

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



**Evaluación estructural de una edificación de dos niveles
pertenecientes a un centro de estudios localizado en la zona 16
de la Ciudad de Guatemala mediante los códigos ASCE/SEI
7-16 y ASCE/SEI 41-17**

Trabajo de graduación presentado por Ana Ruth Morales Cáceres para
optar al grado académico de Licenciada en Ingeniería Civil

Guatemala,

2021

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



**Evaluación estructural de una edificación de dos niveles
pertenecientes a un centro de estudios localizado en la zona 16
de la Ciudad de Guatemala mediante los códigos ASCE/SEI
7-16 y ASCE/SEI 41-17**

Trabajo de graduación presentado por Ana Ruth Morales Cáceres para
optar al grado académico de Licenciada en Ingeniería Civil

Guatemala,


2021

Vo.Bo.:

(f) 
Ing. Hugo Pallais

Tribunal Examinador:

(f) 
Ing. Hugo Pallais

(f) 
Ing. Roberto Godo

(f) 
Ing. Otoniel Alejandro Echeverría Castellanos

Fecha de aprobación: Guatemala 22 de octubre de 2021.

Guatemala se encuentra sobre tres de las placas tectónicas del planeta Tierra, los cuales están en constante movimiento causando temblores y terremotos. El país ha sido perjudicado por varios sismos a lo largo de los años. Existe una deficiencia en los criterios de diseño y requerimientos, razón por la cual las estructuras fallan. Esto también crea una gran incertidumbre en muchos de los edificios existentes en la ciudad de Guatemala.

El acceso a tecnología e investigación es algo novedoso y el implemento de requisitos de códigos o normas de diseño es obligatorio por ley desde hace diez años. Por ende, la evaluación sísmica de las estructuras existentes es primordial para determinar el estado en el que se encuentra y posibles deficiencias que este puede presentar. El objetivo de este trabajo es determinar posibles deficiencias de un edificio perteneciente a una institución educativa y presentar recomendaciones preliminares a las mismas. Para ello se utilizará el código de diseño y el código de evaluación sísmica de la Asociación Americana de Ingeniería Civil.

Este trabajo de graduación presenta la recopilación de información de la estructura, el análisis sísmico y análisis estructural, como también los chequeos rápidos requeridos por el código ASCE 41-17.

Lista de siglas y acrónimos

Acrónimo	Español	Inglés
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica	
ASCE	Asociación Americana de Ingeniería Civil	American Society of Civil Engineering
ASD	Diseño por esfuerzos admisibles	Allowable bearing strength
ASTM	Sociedad Americana para Pruebas y Materiales	American Society for Testing and Materials
CP	Prevención al colapso	Collapse Prevention
END	Ensayo no destructivo	Nondestructive testing
IGNG	Instituto Geográfico Nacional de Guatemala	
INSIVUMEH	Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología de Guatemala.	
IO	Ocupación Inmediata	Immediate Occupancy
LRFD	Factor de diseño por esfuerzos admisibles	Load and resistance factor design
LS	Seguridad vital	Life Safety
NL	No hay límite	No limit
NP	No esta permitido	Not permitted
NSE	Normas de Seguridad Estructural	
NTG	Norma Técnica Guatemalteca	
PND	Prueba no destructiva	Nondestructive testing
SEI	Instituto de Ingeniería Estructural	Structural Engineering Institute
USGS	Estudio geológico de Estados Unidos	Unites States Geological Survey

Prefacio	v
Lista de siglas y acrónimos	vii
Lista de figuras.....	xvi
Resumen	xviii
Abstract.....	xix
1. Introducción.....	1
2. Antecedentes	3
3. Justificación	9
4. Objetivos.....	11
4.1. Objetivo general.....	11
4.2. Objetivos específicos.....	11
5. Marco teórico	13
5.1. Introducción a sismología	13
5.1.1. Descripción placas tectónicas	13
5.1.1.1. Tipos de bordes	13
5.1.1.2. Placas tectónicas en Guatemala.....	16
5.1.2. Descripción fallas	17
5.1.2.1. Tipos de fallas.....	17
5.1.2.2. Fallas locales.....	17
5.1.3. Descripción de sismo	19
5.1.3.1. Ondas sísmicas	19
5.1.3.2. Métodos de medición	19
5.1.3.3. Frecuencia de los sismos.....	19
5.1.4. Amenaza de la naturaleza en Guatemala	20
5.1.4.1. Amenaza sísmica	20

5.1.4.2.	Efectos de los terremotos	21
5.2.	Descripción de códigos vigentes	21
5.2.1.	Métodos de diseño	21
5.2.2.	Normas de seguridad estructural	22
5.2.3.	ASCE 41-17	22
5.2.4.	ASCE 7-16	23
5.3.	Cargas y combinaciones para diseño	23
5.3.1.	Combinaciones de carga	23
5.3.2.	Carga muerta	24
5.3.3.	Carga viva	25
5.3.4.	Carga de sismo	27
5.3.4.1.	Parámetros de aceleración espectral	27
5.3.4.2.	Clase de sitio	28
5.3.4.3.	Coefficientes de sitio y parámetros de aceleración espectral para diseño	28
5.3.4.4.	Parámetros de aceleración espectral para diseño	30
5.3.4.5.	Espectros de respuesta de diseño	30
5.3.4.6.	Factores de importancia y categoría de riesgo	32
5.4.	Requerimientos sísmicos de diseño	34
5.4.1.	Selección de sistema estructural	34
5.4.2.	Combinación de sistemas estructurales en diferentes direcciones	36
5.4.3.	Combinación de sistemas estructurales en la misma dirección	36
5.4.4.	Parámetros R , C_d y Ω para combinaciones horizontales	37
5.4.5.	Sistema dual	37
5.4.6.	Marcos especiales a momento en estructuras asignadas a categoría de diseño sísmico D a F	37
5.4.7.	Flexibilidad del diafragma, configuración de irregularidades y redun- dancia	37
5.4.8.	Efectos de la carga del sismo y combinaciones	41
5.4.9.	Dirección de la carga	41
5.4.10.	Criterios de modelaje	42
5.4.11.	Procedimiento de la carga lateral equivalente	42
5.4.12.	Análisis lineal dinámico	44
5.4.13.	Derivas y deformaciones	44
5.5.	Evaluación sísmica de estructuras existentes	45
5.5.1.	Requerimientos generales	45
5.5.2.	Reporte de evaluación	45
5.5.3.	Procesos de evaluación sísmica	46
5.5.4.	Objetivos de desempeño y riesgos sísmicos	48
5.5.5.	Nivel de sismicidad	50
5.5.6.	Requisitos de evaluación	51
5.5.7.	Chequeos rápidos	53
5.5.7.1.	Derivas para marcos a momento	54
5.5.7.2.	Esfuerzo cortante en columnas de concreto	54
5.5.7.3.	Esfuerzo de columna axial por efecto de volteo	55
5.5.8.	Pruebas no destructivas	55
5.5.8.1.	Tipos de pruebas no destructivas	55

6.	Marco metodológico	57
6.1.	Descripción de la estructura.....	57
6.2.	Procedimiento para realizar pruebas no destructivas	57
6.2.1.	Martillo de rebote.....	58
6.2.2.	Georradar.....	61
6.3.	Procedimiento para realizar cálculos necesarios en la evaluación.....	64
6.4.	Análisis estructural utilizando software ETABS	67
6.5.	Chequeos rápidos.....	80
7.	Discusión	82
8.	Conclusiones	84
9.	Recomendaciones	86
10.	Bibliografía	88
11.	Anexos	91

Lista de figuras

1.	Polígono delimitando edificio a analizar	4
2.	Fachada de edificio C.....	4
3.	Pasillo de entrada a edificio C	5
4.	Pasillo nivel 2 edificio C.....	6
5.	Ejemplo de un aula en nivel 1 de edificio C	6
6.	Ejemplo de un aula en nivel 2 de edificio C.....	7
7.	Porción de plano de sección del Edificio C.....	7
8.	Porción de plano de planta arquitectónica de Edificio C	8
9.	Porción de plano maestro de construcción.....	8
10.	Bordes convergentes	14
11.	Borde Divergente	15
12.	Borde transcurrente	15
13.	Delimitación de placas tectónicas en Guatemala.....	16
14.	Cinturón del Pacífico	16
15.	Tipos de Fallas.....	17
16.	Ubicación de Falla Chixoy-Polochic y Falla de Motagua	18
17.	Mapa de fracturas sísmicas de febrero de 1976 Valle de Guatemala	18
18.	Palacio de Gobierno; antes y después del terremoto de 1917	20
19.	Ciudad de Guatemala después del terremoto de 1976	21
20.	Combinaciones de carga.....	23
21.	Combinaciones de carga sísmica	24
22.	Porción de Tabla B-1 Listado de cargas muertas mínimas de diseño	25
23.	Porción de Tabla 4.3-1 Carga viva distribuida mínima y la carga viva concentrada mínima.....	26
24.	Mapa de zonificación sísmica de Guatemala	27
25.	Listado de amenaza sísmica y velocidad básica del viento por municipio para la República de Guatemala	28
26.	Parámetros de aceleración espectral	29
27.	Tabla 11.4-1 Coeficiente de Sitio para periodo corto.....	29
28.	Tabla 11.4-2 Coeficiente de sitio para periodo largo.....	30
29.	Parámetros de aceleración espectral para diseño	30

30.	Espectro de respuesta de diseño	31
31.	Fórmula para periodos menores a T_0	31
32.	Fórmula para periodos mayores a T_s y menores o iguales a T_l	31
33.	Fórmula para periodos mayores a T_l	31
34.	Tabla 1.5-2 Factores de importancia	32
35.	Tabla 1.5-1 Categoría de riesgo	33
36.	Tabla 12.2-1 Coeficientes de diseño y factores de resistencia sísmica.....	34
37.	Tabla 12.2-1 Coeficientes de diseño y factores de resistencia sísmica, conti- nuación.....	35
38.	Tabla 12.2-1 Coeficientes de diseño y factores de resistencia sísmica, conti- nuación.....	35
39.	Tabla 12.12-1 Derivas	38
40.	Cálculo de la flexibilidad del diafragma	38
41.	Deriva y deflexión.....	39
42.	Tabla 12.3-1 Irregularidades horizontales	39
43.	Tabla 12.3-2 Irregularidades verticales	40
44.	Fórmula de carga sísmica horizontal.....	41
45.	Fórmula de carga sísmica vertical	41
46.	Fórmula de cortante basal.....	42
47.	Fórmula de coeficiente sísmico	43
48.	Fórmula de coeficiente de respuesta sísmica máximo para $T \leq T_L$	43
49.	Fórmula de coeficiente de respuesta sísmica máximo para $T > T_L$	43
50.	Fórmula de coeficiente de respuesta sísmica mínimo	43
51.	Fórmula de coeficiente de respuesta sísmica mínimo para S_1 igual o mayor a 0.6g.....	44
52.	Fórmula de separación	45
53.	Limitaciones para el uso de proceso de evaluación de nivel 1 y nivel 2.....	47
54.	Clasificación del objetivo básico de una edificación existente (BPOE)	49
55.	Tabla 2-4 Delimitación de niveles de sismicidad.....	50
56.	Fórmula de ajuste por clase de sitio de aceleración espectral para periodo corto	50
57.	Fórmula de ajuste por clase de sitio de aceleración espectral para periodo de un segundo	50
58.	Parte de tabla 3-1 Clasificación del tipo de edificio.....	52
59.	Diagrama de flujo para evaluación.....	53
60.	Ecuación para calcular razón de la deriva.....	54
61.	Ecuación para calcular esfuerzo cortante en columna de concreto (ASCE, 2017)	54
62.	Ecuación para calcular esfuerzo de una columna axial por efecto de volteo	55
63.	Esquema de martillo de rebote	58
64.	Ejemplo de ensayo con martillo de rebote	58
65.	Ejemplo de ficha técnica con resultados tabulados	59

66.	Ejemplo de ficha técnica de gráfica para interpretación de resultados	60
67.	Georradar	61
68.	Esquema de georradar (Parte 1)	62
69.	Esquema de georradar (Parte 2)	62
70.	Pantalla del resultado con georradar	63
71.	Ejemplo de ilustración de resultado recopilado por el georradar	64
72.	Espectro de respuesta de diseño de la estructura en análisis	65
73.	Fragmento de tabulación de datos para construcción de espectro de diseño en excel	66
74.	Modelo ETABS Estructura 3D	67
75.	Delimitación de sistema de grillas	67
76.	Delimitación de niveles	68
77.	Resistencia del concreto	68
78.	Resistencia del acero	69
79.	Elevación de Edificio C en ETABS, eje x	69
80.	Elevación de Edificio C en etabs, eje y	70
81.	Planta N1	70
82.	Acercamiento a planta N1	71
83.	Propiedades columna tipo C8	72
84.	Ejemplo de propiedades del elemento	73
85.	Propiedades columna tipo C6	74
86.	Propiedades columna tipo C11	74
87.	Asignación de combinaciones de carga	75
88.	Diagrama de momento: Combinación de carga máxima eje 13	75
89.	Diagrama de momento: Combinación de carga máxima eje 14	75
90.	Diagrama de momento: Combinación de carga máxima eje 15	75
91.	Diagrama de momento: Carga muerta eje 13	76
92.	Diagrama de momento: Carga viva eje 13	76
93.	Diagrama de corte: Combinación de carga máxima eje 13	76
94.	Diagrama de carga axial: Combinación de carga máxima eje 14	76
95.	Tabla recopilada de ETABS: Masa Modal	77
96.	Cálculo de factor para espectro de aceleración de respuesta	77
97.	Factor para espectro de aceleración de respuesta	78
98.	Espectro de aceleración de respuesta de ETABS	78
99.	Derivas Eje X	79
100.	Derivas Eje Y	79
101.	Gráfica de deformaciones máximas	79
102.	Chequeo rápido: Relación de derivas	80
103.	Chequeo rápido: Esfuerzo cortante en columnas de concreto	80
104.	Chequeo rápido: Esfuerzo axial por efecto de volteo	81
105.	Memoria de cálculo: Análisis Sísmico	91
106.	Memoria de cálculo: Chequeos rápidos	92
107.	Planta arquitectónica de edificios A, B y C primaria	93
108.	Planta arquitectónica Nivel 2 Edificio B	93
109.	Elevaciones y secciones Primaria	94
110.	Elevaciones Primaria	94

111. Ubicación y localización	95
-------------------------------------	----

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo realizar el análisis estructural de una edificación construida en el año 1981. Esta evaluación determinó información importante para identificar deficiencias de la edificación.

Previo a realizar la evaluación, se investigó sobre diversos conceptos utilizados en la ingeniería estructural para el mejor entendimiento de los códigos. La investigación también brinda los aspectos sísmicos considerados en Guatemala, como los requisitos establecidos para el desempeño óptimo de una estructura de concreto reforzado.

Los antecedentes de la edificación son esenciales para conocer sobre la situación en la que se construyó, quiénes fueron los encargados e identificar los elementos importantes de la misma. Se recopiló los planos estructurales y se realizó una visita de campo para corroborar que lo especificado en el diseño se encuentra en la estructura. Los códigos que se utilizaron para el análisis son de la Sociedad Americana de Ingeniería Civil, ASCE y el Instituto de Ingeniería Estructural, SEI ambos conocidos con esos acrónimos por sus siglas en inglés. El código ASCE-SEI 7-16 determina el diseño mínimo de cargas asociadas al criterio de edificios y otras estructuras el cual es importante para conocer los lineamientos para las cargas mínimas a considerar sobre los edificios como también la especificación de los niveles de amenaza, criterios asociados y niveles de desempeño (ASCE, 2016).

Este código brinda información sobre el criterio para el diseño sísmico, presentando definiciones y simbología. Existe una diversidad de requerimientos para la construcción de estructuras en el diseño sísmico las cuales dependen de características, como el tipo de suelo que se encuentra, el tipo de material utilizado para la construcción, tipos de cargas, y nivel de desempeño. El código ASCE-SEI 41-17 determina la evaluación sísmica y la rehabilitación de edificaciones existentes (ASCE, 2017). Dicho código define la evaluación sísmica como un proceso o metodología de evaluación de deficiencias en una estructura para prevenir que este alcance un nivel de desempeño débil. También delimita que la rehabilitación sísmica es un proceso de diseño utilizado para el mejoramiento del rendimiento sísmico de la estructura. La información en ambos códigos es relevante para la evaluación estructural del centro de estudios y son los que están vigentes en la actualidad.

