debe cumplir con un nivel de desempeño de prevención de colapso.

II. DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

La estructura analizada se encuentra ubicada en Quito-Ecuador, y su uso corresponde a vivienda de interés social multifamiliar. El sistema sismo resistente tanto a cargas laterales como cargas gravitacionales está conformado por muros delgados de hormigón armado de 10 cm de espesor, reforzados con una capa de malla electrosoldada. El sistema tiene losas macizas de hormigón armado de 10 cm de espesor. La estructura consta de 3 pisos y cada piso tiene una altura de entrepiso de 2.52 m, lo que da una altura total de 7.56 m medidos desde el nivel del suelo. La Figura II-1 muestra la planta arquitectónica de la estructura.

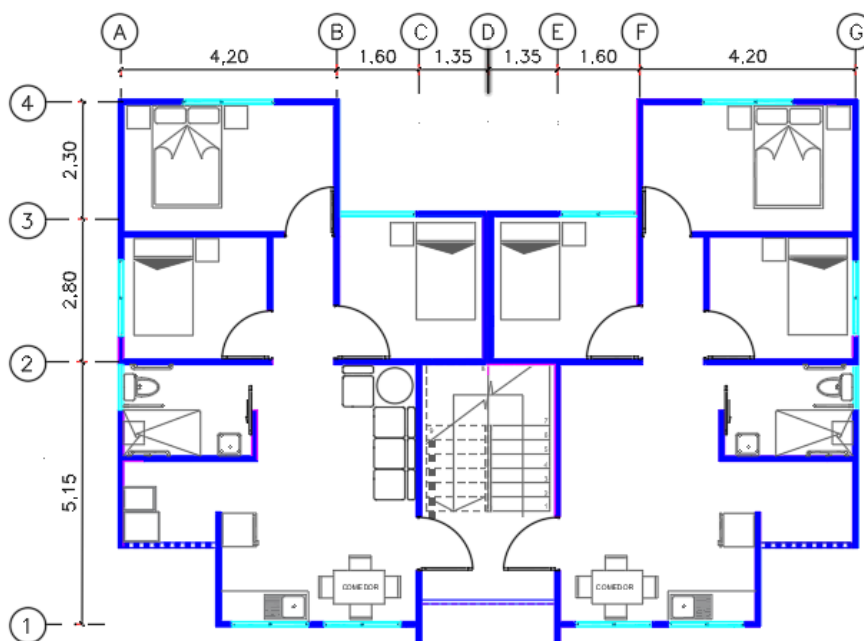


Figura II-1: Planta arquitectónica

II.1 Propiedades de los Materiales

A continuación se describen las propiedades de los materiales utilizados en este estudio:

- Hormigón

$$f'c = 2100 \text{ ton/m}^2$$

Resistencia a la compresión del hormigón

$$\gamma = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

Peso específico

$$E = 1740000 \text{ ton/m}^2$$

Módulo de elasticidad

- Malla electrosoldada

$$f_y = 50000 \text{ ton/m}^2$$

Resistencia a la tensión de la malla

$$E_a = 21000000 \text{ ton/m}^2$$

Módulo de Elasticidad

II.2 Carga Muerta

Se considera como carga muerta el peso propio de los muros estructurales y las losas macizas. Adicionalmente, se considera sobrecarga permanente que corresponde a instalaciones, acabados y recubrimientos, ya que estarán presentes durante toda la vida útil de la estructura. El valor de la sobrecarga añadida por piso es igual a 0.1 ton/m^2 .

La Tabla II-1 muestra el valor de la carga muerta total, la cual corresponde al peso propio de muros y losas, además de la sobrecarga impuesta.

Tabla II-1: Carga muerta total

Peso propio Muros	161.75	ton
Peso propio Losas	86.84	ton
Sobrecarga	36.19	ton
Carga muerta total (D)	284.78	ton

II.3 Carga Viva

La estimación de la carga viva se realiza en base al capítulo NEC-SE-CG: Cargas No Sísmicas de la NEC 2015, sección 4.2.1, en la cual se indica que el valor recomendado para vivienda es 0.2 ton/m^2 . En el último piso, al ser una losa inaccesible, se coloca una carga viva de cubierta de 0.07 ton/m^2 .

III. ANÁLISIS LINEAL Y DISEÑO ESTRUCTURAL

El análisis y diseño estructural se realiza de acuerdo al método de diseño basado en fuerzas expuesto en el capítulo NEC-SE-DS: Peligro Sísmico de la NEC 2015. Este capítulo señala que el procedimiento para la obtención de las fuerzas laterales depende de la configuración estructural tanto en planta como en elevación. Para estructuras regulares el código permite aplicar procedimientos lineales estáticos, y para estructuras que presentan irregularidad, se deben utilizar procedimientos lineales dinámicos. Dado que la estructura analizada en este trabajo presenta irregularidad en planta, esta se analiza con un análisis dinámico lineal mediante un análisis modal espectral.

III.1 Determinación de la Fuerza Sísmica Lateral

La fuerza sísmica lateral para un análisis modal espectral se determina mediante el espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a). La Figura III-1 muestra el espectro descrito en la sección 3.3 del capítulo NEC-SE-DS: Peligro Sísmico de la NEC 2015.

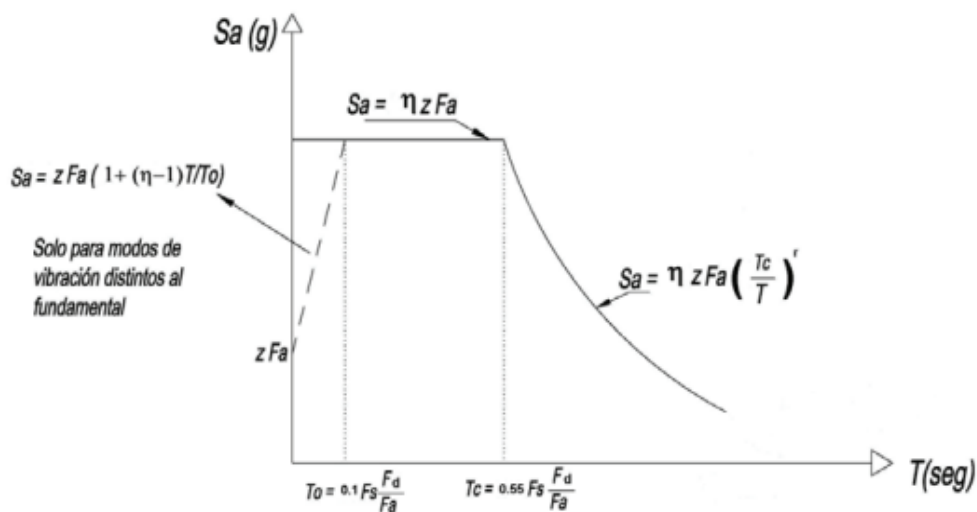


Figura III-1: Espectro elástico de acuerdo a NEC-SE-DS (2015)

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a) para el edificio en estudio se obtiene considerando los parámetros típicos para la ciudad de Quito, los cuales se presentan a continuación:

$Z = 0.40 \text{ g}$ Aceleración máxima esperada en roca para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

El valor de Z , se usa para el diseño de los edificios de uso normal (como es el caso de este estudio). Este valor depende de la zona sísmica del Ecuador donde se va a construir el edificio. La Figura III-2, muestra el mapa de zonas sísmicas del Ecuador. La Tabla III.1 muestra los valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

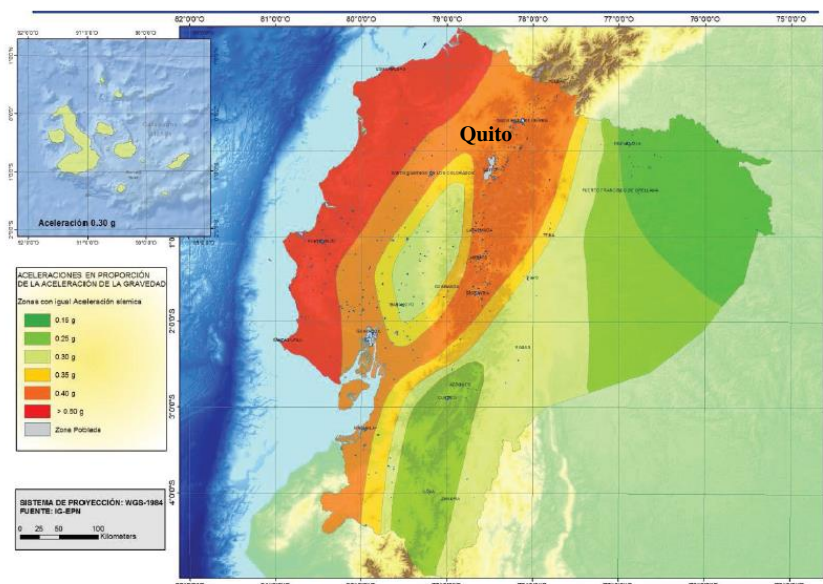


Figura III-2: Mapa de zonas sísmicas del Ecuador y factor Z

De acuerdo a la norma NEC 2015, el mapa de zonificación sísmica para diseño mostrado en la Figura III-2 proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. Con ello se reconoce que los verdaderos resultados de peligro sísmico para un período de retorno de 475 años para la zona VI son en realidad mayores a 0.50 g y que han sido saturados a dicho valor para ser utilizados en estructuras de edificación de uso normal, por razones de tipo económico.

Tabla III-1: Valores del factor Z en función de la zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

De acuerdo al mapa de zonas sísmicas y la Tabla III-1, Quito se encuentra en la zona sísmica V. La caracterización del peligro sísmico es alta. El valor del factor Z es 0.4.

$\eta = 2.48$ Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

Suelo = C Tipo de suelo

$F_a = 1.20$ Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

$F_d = 1.11$ Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

$F_s = 1.11$ Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

$I = 1.00$ Factor de importancia para vivienda

El diseño de la estructura se realiza con la fuerza sísmica lateral obtenida mediante el espectro de respuesta inelástico. Por lo tanto, la pseudo aceleración elástica S_a se divide por el factor de reducción sísmica R y los coeficientes de irregularidad en planta (Φ_P) y elevación (Φ_E), como muestra la ecuación 3.1. Estos factores son:

$$S_a(\text{inelástico}) = \frac{S_a(\text{elástico})}{R\Phi_P\Phi_E} \quad (3.1)$$

$R = 3.0$ Factor de reducción sísmica. Se toma el valor de $R=3$, de acuerdo a la NEC-SE-DS, numeral 6.3.4, Tabla 16, pues la estructura en estudio pertenece a los “Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada”.

$\Phi_E = 1.0$ Factor de irregularidad en elevación

$\Phi_P = 0.9$ Factor de irregularidad en planta. Se toma igual a 0.9 porque la planta tiene retrocesos en las esquinas.

El cortante basal estático V_E se calcula de acuerdo a la ecuación 3.2, y en el análisis de la estructura se debe verificar que el cortante basal dinámico V_D (obtenido mediante un análisis modal espectral) no sea menor que el 85% del cortante basal estático calculado.

$$V_E = \frac{I S_a(T_a)}{R\Phi_P\Phi_E} W \quad (3.2)$$

En la ecuación 3.2 el factor W es la carga sísmica, y de acuerdo al capítulo NEC-SE-DS: Peligro sísmico de la NEC 2105, es igual a la carga muerta total de la estructura D , mostrada en la Tabla II-1. La Figura III-3 muestra el espectro de respuesta elástico e inelástico de aceleraciones, definidos anteriormente.

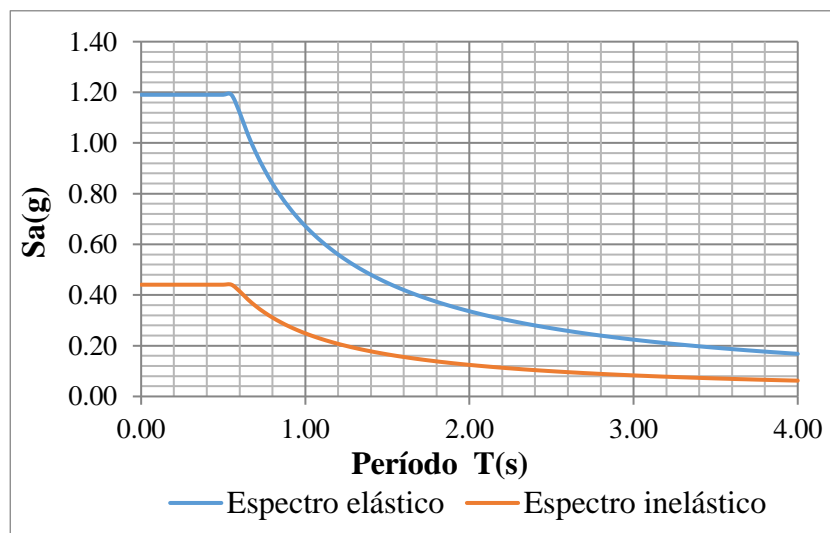


Figura III-3: Espectro de respuesta elástico e inelástico de aceleraciones

III.2 Modelación

El modelo 3D de la estructura se realiza en el programa ETABS 2018. Para la modelación se considera que la estructura esta empotrada en la base, las losas son modeladas con diafragmas horizontales rígidos y como elementos tipo membrana, y los muros son modelados como elementos tipo shell tick. Se consideran las secciones de los muros y losas sin agrietar para el cálculo de la rigidez a flexión, corte y axial. El sismo se considera que actúa en dos direcciones X e Y en forma independiente. La Figura III-4 muestra el modelo 3D realizado en ETABS.

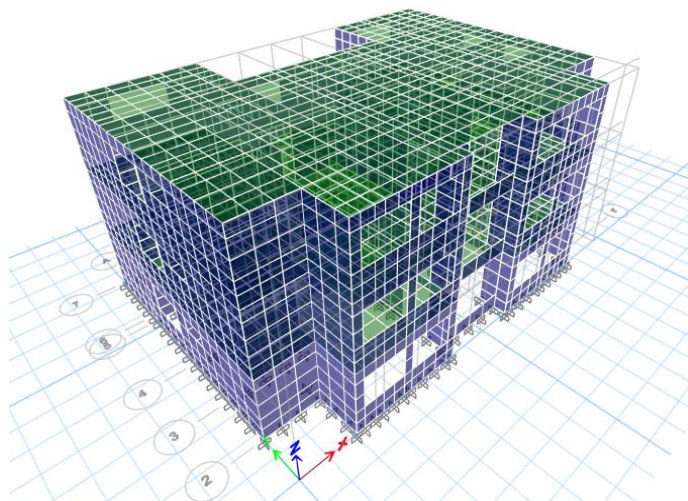


Figura III-4: Modelo 3D de la estructura

Una vez realizado el modelo se obtiene que el periodo del primer modo de vibración, que contribuye significativamente a la respuesta total de la estructura, es igual a $T_a = 0.060$ seg. El primer modo de vibrar corresponde a un desplazamiento lateral del edificio en la dirección transversal (dirección x). Con este periodo se calcula el coeficiente del cortante basal estático V_E , aplicando la ecuación 3.3. El valor del coeficiente corresponde a:

$$V_E = 0.44W \quad (3.3)$$

El cortante basal estático calculado tanto para la dirección X e Y es $V_{EX} = V_{EY} = 125.30$ ton. Como siguiente paso se calcula el cortante basal dinámico mediante el análisis modal espectral y se obtiene que en la dirección X es igual a $V_{DX} = 95.28$ ton, y en la dirección Y

es igual a $V_{DY} = 97.56$ ton, lo que representa el 76% y 78% respectivamente, del cortante basal estático. Al ser el cortante basal dinámico menor al 85% del cortante basal estático, es necesario amplificar el cortante mediante un factor de $f=1.12$ en la dirección X y mediante un factor $f=1.10$ en la dirección Y. Aplicados los factores de corrección, el cortante basal dinámico es $V_{DX} = 106.72$ ton en la dirección X, (lo que representa el 85% del cortante basal estático) y $V_{DY} = 107.32$ ton en la dirección Y (lo que representa el 86% del cortante basal estático).

