

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



**Evaluación para la rehabilitación estructural del actual Centro de
Investigación de la Universidad del Valle de Guatemala.**

Trabajo de graduación presentado por
Ángel Ricardo Gutiérrez del Valle
para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala
2018

**Evaluación para la rehabilitación estructural del actual Centro de
Investigación de la Universidad del Valle de Guatemala.**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



**Evaluación para la rehabilitación estructural del actual Centro de
Investigación de la Universidad del Valle de Guatemala.**

Trabajo de graduación presentado por
Ángel Ricardo Gutiérrez del Valle
para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

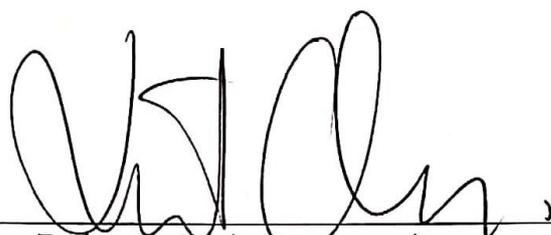
Guatemala
2018

Vo. Bo.

(f): 

(Ing. Hugo Enrique Pallais Beteta)

Tribunal examinador:

(f): 

(Ing. Roberto Godo Levensen)

(f): 

(Ing. Luis Alberto Díaz Coto)

(f): 

(Ing. Hugo Enrique Pallais Beteta)

Fecha de aprobación: Guatemala, 6 de diciembre del 2018

PREFACIO

La ciudad de Guatemala se está enfrentando con un grave problema en cuanto al uso del espacio disponible para la construcción y el desarrollo de obras civiles. Lo anterior, sumado a la sismicidad que posee el país, ha traído como consecuencia la rehabilitación de estructuras existentes para darles una “segunda vida útil” y así ahorrar costos de demolición o la compra de terrenos existentes para los desarrolladores. Este tipo de nuevas estructuras rehabilitadas son muy comunes en los lugares más antiguos de la ciudad capital, tales como la zona 1 o la zona 4.

El surgimiento de estructuras rehabilitadas para darles nuevos usos debe tener un respaldo estructural antes de que abran sus puertas nuevamente a los nuevos usuarios. Las evaluaciones en estructuras construidas bajo códigos y normas no vigentes deben ser indispensables para determinar su capacidad para acomodar el nuevo uso. El presente trabajo muestra la primera evaluación a considerar en cualquier estructura que desea ser analizada para su rehabilitación o remodelación.

Para su rehabilitación, se seleccionó una estructura modelo, siendo esta el Centro de Investigaciones de la Universidad del Valle de Guatemala. Dentro de los trabajos realizados se encuentran: la recopilación de la información disponible (planos arquitectónicos y estructurales), mediciones en campo para determinar la resistencia de los materiales de la estructura existente, el análisis estructural de la edificación bajo las normas, códigos y especificaciones vigentes, y una verificación estructural rápida para su rehabilitación.

Quiero agradecer primeramente a Dios por darme la oportunidad de cumplir con una meta más a través de las múltiples bendiciones que veo cada día manifestadas en mi vida. Agradezco a mis padres por permitirme estudiar en una casa de estudios tan prestigiosa como lo es la Universidad del Valle de Guatemala; por apoyarme económica, moral y emocionalmente; y por acompañarme en mis alegrías y tristezas a lo largo de mi carrera universitaria. Agradezco a mi hermano por ser un apoyo indispensable cuando más necesité de él y por estar dispuesto a impulsarme a alcanzar mis sueños. Agradezco a María Fernanda Cristales Polanco, por alegrarse conmigo, por apoyarme siempre, y por hacer de mí la persona que soy hoy.

Agradezco a mis compañeros de estudios, con quienes tendré recuerdos que durarán toda la vida, por apoyarme y motivarme a esforzarme por conseguir lo que me propuse, pues este logro no hubiese sido posible sin su ayuda y compañerismo. Agradezco al ingeniero Roberto Godo, por ser un director de carrera que siempre estuvo dispuesto a ayudar y por siempre buscar la manera de innovar en áreas de conocimiento en las que ninguna otra facultad del país se ha atrevido a incursionar.

Agradezco a la empresa ProQuality, y a su gerente general, el ingeniero Estuardo Palencia, por el constante apoyo que recibí de su parte con los equipos utilizados en las diferentes pruebas realizadas a lo largo la elaboración de este trabajo de graduación. Sin su apoyo, las pruebas no hubiesen podido ser posibles.

Finalmente, agradezco a mi catedrático y asesor, el ingeniero Hugo Pallais, por compartir su conocimiento conmigo, por estar siempre dispuesto a enseñar y por sus múltiples exhortaciones a buscar siempre ser un mejor profesional para dejar a las futuras generaciones un mejor país. Finalmente, agradezco a todos los catedráticos que me impartieron clases durante este corto tiempo, pues es gracias a las herramientas impartidas por ellos que mi formación profesional fue posible.

CONTENIDO

LISTA DE CUADROS	XI
LISTA DE FIGURAS	XIII
RESUMEN	XV
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. OBJETIVOS.....	2
III. MARCO TEÓRICO	3
A. Descripción de los códigos vigentes	3
1. Métodos de diseño.....	3
2. Normas de seguridad estructural	6
3. ACI 318-14.....	6
4. ASCE 41-17	7
5. ASCE 7-16.....	7
B. Amenaza sísmica	7
1. Causas de los terremotos	7
2. Lugares de ocurrencia	9
3. Medición de la severidad de un terremoto	10
4. Frecuencia de los sismos	12
5. Efectos de los terremotos	13
6. Efectos de los terremotos sobre estructuras	14
C. Ingeniería sísmica	15
1. Propiedades dinámicas importantes de las estructuras.....	15
2. Análisis por historial de respuesta de tiempo.....	19
3. Análisis por carga estática equivalente	20
4. Análisis por respuesta modal espectral	24

D.	Irregularidades en estructuras	27
1.	Irregularidades en planta	28
2.	Irregularidades en elevación.....	29
E.	Tipologías estructurales	29
1.	Sistema E1 – Estructura de marcos simples.....	30
2.	Sistema E2 – Estructura de muros (estructura de cajón).....	30
3.	Sistema E3 – Estructura combinada.....	30
4.	Sistema E4 – Estructura dual	31
5.	Sistema E5 – Soportes en voladizo y naves	31
6.	Sistema E6 – Péndulo invertido	31
F.	Pruebas no destructivas al concreto.....	31
1.	Prueba del martillo de rebote	32
2.	Inspección del concreto con georradar.....	34
G.	Rehabilitación sísmica	36
1.	Objetivos de la rehabilitación.....	36
2.	Niveles de desempeño.....	39
H.	Evaluación según la etapa 1 del código ASCE 41-17	42
IV.	MARCO PRÁCTICO.....	45
A.	Descripción de la estructura.....	45
B.	Cálculos necesarios del análisis de la etapa 1	49
C.	Uso de listas de verificación para análisis de la etapa 1	60
D.	Análisis estructural utilizando la herramienta de software ETABS	61
1.	Análisis de la estructura original.....	61
2.	Análisis de la estructura modificada	67
E.	Pruebas no destructivas realizadas a la estructura	70

1.	Prueba con martillo de rebote.....	70
2.	Prueba con georradar.....	71
V.	DISCUSIÓN.....	74
VI.	CONCLUSIONES.....	76
VII.	RECOMENDACIONES	77
VIII.	BIBLIOGRAFÍA	79
IX.	ANEXOS	82
A.	Memoria de cálculo para el análisis modal espectral.....	82
B.	Memoria de cálculo para el análisis modal espectral modificado	84
C.	Lista de verificación básica para el Centro de Investigaciones	86
D.	Lista de verificación estructural para el Centro de Investigación	87
E.	Lista de verificación no estructura para el Centro de Investigaciones.....	89
F.	Posición del acero de refuerzo en elementos estructurales.....	95
G.	Resultados de la prueba con martillo de rebote	98
H.	Cargas distribuidas sobre las losas.....	100

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1 – Escala de Mercalli Modificada	12
Cuadro 2 – Derivas máximas permisibles	23
Cuadro 3 – Derivas últimas permisibles según NSE 3-17	24
Cuadro 4 – Tipo de fuente sísmica	26
Cuadro 5 – Factores Kd de acuerdo con nivel de sismo	27
Cuadro 6 – Selección de listas de chequeo para la etapa 1.....	51
Cuadro 7 – Coeficientes de aceleración de sitio para el municipio de Guatemala.....	51
Cuadro 8 – Coeficiente de sitio para período corto, Fa	52
Cuadro 9 – Coeficiente de sitio para período de 1 segundo, Fv	53
Cuadro 10 – Factor de importancia por categoría de riesgo para cargas sísmicas	54
Cuadro 11 – Riesgo basado en el parámetro de aceleración de respuesta de período corto	55
Cuadro 12 – Categorización de riesgo basado en el parámetro de aceleración de respuesta de período largo.....	55
Cuadro 13 – Período fundamental de la estructura para las direcciones X y Y	56
Cuadro 14 – Cálculo de la aceleración espectral para las direcciones X y Y.....	56
Cuadro 15 – Peso sísmico de la estructura según ASCE 41-17	56
Cuadro 16 – Factor de modificación C.....	57
Cuadro 17 – Cortante basal de la estructura.....	57
Cuadro 18 – Distribución del cortante basal en los distintos niveles para las direcciones X y Y	58
Cuadro 19 – Momento de inercia y área de sección transversal permitida para análisis elástico al nivel de carga mayorada	58
Cuadro 20 – Cálculo de derivas laterales por piso en el eje x	59
Cuadro 21 – Cálculo de derivas laterales por piso en el eje y	59

Cuadro 22 – Cálculo de esfuerzos cortantes para columnas	59
Cuadro 23 – Cálculo de esfuerzos axiales para columnas del primer nivel	60
Cuadro 24 – Secciones transversales de elementos estructurales.....	64
Cuadro 25 – Revisión de derivas laterales con los valores de ETABS	67
Cuadro 26 – Revisión de derivas laterales modificadas con los valores de ETABS.....	69

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Placas tectónicas a nivel mundial.....	8
Figura 2 – Tipos de fallas geológicas	9
Figura 3 – Fallas en Guatemala	10
Figura 4 – Modelo de una estructura de un grado de libertad	17
Figura 5 – Modelo de una estructura con múltiples grados de libertad.....	18
Figura 6 – Esquema general del martillo de rebote	32
Figura 7 – Vista en elevación de la antena del StructureScan Mini	35
Figura 8 – Vista en planta de la antena del StructurScan Mini	36
Figura 9 – Diagrama de flujo para la evaluación de etapa 1	44
Figura 10 – Ubicación del edificio II.....	47
Figura 11 – Junta de dilatación entre el edificio II y el módulo de gradas.....	48
Figura 12 – Clasificación del nivel de sismicidad para Guatemala.....	50
Figura 13 – Distancia entre ejes horizontales y verticales vistos en planta.....	61
Figura 14 – Distancias entre pisos de la estructura	62
Figura 15 – Especificaciones del concreto en ETABS.....	62
Figura 16 – Especificaciones del acero en ETABS.....	63
Figura 17 – Modelo estructural 3D en ETABS	65
Figura 18 – Espectro de diseño para el edificio II.....	66
Figura 19 – Verificación de resistencia de los elementos en ETABS	67
Figura 20 – Modelo estructura 3D modificada en ETABS	68
Figura 21 – Espectro de diseño para el edificio II modificado.....	68
Figura 22 – Verificación de resistencia de los elementos de la estructura modificada en ETABS	69
Figura 23 – Calibración del esclerómetro con yunque de calibración	70
Figura 24 – Realización de la prueba con esclerómetro.....	71

Figura 25 – Fotografía del georradar StructureScan Mini HR	72
Figura 26 – Evaluación del acero de refuerzo en las columnas.....	73
Figura 27 – Evaluación del acero de refuerzo en las vigas	73
Figura 28 – Acero de refuerzo en columna E-3 del primer nivel	95
Figura 29 – Acero de refuerzo en viga entre E-3 y E-2 del primer nivel	95
Figura 30 – Acero de refuerzo en columna F-3 del segundo nivel.....	96
Figura 31 – Acero de refuerzo en viga entre F-3 y F-2 del segundo nivel.....	96
Figura 32 – Acero de refuerzo en columna F-3 del tercer nivel.....	97
Figura 33 – Acero de refuerzo en viga entre F-3 y F-2 del tercer nivel	97

RESUMEN

El proyecto de investigación tiene como finalidad evaluar una estructura existente para una posible ampliación de esta. La evaluación brindará información valiosa para determinar deficiencias de la edificación para así proponer posibles actualizaciones de la misma. Este proyecto se lleva a cabo en la Universidad del Valle de Guatemala, en su campus central.

El proyecto se realizó a lo largo del segundo semestre del año 2018 y se dividió en tres etapas principales:

La primera etapa tiene por objeto la investigación teórica de todo lo referente a la rehabilitación de estructuras existentes. De igual manera, esta investigación abarcó los aspectos sísmicos considerados en el país, así como los requisitos mínimos establecidos para asegurar el desempeño óptimo de una estructura de marcos a momento de concreto reforzado.

La segunda etapa consiste en la aplicación de los conceptos de rehabilitación en una estructura existente. Para este proyecto, se evaluó el edificio del Centro de Investigaciones de la Universidad del Valle de Guatemala. Esto llevó a conocer la calidad de la estructura y posibles deficiencias que haya en ella.

Por último, la tercera etapa tiene por objeto la determinación del desempeño actual de la estructura, así como posibles mejoras para realizar la ampliación deseada en el edificio. Esto será posible a través del análisis realizado en la segunda etapa del proyecto, así como interpretando los resultados de las pruebas no destructivas realizadas tanto al concreto como al acero de refuerzo dentro de la estructura.

I. INTRODUCCIÓN

Nuestra civilización avanza en la medida en que la tecnología también lo hace, pues las nuevas investigaciones permiten que se desarrollen los países y sus habitantes se vean beneficiados por ellas. Esto es beneficioso para el ámbito de la construcción también, pues las múltiples investigaciones realizadas a lo largo de los años han permitido que se creen nuevos códigos y normas para que buscan un mejor desempeño de los materiales y de los suelos, así como un mejor comportamiento sísmico y, a su vez, un beneficio económico.

Dada su posición geográfica y geológica, Guatemala ha experimentado terremotos de gran magnitud y severidad que han afectado varias partes de la región, como lo fue el terremoto del año 1976 y el más reciente del año 2012. Cada uno de estos sismos ha aportado información a la creación de una zonificación de amenaza sísmica, la cual describe la probabilidad de un sismo de exceder su magnitud esperada en un tiempo determinado.

Es necesario, entonces, prevenir y reducir de manera eficiente cualquier efecto sísmico negativo que pudiese ocurrir sobre estructuras nuevas, así como estructuras existentes. Los códigos de diseño siempre están en constante actualización, lo que obliga a realizar revisiones en estructuras previamente construidas para así comprobar que siguen cumpliendo con los nuevos, especialmente si se busca someter a la estructura a algún tipo de remodelación o cambio de uso.

Este análisis busca determinar si el Centro de Investigaciones de la Universidad del Valle de Guatemala cumple con los criterios actuales de diseño. Para ello, se debe revisar los documentos existentes de manera detallada, así como realizar una inspección en campo para comprobar que lo especificado en los documentos haya sido ejecutado conforme a las solicitudes del diseño. Se cuenta también con una serie de cálculos con los que se revisa los esfuerzos en distintos elementos de la estructura. Finalmente, se realiza un modelo computacional basado en elementos finitos que simula las cargas sísmicas a las que está sometida la edificación.

II. OBJETIVOS

A. Objetivo general

1. Evaluar la viabilidad de una futura ampliación para el edificio del Centro de Investigaciones de la Universidad del Valle de Guatemala mediante el procedimiento de evaluación sísmica definido por el código ASCE 41-17 y bajo los parámetros de diseño establecidos por el código ACI 318-14 y las Normas de Seguridad Estructural NSE de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.

B. Objetivos específicos

1. Determinar las posibles deficiencias del diseño del edificio II-2 de la Universidad del Valle de Guatemala mediante un análisis simplificado.
2. Realizar pruebas no destructivas para evaluar la resistencia mínima a la compresión del concreto y la localización del acero de refuerzo de la estructura existente para poder verificarlas con relación a la planificación correspondiente.
3. Sugerir posibles ampliaciones consideradas y reforzamientos requeridos dada la situación actual de la estructura.

III. MARCO TEÓRICO

A. Descripción de los códigos vigentes

Los códigos de diseño estructural, en los Estados Unidos, tienen su origen en las décadas iniciales del siglo XX. En estas fechas, las organizaciones individuales de construcción se encargaban de diseñar de acuerdo con su propio criterio y esto logró que las autoridades no tuvieran métodos de comparación para saber si una estructura era segura o no. Estas entidades gubernamentales se vieron en la necesidad de promulgar reglas que fueran aplicables a todos los proveedores de diseño estructural bajo su jurisdicción. Estas reglas, o códigos, se crearon con la finalidad de definir criterios mínimos para un diseño seguro (Galambos, 2006).

El código de construcción adoptado en la mayor parte de los Estados Unidos es el International Code Council, *International Building Code (IBC)*. Este establece regulaciones mínimas para sistemas de construcción utilizando la perspectiva y provisiones de desempeño. El código provee requisitos para resguardar la salud pública, seguridad, y bienestar a través de provisiones de resistencia estructural, sanitización, iluminación, ventilación, fuego y otros peligros. Para que su relevancia se mantenga, este código es actualizado cada tres años (Williams, 2011).

Para Guatemala, actualmente los códigos de diseño vigentes y aceptados legalmente son los dados por la Asociación de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) en sus Normas de Seguridad Estructural (NSE) en sus versiones del 2017, así como algunos códigos referenciados en las mismas, tales como el ACI 318-14 para el caso de elementos de concreto, y el ASCE 7-16 para los parámetros generales de edificios (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017).

1. Métodos de diseño

Con el desarrollo de los códigos de diseño, fue necesario establecer metodologías de diseño para distintas situaciones. Hasta los primeros años de la década de 1960, el diseño estructural en Estados Unidos se basaba en el *diseño por esfuerzos permisibles*, conocido también como WSD (*Working Stress Design*) por sus siglas en inglés. (McCormac & Brown, 2011).

Sin embargo, a partir de esta década, nuevos métodos de diseño surgieron por distintas necesidades que se tenían en el mercado. Fue gracias al surgimiento de estos nuevos métodos de diseño que en la actualidad se tiene dos principales, los cuales son el *diseño por resistencia* (LRFD por sus siglas en inglés) y el *diseño por esfuerzos admisibles* (ASD, por sus siglas en inglés). Para estructuras de concreto, el más popular es el diseño por resistencia (McCormac & Brown, 2011).

a. Allowable stress design (ASD)

El *diseño por esfuerzos admisibles* es más común dentro del diseño estructural en acero. Este método se basa en principios de estado límite, el cual proporciona las fronteras de utilidad de la estructura. Existen dos estados límite principales: el de resistencia y el de servicio. El primero se refiere a la capacidad del elemento de soportar una carga, mientras que el segundo define el comportamiento de la estructura (McCormac & Csernak, 2013).

El método ASD calcula las cargas de servicio de la misma manera que el método LRFD. La diferencia radica en las combinaciones de carga que el método considera más desfavorables para que ocurran al mismo tiempo. Las cargas de servicio se acumulan, tal como estén, para diversos escenarios posibles y los mayores obtenidos de estas combinaciones serán los que se utilizan para calcular las fuerzas en los miembros. Para verlo de una manera matemática, se tiene que:

$$\frac{\text{Resistencia nominal del miembro}}{\text{Factor de seguridad } \Omega} \geq \text{Mayor fuerza calculada en el miembro, } R_a$$

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq R_a$$

(McCormac & Csernak, 2013)

El cálculo de las cargas combinadas que se utilizan para calcular la situación más desfavorable posible no utiliza ningún factor de mayoración en las cargas, a diferencia del LRFD, como se verá más adelante. Incluso, en algunos casos, las cargas se multiplican por factores menores a 1. Sin embargo, si el proyectista considera que las cargas que actúan sobre la estructura deben ser mayores que las que se especifica en los diferentes códigos, como el ASCE 7-10, puede aumentarlas y justificar el por qué, para una mayor seguridad del diseñador (McCormac & Csernak, 2013).

El factor de seguridad Ω utilizado por el método ASD tiene como objetivo dar un margen entre la resistencia y la carga para reducir la probabilidad de falla hasta un valor aceptablemente pequeño. Este valor es generalmente mayor a 1.0 La resistencia nominal para un estado límite se divide dentro de este factor y este resultado se debe comparar con la condición aceptable de carga de servicio. Se ilustra esto con la ecuación siguiente, donde R_n es la resistencia nominal de la estructura, Ω es el factor de seguridad para el método ASD y Q_i es una de las N cargas de servicio en un grupo (McCormac & Csernak, 2013).

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq \sum_{i=1}^n Q_i$$

(McCormac & Csernak, 2013)

b. Diseño por el método de los factores de carga y resistencia (LRFD)

El *diseño por factores de resistencia* y carga es el más común en las estructuras de concreto. También es un método que trabaja bajo los supuestos de estado límite de servicio y resistencia. Sin embargo, este método ha sido adoptado, no solo en el diseño de estructuras de concreto, sino también en acero y madera gracias a la economización que ofrece en cuanto a materiales (McCormac & Brown, 2011).

Las cargas de servicio son calculadas tal y como se haría en el método ASD. Sin embargo, en este método, las combinaciones de carga difieren. Estas cargas calculadas deben multiplicarse por factores de carga que, por lo general, son mayores que 1. A esta nueva carga se le conoce como carga factorizada. De igual manera, de todas las combinaciones dadas por los diferentes códigos, se elige la más desfavorable para el diseño de los elementos estructurales. En este método también se toma en cuenta un factor ϕ , el cual reduce la resistencia nominal de los elementos, siendo este menor o igual que 1, y dependiendo de qué tipo de esfuerzo se requiera trabajar. Visto de manera matemática, tenemos:

$$\begin{aligned} & (\text{Factor de reducción } \phi)(\text{Resistencia nominal del miembro}) \\ & \geq \text{fuerza factorizada calculada en el miembro, } R_u \end{aligned}$$

$$\phi R_n \geq R_u$$

(McCormac & Csernak, 2013)

Para mostrar la manera en que el método LRFD busca la seguridad de la estructura de manera análoga a la del método ASD, existe una relación entre el factor Ω , del ASD, y el factor ϕ , del LRFD. Por lo general, $\Omega = \frac{1.5}{\phi}$. Podemos ver, entonces, que el método LRFD se resguarda de manera similar con la siguiente ecuación, donde R_n es la resistencia nominal de la estructura, ϕ es el factor de seguridad para el método LRFD, λ_i es el factor de carga y Q_i es una de las N cargas de servicio en un grupo.

$$\phi R_n \geq \sum_{i=1}^n \lambda_i Q_i$$

(McCormac & Csernak, 2013)

2. Normas de seguridad estructural

Las Normas de Seguridad Estructural (NSE) son presentadas por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) como una respuesta a la necesidad que hay en el país de tener normas que establezcan parámetros mínimos de diseño en cualquier tipo de estructura. En la presentación de estas normas, se establece que los principales objetivos de su existencia son: proteger la vida e integridad física de las personas que ocupan edificaciones o estructuras; proveer un mínimo de calidad estructural que preserve la integridad de la obra sujeta a sollicitaciones de cargas permanentes y cargas frecuentes; y proveer protección contra daños directos o indirectos causados por amenazas naturales (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017)

3. ACI 318-14

El código del Instituto Americano del Concreto llamado ACI 318-14 se utiliza principalmente en el diseño de edificios y otras estructuras de concreto reforzado o preesforzado. Este código presenta los requisitos mínimos de diseño para varios elementos de dicho material, en conjunto con un comentario sobre la mayoría de los artículos en él. Los comentarios son de suma importancia, pues explican de manera detallada toda la información relativa a los requisitos de diseño (McCormac & Brown, 2011).

4. ASCE 41-17

El código de la Asociación Americana de Ingenieros Civiles (ASCE, por sus siglas en inglés) 41-17 es un estándar para la revisión sísmica de estructuras existentes y su respectiva evaluación. La realización de esta nueva presentación del código 41 es un gran avance en la práctica de la evaluación sísmica. Combina los estándares anteriores de evaluación y rehabilitación del ASCE, tales como el ASCE 31-03, el cual lleva por nombre “Seismic evaluation of existing buildings”, y ASCE 41-06 (Pekelnicky, Hagen, & Martin, 2017).

5. ASCE 7-16

Este es otro código dado por la Asociación Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) y este tiene como principal objetivo establecer los parámetros básicos de diseño y solicitaciones mínimas que deben tener las estructuras por construir. Entre algunos de los parámetros cabe mencionar la asignación de cargas muertas, cargas vivas, cargas de sismo, entre otros. Su versión más reciente fue publicada en el año 2016, y es la que actualmente es aceptada, tanto en Estados Unidos, como en nuestro país, al ser referenciada varias veces en las normas de seguridad estructural (American Society of Civil Engineers, 2016).

B. Amenaza sísmica

Debido a las grandes fuerzas que un sismo es capaz de inducir a una estructura, es necesario que esta soporte dichas fuerzas evitando, en la medida de lo posible, el colapso de la misma, y de no lograrse, proteger la vida de los usuarios que la habitan. Para entender cómo una estructura es capaz de soportar cargas laterales tan grandes, es necesario tener un entendimiento básico de sismología y cómo esto puede convertirse en la mayor amenaza de una estructura (Hamburger, 2009)

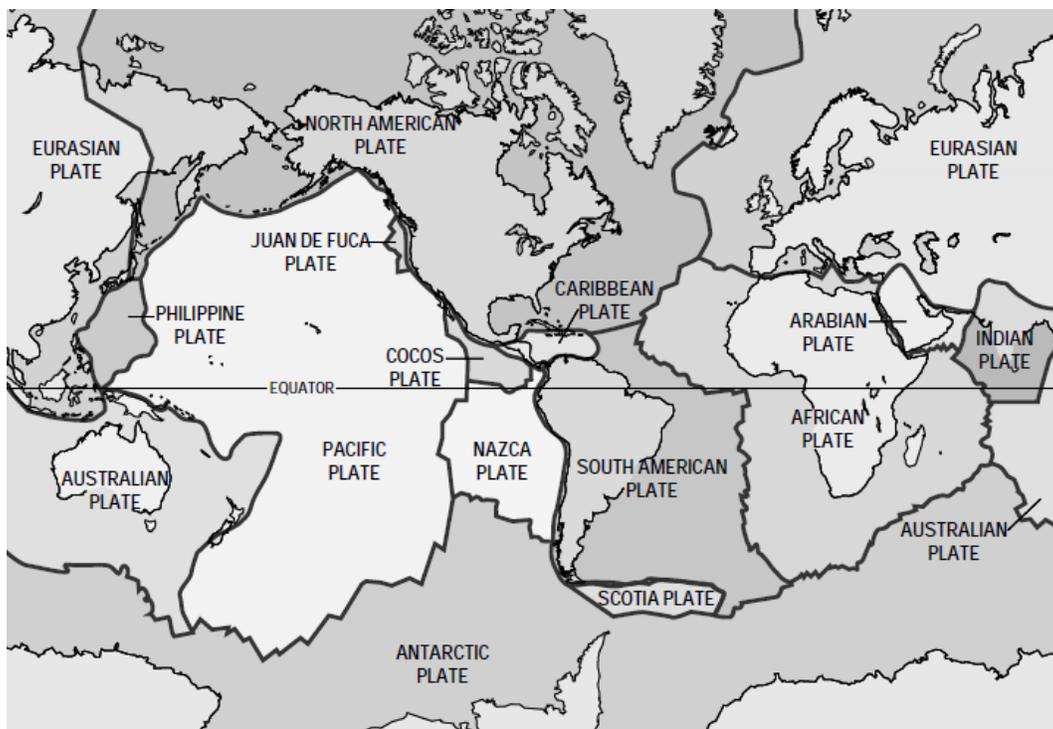
1. Causas de los terremotos

Los terremotos pueden ser causados por una gran cantidad de razones, entre ellas incluidas las explosiones subterráneas, movimiento del magma en los volcanes, e impactos de grandes objetos sobre el suelo. Sin embargo, la causa de los movimientos telúricos más fuertes es el movimiento de las placas tectónicas de la Tierra, derivado de la teoría de la tectónica de placas (Hamburger, 2009).

Las placas tectónicas son unidades sobre la corteza terrestre que se combinan o separan, destruyéndose total o parcialmente entre sí (ver figura 1). Están formadas por litosfera que contiene corteza continental u oceánica (Cardenas, 2014).

Bajo la influencia de la gravedad, la rotación, y la convección dentro del núcleo de la Tierra, las placas tectónicas se mueven constantemente y se empujan entre sí mismas, generando puntos de gran concentración de energía en los límites de cada placa. A lo largo del tiempo, la energía mantenida se libera debido a que se vence la fuerza de fricción que impedía que las placas se movieran. Al ocurrir esto, se forma un diferencial de movimiento repentino en la corteza terrestre, liberando la energía y causando así, los terremotos (Hamburger, 2009).