La interpretación de datos y presentación de resultados al centro educativo determina posibles deficiencias del diseño de la estructura y propone el mejor proceso para la rehabilitación sísmica, de ser necesario.

The main objective of the following work study is to perform a structural analysis in an existing structure built in 1981. This evaluation is important since is capable to determine deficiencies in the structure.

The urge to familiarize with diverse concepts used in structural engineering before performing the evaluation is key for a better understanding of the standards. The analysis will also take in consideration the seismic parameters of Guatemala, and the requirements established for the optimal performance in a reinforced concrete structure.

Knowing the background of the building is significant for a better understanding of the design, construction process, and to identify important members that make part of it. Therefore, is a requisite to gather information of structural planes and corroborate the information with a field verification. The study will use the standards of the American Society of Civil Engineers (ASCE) and the Structural Engineering Institute (SEI). The standard ASCE/SEI 7-16 determines the minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, which is important to familiarize with the guidelines of minimum loads considered in buildings and identify the performance level (ASCE, 2016).

The standard 41-17 determines the seismic evaluation and retrofit of existing buildings. It provides the criteria used for seismic design and presents important definitions and symbols. There is a variety of requirements for the building construction which depend on different characteristics like site class, type of system, materials used in constructions, load combinations considered and performance level (ASCE, 2017). This standard defines seismic evaluation as a process or method of evaluation of deficiencies in structures to prevent that it reaches a weak performance level. Also, the standard establishes that a seismic retrofit is a design process used for the improvement in the seismic performance of the structure.

The information provided by both standards is crucial for the structural evaluation in the academic institution being analyzed since they are currently in force. Furthermore, the interpretation of data and results are meaningful to the institution to identify possible deficiencies in the design, and it can put forward the best alternative for retrofit, if it is needed.

La evaluación sísmica para una edificación diseñada en el año 1980 utilizando los códigos vigentes de la Asociación Americana de Ingenieros Civiles permite determinar si existen deficiencias en la estructura. Los códigos a utilizar para dicho análisis son, el código que determina el diseño mínimo de cargas asociadas al criterio de edificios y otras estructuras conocido como ASCE 7-16 y el código de evaluación sísmica y rehabilitación de edificaciones existentes nombrado ASCE 41-17. Ambos son los códigos vigentes a la fecha y realizar la evaluación con ellos es fundamental para el chequeo y cumplimiento de la estructura perteneciente a la institución educativa.

El centro de estudios tiene interés en el dictamen estructural para determinar la calidad del diseño y materiales y conocer si es adecuada de acuerdo con los códigos vigentes. El edificio está ubicado en la zona 16 de la ciudad de Guatemala, área de alta sismicidad, razón por la cual es válido el interés es conocer el estatus de la estructura. La institución académica proporcionó los planos estructurales y arquitectónicos, además se pidió un dictamen de estudio de suelos y la memoria de cálculo, pero no tenían dicha información. Se pidió confidencialidad tanto para el uso de la información como la presentación de resultados por lo que el nombre permanecerá anónimo en el presente trabajo.

Previo al análisis, se realizó una visita de campo a la institución para observar el estado de la estructura y conocer el uso que le dan. En la visita se tomaron varias fotografías y se identificó que el edificio es de dos niveles, contrario a los planos iniciales que muestran que la estructura fue diseñada para un nivel. Dicha ampliación se hizo en el año 1994 y no hay detalle estructural delimitado en planos. Parte del propósito de la evaluación sísmica era determinar la resistencia a la compresión nominal actual de los elementos y la distribución del acero de refuerzo para rectificar los resultados de campo con la planificación estructural. No obstante, la situación mundial debido a la pandemia perjudicó el análisis ya que las instituciones académicas se encuentran cerradas por ley. Sin embargo, se fomenta que la institución realice las pruebas no destructivas, para conocer el estado actual de la estructura y obtener información del diseño del segundo nivel.

Para determinar las deficiencias de la estructura, se realizó un análisis sísmico y un modelo computacional basado en elementos finitos para simular las cargas sísmicas que afectan la edificación. El análisis sísmico se elaboró en base a los códigos ya mencionados, ASCE 7-16 y ASCE 41-17 en conjunto de la Norma de Seguridad 2-2018 de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y sísmica para los aspectos sísmicos del sitio donde se ubica la estructura. Se calcularon tres chequeos rápidos del código SCE 41-17 utilizados específicamente para estructuras de sistemas de marcos resistentes a momento. La estructura cumple con tres de los tres chequeos, hay una deficiencia en la relación de las derivas en el segundo nivel. El valor excede el límite máximo permisible, esta relación considera diferentes características las cuales influyen en dicho valor. Además, es importante recalcar que la información del segundo nivel es asumida y considerada igual a la del primer nivel.

Es importante mencionar que el presente trabajo de investigación es un dictamen preliminar y para un análisis más preciso y detallado se debe contratar a un profesional y así tener un dictamen final. Si en un futuro se desea modificar o remodelar el edificio, se recomienda realizar las pruebas no destructivas mencionadas anteriormente.

CAPÍTULO 2

Antecedentes

La estructura a analizar pertenece a una institución educativa fundada en el año 1976. Parte de la edificación actual fue diseñada en el año 1980 por la empresa Diseño Total, el ingeniero a cargo del diseño estructural fue Jack Ibarra. La construcción empezó en el año 1981, la obra fue construida por Holzhev y Hernandez y la supervisión la hizo la misma empresa de diseño. El área del proyecto fue de 31,926.61 metros cuadrados y la construcción se finalizó en el año 1983.

La institución de estudios está interesada en recibir un dictamen estructural para determinar la calidad del diseño y si la estructura cumple con los códigos de diseño vigentes. Se presentó la oportunidad de brindarles un dictamen preliminar de únicamente uno de los edificios de la institución y se recomienda que para un dictamen final se contrate a un profesional. Esta institución accedió a colaborar con el trabajo de graduación y brindó acceso a planos estructurales y arquitectónicos. Sin embargo, se pidió confidencialidad, por lo que el nombre será omitido en el presente trabajo. El edificio a analizar es llamado "Edificio C" y se encuentra delimitado en la figura uno.

El edificio C es de dos niveles, de 56 metros de largo y 11.25 metros de ancho. La altura típica de un nivel es de 2.30 metros al rostro de la viga. Esta estructura es un sistema de marcos resistentes especiales a momento. La cimentación de la estructura está conformada por zapatas aisladas y combinadas.



Figura 1: polígono delimitando edificio a analizar
(«Google Maps», s.f.)



Figura 2: Fachada de edificio
C(Fotografía tomada en visita)

Al implementar una evaluación estructural de una edificación existente, es primordial realizar al menos una visita para observar la estructura e identificar fallas, cambios o discrepancias con los planos estructurales y conocer el uso que le dan a las diversas áreas, en este caso a las aulas. Uno de los objetivos planteados inicialmente era verificar la distribución del acero de refuerzo y determinar la resistencia a la compresión nominal de los elementos estructurales por medio de pruebas no destructivas. Debido a la situación mundial por la pandemia este objetivo no se llevó a cabo ya que las instituciones educativas se encuentran cerradas. Afortunadamente, se logró hacer la primera visita en donde se recopilaron varias imágenes como se muestra a continuación.



Figura 3: Pasillo de entrada a edificio C
(Fotografía tomada en visita)



Figura 4: Pasillo nivel 2 edificio C
(Fotografía tomada en visita)



Figura 5: Ejemplo de un aula en nivel 1 de edificio C
(Fotografía tomada en visita)

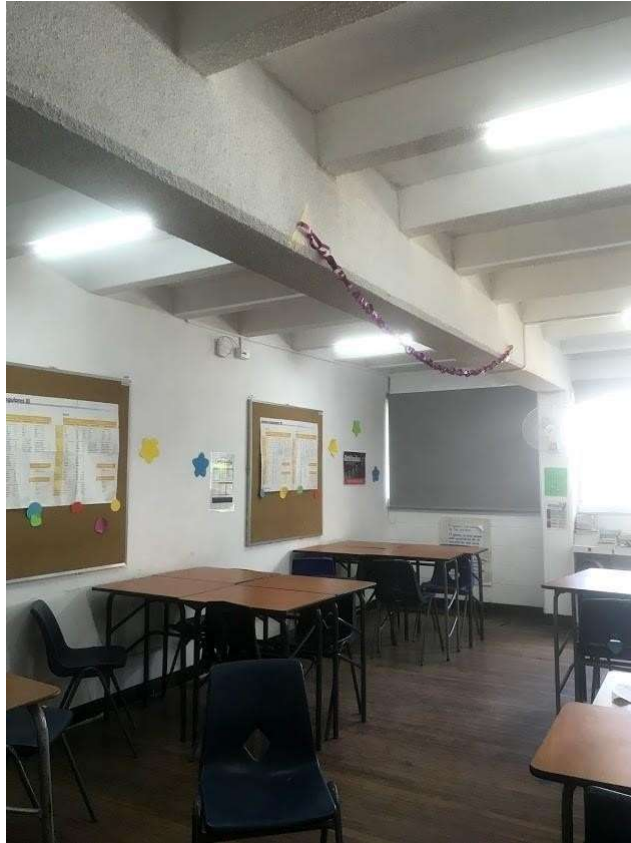


Figura 6: Ejemplo de un aula en nivel 2 de edificio C
(Fotografía tomada en visita)

Durante los años se han hecho modificaciones en la edificación, ya que por 40 años existen nuevas necesidades o adaptaciones para la mejora de la educación y vida estudiantil. En los planos iniciales el edificio C fue diseñado de un nivel, pero al realizar la visita de campo se identificó que el edificio es de dos niveles. No hay información disponible del detalle estructural de esta ampliación del edificio, no se encuentra en ninguno de los planos entregados por la institución. La persona encargada de dar el recorrido indicó que este segundo nivel se hizo en el año 1994. También se pidió un dictamen del estudio de suelos y memoria de cálculo del diseño estructural, mas la institución no tiene acceso a dicha información.

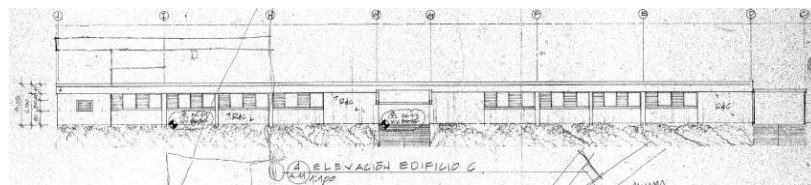


Figura 7: Porción de plano de sección del Edificio C
(Ibarra, 1980)

Además, los salones del primer nivel del edificio inicialmente tenían otro propósito, como lo muestra la siguiente figura. Estas aulas estaban diseñadas como taller de arte, salón de música, y más. Hoy en día, son salones de clase, pero más pequeños debido a que

se

hicieron divisiones con tabla yeso. El tabla yeso no representa ningún cambio en el desempeño estructural de la estructura, este tiene únicamente propósito de diseño arquitectónico.

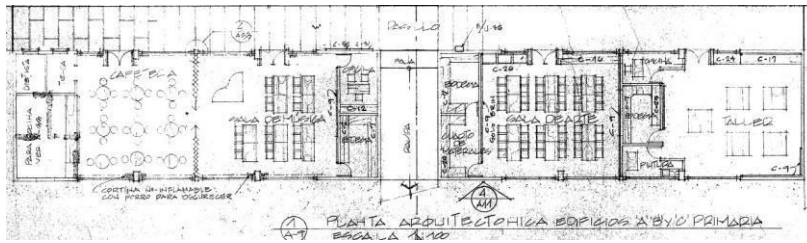


Figura 8: Porción de plano de planta arquitectónica de Edificio C (Ibarra, 1980)

Atribuir a esta institución es una gran oportunidad, el conocimiento y tecnología en el año 1980 no se asemeja a la actualidad. Guatemala no utilizaba por ley códigos de diseño, el diseño se basa de acuerdo con el criterio del ingeniero. Los planos de la época son hechos a mano, como se muestra en la siguiente figura. Es importante recalcar que este diseño se realizó después del terremoto del año 1976, por lo que se desconoce su comportamiento durante un evento extremo. Después de dicho terremoto, muchos ingenieros y arquitectos guatemaltecos determinaron deficiencias en los diseños y el objetivo de esta época era identificar fallas, como también desarrollar mejores metodologías de análisis y diseño estructural.



Figura 9: Porción de plano maestro de construcción (Ibarra, 1980)

Actualmente, existen diversos programas para modelar estructuras en tres dimensiones y realizar simulaciones o comportamientos dependiendo de las cargas que se desean aplicar. Parte de este estudio es realizar uno de estos análisis por medio de un modelo computacional. Además, para presentar recomendaciones sobre deficiencias que puedan presentarse en la estructura se debe evaluar la estructura con los códigos ASCE 7-16 y ASCE 41-17 los cuales determinan los criterios actuales de diseño y evaluación, respectivamente.

Justificación

Guatemala es un país propenso a diversos desastres naturales, y el más común de ellos es el sismo. El terremoto del año 1976 de magnitud 7.5 según la escala de Richter, es uno de los fenómenos más críticos en la historia de Guatemala. El país sufrió muchas pérdidas, estimando veintitrés mil muertos y setenta y seis mil heridos. Muchos municipios fueron destruidos casi en su totalidad y la mayoría de los daños estructurales eran irreparables (PrensaLibre, 1976). Desde ese entonces, se empezaron a implementar nuevas consideraciones con respecto a el diseño de las edificaciones. Al pasar de los años se han implementado nuevas y mejores metodologías para el diseño sísmico de edificaciones gracias a los grandes avances de la tecnología. Guatemala actualmente utiliza los códigos de diseño que brinda la Asociación de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) conocidas como Normas de Seguridad Estructural (NSE) del año 2018, las cuales son las versiones vigentes. AGIES usa de referencia varios códigos desarrollados en Estados Unidos, tales como el ASCE-SEI 7-16y ASCE-SEI 41-17 para los parámetros generales de edificaciones y evaluaciones sísmicas (AGIES, 2020).

Estados Unidos empezó a elaborar códigos de diseño estructural a principios del siglo XX. Diferentes organizaciones creaban sus códigos y utilizaban el de su preferencia. Con el pasar del tiempo, las organizaciones vieron la necesidad de definir normas generales aplicadas universalmente para que todos los constructores y proveedores de diseño estructural fuesen fundamentados bajo la misma base. En el año 1997 International Code Council, justificó el primer código llamado International Building Code, utilizado en la mayor parte de Estados Unidos (ICC, 2020). Este país es pionero en investigación y delimitación de normas y siempre ha sido el mayor influyente a Guatemala.

Las evaluaciones de una edificación son importantes porque determinan la capacidad de la misma. Para estructuras diseñadas a través de códigos ya no vigentes, es de beneficio para comparar si estas cumplen con los requisitos y condiciones del código actual vigente.

Es conveniente realizar el trabajo de investigación porque brinda información importante sobre las condiciones de la estructura. El centro de estudios fue construido en el año 1981, pocos años después del terremoto y será valioso e interesante analizar si la estructura diseñada-

da con un código no vigente cumple con el actual código ASCE-SEI 7-16 y ASCE-SEI 41-17. Al obtener los resultados finales, se propondrán recomendaciones para el mantenimiento del edificio y si este requiere de algún refuerzo.

4.1. Objetivo general

Realizar evaluación sísmica para una edificación perteneciente a un centro de estudios construido en el año 1981, mediante los códigos ASCE/SEI 41-17 y ASCE/SEI 7-16.

4.2. Objetivos específicos

- Determinar la resistencia a la compresión nominal actual de los elementos estructurales que conforman la edificación en análisis, así como la distribución del acero de refuerzo y potejar los resultados de campo obtenidos con la planificación estructural correspondiente.
- Realizar un modelo computacional basado en elementos finitos para simular las cargas sísmicas sobre la edificación.
- Determinar deficiencias de la estructura perteneciente a dicho centro de estudios a partir de los criterios actuales de evaluación.
- Presentar recomendaciones a las deficiencias que puedan presentarse en la edificación.

Nota: Debido a la situación mundial por la pandemia, el primer objetivo planteado no se pudo llevar a cabo ya que las instituciones académicas se encuentran cerradas.

5.1. Introducción a sismología

5.1.1. Descripción placas tectónicas

Se conoce como litósfera a la capa superficial de la Tierra sólida, caracterizada por su rigidez. Está formada por la zona contigua, la más externa del manto residual y la corteza terrestre. La litósfera está fragmentada en varios pedazos conocidas como placas tectónicas. Las placas tectónicas son trozos que se mueven unos con respecto a otros. Los movimientos de las placas tectónicas pueden ser de algunos milímetros hasta más de diez centímetros al año. Los límites entre las placas tectónicas pueden ser clasificados como borde divergente, borde convergente y borde transcurrente, dependiendo del comportamiento a la hora del desplazamiento (Sarachaga, 1997).