III.3 Resultados del Análisis Lineal

En el capítulo NEC-SE-DS: Peligro sísmico de la NEC 2015, se establece que en el análisis de la estructura se deben considerar 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. En cuanto a las derivas, se requiere que en cada dirección $\Delta_M < \Delta_M$ máxima, donde Δ_M máxima = 2% y Δ_M se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (3.4)$$

Donde:

Δ_M = Deriva máxima inelástica

Δ_E = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R = Factor de reducción sísmica.

La Tabla III-2 muestra los periodos y el porcentaje de masa efectiva de cada modo. La tabla muestra que, considerando nueve modos, la participación de la masa modal acumulada es del 100% en cada dirección horizontal, cumpliéndose lo establecido en la norma. Además, se muestra el periodo fundamental de la estructura que corresponde a $T=0.060$ seg.

Tabla III-2: Periodos y modos de vibración

Modo	Periodo	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	seg						
1	0.060	0.822	0.000	0.010	0.822	0.000	0.010
2	0.054	0.000	0.846	0.000	0.822	0.846	0.010
3	0.047	0.010	0.000	0.861	0.832	0.846	0.872
4	0.019	0.147	0.000	0.002	0.978	0.846	0.874
5	0.018	0.000	0.134	0.000	0.978	0.981	0.874
6	0.016	0.002	0.000	0.109	0.980	0.981	0.984
7	0.012	0.018	0.000	0.000	0.999	0.981	0.984
8	0.011	0.000	0.019	0.000	0.999	1.000	0.984
9	0.011	0.001	0.000	0.016	1.000	1.000	1.000

La Figura III-5 muestra los desplazamientos calculados mediante las fuerzas laterales de diseño reducidas y las derivas máximas inelásticas, en las dos direcciones consideradas. La figura muestra que la deriva máxima de entrepiso en la dirección X es 0.022% y en la dirección Y es 0.016%, estos valores están bastante alejados del límite del 2% permitido por la norma.

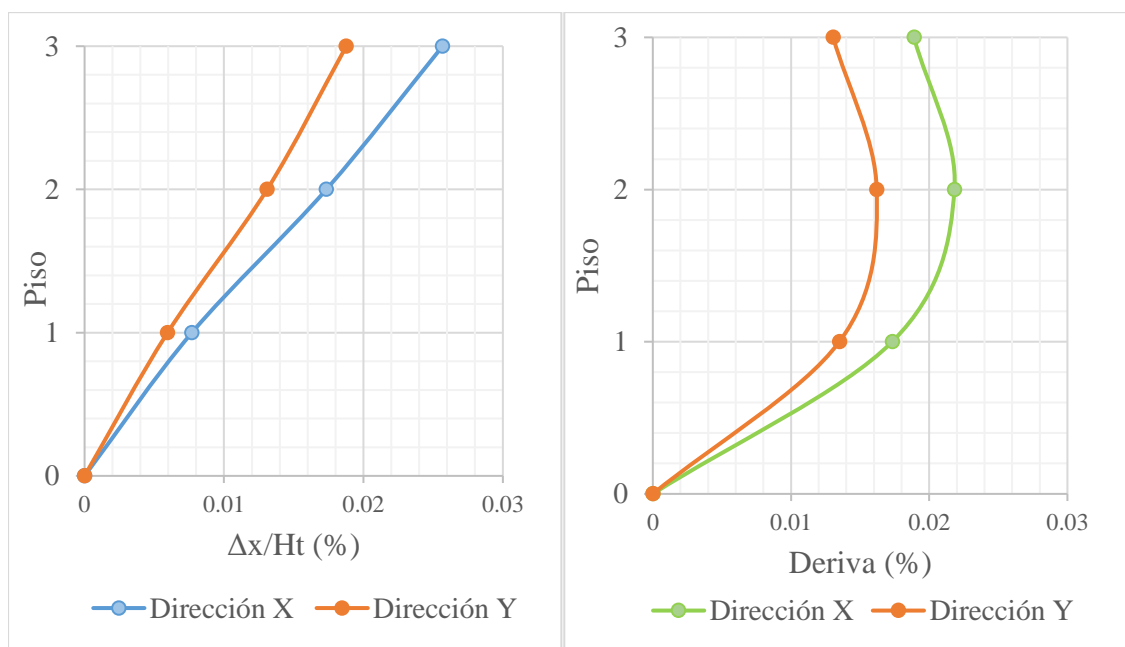


Figura III-5: Desplazamientos y derivas en dirección X e Y

III.4 Diseño Estructural de los Muros

El diseño estructural de los muros se realiza en base al código ACI 318-19 capítulo 18. Por facilidad de análisis y en virtud de los alcances del presente estudio, el análisis de los muros se realiza considerando secciones rectangulares. Las acciones correspondientes a carga axial, fuerza cortante, y momentos flectores son obtenidos del análisis estructural, utilizando las combinaciones de mayoración de carga indicadas en el capítulo NEC-SE-CG: Cargas no sísmicas. Las combinaciones de carga utilizadas son las siguientes:

Combinación 1: $1.4D + 1.4 SD$

Combinación 2: $1.2D + 1.2SD + 1.6L$

Combinación 3: $1.2D + 1.2SD + L + S_x$

Combinación 4: $1.2D + 1.2SD + L - S_x$

Combinación 5: $1.2D + 1.2SD + L + S_y$

Combinación 6: $1.2D + 1.2SD + L - S_y$

Combinación 7: $0.9D + 0.9SD + S_x$

Combinación 8: $0.9D + 0.9SD - S_x$

Combinación 9: $0.9D + 0.9SD + S_y$

Combinación 10: $0.9D + 0.9SD - S_y$

Donde D = Carga muerta, SD = Carga muerta sobreimpuesta, L = Carga Viva,
S_x= Sismo en dirección X y S_y = Sismo en dirección Y.

La Figura III-6 muestra la ubicación y denominación de cada muro. Los muros encerrados en un círculo rojo son el M_{x4b} y M_{yEa}. Estos muros son los que se analizan a flexo compresión y corte en este trabajo por ser los muros con mayores sollicitaciones.

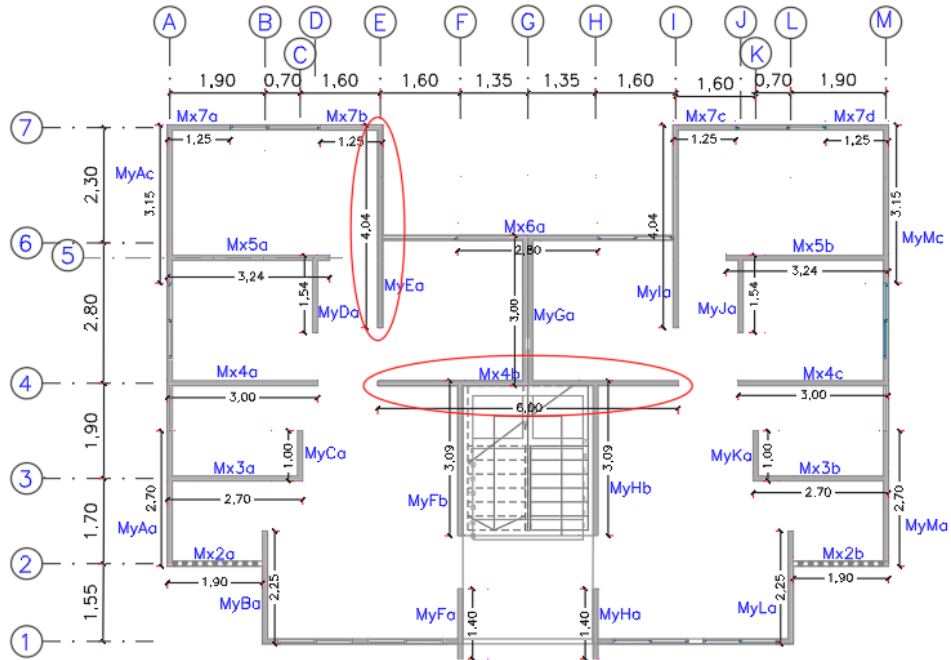


Figura III-6: Ubicación de los muros estructurales

- Diseño a flexo compresión

Para el diseño a flexo compresión de los muros se propone una cuantía mínima de $\phi 5.5@10$ colocada en una sola capa de acero. Con este acero se logra una cuantía de $\rho=0.0024$. Con esta cuantía se realizan las curvas de interacción y se verifica que las solicitaciones por carga axial y momento flector actuantes en el muro estén dentro de la curva de capacidad. La Figura III-7 muestra el diagrama de interacción del muro Mx4b y la Figura III-8 el diagrama de interacción del muro MyEa. En ambas figuras se puede observar que el acero planteado es suficiente para resistir los esfuerzos generados en cada muro.

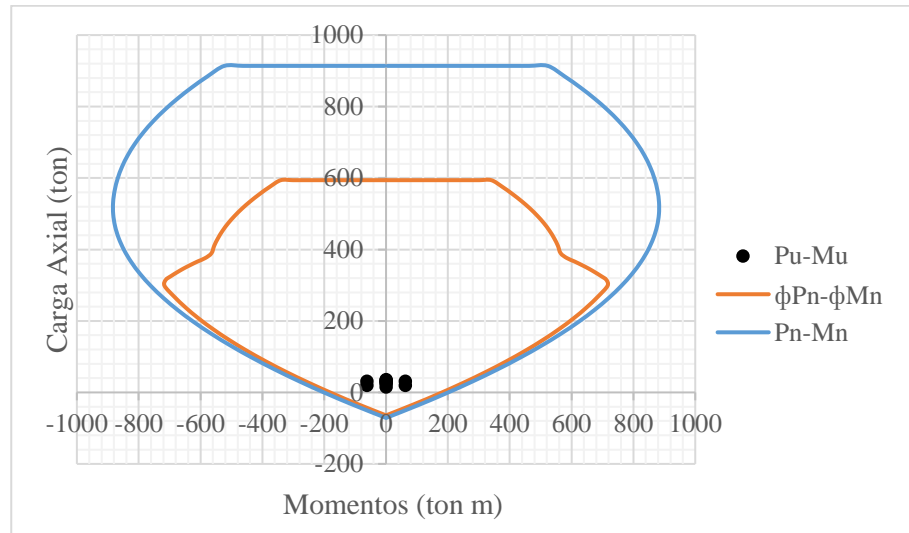


Figura III-7: Diagrama de interacción Mx4b

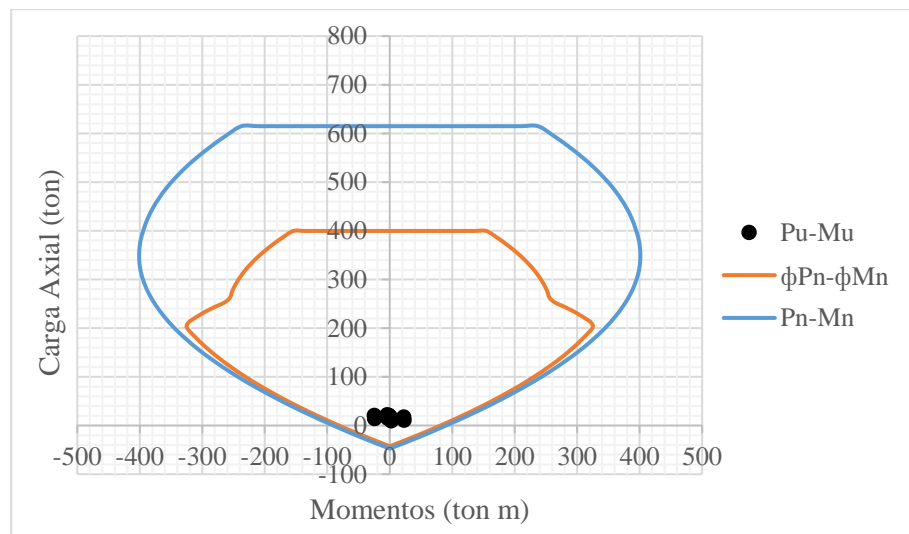


Figura III-8: Diagrama de interacción MyEa

- Diseño a corte

Se verifica que el corte de diseño V_e sea menor que la resistencia al corte ϕV_n . El corte de diseño se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \quad (3.5)$$

En la ecuación 3.5, V_u es la sollicitación por corte, obtenida del análisis utilizando las combinaciones de carga y los coeficientes Ω_v y ω_v son factores de sobrerresistencia, que en este caso se toman igual a 1.

La resistencia al corte se calcula por medio de:

$$\phi V_n = \phi A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) \quad (3.6)$$

En la ecuación 3.6 para obtener el valor de α_c y λ , se adoptan las siguientes condiciones:

$$\alpha_c = 0.8 \text{ para } h_w/l_w \leq 1.5 \quad \alpha_c = 0.53 \text{ para } h_w/l_w \geq 2$$

α_c varía linealmente entre 0.8 y 0.53 para $1.5 < h_w/l_w < 2$

λ se toma como 1, ya que se utiliza un hormigón de peso normal.

El diseño a corte de los muros Mx4b y MyEa se realiza utilizando la malla electrosoldada de $\phi 5.5@10$. La Tabla III-3 muestra la verificación del diseño al corte, aplicando la fórmula 3.6. Se puede observar que en ambos muros la resistencia de corte es superior a la demanda de corte V_u . El anexo A muestra el diseño a corte de todos los muros.

Tabla III-3: Diseño a corte

Muro Mx4b						
bw =	10	cm		Acv =	6000	cm ²
b=	600	cm		ρs =	0.0024	
fy =	5000	kg/cm ²		Vu =	20.80	tonf
f'c =	210	kg/cm ²		φ =	0.60	
Øhoriz =	5.5			φ Vn =	84.50	tonf
s =	10	cm		Vu/φVn =	0.25	
Muro MyEa						
bw =	10	cm		Acv =	4040	cm ²
b=	404	cm		ρs =	0.0024	
fy =	5000	kg/cm ²		Vu =	10.05	tonf
f'c =	210	kg/cm ²		φ =	0.60	
Øhoriz =	5.5			φ Vn =	56.90	tonf
s =	10	cm		Vu/φVn =	0.18	

IV. ANÁLISIS POR DESEMPEÑO

El análisis sísmico basado en desempeño pretende estimar cómo se comportará la estructura frente a un movimiento sísmico determinado. Adicionalmente, permite comprobar si la estructura fue correctamente diseñada y construida para resistir las acciones producidas por eventos sísmicos. El objetivo del análisis sísmico basado en el desempeño es poder relacionar el posible daño que van a tener los elementos que conforman una estructura con la magnitud del sismo al cual va a estar sometida. La Figura IV-1 muestra el posible daño en la estructura en función del nivel del sismo.