Figura 1 – Placas tectónicas a nivel mundial



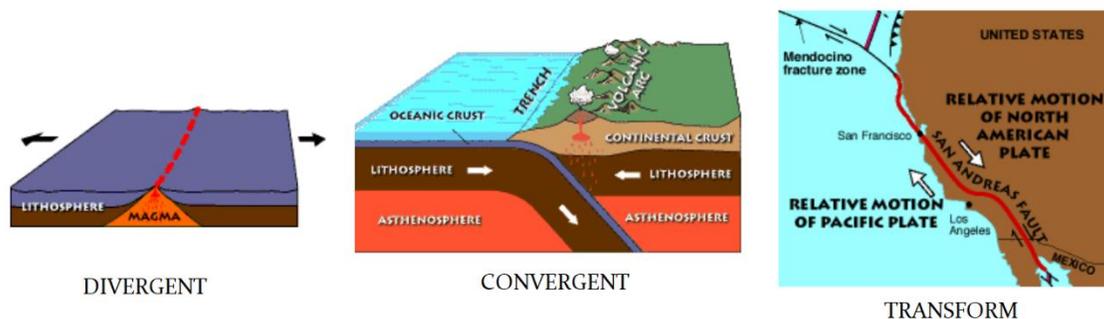
(United States Geological Survey)

2. Lugares de ocurrencia

Un evento sísmico puede ocurrir en cualquier lado. Sin embargo, la gran mayoría de ellos ocurre a lo largo de zonas débiles en la corteza terrestre llamadas fallas. En estos lugares han ocurrido terremotos con anterioridad por lo que es de esperarse que vuelva a ocurrir en cierto período de tiempo. Los sitios de riesgo cambian a lo largo de los años debido a los cambios en la corteza terrestre gracias a la actividad tectónica y geológica. Si se ha observado actividad geológica en un sitio en los últimos 11,000 años, se considera un sitio de falla activa. Sin embargo, puede ocurrir actividad sísmica en lugares de fallas que se consideran inactivas (Hamburger, 2009).

Existen varios tipos de fallas geológicas que existen entre las placas tectónicas. La primera es la falla divergente, en la cual los límites de dos placas tectónicas se separan una de la otra. Este tipo de falla se asocia a actividad sísmica y volcánica. Otro tipo de falla es la falla convergente, y esta ocurre cuando dos placas tectónicas colisionan entre ellas mismas, creando así una zona llamada zona de subducción, en donde una placa se mueve por debajo de la otra. Este tipo de falla es muy común en el océano, pero también existe en los continentes, como en los montes del Himalaya. Finalmente, existe la falla transformante, en la que dos placas tectónicas tienen un movimiento relativo una de la otra en direcciones horizontales opuestas. Una de las fallas más famosas es la falla de San Andrés, ubicada en la costa este de Estados Unidos (United States Geological Survey, 2014).

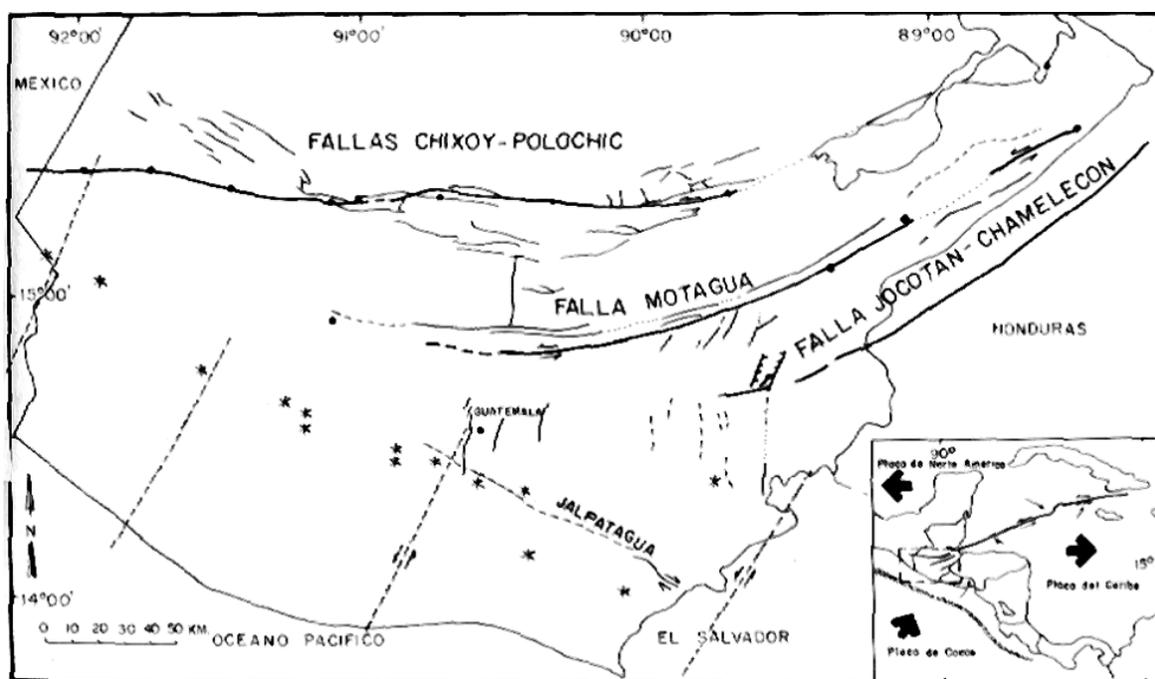
Figura 2 – Tipos de fallas geológicas



(United States Geological Survey)

El territorio guatemalteco está dividido entre tres placas tectónicas importantes: la de Cocos, la Norteamericana y la del Caribe. Es gracias a esta distribución que vemos un gran número de accidentes geográficos como montañas y volcanes a lo largo de todo el territorio nacional. Se observa que en la falla del Chixoy-Polochic Motagua está en contacto la placa Norteamericana con la del Caribe, y esta falla es de tipo transcurrente. El contacto que existe entre la placa de Cocos y la del Caribe es de tipo convergente, creando el fenómeno de la subducción. El área de contacto de estas dos placas se encuentra aproximadamente a 50 km frente a las costas del Océano Pacífico y da origen a gran cantidad de temblores y erupciones volcánicas. También se observa que genera fallamientos secundarios observables en: Jalpatagua, Mixco y Santa Catarina Pinula (Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, 2016).

Figura 3 – Fallas en Guatemala



(Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, 2016)

3. Medición de la severidad de un terremoto

Existen básicamente tres tipos de escalas para medir la severidad de un evento sísmico. A lo largo de la historia, el uso de estas escalas ha sido importante para conocer las magnitudes objetivas aproximadas de eventos pasados y así crear bases de datos útiles para

hoy en día. Las escalas utilizadas hoy en día por la comunidad científica y medios de comunicación son: la Escala de Richter, la Escala de Momento y, para los Estados Unidos y otros países, la Escala de Mercalli Modificada. Aunque las primeras dos dan valores objetivos de la energía liberada por un evento sísmico, la tercera puede ofrecer un estimado aproximado por su naturaleza descriptiva (Hamburger, 2009)

La escala de Richter fue una de las primeras utilizadas en la historia para medir la severidad de un evento sísmico. Se basaba en medir la magnitud con base en una onda sísmica estándar a una distancia estándar, observando cuánto se deflectaba un instrumento de medición. Este sistema desarrolló una escala logarítmica que podía medir magnitudes desde 0 hasta 9. Sin embargo, esta escala es raramente utilizada por científicos de la tierra para caracterizar terremotos, ya que cuando se presenta un evento, rara vez se encontrará a una distancia estándar. Esto lleva consigo una corrección que puede modificar los datos objetivos. De igual manera, con eventos sísmicos muy grandes, los instrumentos de medición no son capaces de medir correctamente la magnitud exacta del evento (Hamburger, 2009).

La escala utilizada por los científicos en los últimos 20 años es la Escala de Momento. Esta funciona con un cálculo directo de la energía liberada basada en el área de la superficie de falla que ha experimentado un movimiento, la cantidad de deslizamiento que ha ocurrido y el módulo de rigidez de la roca. Esta escala también ofrece una aproximación, pues es virtualmente imposible parametrizar de manera exacta el suelo. Para eventos sísmicos de magnitudes menores a 7 en la escala de Richter, la Escala de Momento dará valores muy parecidos (Hamburger, 2009).

Aunque las dos escalas mencionadas anteriormente dan un valor objetivo de la cantidad de energía liberada por un evento sísmico, es difícil describir el daño que el evento provocó sobre cierta región o lugar. Es por este motivo que, en los Estados Unidos y otros países, se utiliza la escala de Mercalli Modificada para describir el daño causado por un terremoto. Esta escala utiliza números romanos que van desde el I (terremotos no perceptibles) al X (terremotos que provocan devastación total). Como puede observarse en el cuadro 1, se utilizan números romanos para que no existan valores intermedios entre cada valor. Sin embargo, como se observa en el Cuadro 1, se puede obtener un rango de la aceleración del suelo aproximado dependiendo de la intensidad clasificada del evento sísmico. Aunque no

es del todo exacto, es una aproximación lo suficientemente cercana como para crear historiales y bases de datos útiles para probabilidades y otras aplicaciones (Hamburger, 2009).

Cuadro 1 – Escala de Mercalli Modificada

Intensidad	Vibración	Descripción/Daño
I	No sensible	Imperceptible excepto por pocos bajo condiciones muy específicas
II	Débil	Únicamente sensible por personas quietas, especialmente en pisos superiores
III	Débil	Sensible notoriamente por personas dentro de casas, especialmente en pisos superiores. Muchos no reconocen que es un terremoto. Carros parqueados pueden moverse un poco. Vibraciones similares al paso de un camión. Duración estimada
IV	Ligera	Sensible por varias personas adentro, afuera por unos cuantos en el día. En la noche, algunos despiertan. Platos, ventanas y puertas se mueven; paredes hacen ruido de ruptura. Sensación de
V	Moderada	Sensible por casi todos; muchos despiertan. Algunos platos y ventanas se rompen. Objetos inestables vuelcan. Relojes de péndulo pueden detenerse
VI	Fuerte	Sensible por todos, muchos asustados. Algunos muebles pesados se mueven; algunas planchas de yeso se derrumban. Daño leve.
VII	Muy fuerte	Daño despreciable en edificios bien diseñados y construidos; leve o moderado en estructuras ordinarias bien construidas; daño considerable en estructuras pobremente construidas; algunas chimeneas rotas.
VIII	Severo	Daño leve en estructuras especialmente diseñadas; considerable en estructuras ordinarias con colapsos parciales. Graves daños en estructuras pobremente construidas. Caída de chimeneas, columnas, monumentos, muros. Muebles pesados volcados
IX	Violento	Daños considerables en estructuras especialmente diseñadas; estructuras bien diseñadas de marcos fuera de plomo. Daños grandes en edificios sustanciales, con colapsos parciales. Edificios volcados desde los cimientos.
X	Extremo	Algunas estructuras de madera bien construidas destruidas; la mayoría de estructuras de mampostería y marcos destruidos con los cimientos. Rieles doblados.

(United States Geological Survey, 2018)

4. Frecuencia de los sismos

A lo largo del año ocurren miles de terremotos a nivel mundial. Sin embargo, la gran mayoría de estos son tan pequeños que no son perceptibles al ser humano, y por ello no se registran ni publican. Datos estadísticos han mostrado que, en un período de un año, ocurren aproximadamente dos terremotos de magnitud 7 en la escala de momento, mientras que uno mayor a magnitud 8 ocurre una vez cada diez años. Pequeños sismos liberan pequeñas cantidades de energía acumuladas en la superficie de la Tierra, la cual puede ser acumulada en pocos años o décadas. Por el otro lado, sismos grandes liberan cantidades de energía grandes, la cual pudo haber sido acumulada durante varios siglos o, incluso, milenios. Los científicos de la Tierra han generado relaciones de recurrencia con los terremotos ocurridos en Estados Unidos y varios países. Estas son expresiones matemáticas que indican el tiempo

promedio, en años, entre ocurrencias de terremotos de cierta magnitud. Estas expresiones se generan utilizando datos históricos para una región o falla en particular. Para dar un ejemplo, la falla de San Andreas, una de las más grandes de Estados Unidos, espera que ocurra un evento sísmico de magnitud 8 en la escala de momento, o mayor, una vez cada 300 años (Hamburger, 2009).

5. Efectos de los terremotos

La principal manifestación de un terremoto son los desplazamientos que puede sufrir el suelo. Estos desplazamientos pueden ser horizontales, verticales, o una combinación de ambos, y van desde unos cuantos centímetros hasta varios metros. Las fuerzas producidas por estos desplazamientos son tan grandes que no existe manera de evitar el colapso de una estructura ante ellas. La mejor estrategia para evitar este tipo de tragedias es no construir sobre fallas conocidas. Sin embargo, en algunos casos es imposible evitar la construcción de alguna obra civil sobre ellas, como lo son las carreteras o líneas de tubería (Hamburger, 2009).

Al saber que la mayoría de las estructuras no se construyen sobre las fallas de la Tierra, el factor que sí las afecta son las ondas de energía que viajan a través del suelo hacia los lugares donde sí hay estructuras. Estas ondas producen vibraciones violentas en los suelos. Las frecuencias de estas ondas pueden variar desde 0.2 Hz hasta 100 Hz. Este factor es el que afecta a más del 90 % de todas las estructuras y es el principal daño considerado en los códigos de diseño (Hamburger, 2009).

Otro riesgo para las estructuras son los posibles daños que un terremoto puede causarle al suelo. Entre estos daños encontramos dos principales: la inestabilidad por deslizamientos y la inestabilidad por licuefacción. La inestabilidad por deslizamientos ocurre cuando un terreno con pendientes muy pronunciadas se ve afectado por un evento sísmico. El peligro con este tipo de terrenos y derrumbes es que pueden tener proporciones muy grandes, logrando arrastrar consigo residenciales completos. La licuefacción ocurre cuando el sismo afecta a suelos muy arenosos y estos se densifican. Si este suelo se encuentra saturado, las vibraciones del suelo harán que todo el material granular baje y el agua que se encuentra en él suba, creando así erupciones pequeñas, sacando el agua de forma violenta del suelo. Con

todo esto en consideración, la capacidad soporte del suelo se ve afectada directamente, logrando que cualquier estructura cimentada allí colapse (Hamburger, 2009).

6. Efectos de los terremotos sobre estructuras

En una falla, el daño provocado a una estructura será el resultado de los desplazamientos laterales y verticales que tenga el suelo a la hora del sismo. Sin embargo, resistir los esfuerzos producidos por este tipo de evento es virtualmente imposible. Se puede evitar hasta cierto punto con varias opciones, como el uso de una cimentación profunda, como lo son los pilotes fundidos *in situ* o pilotes hincados de concreto reforzado, preesforzado o acero estructural, para encontrar un suelo estable que no se deformará tan fácilmente, o bien, que evite el efecto de la licuefacción sobre ellos. Las placas (también conocidas como losas) de cimentación también podrían funcionar ante deformaciones moderadas del suelo (Hamburger, 2009).

Sin embargo, el mayor daño producido a las estructuras debido a terremotos es generado por las vibraciones del suelo que las afectan directamente. Cuando las ondas llegan a los cimientos, estos vibrarán de forma parecida a las ondas. Debido a que cualquier estructura posee cierta masa, -y consecuentemente, inercia-, así como cierta flexibilidad, la estructura tendrá un retraso en su movimiento relativo al movimiento de la cimentación. Así mismo, la estructura, al poseer cierta rigidez, estas deformaciones se convertirán en fuerzas. Este proceso se repite varias veces durante un evento sísmico, y media vez este se detiene, el amortiguamiento de la estructura eventualmente disipará la energía dada a ella, y llegará nuevamente al reposo (Hamburger, 2009).

La cantidad de deformación que sufrirá una estructura ante un evento sísmico depende de las propiedades intrínsecas de la misma. Cada estructura tiene diferentes propiedades, por lo que no es de extrañarse que ante un suceso algunas estructuras sufran mucho más daño que otras estando tan próximas unas de otras. Cuando el terremoto afecta a la estructura, es capaz de modificar estas propiedades, y, por ende, amplificar las deformaciones y fuerzas que la estructura sufrirá. Los daños ocurren cuando los elementos reciben esfuerzos que sobrepasan ciertos límites. Para elementos masivos como muros de corte, el daño será casi inmediato debido a los altos esfuerzos de corte que experimentarán. Sin embargo, existen elementos capaces de mantener cierto nivel de resistencia por ser dúctiles, como lo son las riostras en edificios de acero o bien, las vigas en edificios de concreto (Hamburger, 2009).

Con todo esto en mente, aún en lugares de alta sismicidad, como lo es nuestro país, un evento sísmico severo es muy poco probable que ocurra. Es por ello que los códigos de diseño han adoptado cierta filosofía de diseño, para economizar en el diseño de elementos que, ante esfuerzos de sismos severos, serían exageradamente grandes y muy poco rentables. Sin embargo, existen cierto tipo de estructuras que deben resistir sismos de esta magnitud, por lo que la filosofía de diseño cambia. Estos edificios son hospitales, estaciones de emergencia, o cualquier estructura esencial para la recuperación de un evento sísmico (Hamburger, 2009).

C. Ingeniería sísmica

La ingeniería sísmica es una rama relativamente nueva que emerge de la combinación de conocimientos de ingeniería civil y ciencias geofísicas. Tuvo su auge de conocimiento a lo largo de todo el siglo XX. Su historia data desde los años 1600, con Robert Hooke, quien es conocido principalmente por la ley que lleva su nombre: la Ley de Hooke, y, al mismo tiempo, publicó en 1705 *Discourse of Earthquakes*, libro que habla de los primeros razonamientos de las razones geológicas de los sismos. Aunque al principio de su desarrollo no había distinción entre la ingeniería sísmica y la sismología, el término de ingeniería sísmica apareció por primera vez en el siglo XIX. Hoy en día, la ingeniería sísmica es de vital importancia para la construcción de estructuras que estarán en lugares donde existe gran riesgo de sismos, pues es gracias a ella que se puede diseñar estructuras capaces de trabajar de maneras predecibles ante las cargas tan altas a las que están sometidas inducidas por los sismos (Filiatrault, Tremblay, Christophoulos, Folz, & Pettinga, 2013).

1. Propiedades dinámicas importantes de las estructuras

La cantidad de deformación o respuesta que una estructura sufre en un evento sísmico es función de la fuerza de las propiedades dinámicas del suelo en vibración y de la estructura misma. Las propiedades dinámicas principales de importancia para la respuesta sísmica son las propiedades modales de la estructura y su amortiguamiento (Hamburger, 2009)

El tipo de estructura más sencilla es la estructura con un solo grado de libertad (SDOF, por sus siglas en inglés). El modelo matemático de este tipo de estructura se muestra en la figura 4. El estudio de este tipo de movimiento es de gran ayuda porque permite crear las soluciones de distintas condiciones de carga y promueve el entendimiento de estructuras más complejas (Filiatrault, Tremblay, Christophoulos, Folz, & Pettinga, 2013). Una estructura

SDOF tiene toda su masa concentrada en una posición única, y esta masa está restringida al movimiento en un solo plano espacial. Un clásico modelo de una estructura SDOF consiste en una masa concentrada, M , en la parte alta de una columna en voladizo. Si una fuerza, F , se aplica estáticamente a la masa, la columna se deformará lateralmente, permitiendo que la masa se desplace en la dirección en la cual se aplicó la fuerza. Si la columna tiene una rigidez, K , se desplazará una distancia x dada la ecuación

$$x = F/K$$

Si la masa se mantiene en equilibrio, la columna experimentará una fuerza cortante igual y opuesta a la fuerza externa aplicada. Si se quita la fuerza repentinamente, la estructura continuará ejerciendo una fuerza, $-F$, en la masa, lo que causará que la masa acelere de regreso a su posición de descanso. Mientras la masa se mueve hacia el centro de la columna, la fuerza en el elemento disminuirá hasta que la masa vuelva a su estado de reposo y la columna ya no tendrá ninguna fuerza cortante. Sin embargo, la masa, que ahora posee inercia, continuará moviéndose desde y hacia su posición inicial, en dirección opuesta a la original de la fuerza aplicada. En este proceso, la columna experimentará fuerzas de corte hacia la masa en oposición a la dirección del movimiento, y hará que la masa se mueva más lento hasta que llegue a una posición $-x$. Dada la inercia, la masa repetirá el movimiento, con amplitudes máximas x y $-x$ con una frecuencia natural dada por la siguiente expresión:

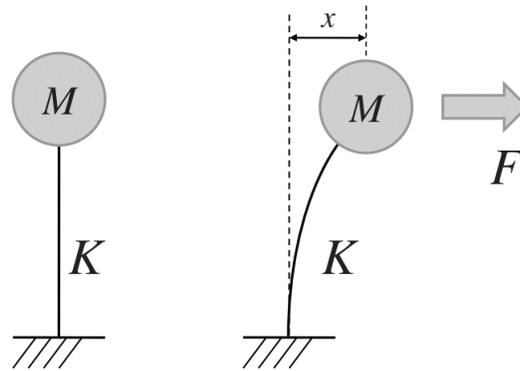
$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{Kg}{W}}$$

En esta ecuación, W es el peso de la masa M , g es la aceleración debida a la gravedad y la frecuencia f tiene unidades de ciclos por segundo (Hamburger, 2009)

En la ingeniería sísmica, es común usar la inversa de la frecuencia, conocida como período, definido como el tiempo que le toma a una estructura realizar un ciclo completo de vibración desde $+x$ hasta $-x$ y a $+x$ nuevamente. Este período se representa con la letra T y está dado por la ecuación

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{Kg}}$$

Figura 4 – Modelo de una estructura de un grado de libertad



(Hamburger, 2009)

Estructuras reales tendrán al menos tres grados de libertad dinámicos significativos en cada nivel, los cuales se componen en dos componentes de traslación horizontales ortogonales y una de rotación en el eje vertical. El modelo matemático de este tipo de estructuras se muestra en la Figura 5. El tipo de estructura SDOF representa estructuras con masas concentradas en el techo y puestas en el centro de masa de la estructura. La rigidez se debe calcular por separado para las dos direcciones ortogonales y, por ende, un período para cada una de ellas (Hamburger, 2009).

Sin embargo, existe un método de modelo matemático para estructuras de más de un nivel, conocido como estructuras de múltiples grados de libertad (MDOF por sus siglas en inglés). En este tipo de modelo, la masa se concentra en cada uno de los pisos de la estructura, y el centro de rigidez y de masa coinciden y se alinean verticalmente de piso en piso. En este tipo de análisis se desprecia los grados de libertad torsionales. Las estructuras de este tipo tendrán un modo natural de vibración, i , por cada grado de libertad, j . Cada modo de vibración tendrá un período único T_i , y una deformada única, ϕ_i . Los desplazamientos de cada modo de vibración son un vector que se representa con el símbolo $\phi_{i,j}$, donde i es el número de modo y j es el grado de libertad. Para cada forma del modo natural de una estructura MDOF algunas masas se mueven más que otras. Como resultado, solo una porción de toda la masa de la estructura participa durante la vibración de un modo en particular. La masa modal o efectiva M_i está dada por

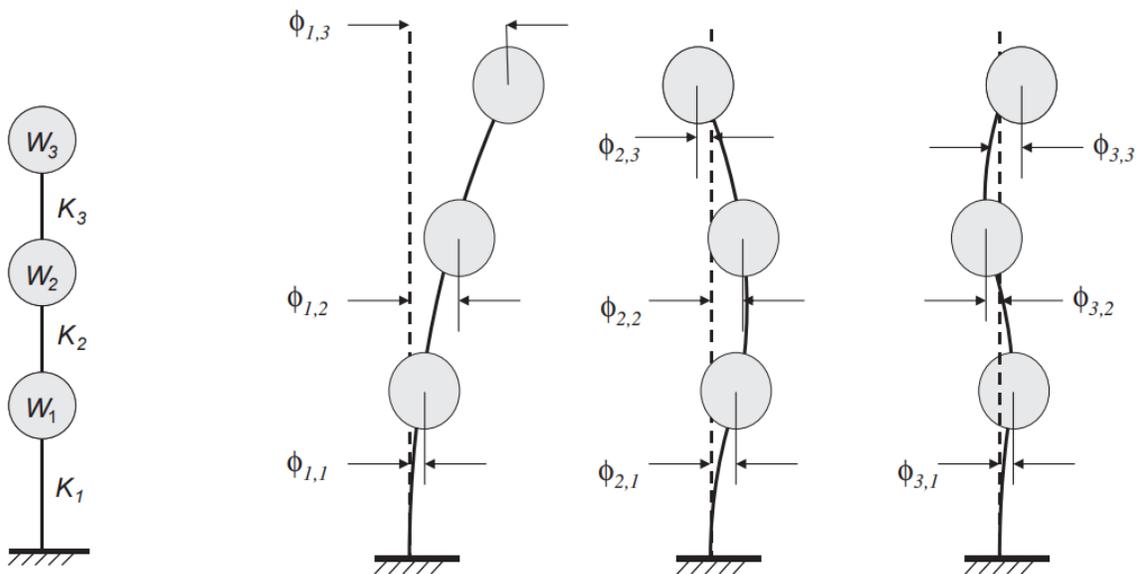
$$M_i = \frac{(\sum m_j \phi_{i,j})^2}{\sum m_j \phi_{i,j}^2}$$

La suma de cada una de las masas modales debe ser igual a la masa total de la estructura (Hamburger, 2009).

Un método conveniente para analizar la respuesta sísmica es analizar la estructura como una serie de estructuras SDOF, cada una teniendo una masa modal M_i , y un período T_i . Generalmente, este tipo de análisis es suficientemente acertado si se evalúan los suficientes modos de tal manera que la masa modal sea por lo menos el 90 % del total de la masa de la estructura. Cuando se obtienen los resultados de este análisis, es necesario transformarlos de cada modo de análisis en un factor de participación α dado por la ecuación

$$\alpha = \frac{\phi_{i,n} \sum m_j}{\sum m_j \phi_{i,j}}$$

Figura 5 – Modelo de una estructura con múltiples grados de libertad



(Hamburger, 2009)

La última propiedad dinámica importante en un análisis sísmico es el amortiguamiento efectivo de la estructura. El amortiguamiento es la forma de disipación de energía inherente

de todas las estructuras. Es visto como una forma viscosa de disipación de energía, proporcional a la velocidad de la estructura en cualquier instante de tiempo. En estructuras reales, el amortiguamiento es función de las pérdidas de energía viscosas, fricción y energía disipada por el comportamiento estructural inelástico, también conocido como histéresis. Las fuentes de amortiguamiento en edificios incluyen la energía disipada por elementos no estructurales y fluidez en miembros estructurales. Es común expresar el amortiguamiento de la estructura como una fracción del amortiguamiento crítico. El amortiguamiento crítico es la cantidad mínima de amortiguamiento que se requiere para regresar una estructura deformada y después soltada al reposo, a su forma no deformada original sin vibración. Para estructuras SDOF, el amortiguamiento crítico está dado por la ecuación

$$C_c = \sqrt{4KM} = \sqrt{\frac{4KW}{g}}$$

Cuando se realiza un análisis lineal de la respuesta de una estructura a un terremoto, es común asumir que tiene inherentemente un 5 % del amortiguamiento crítico. En la realidad, la cantidad de amortiguamiento que puede ser movilizada depende de varios factores, incluyendo la amplitud de la vibración y la cantidad de daño, si ocurre (Hamburger, 2009).

2. Análisis por historial de respuesta de tiempo

El análisis por historial de respuesta de tiempo es usado pocas veces en aplicaciones reales. Este tipo de análisis requiere tener digitalizado un récord de la aceleración del suelo. Para el método lineal, la rigidez de la estructura, K , es asumida como independiente del historial de desplazamientos previo. Para el método no lineal, la rigidez de la estructura en un instante de tiempo, t , es dependiente del historial de desplazamiento hasta ese punto del tiempo y varía tomando en cuenta la fluidez, el pandeo y otros comportamientos que puedan ocurrir en la respuesta temprana de la estructura. Este análisis es útil pues permite encontrar soluciones de la forma deformada y las fuerzas de la estructura en cada instante de tiempo durante un evento sísmico. Dado que cada terremoto tiene distintas características, el análisis por historial de respuesta de tiempo es válido únicamente para ese terremoto en particular. Por ende, cuando se realiza este tipo de análisis, para determinar la fuerza y los desplazamientos utilizados en el diseño, es necesario correr una serie de análisis, cada uno

usando aceleración del suelo como valor ingresado. Los códigos recientes de construcción requieren un mínimo de tres récords (Taranath, 2010).

Este análisis es raramente usado para propósitos de diseño. La razón es que uno está interesado únicamente en los valores máximos de respuesta (fuerzas y desplazamientos) y estas cantidades se pueden aproximar más fácilmente con métodos alternativos conocido como el espectro de respuesta. Sin embargo, un análisis por historial de respuesta no lineal es una parte esencial del diseño de estructuras utilizando elementos de insolación o disipación de energía. También puede ser muy útil en diseños que se basan en rendimiento (Taranath, 2010).

3. Análisis por carga estática equivalente

El análisis por carga estática equivalente es un análisis que se utiliza para estructuras sometidas a cargas sísmicas. La piedra angular de este análisis es el cortante basal, V_b , el cual se obtiene de la multiplicación de un coeficiente sísmico y un peso efectivo de la estructura, y está dado por la ecuación:

$$V_b = C_S W$$

en donde el coeficiente sísmico, C_S , se calcula a partir de una serie de ecuaciones que se describen más adelante, y el peso sísmico, W , es una sumatoria de la carga muerta de toda la estructura más una fracción de la carga viva. Por lo general, la fracción de carga viva que se considera como parte del peso sísmico es un 25 %, aunque su elección depende de varios factores. El código ASCE 7-16, en su artículo 12.7.2 describe cómo utilizar el peso sísmico efectivo para este tipo de análisis (Taranath, 2010).

El análisis por carga estática equivalente tiene como objetivo proveer un diseño relativamente simple donde no es necesario un análisis complejo. Sin embargo, dada la cantidad de herramientas tecnológicas (software de computadora) existentes en la actualidad, este análisis no es de gran peso. Debe notarse que, para análisis de estructuras particularmente altas, el uso de análisis dinámicos no solo dará resultados más realistas en la respuesta de la estructura, sino que puede resultar en fuerzas reducidas, particularmente con respecto a las demandas de volcamiento. Es por ello que el uso de métodos de análisis dinámicos es recomendado para estas estructuras (Taranath, 2010).