5.1.1.1. Tipos de bordes

El borde convergente, también conocido como de subducción, es cuando una de las placas tectónicas se hunde por debajo de la otra. Este tipo de borde es conocido por la formación de montañas y volcanes. Además, es donde ocurren los sismos más fuertes porque hay más liberación de energía (Sarachaga, 1997).

Existen varios tipos de bordes convergentes, dependiendo del tipo de la corteza. Estos pueden ser, convergencia oceánica-continental, oceánica-oceánica y continental-continental. La más común es la convergencia oceánica-continental, ya que la placa continental es más ligera que la oceánica por lo que flota y la oceánica se hunde en el manto. La convergencia oceánica-oceánica, se comporta como mencionado anteriormente y suelen estar situados entre cien y trescientos kilómetros de la fosa submarina. En este tipo de bordes se forman los archipiélagos como las Filipinas. El comportamiento del borde convergente continental-continental hay similitud entre las densidades, las placas tectónicas chocan y dan paso a la

formación de cadenas montañosas, como lo es la cordillera del Himalaya (Sarachaga, 1997).

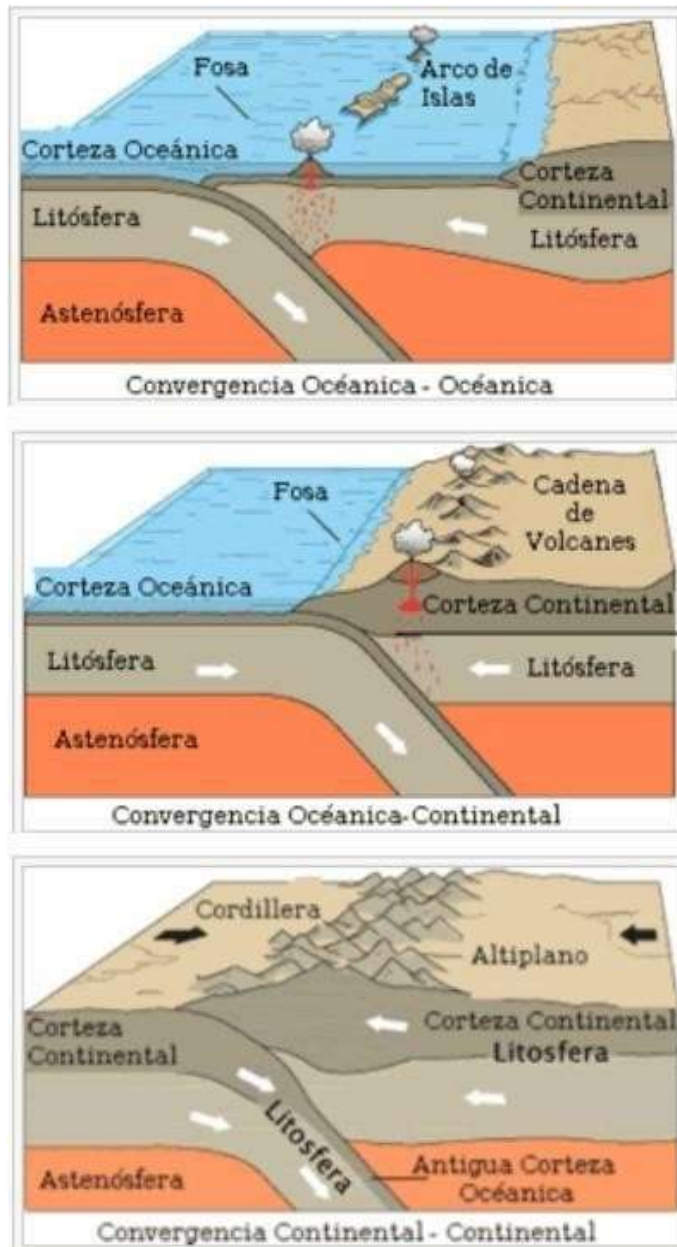


Figura 10: Bordos convergentes.

(USGS, 2018)

El borde divergente, se da cuando las placas tectónicas se separan una de la otra. El magma que se encuentra en el interior puede fluir y así crear nueva corteza. Este comportamiento se ve en dorsales oceánicas y en zonas de grietas. La actividad sísmica que este borde provoca por lo general es de baja magnitud.

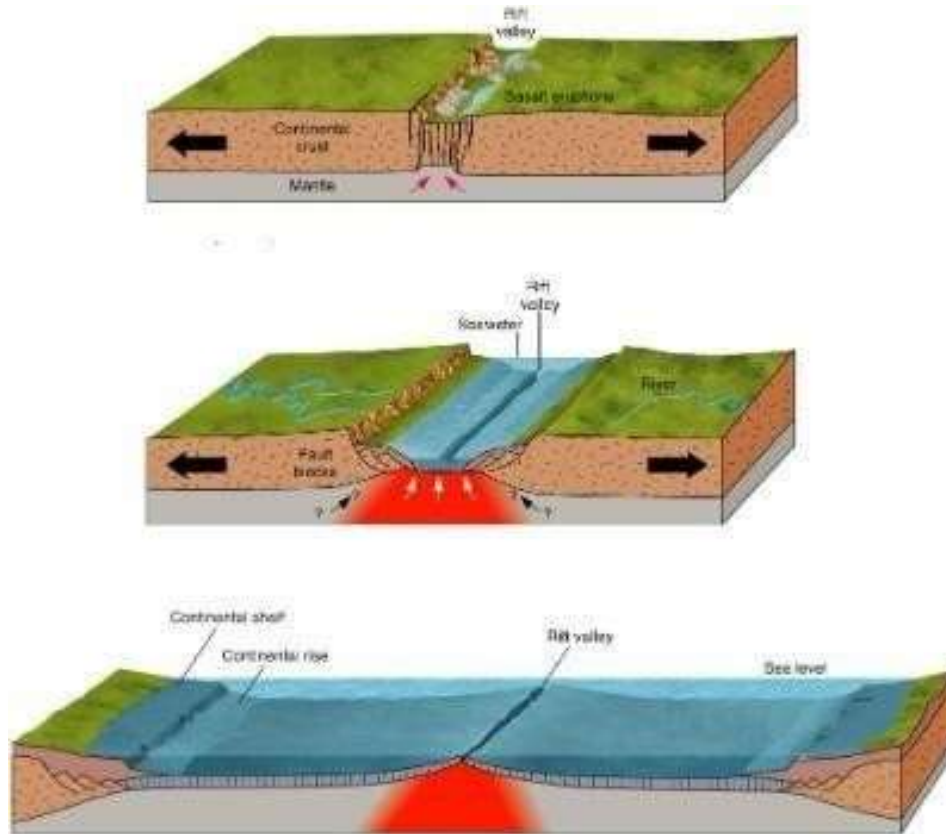


Figura 11: Borde Divergente.
(USGS, 2018)

El tercer y último tipo de borde es el de transurrencia. Este borde sucede cuando las placas tectónicas se mueven de forma horizontal a direcciones opuestas. En estos bordes no hay creación de corteza ni destrucción de la misma, y los sismos que este borde puede provocar, por lo general, son de magnitud intermedia. Un ejemplo del borde transcurrente es la falla de San Andrés en California (Sarachaga, 1997).

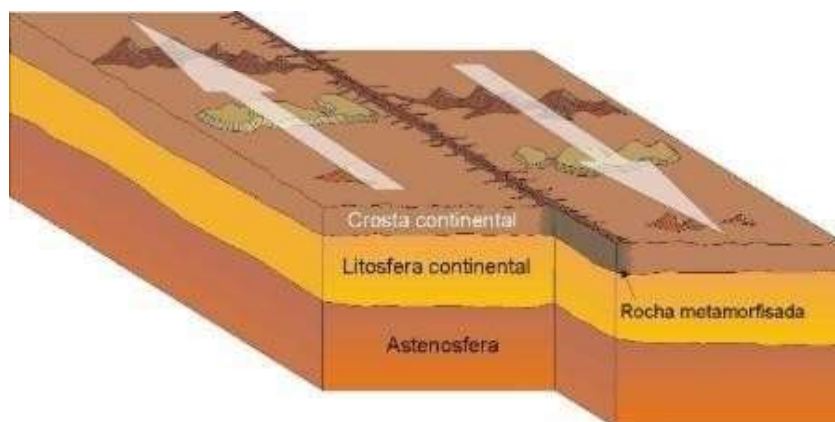


Figura 12: Borde transcurrente
(USGS, 2018)

5.1.1.2. Placas tectónicas en Guatemala

Hay más de diez placas tectónicas principales en la Tierra, y Guatemala se encuentra por encima de tres de ellas. Las placas son: la placa de Cocos, la placa del Caribe y la placa de Norteamérica (INSIVUMEH, 2010). Estas están delimitadas como se muestra en la Figura No.13.

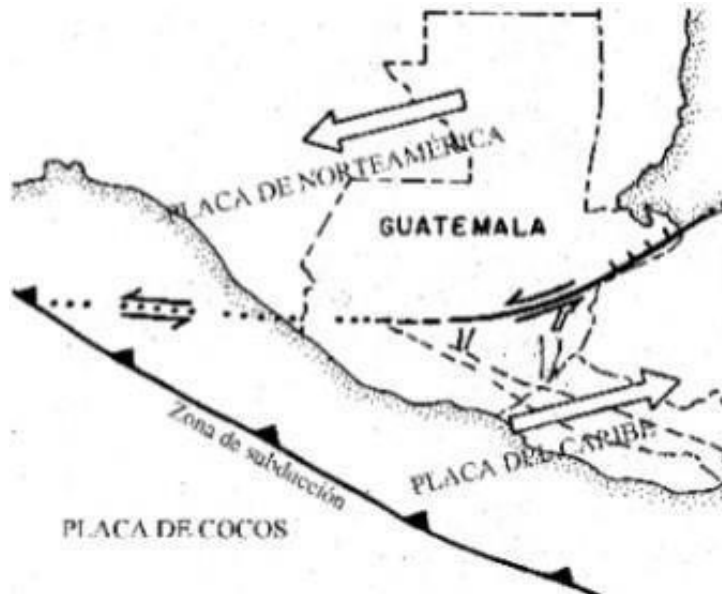


Figura 13: Delimitación de placas tectónicas en Guatemala
(Sasvin, 2014)

La placa de Norteamérica se encuentra en transcurrancia con la placa del Caribe. La placa del Caribe tiene una superficie de 3,2 millones de kilómetros cuadrados y se mueve en dirección sureste. La placa de Cocos se encuentra en subducción con la placa del Caribe. Esta placa forma parte del cinturón de fuego del pacífico. Esta área es conocida porque tiene la mayoría de los volcanes activos del mundo y el noventa por ciento de los sismos ocurren ahí.



Figura 14: Cinturón del Pacífico
(USGS, 2018)

5.1.2. Descripción fallas

5.1.2.1. Tipos de fallas

Según la United States Geological Survey, una falla es una fractura en la corteza, la cual los trozos se mueven con respecto al otro paralelo a dicha fractura. Los movimientos pueden ser tanto imperceptibles, como muy bruscos y repentinos. En sismología es importante identificar las fallas activas, que son aquellas que existe constancia que han causado al menos un sismo en un tiempo determinado. Existen diferentes consideraciones para establecer el tiempo determinado, sin embargo, este varía entre diez mil a treinta mil años. Al igual que las placas tectónicas, las fallas también tienen tres distintos movimientos (USGS, 2018). La falla normal es una falla de deslizamiento que sucede cuando una fractura inclinada se desplaza verticalmente y la masa de roca se mueve hacia abajo. Si el caso fuese que la masa de roca sobre la falla se mueve hacia arriba, el tipo de falla se le conoce como falla inversa. El otro tipo de falla que existe se le llama transformante o desgarre y ocurre por el movimiento horizontal, paralelo a la fractura (Sarachaga, 1997).

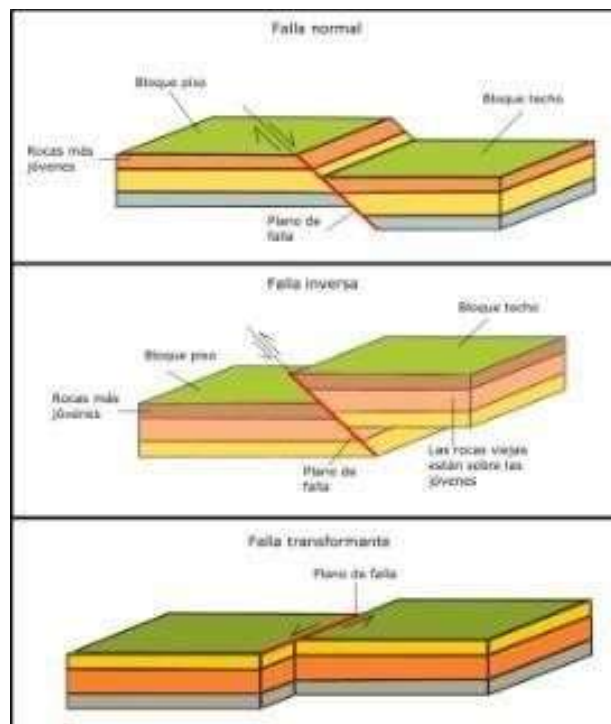


Figura 15: Tipos de Fallas

(Sarachaga, 1997)

5.1.2.2. Fallas locales

Las fallas más conocidas de Guatemala son la falla de Chixoy-Polochic y la falla de Motagua, la figura delimitada a continuación señala la ubicación de cada una de ellas (White, 1993).

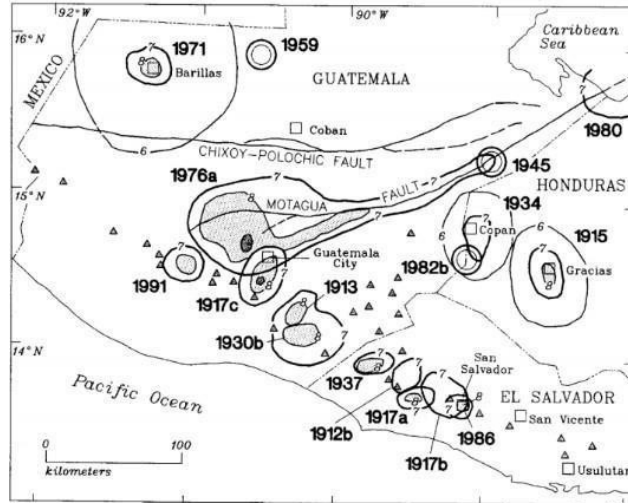


Figura 16: Ubicación de Falla Chixoy-Polochic y Falla de Motagua (White, 1993)

La falla Chixoy-Polochic divide la sierra de Chuacús y la Sierra de las Minas y Sierra de los Cuchumatanes. Está se encuentra paralela a la falla de Motagua, llamada así por su cercanía al Río Motagua. La falla de Motagua divide el segmento norte conocido como el Bloque Maya y el bloque sur conocido como el Bloque Chortí. Estos bloques tienen un borde transcurrente, lo cual significa que se mueven en direcciones contrarias, causando fricción entre sí con sismos de intensidad intermedia (White, 1993). Después del terremoto del año 1976, se publicaron varios mapas de las fallas del departamento de Guatemala. Como se puede observar en la Figura No. 17, hay muchas fallas que pueden afectar al departamento.



Figura 17: Mapa de fracturas sismos de febrero de 1976 valle de Guatemala (IGNG, 1976)

5.1.3. Descripción de sismo

5.1.3.1. Ondas sísmicas

Las ondas sísmicas se clasifican en dos categorías: Las ondas internas o de cuerpo tienen velocidades que dependen de la densidad del material y su módulo de corte. Estas pueden ser:

- Ondas Primarias (Ondas P): Estas tienen desplazamiento longitudinal y son de una mayor velocidad.
- Ondas Secundarias (Ondas S): Las ondas tienen menor velocidad y el desplazamiento es transversal con esfuerzos cortantes.

Las ondas superficiales son aquellas que viajan en la superficie de la tierra y estas pueden ser:

- Ondas Love: Las ondas tienen un movimiento horizontal de corte.
- Ondas Rayleigh: Estas ondas tienen movimientos elípticos, parecidas a las ondas del mar.