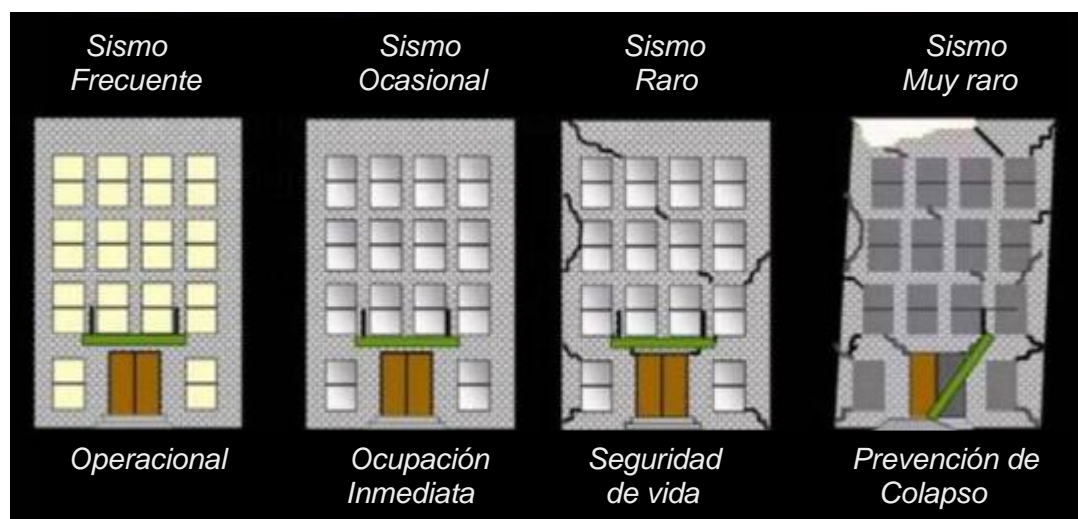


Figura IV-1: Niveles de desempeño de la estructura.

Fuente: Diseño basado en Desempeño - ppt descargar (slideplayer.es). Modificada por el autor.

La selección de un objetivo de desempeño consiste en la combinación de un nivel de peligro sísmico seleccionado, con un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural. La selección de estos tres niveles es determinada por el ente responsable de ejecutar el análisis de vulnerabilidad sísmica de la estructura. Bajo este lineamiento, en este trabajo se decidió evaluar el desempeño sísmico del edificio en función de lo establecido en la NEC 2015 para estructuras esenciales y especiales, a pesar de ser el edificio en estudio de uso normal (residencia). Cabe aclarar que las estructuras esenciales corresponden a hospitales y centros de salud y las estructuras especiales corresponden a museos, iglesias y

escuelas. La norma señala que para este tipo de estructuras debe verificarse que para el sismo de diseño cuyo periodo de retorno es 475 años, la estructura cumpla con un nivel de desempeño de seguridad de vida y para un sismo extremo cuyo periodo de retorno es 2500, la estructura cumpla con un nivel de desempeño de prevención de colapso.

En este trabajo el análisis por desempeño del edificio se hace en base al código ACI 369.1-17, sin embargo dado que en la sección 7.2.4 de este código se menciona que las acciones de diseño en los componentes deben ser determinadas según lo indicado en el capítulo 7 del ASCE 41-17, se hará referencia también al código ASCE 41-17 en varias partes de este documento.

IV.1 Niveles de Desempeño de la estructura

Los niveles de desempeño en una estructura describen las condiciones del daño que se espera durante un movimiento sísmico. Según el ASCE 41-17 los niveles de desempeño consisten en la combinación de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural.

- **Niveles de Desempeño Estructural**

El nivel de desempeño estructural se selecciona entre seis niveles discretos de desempeño estructural y dos intervalos de desempeño estructural intermedios. Los niveles discretos de desempeño estructural son: Ocupación Inmediata (S-1), Control de Daños (S-2), Seguridad de Vida (S-3), Seguridad Limitada (S-4), Prevención de Colapso (S-5) y No Considerado (S-6). Los intervalos de desempeño estructural intermedios son: Rango de Seguridad Mejorada y Rango de Seguridad Reducida.

- **Niveles de Desempeño No Estructural**

El nivel de desempeño no estructural se selecciona entre cinco niveles discretos de desempeño, los cuales son Operacional (N-A), Retención de Posición (N-B), Seguridad de Vida (N-C), Reducción de Riesgos (N-D) y No Considerado (N-E).

- **Asignación de Niveles de Desempeño Objetivo**

La asignación de un nivel de desempeño objetivo, según el ASCE 41-17, se realiza mediante combinaciones alfa numéricas, con un número para los niveles de desempeño estructural y con una letra para los niveles de desempeño no estructural. A continuación se describen los niveles de desempeño objetivo, propuestos en el ASCE 41-17.

Nivel de Desempeño Objetivo Operacional (1-A).- Se alcanza cuando los componentes estructurales cumplen con un nivel de desempeño estructural de Ocupación Inmediata (S-1) y los componentes no estructurales cumplen con un nivel de desempeño no estructural Operacional (N-A).

Nivel de Desempeño Objetivo Inmediata Ocupación (1-B).- Se alcanza cuando los componentes estructurales cumplen con un nivel de desempeño estructural de Ocupación Inmediata (S-1) y los componentes no estructurales cumplen con un nivel de desempeño no estructural de Retención de Posición (N-B).

Nivel de Desempeño Objetivo Preservación de Vida (3-C).- Se alcanza cuando los componentes estructurales cumplen con un nivel de desempeño estructural de Seguridad de Vida (S-3) y los componentes no estructurales cumplen con un nivel de desempeño no estructural de Seguridad de Vida (N-C).

Nivel de Desempeño Objetivo Prevención de Colapso (5-D).- Se alcanza cuando los componentes estructurales cumplen con un nivel de desempeño estructural de Prevención de Colapso (S-5) y los componentes no estructurales cumplen con un nivel de desempeño no estructural de Reducción de Riesgos (N-D).

La Tabla IV-1 muestra los daños esperados en componentes estructurales y no estructurales según el nivel de desempeño objetivo asignado. Esta información se obtuvo del código ASCE 41-17.

Tabla IV-1: Daños esperados según niveles de desempeño objetivo. Fuente ASCE 41-17

Niveles de desempeño objetivo				
	Prevención al colapso	Seguridad de vida	Ocupación inmediata	Operacional
	Nivel (5-D)	Nivel (3-C)	Nivel (1-B)	Nivel (1-A)
Daño General	Severo	Moderado	Leve	Muy leve
Componentes estructurales	<p>La degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso.</p> <p>Hay grandes derivas permanentes.</p> <p>Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, pero los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento</p> <p>La estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser económicamente viable</p>	<p>Queda cierta resistencia y rigidez residual en todos los pisos.</p> <p>Los elementos que soportan carga de gravedad funcionan. No hay fallas fuera del plano de los muros. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, por lo que es probable que necesite ser rehabilitada, siempre y cuando sea económicamente viable.</p>	<p>No presenta derivas permanentes. La estructura conserva la resistencia y rigidez iniciales. Es probable que pueda ocuparse inmediatamente después del sismo.</p>	<p>No presenta derivas permanentes. La estructura conserva la resistencia y rigidez iniciales. La estructura permanece completamente segura para sus ocupantes.</p>
Componentes no estructurales	Daño extenso	Riesgo de caída de elementos, muchos sistemas arquitectónicos, mecánicos y eléctricos están dañados.	Equipamiento en estado operativo pero es posible que no funcionen debido a fallas mecánicas o falta de servicios públicos. Algunos agrietamientos de fachadas, paredes y techos. Los ascensores pueden volver a funcionar. Protección contra incendios operable.	Daños insignificantes. Fisuras menores en fachadas, paredes y techos. Todos los sistemas importantes para el funcionamiento normal son funcionales. Es muy probable que continúe la ocupación y el uso.

IV.2 Peligro Sísmico

El peligro sísmico causado por el movimiento del suelo depende de la ubicación de la estructura, del tipo del suelo y del periodo de retorno. El peligro sísmico se puede definir mediante espectros de respuesta de aceleración o historiales de aceleración del movimiento del suelo determinados sobre una base probabilista o determinista.

Según el ASCE 41-17 cuando el peligro sísmico es establecido mediante espectros de respuesta, para definir cualquier nivel de peligro sísmico se utilizan espectros con amortiguamiento del 5% y un parámetro de aceleración de respuesta espectral de período corto de diseño (0.2s) denominado S_{XS} , y un parámetro de aceleración de respuesta de período largo de diseño (1s) denominado S_{X1} . Estos parámetros se determinan de la siguiente manera:

- a) Si el nivel de peligro sísmico deseado es BSE-2N, BSE-1N, BSE-2E o BSE-1E, se debe obtener los parámetros de aceleración de respuesta espectral de diseño de acuerdo a 2.4.1.1 a 2.4.1.4 del ASCE 41-17.
- b) Si el nivel de peligro sísmico deseado es uno para el cual los mapas de peligro sísmico están aprobados, se debe obtener directamente los parámetros de aceleración de respuesta espectral de estos mapas.
- c) Si el nivel de riesgo sísmico deseado es uno para el cual están disponibles las curvas probabilistas de peligro sísmico aprobadas (pero no los mapas), se debe obtener los parámetros de aceleración de la respuesta espectral directamente de estas curvas, según la sección 2.4.1.5 del ASCE 41-17. La sección 2.4.1.5 señala que: los espectros de respuesta de aceleración para los niveles de peligro sísmico correspondientes a las probabilidades de excedencia distintas a BSE 2E y BSE-1E, se obtendrán directamente de las curvas de riesgo sísmico aprobadas o de una evaluación del análisis del peligro sísmico específico del sitio.
- d) Obtener los parámetros de aceleración de respuesta espectral de diseño ajustados para los efectos de clase de sitio, de acuerdo con la Sección 2.4.1.6 del ASCE 41-17.

- Peligro Sísmico para la ciudad de Quito

Dado que el código ASCE 41-17 permite utilizar las curvas de peligro sísmico probabilista del sitio, para obtener distintos niveles de peligro sísmico, en este trabajo estos niveles se establecen en base a la curva de peligro sísmico para la ciudad de Quito definida en la NEC-SE-DS: Peligro sísmico de la NEC 2015. En las curvas de peligro sísmico probabilista, se relacionan la curva de aceleración máxima del suelo (PGA - Peak Ground Acceleration) además de las curvas de aceleraciones máximas espectrales para periodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5 y 1.0 seg, con un nivel de probabilidad anual de excedencia.

La Tabla IV-2 muestra los distintos niveles de peligro sísmico definidos en la NEC 2015. La norma define cuatro niveles de sismo con su respectivo periodo de retorno y probabilidad anual de excedencia. La Figura IV-2 muestra la curva de peligro sísmico en roca para la ciudad de Quito definida en la NEC 2015. Como se puede observar, para cada nivel de peligro sísmico definido, se obtiene manualmente un valor de PGA. La Tabla IV-3 muestra los valores de PGA obtenidos.

Tabla IV-2: Niveles de peligro sísmico. Fuente NEC 2015

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

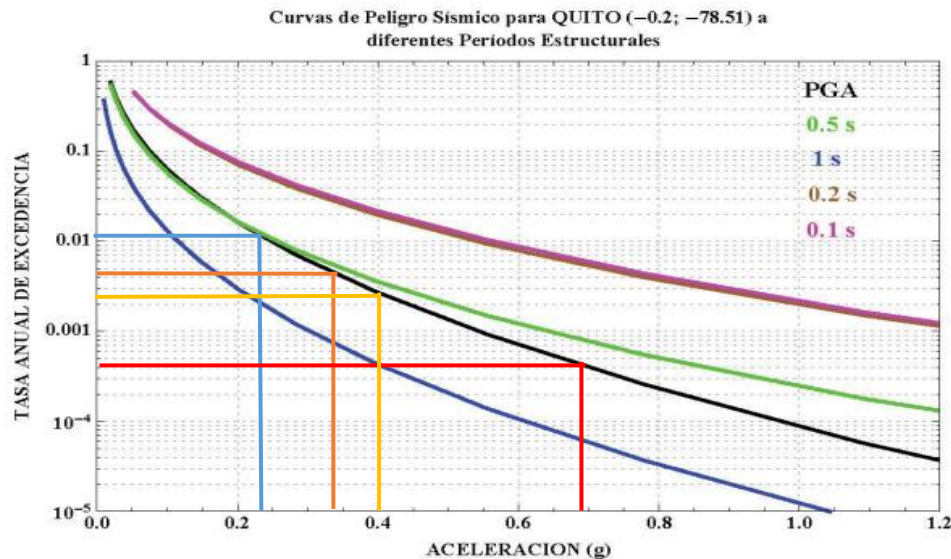


Figura IV-2: Curva de peligro sísmico para la ciudad de Quito

Tabla IV-3: Valores de PGA para la ciudad de Quito

Sismo	Período de retorno Tr (años)	Probabilidad anual de excedencia	PGA (g)
Frecuente	72	0.01389	0.23
Ocasional	225	0.00444	0.34
Raro	475	0.00211	0.4
Muy raro	2500	0.00040	0.69

Con los valores de PGA obtenidos se construyen los espectros elásticos para diferentes periodos de retorno. De acuerdo a la NEC 2015, los espectros se pueden estimar según el espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a) mostrado en la Figura III-1. Pero en este caso, los valores de los factores de amplificación del suelo F_a , F_d y F_s (definidos en la sección III.1) deben ser obtenidos mediante una interpolación lineal de los valores mostrados en la Tabla IV-4, Tabla IV-5 y Tabla IV-6. Estos factores son usados para construir el espectro de respuesta elástico de aceleraciones. El valor de estos factores depende de la zona sísmica y factor Z , y también del tipo de suelo donde se va a construir el edificio. En este estudio, la interpolación de los factores se realiza para el suelo tipo C. Es necesario aclarar que en este caso la norma permite considerar al PGA igual al factor Z para poder realizar las interpolaciones.

Tabla IV-4: Tipo de suelo y Factor de sitio Fa. Fuente NEC 2015

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	≥ 0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85

Tabla IV-5: Tipo de suelo y Factor de sitio Fd. Fuente NEC 2015

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	≥ 0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
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	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50

Tabla IV-6: Tipo de suelo y Factor de sitio Fs. Fuente NEC 2015

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	≥ 0.50
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	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00

La Figura IV-3 muestra los factores de amplificación Fa, Fd y Fs para suelo tipo C en función de los valores del PGA. En la figura las líneas que representan los factores de amplificación Fa, Fd y Fs, se construyen con los números marcados en color naranja en la Tabla IV-4, Tabla IV-5 y Tabla IV-6. Como se observa, para cada valor de PGA, se obtiene mediante interpolación lineal los valores de estos factores. La Tabla IV-7 muestra los valores interpolados de estos factores para los cuatro periodos de retorno considerados.