Para el cálculo del coeficiente sísmico, la sección 12.8.1.1 del código ASCE 7-16 da los parámetros entre los cuales debe encontrarse este coeficiente sísmico. Para su cálculo, es necesario disponer del factor S_{DS} , el cual es el parámetro de respuesta espectral de período corto, obtenido de la sección 11.4.5 u 11.4.8 del código anteriormente citado; R es el factor de modificación de respuesta, obtenido de la tabla 12.2-1, el cual depende del sistema estructural que se desea implementar; y, por último, el factor de importancia, I_e , obtenido de la sección 11.5.1. La ecuación para calcularlo es

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Los límites entre los cuales se debe encontrar el valor de C_s son los siguientes:

Para $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Para $T \geq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Y, a su vez, el factor no debe ser menor del valor obtenido mediante la siguiente expresión dada por el artículo 12.8.1.1

$$C_s = 0.044S_{DS}I_e \geq 0.01$$

Adicionalmente, para estructuras localizadas donde $S_1 \geq 0.6g$, C_s no debe ser menor de

$$C_s = 0.6S_1/(R/I_e)$$

En estas ecuaciones, el factor S_{D1} es el parámetro de aceleración de diseño de respuesta espectral a un período de 1 segundo; T es el período fundamental de la estructura; T_L es el período de transición largo; y, S_1 es el parámetro de aceleración de respuesta espectral del terremoto máximo considerado en mapa. (Taranath, 2010). Sin embargo, para Guatemala no existe una zonificación con los distintos períodos de transición largo para los distintos

municipios y departamentos del país. Por ende, esta ecuación no puede ser utilizada cuando el período natural de la estructura es superior a dicho valor.

Una vez obtenido el valor del cortante basal, esta fuerza debe ser distribuida en toda la altura del edificio en sus distintos niveles. Esta distribución suele ser un tanto compleja y es el resultado de la superposición de un número de modos naturales de vibración. Las contribuciones relativas de estos modos de vibración a las fuerzas totales dependen de un número de factores incluyendo la forma del espectro de respuesta, los períodos naturales de los modos de vibración de la estructura, y las formas de los modos de vibración que dependen de la distribución de la masa y rigidez en la altura (Taranath, 2010).

Tomando todo lo anterior en consideración, el código ASCE 7-16 utiliza una simplificación con un factor de distribución vertical C_{vx} , el cual se multiplica con el cortante basal en el piso x para así obtener la fuerza estática en dicho piso. La ecuación para calcular la fuerza estática equivalente en el piso x es

$$F_x = C_{vx} V_b$$

En la ecuación anterior, el factor de distribución vertical se calcula con la siguiente ecuación

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

En esta ecuación, los valores w_x y w_i son la porción efectiva del peso sísmico de la estructura asignado al nivel i o x ; los valores h_x y h_i es la altura de la base al nivel i o x ; y, el factor k es un exponente relativo al período de la estructura y se calcula de la siguiente manera: para estructuras que tienen un período de 0.5 s o menos $k = 1$, para estructuras on un período de 2.5 s o mayor, $k = 2$, y para estructuras con períodos entre esos valores, k debe determinarse con una interpolación lineal entre los valores asignados a cada período (American Society of Civil Engineers, 2016).

Debe considerarse también cierta torsión que posee la estructura, y el código ASCE 7-16 hace referencia a dos tipos de torsión que pueden encontrarse. La primera es la torsión debida a excentricidad entre centros de masa y rigidez para cada piso conocida como torsión

inherente, representada con la letra M_t . La segunda es conocida como la torsión accidental, M_{ta} , la cual es un 5 % de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección hacia donde se aplica la fuerza sísmica. Sin embargo, si se demuestra que la torsión accidental es mayor que el 5 % de dicha dimensión, debe utilizarse la torsión accidental efectiva. Esta última se considera por varios factores que no han sido considerados explícitamente en el diseño, como componentes rotacionales de movimiento de suelo, diferencias imprevistas entre los valores computados y la rigidez, fluencia, fuerzas y masas de carga muerta actual (Taranath, 2010).

Otros valores importantes para considerar dentro de este análisis son las derivas de la estructura al ser expuesta a las cargas sísmicas. El código ASCE 7-16 permite cierto valor de derivas dependiendo de la categoría de riesgo de la estructura y otros factores, tales como: cantidad de niveles de la edificación, cerramientos y tabiquería diseñados para soportar los desplazamientos laterales, estructuras compuestas por muros estructurales de mampostería, etc. El Cuadro 2 muestra las derivas máximas permisibles dadas por el código en la tabla 12.12-1. Sin embargo, para Guatemala, los valores de derivas máximas permisibles están dados en la NSE 3-17, como se muestra en el cuadro 3, misma que se encuentra en la tabla 4.3.3 de la norma anteriormente citada. Para fines prácticos del presente trabajo, se considerará las derivas máximas permisibles provistas por la NSE 3-17, esto con el fin aplicar las normas legalmente aceptadas en Guatemala y dar un respaldo sólido de los cálculos realizados a lo largo del análisis de la estructura en cuestión. Sin embargo, las derivas máximas permisibles provistas por el código ASCE 7-16 también son aceptadas.

Cuadro 2 – Derivas máximas permisibles

Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, four stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts	$0.025h_{xx}^c$	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$
Masonry cantilever shear wall structures ^d	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$
All other structures	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$	$0.010h_{xx}$

(American Society of Civil Engineers, 2016)

Cuadro 3 – Derivas últimas permisibles según NSE 3-17

Estructura	Clasificación de obra		
	Categoría II	Categoría III	Categoría IV
Edificaciones NSE 7.4	0.007h _p	0.007h _p	0.007h _p
Edificaciones NSE 7.9			
Edificaciones en general	0.020h _p	0.020h _p	0.015h _p

h_p es la altura del piso para el que se calcula la deriva.

(Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017)

4. Análisis por respuesta modal espectral

Este tipo de análisis es un análisis dinámico para estructuras con distintas alturas. Su premisa de basa en el uso de respuestas máximas de una estructura ante distintos períodos de vibración, creando una curva en la que el eje de las ordenadas corresponde a la aceleración y el eje de las abscisas corresponde a los distintos períodos a los que puede vibrar el suelo (Taranath, 2010).

Para este análisis, es necesario determinar solo dos parámetros característicos de diseño de respuesta, S_{D1} y S_{D5} . Sin embargo, para estructuras que requieren un análisis modal, es necesario desarrollar una gráfica de aceleración conocida como espectro de aceleración, debido a que el diseño por aceleración requiere para un rango entero de períodos de vibración. Este análisis intenta capturar la respuesta multimodal de un edificio al combinar estáticamente sus modos individuales de respuesta. Este cálculo es aplicable para calcular respuestas lineales de estructuras con múltiples grados de libertad complejas, ya que se basa en el hecho de que las respuestas se superponen para cada respuesta natural a cada modo de vibración, cada uno respondiendo a su propio patrón de deformación, con su propia frecuencia y con su propio amortiguamiento modal (Taranath, 2010).

Este procedimiento tiene como propósito obtener las respuestas máximas de la estructura en cada uno de sus modos importantes, los cuales son luego sumados de una manera apropiada. Esta respuesta modal máxima puede ser expresada en distintas maneras. En la práctica, existen dos métodos para realizar esta sumatoria: SRSS y CQC. Media vez los cortantes de piso y otras respuestas variables en cada modo son determinados y combinados,

se producen valores de diseño y estos son utilizados para obtener respuestas en la estructura (Taranath, 2010).

El método de suma SRSS es utilizado por su simplicidad y su familiaridad. En general, da resultados satisfactorios, pero no siempre es un predictor conservador de la respuesta al sismo. El ejemplo más común para la combinación SRSS es cuando dos modos tienen casi el mismo período natural. En este caso, las respuestas son altamente relacionales y el diseñador debería considerar combinar las cantidades modales más conservadoramente. El método CQC provee mejores resultados que el SRSS para casos en los que los modos están muy poco separados (Taranath, 2010).

Para el cálculo del espectro de diseño, se requiere de varias ecuaciones. Para el caso de Guatemala, la norma NSE 2-17 muestra el procedimiento necesario para realizarlo, específicamente en la sección 4.5. Esta norma fue la utilizada para realizar el espectro de diseño, pues por legislación guatemalteca, esta es la norma aceptada, aunque se permite el uso alternativo del código ASCE 7-16. Se inicia con los parámetros básicos S_{cr} y S_{1r} , obtenidos del Anexo A para cada municipio, o bien, del mapa de zonificación sísmica de Guatemala, como se muestra en la Figura 8 más adelante en este trabajo. Seguido de ello, se calculan los ajustes por la clase de sitio, utilizando los factores F_a y F_v y se calcula con las ecuaciones

$$S_{CS} = S_{cr} * F_a$$

$$S_{1S} = S_{1r} * F_v$$

En algunos casos es necesario ajustar por intensidades sísmicas especiales, multiplicando las ecuaciones anteriores por los valores N_a y N_v , obtenidos de las tablas 4.6.2-1, 4.6.2-2 y 4.6.2-3. Estos valores son seleccionados de acuerdo con el tipo de fuente sísmica a la cual vaya a estar sometida la estructura, como se muestra en el cuadro 4. Se utilizan las siguientes tablas para obtener dichos valores.

Cuadro 4 – Tipo de fuente sísmica

Tipo de fuente	Descripción	Máxima magnitud-momento	Tasa de corrimiento (mm por año)
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad ^[1]	$M_o \geq 7.0$	$TC \geq 5$
B	Fallas geológicas que no son A o C	$M_o \geq 7.0$ $M_o < 7.0$ $M_o \geq 6.5$	$TC < 5$ $TC > 2$ $TC < 2$
C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad	$M_o < 6.5$	$TC \leq 2$

[1] La zona de subducción del territorio de Guatemala no debe considerarse en esta clasificación debido a la distancia a la fuente

(Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017)

Se calculan los períodos de vibración de transición, siendo estos T_s , el cual separa los períodos cortos de los largos y T_0 , el cual define el inicio de la meseta de períodos cortos. Las ecuaciones para calcularlos, según la norma NSE 3-17 en la sección 4.5.4, son

$$T_s = S_{1d}/S_{cd}$$

$$T_0 = 0.2T_s$$

Seguido de ello, se debe determinar la probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño para el nivel de protección sísmica requerido. Esto se hace mediante los factores de escala K_d , los cuales se muestran en la tabla 4.5.5.a de la norma NSE 2-17 y en el cuadro 5 del presente trabajo. En las NSE de AGIES, el factor de escala está incluido, sin embargo, las normas de la ASCE no los toman en cuenta. Esto tiene un impacto directo en el cálculo de las derivas laterales, pues para la norma ASCE, es necesario contar con un factor de importancia, mismo que no se encuentra en las NSE de AGIES.

Cuadro 5 – Factores K_d de acuerdo con nivel de sismo

Nivel de sismo	Factor K_d
Sismo ordinario — 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo — 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo — 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo — condición de excepción	0.55

(Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017)

Con el factor K_d se calibran los parámetros del espectro con las siguientes ecuaciones, obtenidas del artículo 4.5.5 (c) de la NSE 2-17:

$$S_{cd} = K_d * S_{CS}$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1S}$$

Se procede, entonces, a realizar el espectro genérico probable. Las ordenadas espectrales, S_a son función del período a evaluar, T , con las siguientes ecuaciones y condiciones, obtenidas del artículo 4.5.6 de la NSE 2-17

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{cuando } T_0 \leq T \leq T_s$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd} \quad \text{cuando } T > T_s$$

$$S_a(T) = S_{cd} \left[0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right] \quad \text{cuando } T < T_0$$

Por último, se calcula la componente del sismo vertical según la norma NSE 2-17 en su artículo 4.5.9, el cual es una porción del sismo horizontal, tomando en cuenta el factor S_{cd} y se calcula con la ecuación

$$S_{vd} = 0.16 * S_{cd}$$

D. Irregularidades en estructuras

Un edificio con configuraciones irregulares puede ser diseñado para cumplir con todos los requerimientos del código, pero no se comportará tan bien como un edificio de

configuración regular. Si el edificio tiene una forma extraña que no es propiamente considerada en el diseño, los buenos detalles de construcción se invalidan. Por ello, se evalúan dos tipos de irregularidades, y estas están especificadas en los códigos de construcción. Para la normativa guatemalteca, la NSE 3-17, en las secciones 1.8 y 1.9, muestra los dos tipos de irregularidades y sus explicaciones: irregularidades en planta e irregularidades en elevación. Se utilizan las normas de AGIES para la evaluación de irregularidades debido, nuevamente, a la legalidad que respalda los cálculos bajo dichas normas en Guatemala (Taranath, 2010).

1. Irregularidades en planta

El código NSE 3-17, en su tabla 1.8, describe las características irregulares en planta. Para cada tipo de irregularidad, se debe tomar en cuenta ciertas condiciones cuando se proceda al diseño. Es importante destacar que la tabla menciona que no aplica a estructuras sin diafragma o con un diafragma sin rigidez (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017)

La irregularidad H1-A, llamada “giro mayor de diafragma”, es la que existe cuando en la dirección de la carga lateral, la deriva en un extremo es 1.5 veces mayor que la deriva en el otro extremo. La irregularidad H1-B, llamada “giro extremo en el diafragma”, cuenta con la misma condición, pero esta vez, la deriva es 2.3 veces más que en el otro extremo (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017)

La irregularidad H2, llamada “de esquina entrante”, ocurre cuando una esquina del diafragma excede el 15 % del área que circunscribe el diafragma. La irregularidad H3, llamada “diafragma discontinuo”, ocurre cuando el diafragma tiene menos del 50 % del área del rectángulo que lo circunscribe al piso o si cambia de rigidez en más de 50 % de un piso al piso siguiente. La irregularidad H4, llamada “desfase lateral”, ocurre cuando un muro o marco o columna se interrumpe y se reanuda total o parcialmente hacia un lado. Por último, la irregularidad en planta H5, llamada “sistema no-paralelo”, ocurre cuando hay uno o más marcos o muros que no son paralelos a los ejes principales de la estructura (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017)

2. Irregularidades en elevación

Así como existen condiciones especiales para las irregularidades en planta para las estructuras, la norma NSE 3-17 también categoriza las distintas características irregulares en elevación para tomar en consideración los posibles efectos que estas puedan tener. Para estas irregularidades no hay ninguna condición especial para considerar antes de evaluarlas, como es el caso de las irregularidades en planta, las cuales requieren de un diafragma rígido (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017).

La irregularidad V1-A, llamada “piso flexible”, se da cuando la rigidez lateral de un piso es menor que 70 % de la rigidez del piso de encima; o menos que 80 % de la rigidez promedio de los 3 pisos superiores. La irregularidad V1-B es el caso extremo, en donde la rigidez lateral de un piso es menor que 60 % de la rigidez del piso de encima; o menos que un 70 % de la rigidez promedio de los 3 pisos superiores (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017).

La irregularidad V2, conocida como “masa irregular verticalmente” por la norma, ocurre cuando el peso sísmico de un piso es más del 150 % del peso sísmico de cada piso adyacente. La irregularidad V3, llamada “geometría vertical escalonada”, ocurre cuando la dimensión horizontal del sistema sismo-resistente se reduce en más de 75 % de un piso a otro. La irregularidad V4, llamada “discontinuidad en plano vertical” sucede cuando uno de los sistemas sismo-resistentes verticales sufre un desfase o reducción en su propio plano. Finalmente, la irregularidad V5, conocida como “condiciones de potencial debilidad”, se refiere a cuando un muro o tramo arriostrado superior se interrumpe y queda soportado en columnas (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017).

E. Tipologías estructurales

Las estructuras deben recibir una clasificación para conocer los distintos parámetros y valores que se tendrá para diseñar, como lo son el factor de modificación de respuesta sísmica, el factor de incremento de resistencia y el factor del incremento del desplazamiento elástico. La norma NSE 3-17 tiene seis clasificaciones, desde la E1 hasta la E6 (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017).

El código de la ASCE 7-16, en su sección 12.2 muestra también las distintas tipologías estructurales válidas para Estados Unidos, válidas también a Guatemala. Sin embargo, las

normas NSE son las legalmente aceptadas en Guatemala, a la vez que poseen la información necesaria para la clasificación de las distintas estructuras que pudiesen construirse en el país (American Society of Civil Engineers, 2016).

1. Sistema E1 – Estructura de marcos simples

Sistema conformado por marcos de columnas y vigas que soportan todas las cargas, tanto verticales como horizontales. Los marcos están unidos por un diafragma de piso, representado por las losas. Estos pueden ser de concreto reforzado o de acero estructural, o bien, una combinación de ambos. Dependiendo de su capacidad sismo-resistente, pueden clasificarse como Alta Ductilidad (DA), Ductilidad Intermedia (DI) o bien Baja Ductilidad (DB). La norma NSE 7 establece los parámetros para esta clasificación (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017).

2. Sistema E2 – Estructura de muros (estructura de cajón)

Sistema sostenido por muros estructurales con losas como diafragmas que los conectan. Los muros deben soportar las cargas horizontales y las cargas verticales, dependiendo de las áreas tributarias que soporten. Puede existir el caso de tener que introducir una columna de concreto o acero estructural para soportar cargas verticales, sin embargo, estas no soportan cargas horizontales. No es necesario tener vigas que funcionen sismo-resistentemente. Este tipo de sistema también puede clasificarse en Alta Ductilidad (DA) o de Baja Ductilidad (DB), y los parámetros sismo-resistentes se establecen en la norma NSE 7 correspondiente (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017).

3. Sistema E3 – Estructura combinada

Combinación del sistema estructural con muros y marcos interconectados con losas que actúan como diafragmas. Los muros y los marcos actúan dentro de las solicitaciones horizontales dependiendo de su rigidez. Los muros considerados en este sistema pueden ser de concreto o de mampostería reforzada, siendo estos de Ductilidad Alta (DA) o Ductilidad Baja (DB), como se define en la norma NSE 7 correspondiente. Aunque los muros de otros materiales como paneles livianos de madera, planchas de acero o paneles de concreto prefabricados no están considerados en las normas NSE, podrían utilizarse aplicando los criterios del documento ASCE 7-16 y consignándolo en el informe estructural (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017).

4. Sistema E4 – Estructura dual

El sistema E4 es similar al sistema E3 con la diferencia de que, en cualquier piso, los muros deben tomar, por lo menos, el 60 % del cortante de piso y con marcos de Alta Ductilidad capaces de tomar, sin la participación de los muros, el 25 % de las solicitaciones sísmicas totales. Los marcos también pueden ser de Ductilidad Intermedia (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017).

5. Sistema E5 – Soportes en voladizo y naves

Son estructuras de un solo nivel o estructuras en la parte superior de otras estructuras con columnas y vigas participando en las solicitaciones gravitacionales y sísmicas, actuando como voladizos verticales sin acción de marco en la dirección horizontal. Se debe calcular la capacidad a momento flector de la cimentación con el factor Ω_r . La demanda axial de la columna no puede exceder el 25 % de la resistencia axial concéntrica cuando se considera solo combinaciones de sismo (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017).

6. Sistema E6 – Péndulo invertido

Sistema que soporta cargas horizontales y verticales actuando esencialmente como un voladizo vertical aislado. De igual manera, más del 50 % de la masa de la estructura debe estar concentrada en el extremo superior, y la estabilidad lateral depende de una restricción a momento. La capacidad a momento en el extremo superior no puede ser menor que el 50 % de la capacidad en la base del soporte. Como en el sistema E5, la capacidad a momento flector en la cimentación debe calcularse considerando el factor Ω_r . La demanda axial en la columna no puede exceder el 15 % de la resistencia axial concéntrica (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017).

F. Pruebas no destructivas al concreto

El uso de las pruebas no destructivas para conocer las propiedades del concreto nace de la necesidad de tener formas de corroborar el diseño de la mezcla de concreto, y la resistencia de la misma en un instante requerido, asegurando así que los cálculos realizados por el ingeniero estructural estén acordes a lo que se encuentra en campo. Aunque existen pruebas como los especímenes curados en campo y los corazones de concreto, también conocidos como cilindros testigos, no son necesariamente los ideales, pues para los primeros se requiere

cierta planeación y, para los segundos, se requiere causar un pequeño daño, aunque local, a la estructura. Estos problemas se vencen con pruebas in situ. La flexibilidad de este tipo de pruebas es amplia, pues permite que se pueda realizar pruebas en distintos tiempos prácticamente en el mismo lugar sin causar ningún daño a la estructura (Neville, 1999).

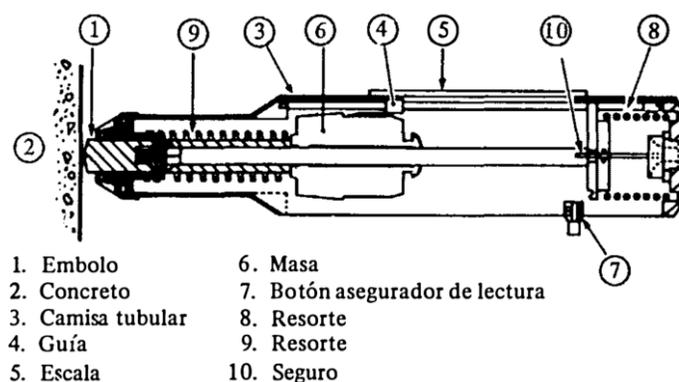
Sin embargo, pese a todas las ventajas que una prueba in situ pueda tener, es necesario resaltar que estas pruebas solo pueden valorar la resistencia del concreto, no medirla directamente, pues éstas solo son comparativas respecto a otros valores. Para obtener las medidas comparativas, se tienen distintas normas para los ensayos realizados al concreto. De esta manera se aseguran los resultados más aproximados posibles (Neville, 1999).

1. Prueba del martillo de rebote

La prueba de martillo de rebote es una de las pruebas más antiguas que aún se utiliza para evaluar la resistencia del concreto endurecido. Fue ideada por Ernst Schmidt en 1948 y se basa en el principio de que el rebote de una masa elástica depende de la dureza de la superficie sobre la cual es golpeada (Neville, 1999).

Para esta prueba, se carga una masa con un resorte, el cual tiene una cantidad fija de energía. Esto se logra presionando el émbolo contra la superficie de concreto a probar. Al soltarlo, la masa rebota en el émbolo y la distancia de rebote medida por el esclerómetro está expresada como un porcentaje de la extensión inicial del resorte, llamado número de rebote. La Figura 6 muestra un esquema general de la configuración de un martillo de rebote (Neville, 1999).

Figura 6 – Esquema general del martillo de rebote



(Neville, 1999)

Es importante recalcar, sin embargo, que esta prueba es muy sensible a variaciones que pueda tener el concreto endurecido. Por ejemplo, si se llegase a hacer una prueba en una ubicación en la que exactamente detrás del impacto haya una varilla de refuerzo, puede obtenerse valores más altos de lo normal. De igual manera, si llegase a hacer la prueba sobre un lugar en el que detrás existe una burbuja que quedó dentro del elemento cuando el concreto fraguaba, el valor será más bajo de lo normal (Neville, 1999).

Para evitar entrar en contacto con una burbuja, es necesario pulir un poco la superficie sobre la cual se hará la prueba para retirar el cernido final. Con esto se dejan expuestas las burbujas y se evita así golpear una de ellas. Sin embargo, para el acero de refuerzo, es necesario referirse a los planos para evitar, en la medida de lo posible, entrar en contacto con uno de ellos (Neville, 1999). Este ensayo está normado bajo las normas de ASTM C805 para Estados Unidos, y, para nuestro país, bajo la norma NTG 41017 h11, la cual es una traducción de la norma ASTM anteriormente citada.

La norma NTG 41017 h11 describe detalladamente el procedimiento que se debe llevar a cabo para realizar la prueba de manera correcta. El equipo necesario para realizar la prueba es: el martillo de rebote, una piedra abrasiva y un yunque de calibración. Al mismo tiempo, la norma exige que se realice una verificación periódica al martillo para asegurarse que se siga trabajando bajo las condiciones óptimas con un período anual entre mantenimientos. Los elementos a ensayar deben tener por lo menos 100 mm de espesor y el diámetro del área sobre la cual se ensayará debe tener al menos 150 mm. La superficie debe ser pulidas antes de hacer la prueba, sin embargo, no debe compararse los valores de superficies pulidas con no pulidas. Si se desea comparar lecturas, todos los ensayos deben tener la misma dirección de impacto. Finalmente, no se debe ensayar directamente sobre las barras de refuerzo que tengan menos de 20 mm de recubrimiento (Comisión Guatemalteca de Normas, 2011).

Para el procedimiento a seguir, la norma explica que se debe sostener firmemente el instrumento sobre la superficie a ensayar, siempre estando normal a dicha superficie. Se debe incrementar la presión sobre la superficie hasta que el martillo golpee. Si el instrumento lo requiere, inmediatamente después de darse el impacto, debe presionarse el botón al lado del instrumento para bloquear el émbolo en su posición retraída. Se debe tomar la lectura del número entero más cercano. Tener por lo menos 10 ensayos en una sola superficie, dejando

siempre un espacio mínimo de 25 mm entre cada lectura. Descartar la lectura si se agrieta o rompe la superficie ensayada (Comisión Guatemalteca de Normas, 2011)

La prueba de martillo de rebote es aplicable únicamente para conocer la resistencia del concreto en la superficie del elemento analizado. Es por ello por lo que, aunque puede dar valores bastante aproximados, no es del todo exacta, por lo que nunca podría reemplazar a pruebas destructivas, como la extracción de testigos de concreto del elemento en análisis. Esta prueba se utilizó para la estimación de la resistencia a compresión del concreto de la edificación en análisis para realizar el análisis estructural correspondiente sabiendo que los datos especificados por los planos estructurales son correctos, y así sugerir posibles alternativas de refuerzo y ampliaciones (Neville, 1999).

2. Inspección del concreto con georradar

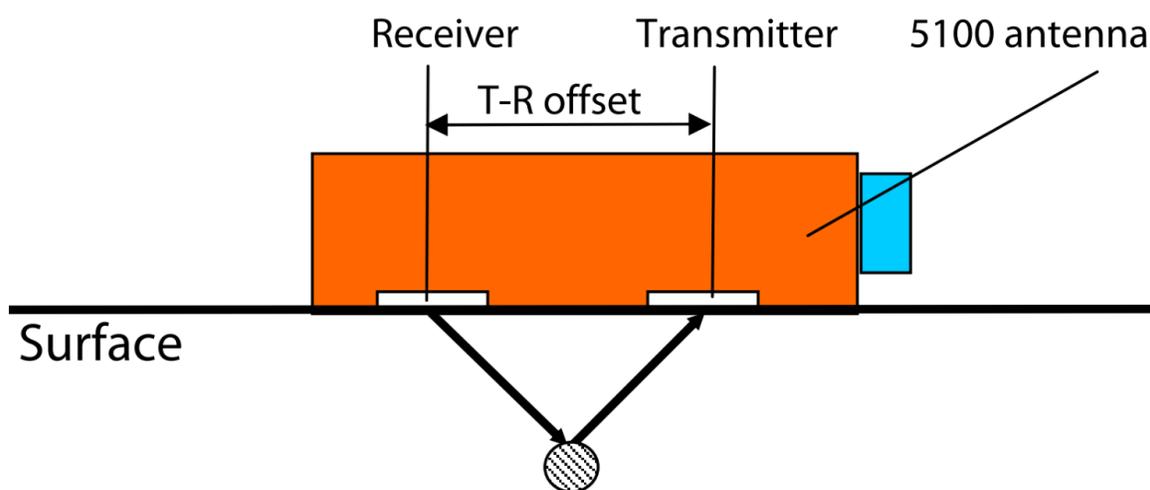
El uso de georradares para la inspección de las varillas de refuerzo se está volviendo cada vez más popular a nivel internacional por ser una inspección no destructiva. Sin embargo, se debe ser cuidadoso con la recolección e interpretación de datos con este tipo de ensayos (M. R., S. G., J. H. Bungey, T. C. K., & M. J., 2005). Para el presente trabajo de graduación, se utilizó el equipo StructurScan Mini HR de la marca GSSI. Este es un georradar de mano compacto que tiene capacidades de proporcionar datos en 2D y 3D del elemento analizado. El uso de este equipo fue para mostrar la ubicación del acero de refuerzo en algunas vigas y columnas del edificio del Centro de Investigaciones de la Universidad del Valle de Guatemala, y así, corroborar la información dada en los planos estructurales.

Para cualquier georradar, la antena es el elemento más importante del sistema. Esta determina la calidad, el rango de resolución, la máxima penetración, etc. La antena utilizada en el StructureScan Mini es de 1600 MHz, lo que representa una resolución alta, con una penetración media para la inspección del concreto estructural (Geophysical Survey Systems, Inc., 2009).

La antena está diseñada para trabajar en contacto casi directo con la superficie del concreto. El concreto absorbe la señal emitida por la antena y ésta se acopla a las características del concreto en cuestión. Si se incrementa el espacio entre la superficie y la antena, la energía del radar se deflectará fuera del concreto en vez de penetrarlo (Geophysical Survey Systems, Inc., 2009).

La caja que contiene la antena consta de dos elementos: el transmisor y el receptor. Existe una distancia entre ellos que es ignorada cuando se explora a profundidades grandes. Esta distancia es de 58 mm en la antena del StructureScan Mini, y es posible tener objetos en el elemento analizado que sean solo de 58 mm de profundidad. Este valor se toma en consideración para cálculos de profundidad en el software de identificación. Es importante conocer este valor, pues esta será el área borrosa en la recolección de datos. Luego del proceso por medio de software, esta zona borrosa es corregida. La Figura 7 muestra la configuración de la antena dentro del StructureScan Mini (Geophysical Survey Systems, Inc., 2009).