5.1.3.2. Métodos de medición

En un sismo se mide la magnitud y la intensidad las cuales tienen diferentes escalas y métodos de medición. La magnitud mide la energía liberada relacionada a la máxima amplitud a cien kilómetros del epicentro. El método de medición más conocido es la Escala de Richter la cual oscila entre los valores de 1 a 8. Otra escala puede ser la Magnitud de Momento y esta utiliza un rango de 1 a 10. Por otro lado, la intensidad determina los efectos del sismo en un lugar específico, este no depende de la magnitud sino de la aceleración máxima del suelo, la velocidad del movimiento y su duración. La escala utilizada es la de Mercalli, con un rango de I a XII.

5.1.3.3. Frecuencia de los sismos

Existen dos maneras que un sismo se puede originar. Naturalmente, debido a actividad volcánica, impacto de un meteoro y movimiento de las placas tectónicas. Artificialmente, debido a una explosión nuclear, excavaciones o rellenos, extracción de petróleo, gas, etc. Sin embargo, la mayoría de los sismos ocurren por el fenómeno natural del constante movimiento de las placas tectónicas. Las placas tectónicas están en constante movimiento y liberan pequeñas cantidades de energía que el ser humano no siempre percibe. No obstante, los sismos conocidos por el ser humano son aquellos que liberan mayor energía, los cuales tienen una magnitud entre 6 y 8, de acuerdo a la escala de momento. Según la United States Geological Survey (USGS, 2018) en un año pueden ocurrir aproximadamente dos terremotos de magnitud 7 (escala de momento), pero un terremoto de magnitud 8 o mayor únicamente ocurre

cada 10 años. Se han generado diversos estudios para encontrar relaciones de recurrencia con los terremotos ocurridos en el planeta Tierra. Para ello utilizan expresiones matemáticas que consideran datos históricos de la región, de 100 o más años atrás para conocer la recurrencia del movimiento sísmico y su magnitud. Una de las variables más importantes para conocer el riesgo sísmico asociado en un sitio es la frecuencia con la que se registran dichos eventos. Esto se conoce como el periodo de retorno de un sismo, el cual representa el tiempo promedio, en años, entre ocurrencias de terremotos de cierta magnitud. (Paulay, 1992)

5.1.4. Amenaza de la naturaleza en Guatemala

Guatemala es un país que se encuentra sobre tres placas tectónicas las cuales tienen diferentes comportamientos entre sí. Para evaluar la amenaza sísmica asociada a un sitio en específico se debe conocer las características del suelo, como también la frecuencia en que se registran dichos eventos y el efecto que estos tienen sobre las infraestructuras.

5.1.4.1. Amenaza sísmica

En los últimos 100 años, han ocurrido dos fuertes terremotos en Guatemala. En el año 1917, hubo un fuerte temblor, pero no se conoce la magnitud de los sismos debido a la ausencia de mediciones confiables de aceleraciones. Durante esta época los daños estructurales se representaban en más de un ochenta por ciento de los casos ya que había falta de conocimiento de respuesta dinámica de estructuras y era imposible estimar las fuerzas inerciales. (Escobar, 2017).



Figura 18: Palacio de Gobierno; Antes y después del terremoto de 1917
(Taracena, 1918)

En 1976 un sismo de magnitud 7.5 según escala de Richter afectó a Guatemala. El terremoto duró 35 segundos lo cual fue suficiente para destruir las casas, colonias y otras edificaciones que como consecuencia tuvo miles de heridos (s.a., 1976).



Figura 19: Ciudad de Guatemala después del terremoto de 1976
(s.a., 1976)

5.1.4.2. Efectos de los terremotos

El principal efecto de un terremoto es el desplazamiento en el suelo, ya sea vertical, horizontal o una combinación de ambos. La fuerza que produce estos desplazamientos es muy grande y es imposible evitar que una edificación sea afectada por dicho movimiento.

Las ondas que viajan a través del suelo producen vibraciones violentas y causan inestabilidad en las infraestructuras. La frecuencia de las ondas oscila entre 0.2Hz hasta 100 Hz. Esta frecuencia es la principal responsable del deterioro de una infraestructura a la hora de ocurrencia de un sismo. Además, estas aceleraciones que afectan al suelo pueden dañarlo por inestabilidad por deslizamiento o licuefacción.

La inestabilidad por deslizamiento sucede cuando el área del terreno donde se encuentra la infraestructura tiene pendientes muy altas. Las pendientes pronunciadas causan derrumbes que pueden arrastrar edificaciones completas. Por otro lado, cuando el suelo es muy arenoso el sismo afecta por inestabilidad por licuefacción. Cuando el suelo arenoso empieza a tener vibraciones, el material granular baja y el agua que se encuentra en el suelo sale a la superficie. Esto representa un gran efecto en la capacidad de soporte del suelo, ya que el suelo empieza a tener un comportamiento como si estuviera en un estado líquido. En este caso, el colapso le sucede a cualquier estructura cimentada sobre este tipo de suelo (Paulay, 1992).

5.2. Descripción de códigos vigentes

5.2.1. Métodos de diseño

A principios del siglo XX Estados Unidos empezó a elaborar códigos de diseño estructural. Estos códigos eran independientes de diferentes organizaciones y cada una creaba y

utilizaba la de su pertenencia. Con el tiempo, estas organizaciones vieron la necesidad de definir normas generales aplicadas universalmente para que todos los constructores y proveedores de diseño estructural fuesen fundamentados bajo la misma base. Así mismo se definieron dos métodos de diseño los cuales son los más utilizados en la actualidad. Ambos son conocidos por sus siglas en inglés LRFD, Diseño por resistencia y ASD, Diseño por esfuerzos admisibles.

El diseño por resistencia es la metodología más utilizada para estructuras de concreto. Las cargas de servicio se calculan de igual manera que en el método ASD, la diferencia entre dichas metodologías se encuentra en las combinaciones de carga. El método LRFD utiliza una carga factorizada, lo que significa que las cargas son multiplicadas por un valor mayor a uno y se utiliza la carga factorizada más crítica para el diseño de los elementos estructurales.

La metodología ASD es comúnmente utilizada para estructuras de acero. Se basa en principios de estado límite que brinda las fronteras de utilidad de la estructura. Uno puede ser la capacidad que tiene el elemento de soportar una carga y se le conoce como estado límite de resistencia, y el otro es el estado límite de servicio que define el comportamiento que tiene la estructura.

Es importante destacar que Guatemala siempre ha sido influenciado por los códigos americanos. Las Normas de seguridad estructural que hace la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica se basan en estos códigos de diseño americanos.

5.2.2. Normas de seguridad estructural

Las normas de seguridad estructural, también conocidas como NSE, son documentos de mucha importancia para la regulación del diseño estructural en Guatemala. Después del terremoto de 1976, fue notoria la deficiencia de las edificaciones en el país y la demanda de parte de la industria de la Ingeniería Civil de diseñar infraestructuras seguras. Por ello se empezó el primer proyecto de normas, llamado Normas Recomendadas en el año 1986 presentadas por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES. Sin embargo, estas normas fueron oficiales y obligatorias por la ley hasta el año 2010.

Se han trabajado varias ediciones y se sigue buscando la mejora de las publicaciones por lo que las normas tienen constantes actualizaciones por medio de revisiones y modificaciones a través de comités formados por profesionales miembros de AGIES con experiencia en la materia (AGIES, 2020).

5.2.3. ASCE 41-17

El código ASCE 41-17 tiene el título de Evaluación sísmica y Rehabilitación de Edificaciones Existentes. Este código fue publicado en el año 2017 por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, conocida como ASCE por sus siglas en inglés. También tiene la colaboración del Instituto de Ingeniería Estructural, que es conocida como SEI por sus siglas en inglés. Se define a la evaluación sísmica como una metodología de evaluación de deficiencias en una estructura que evitan que esta cumpla su objetivo o tenga el rendimiento deseado.

En el código la rehabilitación sísmica es definida como el diseño de medidas para mejorar el rendimiento sísmico estructural o de componentes no estructurales de un edificio, corrigiendo las deficiencias. Detalladamente el código delimita las definiciones, ecuaciones y notaciones importantes a conocer. Además, explica los requerimientos para los distintos tipos de estructura y diversas condiciones que estas pueden tener (ASCE, 2017).

5.2.4. ASCE 7-16

Cargas Mínimas de Diseño y Criterios Asociados para Edificios y Otras Estructuras, título del código ASCE 7-16. Al igual que el código ASCE 41-17 este fue publicado por la ASCE en colaboración con el SEI en el año 2016. Como su título lo indica, el código presenta las cargas mínimas de diseño, niveles de riesgo y categoría de diseño para determinar el objetivo de rendimiento que se desea para la edificación. Las cargas y sus combinaciones delimitadas en el código deben ser analizadas cuidadosamente para asegurarse que su uso es el adecuado. Es de mucha importancia familiarizarse con el código para conocer los factores que afectan una estructura o los componentes no estructurales de un edificio (ASCE, 2016).

5.3. Cargas y combinaciones para diseño

5.3.1. Combinaciones de carga

Las estructuras y sus componentes deben estar diseñados para soportar la resistencia igual o mayor a los efectos del factor de carga. Existen 5 diferentes combinaciones de carga que toman en cuenta la carga muerta, viva, viva del techo, lluvia, nieve y viento. La siguiente figura delimita las cinco combinaciones.

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.5W)$
4. $1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
5. $0.9D + 1.0W$

Figura 20: Combinaciones de carga
(ASCE, 2016)

Donde:

- D = Carga muerta
- L = Carga viva
- L_r = Carga viva del techo
- R = Carga de lluvia
- S = Carga de nieve

- W = Carga de viento

Al diseñar se debe evaluar las cinco combinaciones y utilizar la más crítica.

Siempre existen excepciones para el uso de las combinaciones, ya que los parámetros que se deben utilizar pueden diferir dependiendo de distintas características que se consideran en el diseño de la edificación. En ciertas edificaciones es necesario incluir factores como la carga de inundación, la carga del hielo atmosférico, la carga de fuerzas de auto deformación o la carga sísmica. Dependiendo del requerimiento necesario la alteración en las cinco combinaciones o el considerar más combinaciones para el diseño. Cuando se trata de considerar la carga sísmica, se deben agregar estas dos combinaciones.

$$\begin{aligned} 6. & 1.2D + E_v + E_h + L + 0.2S \\ 7. & 0.9D - E_v + E_h \end{aligned}$$

Figura 21: Combinaciones de carga sísmica
(ASCE, 2016)

Donde:

- E_v = Efecto de carga sísmica vertical
- E_h = Efecto de carga sísmica horizontal

5.3.2. Carga muerta

La carga muerta consiste en el peso de todos los materiales utilizados para la construcción de una edificación. Esto incluye las paredes, pisos, techos, gradas, acabados y otros detalles arquitectónicos o estructurales, como se encuentra tabulado en la siguiente figura:

Componente	Carga (Kg/m ²)
TECHOS	
Tablero de fibra acústica	5
Tablero de yeso (por mm de espesor)	0.8
Deducción mecánica del conducto	19
Repello sobre baldosa o concreto	24
Repello sobre regletas de madera	38
Sistema de canales de acero suspendido	10
Franjas metálicas suspendidas y repello de cemento	72
Franjas de metal suspendido y repello de yeso	48
Sistema de suspensión de recubrimiento de madera	12
REVESTIMIENTOS, TECHOS Y PAREDES	
Shingles de asbesto-cemento	19
Shingles de asfalto	10
Tejas de cemento 0.77	77
Tejas de arcilla (para mortero agregar 0.48 kN / m ²)	
• Tejas de 51 mm	57
• Tejas de 76 mm	96
• Teja tipo Ludowici	48
• Teja Romana	57
• Teja Española	91
Composición:	
• Techos de tres capas listos	5
• Fieltro de cuatro capas y grava	26
• Fieltro de cinco capas y grava	29
Cobre o estaño	5
Revestimiento de asbesto-cemento corrugado	19
Cubierta, metal, calibre 20	12

Figura 22: Porción de Tabla B-1 Listado de cargas muertas mínimas de diseño (AGIES, 2020)

Para cargas muertas determinadas se debe utilizar el peso de los materiales de construcción o el equipo de servicio fijo. Sin embargo, si la información exacta no se conoce, el código permite utilizar valores aprobados por la autoridad teniendo jurisdicción (ASCE, 2016).

5.3.3. Carga viva

Se define como carga viva a aquella carga producida por el uso de una estructura que no considera las cargas naturales como lo es el viento, la lluvia, la nieve, los sismos o inundaciones. La carga viva utilizada para el diseño de edificaciones debe de ser el máximo de las cargas esperadas por el uso que se le dará a dicha estructura. Nunca se debe utilizar menos de la carga uniforme mínima distribuida de la tabla 4.3-1 del código ASCE 7-16. Esta tabla delimita la carga viva distribuida mínima y la carga viva concentrada mínima dependiendo del uso u ocupación de la estructura.

Table 4.3-1. (Continued) Minimum Uniformly Distributed Live Loads, L_u , and Minimum Concentrated Live Loads

Occupancy or Use	Uniform, L_u , psf (kN/m ²)	Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Multiple-Story Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Concentrated lb (kN)	Also See Section
Penal institutions					
Cell blocks	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
Corridors	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
Recreational uses					
Bowling alleys, poolrooms, and similar uses	75 (3.59)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Dance halls and ballrooms	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Gymnasiums	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Residential					
One- and two-family dwellings					
Uninhabitable attics without storage	10 (0.48)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		4.12.1
Uninhabitable attics with storage	20 (0.96)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		4.12.2
Habitable attics and sleeping areas	30 (1.44)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
All other areas except stairs	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
All other residential occupancies					
Private rooms and corridors serving them	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
Public rooms	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Corridors serving public rooms	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
Roofs					
Ordinary flat, pitched, and curved roofs	20 (0.96)	Yes (4.8.2)	—		4.8.1
Roof areas used for occupants	Same as occupancy served	Yes (4.8.3)	—		
Roof areas used for assembly purposes	100 (4.70)	Yes (4.8.3)	—		
Vegetative and landscaped roofs					
Roof areas not intended for occupancy	20 (0.96)	Yes (4.8.2)	—		
Roof areas used for assembly purposes	100 (4.70)	Yes (4.8.3)	—		
Roof areas used for other occupancies	Same as occupancy served	Yes (4.8.3)	—		
Awnings and canopies					
Fabric construction supported by a skeleton structure	5 (0.24)	No (4.8.2)	—		
Screen enclosure support frame	5 (0.24) based on the tributary area of the roof supported by the frame member	No (4.8.2)	—	200 (0.89)	
All other construction					
Primary roof members, exposed to a work floor	20 (0.96)	Yes (4.8.2)	—		4.8.1
Single panel point of lower chord of roof trusses or any point along primary structural members supporting roofs over manufacturing, storage warehouses, and repair garages				2,000 (8.90)	
All other primary roof members		—	—	300 (1.33)	
All roof surfaces subject to maintenance workers		—	—	300 (1.33)	
Schools					
Classrooms	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)	
Corridors above first floor	80 (3.83)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)	
First-floor corridors	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)	
Scuttles, skylight ribs, and accessible ceilings					
				200 (0.89)	
Sidewalks, vehicular driveways, and yards subject to trucking	250 (11.97)	No (4.7.3)	Yes (4.7.3)	8,000 (35.60)	4.15
Stairs and exit ways					
One- and two-family dwellings only	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	300 (1.33)	4.16
	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	300 (1.33)	4.16
Storage areas above ceilings					
Storage warehouses (shall be designed for heavier loads if required for anticipated storage)	20 (0.96)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
Light	125 (6.00)	No (4.7.3)	Yes (4.7.3)		
Heavy	250 (11.97)	No (4.7.3)	Yes (4.7.3)		

Figura 23: Porción de Tabla 4.3-1 Carga viva distribuida mínima y la carga viva concentrada mínima (ASCE, 2016)

Al igual que con la carga muerta, si el uso u ocupación de la edificación no se encuentra delimitada en la tabla anterior, se puede asumir la concentración de la carga distribuida sobre un área y estos valores deben ser aprobados por la autoridad teniendo jurisdicción (ASCE,2016).

5.3.4. Carga de sismo

La carga sísmica es una carga asumida debido a que el sismo, en su mayoría de veces, es un fenómeno natural imposible de predecir. Por eso es importante conocer el criterio apropiado para el diseño y construcción de edificaciones sujetas a movimientos sísmicos (ASCE, 2016). Las normas de seguridad de AGIES utilizan un mapa de zonificación sísmica para obtener los parámetros de aceleración espectral dependiendo de la ubicación en que se encuentran como se delimita en la siguiente figura.