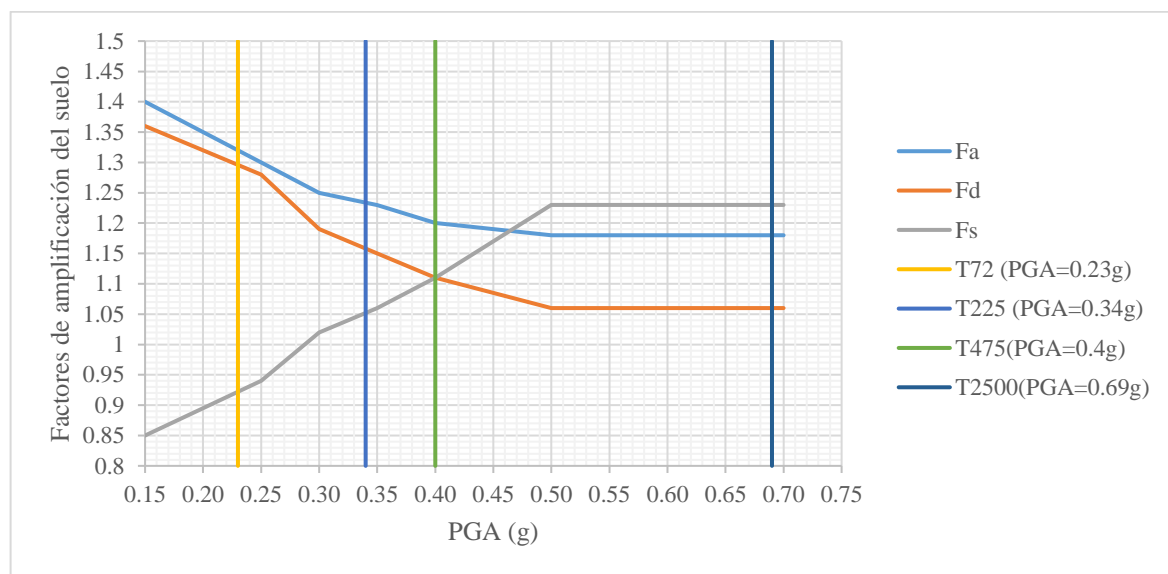


Figura IV-3: Interpolación de los factores de amplificación para suelo tipo C

Tabla IV-7: Valores interpolados de los factores de amplificación para diferentes periodos de retorno

	Fa	Fd	Fs
Periodo de retorno 72 años PGA = 0.23 g	1.32	1.29	0.92
Periodo de retorno 225 años PGA = 0.34 g	1.23	1.16	1.05
Periodo de retorno 475 años PGA = 0.40 g	1.20	1.11	1.11
Periodo de retorno 2500 años PGA = 0.69 g	1.18	1.06	1.23

En función de los valores del PGA mostrados en la Tabla IV-3 y de los factores de amplificación Fa, Fd y Fs para suelo tipo C mostrados en la Tabla IV-7, se construyen los espectros elásticos para los cuatro periodos de retorno, siguiendo lo expuesto en la sección III.1 de este trabajo. La Figura IV-4 muestra los espectros elásticos obtenidos para los cuatro periodos de retorno considerados.

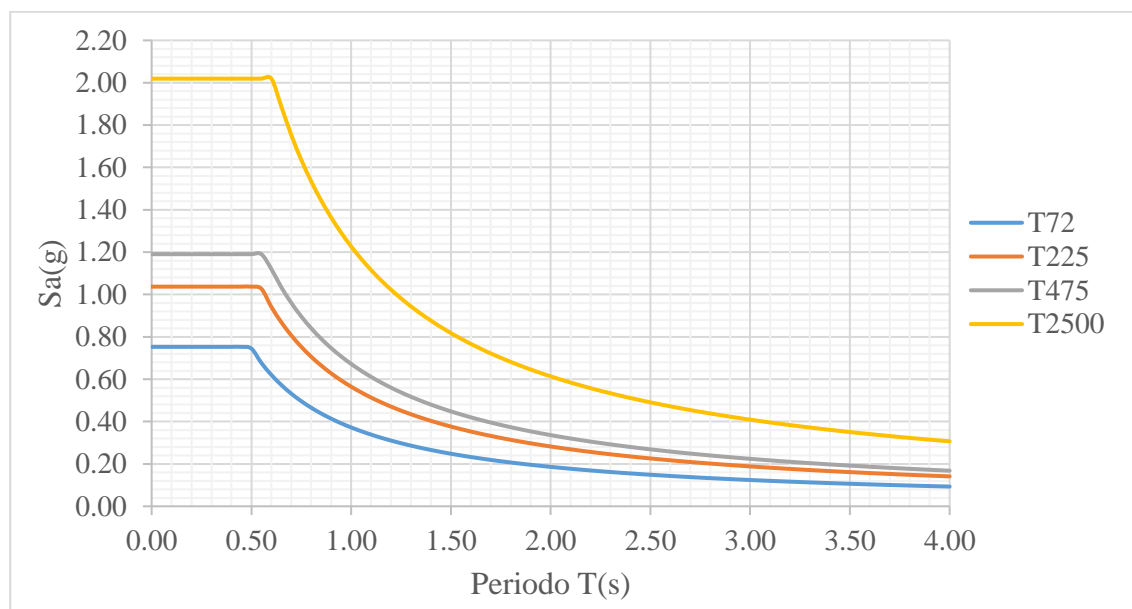


Figura IV-4: Espectros elásticos para diferentes periodos de retorno

IV.3 Selección del Proceso de Análisis

Los procedimientos lineales son permitidos en el ASCE 41-17 para estructuras que no tienen alguna de las irregularidades descritas en el documento. Las irregularidades son: irregularidad de discontinuidad en el plano, irregularidad de irregularidad vertical, irregularidad de piso débil e irregularidad en la resistencia a la torsión. Adicionalmente, el código especifica que los procedimientos lineales se pueden usar solo cuando el DCR de un componente o de los componentes es menor que el mínimo entre 3 y el factor m del componente. El edificio de estudio no tiene ninguna de las irregularidades anteriormente citadas y el DCR más grande obtenido para un muro corto es 0.43 y el factor m es 2.5 (como se muestra más adelante), por lo que se justifica el uso del procedimiento lineal.

Para realizar la verificación del análisis por desempeño cuando se utilizan procedimientos lineales el ACI 369.1-17 permite realizar un análisis estático lineal utilizando fuerzas laterales equivalentes o un análisis dinámico lineal utilizando un análisis modal espectral o un análisis tiempo historia. En este trabajo el método de análisis lineal utilizado es el análisis modal espectral.

IV.4 Determinación del factor DCR

La magnitud de las demandas inelásticas de cada componente primario se definen mediante la relación demanda capacidad (DCR) y se calculan de acuerdo con la ecuación 4.1. El factor DCR de cada componente primario se calcula para cada acción (carga axial, fuerza de corte o momento). La acción crítica será la que genere el mayor valor de DCR.

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (4.1)$$

Donde:

Q_{CE} = Resistencia esperada del componente. El valor se obtiene considerando las propiedades esperadas de los materiales.

Q_{UD} = Acción controlada por deformación causada por cargas de gravedad y fuerzas sísmicas.

$$Q_{UD} = Q_G + Q_E \quad (4.2)$$

En la ecuación 4.2, Q_G es definida de acuerdo a la sección 3.1.2 del ACI 369.1-17, donde se indica que los efectos de la carga de gravedad considerados para la rigidez efectiva de los componentes se determinará utilizando la ecuación 7-3 del ASCE 41-17, la cual es igual a:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad (4.3)$$

En la ecuación 4.3, Q_D es la carga muerta, Q_L es la carga viva y Q_S es la carga de nieve. En este caso dado que se está analizando la estructura en Quito no se considera la carga de nieve.

IV.5 Rigidez Efectiva

En la sección 3.1.2.1 del ACI 369.1-17 se establece que donde las acciones de diseño se determinen utilizando los procedimientos lineales del ASCE 41-17, capítulo 7, se debe utilizar la rigidez efectiva del componente. La rigidez efectiva corresponde al valor secante

del límite elástico del componente. Alternativamente el ACI 369.1-17 permite utilizar las rigideces que se muestran en la Tabla IV-8. En este trabajo, el análisis modal espectral se realizó considerando las rigideces de muros agrietados de la Tabla IV-8. En el caso de las losas se toma el valor de $0.25I_g$ recomendado en el ACI 318-19, pues el ACI 369.1-17, permite tomar este valor.

Tabla IV-8: Valores de rigidez efectiva. Fuente ACI 369.1-17

Componente	Rigidez a la flexión	Rigidez al corte	Rigidez axial
Vigas - no pretensadas	$0.3E_cE_Ig$	$0.4E_cE_Aw$	-
Vigas - pretensadas	E_cE_Ig	$0.4E_cE_Aw$	-
Columnas con compresión causada por cargas gravitacionales de diseño $\geq 0.5Agf'c$	$0.7E_cE_Ig$	$0.4E_cE_Aw$	E_cE_Ag
Columnas con compresión causada por cargas gravitacionales de diseño $\leq 0.1Agf'c$ o con tensión	$0.3E_cE_Ig$	$0.4E_cE_Aw$	E_cE_Ag (compresión) E_sA_s (tensión)
Unión viga - columna	Consulte 4.2.2.1		E_cE_Ag
Losas planas - no pretensadas	Consulte 4.2.2	$0.4E_cE_Ag$	-
Losas planas - pretensadas	Consulte 4.2.2	$0.4E_cE_Ag$	-
Muros - agrietados	$0.35E_cE_Ig$	$0.4E_cE_Aw$	E_cE_Ag (compresión) E_sA_s (tensión)

IV.6 Criterios de Aceptación para Procedimientos Lineales

Antes de seleccionar el criterio de aceptación, cada componente debe ser clasificado como primario o secundario y la demanda de ductilidad debe ser clasificada como: alta, moderada o baja. Adicionalmente, cada acción debe ser clasificada como controlada por deformación (dúctil) o controlada por fuerza (no dúctil).

IV.6.1 Componentes primarios y secundarios

Los componentes que afectan la rigidez lateral o la distribución de fuerzas en una estructura, deben ser clasificados como primarios o secundarios, incluso si no están destinados a ser parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas. Un componente estructural que sea requerido

para resistir las fuerzas sísmicas y adaptarse a las deformaciones de la estructura para lograr un nivel de desempeño seleccionado, debe ser clasificado como "primario". Un componente que se adapte a las deformaciones sísmicas pero que no es requerido para resistir las fuerzas sísmicas para que la estructura alcance el nivel de desempeño seleccionado, puede ser clasificado como "secundario". La designación de componente primario y secundario es introducida en el ASCE 41-17 para permitir cierta flexibilidad en el proceso de evaluación y adecuación sísmica. En este trabajo los muros son considerados como componentes primarios pues son los que resisten las fuerzas sísmicas.

IV.6.2 Clasificación de la Demanda de Ductilidad de los Componentes

Cuando se realiza el análisis de la estructura aplicando procedimientos lineales, es necesario clasificar la demanda de ductilidad de los componentes, en función del valor máximo de la relación demanda capacidad (DCR). La Tabla IV-9 muestra la clasificación de la demanda de ductilidad como: baja, moderada o alta, dependiendo del valor de DCR.

Tabla IV-9: Clasificación de demanda de ductilidad de los componentes

Valor máximo de la relación entre demanda y capacidad (DCR)	Descripción
Menor que 2	Baja demanda de ductilidad
2 a 4	Moderada demanda de ductilidad
Más grande que 4	Alta demanda de ductilidad

IV.6.3 Acciones controladas por Deformación y Acciones controladas por Fuerza

Todas las acciones deben ser clasificadas como controladas por deformación o controladas por fuerza según las curvas de fuerza - deformación mostradas en la Figura IV-5. La curva tipo 1 es representativa del comportamiento dúctil, donde hay un rango elástico (puntos 0 a 1 en la curva), y un rango plástico (puntos 1 a 3), seguido de la pérdida de capacidad de resistencia a la fuerza sísmica en el punto 3 y la pérdida de capacidad para resistir cargas gravitacionales en el punto 4. El rango plástico puede tener una pendiente post elástica positiva o negativa (puntos 1 a 2) y una región de resistencia degradada con resistencia

residual no despreciable para resistir fuerzas sísmicas y cargas gravitacionales (puntos 2 a 3). Las acciones de componentes primarios que muestren este comportamiento se clasificarán como controladas por deformación, si el rango plástico es tal que $d \geq 2g$, de lo contrario deben ser clasificadas como controladas por fuerza. Las acciones de los componentes secundarios que presenten este comportamiento deben ser clasificadas como controladas por deformación para cualquier relación de d/g .

La curva tipo 2 representa el comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (puntos 0 a 1 en la curva) y un rango plástico (puntos 1 a 3). El rango plástico puede tener una pendiente post elástica positiva o negativa, seguido por una pérdida sustancial de capacidad para resistir fuerzas sísmicas en el punto 3. La pérdida de capacidad para resistir cargas gravitacionales tiene lugar en la deformación asociada con el punto 4. Las acciones en componentes primarios que muestren este comportamiento deben ser clasificadas como controladas por deformación si el rango plástico se extiende tal que $e \geq 2g$, de lo contrario deben ser clasificadas como controladas por fuerza. Las acciones en componentes secundarios que presenten este comportamiento deben ser clasificadas como controladas por deformación si $f \geq 2g$, de lo contrario deben ser clasificadas como controladas por fuerza.

Finalmente, la curva tipo 3 representa el comportamiento frágil o no dúctil, donde hay rango elástico (puntos 0 a 1 en la curva), seguido de una pérdida de capacidad para resistir fuerzas sísmicas en el punto 3 y una pérdida de capacidad para resistir cargas gravitacionales en el punto 4. Las acciones en componentes primarios que muestren este comportamiento deben ser clasificadas como controladas por fuerza. Las acciones en componentes secundarios que muestren este comportamiento deben ser clasificadas como controladas por deformación si $f \geq 2g$, de lo contrario, deberán ser clasificadas como controladas por fuerza.

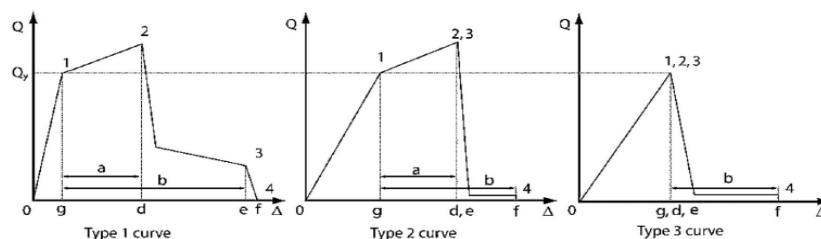


Figura IV-5: Curvas de fuerza versus deformación

V. VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO PARA SEGURIDAD DE VIDA

La verificación del análisis por desempeño para el nivel de seguridad de vida se realiza para el sismo de diseño propuesto en la NEC 2015, el cual se define con el espectro de aceleraciones para un periodo de retorno de 475 años, tal como lo muestra la Figura IV-4. El análisis por desempeño se hace considerando solo los componentes primarios de la estructura los cuales corresponden a los muros. Por esta razón, en las siguientes secciones se analizan solo las acciones y las resistencias de los muros.