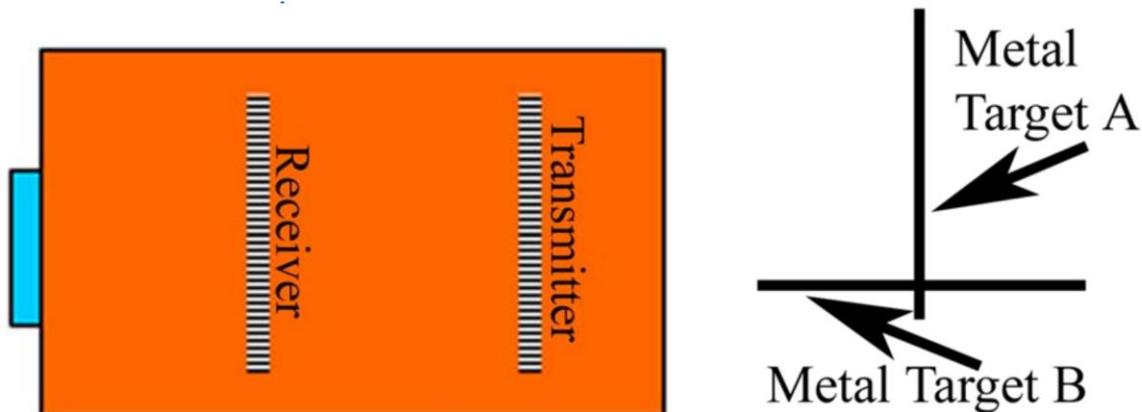
Figura 7 – Vista en elevación de la antena del StructureScan Mini



(Geophysical Survey Systems, Inc., 2009)

La orientación de la antena sobre la superficie en cuestión afecta la manera en que se detectan los elementos metálicos dentro del concreto. Los dipolos de la antena son más sensibles a elementos que están paralelos a ellos. Si la antena se gira 90 grados la señal tendrá una polarización cruzada, y esto logrará que la antena no sea tan sensible para detectar los elementos metálicos. Como puede verse en la Figura 8, los dipolos de la antena están paralelos uno del otro, por lo que debe tomarse en cuenta dicha posición para la recolección de datos (Geophysical Survey Systems, Inc., 2009).

Figura 8 – Vista en planta de la antena del StructurScan Mini



(Geophysical Survey Systems, Inc., 2009)

Sin embargo, para elementos no metálicos, como tubos PVC o vacíos, los mejores resultados se obtienen si la antena se mueve de forma perpendicular a los objetivos. Esto es porque el metal transversal puede ser tan brillante en la pantalla que puede agregar sombra a materiales no metálicos. Al girar la antena 90 grados, estos efectos se reducen considerablemente, logrando el efecto contrario y haciendo más sencillo detectar estos materiales (Geophysical Survey Systems, Inc., 2009).

G. Rehabilitación sísmica

Debido a la gran cantidad de sismos registrados en Guatemala en los últimos cincuenta años, la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica lanzó la Norma de Seguridad Estructural 6 (NSE 6-18), la cual lleva por título “Evaluación y Rehabilitación de Obras Existentes”. Esta se desarrolló con el objetivo de proporcionar lineamientos para la evaluación y rehabilitación de estructuras ya construidas previo o posterior a un evento sísmico de magnitud significativa. La norma se divide en evaluaciones post-sismo, pre-sismo y rehabilitación, cada una de ellas con referencia a distintas normas estadounidenses, como la mencionada en este documento, es decir, el código ASCE 41-17 (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2018)

1. Objetivos de la rehabilitación

Los objetivos de rehabilitación deben ser la base del diseño. Estos son declaraciones del desempeño deseado de la estructura cuando es sujeta a demandas de eventos sísmicos de

severidad específica. El desempeño de la estructura se puede describir cualitativamente en términos de la seguridad que se garantiza a las personas que ocupan el edificio durante y después del evento; el costo y la factibilidad de restaurar el edificio a la condición pre-sismo; impactos económicos, arquitectónicos e históricos para la comunidad. Estos niveles de desempeño estructural se definen en la sección 2.5.1 de la norma FEMA 273. La norma ASCE 41-17, en su capítulo 2, también posee la descripción de los distintos niveles de desempeño de las estructuras (Federal Emergency Management Agency, 1997).

a. Objetivo de seguridad básica

Una meta deseable para la rehabilitación estructural es lograr el objetivo de seguridad básica, conocido como BSO en la norma FEMA 273. Para ello, se debe diseñar la estructura para cumplir el desempeño de seguridad vital y la prevención de colapso para demandas sísmicas. Se espera que las estructuras bajo este objetivo sufran poco daño para los sismos frecuentes pequeños y moderados que puedan ocurrir, pero más daño para sismos de mayor severidad y poco frecuentes. Una vez rehabilitados, se pudiese esperar que los daños causados por nuevos sismos sean más fuertes que el esperado sin rehabilitación (Federal Emergency Management Agency, 1997).

b. Objetivo de rehabilitación mejorada

Cualquier objetivo de rehabilitación que pretenda superar el BSO se clasifica bajo el objetivo de rehabilitación mejorada. Para ello, se debe probar que el rendimiento es mejor que el designado bajo el BSO. Este desempeño se puede obtener de dos maneras:

- Directamente, mediante el diseño de resistencia a sismos BSE-1 y BSE-2, los cuales tienen una probabilidad del 10 % para 50 años y 2 % para 50 años, respectivamente. Por ejemplo, al diseñar a un nivel de desempeño superior al de la seguridad vital para el sismo BSE-1 o un desempeño superior a la prevención del colapso para sismos BSE-2 (Federal Emergency Management Agency, 1997).
- Indirectamente, mediante el control del diseño por algún otro nivel de desempeño seleccionado y riesgos que probarán un desempeño superior al BSO para sismos BSE-1 y BSE-2 (Federal Emergency Management Agency, 1997).

c. Objetivos de rehabilitación limitada

Cualquier desempeño que pretenda probar un desempeño inferior al BSO se clasifica bajo la rehabilitación limitada. Este se clasifica en dos objetivos: rehabilitación reducida y rehabilitación parcial. Este objetivo es permisible bajo las siguientes condiciones

- Las medidas de rehabilitación no crearán irregularidad estructural o harán las irregularidades existentes más severas
- Las medidas de rehabilitación no resultarán en la reducción de la capacidad de la estructura de resistir fuerzas laterales o deformaciones
- Las medidas de rehabilitación no resultarán en un incremento de fuerzas sísmicas a ningún componente que no tenga capacidad adecuada de resistir dichas fuerzas, al menos que el comportamiento de este aún sea aceptable considerando el desempeño general de la estructura
- Todos los miembros estructurales, nuevos o rehabilitados, están detallados y conectados a la estructura existente como se requiere en las guías.
- No se crea ninguna condición de inseguridad y se empeora una existente luego de la rehabilitación.
- Las regulaciones localmente adoptadas e impuestas no imposibilitan la rehabilitación (Federal Emergency Management Agency, 1997).

La rehabilitación parcial consiste en cualquier programa de rehabilitación que no considera directamente a las capacidades de resistencia lateral de la estructura completa. La porción de la estructura que sí sea considerada debe ser diseñada bajo el objetivo de rehabilitación planeado para que rehabilitaciones adicionales puedan llevarse a cabo y así cumplir completamente dicho objetivo (Federal Emergency Management Agency, 1997).

La rehabilitación reducida considera completamente la capacidad de resistencia lateral, pero no a los niveles requeridos por el BSO. Este se puede diseñar para uno o más de los siguientes objetivos.

- Desempeño de seguridad vital para sismos que sean menos severos y más probables que BSE-1

- Desempeño de prevención de colapso para sismos que sean menos severos que BSE-2
- Desempeños tipo 4-C, 4-D, 4-E, 5-C, 5-D, 5-E, 6-D, o 6-E (los cuales se explican más adelante en este trabajo) para BSE-1 o demandas sísmicas menos severas (Federal Emergency Management Agency, 1997).

2. Niveles de desempeño

El desempeño de la estructura es una combinación del desempeño de elementos estructurales y no estructurales. Las definiciones independientes de desempeño son provistas por elementos estructurales y no estructurales. Las definiciones de desempeño estructural se representan con una S- seguida del número designado. Las definiciones de desempeño no estructurales se representan con una N- seguido por una letra (Federal Emergency Management Agency, 1997).

a. Niveles de desempeño estructural

Se definen dos niveles de desempeño estructural intermedios y tres discretos. El criterio de aceptación está relacionado directamente a estos niveles de desempeño estructurales. Dependiendo de las demandas del propietario del edificio, se puede tener un rango amplio de requisitos de desempeño. Los tres niveles de desempeño estructural discretos se relacionan a los requisitos más comúnmente especificados. Los dos niveles de desempeño intermedios permiten a los usuarios con otros requerimientos personalizar los objetivos de rehabilitación estructural (Federal Emergency Management Agency, 1997).

El nivel de desempeño de ocupación inmediata, S-1, se refiere a un daño muy limitado después de un evento sísmico. Los elementos básicos de resistencia lateral y gravitacional mantienen casi toda su integridad pre-sísmica en términos de resistencia y rigidez. El riesgo de heridas a usuarios que atenten contra su vida es muy bajo, aunque algunas reparaciones estructurales menores puedan ser apropiadas, y generalmente no se requerirán previo a la reocupación (Federal Emergency Management Agency, 1997).

El nivel de desempeño de seguridad vital, S-3, implica que el daño post-sísmico será significativo para la estructura, pero algún margen en contra del colapso parcial o total de la estructura queda remanente. Algunos elementos estructurales serán severamente dañados pero no resultarán en caídas de elementos que atenten contra la vida de los usuarios, ya sea

dentro o fuera del edificio. Puede que existan ciertas heridas a los usuarios durante el sismo; sin embargo, se espera que el riesgo general de amenaza a la vida, como resultado del daño estructural, sea muy bajo. Es posible la rehabilitación de la estructura, aunque debe considerarse que esto puede no ser económicamente viable. Aunque la estructura no tenga un riesgo inmediato al colapso, puede que sea prudente implementar reparaciones temporales o instalar riostras provisionales previo a la reocupación del edificio (Federal Emergency Management Agency, 1997).

El nivel de desempeño de prevención de colapso, S-5, implica que el edificio queda al límite de experimentar un colapso total o parcial. Ha ocurrido un daño sustancial a la estructura, incluyendo potencial degradación de las rigideces y resistencias del sistema de resistencia lateral, grandes deformaciones laterales permanentes de la estructura, y degradación de la resistencia gravitacional de los elementos. Sin embargo, todos los componentes de resistencia gravitacional deben continuar resistiendo sus demandas. Existe un riesgo significativo de heridas debido al colapso de elementos estructurales. Puede que la estructura no sea técnicamente práctica de reparar y tampoco sea seguro para la reocupación, pues puede colapsar con actividad posterior.

El rango de desempeño de control de daños, S-2, se refiere al rango continuo de estados de daño que implica menos daño que el definido por el nivel de seguridad vital, pero más que el definido en el nivel de ocupación inmediata. El diseño por control de daños puede ser deseable para minimizar el tiempo de reparación e interrupción de operaciones; como un medio parcial de proteger equipo valioso y sus contenidos; o para preservar características históricas cuando el costo del nivel de ocupación inmediata es demasiado elevado. El criterio de aceptación de este rango puede obtenerse interpolando entre los valores dados por los niveles S-1 y S-3 (Federal Emergency Management Agency, 1997).

El rango de desempeño de seguridad limitada, S-4, incluye un rango continuo de daños entre los niveles de seguridad vital y prevención del colapso. Los parámetros de diseño de este rango pueden obtenerse por interpolación entre los valores provistos por los niveles de seguridad vital y prevención de colapso (Federal Emergency Management Agency, 1997).

El desempeño estructural no considerado, S-6, aplica para algunos inversionistas que deseen ciertas vulnerabilidades no estructurales en un programa de rehabilitación sin tomar

en cuenta el desempeño de la estructura misma. Dichos programas de rehabilitación pueden ser atractivos porque permiten una reducción significativa en riesgo sísmico a un costo relativamente bajo (Federal Emergency Management Agency, 1997).

b. Niveles de desempeño no estructural

Los niveles de desempeño no estructural consideran componentes arquitectónicos, como tabiquerías, fachaletas, y techos; así como componentes mecánicos y eléctricos, incluyendo plomería, sistemas de control de incendios, iluminación, etc. (Federal Emergency Management Agency, 1997).

El nivel de desempeño operacional, N-A, sugiere un estado post-sísmico en el que los componentes no estructurales son capaces de mantener su función designada. En este nivel, la mayoría de los elementos no estructurales son requeridos para funcionamiento normal del edificio, incluyendo iluminación, plomería, y sistemas de computadoras, aunque se requiera una pequeña limpieza y reparación de algunos de ellos. Este nivel de desempeño requiere consideraciones más allá de las que normalmente se proveen en la ingeniería estructural. Adicionalmente a asegurar que los componentes sean montados apropiadamente y anclados a la estructura, para lograr estos niveles de desempeño es necesario proveer utilidades de emergencia. Puede ser necesario, también, realizar cualificaciones rigurosas de prueba de la habilidad de componentes eléctricos y mecánicos clave para que funcionen después de un evento sísmico fuerte (Federal Emergency Management Agency, 1997).

El nivel de desempeño de ocupación inmediata, N-B, se refiere a un nivel de desempeño en el que existe un nivel de daño no estructural limitado. Acceso básico y de seguridad vital, incluyendo puertas, gradas, elevadores, iluminación de emergencia, alarmas y supresión contra incendios, siguen en operación gracias a la alimentación energética disponible. Asumiendo que el edificio es seguro estructuralmente, se espera que los usuarios puedan mantener a salvo dentro del edificio, aunque el uso normal puede verse interrumpido, o bien, requerir de limpieza o inspección para ciertos equipos. En general, los componentes mecánicos y eléctricos están asegurados estructuralmente y pueden seguir funcionando si así se requiere y el servicio está disponible. Sin embargo, algunos componentes pueden experimentar desalineaciones o daño inercial y pueden quedar inservibles. Energía, agua, gas natural, líneas de comunicación y otras utilidades requeridas para uso normal de la

edificación pueden no estar disponibles. El riesgo para la vida de los usuarios debido a los daños de elementos no estructurales es muy bajo (Federal Emergency Management Agency, 1997).

El nivel de desempeño de seguridad vital, N-C, es el estado del daño post-sísmico en el que potencialmente existen daños significativos a componentes no estructurales pero no se han desalojado y caído, atentando contra la seguridad vital ya sea dentro o fuera del edificio. Las rutas de egreso dentro del edificio no están bloqueadas excesivamente, pero pueden estar dañadas. La plomería, sistemas anti incendios y otros sistemas pueden estar dañados, resultando en inundaciones locales, así como pérdida de funciones. Aunque pudiesen ocurrir ciertas heridas a usuarios durante el sismo por la falla de elementos no estructurales, se espera que el riesgo de heridas que atenten contra la vida de las personas sea muy bajo. La restauración de dichos elementos puede requerir de esfuerzo extensivo (Federal Emergency Management Agency, 1997).

El nivel de desempeño de riesgos reducidos, N-D, representa un estado de daño post-sísmico en el que ha ocurrido un daño extensivo a componentes no estructurales, pero objetos grandes o pesados que poseen un riesgo de caerse sobre un número de personas son previstos para que no caigan. Aunque de manera aislada, pueden ocurrir heridas serias en las personas, ya sea dentro o fuera de la estructura, pero debe ser evitado. Salidas, sistemas contra incendios y problemas para garantizar la vitalidad de las personas no son tomados en cuenta en este nivel de desempeño (Federal Emergency Management Agency, 1997).

Finalmente, el nivel de desempeño no estructural no considerado, N-E, es aquel en el que la decisión puede ser para rehabilitar la estructura sin tomar en cuenta las *vulnerabilidades* de los componentes no estructurales. Esto puede ser deseable cuando se quisiera hacer la rehabilitación sin necesidad de interrumpir las operaciones del edificio. En algunos casos, es posible realizar todas y la mayoría de rehabilitaciones estructurales por la parte de afuera, mientras que se requiera de una interrupción extensiva de las operaciones normales del edificio en su rehabilitación no estructural (Federal Emergency Management Agency, 1997).

H. Evaluación según la etapa 1 del código ASCE 41-17

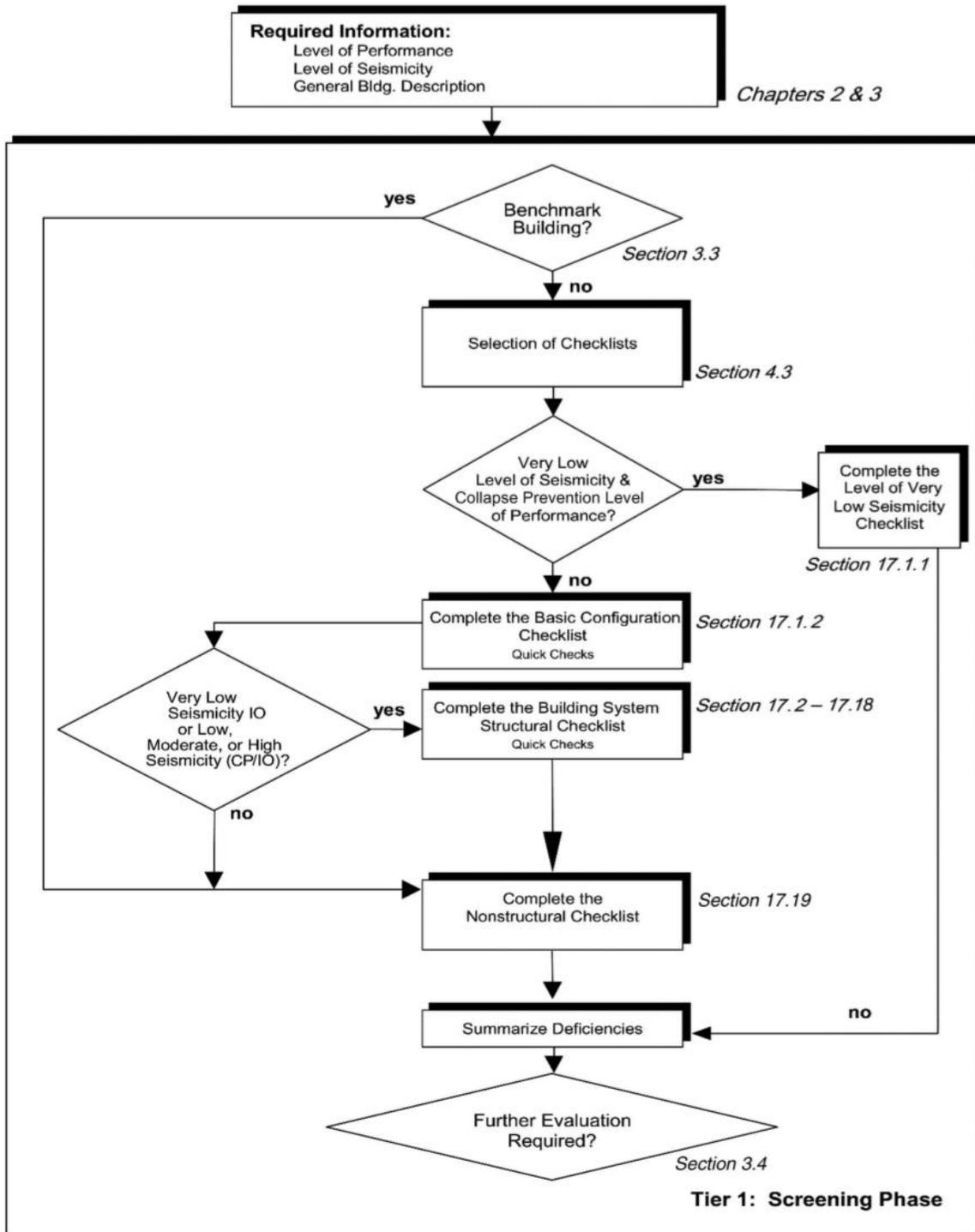
La *evaluación* del código ASCE 41-17 en su etapa 1 tiene como principal función reducir el riesgo sísmico de una rehabilitación de una manera adecuada, mediante procedimientos

simplificados, orientados a especificaciones de diferentes tipos de edificios para llegar a la conclusión sobre el comportamiento sísmico de la estructura. El código establece, en la sección 4.1, los alcances de esta evaluación, dando especial énfasis en que esta evaluación puede ser realizada únicamente bajo los objetivos de desempeño S-1 y S-5 para elementos estructurales. Para elementos no estructurales, es permitido para los niveles de desempeño N-C y N-B (American Society of Civil Engineers, 2017).

El proceso de evaluación para la etapa 1 se puede resumir en la Figura 9 del presente trabajo, también observado en la figura 4-1 del código ASCE 41-17. Este diagrama de flujo muestra todos los pasos a seguir para esta evaluación, así como la información *requerida* previo a ser realizada. El código también establece los parámetros básicos requeridos de los materiales, como el esfuerzo de fluencia del acero y la capacidad máxima a compresión del concreto. Para obtener los valores iniciales, es necesario recurrir a los capítulos 2 y tres de dicho código (American Society of Civil Engineers, 2017).

Es importante recalcar que el código ASCE 41-17 especifica que este tipo de evaluación es permitida si se tiene la información y documentos de la construcción, así como información de cambios en sitio. La investigación *in situ* es necesaria para comprobar que todos los elementos estructurales estén conforme a los planos y así identificar posibles variaciones o alteraciones de los documentos disponibles. Donde sea *requerido* puede ser necesario realizar pruebas no destructivas representativas de la estructura. La investigación *in situ* también debe incluir defectos de construcción o deterioración que pudiese ser significativa para los efectos de desempeño sísmico y debe ser sujeto a aprobación de una autoridad jurisdiccional donde sea necesario (American Society of Civil Engineers, 2017).

Figura 9 – Diagrama de flujo para la evaluación de etapa 1



(American Society of Civil Engineers, 2017)

IV. MARCO PRÁCTICO

A. Descripción de la estructura

Para realizar el análisis del edificio II se consideró que está localizada en la zona 16 de la Ciudad de Guatemala, Guatemala. La estructura fue construida en 1982 y actualmente está siendo utilizada para laboratorios de investigación, en su mayoría de investigaciones en salud, epidemiología, entre otros. La edificación en análisis fue construida bajo el sistema de marcos de concreto reforzado a momento, con alturas de piso de 3.30 m en sus tres niveles. Cuenta con un módulo de gradas independiente, unido únicamente mediante una junta de dilatación, por lo que el módulo de gradas no fue considerado al momento de analizar la estructura.

Al evaluar las irregularidades del edificio bajo los parámetros establecidos por la Norma de Seguridad Estructural NSE 3-17, se determinó que la edificación no posee ninguna irregularidad en planta. Las irregularidades de tipo H1-a y H1-b no aplican, pues ninguna de las derivas en el eje x es 1.5 veces mayor que las derivas en el eje y y viceversa, como lo muestran las tablas 25 y 26, ninguna deriva en la dirección x es 1.5 veces mayor que las derivas en el eje y y viceversa. El edificio tampoco cuenta con orificios entre losas, por lo que las irregularidades H2 y H3 no aplican. La irregularidad H4 tampoco aplica, pues todas las columnas son continuas desde la base del edificio hasta el nivel de techo. Por último, la irregularidad H5 tampoco es aplicable a la estructura, pues el edificio es simétrico respecto al eje y , aunque no es simétrico respecto al eje x , no hay ningún marco en este eje que no es paralelo al mismo.

De igual manera, al hacer la revisión de irregularidades en elevación de la estructura, y bajo los parámetros establecidos por la Norma de Seguridad Estructural *NSE* 3-17, se determinó que el edificio no posee ninguna irregularidad en elevación. Las irregularidades V1-A y V1-B no aplican, pues todos los pisos son iguales y no existen diferencias de rigidez entre ellos, por lo que la condición de piso flexible es virtualmente imposible. Al analizar la irregularidad V2, aunque el piso de techo sí tiene diferencia en cuanto a la masa sísmica respecto al piso anterior, esta diferencia no excede el 150 % que establece la norma. La irregularidad V3 no existe de igual forma, pues la edificación es igual en todos sus pisos. Por último, las irregularidades V4 y V5 tampoco son determinantes en la estructura, pues no hay

cambios ni irregularidades entre pisos. A su vez, dado que no existe ningún tipo de irregularidad en plante ni en elevación, el factor de redundancia ρ se puede tomar igual a 1.0, pues no es necesario incrementar las fuerzas sísmicas de análisis en la estructura. Así mismo, no es necesario adoptar consideraciones adicionales para el cálculo de fuerzas sísmicas en la estructura.

La información sobre la construcción y diseño de la edificación está disponible en los archivos de la Universidad del Valle de Guatemala, por lo que es posible tener una aproximación de la calidad de los elementos, así como la precisión de las medidas realizadas en obra obtenidas de los planos. A lo largo de los años, la estructura no ha sufrido ningún cambio estructural, por lo que el método de análisis según la norma NSE 2-17 y NSE 3-17, es factible dada la información con la que se cuenta.

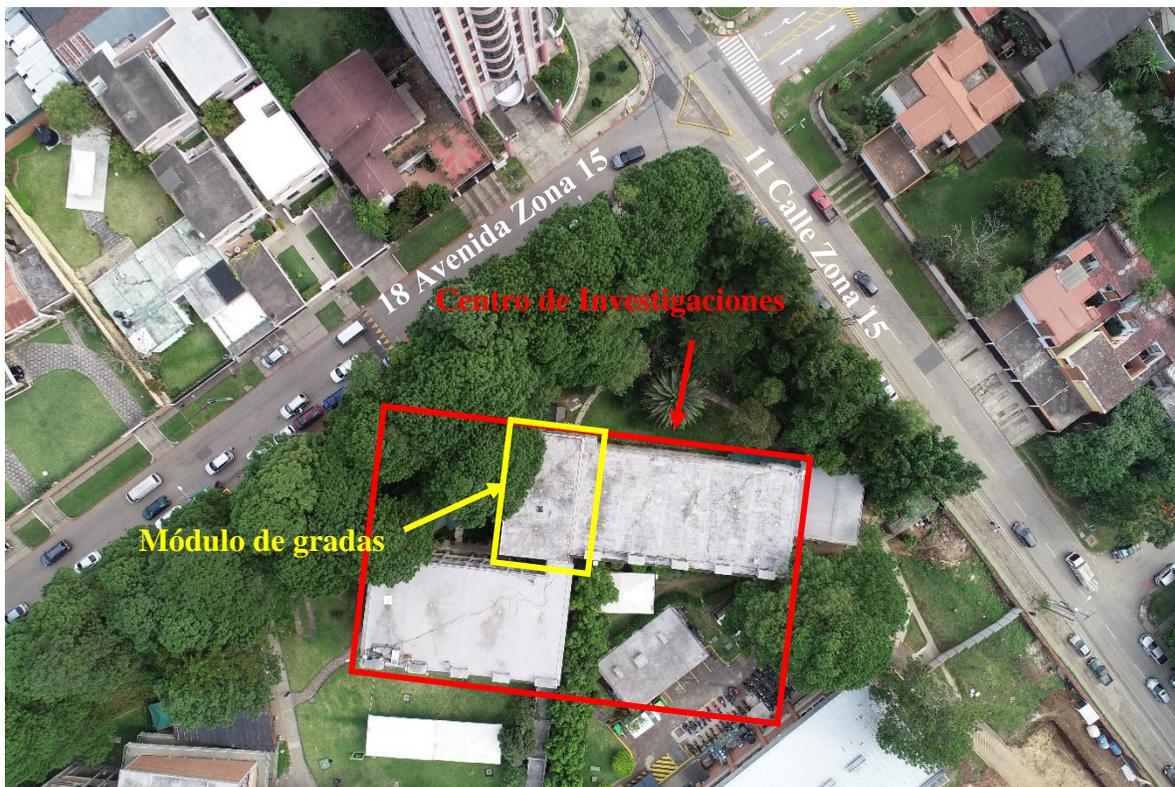
En cuanto a la distribución de elementos, se analizaron 12 ejes en la dirección x y 3 ejes en la dirección y . Los ejes de la dirección x están identificados con letras (de la “A” a la “L”) a la vez que los ejes de la dirección y están identificados con números (del 1 al 3). Ambas direcciones poseen el mismo sistema estructural: marcos de concreto reforzado a momento, por lo que los parámetros de diseño son muy similares. La losa con la que cuenta la estructura es una losa maciza en dos direcciones de 15 cm de espesor, y se puede considerar como diafragma rígido en el análisis estructural, según el artículo 12.3.1.2 del código ASCE 7-16.

En cuanto a su ubicación dentro del campus, la estructura colinda únicamente con otra estructura: el módulo de gradas, como se observa en la Figura 6. La junta de dilatación tiene un espesor de 6 cm, como se muestra en la Figura 7. Esta separación se utiliza con el fin de que las estructuras no colisionen entre sí ante un evento sísmico. La junta que existe entre el edificio y el módulo de gradas es adecuada según los cálculos estructurales efectuados como parte del presente trabajo de investigación, ya que su dimensión es mayor a la ecuación establecida por el código ASCE 7-16. Los códigos vigentes muestran análisis de derivas laterales muy distinto al análisis realizado al momento de la edificación de la estructura, por lo que el cálculo con los códigos anteriores pudo haber sido correcto. Sin embargo, como se muestra a continuación, la ecuación muestra un valor más pequeño que el observado en campo.

$$\delta_M = \frac{C_d \delta_{max}}{I_e} = \frac{5.50 * 1.25}{1.25} = 5.50$$

Para esta ecuación, el factor C_d puede observarse en el Cuadro 25, siendo este de 5.50. El factor I_e , conocido como el factor de importancia, se obtuvo de la norma ASCE 7-16 en su tabla 1.5-2. La deriva máxima, δ_{max} , se obtuvo del análisis estructural realizado en ETABS, y también puede observarse en el Cuadro 25 del presente trabajo, siendo este valor el desplazamiento del nivel 3 en la dirección del eje X.

Figura 10 – Ubicación del edificio II



Fuente: Elaboración propia (obtenida mediante dron)

Figura 11 – Junta de dilatación entre el edificio II y el módulo de gradas



Fuente: Elaboración propia (obtenida mediante medición en campo)

A partir de la documentación obtenida por parte de la universidad, los planos detallan los materiales y especificaciones de diseño para la estructura en análisis. En el plano de columnas y cimentación se detalla que el concreto utilizado fue de 4,000 psi (equivalente a concreto de 280 kg/m^2), y el acero de refuerzo para los elementos fue especificado como grado 60, (equivalente a acero $4,200 \text{ kgf/cm}^2$). Para la verificación de la resistencia del concreto se realizaron ensayos no destructivos con martillo de rebote, descrito en el marco teórico del presente trabajo de investigación. Estos mostraron que el concreto es en efecto de 4,000 psi o más, como se muestra en el anexo G. Y, para el refuerzo longitudinal, se realizó una evaluación su posición mediante el dispositivo de GSSI llamado “StructureScan Mini HR”, el cual fue descrito con anterioridad. El ensayo confirmó que, en efecto, este está colocado tal y como se muestra en los planos estructurales. El anexo F muestra detalles de esta evaluación

Los planos estructurales muestran las especificaciones de las cargas de diseño, tanto vivas como muertas, las cuales aún aplican, pues el uso del edificio no ha cambiado desde su construcción. El detalle de este análisis se muestra en la división C de esta sección.