Figura 4.5-1 — Mapa de zonificación sísmica de Guatemala

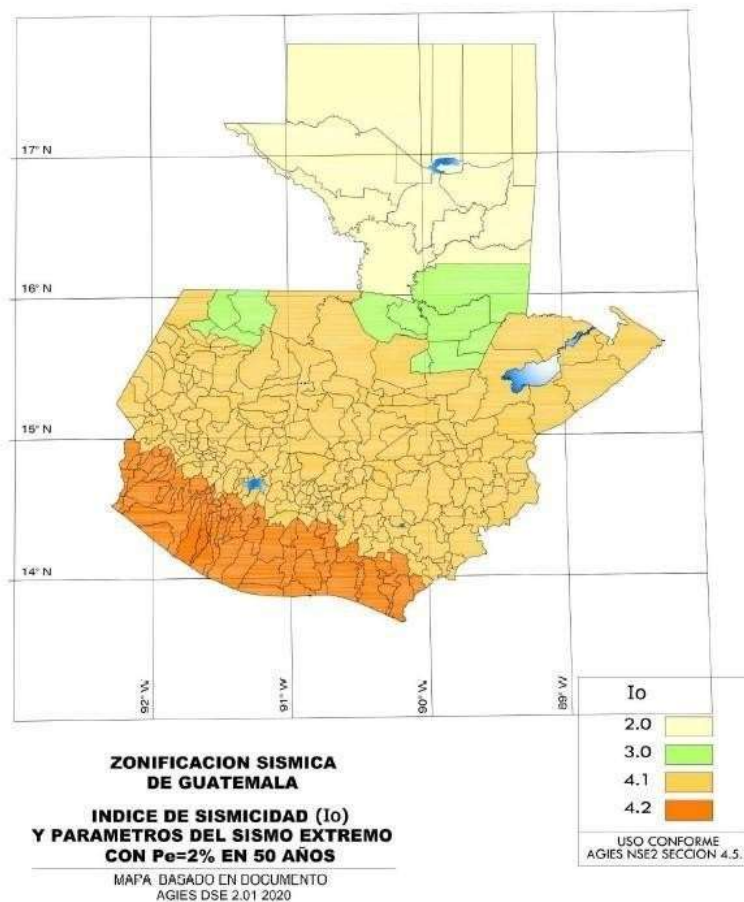


Figura 24: Mapa de zonificación sísmica de Guatemala (AGIES, 2020)

5.3.4.1. Parámetros de aceleración espectral

Los parámetros de aceleración espectral son:

- S_s = Aceleración espectral para periodos cortos.
- S_1 = Aceleración espectral para un periodo de 1 s.

Cuando S_1 es menor o igual a 0.04 y S_s es menor o igual a 0.15 se permite asignar a la estructura un diseño de categoría A. Únicamente se requiere que se complemente con la sección 11.7 del código ASCE 7-16 (ASCE, 2016).

Los parámetros se pueden obtener por el mapa de zonificación sísmica, pero la NSE 2-2018 incluye una tabla en el apéndice donde se tabula estos parámetros junto con la amenaza sísmica y la velocidad básica del viento.

No.	Municipio	Departamento	I_o	Suelo Tipo A			Suelo Tipo B			Suelo Tipo C			Suelo Tipo D			Suelo Tipo E			Velocidad básica del viento (Km/h)
				S_{cr}	S_{1r}	T_L	S_{cr}	S_{1r}	T_L	S_{cr}	S_{1r}	T_L	S_{cr}	S_{1r}	T_L	S_{cr}	S_{1r}	T_L	
76	Guanagazapa	Escuintla	4.2	1.68	0.51	3.58	1.68	0.57	3.06	1.80	0.74	3.09	1.77	1.16	3.84	1.59	1.92	3.90	110
77	Guastatoya	El Progreso	4.1	1.16	0.43	3.48	1.38	0.48	3.43	1.87	0.71	2.90	1.63	1.19	3.48	1.31	1.65	3.75	100
78	Guatemala	Guatemala	4.1	1.28	0.47	2.48	1.43	0.52	2.43	1.53	0.68	2.69	1.43	0.88	3.26	1.28	1.66	3.49	100
79	Guazacapán	Santa Rosa	4.2	1.68	0.51	3.57	1.68	0.57	3.06	1.80	0.75	3.09	1.78	1.16	3.85	1.59	1.94	4.04	110
80	Huehuetenango	Huehuetenango	4.1	1.31	0.43	4.51	1.54	0.53	4.45	2.04	0.90	3.69	1.78	1.28	4.27	1.43	1.85	4.43	100

Figura 25: Listado de amenaza sísmica y velocidad básica del viento por municipio para la República de Guatemala

(AGIES, 2020)

Donde:

- I_o = índice de sismicidad
- S_{cr} = Ordenada espectral de periodo corto del sismo
- S_{1r} = Ordenada espectral de periodo 1 segundo
- T_L = Periodo largo

5.3.4.2. Clase de sitio

Para clasificar la clase de sitio donde se planea realizar una construcción se utiliza la clasificación Clase de Sitio A, B, C, D, E, o F. Dicha clasificación depende del tipo de suelo y las propiedades del mismo. Para conocer la clase de sitio es necesario tener un estudio geológico o datos geotécnicos. Si la información es insuficiente se determina que el sitio es Clase D, a menos que las autoridades indiquen lo contrario, teniendo jurisdicción (ASCE, 2016).

5.3.4.3. Coeficientes de sitio y parámetros de aceleración espectral para diseño

El sismo máximo considerado para la aceleración espectral para periodos cortos (S_{ms}) y para un periodo de 1 seg. (S_{m1}) se determina utilizando estas ecuaciones, las cuales están afectadas por un factor delimitado por la clase de sitio:

$$S_{MS} = F_a S_S$$

$$S_{M1} = F_v S_1$$

Figura 26: Parámetros de aceleración espectral
(ASCE, 2016)

Donde los coeficientes de F_a y F_v se definen en las tablas 11.4-1 y 11.4-2 delimitadas en las siguientes figuras. Puesto que no se cuenta con un estudio de suelos de la estructura, el análisis se realizará para una clase de sitio D.

Table 11.4-1 Short-Period Site Coefficient, F_a

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_n) 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 .

Figura 27: Tabla 11.4-1 Coeficiente de Sitio para periodo corto
(ASCE, 2016)

Donde:

- S_s = Parámetro de aceleración espectral para periodos cortos considerando el sismo máximo.

Table 11.4-2 Long-Period Site Coefficient, F_v

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _m) 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 Section 11.4.8	See Section 11.4.8	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_1 .
^aAlso, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

Figura 28: Tabla 11.4-2 Coeficiente de sitio para periodo largo (ASCE, 2016)

- S_1 = Parámetro de aceleración espectral para periodos de 1 segundo considerando el sismo máximo.

5.3.4.4. Parámetros de aceleración espectral para diseño

Para el diseño de la aceleración espectral de un sismo es importante conocer los parámetros a un periodo corto (S_{DS}) y a un periodo de 1s (S_{D1}) estos valores se determinan por medio de las siguientes fórmulas:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

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

Figura 29: Parámetros de aceleración espectral para diseño (ASCE, 2016)

Donde:

- S_{DS} = Aceleración espectral para periodo corto
- S_{D1} = Aceleración espectral para periodo de un segundo

5.3.4.5. Espectros de respuesta de diseño

Para desarrollar una curva de espectro de respuesta de diseño como se muestra en la siguiente figura se debe utilizar las siguientes fórmulas.

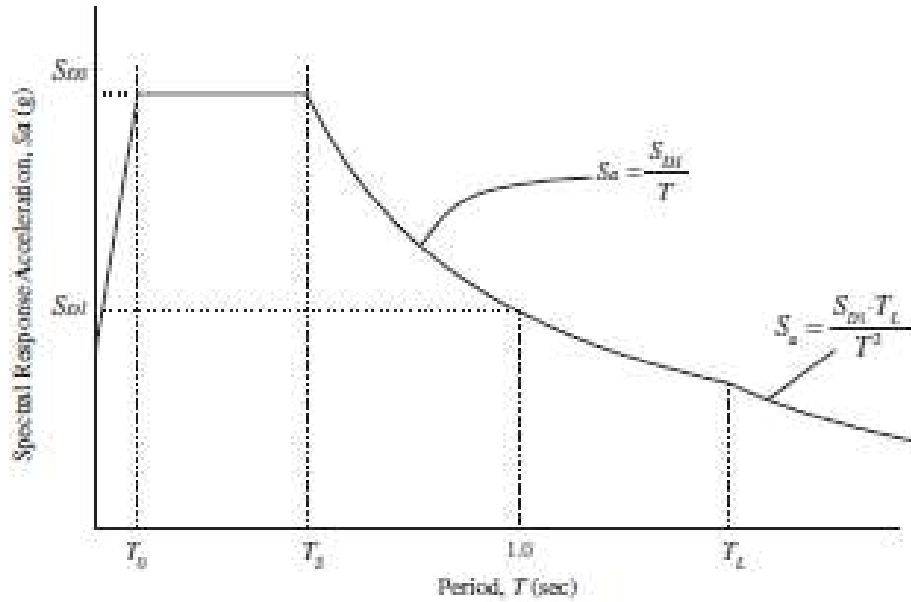


FIGURE 11.4-1 Design Response Spectrum

Figura 30: Espectro de respuesta de diseño
(ASCE, 2016)

1. Para periodos menores a T_0

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Figura 31: Fórmula para periodos menores a T_0
(ASCE, 2016)

2. Para periodos mayores o iguales a T_0 y menores o iguales a T_s el diseño espectral de respuesta es igual a S_{ds} .
3. Para periodos mayores a T_s y menores o iguales a T_l

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Figura 32: Fórmula para periodos mayores a T_s y menores o iguales a T_l
(ASCE, 2016)

4. Para periodos mayores a T_l

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2}$$

Figura 33: Fórmula para periodos mayores a T_l
(ASCE, 2016)

Donde:

- T = Periodo fundamental de la estructura (s)
- $T_o = 0.2(Sd1/Sds)$
- $T_s = (Sd1/Sds)$
- T_l = periodo largo de transición

Es importante mencionar que en Guatemala no existe información para calcular periodos largos, por lo que los cálculos únicamente utilizan las primeras tres fórmulas.

5.3.4.6. Factores de importancia y categoría de riesgo

El factor de importancia I_e , se asigna a cada estructura de acuerdo a la tabla 1.5-2 del código ASCE 7-16.

Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, I_s	Ice Importance Factor—Thickness, I_t	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

Figura 34: Tabla 1.5-2 Factores de Importancia (ASCE, 2016)

Donde:

- I_e = Factor de importancia

Se conoce como categoría de riesgo a la clasificación asignada a una estructura basada en la siguiente tabla.

Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released*	
Buildings and other structures designated as essential facilities	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released*	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures	

Figura 35: Tabla 1.5-1 Categoría de riesgo (ASCE, 2016)

Se debe categorizar las edificaciones dependiendo del uso y ocupación que tiene cada una de ellas, el riesgo que este representa para la vida y el bienestar humano a la hora de ocurrencia de un desastre natural. Como se delimita en la tabla, estas categorías se clasifican con números romanos. La categoría de riesgo I representa estructuras donde hay muy bajo riesgo a la vida humana, la categoría de riesgo II aplica para todas aquellas estructuras que no se encuentran delimitadas en las categorías I, III, y IV. La categoría de riesgo III representa las estructuras que, al momento de tener un fallo, afecta sustancialmente la vida humana. Por último, la categoría de riesgo IV son aquellas estructuras que representan un gran impacto económico y un disturbio al día a día del ser humano y la civilización (ASCE,2016).

5.4. Requerimientos sísmicos de diseño

Las edificaciones deben cumplir con la capacidad de soportar fuerzas resistentes al sistema tanto lateral como verticalmente. Además, deben ser resistentes al esfuerzo, y a la disipación de energía para soportar el movimiento del suelo que se encuentra dentro de los límites de diseño prescritos de deformación y demanda de resistencia (ASCE, 2016).

5.4.1. Selección de sistema estructural

La resistencia sísmica básica lateral y vertical de un sistema se encuentra delimitada en la tabla 12.2-1 del código ASCE 7-16. Cada sistema se encuentra subdividido por el tipo de elementos utilizados para la resistencia sísmica lateral. El sistema estructural debe cumplir con las limitaciones del sistema y los límites estructurales según su altura (hn). La tabla 12.2-1 representa el coeficiente de diseño y los factores de resistencia sísmica de cada sistema. La tabla también delimita las limitaciones estructurales del sistema incluyendo la altura estructural dependiendo de la categoría sísmica de diseño. Además, dependiendo del sistema estructural, indica que otro capítulo del código complementa información de detalles de diseño y requerimientos (ASCE, 2016).

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_o^b	Deflection Amplification Factor, C_d^c	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits ^d				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^e	E ^e	F ^e
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls ^{6A}	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls ⁶	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls ⁶	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls ⁶	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls ⁶	14.2	4	2½	4	NL	NL	40 ^f	40 ^f	40 ^f
6. Ordinary precast shear walls ⁶	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2½	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½	NL	NL	65	65	65
B. BUILDING FRAME SYSTEMS									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3½	2	3½	NL	NL	35 ^f	35 ^f	NP ^f
4. Special reinforced concrete shear walls ^{6A}	14.2	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
5. Ordinary reinforced concrete shear walls ⁶	14.2	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
6. Detailed plain concrete shear walls ⁶	14.2 and 14.2.2.7	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
7. Ordinary plain concrete shear walls ⁶	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Intermediate precast shear walls ⁶	14.2	5	2½	4½	NL	NL	40 ^f	40 ^f	40 ^f
9. Ordinary precast shear walls ⁶	14.2	4	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	160	160	100
11. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5	2	4½	NL	NL	160	160	100
12. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
13. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	6½	2½	5½	NL	NL	160	160	100
14. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
15. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
16. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	2½	4	NL	NL	160	160	100
17. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP

Figura 36: Tabla 12.2-1 Coeficientes de diseño y factores de resistencia sísmica (ASCE, 2016)

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_o^b	Deflection Amplification Factor, C_d^c	Structural System Limitations Including Structural Height, h_u (ft) Limits ^d				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^e	E ^e	F ^e
Seismic Force-Resisting System									
18. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	160	NP	NP	NP
19. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
20. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¼	NL	NP	NP	NP	NP
21. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¼	NL	NP	NP	NP	NP
22. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
23. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
24. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2½	2½	2½	NL	NL	35	NP	NP
25. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	160	160	100
26. Steel special plate shear walls	14.1	7	2	6	NL	NL	160	160	100
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 ^f	NP ^g	NP ^g
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP ^h	NP ^h	NP ^h
5. Special reinforced concrete moment frames ⁱⁱ	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame ⁱⁱ	14.1	3½	3 ^e	3½	35	35	35	35	35
D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls ^{iiA}	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls ^{iiB}	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
7. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NL	NP	NP	NP
12. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
13. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL
E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES									
1. Steel special concentrically braced frames ⁱⁱ	14.1	6	2½	5	NL	NL	35	NP	NP
2. Special reinforced concrete shear walls ^{iiA}	14.2	6½	2½	5	NL	NL	160	100	100
3. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	3	3	2½	NL	160	NP	NP	NP
4. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	3	3	NL	NL	NP	NP	NP

Figura 37: Tabla 12.2-1 Coeficientes de diseño y factores de resistencia sísmica, continuación (ASCE, 2016)

Table 12.2-1 (Continued) Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_o^b	Deflection Amplification Factor, C_d^c	Structural System Limitations Including Structural Height, h_u (ft) Limits ^d				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^e	E ^e	F ^e
Seismic Force-Resisting System									
5. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5½	2½	4½	NL	NL	160	100	NP
6. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3½	2½	3	NL	NL	NP	NP	NP
7. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
8. Ordinary reinforced concrete shear walls ⁱⁱ	14.2	5½	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
F. SHEAR WALL-FRAME INTERACTIVE SYSTEM WITH ORDINARY REINFORCED CONCRETE MOMENT FRAMES AND ORDINARY REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLSⁱⁱ									
G. CANTILEVERED COLUMN SYSTEMS DETAILED TO CONFORM TO THE REQUIREMENTS FOR:									
1. Steel special cantilever column systems	14.1	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35
2. Steel ordinary cantilever column systems	14.1	1¼	1¼	1¼	35	35	NP ^g	NP ^g	NP ^g
3. Special reinforced concrete moment frames ⁱⁱ	12.2.5.5 and 14.2	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35
4. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	1½	1¼	1½	35	35	NP	NP	NP
5. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	1	1¼	1	35	NP	NP	NP	NP
6. Timber frames	14.5	1½	1½	1½	35	35	35	NP	NP
H. STEEL SYSTEMS NOT SPECIFICALLY DETAILED FOR SEISMIC RESISTANCE, EXCLUDING CANTILEVER COLUMN SYSTEMS									
	14.1	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP

Figura 38: Tabla 12.2-1 Coeficientes de diseño y factores de resistencia sísmica, continuación (ASCE, 2016)

Donde:

- R = Coeficiente de modificación de respuesta
- Ω = Factor de sobrefuerza
- C_d = Factor de deflexión

- NL = No hay límite

- NP = No es permitido

No existe traducción al español del código ASCE 7-16 seguidamente se presenta un listado del sistema C. Esta clasificación es para sistemas de marcos resistentes a momento:

1. Marcos de momento especiales de acero
2. Marcos de momento de celosía especial de acero
3. Marcos de acero de momento intermedio
4. Marcos de momento ordinario de acero
5. Marcos de momento especiales de hormigón armado
6. Marcos de momento intermedios de hormigón armado
7. Marcos de momento ordinario de hormigón armado
8. Marcos de momento especiales compuestos de acero y hormigón
9. Pórticos de momento intermedio compuestos de acero y hormigón
10. Marcos de momento parcialmente restringidos compuestos de acero y hormigón
11. Marcos de momento ordinario compuestos de acero y hormigón
12. Marco de momento atornillado especial de acero conformado en frío

5.4.2. Combinación de sistemas estructurales en diferentes direcciones

Se permite diseñar dos diferentes sistemas estructurales para soportar la resistencia sísmica en una estructura cuando estas tienen direcciones diferentes. Debido a que cada sistema estructural se encuentra en uno de los dos ejes ortogonales, se les aplica su respectivo coeficiente sísmico (R) y los factores para resistencia sísmica C_d y Ω los cuales se encuentran en la tabla 12.2-1 del código ASCE 7-16 (ASCE, 2016).