V.1 Análisis Dinámico Lineal

El análisis dinámico lineal se realiza con el espectro elástico definido para 475 años. Para incluir los efectos del agrietamiento en losas y muros se considera en la modelación de la estructura las rigideces efectivas de los componentes, definidos en la sección IV.5 de este trabajo. La Figura V-1 muestra la manera en la que se consideró la rigidez efectiva en los muros en el programa ETABS y la Figura V-2 muestra la manera en que se consideró la rigidez efectiva en las losas.

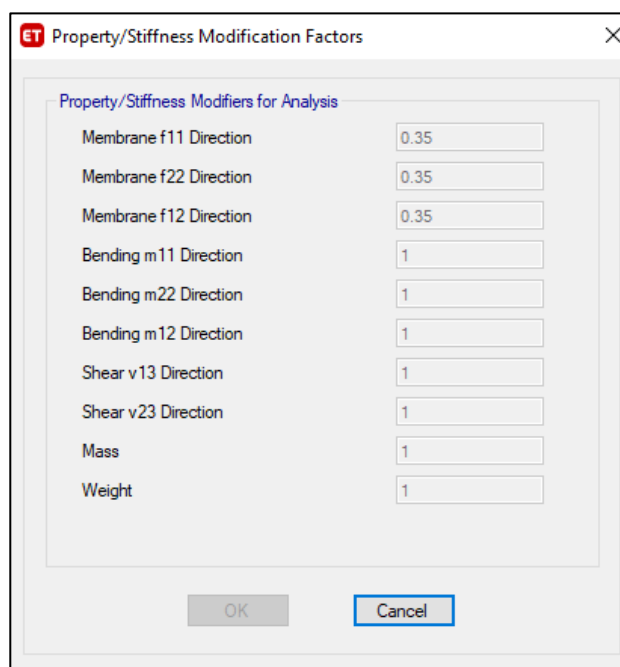


Figura V-1: Rigidez efectiva para muros

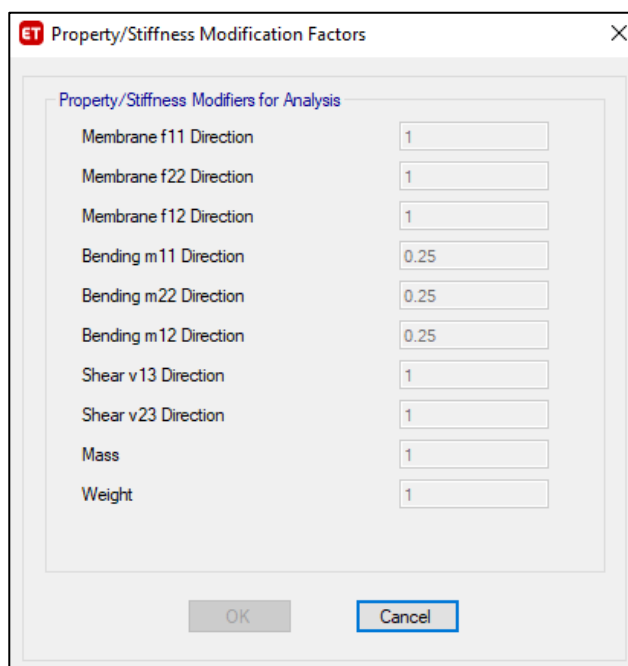


Figura V-2: Rigidez efectiva para losas

La Tabla V-1 muestra los resultados de los dos análisis realizados, en el primer caso se presentan los periodos obtenidos mediante el análisis dinámico lineal indicado en la NEC 2015 y en el segundo caso se presentan los periodos obtenidos mediante el análisis dinámico lineal con inercias reducidas, de acuerdo al ACI 369.1-17. El periodo obtenido en el segundo caso es mayor que el periodo original debido a que en el modelo del segundo caso se consideraron las rigideces efectivas de los muros y losas.

Tabla V-1: Comparación de periodos

Modelos	No. modos	Periodos (seg)		
		T ₁	T ₂	T ₃
Caso 1	9	0.060	0.054	0.047
Caso 2	9	0.101	0.091	0.079

Según la sección 7.4.2.3.1 del ASCE 41-17, cuando se realiza un análisis dinámico lineal, todas las fuerzas y deformaciones obtenidas deben ser multiplicadas por el producto de los factores de modificación C_1 y C_2 . El factor C_1 relaciona los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal y el

factor C_2 representa el efecto de la forma de respuesta histerética, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo. Además, las fuerzas y deformaciones deben ser modificadas por los efectos de torsión, pero en este estudio por facilidad de análisis no se considera los efectos de torsión. Adicionalmente, la sección 7.4.2.3.2 del ASCE 41-17, establece que las fuerzas sísmicas obtenidas mediante el análisis dinámico lineal no deben ser menores que el 85% de las fuerzas obtenidas mediante el análisis estático lineal. Los factores C_1 y C_2 se calculan con las siguientes expresiones:

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}}^{-1}}{aT^2} \quad (5.1)$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{\text{strength}}^{-1}}{T} \right)^2 \quad (5.2)$$

En las ecuaciones 5.1 y 5.2, T es el periodo fundamental de la estructura igual a 0.101 seg y μ_{strength} representa la relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia y se calcula de la siguiente manera:

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{DCR_{\text{max}}}{1.5} C_m \geq 1.0 \quad (5.3)$$

En la ecuación 5.3, C_m es el factor de masa efectiva que depende del sistema estructural y el número de pisos, y se obtiene de la Tabla V-2. En este caso $C_m = 0.8$.

Tabla V-2: Valores para el factor de masa efectiva C_m . Fuente ASCE 41-17

No. pisos	Marcos de concreto resistentes a momento	Muros de corte de concreto	Marcos de acero resistentes a momento	Marco de acero reforzado concéntricamente	Marco de acero reforzado excéntricamente	Otro
1-2	1.0	1	1	1	1	1
3 o más	0.9	0.8	0.9	0.9	0.9	1

Además, en la ecuación 5.3, $DCR_{\text{máx}}$ es el valor máximo de la relación demanda capacidad para cualquier componente principal de la estructura obtenido según lo definido en la sección IV.4 de este trabajo, y en primera instancia su cálculo se lo realiza considerando $C_1 = C_2 = 1$. El valor obtenido de $DCR_{\text{máx}}$ en este trabajo es 0.43 y reemplazándolo en la ecuación 5.3, se obtiene:

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{0.43}{1.5} \times 0.8 \geq 1.0$$

$$\mu_{\text{strength}} = 0.23$$

Como se puede observar, el valor calculado de $\mu_{\text{strength}} = 0.23$ no es mayor a 1.0 como lo requiere la condición anterior. El resultado menor a 1.0 se da porque los muros del sistema estructural presentan gran rigidez y resistencia. Por lo tanto en este trabajo se considera $\mu_{\text{strength}} = 1$ para cumplir con la condición. Utilizando este valor se calcula C_1 y C_2 con las ecuaciones 5.1 y 5.2 respectivamente. Cabe mencionar que en la ecuación 5.1, el factor a depende de la clase de sitio, que en este caso de acuerdo a ASCE 41-17 se toma igual a 90 por ser un suelo tipo C.

$$C_1 = 1 + \frac{1-1}{90(0.098)^2} = 1$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{1-1}{0.098} \right)^2 = 1$$

El valor obtenido para los factores C_1 y C_2 es igual a 1. Estos valores coinciden con los valores asumidos al inicio del cálculo de $DCR_{\text{máx}}$, pues tal como se indicó en párrafos anteriores eran igual a 1.

A continuación se verifica que las fuerzas sísmicas calculadas con el análisis dinámico lineal no sean menores que el 85% de las fuerzas sísmicas calculadas con el análisis estático lineal. De acuerdo al capítulo 7 del ASCE 41-17, la fuerza sísmica estática se obtiene con la ecuación 5.4, y su cálculo se muestra en la Tabla V-3.

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W \quad (5.4)$$

Donde:

S_a = Aceleración espectral obtenida del espectro de la NEC 2015 calculado para un periodo de retorno de 475 años.

W = Peso sísmico efectivo, incluye la carga muerta total. El valor considerado es el mostrado en la Tabla II.1 y es igual a $W=284.78$ ton.

Tabla V-3: Cálculo del cortante basal estático

$C_1=$	1.00	
$C_2=$	1.00	
$C_m=$	0.80	
$S_a=$	1.19	g
$V/W=$	95	%
$W=$	284.78	ton
$V=$	271.20	ton

El cortante basal dinámico obtenido en cada dirección de la estructura es igual a: $V_{DX} = 257.27$ ton, lo que equivale al 95 % del cortante basal estático y $V_{DY} = 263.40$ ton, lo que equivale al 97 % del cortante basal estático. Con los resultados obtenidos se puede apreciar que se cumple la condición que el cortante basal dinámico en cada dirección sea mayor al 85% del cortante basal estático. Además, dado que C_1 y C_2 son igual a 1.0, no se modifican las acciones de momento, axial y corte.

V.2 Determinación de las Acciones controladas por Deformación

Las acciones controladas por deformación Q_{UD} en el caso de los muros según el código ACI 369.1-17 están restringidas a la flexión o al corte y todas las demás acciones deben ser tratadas como acciones controladas por fuerza. Sin embargo, en este trabajo dado que se trata de un sistema estructural de baja ductilidad al corte se lo analiza como una acción controlada por fuerza.

El cálculo de la acción controlada por deformación se realiza con las ecuaciones 4.2 y 4.3, las cuales fueron citadas en la sección IV.4 de este trabajo y son iguales a:

$$Q_{UD} = Q_G + Q_E$$

Donde:

$$Q_G = Q_D + Q_L$$

En este caso para el cálculo de Q_{UD} se desprecian los momentos ocasionados por las cargas gravitacionales, debido a que son insignificantes en comparación a los momentos ocasionados por la fuerza sísmica. Adicionalmente, se considera solo el sismo que actúa en el plano de cada muro. La Tabla V-4 muestra el cálculo del momento, la acción controlada por deformación (Q_{UD}) para los muros más solicitados de la estructura.

Tabla V-4: Cálculo del momento, acción controlada por deformación (Q_{UD})

Muro	Fuerza	Piso	Carga muerta (D)	Sobrecarga (SD)	Carga muerta total ($Q_D = D+SD$)	Carga viva (Q_L)	Fuerza sísmica (Q_E)	Acciones controladas por deformación (Q_{UD})
Mx4b	Momento (tonf-m)	1	0.00	0.00	0.00	0.00	145.70	145.70
Mx3b	Momento (tonf-m)	1	0.00	0.00	0.00	0.00	23.30	23.30
Mx5b	Momento (tonf-m)	1	0.00	0.00	0.00	0.00	24.69	24.69
Mx7d	Momento (tonf-m)	1	0.00	0.00	0.00	0.05	3.44	3.49
MyAc	Momento (tonf-m)	1	0.00	0.00	0.00	0.00	24.40	24.40
MyBa	Momento (tonf-m)	1	0.00	0.00	0.00	0.00	15.10	15.10
MyHb	Momento (tonf-m)	1	0.00	0.00	0.00	0.00	28.64	28.64
MyEa	Momento (tonf-m)	1	0.00	0.00	0.00	0.00	56.55	56.55

V.3 Determinación de las Acciones controladas por Fuerza

Las acciones controladas por fuerza Q_{UF} en este trabajo corresponden al corte y a la carga axial de los muros. Estas acciones se calculan de la siguiente manera:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{XQ_E}{C_1 C_2 J} \quad (5.6)$$

Donde:

Q_{UF} = Acción controlada por fuerza causada por cargas de gravedad y fuerzas sísmicas.

X = Factor para ajustar la acción causada por la respuesta para el nivel de desempeño estructural seleccionado.

= 1.0 donde J se toma como el DCR más pequeño; de lo contrario,

= 1.0 para prevención de colapso;

= 1.3 para Seguridad de vida u Ocupación Inmediata;

J = Factor de reducción de fuerza, mayor o igual a 1.0, tomado como el menor valor de la relación demanda capacidad (DCR).

En este caso, para el cálculo del corte en los muros se desprecian las fuerzas de corte ocasionadas por las cargas gravitacionales, debido a que son insignificantes en comparación a las fuerzas de corte ocasionadas por el sismo. Para el cálculo de la carga axial si se consideran las cargas gravitacionales. El factor X se considera igual a 1.3 porque así lo dispone el código para verificar el nivel de desempeño estructural de seguridad de vida y el factor J se considera igual a 1 porque debe ser tomado como el menor valor de DCR. Como en este caso el menor valor de DCR es 0.21 (como se muestra más adelante), se considera el valor mínimo de 1.0. La Tabla V-5, muestra el cálculo del esfuerzo de corte para los muros más solicitados de la estructura.

Según el ACI 369.1-17, para todos los cálculos de resistencia a flexión, la carga axial que actúa sobre el muro debe incluir cargas de gravedad. Estas cargas se calculan con la ecuación

4.3, como lo indicada la sección IV.4 de este documento. La Tabla V-6, muestra el cálculo de la carga axial para los muros más solicitados de la estructura.

Tabla V-5: Cálculo del esfuerzo de corte, acción controlada por fuerza

Muro	Cargas gravitacionales (Q_G) tonf	X	C ₁	C ₂	J	Fuerza sísmica (Q_E) tonf	Acción controlada por fuerza (Q_{UF}) tonf. Corte
Mx4b	0	1.3	1	1	1	48.03	62.44
Mx3b	0	1.3	1	1	1	16.82	21.87
Mx5b	0	1.3	1	1	1	19.60	25.48
Mx7d	0	1.3	1	1	1	2.85	3.71
MyAc	0	1.3	1	1	1	18.33	23.83
MyBa	0	1.3	1	1	1	9.12	11.86
MyHb	0	1.3	1	1	1	19.43	25.26
MyEa	0	1.3	1	1	1	23.95	31.14

Tabla V-6: Cálculo de la carga axial, acción controlada por fuerza

Muro	Carga muerta total ($Q_D = D+SD$)	Carga viva (Q_L)	Cargas gravitacionales ($Q_G = Q_D + Q_L$)	X	C ₁	C ₂	J	Fuerza sísmica (Q_E)	Acción controlada por fuerza (Q_{UF}) tonf. Axial
Mx4b	-22.37	-4.76	-27.13	1.3	1	1	1	-0.02	-27.16
Mx3b	-8.9	-1.83	-10.73	1.3	1	1	1	-3.88	-15.77
Mx5b	-9.91	-2.01	-11.92	1.3	1	1	1	-1.58	-13.97
Mx7d	-3.32	-0.56	-3.88	1.3	1	1	1	-8.9	-15.45
MyAc	-9.55	-1.68	-11.23	1.3	1	1	1	-14.98	-30.70
MyBa	-7.44	-1.45	-8.89	1.3	1	1	1	-11.59	-23.96
MyHb	-12.3	-2.79	-15.09	1.3	1	1	1	-24.28	-46.65
MyEa	-13.53	-2.61	-16.14	1.3	1	1	1	-3.56	-20.77

V.4 Determinación de la Resistencia esperada de los Muros

La resistencia esperada a flexión de los muros Q_{CE} se obtiene mediante la realización de curvas de interacción de cada muro, utilizando las propiedades esperadas de los materiales

mostradas en la Tabla V-7, además de considerar un factor de reducción de resistencia $\phi = 1$.