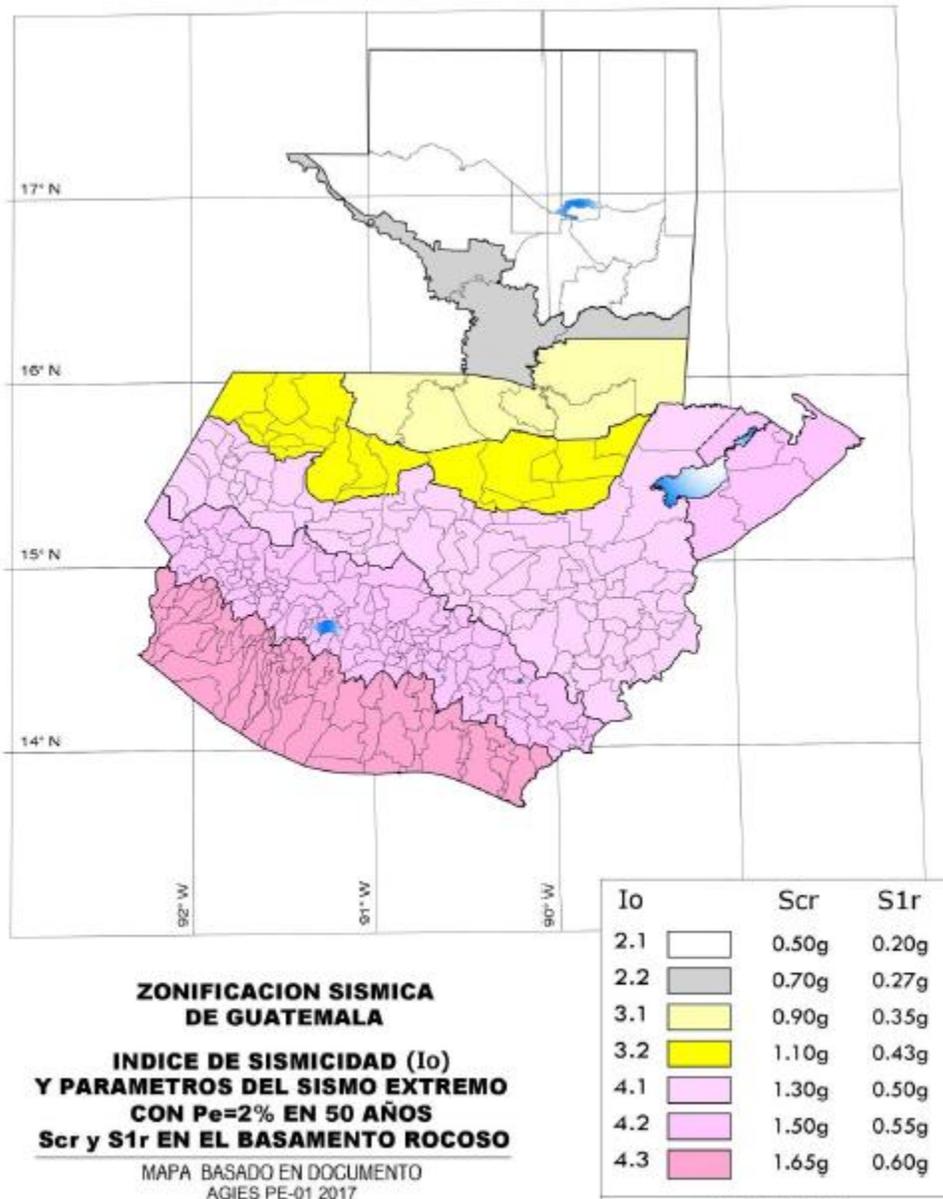
Dado que la documentación obtenida por parte de la universidad no dispone de un estudio de suelos para la construcción de la estructura, la elección de los parámetros F_a y F_v se tomaron como lo indica la nota al final de los cuadros 8 y 9, teniendo para el primero un tipo de suelo C y para el segundo un tipo de suelo D, lo cual es bastante común dentro del territorio nacional. El valle de la Ciudad de Guatemala, al estar situado entre varios accidentes geográficos, como volcanes, tiende a tener un suelo volcánico con propiedades correspondientes a los tipos de suelo anteriormente mencionados.

B. Cálculos necesarios del análisis de la etapa 1

Una vez recopilada toda la información de la estructura, el manual ASCE 41-17 especifica qué verificaciones deben realizarse a la estructura dependiendo del nivel de sismicidad y el desempeño que debe tener. El edificio II tiene un desempeño de preservación del colapso por ser una estructura para fines educativos e investigativos.

A su vez, se clasificó el nivel de sismicidad al que está sujeta la estructura. Dado que el edificio se encuentra en la Ciudad de Guatemala, se considera que la zona es de un nivel de sismicidad alto. La Figura 12 muestra la clasificación de niveles de sismicidad de Guatemala dado por la Norma de Seguridad Estructural 2-17 por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. Esta clasificación, en conjunto con el desempeño de la estructura, muestra qué análisis deben ser realizados para esta etapa de evaluación, según la tabla 4-6 del código del ASCE 41-17.

Figura 12 – Clasificación del nivel de sismicidad para Guatemala



(Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017)

Cuadro 6 – Selección de listas de chequeo para la etapa 1

Level of Seismicity ^b	Level of Building Performance ^c	Required Checklists ^a					
		Very Low Seismicity Checklist (Sec 17.1.1)	Basic Configuration Checklist (Sec. 17.1.2)	Collapse Prevention Checklist (Sec. 17.2 through 17.17)	Immediate Occupancy Checklist (Sec. 17.2 through 17.17)	Hazards Reduced or Life Safety Nonstructural Checklist (Sec. 17.19)	Position Retention Nonstructural Checklist (Sec. 17.19)
Very low	CP	X					
Very low	IO		X		X		X
Low	CP		X	X		X	
Low	IO		X		X		X
Moderate	CP		X	X		X	
Moderate	IO		X		X		X
High	CP		X	X		X	
High	IO		X		X		X

^a An X designates the checklist that must be completed for a Tier 1 screening as a function of the Level of Seismicity and Level of Performance.

^b Defined in Section 2.5.

^c CP = Collapse Prevention Performance Level, and IO = Immediate Occupancy Performance Level (defined in Section 2.3.3).

(American Society of Civil Engineers, 2016)

Para el caso de la ciudad de Guatemala, se refiere a la norma NSE 2-17 para conocer los coeficientes de aceleración de sitio, seleccionados del anexo A de la misma norma, como se observa en la siguiente tabla

Cuadro 7 – Coeficientes de aceleración de sitio para el municipio de Guatemala

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I _o	S _{cr}	S _{1r}	
78	Guatemala	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100

(Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2017)

$$S_5 = 1.50$$

$$S_1 = 0.55$$

Para la clasificación del sitio nuevamente se recurre a la norma NSE 2-17 de AGIES. Como se mencionó con anterioridad, el tipo de suelo asumido, al carecer del estudio de suelos correspondiente, es el tipo C, el cual presenta comportamiento adecuado ante cargas sísmicas. Una vez clasificado el suelo, se determina el parámetro de aceleración F_a , el cual corresponde

al coeficiente de sitio con períodos de vibración cortos obtenido de la tabla 11.4-1 de la norma ASCE 7-16, mostrada en la tabla 8 del presente trabajo. La tabla 9 muestra la selección del coeficiente de sitio para período de 1 segundo, seleccionado de la tabla 11.4-2 de la norma ASCE 7-16.

Cuadro 8 – Coeficiente de sitio para período corto, F_a

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period						
Site Class	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S = 1.25$	$S_S \geq 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_S .

(American Society of Civil Engineers, 2016)

Cuadro 9 – Coeficiente de sitio para período de 1 segundo, F_v

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period						
Site Class	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2 ^a	2.0 ^a	1.9 ^a	1.8 ^a	1.7 ^a
E	4.2	See	See	See	See	See
		Section 11.4.8				
F	See	See	See	See	See	See
	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_1 .

^aAlso, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

(American Society of Civil Engineers, 2016)

$$F_a = 1.2$$

$$F_v = 1.45$$

Con los valores anteriores, se procede a obtener los valores de ajuste para clase de sitio según la sección 2.4.1.6 de la norma ASCE 41-17, dando como resultado los siguientes valores

$$S_{XS} = F_a S_S = 1.80$$

$$S_{X1} = F_v S_1 = 0.80$$

Se procede a obtener el factor de importancia por la categoría de riesgo del edificio mostrada en la norma ASCE 7-16. Se elige la categoría III por el hecho de ser un edificio

educativo que posee sustancias posiblemente tóxicas. El uso del edificio es para laboratorios de investigación de distintas índoles, y, entre ellas, está el uso de epidemiología, por lo que las sustancias y bacterias contenidas allí presentan un riesgo potencial si la estructura llegase a colapsar.

Categoría III – Importante

Cuadro 10 – Factor de importancia por categoría de riesgo para cargas sísmicas

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, I_s	Ice Importance Factor—Thickness, I_i	Ice Importance Factor—Wind, I_w	Seismic Importance Factor, I_e
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.15	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

Note: The component importance factor, I_p , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it depends on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its

(American Society of Civil Engineers, 2016)

$$I_e = 1.25$$

Finalmente, para determinar la categoría de diseño sísmico, se utilizan las ecuaciones 11.4-3 y 11.4-4 de la norma ASCE 7-16, y las tablas 11.6-1 y 11.6-2 de la misma norma, por lo que la categoría de riesgo utilizada es la siguiente

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{XS} = 1.20$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = 0.53$$

Cuadro 11 – Riesgo basado en el parámetro de aceleración de respuesta de período corto

Value of S_{DS}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

(American Society of Civil Engineers, 2016)

Cuadro 12 – Categorización de riesgo basado en el parámetro de aceleración de respuesta de período largo

Value of S_{D1}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

(American Society of Civil Engineers, 2016)

$$C_{DS} = D$$

Luego de esto, se calcula el período natural vibración de la estructura en ambas direcciones de análisis. Se eligen los valores de C_t y β tomando en consideración la clasificación previamente seleccionada. En conformidad con el código ASCE 41-17, se seleccionan los valores y se toma en cuenta la altura total del edificio según la sección 4.5.2.4

Cuadro 13 – Período fundamental de la estructura para las direcciones X y Y

T =	0.41	s
C _t =	0.02	
h _n =	32.50	ft
β =	0.90	

Seguidamente, se calcula la aceleración espectral. Para ello, se utiliza la ecuación 4-3 del código ASCE 41-17. Se toma en cuenta el período calculado con anterioridad, la aceleración corregida del análisis sísmico y el factor de redundancia para marcos a momento de concreto reforzado

Cuadro 14 – Cálculo de la aceleración espectral para las direcciones X y Y

S _a =	0.28	
T =	0.41	s
S _{X1} =	0.94	
R =	8.00	

Se debe calcular las fuerzas sísmicas en cada piso, por lo que los valores del peso de la estructura fueron tomados del modelo tridimensional realizado en el software de computadora “ETABS versión 16.2.0” utilizado para el análisis estructural de la edificación en análisis como parte del presente trabajo de investigación. Con dichos valores, se obtiene el cuadro 15.

Cuadro 15 – Peso sísmico de la estructura según ASCE 41-17

Nivel	W _{DL} (kg)	LL (kg/m ²)	W _{LL} (kg)	W _{nivel} (kg)
Techo	389836.25	125.00	52968.75	150427.81
2	347421.25	295.00	125006.25	211861.56
1	347441.25	295.00	125006.25	211866.56
			W _{total} =	574155.94

Una vez calculado el peso sísmico de la estructura, es posible calcular el cortante basal de la misma. Este se calcula tomando en cuenta la pseudo-aceleración calculada según la localización de la estructura y el factor de modificación C obtenido de la tabla 4-7 del código ASCE 41-17 y provisto en este trabajo en el Cuadro 16

Cuadro 16 – Factor de modificación C

Building Type ^a	Number of Stories			
	1	2	3	≥4
Wood and cold-formed steel shear wall (W1, W1a, W2, CFS1) Moment frame (S1, S3, C1, PC2a)	1.3	1.1	1.0	1.0
Shear wall (S4, S5, C2, C3, PC1a, PC2, RM2, URMa) Braced frame (S2) Cold-formed steel strap-brace wall (CFS2)	1.4	1.2	1.1	1.0
Unreinforced masonry (URM) Flexible diaphragms (S1a, S2a, S5a, C2a, C3a, PC1, RM1)	1.0	1.0	1.0	1.0

(American Society of Civil Engineers, 2017)

Cuadro 17 – Cortante basal de la estructura

V =	163342.88	kg
C =	1.00	
S _a =	0.28	
W =	574155.94	kg

Con el cortante basal calculado, es necesario distribuir dicha fuerza en los distintos pisos de la estructura en conformidad con lo discutido del análisis estático equivalente. En el código ASCE 41-17 esto se realiza en conformidad con la sección 4.4.2.2, dando como resultado los siguientes valores

Cuadro 18 – Distribución del cortante basal en los distintos niveles para las direcciones X y Y

Nivel	h_i (m)	h_x (m)	W_i (kg)	$W_i h_i$	V (kg)	F_x (kg)	V_j (kg)
Techo	3.30	9.90	150427.81	496411.78	163342.88	42795.54	42795.54
2	3.30	6.60	211861.56	699143.16	163342.88	60272.96	103068.49
1	3.30	3.30	211866.56	699159.66	163342.88	60274.38	120547.34

Una vez calculadas las fuerzas en cada uno de los pisos de la estructura, se procede a calcular las derivas laterales de cada una conforme lo estipulado en la sección 4.4.3.1 del código ASCE 41-17. Para calcular las derivas, se debe tomar en cuenta los momentos de inercia de los elementos involucrados, así como la altura de piso y el módulo de elasticidad del concreto. Se debe tomar en cuenta que el momento de inercia a considerar debe ser el momento de inercia agrietado según la tabla 6.6.3.1.1(a) del código ACI 318-14 mostrada en la cuadro 19 del presente trabajo.

Cuadro 19 – Momento de inercia y área de sección transversal permitida para análisis elástico al nivel de carga mayorada

Miembro y condición		Momento de inercia	Área de la sección transversal
Columnas		$0.70I_g$	$1.0A_g$
Muros	No fisurados	$0.70I_g$	
	Fisurados	$0.35I_g$	
Vigas		$0.35I_g$	
Placas planas y losas planas		$0.25I_g$	

(American Concrete Institute, 2015)

Con los momentos de inercia modificados con los factores anteriores, se procede a calcular las derivas según el artículo anteriormente mencionado, obteniendo valores observados en el Cuadro 20.

Cuadro 20 – Cálculo de derivas laterales por piso en el eje x

E =		4416.62 ksi									
Nivel	Viga	L (in)	Ib (in4)	Kb	Columna	hi (in)	Ic (in4)	Kc	Vc (kips)	Dr	Verificación
Techo	B43	157.48	17167.93	109.02	C33	129.92	7507.84	57.79	42.80	0.003	-
2	B43	157.48	17167.93	109.02	C33	129.92	7507.84	57.79	103.07	0.007	-
1	B43	157.48	17167.93	109.02	C33	129.92	7507.84	57.79	120.55	0.010	-

Cuadro 21 – Cálculo de derivas laterales por piso en el eje y

E =		4416.62 ksi									
Nivel	Viga	L (in)	Ib (in4)	Kb	Columna	hi (in)	Ic (in4)	Kc	Vc (kips)	Dr	Verificación
Techo	B43	342.52	17167.93	50.12	C33	129.92	2702.82	20.80	42.80	0.007	-
2	B43	342.52	17167.93	50.12	C33	129.92	2702.82	20.80	103.07	0.017	-
1	B43	342.52	17167.93	50.12	C33	129.92	2702.82	20.80	120.55	0.020	-

El código ASCE 41-17 requiere que se calculen los esfuerzos cortantes en las columnas de los marcos de concreto, según la sección 4.4.3.2 utilizando la ecuación 4-7. Este análisis considera la simplificación de análisis estructural en la que las columnas centrales reciben el doble de carga axial que las columnas laterales. Este análisis es correcto si se tiene más de una bahía dentro del marco a momento. El valor de M_s se toma como 2.0, pues el objetivo del edificio es la prevención del colapso. Con estos valores, se obtiene los resultados del Cuadro 22.

Cuadro 22 – Cálculo de esfuerzos cortantes para columnas

	Eje X			Eje Y		
Techo	$V_j^{avg} =$	0.01	ksi	$V_j^{avg} =$	0.01	ksi
	Cumple	-		Cumple	-	
	$n_c =$	30		$n_c =$	30	
	$n_f =$	3		$n_f =$	10	
	$V_j =$	94.15	kips	$V_j =$	94.15	kips
	$A_c =$	6975.00	in ²	$A_c =$	6975.00	in ²
	$M_s =$	2.00		$M_s =$	2.00	
N2	$V_j^{avg} =$	0.02	ksi	$V_j^{avg} =$	0.02	ksi
	Cumple	-		Cumple	-	
	$n_c =$	30		$n_c =$	30	
	$n_f =$	3		$n_f =$	10	
	$V_j =$	226.75	kips	$V_j =$	226.75	kips
	$A_c =$	6975.00	in ²	$A_c =$	6975.00	in ²
	$M_s =$	2.00		$M_s =$	2.00	
N1	$V_j^{avg} =$	0.02	ksi	$V_j^{avg} =$	0.03	ksi
	Cumple	-		Cumple	-	
	$n_c =$	30		$n_c =$	30	
	$n_f =$	3		$n_f =$	10	
	$V_j =$	265.20	kips	$V_j =$	265.20	kips
	$A_c =$	6975.00	in ²	$A_c =$	6975.00	in ²
	$M_s =$	2.00		$M_s =$	2.00	

Se utilizó el valor de $2\sqrt{f'_c}$ para verificar los cortes según lo establecido por el código ASCE 41-17, en su apéndice C para el objetivo de desempeño de prevención del colapso.

Finalmente, se calculan los esfuerzos axiales en las columnas de la estructura. Para determinar este esfuerzo se considera únicamente el primer nivel del edificio por ser el más crítico de toda la edificación. La ecuación 4-11 del código ASCE 41-17 muestra cómo calcular dichos esfuerzos. El valor de M_s es de 2.5 según el criterio dado por la descripción de los parámetros de la ecuación. Dichos esfuerzos se observan en el Cuadro 23, teniendo como referencia que se debe cumplir un esfuerzo menor de $0.3 f'_c$, según la lista de verificación consultada.

Cuadro 23 – Cálculo de esfuerzos axiales para columnas del primer nivel

	Eje X		Eje Y	
Pot =	0.003	ksi	0.024	ksi
Cumple	-		-	
$M_s =$	2.50		2.50	
V =	265.20	kips	265.20	kips
$h_n =$	10.82	ft	10.82	ft
L =	98.40	ft	46.33	ft
$n_f =$	10		3	
$A_{col} =$	1.61	ft ²	1.61	ft ²

C. Uso de listas de verificación para análisis de la etapa 1

La norma ASCE 41-17 tiene como requisito para la evaluación de rehabilitación el uso de listas de verificación para el análisis de la etapa 1. Dichas listas de verificación se encuentran en el capítulo 17 de dicha norma. Para el edificio II, catalogado en la “prevención de colapso,” se utiliza la lista de verificación de configuración básica, encontrada en la tabla 17-2 de la norma, así como la lista de verificación para la prevención del colapso para edificios tipo C1, encontrada en la tabla 17-22. Finalmente, la tabla 17-38 se utiliza para la lista de verificación de elementos no estructurales. Cada una de estas listas de verificación se encuentran en los anexos C, D y E del presente trabajo de investigación

D. Análisis estructural utilizando la herramienta de software ETABS

Como parte complementaria de este trabajo, se analizó la estructura utilizando el programa de análisis estructural de la compañía Computers and Structures (CSI) llamado ETABS versión 16.2.0. Este programa utiliza elementos finitos para realizar un análisis completo de la estructura y todos sus componentes. La herramienta se utilizó para dos análisis: el primero, con la estructura original y el segundo, modificando la estructura al agregar un nivel adicional.

1. Análisis de la estructura original

Como primer paso, se definió la cuadrícula que la estructura utilizaría en los tres ejes. Esta grilla serviría como base para dibujar sobre ella los elementos estructurales. Se tomó como referencia los planos proporcionados por la Universidad. Las distancias entre ejes horizontales y verticales vistos en planta pueden observarse en la Figura 12, mientras que las distancias que existen entre pisos pueden observarse en la Figura 13.

Figura 13 – Distancia entre ejes horizontales y verticales vistos en planta

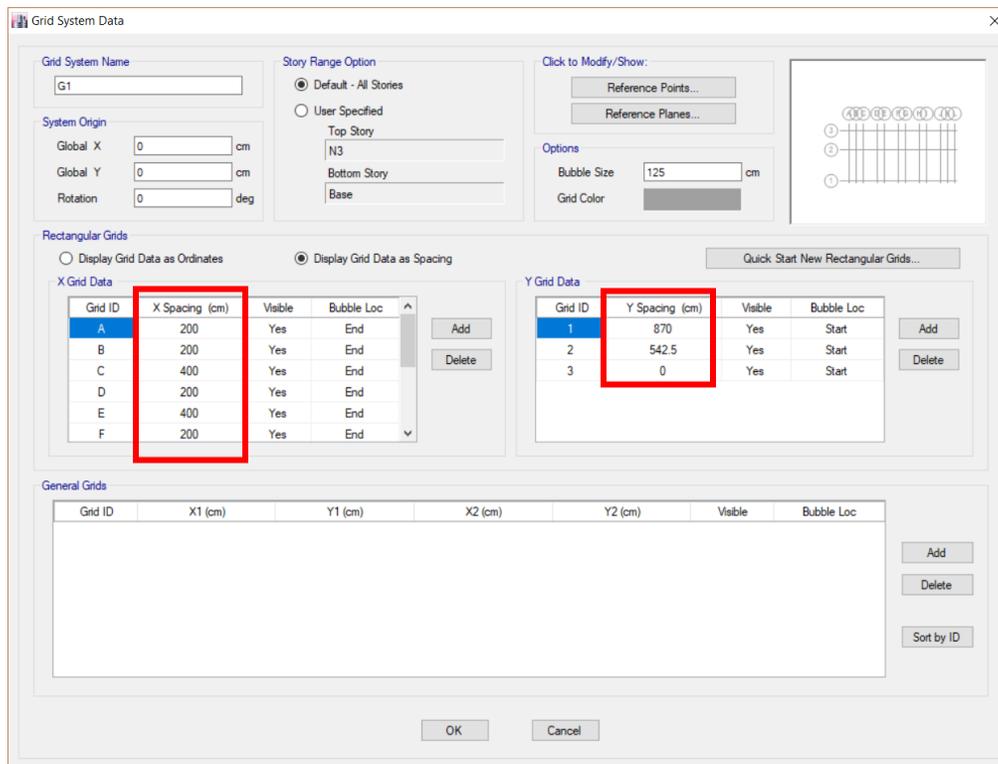


Figura 14 – Distancias entre pisos de la estructura

Story	Height cm	Elevation cm	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height cm	Story Color
N3	330	990	No	None	No	0	Pink
N2	330	660	No	None	No	0	Yellow
N1	330	330	No	None	No	0	Grey
Base	0	0					

Una vez realizada la grilla, se procedió a definir los materiales a utilizar en la estructura. Los materiales se definieron de acuerdo con las especificaciones dadas por los planos. Se especifica que se utilizará concreto con una resistencia de 6,000 psi (420 kg/cm^2), así como acero de refuerzo grado 60 (4200 kg/cm^2). Las propiedades de ambos materiales se muestran en las figuras 15 y 16 para el concreto y el acero, respectivamente.

Figura 15 – Especificaciones del concreto en ETABS

Material Name and Type

Material Name: Concreto420

Material Type: Concrete, Isotropic

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 420 kgf/cm²

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: [Empty]

Figura 16 – Especificaciones del acero en ETABS

Material Name and Type	
Material Name	A615Gr60
Material Type	Rebar, Uniaxial
Design Properties for Rebar Materials	
Minimum Yield Strength, Fy	4200 kgf/cm ²
Minimum Tensile Strength, Fu	6300 kgf/cm ²
Expected Yield Strength, Fye	4640.26 kgf/cm ²
Expected Tensile Strength, Fue	6960.39 kgf/cm ²

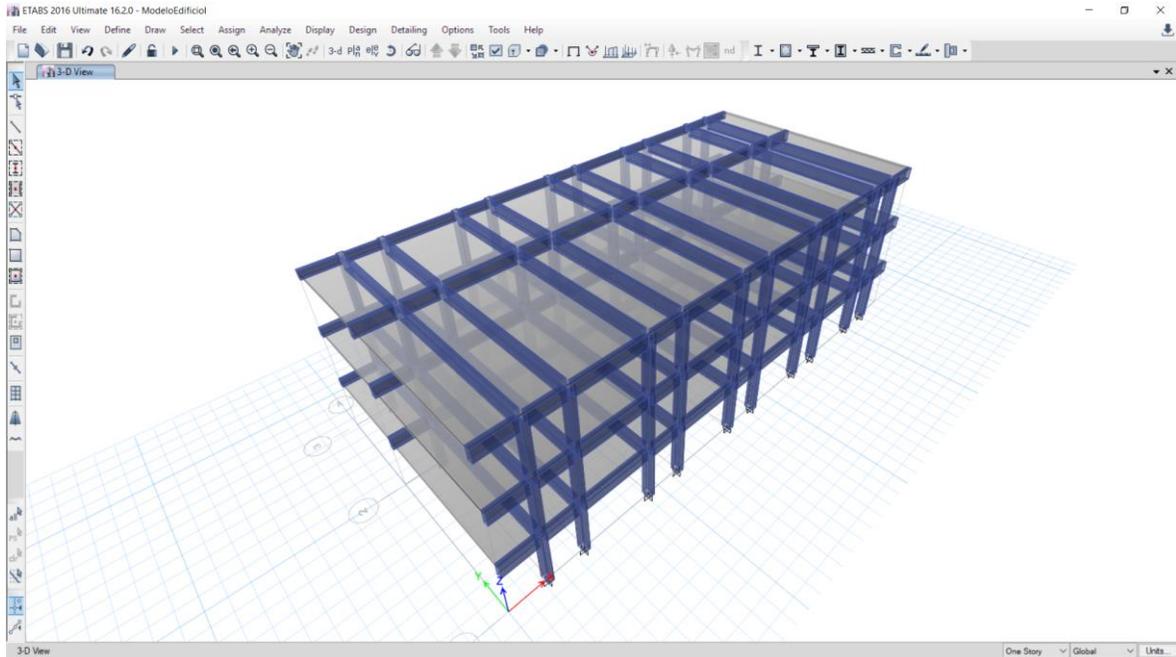
Seguidamente, se procedió a realizar las secciones transversales de cada elemento estructural, es decir, de las vigas y columnas. Con las especificaciones dadas en los planos, se utilizó la herramienta “section designer” incluida en el software para crear cada sección, pues los arreglos de las varillas de refuerzo son poco tradicionales. Cada columna de cada eje de cada nivel posee un arreglo distinto de las varillas de refuerzo, así como las vigas de cada eje. Para las vigas, se optó por tomar la sección transversal con menos acero de refuerzo, simulando así la peor situación que pudiese ocurrir. El Cuadro 24 muestra un resumen de todas las secciones utilizadas para el modelado de la estructura. Las secciones C representan las columnas seguido por el nivel en el que se encuentran y el número de columna, al igual con las vigas, utilizando la letra V.

Cuadro 24 – Secciones transversales de elementos estructurales

Name	Material	Shape
C-1.1	Concreto280	SD Section
C-1.2	Concreto280	SD Section
C-1.3	Concreto280	SD Section
C-2.1	Concreto280	SD Section
C-2.2	Concreto280	SD Section
C-2.3	Concreto280	SD Section
C-3.1	Concreto280	SD Section
C-3.2	Concreto280	SD Section
C-3.3	Concreto280	SD Section
C-4.1	Concreto280	SD Section
C-4.2	Concreto280	SD Section
C-4.3	Concreto280	SD Section
V-1.1	Concreto280	SD Section
V-1.2	Concreto280	SD Section
V-1.3	Concreto280	SD Section
V-2.1	Concreto280	SD Section
V-2.2	Concreto280	SD Section
V-2.3	Concreto280	SD Section
V-3.1	Concreto280	SD Section
V-3.2	Concreto280	SD Section
V-3.3	Concreto280	SD Section
V-4.1	Concreto280	SD Section
V-4.2	Concreto280	SD Section
V-4.3	Concreto280	SD Section

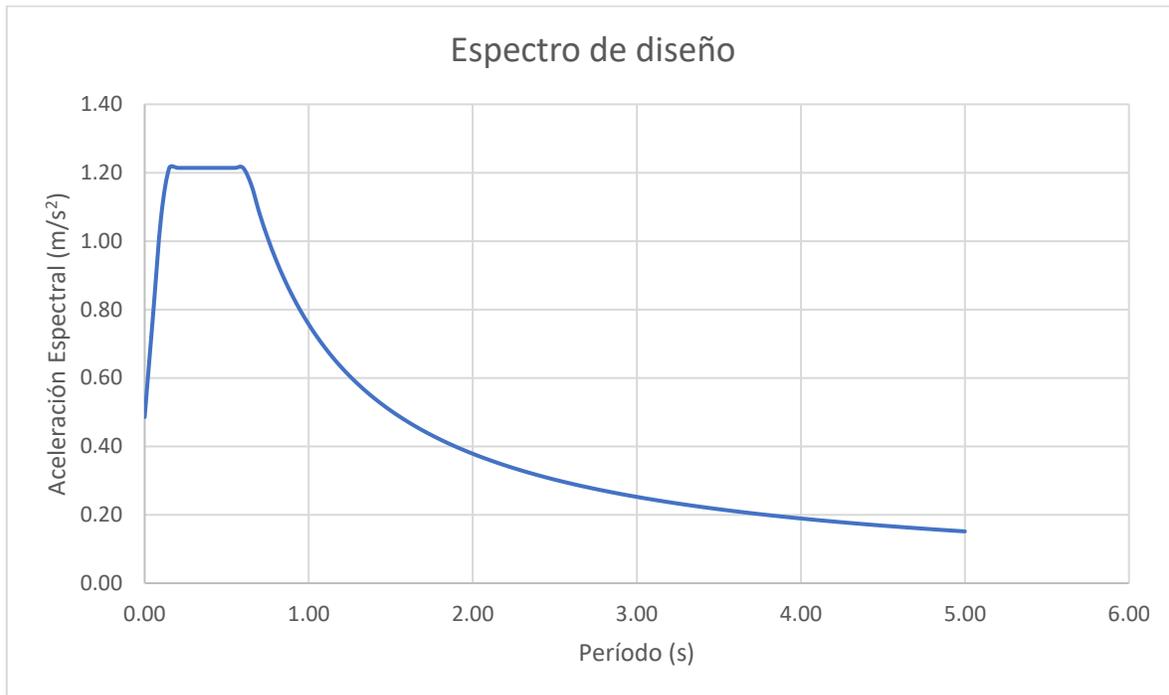
Con todas las secciones transversales de los elementos definidas, se procedió a modelar la estructura completa, tal como la especifican los planos. La losa se define como un diafragma rígido de peralte de 15 cm. La Figura 17 muestra una vista 3D del modelo computacional. De igual manera, se agregaron las cargas vivas a la losa en forma de carga distribuida por unidad de área, las cuales también estaban especificadas en los planos provistos por la Universidad y pueden observarse en el anexo H.