5.4.3. Combinación de sistemas estructurales en la misma dirección

Cuando dos sistemas estructurales se encuentran sobre un mismo eje ortogonal, únicamente se debe considerar los coeficientes sísmicos del sistema más crítico para la resistencia sísmica (ASCE, 2016).

5.4.4. Parámetros R , C_d y Ω para combinaciones horizontales

Los parámetros R , C_d y Ω se utilizan para el diseño de diversos sistemas estructurales para su resistencia sísmica. R es el coeficiente de modificación de respuesta, Ω es el factor de sobre fuerza y C_d el factor de deflexión. El código ASCE 7-16 determina que coeficiente se debe utilizar dependiendo del sistema estructural en la tabla demostrada anteriormente. Cuando una estructura tiene una combinación vertical en la misma dirección existen dos requerimientos:

1. Cuando el sistema inferior tiene un coeficiente de respuesta menor, los coeficientes de diseño para el sistema superior permiten utilizarlos para calcular las fuerzas y derivas para el sistema superior.
2. Cuando el sistema superior tiene un coeficiente de respuesta menor, los coeficientes de diseño para el sistema superior deben utilizarse para ambos sistemas.

Para combinaciones horizontales, el valor del coeficiente de modificación de respuesta utilizado para el diseño en una dirección no puede ser menor que el valor R de ninguno de los sistemas estructurales que se encuentran en esa misma dirección. Por ende, los factores de sobre fuerza y de deflexión debe ser consistentes con el coeficiente, R , determinado.

Sin embargo, para cualquiera de los casos, siempre existen excepciones las cuales se describen a detalle en el código (ASCE, 2016).

5.4.5. Sistema dual

Para el diseño de un sistema dual, es menester que el momento de los marcos sea resistente a mínimo el 25 por ciento de la fuerza sísmica diseñada. El total de la fuerza sísmica debe de ser determinada por la combinación del momento de marcos y el muro de corte en proporción a su rigidez (ASCE, 2016).

5.4.6. Marcos especiales a momento en estructuras asignadas a categoría de diseño sísmico D a F

Este tipo de sistema está asignado a requerimientos específicos delimitados en la tabla 12.2-1 del código ASCE 7-16. Debido a las limitaciones del sistema estructural, se determina que los marcos deben ser continuos hasta la base y únicamente se permite para un marco a momento especial que sea discontinuo sobre la base, pero tenga un soporte por un sistema más rígido con un valor del coeficiente de respuesta menor (ASCE, 2016).

5.4.7. Flexibilidad del diafragma, configuración de irregularidades y redundancia

Al realizar un análisis estructural se debe tomar en cuenta la relación de la flexibilidad del diafragma y los elementos verticales del sistema sismo resistente. Se considera que una

estructura es flexible si cumple con una de las siguientes condiciones:

1. Estructuras con elementos verticales de marcos de acero, marcos de concreto reforzado, o muros de corte de mampostería, acero, o concreto reforzado.
2. En estructuras para viviendas unifamiliares o bifamiliares.
3. En estructuras de marco liviano donde se cumple con:
 - No se coloca recubrimiento de concreto sobre una estructura de madera, a menos que esta sea por motivo no estructural.
 - Cada elemento vertical del sistema sismo resistente cumple con las derivas de la tabla 12.12-1.

Table 12.12-1 Allowable Story Drift, $\Delta_p^{a,b}$

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	0.025 h_{sx} ^c	0.020 h_{sx}	0.015 h_{sx}
Masonry cantilever shear wall structures ^d	0.010 h_{sx}	0.010 h_{sx}	0.010 h_{sx}
Other masonry shear wall structures	0.007 h_{sx}	0.007 h_{sx}	0.007 h_{sx}
All other structures	0.020 h_{sx}	0.015 h_{sx}	0.010 h_{sx}

Figura 39: Tabla 12.12-1 Derivas
(ASCE, 2016)

Donde:

- h_{sx} = Altura de los niveles

Ahora bien, si una estructura no tiene irregularidades horizontales y las losas de concreto o concreto reforzado tienen una relación menor de 3 entre longitud y espesor, se permite considerar la estructura como rígida. Si una estructura no cumple con ninguna de las condiciones para determinar si se comporta como rígida o flexible se utiliza la siguiente fórmula.

$$\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} > 2$$

Figura 40: Cálculo de la flexibilidad del diafragma
(ASCE, 2016)

Donde:

- Δ_{ADVE} = Deriva
- δ_{MDD} = Deflexión

Representados en esta figura:

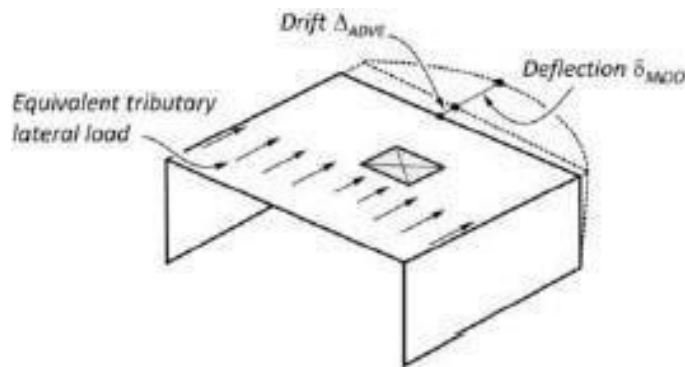


Figura 41: Deriva y deflexión
(ASCE, 2016)

También se clasifican las estructuras por sus irregularidades. Si el sistema estructural presenta una irregularidad o más de las siguientes tablas, será designada como irregularidad horizontal para la Tabla 12.3-1 e irregularidad vertical para la Tabla 12.3-2.

Table 12.3-1 Horizontal Structural Irregularities

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	Torsional Irregularity: Torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_1 = 1.0$, at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.2 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.4 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Table 12.6-1 16.3.4	D, E, and F B, C, D, E, and F C, D, E, and F C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
1b.	Extreme Torsional Irregularity: Extreme torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_1 = 1.0$, at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.4 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Extreme torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.1 12.3.3.4 12.3.4.2 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Table 12.6-1 16.3.4	E and F D D B, C, and D C and D C and D D B, C, and D
2.	Reentrant Corner Irregularity: Reentrant corner irregularity is defined to exist where both plan projections of the structure beyond a reentrant corner are greater than 15% of the plan dimension of the structure in the given direction.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
3.	Diaphragm Discontinuity Irregularity: Diaphragm discontinuity irregularity is defined to exist where there is a diaphragm with an abrupt discontinuity or variation in stiffness, including one that has a cutout or open area greater than 50% of the gross enclosed diaphragm area, or a change in effective diaphragm stiffness of more than 50% from one story to the next.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
4.	Out-of-Plane Offset Irregularity: Out-of-plane offset irregularity is defined to exist where there is a discontinuity in a lateral force-resistance path, such as an out-of-plane offset of at least one of the vertical elements.	12.3.3.3 12.3.3.4 12.7.3 Table 12.6-1 16.3.4	B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
5.	Nonparallel System Irregularity: Nonparallel system irregularity is defined to exist where vertical lateral force-resisting elements are not parallel to the major orthogonal axes of the seismic force-resisting system.	12.5.3 12.7.3 Table 12.6-1 16.3.4	C, D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F

Figura 42: Tabla 12.3-1 Irregularidades horizontales
(ASCE, 2016)

Table 12.3-2 Vertical Structural Irregularities

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	Stiffness-Soft Story Irregularity: Stiffness-soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 70% of that in the story above or less than 80% of the average stiffness of the three stories above.	Table 12.6-1	D, E, and F
1b.	Stiffness-Extreme Soft Story Irregularity: Stiffness-extreme soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 60% of that in the story above or less than 70% of the average stiffness of the three stories above.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
2.	Weight (Mass) Irregularity: Weight (mass) irregularity is defined to exist where the effective mass of any story is more than 150% of the effective mass of an adjacent story. A roof that is lighter than the floor below need not be considered.	Table 12.6-1	D, E, and F
3.	Vertical Geometric Irregularity: Vertical geometric irregularity is defined to exist where the horizontal dimension of the seismic force-resisting system in any story is more than 130% of that in an adjacent story.	Table 12.6-1	D, E, and F
4.	In-Plane Discontinuity in Vertical Lateral Force-Resisting Element Irregularity: In-plane discontinuity in vertical lateral force-resisting element irregularity is defined to exist where there is an in-plane offset of a vertical seismic force-resisting element resulting in overturning demands on supporting structural elements.	12.3.3.3 12.3.3.4 Table 12.6-1	B, C, D, E, and F D, E, and F D, E, and F
5a.	Discontinuity in Lateral Strength-Weak Story Irregularity: Discontinuity in lateral strength-weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 80% of that in the story above. The story lateral strength is the total lateral strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
5b.	Discontinuity in Lateral Strength-Extreme Weak Story Irregularity: Discontinuity in lateral strength-extreme weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 65% of that in the story above. The story strength is the total strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 12.3.3.2 Table 12.6-1	D, E, and F B and C D, E, and F

Figura 43: Tabla 12.3-2 Irregularidades verticales (ASCE, 2016)

Otro parámetro que se considera al hacer un diseño sismorresistente es el factor de redundancia. Todos los sistemas estructurales, sin importar su dirección, se les debe asignar un factor de redundancia. Este factor es permitido considerarlo igual a 1 para los siguientes casos:

1. Estructuras designadas como categoría sísmica B o C.
2. Cálculo de la deriva y efectos P-delta.
3. Diseño de componentes no estructurales.
4. Diseño de estructuras no edificables que no sean similares a edificios.
5. Diseño de elementos y sus conexiones considerando la resistencia sísmica.
6. Diseño de elementos o conexiones donde se requiere considerar la carga sísmica.
7. Cargas de diafragma.
8. Estructuras con sistemas de amortiguamiento diseñados acorde al capítulo 18 del código ASCE 7-16.
9. Diseño de muros estructurales para fuerzas fuera de plano, incluyendo su anclaje.

Sin embargo, para estructuras de categoría sísmica D o teniendo una irregularidad torsional el valor del factor de redundancia debe ser igual a 1.3 Este valor también se considera para estructuras de categoría sísmica E y F a menos que cumplan con una de las siguientes condiciones:

1. Cada nivel resiste más del 35 por ciento de la fuerza cortante en la base en la dirección de interés.
2. Las estructuras son regulares en planta en todos sus niveles.

5.4.8. Efectos de la carga del sismo y combinaciones

Todos los elementos estructurales deben ser diseñados con la combinación de cargas sísmicas, como se delimitó en la Figura No. 12. Se denota al efecto de la carga sísmica como E y dependiendo de la dirección de la carga se determina el efecto por medio de las siguientes fórmulas. La carga sísmica horizontal es:

$$E_H = \rho Q_E$$

Figura 44: Fórmula de carga sísmica horizontal
(ASCE, 2016)

Donde:

- ρ = factor de redundancia
- Q_E = efecto horizontal sísmico

La carga sísmica vertical es:

$$E_v = 0.2 S_{DS} D$$

Figura 45: Fórmula de carga sísmica vertical
(ASCE, 2016)

Donde:

- S_{DS} = Parámetro de aceleración espectral para diseño
- D = efecto de la carga muerta

5.4.9. Dirección de la carga

La dirección de la carga sísmica considerada para el diseño estructural debe ser la combinación de carga más crítica, sin embargo, existen requerimientos para diferentes categorías sísmicas de diseño. Para la categoría sísmica de diseño B se permite aplicar las fuerzas sísmicas independientemente de la dirección ortogonal y la interacción que tiene el efecto de estas fuerzas ortogonales se permite ser omitidas. La categoría sísmica C debe cumplir, como mínimo, con los mismos requerimientos de la categoría B. Si la estructura presenta un

irregularidad horizontal tipo 5 de la Tabla 12.3-1 del código ASCE 7-16, se debe aplicar uno de los siguientes procedimientos:

- Procedimiento de combinación ortogonal: La estructura debe ser analizada utilizando el procedimiento de carga lateral equivalente, el procedimiento de análisis modal de respuesta sísmica o el procedimiento de análisis lineal dinámico.
- Aplicación simultánea del suelo ortogonal: Para este caso la estructura debe ser analizada por el procedimiento de análisis lineal dinámico o por el procedimiento de análisis no lineal dinámico.

Si la estructura está categorizada como D, E, o F en la categoría de diseño sísmica se debe cumplir con los requerimientos de la categoría sísmica C como mínimo. Además, cualquier columna o muro que forme parte de dos o más sistemas que se intercepten sujetos a cargas axiales debido a fuerzas sísmicas equivalentes o mayores al 20 por ciento de la carga axial de diseño deben ser diseñados por la carga más crítica (ASCE, 2016).

5.4.10. Criterios de modelaje

El objetivo principal de modelar una estructura es determinar las fuerzas resultantes y deformaciones debido al efecto de las cargas sísmicas de los elementos que la conforman. El modelo debe incluir la rigidez y resistencia de cada elemento importante a la distribución de fuerzas y deformaciones de la estructura. Aparte, el modelo debe incluir:

- Para concreto y mampostería, las propiedades de rigidez y los efectos de agrietamiento de las secciones
- Para sistemas de marcos de momento de acero, la distribución de deformaciones de los niveles e incluir las derivas de las mismas.

5.4.11. Procedimiento de la carga lateral equivalente

La cortante basal límite de cedencia en una dirección determinada se delimita por medio de la fórmula:

$$V = C_s W$$

Figura 46: Fórmula de cortante basal (ASCE, 2016)

- C_s = Coeficiente de respuesta sísmica
- W = Peso sísmico

Para calcular el coeficiente sísmico se utiliza la fórmula:

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

Figura 47: Fórmula de coeficiente sísmico
(ASCE, 2016)

Donde:

- S_{DS} = Parámetro de aceleración espectral para diseño
- R = Factor de modificación de respuesta de la tabla 12.2-1
- I_e = Factor de Importancia

El coeficiente de respuesta sísmica no puede ser mayor a

- S_{D1} = Aceleración espectral para periodo de un segundo
- T = Periodo fundamental de la estructura
- cuando $T \leq T_L$

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

Figura 48: Fórmula de coeficiente de respuesta sísmica máximo para $T \leq T_L$
(ASCE, 2016)

Donde: T_L = Periodo largo de transición

- cuando $T > T_L$

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

Figura 49: Fórmula de coeficiente de respuesta sísmica máximo para $T > T_L$
(ASCE, 2016)

y no debe ser menor a

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

Figura 50: Fórmula de coeficiente de respuesta sísmica mínimo
(ASCE, 2016)

Si S_1 es igual o mayor a 0.6g el coeficiente no puede ser menor a

$$C_s = 0.5S_1 / (R/I_e)$$

Figura 51: Fórmula de coeficiente de respuesta sísmica mínimo para S_1 igual o mayor a 0.6g (ASCE,2016)

Donde:

- S_1 = Parámetro de aceleración espectral para periodos de un segundo

5.4.12. Análisis lineal dinámico

El análisis lineal dinámico se puede realizar por medio de dos metodologías diferentes llamadas, análisis del espectro de respuesta modal y análisis por historial de respuesta de tiempo.