Tabla V-7: Propiedades esperadas de los materiales. Fuente ACI 369.1-17

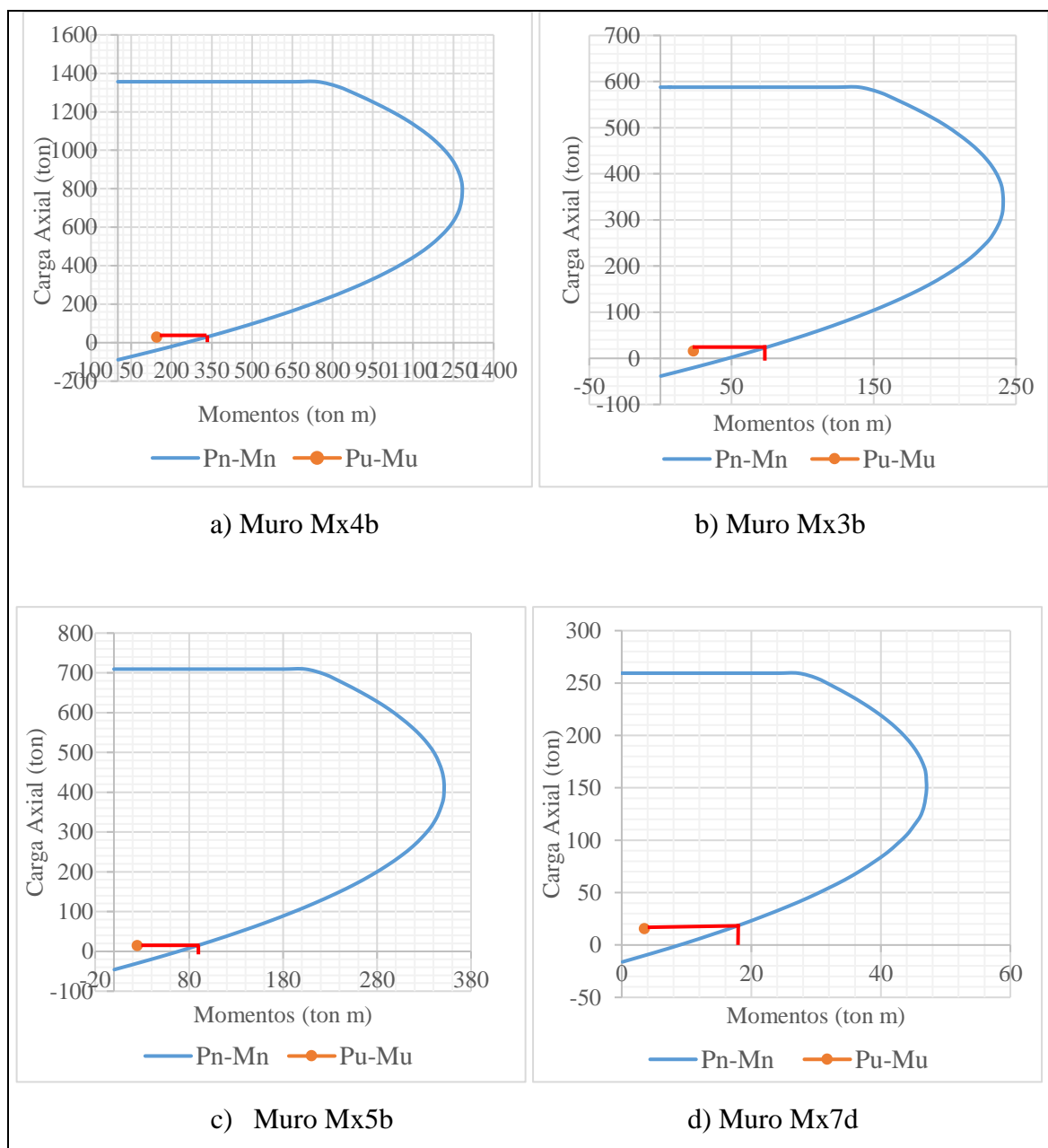
	Propiedades de los materiales	Factor	Propiedades esperadas de los materiales
Resistencia a la compresión del hormigón (kg/cm²)	210	1.5	315
Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo (kg/cm²)	5000	1.25	6250

La Figura V-3 muestra las curvas de interacción de ocho muros. En estas curvas la carga axial de compresión es positiva. En cada curva de interacción se muestra la demanda de momento y carga axial representada por el punto Pu-Mu. Este punto corresponde al momento calculado como una acción controlada por deformación y a la carga axial calculada como una acción controlada por fuerza. La Tabla V-8 muestra los valores de estas demandas. Interceptando una línea horizontal con la curva de interacción se determina la resistencia esperada a flexión de los muros.

Tabla V-8: Demanda de momento y carga axial. Punto (Pu-Mu)

Muro	Q_{UD} (tonf-m) Momento	Q_{UF} (tonf) Axial
Mx4b	145.70	-27.16
Mx3b	23.30	-15.77
Mx5b	24.69	-13.97
Mx7d	3.49	-15.45
MyAc	24.40	-30.70
MyBa	15.10	-23.96
MyHb	28.64	-46.65
MyEa	56.55	-20.77

La Tabla V-9 resume los valores de la resistencia esperada a flexión y la sollicitación de carga axial de los muros analizados.



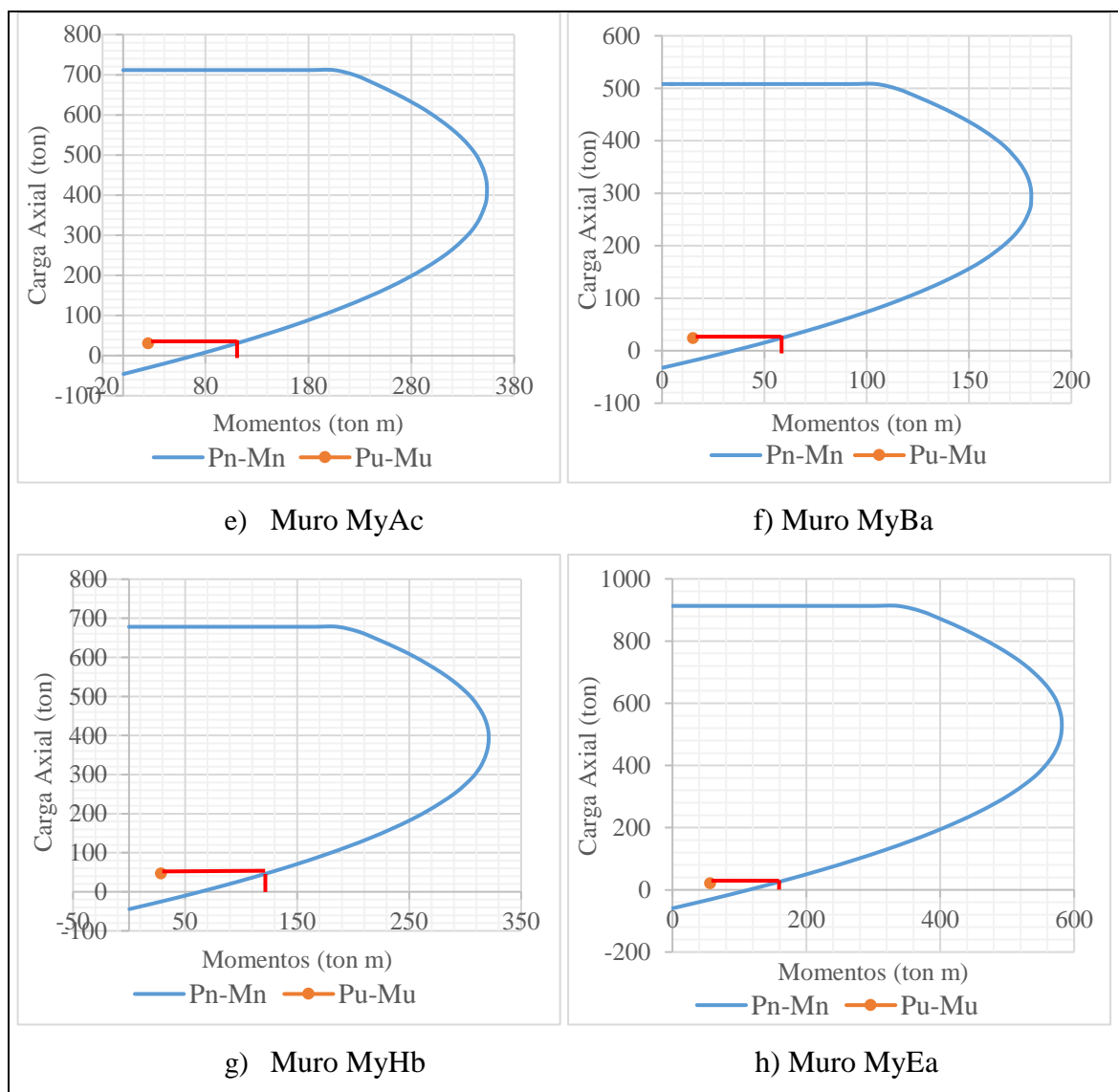


Figura V-3: Curvas de interacción de los muros tomando en cuenta las propiedades esperadas de los materiales

Tabla V-9: Resistencia esperada a flexión de los muros (Q_{CE}) y demanda de carga axial

Muro	Q_{CE} (tonf-m)	Pu (tonf)
Mx4b	340	-27.16
Mx3b	66	-15.77
Mx5b	85	-13.97
Mx7d	17	-15.45
MyAc	115	-30.70
MyBa	60	-23.96
MyHb	125	-46.65
MyEa	155	-20.77

V.5 Determinación de la Resistencia de Límite Inferior de los Muros

Las resistencias al corte de límite inferior de los muros Q_{CL} , se calculan considerando las propiedades nominales de los materiales. En este caso, según el código ACI 369.1-17 el corte que corresponde a la acción controlada por fuerza se determina en base a las ecuaciones del capítulo 18 del ACI 318-14 excepto que el factor de reducción de resistencia ϕ se debe tomar igual a 1. La Tabla V-8 muestra el cálculo de las acciones controladas por fuerza de los ocho muros de estudio.

Tabla V-10: Cálculo de las resistencias al corte, acción controlada por fuerza (Q_{CL})

Datos		
bw=	10	cm
f'c=	210	kg/cm ²
fy=	5000	kg/cm ²
φ=	5.5	mm
s=	10	cm
ρs =	0.0024	
hw=	756	cm

Muro	lw(cm)	hw/lw	αc	λ	φ	Acv(cm ²)	Q _{CL} (tonf)
Mx4b	600	1.3	0.80	1	1	6000	140.83
Mx3b	270	2.8	0.53	1	1	2700	52.81
Mx5b	324	2.3	0.53	1	1	3240	63.37
Mx7d	125	6.0	0.53	1	1	1250	24.45
MyAc	315	2.4	0.53	1	1	3150	61.61
MyBa	225	3.4	0.53	1	1	2250	44.01
MyHb	309	2.4	0.53	1	1	3090	60.44
MyEa	404	1.9	0.80	1	1	4040	94.83

V.6 Determinación de la Demanda de Ductilidad de los Muros

La demanda de ductilidad de los muros se determina en base a la acción controlada por deformación que corresponde a la flexión, pues es una acción que presenta un comportamiento dúctil. La Tabla V-9 muestra la relación demanda capacidad (DCR) a flexión de los ocho muros de estudio.

Tabla V-11: Cálculo de la relación demanda capacidad (DCR) por flexión

Muro	Q _{UD} (tonf-m)	Q _{CE} (tonf-m)	DCR
Mx4b	145.70	340	0.43
Mx3b	23.30	66	0.35
Mx5b	24.69	85	0.29
Mx7d	3.49	17	0.21
MyAc	24.40	115	0.21
MyBa	15.10	60	0.25
MyHb	28.64	125	0.23
MyEa	56.55	155	0.36

Como se puede observar en la Tabla V-9 el DCR_{máx} es igual a 0.43 para el muro Mx4b. Al hacer referencia a la clasificación mostrada en la Tabla IV-9, se puede concluir que los muros en este caso tienen una baja demanda de ductilidad, pues el valor de DCR_{máx} es menor a 2.

V.7 Criterios de Aceptación para las Acciones controladas por Deformación

Las acciones controladas por deformación según el capítulo 7 del ASCE 41-17, deben cumplir con la ecuación 5.7.

$$m\kappa Q_{CE} > Q_{UD} \quad (5.7)$$

Donde:

m = Factor de modificación de la capacidad del componente para tener en cuenta la ductilidad esperada asociada con esta acción, en el nivel de desempeño estructural seleccionado.

κ = Factor de conocimiento. En este caso se toma $\kappa=1$, porque se dispone de planos y memoria estructural para verificar las propiedades de los materiales y propiedades geométricas de los elementos ya construidos. Además de comprobar las resistencias de los elementos ya construidos. No hay incertidumbre en la información.

La Tabla V-10 muestra las condiciones para calcular el factor m del ACI 369.1-17. Como los muros en este trabajo son considerados componentes primarios y no tienen bordes confinados, los valores que se tomarán de la tabla, son los correspondientes a componentes primarios y elementos de borde sin confinar, para los niveles de desempeño LS (seguridad de vida) y CP (prevención al colapso).

Tabla V-12: Criterios numéricos de aceptación para procedimientos lineales: muros de cortante de hormigón armado y componentes asociados controlados por flexión. Fuente ACI 369.1-17.

Conditions			<i>m</i> -factors				
			Performance level				
			IO	Component type			
				Primary		Secondary	
			LS	CP	LS	CP	
i: Shear walls and wall segments*							
$\frac{(A_s - A_s')f_{yE} + P}{t_w \ell_w \sqrt{f'_{cE}}}$	$\frac{V}{t_w \ell_w \sqrt{f'_{cE}}}$	Confined boundary [‡]					
≤ 0.1	≤ 4	Yes	2	4	6	6	
≤ 0.1	≥ 6	Yes	2	3	4	4	
≥ 0.25	≤ 4	Yes	1.5	3	4	4	
≥ 0.25	≥ 6	Yes	1.25	2	2.5	2.5	
≤ 0.1	≤ 4	No	2	2.5	4	4	
≤ 0.1	≥ 6	No	1.5	2	2.5	2.5	
≥ 0.25	≤ 4	No	1.25	1.5	2	2	
≥ 0.25	≥ 6	No	1.25	1.5	1.75	1.75	
ii: Shear wall coupling beams [‡]							
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement [‡]	$\frac{V}{t_w \ell_w \sqrt{f'_{cE}}}$						
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	2	4	6	6	9	
	≥ 6	1.5	3	4	4	7	
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	1.5	3.5	5	5	8	
	≥ 6	1.2	1.8	2.5	2.5	4	
Diagonal reinforcement	NA	2	5	7	7	10	

La Tabla V-10 muestra dos condiciones en las primeras dos columnas, que en este caso se nombran como ecuación 5.8 y ecuación 5.9. En estas ecuaciones f_{yE} y f'_{cE} corresponden a las propiedades esperadas de los materiales, P es la carga axial y V es la fuerza de corte, ambas son calculadas utilizando procedimientos de análisis de estado límite.

$$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}} \quad (5.8)$$

$$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}} \quad (5.9)$$

A continuación en la Tabla V-11 se determina el factor m, tomando en consideración las ecuaciones 5.8 y 5.9. En esta tabla la carga axial P positiva es de compresión.