Figura 17 – Modelo estructural 3D en ETABS



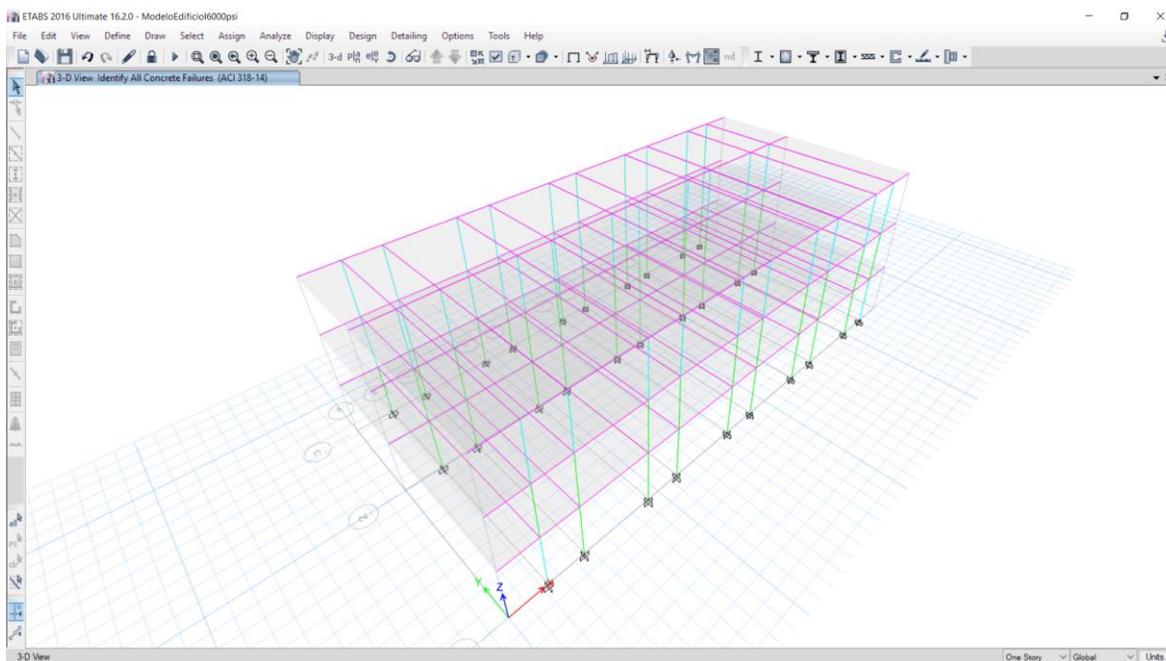
Con la estructura definida, se realizaron los cálculos necesarios para elaborar el espectro de diseño para el análisis modal espectral. Para ello, se utilizó el programa Microsoft Excel. Dicha memoria de cálculo se encuentra en el anexo A del presente trabajo. Los parámetros elegidos para este análisis se describen con anterioridad en el procedimiento para realizar los cálculos necesarios para la etapa 1 del código ASCE 41-17. El espectro de diseño puede observarse en la Figura 18.

Figura 18 – Espectro de diseño para el edificio II



Obtenidos los factores de corrección para las aceleraciones espectrales utilizando los cortantes dados por la primera iteración en ETABS, se procedió a realizar el análisis de resistencia de los elementos, así como el análisis de derivas laterales de la estructura, para verificar que se cumpliera con lo establecido por la norma NSE 3-17. La resistencia de los elementos se verificó con la opción “design check” incluida en el programa ETABS versión 16.2.0, y los resultados visuales se muestran en la Figura 19. Esto se verifica con la inercia agrietada, tal como se realizó para el análisis según ASCE 41-17, y con el código del ACI 318-14. En esta figura, cualquier elemento que posea un color rojo indica que este falla por resistencia, ya sea por corte, flexión o flexo-compresión. Para la verificación de las derivas, el Cuadro 25 muestra el cálculo de los desplazamientos laterales amplificados con los valores de corrección del análisis sísmico y también con el factor C_d para ambos ejes de análisis.

Figura 19 – Verificación de resistencia de los elementos en ETABS



Cuadro 25 – Revisión de derivas laterales con los valores de ETABS

Revisión de derivas							
Dirección X				FD _x =	1.01	C _{dx} =	5.50
Nivel	h _i (m)	Δp (cm)	Despl (cm)	δ (cm)	δCD (cm)	Rel deriva	Conclusión
N3	3.30	6.60	1.25	0.27	1.51	0.23	Cumple
N2	3.30	6.60	0.97	0.46	2.55	0.39	Cumple
N1	3.30	6.60	0.51	0.51	2.80	0.42	Cumple
Dirección Y				FD _y =	1.01	C _{dy} =	5.50
Nivel	h _i (m)	Δp (cm)	Despl (cm)	δ (cm)	δCD (cm)	Rel deriva	Conclusión
N3	3.30	6.60	0.82	0.22	1.21	0.18	Cumple
N2	3.30	6.60	0.60	0.33	1.80	0.27	Cumple
N1	3.30	6.60	0.28	0.28	1.52	0.23	Cumple

2. Análisis de la estructura modificada

Este mismo análisis se replicó agregando un nivel más a la estructura. El piso agregado también es de concreto reforzado y es una réplica exacta del último piso en la estructura original de tres niveles. Se modificaron los valores correspondientes a la nueva estructura en la memoria de cálculo, la cual puede encontrarse en el anexo B del presente documento. La figura 20 muestra el modelo 3D de la nueva estructura, y la Figura 21 muestra su espectro de diseño correspondiente

Figura 20 – Modelo estructura 3D modificada en ETABS

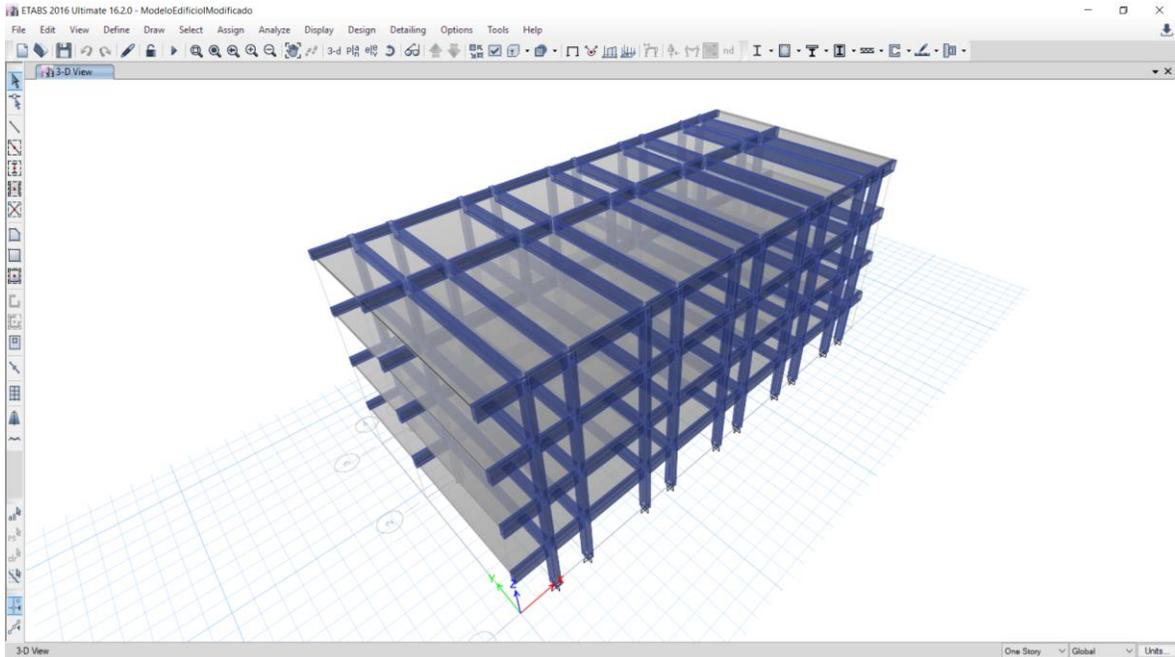
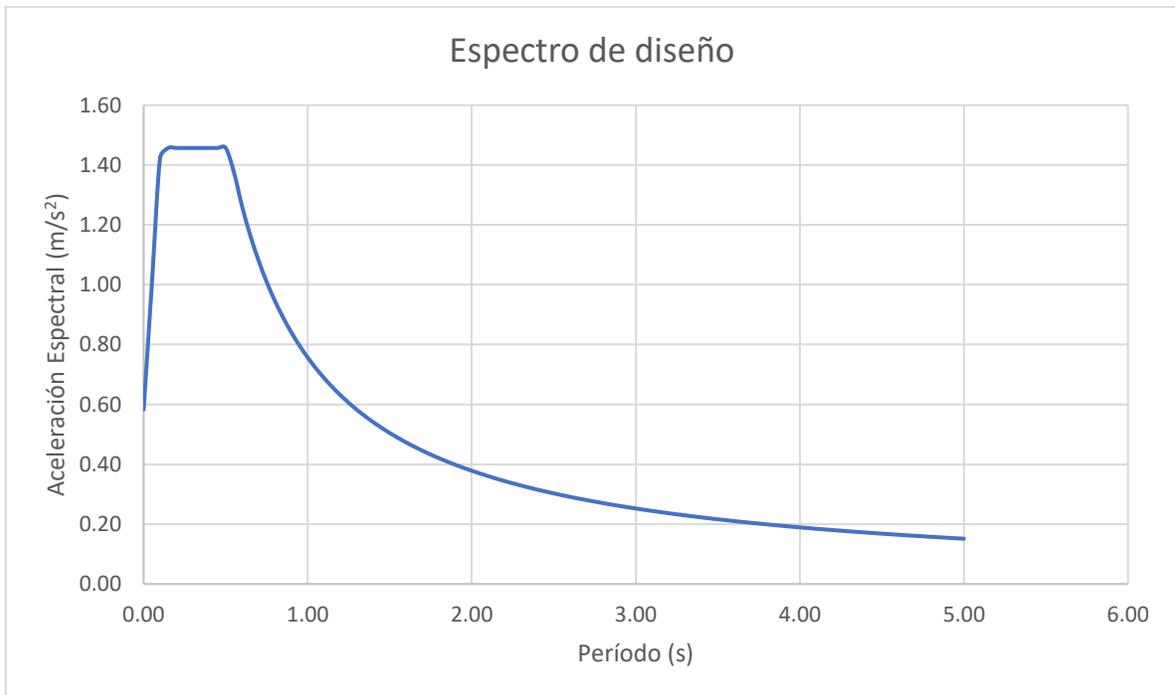


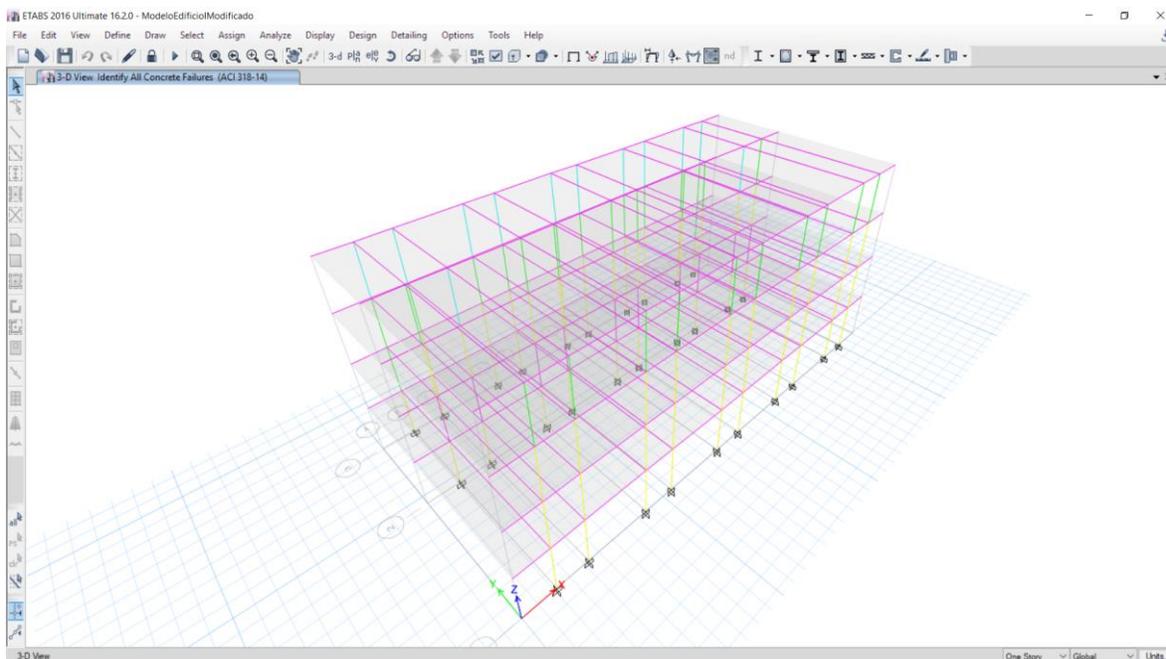
Figura 21 – Espectro de diseño para el edificio II modificado



Nuevamente, se procedió a utilizar la herramienta “design check” para verificar que los elementos estructurales cumplan con el criterio de resistencia según la norma del ACI 318-

14. Los resultados de este análisis se muestran en la Figura 22, y siguen los mismos parámetros que los descritos anteriormente para la estructura original. También se realizó la verificación de derivas laterales para esta nueva estructura, y los resultados se muestran en el Cuadro 26.

Figura 22 – Verificación de resistencia de los elementos de la estructura modificada en ETABS



Cuadro 26 – Revisión de derivas laterales modificadas con los valores de ETABS

Revisión de derivas							
Dirección X				FD _x =	1.18	C _{dx} =	5.50
Nivel	h _i (m)	Δp (cm)	Despl (cm)	δ (cm)	δCD (cm)	Rel deriva	Conclusión
N4	3.30	6.60	2.11	0.28	1.56	0.24	Cumple
N3	3.30	6.60	1.83	0.51	2.80	0.42	Cumple
N2	3.30	6.60	1.32	0.66	3.62	0.55	Cumple
N1	3.30	6.60	0.66	0.66	3.62	0.55	Cumple
Dirección Y				FD _y =	1.05	C _{dy} =	5.50
Nivel	h _i (m)	Δp (cm)	Despl (cm)	δ (cm)	δCD (cm)	Rel deriva	Conclusión
N4	3.30	6.60	1.43	0.23	1.24	0.19	Cumple
N3	3.30	6.60	1.21	0.37	2.03	0.31	Cumple
N2	3.30	6.60	0.84	0.47	2.58	0.39	Cumple
N1	3.30	6.60	0.37	0.37	2.03	0.31	Cumple

E. Pruebas no destructivas realizadas a la estructura

Como parte complementaria del análisis para la revisión de la rehabilitación estructural del edificio II, se realizaron dos pruebas no destructivas a algunos elementos estructurales de la edificación. Se tomó una columna y una viga de cada nivel para revisar la resistencia del concreto y la posición de las varillas de refuerzo. Para la resistencia del concreto se utilizó la prueba del martillo de rebote, mientras que para la colocación de las varillas de acero se utilizó un GPR de la marca GSSI, modelo StructureScan Mini.

1. Prueba con martillo de rebote

Con la prueba con martillo de rebote, se pretende comprobar la calidad del concreto de los elementos estructurales. Para ello, se utilizó un esclerómetro de la marca Proseq tipo N-34 con número de serie 16509, el cual se calibró con el yunque de calibración mostrado en la Figura 23, observando que los valores dados por el esclerómetro correspondían a la dureza especificada por el yunque. Para la calibración y la toma de datos, se utilizó la norma COGUANOR NTG 41017h11, válida para Guatemala.

Figura 23 – Calibración del esclerómetro con yunque de calibración



Se eligió una columna y una viga de cada nivel, por ser una estructura de poco tamaño. En el primer nivel, se eligió la columna que interseca el eje letra “E” y con el eje número “3”,

así como la viga que conecta a dicha columna y se encuentra entre los ejes número “2” y “3”. En los dos niveles superiores, se seleccionó la columna que interseca el eje letra “F” y el eje número “3”, y la viga que conecta a dicha columna y se encuentra entre los ejes 2 y 3.

Se procedió, entonces, a pulir el área, según lo especificado por la norma anteriormente mencionada. Se toma un círculo con un diámetro de por lo menos 6 pulgadas y se pule con piedra abrasiva para dejar expuesta cualquier burbuja que el curado de los elementos pudiese haber escondido y así no tomar lecturas sobre ellas. Se sostuvo el esclerómetro con un ángulo de 0 grados respecto a la horizontal – es decir, perpendicular a la superficie de prueba – y se realizaron 12 lecturas para cada elemento, de las cuales la más alta y las más baja se descartan para promediar únicamente las 10 restantes. Con base en las lecturas, se pudo determinar que el concreto colocado en la edificación posee una resistencia igual o superior a la especificada en los planos estructurales, es decir 4,000 psi. El anexo G muestra los resultados de dichas pruebas.

Figura 24 – Realización de la prueba con esclerómetro



2. Prueba con georradar

El georradar utilizado para la verificación de la posición del acero de refuerzo en los elementos estructurales es distribuido por la empresa GSSI. El modelo utilizado fue el

StructureScan Mini HR. Este es un georradar manual y portátil para realizar mediciones en campo, así como análisis por software más avanzado, con el software distribuido por GSSI llamado RADAN for StructureScan Mini. El georradar se muestra en la Figura 25.

Figura 25 – Fotografía del georradar StructureScan Mini HR



Para realizar las pruebas en 3D de los elementos estructurales, el georradar requiere de una cuadrícula que se coloca sobre la superficie a analizar. Esta cuadrícula puede ser de 30 X 30 cm, 60 X 60 cm o de 120 X 60 cm. Para las columnas se utilizó la cuadrícula de 60 X 60 cm para abarcar toda la superficie, mientras que para las vigas se utilizó la grilla de 30 X 30 cm, para observar las varillas longitudinales inferiores. Para ambos elementos se tomó una penetración del radar de 30 cm de profundidad, lo cual mostró claramente el acero de refuerzo, tanto en la viga como en la columna. El anexo F muestra las imágenes obtenidas del georradar y procesadas por el programa RADAN. Los cilindros morados representan las varillas longitudinales, tanto en vigas como en columnas, mientras que las líneas blancas representan los estribos.

Figura 26 – Evaluación del acero de refuerzo en las columnas



Figura 27 – Evaluación del acero de refuerzo en las vigas



V. DISCUSIÓN

La etapa 1 del análisis bajo el código del ASCE 41-17 es una herramienta que permite realizar una verificación rápida y eficiente para determinar posibles deficiencias en la estructura en cuestión, por lo que la verificación todos los elementos sometidos al análisis requiere de una evaluación más minuciosa. Se debe considerar que una de las limitantes de esta etapa es que solo posee dos objetivos de desempeño permitidos: prevención del colapso y ocupación inmediata. Dadas las características de la estructura analizada, se determinó que el objetivo de desempeño bajo la cual está diseñada y verificada es el objetivo de prevención del colapso, y su clasificación es C1 por ser una estructura de marcos a momento de concreto reforzado.

El edificio del Centro de Investigaciones se considera como tres estructuras independientes, siendo dos edificios idénticos unidos por un módulo de gradas, que, si se hubiese considerado como una sola estructura, los efectos torsionales debido a su relación ancho largo e irregularidades en planta hubiesen sido considerablemente grandes.

La verificación de derivas por medio de la etapa 1 del código ASCE 41-17 muestra algunas derivas trabajando al límite permitido, lo que implica que este análisis puede no ser muy exacto como lo es un análisis por medio de software de elementos finitos. La separación entre los edificios principales y el módulo de gradas es adecuada, pues la junta entre las estructuras independientes es de mayor tamaño que la deriva máxima dada por el análisis.

La capacidad del suelo sobre el cual está construida la edificación es adecuada, pues se clasifica como tipo C, el cual no puede tener problemas de licuefacción o ruptura de la superficie.

La simulación con el modelo computacional de la estructura existente muestra que ningún elemento está sometido a esfuerzos mayores de los que son capaces de resistir, por lo que no es necesario realizar ningún tipo de mejora para cumplir con los requisitos de construcción que están vigentes bajo los códigos actuales. De igual forma, la simulación muestra que los desplazamientos laterales no exceden los límites establecidos por la norma NSE 3-17. Al realizar la simulación con el modelo computacional de la estructura modificada con un nivel más, se observa que los esfuerzos en las vigas y columnas existentes aumentan de manera considerable, aunque siguen sin tener un esfuerzo mayor al que son capaces de resistir.

Al observar los resultados del análisis computacional modificado utilizando un piso más de concreto reforzado, y al ser el concreto reforzado uno de los materiales de construcción más pesados existentes, una ampliación con un nivel extra a la estructura es viable, siempre y cuando se verifique también la cimentación con un estudio de suelos completo del terreno.

La calidad del concreto utilizado en la construcción es adecuada, pues todos los ensayos realizados con la prueba de martillo de rebote concluyeron resultados superiores a la capacidad especificada en los planos. De igual manera, los resultados no destructivos dados por el georradar muestran que la colocación del acero de refuerzo en los elementos estructurales analizados corresponde a lo especificado en los planos de detalles.

El haber realizado las pruebas no destructivas al concreto permitió la utilización de un concreto de mayor resistencia en el modelo estructural computacional. Esta mejora en la resistencia del concreto limitó considerablemente las derivas laterales calculadas por el programa. El módulo de elasticidad se elevó y permitió elementos más rígidos capaces de absorber mayores esfuerzos al mismo tiempo que redujo las derivas. La resistencia utilizada en el modelo computacional debe ser verificada con pruebas destructivas para tener la certeza de los datos.

VI. CONCLUSIONES

El edificio del Centro de Investigaciones de la Universidad del Valle de Guatemala no presentó una única deficiencia estructural para su rehabilitación y remodelación según la etapa 1, siendo la más crítica la separación existente entre el módulo de gradas y las estructuras principales, pues cumple con los requisitos mínimos existentes establecidos por la norma ASCE 41-17. El análisis muestra que la separación entre los edificios tiene una mayor dimensión que las derivas laterales calculadas.

Por el otro lado, los resultados de las pruebas no destructivas con martillo de rebote determinaron que la resistencia a compresión del concreto y su calidad es la adecuada, pues los valores revelados por los ensayos son muy superiores a los especificados en los planos. De igual manera, las varillas de refuerzo longitudinal y transversal coinciden con los arreglos observados en los planos estructurales, dando la pauta que los elementos estructurales fueron contruidos de manera correcta.

Finalmente, con base en los resultados obtenidos del análisis estructural computacional, se sugiere una ampliación con cualquier tipo de estructura colocada sobre la estructura existente, siempre y cuando se mantenga entre los límites de altura establecidos en el análisis, y se verifique la capacidad soporte del suelo junto con los elementos estructurales de cimentación, aunque una estructura con materiales de peso ligero, como la madera o el acero estructural, es preferible.

VII. RECOMENDACIONES

Primero, se recomienda realizar revisiones estructurales a las estructuras en Guatemala que hayan sido construidas bajo códigos no vigentes, especialmente aquellas que sufrieron el terremoto de 1976 y que nunca fueron restauradas con el fin de determinar daños a futuro. Junto con lo anterior, previo a cualquier revisión para rehabilitación o simple evaluación, debe procurarse contar con el juego de planos completo de la estructura en cuestión, así como toda la información necesaria sobre la construcción. También se debe buscar información de ensayos de laboratorio realizados a los materiales utilizados en la edificación, tales como pruebas de resistencia del concreto a la compresión a los 28 días.

Para la verificación de la calidad de los materiales de los elementos estructurales, se recomienda realizar ensayos destructivos, como prueba de testigos de concreto, para tener información más certera y exacta de los valores obtenidos por las pruebas no destructivas. De igual manera, es preferible contar con un estudio de suelos realizado a la estructura cuando fue construida, o bien, realizar un estudio actualizado tomando muestras cerca de la estructura a analizar. Finalmente, verificar el diámetro de las varillas de refuerzo utilizando pruebas destructivas en el concreto, pues conocer la posición del acero y la cuantía que existe ayudará a realizar modelos computacionales más exactos, teniendo así valores más precisos. Tener un conocimiento profundo las normas a utilizar para los ensayos dentro del ámbito de la construcción ayudará a minimizar errores y malas prácticas durante su realización.

Se recomienda analizar si es necesario crear un agujero de elevadores en el actual módulo de gradas, pues según los requisitos municipales, para estructuras que superen los cuatro niveles por encima del suelo, es necesaria la instalación de un elevador. De ser así, debe analizarse el modificar el núcleo de gradas, pudiendo ser esta modificación con muros de corte para restringir las derivas del módulo, y evitando así posibles colisiones entre el módulo de gradas modificado y la estructura del edificio II modificada.

Se recomienda realizar análisis estructurales computacionales probando distintos materiales, tales como madera, acero estructural y mampostería reforzada, para tener así un criterio más amplio de qué tipo de ampliación es la más adecuada. De igual manera, la verificación de los elementos estructurales de cimentación es indispensable para realizar una ampliación de gran magnitud. Antes de cualquier ampliación, se recomienda acudir a un

profesional experto en el área de rehabilitación sísmica e ingeniería forense, pues un criterio más específico ayudará a tomar la mejor decisión de ampliación.

VIII. BIBLIOGRAFÍA

- American Concrete Institute. (2015). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructura (ACI 318-14)*. Farmington Hill.
- American Society of Civil Engineers. (2016). *ASCE 7-16 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia, Reston, Estados Unidos: Structural Engineers Institute.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia, Estados Unidos.
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2017). NSE 1-17. *Norma de Seguridad Estructural 1-17*. Guatemala, Guatemala, Guatemala.
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2017). NSE 2-17. *Norma de Seguridad Estructural 2-17*. Guatemala, Guatemala, Guatemala.
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2018). NSE 6-18. *Evaluación y Rehabilitación de Obras Existentes*. Guatemala, Guatemala, Guatemala.
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2017). NSE 3-17. *Norma de Seguridad Estructural NSE 3: Diseño Estructural de Edificaciones*. Guatemala, Guatemala, Guatemala.
- Cardenas, M. B. (2014). *Geología*. Madrid: Paraninfo.
- Comisión Guatemalteca de Normas. (2011). *NTG 41017 h11: Método de ensayo. Determinación del número de rebote en concreto endurecido*. Guatemala.
- Federal Emergency Management Agency. (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C, Estados Unidos.
- Filiatrault, A., Tremblay, R., Christophoulos, C., Folz, B., & Pettinga, D. (2013). *Elements of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (Tercera ed.). Québec: Presses internationales Polytechnique.

- Galambos, T. V. (2006). *Structural design codes: the bridge between research and practice*. Retrieved from Instituto Nacional de Tecnología Industrial: https://www.inti.gov.ar/cirsoc/pdf/puentes_hormigon/L03_References.pdf
- Geophysical Survey Systems, Inc. (2009). *GSSI Handbook for RADAR Inspection of Concrete*. Salem, New Hampshire, Estados Unidos.
- Hamburger, R. (2009). Earthquakes and seismic design. *Facts for steel buildings*. Estados Unidos.
- Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología. (Febrero de 2016). *Sismología en Guatemala*. Obtenido de Insivumeh: http://www.insivumeh.gob.gt/folleto/folleto_sismo-1.pdf
- M. R., S., S. G., M., J. H. Bungey, T. C. K., M., & M. J., T. (2005). Location of steel reinforcement in concrete using ground penetrating radar and neural networks. *NDT & E International*, 203-212.
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. México D.F.: Alfaomega.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2013). *Diseño de estructuras en acero* (Quinta ed.). México D.F: Alfaomega.
- Neville, A. M. (1999). *Tecnología del Concreto*. México D.F.: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.
- Pekelnicky, R., Hagen, G., & Martin, D. (2017). *A summary of significant updates in ASCE 41-17*. Obtenido de Structural Engineers Association of California: https://cdn.ymaws.com/www.seaoc.org/resource/resmgr/Convention_Proceedings/2017/14_PAPER_Hagen.pdf
- Taranath, B. (2010). *Reinforced Concrete Design of Tall Buildings*. Boca Raton, Florida: Taylor & Francis Group.