El análisis del espectro de respuesta modal tiene como objetivo determinar los modos de vibración de la estructura. Este análisis debe considerar el número de modos suficientes para obtener la combinación modal del cien por ciento de la masa participante en la estructura. Para lograrlo, se representan todos los modos con periodos menores a 0.05 segundos en un modo de cuerpo rígido único que tiene un periodo de 0.05 segundos. Se debe considerar los parámetros de respuesta modal como también las derivas, fuerzas de soporte y fuerzas individuales de cada elemento para cada modo de respuesta y así computarizado utilizado las propiedades de cada modo y espectro de respuesta de diseño definido.

El análisis por historial de respuesta de tiempo consiste en un análisis matemático que determina la respuesta de la estructura por métodos numéricos que empata con el espectro sísmico de aceleración y el espectro de respuesta de diseño. Como todas las metodologías, existen requerimientos y excepciones las cuales se encuentran detalladas en el código (ASCE, 2016).

5.4.13. Derivas y deformaciones

El diseño estructural debe considerar la deriva y esta no debe exceder del valor determinado por la Tabla 12.12-1 del código ASCE 7-16.

Para el diseño de estructuras de marcos a momento clasificadas en las categorías de diseño sísmico entre D y F la deriva de la estructura no debe ser mayor a la relación entre la deriva permisible y el factor de redundancia.

La deflexión en el plano del diafragma se determina por medio de un análisis y se debe cerciorar que este no exceda de la deflexión permisible de los elementos que la componen. Una edificación debe ser diseñada y construida considerando que todas las secciones se comportan como una unidad resistente a fuerzas sísmicas a menos de que estas sean secciones que se encuentren separadas a una distancia suficiente para evitar el daño de contacto en el momento de una actividad sísmica. La separación debe considerar el desplazamiento de la respuesta inelástica máxima. Además, debe considerar partes críticas considerando

desplazamientos torsional y traslacional. Esta separación se delimita mediante la siguiente ecuación:

$$\delta_M = \frac{C_d \delta_{\max}}{I_e}$$

Figura 52: Fórmula de separación
(ASCE, 2016)

Donde:

- C_d = Factor de deflexión
- δ_{MAX} = Máximo desplazamiento elástico
- I_e = Factor de importancia

5.5. Evaluación sísmica de estructuras existentes

Se define como evaluación sísmica al proceso de determinar deficiencias en una estructura para prevenir que este no cumpla con su objetivo de desempeño. La evaluación sísmica debe cumplir con los requisitos del código ASCE 41-17 para demostrar conformidad con el diseño de la estructura.

5.5.1. Requerimientos generales

Para realizar una evaluación sísmica en una estructura existente es primordial tener acceso a información de dicha estructura. Se debe conocer los antecedentes de la edificación, tanto de diseño como del proceso constructivo. Para hacer una evaluación adecuada, la información debe estar muy completa y así conocer características de la estructura como lo es la clase de sitio que se encuentra, el riesgo sísmico que tiene, el factor de importancia asignado, entre otros. Además, se recomienda que se realice una o más visitas al edificio para poder observar el estado en el que se encuentra y si existe alguna irregularidad muy notoria (ASCE, 2017).

5.5.2. Reporte de evaluación

Al realizar una evaluación sísmica se debe elaborar un reporte el cuál debe incluir como mínimo:

1. Alcance: El propósito de la evaluación, incluyendo jurisdicción si es requerida, resumen del procedimiento utilizado y nivel de investigación.
2. Información del edificio y lugar de ubicación:
 - Descripción general del edificio incluyendo número de niveles y dimensiones.

- Descripción del sistema estructural
 - Descripción del sistema no estructural, en especial de aquellos que puedan causar amenaza vital debido a un sismo.
 - Tipo de edificación
 - Nivel de desempeño
 - Nivel de sismicidad
 - Tipo de suelo
3. Lista de supuestos: Propiedades de los materiales, clase de sitio, etc.
 4. Lista de deficiencias sísmicas identificadas (ASCE, 2017).

5.5.3. Procesos de evaluación sísmica

Existen diferentes procedimientos para la evaluación sísmica y rehabilitación estructural. La evaluación se realizará de acuerdo al cumplimiento de los objetivos de desempeño dependiendo de los requisitos de cada proceso. Para utilizar el proceso de evaluación y rehabilitación de los niveles 1 y 2 se debe cumplir con al menos uno de estos requisitos:

1. El objetivo de desempeño involucra el riesgo sísmico menor o igual al BSE-1E con un nivel de rendimiento estructural que incluye el nivel de ocupación inmediato y/o el rendimiento no estructural incluyendo la posición de retención.
2. El objetivo de desempeño involucra el riesgo sísmico mayor al BSE-1E pero menor o igual al BSE-2E con un nivel de rendimiento estructural que incluye el nivel de seguridad vital y/o el rendimiento no estructural incluyendo la seguridad vital. La tabla 3-4 determina las limitaciones para el uso de procedimientos de nivel 1 y nivel 2 dependiendo del tipo de edificio, su nivel de sismicidad y nivel de ocupación (ASCE, 2017).

Table 3-4. Limitations on the Use of the Tier 1 and Tier 2 Procedures

Common Building Type ^a	Number of Stories ^b beyond which the Tier 3 Systematic Procedures Are Required							
	Level of Seismicity							
	Very Low		Low		Moderate		High	
	S-5	S-1	S-5	S-1	S-5	S-1	S-5	S-1
Wood Frames								
Light (W1)	NL	NL	NL	4	4	4	4	4
Multistory, multiunit residential (W1a)	NL	NL	NL	6	6	6	6	4
Commercial and industrial (W2)	NL	NL	NL	6	6	6	6	4
Steel Moment Frames								
Rigid diaphragm (S1)	NL	NL	NL	12	12	8	8	6
Flexible diaphragm (S1a)	NL	NL	NL	12	12	8	8	6
Steel Braced Frames								
Rigid diaphragm (S2)	NL	NL	NL	8	8	8	8	6
Flexible diaphragm (S2a)	NL	NL	NL	8	8	8	8	6
Metal Building Frames (S3)	NL	1	1	1	1	1	1	1
Dual Systems with Backup Steel Moment Frames (S4)	NL	NL	NL	12	12	8	8	6
Steel Frames with Infill Masonry Shear Walls								
Rigid diaphragm (S5)	NL	NL	NL	12	12	8	8	4
Flexible diaphragm (S5a)	NL	NL	NL	12	12	8	8	4
Steel Plate Shear Wall (S6)	NP ^c	NP ^c	NP ^c	NP ^c	NP ^c	NP ^c	NP ^c	NP ^c
Cold-Formed Steel Light-Frame Construction								
Shear wall system (CFS1)	NL	NL	NL	6	6	6	6	4
Strap-braced wall system (CFS2)	NL	NL	NL	6	6	6	6	4
Concrete Moment Frames (C1)	NL	NL	NL	12	12	8	8	6
Concrete Shear Walls								
Rigid diaphragm (C2)	NL	NL	NL	12	12	8	8	6
Flexible diaphragm (C2a)	NL	NL	NL	12	12	8	8	6
Concrete Frame with Infill Masonry Shear Walls								
Rigid diaphragm (C3)	NL	NL	NL	12	12	8	8	4
Flexible diaphragm (C3a)	NL	NL	NL	12	12	8	8	4
Precast or Tilt-Up Concrete Shear Walls								
Flexible diaphragm (PC1)	NL	NL	3	2	2	2	2	2
Rigid diaphragm (PC1a)	NL	NL	3	2	2	2	2	2
Precast Concrete Frames								
With shear walls (PC2)	NL	NL	NL	6	6	NP	4	NP
Without shear walls (PC2a)	NL	NL	NL	6	6	NP	4	NP
Reinforced Masonry Bearing Walls								
Flexible diaphragm (RM1)	NL	NL	NL	8	8	8	8	6
Rigid diaphragm (RM2)	NL	NL	NL	8	8	8	8	6
Unreinforced Masonry Bearing Walls								
Flexible diaphragm (URM)	NL	NL	6	4	6	NP	4	NP
Rigid diaphragm (URMa)	NL	NL	6	4	6	NP	4	NP
Seismic Isolation or Passive Dissipation	NP ^c	NP ^c	NP ^c	NP ^c	NP ^c	NP ^c	NP ^c	NP ^c

Note: The Tier 3 systematic procedures are required for buildings with more than the number of stories listed herein.
^a Common building types are defined in Section 3.2.1.
^b Number of stories shall be considered as the number of stories above lowest adjacent grade.
 NL = No Limit (No limit on the number of stories).
 NP = Not Permitted (Tier 3 systematic procedures are required).
^c No deficiency-based procedures exist for these building types. If they do not meet the Benchmark Building requirements, Tier 3 systematic procedures are required.

Figura 53: Limitaciones para el uso de proceso de evaluación de nivel 1 y nivel 2 (ASCE, 2017)

Donde:

- S-1 = Nivel de desempeño de ocupación inmediata
- S-5 = Nivel de desempeño de prevención de colapso
- NL = No hay límite
- NP = No está permitido

La evaluación sísmica por medio del procedimiento del nivel 1 y el nivel 2 debe empezar con la evaluación de detección del nivel 1. Al identificar posibles deficiencias estructurales después de realizar la detección, se debe de realizar la evaluación y rehabilitación basada en deficiencias de nivel 2. Para finalizar se hace una evaluación y rehabilitación sistemática de nivel 3 la cual se basa en los siguientes pasos:

1. Evaluación de rendimiento para identificar posibles deficiencias sísmicas.
2. Desarrollo de una rehabilitación preliminar utilizando una o más de las estrategias definidas en la sección 1.5 del código ASCE 41-17.
3. Un análisis del edificio, incluyendo medidas de rehabilitación para verificar que este re diseño cumpla con los objetivos de desempeño seleccionado.
4. Desarrollo de documentos, incluyendo planos, especificaciones y seguro de calidad como se define en el capítulo 1 del código ASCE 41-17.

5.5.4. Objetivos de desempeño y riesgos sísmicos

Los objetivos de desempeño de una estructura existente se basan en el nivel de riesgo sísmico teniendo como meta un rendimiento estructural o no estructural de cierto nivel. El riesgo sísmico causado por temblores y terremotos se basa en la ubicación del edificio. Se considera la región en la que la estructura se encuentra y se determina características geotécnicas y geológicas específicas. El riesgo sísmico se define por medio del espectro de respuesta sísmica, mencionado anteriormente.

El objetivo básico de una edificación existente, conocido como BPOE por sus siglas en inglés, es aquel que varía dependiendo de la categoría de riesgo sísmico y se delimita en la Tabla 2-1. La estructura a analizar se considera de categoría de riesgo II considerando una seguridad sísmica básica con probabilidad de ocurrencia sísmica de 20 por ciento en 50 años.

Table 2-1. Basic Performance Objective for Existing Buildings (BPOE)

Risk Category	BSE-1E	BSE-2E
I and II	Life Safety Structural Performance	Collapse Prevention Structural Performance
	Life Safety Nonstructural Performance (3-C)	Hazards Reduced Nonstructural Performance ^a (5-D)
III	Damage Control Structural Performance	Limited Safety Structural Performance
	Position Retention Nonstructural Performance (2-B)	Hazards Reduced Nonstructural Performance ^a (4-D)
IV	Immediate Occupancy Structural Performance	Life Safety Structural Performance
	Position Retention Nonstructural Performance (1-B)	Hazards Reduced Nonstructural Performance ^a (3-D)

^a Compliance with ASCE 7 provisions for new construction is deemed to comply.

Figura 54: Clasificación del objetivo básico de una edificación existente (BPOE) (ASCE, 2017)

Donde:

- BSE-1E = Seguridad sísmica básica para objetivo de desempeño básico utilizando la probabilidad de ocurrencia sísmica de 20 por ciento en 50 años
- BSE-2E = Seguridad sísmica básica para objetivo de desempeño básico utilizando la probabilidad de ocurrencia sísmica de 5 por ciento en 50 años

Se permite utilizar el procedimiento Nivel, 1, Nivel 2 o Nivel 3 para complementar y justificar el método del BPOE (ASCE, 2017).

Se conoce como desempeño mejorado cuando un objetivo de desempeño es mayor al BPOE incluyendo cualquiera de los siguientes objetivos:

1. El objetivo de desempeño de los niveles es mayor a BPOE al nivel BSE-1E de riesgo, al BSE-2E de riesgo, o ambos dado el riesgo sísmico.
2. El objetivo de desempeño del BPOE utilizando el nivel de riesgo sísmico mayor a BSE-1E o BSE-2E o ambos dado el riesgo sísmico.
3. El objetivo de desempeño de BPOE utilizando una categoría de riesgo mayor a la asignada.

Sin embargo, existe también límites de objetivos de desempeño, y son aquellos que cumplen con uno o más de los siguientes objetivos:

1. El objetivo de desempeño menor al BPOE del nivel de riesgo BSE-1E, del BSE-2E o ambos dada la categoría de riesgo.
2. El objetivo de desempeño, utilizando el nivel de riesgo sísmico menor a BSE-1E o BSE-2E o ambos dado el riesgo sísmico.
3. El objetivo de desempeño que cumplen con BSE-1E o BSE-2E del BPOE, pero no ambos.
4. El objetivo de desempeño, utilizando BPOE con una categoría de riesgo menor a la asignada (ASCE, 2017).

5.5.5. Nivel de sismicidad

El nivel de sismicidad de una estructura se debe determinar cómo alto, moderado, bajo o muy bajo como se define en la Tabla 2-4 del código ASCE 41-17.

Table 2-4. Level of Seismicity Definitions

Level of Seismicity ^a	S_{DS}	S_{D1}
Very low	<0.167 g	<0.067 g
Low	≥0.167 g	≥0.067 g
Moderate	<0.33 g	<0.133 g
	≥0.33 g	≥0.133 g
High	<0.50 g	<0.20 g
	≥0.50 g	≥0.20 g

Figura 55: Tabla 2-4 Delimitación de niveles de sismicidad (ASCE, 2017)

Definiendo S_{DS} y S_{D1} con las siguientes fórmulas:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s$$

Figura 56: Fórmula de ajuste por clase de sitio de aceleración espectral para periodo corto (ASCE, 2017)

$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_1 S_1$$

Figura 57: Fórmula de ajuste por clase de sitio de aceleración espectral para periodo de un segundo (ASCE, 2017)

Donde:

- F_a = Coeficiente de sitio para periodos de vibración cortos.
- F_v = Coeficiente de sitio para periodos largos.
- S_s = Aceleración espectral para periodos cortos.
- S_1 = Aceleración espectral para periodos de un segundo.