Tabla V-13: Cálculo del factor m

Muro	tw cm	lw cm	As cm ²	f _{yE} kg/cm ²	f' _{cE} kg/cm ²	P kg	V kg	Ec. 5.8	Ec. 5.9	factor m
										LS
Mx4b	10	600	14.25	6250	315	27160	48030	0.062	0.45	2.5
Mx3b	10	270	6.41	6250	315	15770	16820	0.066	0.35	2.5
Mx5b	10	324	7.60	6250	315	13970	19600	0.060	0.34	2.5
Mx7d	10	125	2.85	6250	315	15450	2850	0.084	0.13	2.5
MyAc	10	315	7.37	6250	315	30700	18330	0.077	0.33	2.5
MyBa	10	225	5.23	6250	315	23960	9120	0.080	0.23	2.5
MyHb	10	309	7.13	6250	315	46650	19430	0.094	0.35	2.5
MyEa	10	404	9.50	6250	315	20770	23950	0.063	0.33	2.5

Según los resultados obtenidos en la Tabla V-11, en todos los muros se cumple que la condición $\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}}$ es menor a 0.1 y la condición $\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$ es menor a 4. Se concluye que todos los muros tienen baja demanda de carga axial y baja demanda de esfuerzo de corte. Por lo tanto, de acuerdo a la Tabla V-10 el factor m es igual a 2.5 para el nivel de desempeño de seguridad de vida.

La Tabla V-12 muestra la verificación de la flexión mediante el cálculo de $m\kappa Q_{CE}$. Como puede observarse, en todos los muros se cumple la condición de que $m\kappa Q_{CE} > Q_{UD}$, y el factor de utilización mayor es de solo 0.17 para el muro Mx4b. Por lo tanto la estructura cumple con el nivel de desempeño de seguridad de vida.

Tabla V-14: Verificación de la flexión, acción controlada por deformación

Muro	Q_{UD} (tonf-m)	Q_{CE} (tonf-m)	m	κ	$m\kappa Q_{CE}$ (tonf-m)	$Q_{UD} / m\kappa Q_{CE}$
Mx4b	145.70	340.00	2.5	1	850.00	0.17
Mx3b	23.30	66.00	2.5	1	165.00	0.14
Mx5b	24.69	85.00	2.5	1	212.50	0.12
Mx7d	3.49	17.00	2.5	1	42.50	0.08
MyAc	24.40	115.00	2.5	1	287.50	0.08
MyBa	15.10	60.00	2.5	1	150.00	0.10
MyHb	28.64	125.00	2.5	1	312.50	0.09
MyEa	56.55	155.00	2.5	1	387.50	0.15

V.8 Criterios de Aceptación para las Acciones controladas por Fuerza

Las acciones controladas por fuerza según el capítulo 7 del ASCE 41-17, deben cumplir con la ecuación 5.10.

$$\kappa Q_{CL} > Q_{UF} \quad (5.10)$$

La Tabla V-13 muestra el cálculo de κQ_{CL} y el factor de utilización. Como puede observarse en todos los muros se cumple la condición de que $\kappa Q_{CL} > Q_{UF}$, y el factor de utilización mayor es de solo 0.34 para el muro Mx4b. Por lo tanto la estructura cumple con el nivel de desempeño de seguridad de vida.

Tabla V-15: Verificación del corte, acción controlada por fuerza

Muro	Q_{UF} (tonf)	Q_{CL} (tonf)	κ	κQ_{CL} (tonf)	$Q_{UF} / \kappa Q_{CL}$
Mx4b	48.03	140.83	1	140.83	0.34
Mx3b	16.82	52.81	1	52.81	0.32
Mx5b	19.60	63.37	1	63.37	0.31
Mx7d	2.85	24.45	1	24.45	0.12
MyAc	18.33	61.61	1	61.61	0.30
MyBa	9.12	44.01	1	44.01	0.21
MyHb	19.43	60.44	1	60.44	0.32
MyEa	23.95	94.83	1	94.83	0.25

VI. VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO PARA PREVENCIÓN DE COLAPSO

La verificación del análisis por desempeño para el nivel de prevención de colapso se realiza para el sismo extremo propuesto en la NEC 2015, el cual se define con el espectro de aceleraciones para un periodo de retorno de 2500 años, tal como lo muestra la Figura IV-4. El análisis por desempeño se hace considerando solo los componentes primarios de la estructura los cuales corresponden a los muros, por esta razón en las siguientes secciones se analizan solo las acciones y resistencias en los muros.

VI.1 Análisis Dinámico Lineal

En el análisis dinámico lineal se utiliza el espectro elástico definido para 2500 años, y para incluir los efectos del agrietamiento en losas y muros se considera en la modelación de la estructura las rigideces efectivas de los componentes, las cuales se mostraron en las Figura V-1 y Figura V-2. Se verifica además que las fuerzas sísmicas calculadas con el análisis dinámico lineal no sean menor que el 85% de las fuerzas sísmicas calculadas con el análisis estático lineal. El cálculo de la fuerza sísmica estática se muestra en la Tabla VI-1, en que el corte basal equivale a 162% del peso sísmico.

Tabla VI-1: Cálculo del cortante basal estático

C₁=	1.00	
C₂=	1.00	
C_m=	0.80	
S_a=	2.02	g
V/W=	162	%
W=	284.78	ton
V=	460.03	ton

El cortante basal dinámico obtenido en cada dirección de la estructura es igual a: $V_{DX} = 436.40$ ton, lo que equivale al 95 % del cortante basal estático y $V_{DY} = 446.79$ ton, lo que equivale al 97 % del cortante basal estático. Con los resultados obtenidos se puede apreciar que se cumple la condición que el cortante basal dinámico en cada dirección sea mayor al

85% del cortante basal estático, además, en este caso los factores C_1 y C_2 son igual a 1, por lo tanto no se modificarán las acciones de momento, axial y corte.

VI.2 Determinación de las Acciones controladas por Deformación

Las acciones controladas por deformación son calculadas según lo expuesto en la sección V.2 de este trabajo. Al igual que en la verificación del desempeño sísmico para seguridad de vida, en el cálculo de Q_{UD} se desprecian los momentos ocasionados por las cargas gravitacionales, debido a que son insignificantes en comparación a los momentos ocasionados por sismo. La Tabla VI-2 muestra el cálculo del momento, la acción controlada por deformación (Q_{UD}) para los muros más solicitados de la estructura.

Tabla VI-2: Cálculo del momento, acción controlada por deformación (Q_{UD})

Muro	Fuerza	Piso	Carga muerta (D)	Sobrecarga (SD)	Carga muerta total ($Q_D = D+SD$)	Carga viva (Q_L)	Fuerza sísmica (Q_E)	Acciones controladas por deformación (Q_{UD})
Mx4b	Momento (tonf-m)	1	0.00	0.00	0.00	0.00	247.14	247.14
Mx3b	Momento (tonf-m)	1	0.00	0.00	0.00	0.00	39.52	39.52
Mx5b	Momento (tonf-m)	1	0.00	0.00	0.00	0.00	41.88	41.88
Mx7d	Momento (tonf-m)	1	0.00	0.00	0.00	0.05	5.84	5.89
MyAc	Momento (tonf-m)	1	0.00	0.00	0.00	0.00	41.39	41.397
MyBa	Momento (tonf-m)	1	0.00	0.00	0.00	0.00	25.62	25.62
MyHb	Momento (tonf-m)	1	0.00	0.00	0.00	0.00	48.59	48.59
MyEa	Momento (tonf-m)	1	0.00	0.00	0.00	0.00	95.93	95.93

VI.3 Determinación de las Acciones controladas por Fuerza

Las acciones controladas por fuerza corresponden al corte y carga axial, se calculan según lo expuesto en la sección V.3 de este trabajo. En el cálculo del corte en los muros se desprecian las fuerzas de corte ocasionadas por las cargas gravitacionales, debido a que son insignificantes en comparación a las fuerzas de corte ocasionadas por el sismo. Para el cálculo de la carga axial si se consideran las cargas gravitacionales. Además el factor X se toma igual a 1 porque así lo dispone el código para el nivel de desempeño estructural de prevención al colapso y el factor J se toma igual a 1 porque debe ser tomado como el menor valor de DCR pero en este caso el menor valor es 0.33, y no cumple con el código que establece que debe ser igual o mayor a 1. La Tabla VI-3, muestra el cálculo del corte para los muros más solicitados de la estructura. La Tabla VI-4, muestra el cálculo de la carga axial para los muros más solicitados de la estructura.

Tabla VI-3: Cálculo del esfuerzo de corte, acción controlada por fuerza

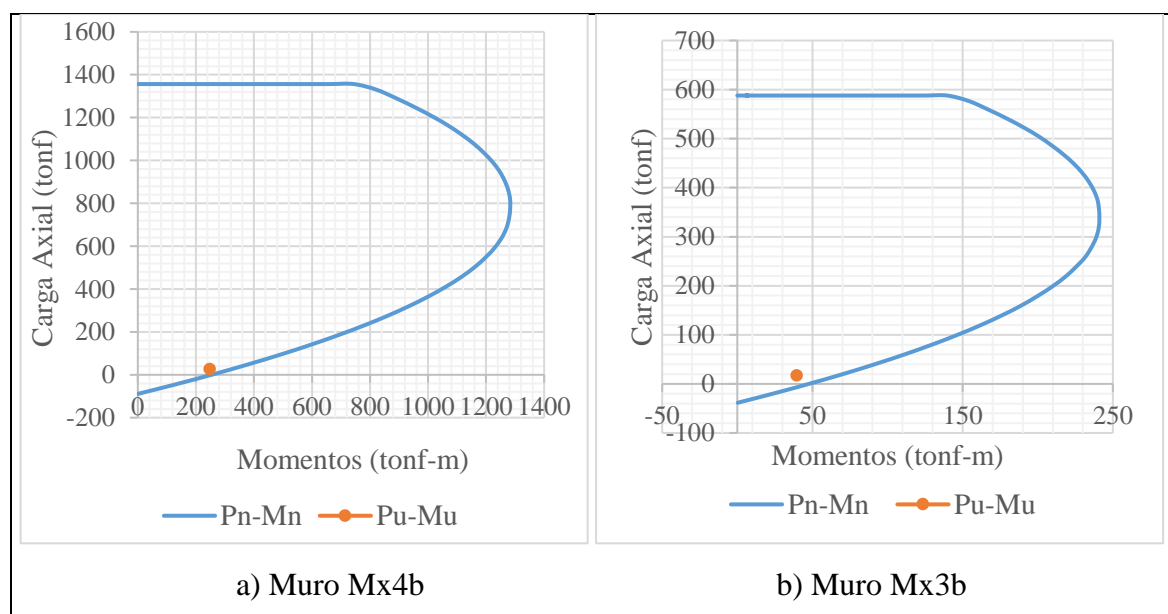
Muro	Cargas gravitacionales (Q _G)	X	C ₁	C ₂	J	Fuerza sísmica (Q _E) (tonf)	Acciones controladas por fuerza (Q _{UF}) (tonf). Corte
Mx4b	0	1	1	1	1	81.47	81.47
Mx3b	0	1	1	1	1	27.08	27.08
Mx5b	0	1	1	1	1	33.24	33.24
Mx7d	0	1	1	1	1	4.83	4.83
MyAc	0	1	1	1	1	31.08	31.08
MyBa	0	1	1	1	1	15.47	15.47
MyHb	0	1	1	1	1	32.96	32.96
MyEa	0	1	1	1	1	40.62	40.62

Tabla VI-4: Cálculo de la carga axial, acción controlada por fuerza

Muro	Carga muerta total ($Q_D = D+SD$)	Carga viva (Q_L)	Carga de gravedad ($Q_G = Q_D+Q_L$)	X	C1	C2	J	Fuerza sísmica (Q_E)	Acción controlada por fuerza Axial (Q_{UF}) tonf.
Mx4b	-22.37	-4.76	-27.13	1	1	1	1	-0.03	-27.16
Mx3b	-8.9	-1.83	-10.73	1	1	1	1	-6.59	-17.32
Mx5b	-9.91	-2.01	-11.92	1	1	1	1	-2.67	-14.59
Mx7d	-3.32	-0.56	-3.88	1	1	1	1	-15.09	-18.97
MyAc	-9.55	-1.68	-11.23	1	1	1	1	-25.4	-36.63
MyBa	-7.44	-1.45	-8.89	1	1	1	1	-19.66	-28.55
MyHb	-12.3	-2.79	-15.09	1	1	1	1	-41.18	-56.27
MyEa	-13.53	-2.61	-16.14	1	1	1	1	-6.04	-22.18

VI.4 Determinación de la Resistencia esperada de los Muros

La resistencia esperada a flexión de cada muro se determina a partir de las curvas de interacción de la Figura VI-1, y se obtiene bajo los mismos lineamientos indicados en la sección V.4 de este trabajo. La resistencia esperada a flexión de cada muro se resume en la Tabla VI-5.