United States Geological Survey. (15 de Septiembre de 2014). *This Dynamic Earth: the Story of Plate Tectonics*. Obtenido de Understanding Plate Motions: <https://pubs.usgs.gov/publications/text/understanding.html>

United States Geological Survey. (2018). *The Modified Mercalli Scale*. Obtenido de United States Geological Survey: <https://earthquake.usgs.gov/learn/topics/mercalli.php>

United States Geological Survey. (s.f.). *World Plates*. Obtenido de USGS: <https://geomaps.wr.usgs.gov/parks/pltec/platesSH.pdf>

Williams, A. (2011). *Steel Structures Design: ASD/LRFD*. New York: McGraw-Hill.

IX. ANEXOS

A. Memoria de cálculo para el análisis modal espectral

Análisis sísmico del edificio II		
NSE 2-17 y NSE 3-17		
Universidad del Valle de Guatemala		
Guatemala		

Parámetros iniciales		
Ubicación	Guatemala	
Clase de obra	Ordinaria	
NPS	D	
Excedencia	0.10	50 años
$I_o =$	4.20	
$S_{cr} =$	1.50	g
$S_{1r} =$	0.55	g

Ajustes		
Por clase de sitio		
Clase de sitio	E	
$F_a =$	1.20	
$F_v =$	1.70	
Por intensidades sísmicas especiales		
$N_a =$	1.00	
$N_v =$	1.00	
Ajuste de parámetros		
$S_{cs} =$	1.80	
$S_{1s} =$	0.94	

Espectro genérico de diseño		
$K_d =$	0.66	
$S_{cd} =$	1.19	
$S_{1d} =$	0.62	g
$T_s =$	0.52	s
$T_0 =$	0.10	s

Parámetros estructurales		
Sistema Estructural	E1	
$R =$	8.00	
$\Omega_r =$	3.00	
$C_d =$	5.50	
$\rho =$	1.20	

Período fundamental de vibración		
$K_T =$	0.05	
$\chi =$	0.85	
$h_n =$	9.90	m
$T_a =$	0.33	s
$T_{max} =$	0.46	s
$S_a =$	1.19	

Coeficientes sísmicos		
$C_s =$	0.15	
$C_{smin1} =$	0.05	
$C_{smin2} =$	0.03	
$C_{smin} =$	0.05	
$C_{sf} =$	0.15	

Corrección de coeficientes sísmicos		
Datos de ETABS		
$T_x =$	0.59	s
$T_y =$	0.44	s
$W_s =$	1160.44	Ton
$V_{1x} =$	135.73	Ton
$V_{1y} =$	148.28	Ton
Área =	405.75	m ²
$W_s/A =$	2.86	Ton/m ²
Calibración del espectro		
$C_{sx} =$	0.15	
$C_{sy} =$	0.15	
$V_{ex} =$	172.33	Ton
$V_{ey} =$	172.33	Ton
$VD_x =$	146.48	Ton
$VD_y =$	148.28	Ton
$f_x =$	1.08	
$f_y =$	1.00	
Factores de corrección para desplazamiento		
$T_x =$	0.59	s
$T_y =$	0.44	s
Dirección	T (s)	Sa
x	0.60	1.26
	0.55	1.38
y	0.45	1.46
	0.40	1.46
$S_a(T_x) =$	1.30	
$S_a(T_y) =$	1.46	
$C_{sx1} =$	0.16	
$C_{sy1} =$	0.18	
Verificación $C_s > C_{smin}$		
$C_{sx} =$	0.16	
$C_{sy} =$	0.18	
$V_{exd} =$	187.93	Ton
$V_{eyd} =$	211.31	Ton
$V_{1x} =$	135.73	Ton
$V_{1y} =$	148.28	Ton
$VD_x =$	187.93	Ton
$VD_y =$	211.31	Ton
$f_{xd} =$	1.18	
$f_{yd} =$	1.21	

B. Memoria de cálculo para el análisis modal espectral modificado

Análisis sísmico del edificio II-2		
NSE 2-17 y NSE 3-17		
Universidad del Valle de Guatemala		
Guatemala		

Parámetros iniciales		
Ubicación	Guatemala	
Clase de obra	Ordinaria	
NPS	D	
Excedencia	0.10	50 años
$I_o =$	4.20	
$S_{cr} =$	1.50	g
$S_{1r} =$	0.55	g

Ajustes		
Por clase de sitio		
Clase de sitio	E	
$F_a =$	1.20	
$F_v =$	1.70	
Por intensidades sísmicas especiales		
$N_a =$	1.00	
$N_v =$	1.00	
Ajuste de parámetros		
$S_{cs} =$	1.80	
$S_{1s} =$	0.94	

Espectro genérico de diseño		
$K_d =$	0.66	
$S_{cd} =$	1.19	
$S_{1d} =$	0.62	g
$T_s =$	0.52	s
$T_0 =$	0.10	s

Parámetros estructurales		
Sistema Estructural	E1	
$R =$	8.00	
$\Omega_r =$	3.00	
$C_d =$	5.50	
$\rho =$	1.20	

Período fundamental de vibración		
$K_T =$	0.05	
$x =$	0.85	
$h_n =$	13.20	m
$T_a =$	0.42	s
$T_{max} =$	0.59	s
$S_a =$	1.19	

Coeficientes sísmicos		
$C_s =$	0.15	
$C_{smin1} =$	0.05	
$C_{smin2} =$	0.03	
$C_{smin} =$	0.05	
$C_{sf} =$	0.15	

Corrección de coeficientes sísmicos		
Datos de ETABS		
$T_x =$	0.77	s
$T_y =$	0.59	s
$W_s =$	1563.50	Ton
$V_{1x} =$	137.76	Ton
$V_{1y} =$	173.78	Ton
Área =	405.75	m ²
$W_s/A =$	3.85	Ton/m ²
Calibración del espectro		
$C_{sx} =$	0.15	
$C_{sy} =$	0.15	
$V_{ex} =$	232.18	Ton
$V_{ey} =$	232.18	Ton
$VD_x =$	197.35	Ton
$VD_y =$	197.35	Ton
$f_x =$	1.43	
$f_y =$	1.14	
Factores de corrección para desplazamiento		
$T_x =$	0.77	s
$T_y =$	0.59	s
Dirección	T (s)	Sa
x	0.80	0.95
	0.75	1.01
y	0.60	1.26
	0.55	1.38
$S_a(T_x) =$	0.99	
$S_a(T_y) =$	1.28	
$C_{sx1} =$	0.12	
$C_{sy1} =$	0.16	
Verificación $C_s > C_{smin}$		
$C_{sx} =$	0.12	
$C_{sy} =$	0.16	
$V_{exd} =$	193.00	Ton
$V_{eyd} =$	250.52	Ton
$V_{1x} =$	137.76	Ton
$V_{1y} =$	173.78	Ton
$VD_x =$	193.00	Ton
$VD_y =$	250.52	Ton
$f_{xd} =$	1.19	
$f_{yd} =$	1.23	

C. Lista de verificación básica para el Centro de Investigaciones

Table 17-2. Collapse Prevention Basic Configuration Checklist

Status	Evaluation Statement	Tier 2 Reference	Commentary Reference
Low Seismicity			
Building System—General			
C (NC) N/A U	LOAD PATH: The structure contains a complete, well-defined load path, including structural elements and connections, that serves to transfer the inertial forces associated with the mass of all elements of the building to the foundation.	5.4.1.1	A.2.1.1
C (NC) N/A U	ADJACENT BUILDINGS: The clear distance between the building being evaluated and any adjacent building is greater than 0.25% of the height of the shorter building in low seismicity, 0.5% in moderate seismicity, and 1.5% in high seismicity.	5.4.1.2	A.2.1.2
C NC (N/A) U	MEZZANINES: Interior mezzanine levels are braced independently from the main structure or are anchored to the seismic-force-resisting elements of the main structure.	5.4.1.3	A.2.1.3
Building System—Building Configuration			
C (NC) N/A U	WEAK STORY: The sum of the shear strengths of the seismic-force-resisting system in any story in each direction is not less than 80% of the strength in the adjacent story above.	5.4.2.1	A.2.2.2
C (NC) N/A U	SOFT STORY: The stiffness of the seismic-force-resisting system in any story is not less than 70% of the seismic-force-resisting system stiffness in an adjacent story above or less than 80% of the average seismic-force-resisting system stiffness of the three stories above.	5.4.2.2	A.2.2.3
C (NC) N/A U	VERTICAL IRREGULARITIES: All vertical elements in the seismic-force-resisting system are continuous to the foundation.	5.4.2.3	A.2.2.4
C (NC) N/A U	GEOMETRY: There are no changes in the net horizontal dimension of the seismic-force-resisting system of more than 30% in a story relative to adjacent stories, excluding one-story penthouses and mezzanines.	5.4.2.4	A.2.2.5
C (NC) N/A U	MASS: There is no change in effective mass of more than 50% from one story to the next. Light roofs, penthouses, and mezzanines need not be considered.	5.4.2.5	A.2.2.6
C (NC) N/A U	TORSION: The estimated distance between the story center of mass and the story center of rigidity is less than 20% of the building width in either plan dimension.	5.4.2.6	A.2.2.7
Moderate Seismicity (Complete the Following Items in Addition to the Items for Low Seismicity)			
Geologic Site Hazards			
C NC N/A (U)	LIQUEFACTION: Liquefaction-susceptible, saturated, loose granular soils that could jeopardize the building's seismic performance do not exist in the foundation soils at depths within 50 ft (15.2 m) under the building.	5.4.3.1	A.6.1.1
C (NC) N/A U	SLOPE FAILURE: The building site is located away from potential earthquake-induced slope failures or rockfalls so that it is unaffected by such failures or is capable of accommodating any predicted movements without failure.	5.4.3.1	A.6.1.2
C (NC) N/A U	SURFACE FAULT RUPTURE: Surface fault rupture and surface displacement at the building site are not anticipated.	5.4.3.1	A.6.1.3
High Seismicity (Complete the Following Items in Addition to the Items for Moderate Seismicity)			
Foundation Configuration			
C (NC) N/A U	OVERTURNING: The ratio of the least horizontal dimension of the seismic-force-resisting system at the foundation level to the building height (base/height) is greater than $0.6S_p$.	5.4.3.3	A.6.2.1
C (NC) N/A U	TIES BETWEEN FOUNDATION ELEMENTS: The foundation has ties adequate to resist seismic forces where footings, piles, and piers are not restrained by beams, slabs, or soils classified as Site Class A, B, or C.	5.4.3.4	A.6.2.2

Note: C = Compliant, NC = Noncompliant, N/A = Not Applicable, and U = Unknown.

D. Lista de verificación estructural para el Centro de Investigación

Table 17-22. Collapse Prevention Structural Checklist for Building Type C1

Status	Evaluation Statement	Tier 2 Reference	Commentary Reference
Low Seismicity			
Seismic-Force-Resisting System			
ⓐ NC N/A U	REDUNDANCY: The number of lines of moment frames in each principal direction is greater than or equal to 2.	5.5.1.1	A.3.1.1.1
ⓐ NC N/A U	COLUMN AXIAL STRESS CHECK: The axial stress caused by unfactored gravity loads in columns subjected to overturning forces because of seismic demands is less than $0.20f'_c$. Alternatively, the axial stress caused by overturning forces alone, calculated using the Quick Check procedure of Section 4.4.3.6, is less than $0.30f'_c$.	5.5.2.1.3	A.3.1.4.2
Connections			
ⓐ NC N/A U	CONCRETE COLUMNS: All concrete columns are doweled into the foundation with a minimum of four bars.	5.7.3.1	A.5.3.2
Moderate Seismicity (Complete the Following Items in Addition to the Items for Low Seismicity)			
Seismic-Force-Resisting System			
ⓐ NC N/A U	REDUNDANCY: The number of bays of moment frames in each line is greater than or equal to 2.	5.5.1.1	A.3.1.1.1
ⓐ NC N/A U	INTERFERING WALLS: All concrete and masonry infill walls placed in moment frames are isolated from structural elements.	5.5.2.1.1	A.3.1.2.1
ⓐ NC N/A U	COLUMN SHEAR STRESS CHECK: The shear stress in the concrete columns, calculated using the Quick Check procedure of Section 4.4.3.2, is less than the greater of 100 lb/in.^2 (0.69 MPa) or $2\sqrt{f'_c}$.	5.5.2.1.4	A.3.1.4.1
ⓐ NC N/A U	FLAT SLAB FRAMES: The seismic-force-resisting system is not a frame consisting of columns and a flat slab or plate without beams.	5.5.2.3.1	A.3.1.4.3
High Seismicity (Complete the Following Items in Addition to the Items for Low and Moderate Seismicity)			
Seismic-Force-Resisting System			
ⓐ NC N/A U	PRESTRESSED FRAME ELEMENTS: The seismic-force-resisting frames do not include any prestressed or post-tensioned elements where the average prestress exceeds the lesser of 700 lb/in.^2 (4.83 MPa) or $f'_c/6$ at potential hinge locations. The average prestress is calculated in accordance with the Quick Check procedure of Section 4.4.3.8.	5.5.2.3.2	A.3.1.4.4
ⓐ NC N/A U	CAPTIVE COLUMNS: There are no columns at a level with height/depth ratios less than 50% of the nominal height/depth ratio of the typical columns at that level.	5.5.2.3.3	A.3.1.4.5
ⓐ NC N/A U	NO SHEAR FAILURES: The shear capacity of frame members is able to develop the moment capacity at the ends of the members.	5.5.2.3.4	A.3.1.4.6
ⓐ NC N/A U	STRONG COLUMN—WEAK BEAM: The sum of the moment capacity of the columns is 20% greater than that of the beams at frame joints.	5.5.2.1.5	A.3.1.4.7
ⓐ NC N/A U	BEAM BARS: At least two longitudinal top and two longitudinal bottom bars extend continuously throughout the length of each frame beam. At least 25% of the longitudinal bars provided at the joints for either positive or negative moment are continuous throughout the length of the members.	5.5.2.3.5	A.3.1.4.8
ⓐ NC N/A U	COLUMN-BAR SPLICES: All column-bar lap splice lengths are greater than $35d_b$ and are enclosed by ties spaced at or less than $8d_b$. Alternatively, column bars are spliced with mechanical couplers with a capacity of at least 1.25 times the nominal yield strength of the spliced bar.	5.5.2.3.6	A.3.1.4.9
ⓐ NC N/A U	BEAM-BAR SPLICES: The lap splices or mechanical couplers for longitudinal beam reinforcing are not located within $l_b/4$ of the joints and are not located in the vicinity of potential plastic hinge locations.	5.5.2.3.6	A.3.1.4.10
ⓐ NC N/A U	COLUMN-TIE SPACING: Frame columns have ties spaced at or less than $d/4$ throughout their length and at or less than $8d_b$ at all potential plastic hinge locations.	5.5.2.3.7	A.3.1.4.11

C NC N/A U	STIRRUP SPACING: All beams have stirrups spaced at or less than $d/2$ throughout their length. At potential plastic hinge locations, stirrups are spaced at or less than the minimum of $8d_b$ or $d/4$.	5.5.2.3.7	A.3.1.4.12
C NC N/A U	JOINT TRANSVERSE REINFORCING: Beam–column joints have ties spaced at or less than $8d_b$.	5.5.2.3.8	A.3.1.4.13
C NC N/A U	DEFLECTION COMPATIBILITY: Secondary components have the shear capacity to develop the flexural strength of the components.	5.5.2.5.2	A.3.1.6.2
C NC N/A U	FLAT SLABS: Flat slabs or plates not part of the seismic-force-resisting system have continuous bottom steel through the column joints.	5.5.2.5.3	A.3.1.6.3
Diaphragms			
C NC N/A U	DIAPHRAGM CONTINUITY: The diaphragms are not composed of split-level floors and do not have expansion joints.	5.6.1.1	A.4.1.1
Connections			
C NC N/A U	UPLIFT AT PILE CAPS: Pile caps have top reinforcement, and piles are anchored to the pile caps.	5.7.3.5	A.5.3.8

Note: C = Compliant, NC = Noncompliant, N/A = Not Applicable, and U = Unknown.

E. Lista de verificación no estructura para el Centro de Investigaciones

Table 17-38. Nonstructural Checklist

Status	Evaluation Statement ^{a,b}	Tier 2 Reference	Commentary Reference
Life Safety Systems			
C NC (N/A) U	HR— not required ; LS— LMH ; PR— LMH . FIRE SUPPRESSION PIPING: Fire suppression piping is anchored and braced in accordance with NFPA-13.	13.7.4	A.7.13.1
C NC (N/A) U	HR— not required ; LS— LMH ; PR— LMH . FLEXIBLE COUPLINGS: Fire suppression piping has flexible couplings in accordance with NFPA-13.	13.7.4	A.7.13.2
C NC (N/A) U	HR— not required ; LS— LMH ; PR— LMH . EMERGENCY POWER: Equipment used to power or control Life Safety systems is anchored or braced.	13.7.7	A.7.12.1
C NC (N/A) U	HR— not required ; LS— LMH ; PR— LMH . STAIR AND SMOKE DUCTS: Stair pressurization and smoke control ducts are braced and have flexible connections at seismic joints.	13.7.6	A.7.14.1
C NC (N/A) U	HR— not required ; LS— MH ; PR— MH . SPRINKLER CEILING CLEARANCE: Penetrations through panelized ceilings for fire suppression devices provide clearances in accordance with NFPA-13.	13.7.4	A.7.13.3
C NC (N/A) U	HR— not required ; LS— not required ; PR— LMH . EMERGENCY LIGHTING: Emergency and egress lighting equipment is anchored or braced.	13.7.9	A.7.3.1
Hazardous Materials			
C NC (N/A) U	HR— LMH ; LS— LMH ; PR— LMH . HAZARDOUS MATERIAL EQUIPMENT: Equipment mounted on vibration isolators and containing hazardous material is equipped with restraints or snubbers.	13.7.1	A.7.12.2
C NC (N/A) U	HR— LMH ; LS— LMH ; PR— LMH . HAZARDOUS MATERIAL STORAGE: Breakable containers that hold hazardous material, including gas cylinders, are restrained by latched doors, shelf lips, wires, or other methods.	13.8.3	A.7.15.1
C NC (N/A) U	HR— MH ; LS— MH ; PR— MH . HAZARDOUS MATERIAL DISTRIBUTION: Piping or ductwork conveying hazardous materials is braced or otherwise protected from damage that would allow hazardous material release.	13.7.3 13.7.5	A.7.13.4
C NC (N/A) U	HR— MH ; LS— MH ; PR— MH . SHUTOFF VALVES: Piping containing hazardous material, including natural gas, has shutoff valves or other devices to limit spills or leaks.	13.7.3 13.7.5	A.7.13.3
C NC (N/A) U	HR— LMH ; LS— LMH ; PR— LMH . FLEXIBLE COUPLINGS: Hazardous material ductwork and piping, including natural gas piping, have flexible couplings.	13.7.3 13.7.5	A.7.15.4
C NC (N/A) U	HR— MH ; LS— MH ; PR— MH . PIPING OR DUCTS CROSSING SEISMIC JOINTS: Piping or ductwork carrying hazardous material that either crosses seismic joints or isolation planes or is connected to independent structures has couplings or other details to accommodate the relative seismic displacements.	13.7.3 13.7.5 13.7.6	A.7.13.6
Partitions			
C NC (N/A) U	HR— LMH ; LS— LMH ; PR— LMH . UNREINFORCED MASONRY: Unreinforced masonry or hollow-clay tile partitions are braced at a spacing of at most 10 ft (3.0 m) in Low or Moderate Seismicity, or at most 6 ft (1.8 m) in High Seismicity.	13.6.2	A.7.1.1
C NC (N/A) U	HR— LMH ; LS— LMH ; PR— LMH . HEAVY PARTITIONS SUPPORTED BY CEILINGS: The tops of masonry or hollow-clay tile partitions are not laterally supported by an integrated ceiling system.	13.6.2	A.7.2.1
C NC (N/A) U	HR— not required ; LS— MH ; PR— MH . DRIFT: Rigid cementitious partitions are detailed to accommodate the following drift ratios: in steel moment frame, concrete moment frame, and wood frame buildings, 0.02; in other buildings, 0.005.	13.6.2	A.7.1.2
C NC (N/A) U	HR— not required ; LS— not required ; PR— MH . LIGHT PARTITIONS SUPPORTED BY CEILINGS: The tops of gypsum board partitions are not laterally supported by an integrated ceiling system.	13.6.2	A.7.2.1
C NC (N/A) U	HR— not required ; LS— not required ; PR— MH . STRUCTURAL SEPARATIONS: Partitions that cross structural separations have seismic or control joints.	13.6.2	A.7.1.3

C NC (N/A) U	HR—not required; LS—not required; PR—MH. TOPS: The tops of ceiling-high framed or panelized partitions have lateral bracing to the structure at a spacing equal to or less than 6 ft (1.8 m).	13.6.2	A.7.1.4
Ceilings			
C NC (N/A) U	HR—H; LS—MH; PR—LMH. SUSPENDED LATH AND PLASTER: Suspended lath and plaster ceilings have attachments that resist seismic forces for every 12 ft ² (1.1 m ²) of area.	13.6.4	A.7.2.3
C NC (N/A) U	HR—not required; LS—MH; PR—LMH. SUSPENDED GYPSUM BOARD: Suspended gypsum board ceilings have attachments that resist seismic forces for every 12 ft ² (1.1 m ²) of area.	13.6.4	A.7.2.3
C NC (N/A) U	HR—not required; LS—not required; PR—MH. INTEGRATED CEILINGS: Integrated suspended ceilings with continuous areas greater than 144 ft ² (13.4 m ²) and ceilings of smaller areas that are not surrounded by restraining partitions are laterally restrained at a spacing no greater than 12 ft (3.6 m) with members attached to the structure above. Each restraint location has a minimum of four diagonal wires and compression struts, or diagonal members capable of resisting compression.	13.6.4	A.7.2.2
C NC (N/A) U	HR—not required; LS—not required; PR—MH. EDGE CLEARANCE: The free edges of integrated suspended ceilings with continuous areas greater than 144 ft ² (13.4 m ²) have clearances from the enclosing wall or partition of at least the following: in Moderate Seismicity, 1/2 in. (13 mm); in High Seismicity, 3/4 in. (19 mm).	13.6.4	A.7.2.4
C NC (N/A) U	HR—not required; LS—not required; PR—MH. CONTINUITY ACROSS STRUCTURE JOINTS: The ceiling system does not cross any seismic joint and is not attached to multiple independent structures.	13.6.4	A.7.2.5
C NC (N/A) U	HR—not required; LS—not required; PR—H. EDGE SUPPORT: The free edges of integrated suspended ceilings with continuous areas greater than 144 ft ² (13.4 m ²) are supported by closure angles or channels not less than 2 in. (51 mm) wide.	13.6.4	A.7.2.6
C NC (N/A) U	HR—not required; LS—not required; PR—H. SEISMIC JOINTS: Acoustical tile or lay-in panel ceilings have seismic separation joints such that each continuous portion of the ceiling is no more than 2,500 ft ² (232.3 m ²) and has a ratio of long-to-short dimension no more than 4-to-1.	13.6.4	A.7.2.7
Light Fixtures			
C NC (N/A) U	HR—not required; LS—MH; PR—MH. INDEPENDENT SUPPORT: Light fixtures that weigh more per square foot than the ceiling they penetrate are supported independent of the grid ceiling suspension system by a minimum of two wires at diagonally opposite corners of each fixture.	13.6.4 13.7.9	A.7.3.2
C NC (N/A) U	HR—not required; LS—not required; PR—H. PENDANT SUPPORTS: Light fixtures on pendant supports are attached at a spacing equal to or less than 6 ft. Unbraced suspended fixtures are free to allow a 360-degree range of motion at an angle not less than 45 degrees from horizontal without contacting adjacent components. Alternatively, if rigidly supported and/or braced, they are free to move with the structure to which they are attached without damaging adjoining components. Additionally, the connection to the structure is capable of accommodating the movement without failure.	13.7.9	A.7.3.3
C NC (N/A) U	HR—not required; LS—not required; PR—H. LENS COVERS: Lens covers on light fixtures are attached with safety devices.	13.7.9	A.7.3.4
Cladding and Glazing			
C NC (N/A) U	HR—MH; LS—MH; PR—MH. CLADDING ANCHORS: Cladding components weighing more than 10 lb/ft ² (0.48 kN/m ²) are mechanically anchored to the structure at a spacing equal to or less than the following: for Life Safety in Moderate Seismicity, 6 ft (1.8 m); for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 4 ft (1.2 m)	13.6.1	A.7.4.1

C NC N/A (U)	HR—not required; LS—MH; PR—MH. CLADDING ISOLATION: For steel or concrete moment-frame buildings, panel connections are detailed to accommodate a story drift ratio by the use of rods attached to framing with oversize holes or slotted holes of at least the following: for Life Safety in Moderate Seismicity, 0.01; for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 0.02, and the rods have a length-to-diameter ratio of 4.0 or less.	13.6.1	A.7.4.3
C NC (N/A) U	HR—MH; LS—MH; PR—MH. MULTI-STORY PANELS: For multi-story panels attached at more than one floor level, panel connections are detailed to accommodate a story drift ratio by the use of rods attached to framing with oversize holes or slotted holes of at least the following: for Life Safety in Moderate Seismicity, 0.01; for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 0.02, and the rods have a length-to-diameter ratio of 4.0 or less.	13.6.1	A.7.4.4
C NC (N/A) U	HR—not required; LS—MH; PR—MH. THREADED RODS: Threaded rods for panel connections detailed to accommodate drift by bending of the rod have a length-to-diameter ratio greater than 0.06 times the story height in inches for Life Safety in Moderate Seismicity and 0.12 times the story height in inches for Life Safety in High Seismicity and Position Retention in any seismicity.	13.6.1	A.7.4.9
C NC (N/A) U	HR—MH; LS—MH; PR—MH. PANEL CONNECTIONS: Cladding panels are anchored out of plane with a minimum number of connections for each wall panel, as follows: for Life Safety in Moderate Seismicity, 2 connections; for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 4 connections.	13.6.1.4	A.7.4.5
C NC (N/A) U	HR—MH; LS—MH; PR—MH. BEARING CONNECTIONS: Where bearing connections are used, there is a minimum of two bearing connections for each cladding panel.	13.6.1.4	A.7.4.6
C NC (N/A) U	HR—MH; LS—MH; PR—MH. INSERTS: Where concrete cladding components use inserts, the inserts have positive anchorage or are anchored to reinforcing steel.	13.6.1.4	A.7.4.7
C NC (N/A) U	HR—not required; LS—MH; PR—MH. OVERHEAD GLAZING: Glazing panes of any size in curtain walls and individual interior or exterior panes more than 16 ft ² (1.5 m ²) in area are laminated annealed or laminated heat-strengthened glass and are detailed to remain in the frame when cracked.	13.6.1.5	A.7.4.8
Masonry Veneer			
C NC N/A (U)	HR—not required; LS—LMH; PR—LMH. TIES: Masonry veneer is connected to the backup with corrosion-resistant ties. There is a minimum of one tie for every 2-2/3 ft ² (0.25 m ²), and the ties have spacing no greater than the following: for Life Safety in Low or Moderate Seismicity, 36 in. (914 mm); for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 24 in. (610 mm).	13.6.1.2	A.7.5.1
C (NC) N/A U	HR—not required; LS—LMH; PR—LMH. SHELF ANGLES: Masonry veneer is supported by shelf angles or other elements at each floor above the ground floor.	13.6.1.2	A.7.5.2
C (NC) N/A U	HR—not required; LS—LMH; PR—LMH. WEAKENED PLANES: Masonry veneer is anchored to the backup adjacent to weakened planes, such as at the locations of flashing.	13.6.1.2	A.7.5.3
C (NC) N/A U	HR—LMH; LS—LMH; PR—LMH. UNREINFORCED MASONRY BACKUP: There is no unreinforced masonry backup.	13.6.1.1 13.6.1.2	A.7.7.2
C NC (N/A) U	HR—not required; LS—MH; PR—MH. STUD TRACKS: For veneer with cold-formed steel stud backup, stud tracks are fastened to the structure at a spacing equal to or less than 24 in. (610 mm) on center.	13.6.1.1 13.6.1.2	A.7.6.1

C NC N/A U	HR—not required; LS—MH; PR—MH. ANCHORAGE: For veneer with concrete block or masonry backup, the backup is positively anchored to the structure at a horizontal spacing equal to or less than 4 ft along the floors and roof.	13.6.1.1 13.6.1.2	A.7.7.1
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—MH. WEEP HOLES: In veneer anchored to stud walls, the veneer has functioning weep holes and base flashing.	13.6.1.2	A.7.5.6
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—MH. OPENINGS: For veneer with cold-formed-steel stud backup, steel studs frame window and door openings.	13.6.1.1 13.6.1.2	A.7.6.2
Parapets, Cornices, Ornamentation, and Appendages			
C NC N/A U	HR—LMH; LS—LMH; PR—LMH. URM PARAPETS OR CORNICES: Laterally unsupported unreinforced masonry parapets or cornices have height-to-thickness ratios no greater than the following: for Life Safety in Low or Moderate Seismicity, 2.5; for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 1.5.	13.6.5	A.7.8.1
C NC N/A U	HR—not required; LS—LMH; PR—LMH. CANOPIES: Canopies at building exits are anchored to the structure at a spacing no greater than the following: for Life Safety in Low or Moderate Seismicity, 10 ft (3.0 m); for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 6 ft (1.8 m).	13.6.6	A.7.8.2
C NC N/A U	HR—H; LS—MH; PR—LMH. CONCRETE PARAPETS: Concrete parapets with height-to-thickness ratios greater than 2.5 have vertical reinforcement.	13.6.5	A.7.8.3
C NC N/A U	HR—MH; LS—MH; PR—LMH. APPENDAGES: Cornices, parapets, signs, and other ornamentation or appendages that extend above the highest point of anchorage to the structure or cantilever from components are reinforced and anchored to the structural system at a spacing equal to or less than 6 ft (1.8 m). This evaluation statement item does not apply to parapets or cornices covered by other evaluation statements.	13.6.6	A.7.8.4
Masonry Chimneys			
C NC N/A U	HR—LMH; LS—LMH; PR—LMH. URM CHIMNEYS: Unreinforced masonry chimneys extend above the roof surface no more than the following: for Life Safety in Low or Moderate Seismicity, 3 times the least dimension of the chimney; for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 2 times the least dimension of the chimney.	13.6.7	A.7.9.1
C NC N/A U	HR—LMH; LS—LMH; PR—LMH. ANCHORAGE: Masonry chimneys are anchored at each floor level, at the topmost ceiling level, and at the roof.	13.6.7	A.7.9.2
Stairs			
C NC N/A U	HR—not required; LS—LMH; PR—LMH. STAIR ENCLOSURES: Hollow-clay tile or unreinforced masonry walls around stair enclosures are restrained out of plane and have height-to-thickness ratios not greater than the following: for Life Safety in Low or Moderate Seismicity, 15-to-1; for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 12-to-1.	13.6.2 13.6.8	A.7.10.1
C NC N/A U	HR—not required; LS—LMH; PR—LMH. STAIR DETAILS: The connection between the stairs and the structure does not rely on post-installed anchors in concrete or masonry, and the stair details are capable of accommodating the drift calculated using the Quick Check procedure of Section 4.4.3.1 for moment-frame structures or 0.5 in. for all other structures without including any lateral stiffness contribution from the stairs.	13.6.8	A.7.10.2
Contents and Furnishings			
C NC N/A U	HR—LMH; LS—MH; PR—MH. INDUSTRIAL STORAGE RACKS: Industrial storage racks or pallet racks more than 12 ft high meet the requirements of ANSI/RMI MH 16.1 as modified by ASCE 7, Chapter 15.	13.8.1	A.7.11.1