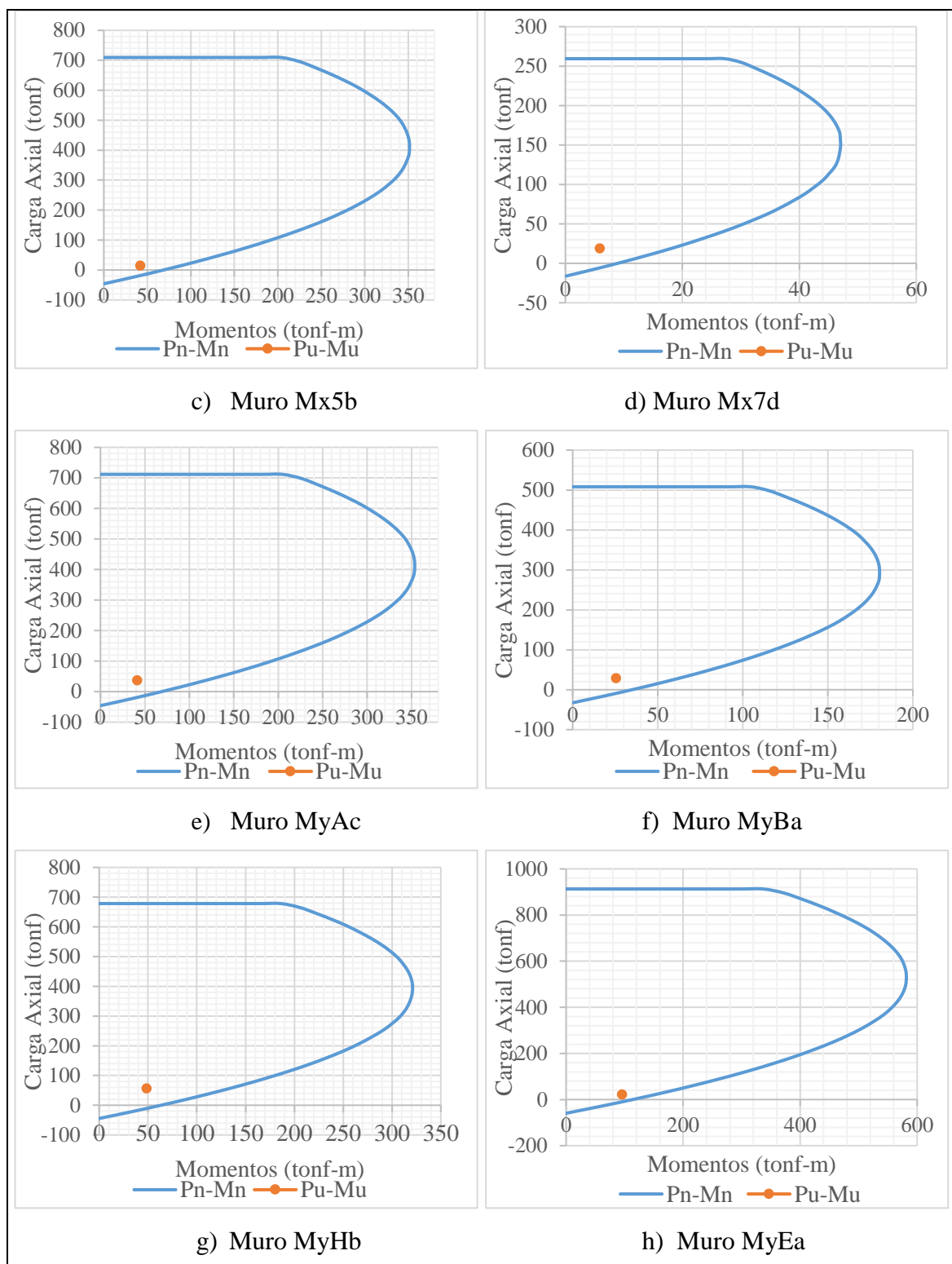


Figura VI-1: Curvas de interacción de los muros tomando en cuenta las propiedades esperadas de los materiales

Tabla VI-5: Resistencias esperadas a flexión de los muros (Q_{CE})

Muro	Q_{CE} (tonf-m)	Pu (tonf)
Mx4b	340	-27.16
Mx3b	70	-17.32
Mx5b	88	-14.59
Mx7d	18	-18.97
MyAc	120	-36.64
MyBa	65	-28.55
MyHb	130	-56.27
MyEa	160	-22.18

VI.5 Determinación de la Resistencia de Límite Inferior de los Muros

Las resistencias de límite inferior de los muros Q_{CL} se calculan bajo los mismos lineamientos indicados en la sección V.5 de este trabajo y los resultados se muestran en la Tabla V-8 anteriormente definida.

VI.6 Determinación de la Demanda de Ductilidad de los Muros

La Tabla VI-6 muestra el cálculo de la relación demanda capacidad (DCR) a flexión de los muros. La tabla muestra que el $DCR_{m\acute{a}x}$ es igual a 0.73. Al hacer referencia a la clasificación mostrada en la Tabla IV-9, la demanda de ductilidad de los muros es baja, pues el valor de $DCR_{m\acute{a}x}$ es menor a 2.

Tabla VI-6: Cálculo de la relación demanda capacidad (DCR)

Muro	Q_{UD} (tonf-m)	Q_{CE} (tonf-m)	DCR
Mx4b	247.14	340	0.73
Mx3b	39.52	70	0.56
Mx5b	41.88	88	0.48
Mx7d	5.89	18	0.33
MyAc	41.39	120	0.34
MyBa	25.62	65	0.39
MyHb	48.59	130	0.37
MyEa	95.93	160	0.60

VI.7 Criterios de Aceptación para las Acciones controladas por Deformación

De acuerdo a la Tabla V-10, y según los resultados obtenidos en el análisis de verificación del desempeño sísmico para seguridad de vida, donde se obtuvo que la condición $\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}}$ es menor a 0.1 y la condición $\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$ es menor a 4, el factor m para prevención al colapso es igual a 4.

La Tabla VI-6 muestra la verificación de la flexión mediante el cálculo de $m\kappa Q_{CE}$. Como puede observarse, en todos los muros se cumple la condición de que $m\kappa Q_{CE} > Q_{UD}$, y el factor de utilización mayor es de solo 0.18 para el muro Mx4b. Por lo tanto la estructura cumple con el nivel de desempeño de prevención al colapso.

Tabla VI-7: Verificación de la flexión, acción controlada por deformación

Muro	Q_{UD} (tonf-m)	Q_{CE} (tonf-m)	m	κ	$m\kappa Q_{CE}$ (tonf-m)	$Q_{UD} / m\kappa Q_{CE}$
Mx4b	247.14	340	4	1	1360	0.18
Mx3b	39.52	70	4	1	280	0.14
Mx5b	41.88	88	4	1	352	0.12
Mx7d	5.89	18	4	1	72	0.08
MyAc	41.39	120	4	1	480	0.09
MyBa	25.62	65	4	1	260	0.10
MyHb	48.59	130	4	1	520	0.09
MyEa	95.93	160	4	1	640	0.15

VI.8 Criterios de Aceptación para las Acciones controladas por Fuerza

La Tabla VI-7 muestra el cálculo de κQ_{CL} y el factor de utilización. Como puede observarse en todos los muros se cumple la condición de que $\kappa Q_{CL} > Q_{UF}$, y el factor de utilización mayor es de solo 0.58 para el muro Mx4b. Por lo tanto, la estructura cumple con el nivel de desempeño de prevención al colapso.

Tabla VI-8: Verificación del corte, acción controlada por fuerza

Muro	Q_{UF} (tonf)	Q_{CL} (tonf)	κ	κQ_{CL} (tonf)	Q_{UF} / κQ_{CL}
Mx4b	81.47	140.83	1	140.83	0.58
Mx3b	27.08	52.81	1	52.81	0.51
Mx5b	33.24	63.37	1	63.37	0.52
Mx7d	4.83	24.45	1	24.45	0.20
MyAc	31.08	61.61	1	61.61	0.50
MyBa	15.47	44.01	1	44.01	0.35
MyHb	32.96	60.44	1	60.44	0.55
MyEa	40.62	94.83	1	94.83	0.43

VII. CONCLUSIONES

En este trabajo se evaluó el desempeño sísmico de un edificio de muros hormigón armado de tres pisos, utilizando el procedimiento lineal del ACI 319.1-17. Las conclusiones principales de este trabajo son las siguientes:

El edificio en estudio fue modelado en ETABS y se diseñó de acuerdo a la norma NEC 2015. El periodo del edificio fue $T=0.060$ seg. La deriva máxima inelástica fue 0.022% en la dirección X y 0.016% en la dirección Y. Adicionalmente, en el diseño a corte de los muros se obtuvo que con una cuantía mínima de $\rho = 0.0024$, el factor de utilización máximo fue de 0.25 para el muro Mx4b.

El desempeño del edificio de estudio se evaluó usando el análisis modal espectral que permite el código ACI 369.1-17 para dos estados límite: seguridad de vida (cuyo periodo de retorno es 475 años) y prevención al colapso (cuyo periodo de retorno es 2500 años). Los espectros elásticos para cada uno de los estados límite se construyeron según lo indica la norma NEC 2015. Los espectros fueron construidos para un periodo de retorno de 72, 225, 475 y 2500 años. Para construir los espectros con diferentes periodos de retorno, se utilizaron valores de aceleración máxima del suelo (PGA - Peak Ground Acceleration) de la curva de peligro sísmico para la ciudad de Quito. Adicionalmente, se interpolaron linealmente los factores de amplificación F_a , F_d y F_s para suelo tipo C, en función del valor del PGA obtenido. Estos factores se usan para construir los espectros elásticos.

Para realizar el análisis modal espectral según el ACI 369.1-17 se utilizó la rigidez efectiva en losas y muros. El periodo del edificio aumentó de 0.060 seg al utilizar la rigidez bruta a 0.101 seg al utilizar rigidez efectiva.

En este estudio se consideró la fuerza de corte en los muros como una acción controlada por fuerza porque los muros de espesor reducido armados con malla electrosoldada tendrán una falla de tensión diagonal frágil. Considerar el corte en los muros como una acción controlada

por fuerza discrepa de las recomendaciones del ACI 369.1-17, que sugiere considerar el corte como una acción controlada por deformación.

En este estudio se consideró el momento de los muros como una acción controlada por deformación y la carga axial de los muros como una acción controlada por fuerza, de acuerdo al ACI 369.1-17.

De la evaluación del desempeño del edificio se pudo concluir que el edificio cumple satisfactoriamente con los criterios de aceptación del código ACI 369.1-17 tanto para la condición de seguridad de vida como para prevención del colapso. Por lo tanto el desempeño sísmico de la estructura frente a sismos de gran magnitud se considera adecuado.

En este estudio se verificó que las acciones de flexión y corte de los muros cumplan con los criterios de aceptación del código ACI 369.1-17. La carga axial de los muros no se verificó pues no lo dispone el código ACI 369.1-17.

En la verificación del desempeño para el nivel de seguridad de vida se obtuvo que la máxima relación demanda capacidad ($DCR_{máx}$) a flexión de los muros fue de 0.43. Por lo tanto, en base a la clasificación de ductilidad indicada en el código ACI 369.1-17 los muros tienen una demanda de ductilidad baja. El factor m utilizado en este caso fue de 2.5, porque los muros tienen baja demanda de carga axial y baja demanda de esfuerzo de corte. El diseño a flexión de los muros cumple con los criterios de aceptación propuestos en el ACI 369.1-17, y el factor de utilización máximo fue de 0.17. El diseño a corte de los muros cumple también con los criterios de aceptación propuestos en el ACI 369.1-17, y el factor de utilización máximo fue de 0.34.

En la verificación del desempeño para el nivel de prevención al colapso se obtuvo que la máxima relación demanda capacidad ($DCR_{máx}$) a flexión de los muros fue de 0.73. Por lo tanto, en base a la clasificación de ductilidad indicada en el código ACI 369.1-17 los muros tienen una demanda de ductilidad baja. El factor m utilizado en este caso fue de 4, porque los muros tienen baja demanda de carga axial y baja demanda de esfuerzo de corte. El diseño

a flexión de los muros cumple con los criterios de aceptación propuestos en el ACI 369.1-17, y el factor de utilización máximo fue de 0.18. El diseño a corte de los muros también cumple con los criterios de aceptación propuestos en el ACI 369.1-17, y el factor de utilización máximo fue de 0.58.

Dado que en la verificación del desempeño para los dos estados límites, el factor de utilización a corte fue mayor que el factor de utilización a flexión, se espera que el comportamiento del edificio este contralado por corte y no por flexión.

Finalmente, en base a las verificaciones de desempeño realizadas y a los bajos valores de los factores de utilización, se concluye que la estructura cumple con la filosofía de diseño establecida en la NEC 2015. Se esperaría un nivel de daño mínimo en los elementos estructurales, ante sismos poco frecuentes y sismos severos que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

AGUIAR, R., & MIELES, Y. (2018). Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 21(3). doi: 10.24133/riie.v21i3.601

American Concrete Institute (2014). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318S-14) y Comentario. United States of America.

American Concrete Institute (2017). Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings (ACI 369.1-17) and Commentary. United States of America.

American Society of Civil Engineers (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17). United States of America.

American Society of Civil Engineers (2017). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16). United States of America.

HUBE, M., SANTA MARÍA, H., ARROYO, O., VARGAS, A., ALMEIDA, J., & LOPEZ, M. (2020). Seismic performance of squat thin reinforced concrete walls for low-rise constructions. *Earthquake Spectra*, 36(3), 1074-1095. doi: 10.1177/8755293020906841.

Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015). NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas). Ecuador.

Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015). NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente. Ecuador.

TORRES, J., VÁSQUEZ, D., (2021). Análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura especial de hormigón armado de 4 pisos ubicada en la ciudad de Cuenca-Ecuador. Tesis Ingeniería Civil, Universidad del Azuay, Ecuador.

ANEXOS

ANEXO A: DISEÑO A CORTE DE CADA MURO

Muro	L(cm)	hw/lw	αc	ϕ	Vu (ton)	Acv (cm ²)	ϕV_n (ton)	Vu/ ϕV_n
Mx2a	190	4.0	0.53	0.75	5.42	1900	27.87	0.19
Mx2b	190	4.0	0.53	0.75	5.42	1900	27.87	0.19
Mx3a	270	2.8	0.53	0.75	7.14	2700	39.61	0.18
Mx3b	270	2.8	0.53	0.75	7.14	2700	39.61	0.18
Mx4a	300	2.5	0.53	0.75	8.05	3000	44.01	0.18
Mx4b	600	1.3	0.80	0.6	20.80	6000	84.50	0.25
Mx4c	300	2.5	0.53	0.75	8.05	3000	44.01	0.18
Mx5a	324	2.3	0.53	0.75	8.53	3240	47.53	0.18
Mx5b	324	2.3	0.53	0.75	8.52	3240	47.53	0.18
Mx6a	280	2.7	0.53	0.75	5.28	2800	41.08	0.13
Mx7a	125	6.0	0.53	0.75	1.18	1250	18.34	0.06
Mx7b	125	6.0	0.53	0.75	1.51	1250	18.34	0.08
Mx7c	125	6.0	0.53	0.75	1.59	1250	18.34	0.09
Mx7d	125	6.0	0.53	0.75	1.23	1250	18.34	0.07
MyAa	270	2.8	0.53	0.75	7.88	2700	39.61	0.20
MyAc	315	2.4	0.53	0.75	7.55	3150	46.21	0.16
MyBa	225	3.4	0.53	0.75	3.80	2250	33.01	0.12
MyCa	100	7.6	0.53	0.75	1.12	1000	14.67	0.08
MyDa	154	4.9	0.53	0.75	2.38	1540	22.59	0.11
MyEa	404	1.9	0.80	0.6	10.05	4040	56.90	0.18
MyFa	140	5.4	0.53	0.75	1.45	1400	20.54	0.07
MyFb	309	2.4	0.53	0.75	8.14	3090	45.33	0.18
MyGa	300	2.5	0.53	0.75	9.14	3000	44.01	0.21
MyHa	140	5.4	0.53	0.75	1.45	1400	20.54	0.07
MyHb	309	2.4	0.53	0.75	8.13	3090	45.33	0.18
MyIa	404	1.9	0.80	0.6	10.03	4040	56.90	0.18
MyJa	154	4.9	0.53	0.75	2.37	1540	22.59	0.10
MyKa	100	7.6	0.53	0.75	1.11	1000	14.67	0.08
MyLa	225	3.4	0.53	0.75	3.78	2250	33.01	0.11
MyMa	270	2.8	0.53	0.75	7.84	2700	39.61	0.20
MyMc	315	2.4	0.53	0.75	7.50	3150	46.21	0.16