C NC N/A U	HR—not required; LS—H; PR—MH. TALL NARROW CONTENTS: Contents more than 6 ft (1.8 m) high with a height-to-depth or height-to-width ratio greater than 3-to-1 are anchored to the structure or to each other.	13.8.2	A.7.11.2
C NC N/A U	HR—not required; LS—H; PR—H. FALL-PRONE CONTENTS: Equipment, stored items, or other contents weighing more than 20 lb (9.1 kg) whose center of mass is more than 4 ft (1.2 m) above the adjacent floor level are braced or otherwise restrained.	13.8.2	A.7.11.3
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—MH. ACCESS FLOORS: Access floors more than 9 in. (229 mm) high are braced.	13.6.10	A.7.11.4
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—MH. EQUIPMENT ON ACCESS FLOORS: Equipment and other contents supported by access floor systems are anchored or braced to the structure independent of the access floor.	13.7.7 13.6.10	A.7.11.5
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. SUSPENDED CONTENTS: Items suspended without lateral bracing are free to swing from or move with the structure from which they are suspended without damaging themselves or adjoining components.	13.8.2	A.7.11.6
Mechanical and Electrical Equipment			
C NC N/A U	HR—not required; LS—H; PR—H. FALL-PRONE EQUIPMENT: Equipment weighing more than 20 lb (9.1 kg) whose center of mass is more than 4 ft (1.2 m) above the adjacent floor level, and which is not in-line equipment, is braced.	13.7.1 13.7.7	A.7.12.4
C NC N/A U	HR—not required; LS—H; PR—H. IN-LINE EQUIPMENT: Equipment installed in line with a duct or piping system, with an operating weight more than 75 lb (34.0 kg), is supported and laterally braced independent of the duct or piping system.	13.7.1	A.7.12.5
C NC N/A U	HR—not required; LS—H; PR—MH. TALL NARROW EQUIPMENT: Equipment more than 6 ft (1.8 m) high with a height-to-depth or height-to-width ratio greater than 3-to-1 is anchored to the floor slab or adjacent structural walls.	13.7.1 13.7.7	A.7.12.6
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—MH. MECHANICAL DOORS: Mechanically operated doors are detailed to operate at a story drift ratio of 0.01.	13.6.9	A.7.12.7
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. SUSPENDED EQUIPMENT: Equipment suspended without lateral bracing is free to swing from or move with the structure from which it is suspended without damaging itself or adjoining components.	13.7.1 13.7.7	A.7.12.8
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. VIBRATION ISOLATORS: Equipment mounted on vibration isolators is equipped with horizontal restraints or snubbers and with vertical restraints to resist overturning.	13.7.1	A.7.12.9
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. HEAVY EQUIPMENT: Floor-supported or platform-supported equipment weighing more than 400 lb (181.4 kg) is anchored to the structure.	13.7.1 13.7.7	A.7.12.10
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. ELECTRICAL EQUIPMENT: Electrical equipment is laterally braced to the structure.	13.7.7	A.7.12.11
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. CONDUIT COUPLINGS: Conduit greater than 2.5 in. (64 mm) trade size that is attached to panels, cabinets, or other equipment and is subject to relative seismic displacement has flexible couplings or connections.	13.7.8	A.7.12.12
Piping			
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. FLEXIBLE COUPLINGS: Fluid and gas piping has flexible couplings.	13.7.3 13.7.5	A.7.13.2

C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. FLUID AND GAS PIPING: Fluid and gas piping is anchored and braced to the structure to limit spills or leaks.	13.7.3 13.7.5	A.7.13.4
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. C-CLAMPS: One-sided C-clamps that support piping larger than 2.5 in. (64 mm) in diameter are restrained.	13.7.3 13.7.5	A.7.13.5
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. PIPING CROSSING SEISMIC JOINTS: Piping that crosses seismic joints or isolation planes or is connected to independent structures has couplings or other details to accommodate the relative seismic displacements.	13.7.3 13.7.5	A.7.13.6
Ducts			
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. DUCT BRACING: Rectangular ductwork larger than 6 ft ² (0.56 m ²) in cross-sectional area and round ducts larger than 28 in. (711 mm) in diameter are braced. The maximum spacing of transverse bracing does not exceed 30 ft (9.2 m). The maximum spacing of longitudinal bracing does not exceed 60 ft (18.3 m).	13.7.6	A.7.14.2
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. DUCT SUPPORT: Ducts are not supported by piping or electrical conduit.	13.7.6	A.7.14.3
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. DUCTS CROSSING SEISMIC JOINTS: Ducts that cross seismic joints or isolation planes or are connected to independent structures have couplings or other details to accommodate the relative seismic displacements.	13.7.6	A.7.14.4
Elevators			
C NC N/A U	HR—not required; LS—H; PR—H. RETAINER GUARDS: Sheaves and drums have cable retainer guards.	13.7.11	A.7.16.1
C NC N/A U	HR—not required; LS—H; PR—H. RETAINER PLATE: A retainer plate is present at the top and bottom of both car and counterweight.	13.7.11	A.7.16.2
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. ELEVATOR EQUIPMENT: Equipment, piping, and other components that are part of the elevator system are anchored.	13.7.11	A.7.16.3
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. SEISMIC SWITCH: Elevators capable of operating at speeds of 150 ft/min (0.30 m/min) or faster are equipped with seismic switches that meet the requirements of ASME A17.1 or have trigger levels set to 20% of the acceleration of gravity at the base of the structure and 50% of the acceleration of gravity in other locations.	13.7.11	A.7.16.4
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. SHAFT WALLS: Elevator shaft walls are anchored and reinforced to prevent toppling into the shaft during strong shaking.	13.7.11	A.7.16.5
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. COUNTERWEIGHT RAILS: All counterweight rails and divider beams are sized in accordance with ASME A17.1.	13.7.11	A.7.16.6
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. BRACKETS: The brackets that tie the car rails and the counterweight rail to the structure are sized in accordance with ASME A17.1.	13.7.11	A.7.16.7
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. SPREADER BRACKET: Spreader brackets are not used to resist seismic forces.	13.7.11	A.7.16.8
C NC N/A U	HR—not required; LS—not required; PR—H. GO-SLOW ELEVATORS: The building has a go-slow elevator system.	13.7.11	A.7.16.9

Note: C = Compliant, NC = Noncompliant, N/A = Not Applicable, and U = Unknown.

^a Performance Level: HR = Hazards Reduced, LS = Life Safety, and PR = Position Retention.

^b Level of Seismicity: L = Low, M = Moderate, and H = High.

F. Posición del acero de refuerzo en elementos estructurales

Figura 28 – Acero de refuerzo en columna E-3 del primer nivel

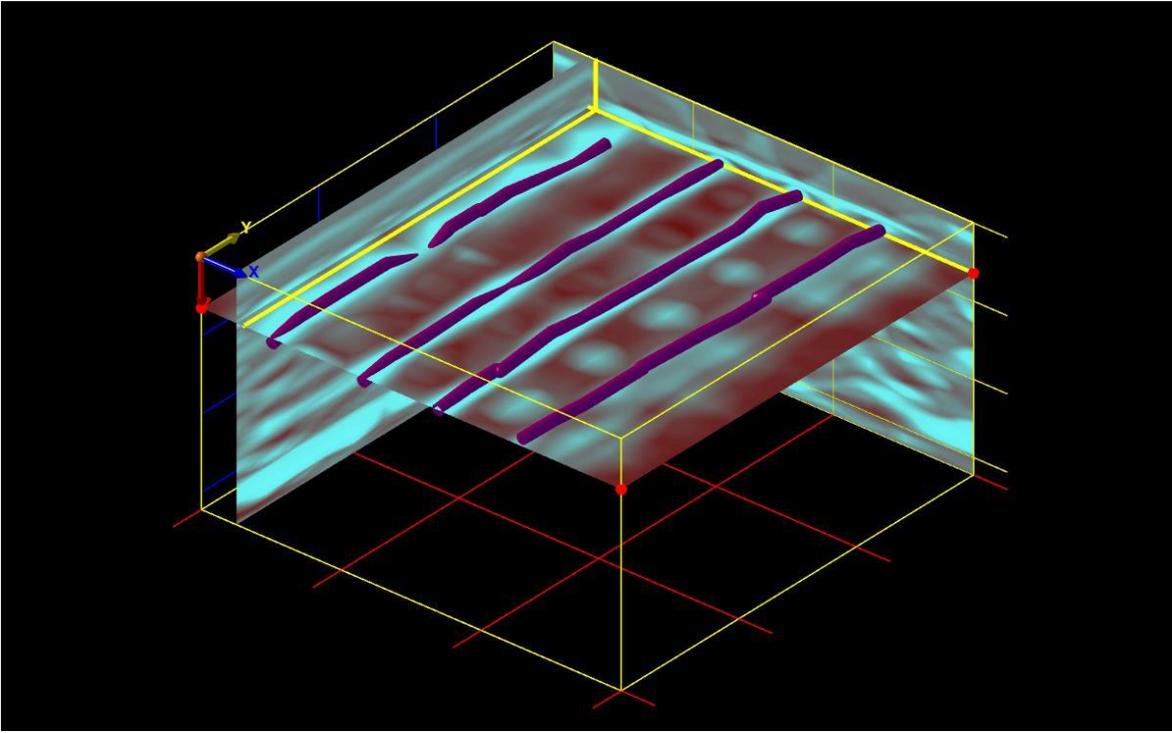


Figura 29 – Acero de refuerzo en viga entre E-3 y E-2 del primer nivel

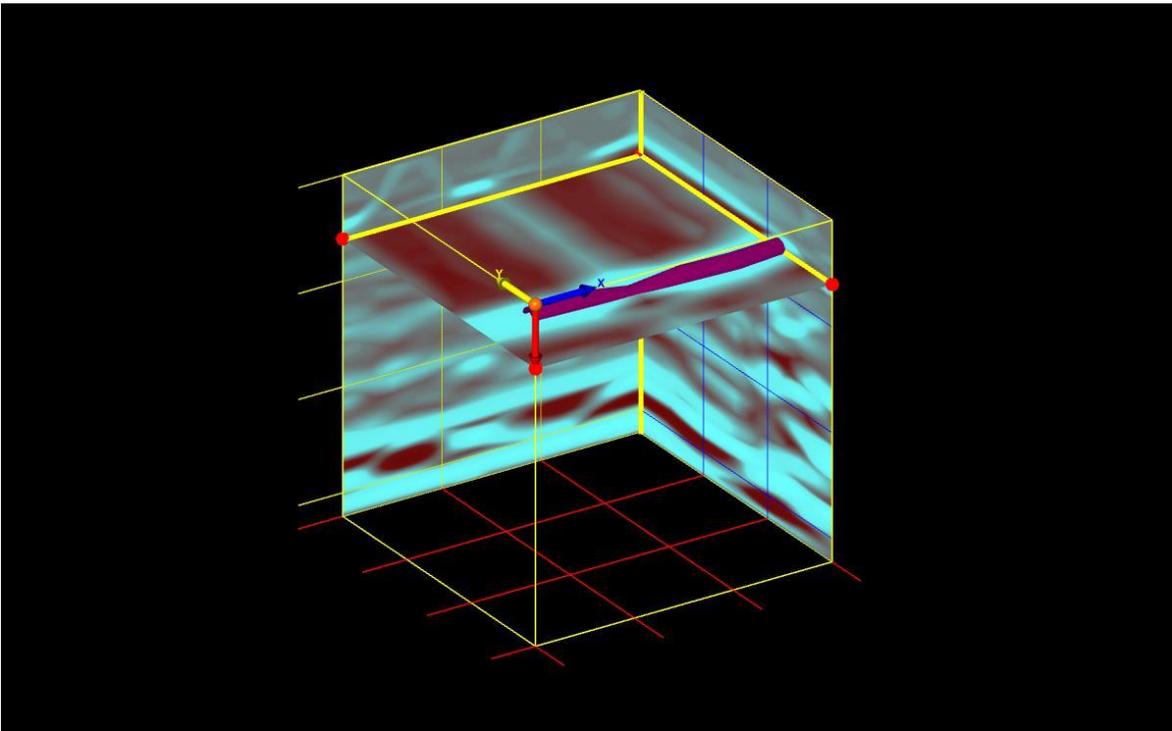


Figura 30 – Acero de refuerzo en columna F-3 del segundo nivel

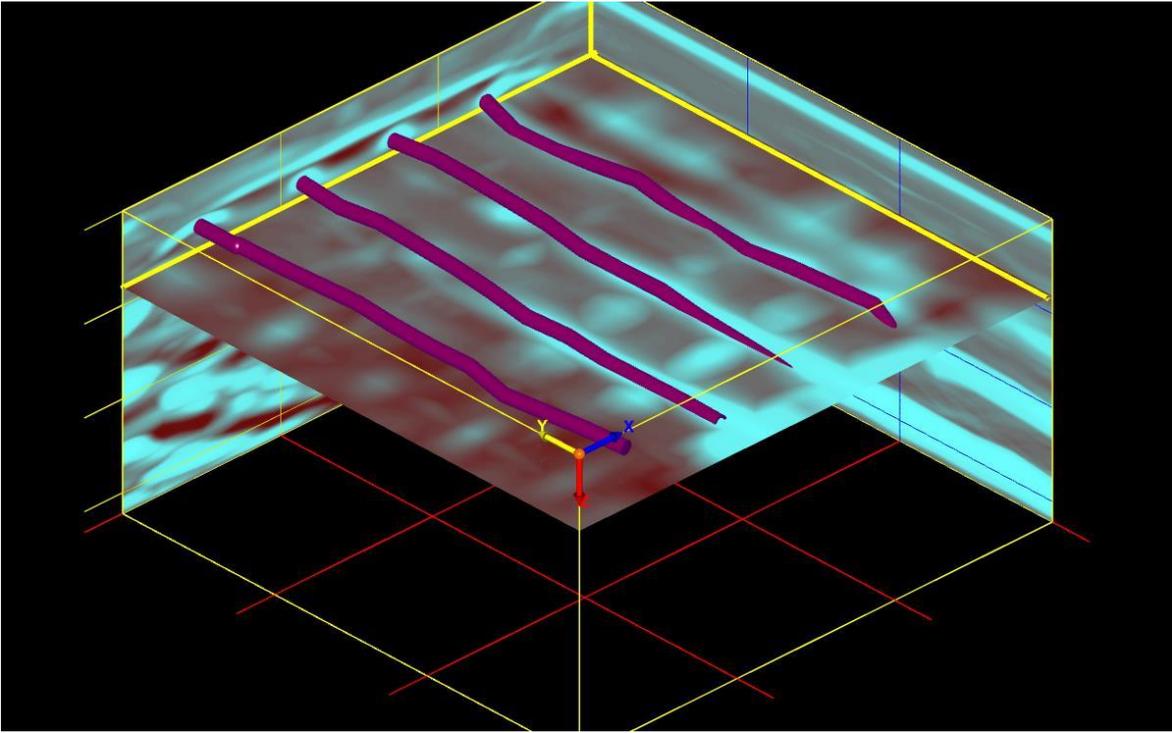


Figura 31 – Acero de refuerzo en viga entre F-3 y F-2 del segundo nivel

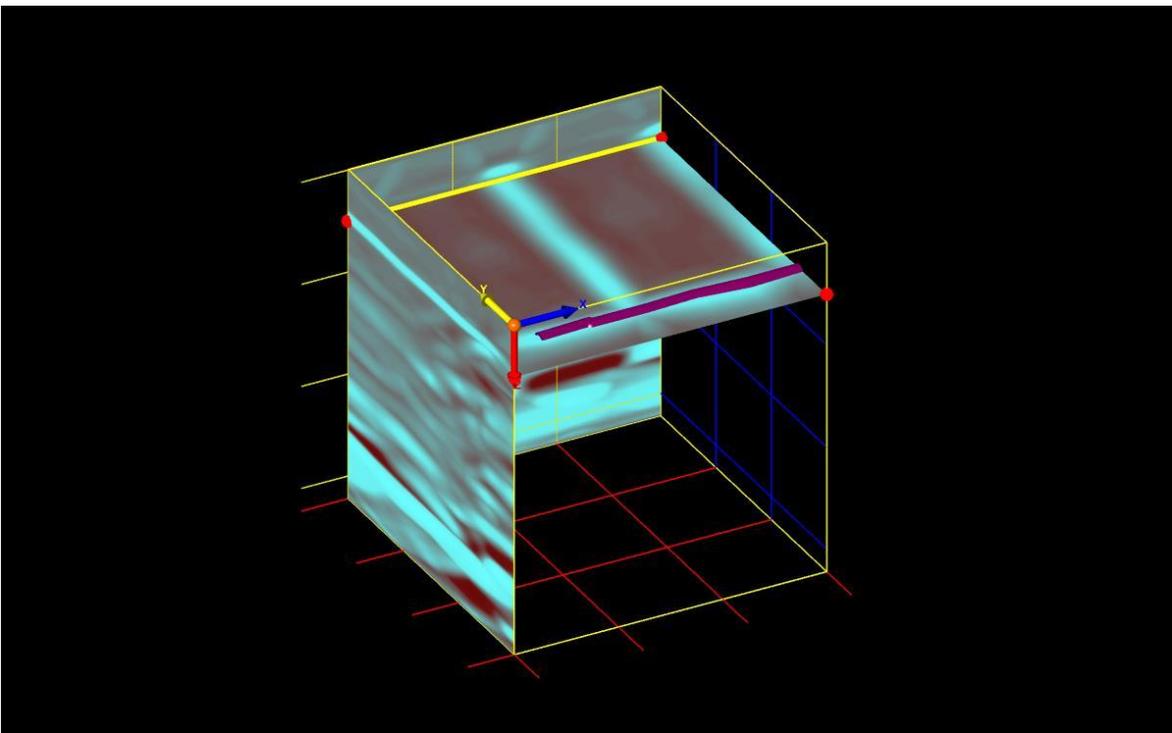


Figura 32 – Acero de refuerzo en columna F-3 del tercer nivel

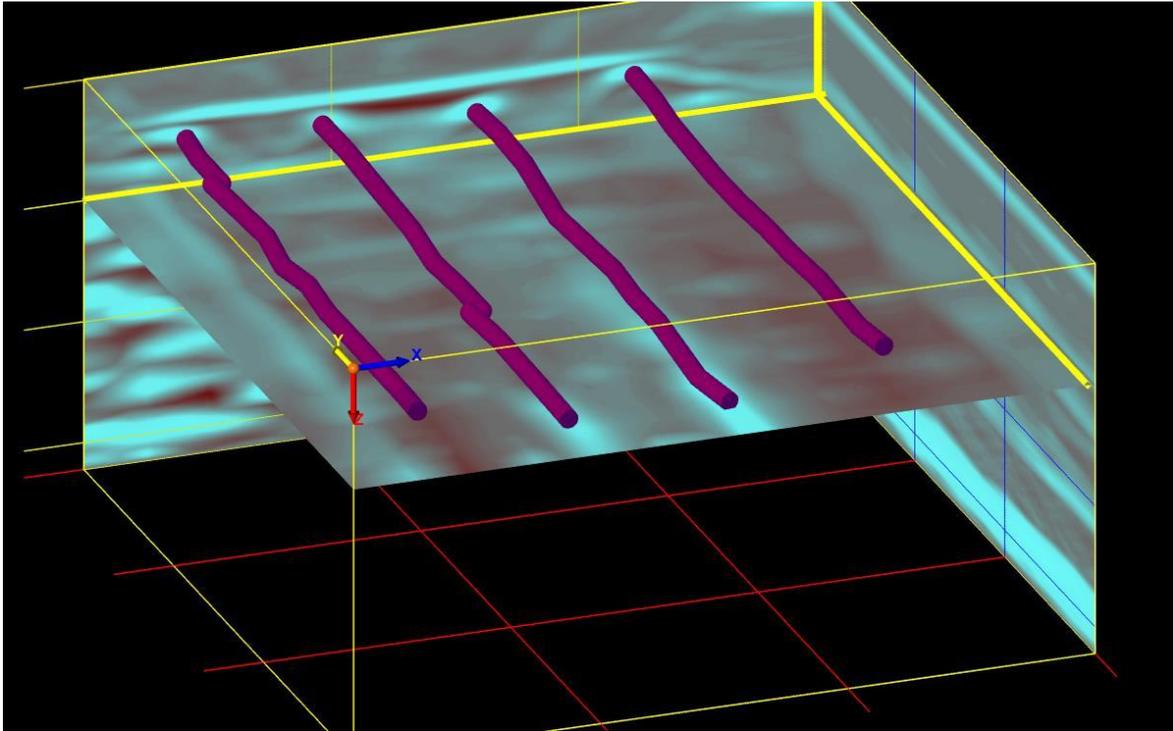
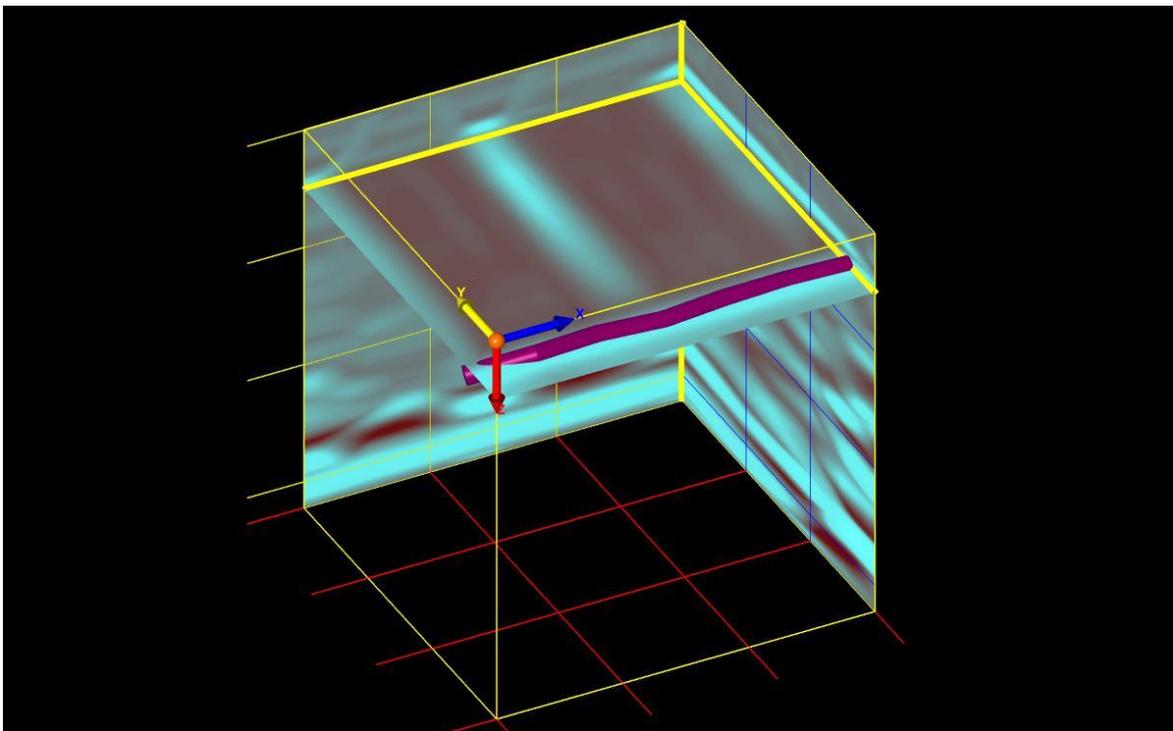


Figura 33 – Acero de refuerzo en viga entre F-3 y F-2 del tercer nivel



G. Resultados de la prueba con martillo de rebote

ORDEN DE TRABAJO: 16923-1 **ENSAYO DE MARTILLO DE REBOTE**
EN CONCRETO ENDURECIDO
 (ASTM C805)

INFORMACIÓN CLIENTE

CLIENTE:	ÁNGEL GUTIÉRREZ	TIPO DE CONCRETO :	4000 PSI
OBRA:	EDIFICIO II UVG	ELEMENTO(S):	VIGAS Y COLUMNAS
DIRECCIÓN:	18 AVENIDA 11-95 ZONA 15	FECHA DE FUNDICIÓN:	
CONTACTO:	ÁNGEL GUTIÉRREZ	TÉCNICO:	ABNER SAMAYOA
TELÉFONO:	3415-1522	FECHA EVALUACIÓN:	10/10/2018

DATOS:

Estructura	EDIFICIO II UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA					
Posición de impacto	HORIZONTAL					
Punto Nb.	Nb. 1	Nb. 2	Nb. 3	Nb. 4	Nb. 5	Nb. 6
Lectura 1	50	51	49	51	50	48
Lectura 2	51	48	48	52	48	50
Lectura 3	54	52	48	52	48	50
Lectura 4	50	48	48	52	50	50
Lectura 5	52	48	50	50	49	50
Lectura 6	51	50	46	50	49	50
Lectura 7	50	48	46	52	50	48
Lectura 8	48	50	48	52	50	52
Lectura 9	50	52	50	52	48	50
Lectura 10	48	52	50	50	48	48
Promedio Individual	50	50	48	51	49	50
Resistencia PSI de calibración	7300	7300	7000	7400	7100	7300
%f'c	183%	183%	175%	185%	178%	183%

Calibración de martillo en yunque de acero: 82 de impacto
 Martillo tipo N-34 marca Proceq, No. Serie 160509

FIRMA:

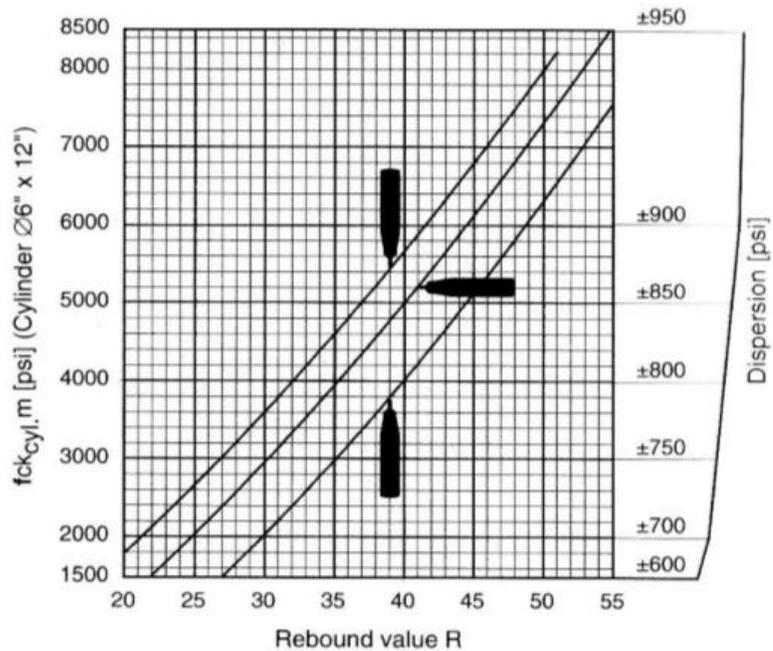
Colegiado 4930, Certificación ACI Grado 1 y 2
 Inspector de obras de concreto ID 01092277

ORDEN DE TRABAJO:
16923-1

**ENSAYO DE MARTILLO DE REBOTE
EN CONCRETO ENDURECIDO
(ASTM C805)**

GRÁFICO PARA INTERPRETAR MEDICIONES CON MARTILLO DE IMPACTO

Conversion Curves, Concrete Test Hammer Model N/NR
Concrete pressure resistance of a cylinder after 14 - 56 days



INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS

En base a la norma ASTM C 805 y NTG 41017h11, podemos informar que luego de realizar las pruebas no destructivas con el martillo de impactos en las vigas y columnas del edificio II de la Universidad del Valle de Guatemala, la resistencia estimada en base a la calibración del martillo es de 7000 a 7300 Psi

FIRMA:

Colegiado 4930, Certificación ACI Grado 1 y 2
Inspector de obras de concreto ID 01092277

H. Cargas distribuidas sobre las losas

Slab Information

Object ID

Story	Label	Unique Name
N4	F2	1

GUID: 94da2ebc-d8f-4a07-af9b-2edbee22c38f

Object Data

Geometry Assignments Loads

- Load Pattern: Dead
 - Uniform 275 kgf/m²
- Load Pattern: Live
 - Uniform 125 kgf/m²

Uniform
Shell uniform load.

OK Cancel

Slab Information

Object ID

Story	Label	Unique Name
N3	F2	7

GUID: ef4723b2-0fcc-4a88-b330-caead9a8252f

Object Data

Geometry Assignments Loads

- Load Pattern: Dead
 - Uniform 275 kgf/m²
- Load Pattern: Live
 - Uniform 295 kgf/m²

Uniform
Shell uniform load.

OK Cancel