5.5.6. Requisitos de evaluación

Antes de empezar la evaluación sísmica de un edificio existente es necesario recopilar la mayor cantidad de información estructural y antecedentes. Se recomienda que se haga una visita, como mínimo, a la edificación para observar las condiciones de la estructura y sus elementos. Al recopilar dicha información se debe clasificar el edificio por las siguientes características:

- Tipo de edificio
- Configuración
- Propiedades de sus componentes
- Información de sitio y suelo
- Edificaciones que lo rodean

Para clasificar el tipo de edificio se debe determinar como uno o más tipos delimitados de la Tabla 3-1. La siguiente figura representa una parte de dicha tabla

Table 3-1 (Continued) Common Building Types

Steel Plate Shear Walls S6	These buildings have a frame of steel columns, beams, and shear walls. Shear walls are constructed with steel plates with horizontal and vertical boundary elements adjacent to the webs. The boundary elements are designed to remain essentially elastic under maximum forces that can be generated by the fully yielded webs. Diaphragms transfer seismic forces to braced frames. The diaphragms consist of concrete or metal deck with concrete fill and are stiff relative to the shear walls. The foundation system is permitted to consist of a variety of elements.
Cold-Formed Steel Light-Frame Construction	
CFS1 (Shear Wall System)	These buildings have cold-formed steel light-frame walls supporting the majority of the lateral loads. Floor and roof framing consists of cold-formed steel joists or rafters on cold-formed steel studs spaced no more than 24 in. (61 cm) apart, wood or cold-formed steel trusses, structural steel or cold-formed steel beams, and structural steel or cold-formed steel columns. The first-floor framing is supported directly on the foundation system or is raised up on cripple studs and post-and-beam supports. The foundation is permitted to consist of a variety of elements. Chimneys, where present, consist of solid brick masonry, masonry veneer, or cold-formed steel frame with internal metal flues. Seismic forces are resisted by wood structural panel or metal deck diaphragms, and wood structural panel sheathed shear walls or steel sheet sheathed shear walls. Floor and roof sheathing consists of wood structural panels or metal deck. Interior surfaces are sheathed with plaster or gypsum board. Buildings of this type that have precast concrete plank diaphragms shall not be permitted to be classified as this common building type and shall not be permitted to be evaluated using Tier 1 or Tier 2 procedures.
CFS2 (Strap-Braced Wall System)	These buildings have cold-formed steel light-frame strap walls supporting the majority of the lateral loads. Floor and roof framing consists of cold-formed steel joists or rafters on cold-formed steel studs spaced no more than 24 in. (61 cm) apart, wood or cold-formed steel trusses, structural steel or cold-formed steel beams, and structural steel or cold-formed steel columns. The first-floor framing is supported directly on the foundation system or is raised up on cripple studs and post-and-beam supports. The foundation is permitted to consist of a variety of elements. Chimneys, where present, consist of solid brick masonry, masonry veneer, or cold-formed steel frame with internal metal flues. Seismic forces are resisted by diaphragms with wood structural panels or metal deck, and walls with diagonal flat strap bracing. Floor and roof sheathing consists of wood structural panels or metal deck. Interior surfaces are sheathed with plaster or gypsum board. Buildings of this type that have precast concrete plank diaphragms shall not be permitted to be classified as this common building type and shall not be permitted to be evaluated using Tier 1 or Tier 2 procedures.
Concrete Moment Frames C1	These buildings consist of a frame assembly of cast-in-place concrete beams and columns. Floor and roof framing consists of cast-in-place concrete slabs, concrete beams, one-way joists, two-way waffle joists, or flat slabs. Seismic forces are resisted by concrete moment frames that develop their stiffness through monolithic beam-column connections. In older construction, or in levels of low seismicity, the moment frames are permitted to consist of the column strips of two-way flat slab systems. Modern frames in levels of high seismicity have joint reinforcing, closely spaced ties, and special detailing to provide ductile performance. This detailing is usually not present in older construction. The foundation system is permitted to consist of a variety of elements.
Concrete Shear Walls C2 (with Stiff Diaphragms)	These buildings have floor and roof framing that consists of cast-in-place concrete slabs, concrete beams, one-way joists, two-way waffle joists, or flat slabs. Buildings may also have steel beams, steel columns, cold-formed steel light-frame construction, and concrete slabs for the gravity framing. Floors are supported on concrete columns or bearing walls. Seismic forces are resisted by cast-in-place concrete shear walls. In older construction, shear walls are lightly reinforced but often extend throughout the building. In more recent construction, shear walls occur in isolated locations, are more heavily reinforced, and have concrete slabs that are stiff relative to the walls. The foundation system is permitted to consist of a variety of elements.
C2a (with Flexible Diaphragms)	These buildings are similar to C2 buildings, except that diaphragms consist of wood sheathing, or have large aspect ratios, and are flexible relative to the walls.

continues

Figura 58: Parte de tabla 3-1 Clasificación del tipo de edificio (ASCE, 2017)

Al tener clasificada la estructura se debe realizar la evaluación según el diagrama de flujo del código ASCE 41-17. El objetivo principal de esta evaluación es delimitar el comportamiento sísmico de la estructura por medio de diversos procedimientos que permiten identificar el riesgo sísmico al que está expuesto la edificación (ASCE, 2017).

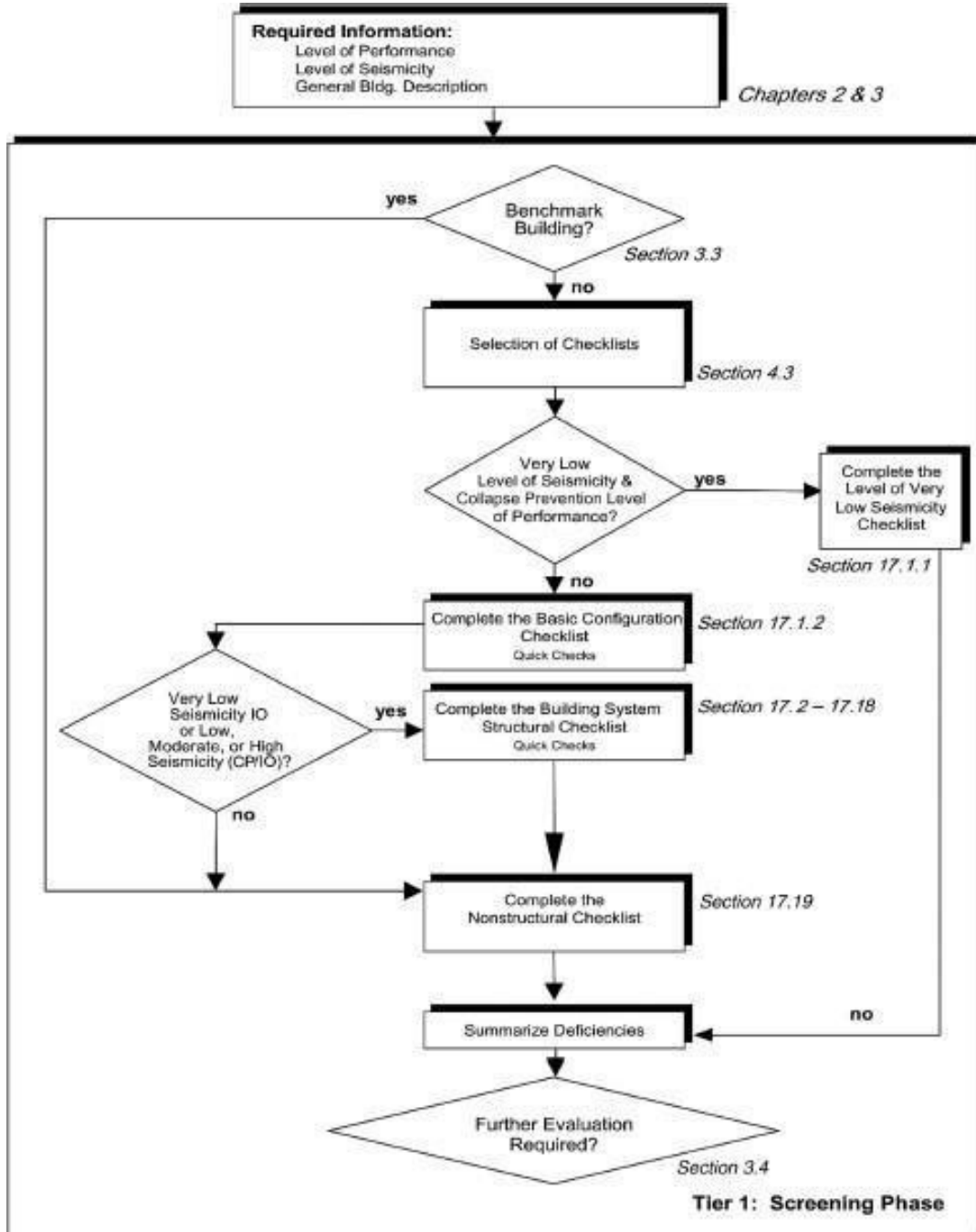


Figura 59: Diagrama de flujo para evaluación (ASCE, 2017)

5.5.7. Chequeos rápidos

Al analizar una estructura los chequeos rápidos se utilizan para calcular la rigidez y resistencia de sus componentes. El código ASCE 41-17 cuenta con nueve chequeos rápidos, sin embargo, para la estructura a evaluar únicamente aplican cinco de estos chequeos.

5.5.7.1. Derivas para marcos a momento

Para calcular la razón de derivas de una edificación de uno o más niveles con marcos a momento se utiliza la siguiente fórmula:

$$D_r = \left(\frac{k_b + k_c}{k_b k_c} \right) \left(\frac{h}{12E} \right) V_c$$

Figura 60: Ecuación para calcular razón de la deriva (ASCE, 2017)

Donde:

- D_r = Razón de la deriva
- $K_b = I/L$ para la viga representativa
- $K_c = I/h$ para la columna representativa
- h = Altura de nivel
- I = Momento de inercia
- L = Largo de viga de centro a centro de columnas adyacentes
- E = Modulo de elasticidad
- V_c = Fuerza cortante de la columna

5.5.7.2. Esfuerzo cortante en columnas de concreto

El esfuerzo cortante promedio en una columna de concreto debe calcularse con la siguiente fórmula:

$$v_j^{avg} = \frac{1}{M_s} \left(\frac{n_c}{n_c - n_f} \right) \left(\frac{V_j}{A_c} \right)$$

Figura 61: Ecuación para calcular esfuerzo cortante en columna de concreto (ASCE, 2017)

Donde:

- n_c = Número de columnas
- n_f = Número de marcos en dirección de la carga
- A_c = Suma del área de la sección transversal de todas las columnas en el nivel a analizar
- V_j = Esfuerzo cortante del nivel a analizar
- M_s = Factor de modificación del sistema

5.5.7.3. Esfuerzo de columna axial por efecto de volteo

El esfuerzo de una columna axial por efecto de volteo se calcula con la fórmula:

$$P_{ot} = \frac{1}{M_s} \left(\frac{2}{3} \right) \left(\frac{V h_n}{L n_f} \right) \left(\frac{1}{A_{col}} \right)$$

Figura 62: Ecuación para calcular esfuerzo de una columna axial por efecto de volteo (ASCE, 2017)

Donde:

- n_f = Número total de marcos en dirección de la carga
- V = Fuerza psuedo sísmica
- h_n = Altura sobre la base al nivel de techo
- L = Largo total del marco
- M_s = Factor de modificación del sistema
- A_{col} = Área en el extremo de la columna

5.5.8. Pruebas no destructivas

Se conoce como prueba o ensayo no destructivo al tipo de prueba que no cambia o altera permanentemente las propiedades físicas, químicas o mecánicas de un material. Existen diferentes métodos de pruebas no destructivas que se basan en fenómenos como ondas magnéticas, acústicas, absorción, entre otros. Estas pruebas se identifican por sus siglas PND o END (Pruebas no destructivas, Ensayos no destructivos). La principal ventaja de este tipo de realizar este tipo de pruebas en edificaciones existentes es que los elementos a analizar se someten a un daño imperceptible o nulo. Sin embargo, la desventaja de la prueba no destructiva es que hay mayor incertidumbre en comparación a las pruebas destructivas (Concesa,2020).

5.5.8.1. Tipos de pruebas no destructivas

Los ensayos no destructivos más conocidos son:

1. Ensayo por ondas sonoras: Para realizar este método se mide la velocidad de propagación de las ondas sonoras en el concreto.
2. Ensayo mediante isótopos: Esta prueba determina el contenido de agua que hay dentro del elemento de concreto mediante un haz de neutrones.
3. Ultrasonido: La prueba es capaz de detectar grietas, irregularidades en el concreto, y daños por congelamiento y fuego. Es una prueba con alta incertidumbre ya que es fácilmente alterada por el acero de refuerzo y la humedad.

4. Rayos X: Determina la cantidad y dimensiones del acero de refuerzo. Permite identificar los amarres en las varillas y el recubrimiento como también las burbujas y nivel de compactación del concreto.
5. Medidores de madurez: Prueba utilizada para determinar la resistencia del concreto.
6. Medidor de frecuencia o medidor R: Localiza la posición del acero de refuerzo, si hay poco espaciamiento entre las varillas, la incertidumbre de los resultados aumenta.

6.1. Descripción de la estructura

La estructura a analizar fue construida en el año 1982 y se encuentra ubicada en la zona 16 de la Ciudad de Guatemala. La estructura pertenece a una institución educativa y esta nombrada en planos como edificio C. Este edificio es utilizado para clases de los alumnos de primaria. El tipo de sistema es de marcos de concreto reforzado resistente a momento y la altura de un nivel típico es de 2.30 metros.

Para el análisis estructural se realizó una memoria de cálculo considerando los parámetros de diseño del código ASCE 7-16 y tomando en cuenta los factores sísmicos de la NSE2-18, señalada en anexos. Asimismo, se hicieron tres chequeos rápidos del código ASCE 41-17 los cuales son específicos para el sistema estructural de marcos resistentes a momento de concreto reforzado. La estructura analizada no cumplió con uno de estos chequeos. El edificio C no cumple con la razón de derivas máxima permitida, hay varios factores que influyen dicho parámetro. Mencionado ya varias veces, el diseño inicial del edificio era de un nivel, se hizo la ampliación aproximadamente diez años después, pero no existe información sobre el diseño estructural. Parte del análisis sísmico fue modelar la estructura con el programa ETABS. Para ello, se asumió los parámetros de diseño y material del segundo nivel iguales a los del primer nivel.

6.2. Procedimiento para realizar pruebas no destructivas

Para el presente trabajo de investigación, se planteó como uno de los objetivos la elaboración de pruebas no destructivas en la estructura para determinar la resistencia del concreto, en las vigas, columnas y losas que lo conforman. En dicho objetivo también se determinó realizar la prueba no destructiva del georradar para identificar la ubicación y dimensiones del acero de refuerzo de los elementos que componen el edificio. La situación mundial debido a la pandemia influyó directamente en la capacidad de elaborar dichas pruebas.

6.2.1. Martillo de rebote

La prueba del martillo de rebote, también conocida como martillo de impacto o esclerómetro, se utiliza para conocer la resistencia del concreto de los distintos elementos que conforman la estructura. Para dicha prueba existe una norma en ASTM C805 NTG 41017 h11, la cual delimita el procedimiento adecuado para realizar dicha prueba (ASTM, 2017).

Según la Norma COGUANOR, el martillo de rebote es un martillo de acero cargado con un resorte que al ser liberado golpea un émbolo de acero cuando este entra en contacto con la superficie de concreto. La distancia de rebote entre la superficie de concreto y el émbolo de acero al momento del rebote se mide en una escala lineal (ASTM, 2017).

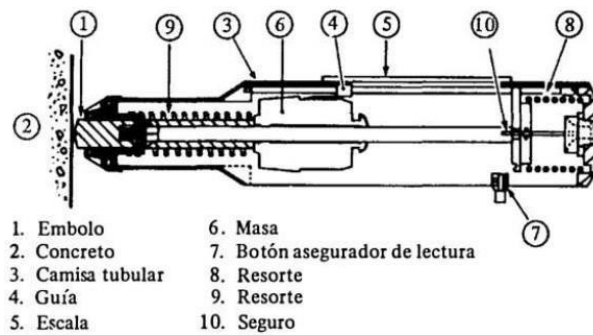


Figura 63: Esquema de martillo de rebote (Neville, 1999)

Para la realización de este ensayo, es importante seleccionar el área de ensayo que cumpla con los requerimientos de la norma mencionada anteriormente. Los elementos deben tener al menos cuatro pulgadas de espesor y se debe evitar áreas con alta porosidad o rugosas. El procedimiento adecuado consiste en sostener firme el martillo en una posición vertical, como se representa en la siguiente figura.



Figura 64: Ejemplo de ensayo con martillo de rebote (Morales, 2019)

El martillo de rebote debe estar a una distancia que permita que el émbolo de acero golpee la superficie. Después del golpe se debe bloquear el émbolo en la posición retraída para leer el resultado en la escala y registrarlo. Se deben realizar diez golpes y sacar un promedio de dichos resultados para obtener el resultado final. Este procedimiento se debe realizar en una columna, una viga y en la losa del primer nivel y del segundo nivel (ASTM, 2017).

Los resultados de la prueba del martillo de rebote usualmente se representan con una ficha técnica y una gráfica como se muestra en las figuras.

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

INFORMACIÓN CLIENTE						
CLIENTE:					TIPO DE CONCRETO:	
OBRA:					ELEMENTO(S):	
DIRECCIÓN:					FECHA DE FUNCIÓN:	
CONTACTO:					TÉCNICO:	
TELÉFONO:					FECHA EVALUACIÓN:	
DATOS:						
Estructura						
Posición de impacto	HORIZONTAL					
Punto No.	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6
Lectura 1	50	51	48	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	48	50	49	50
Lectura 7	50	48	48	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
%/c	183%	183%	175%	185%	179%	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					

Figura 65: Ejemplo de ficha técnica con resultados tabulados (Gutiérrez, 2018)

ORDEN DE TRABAJO:
16923-1

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

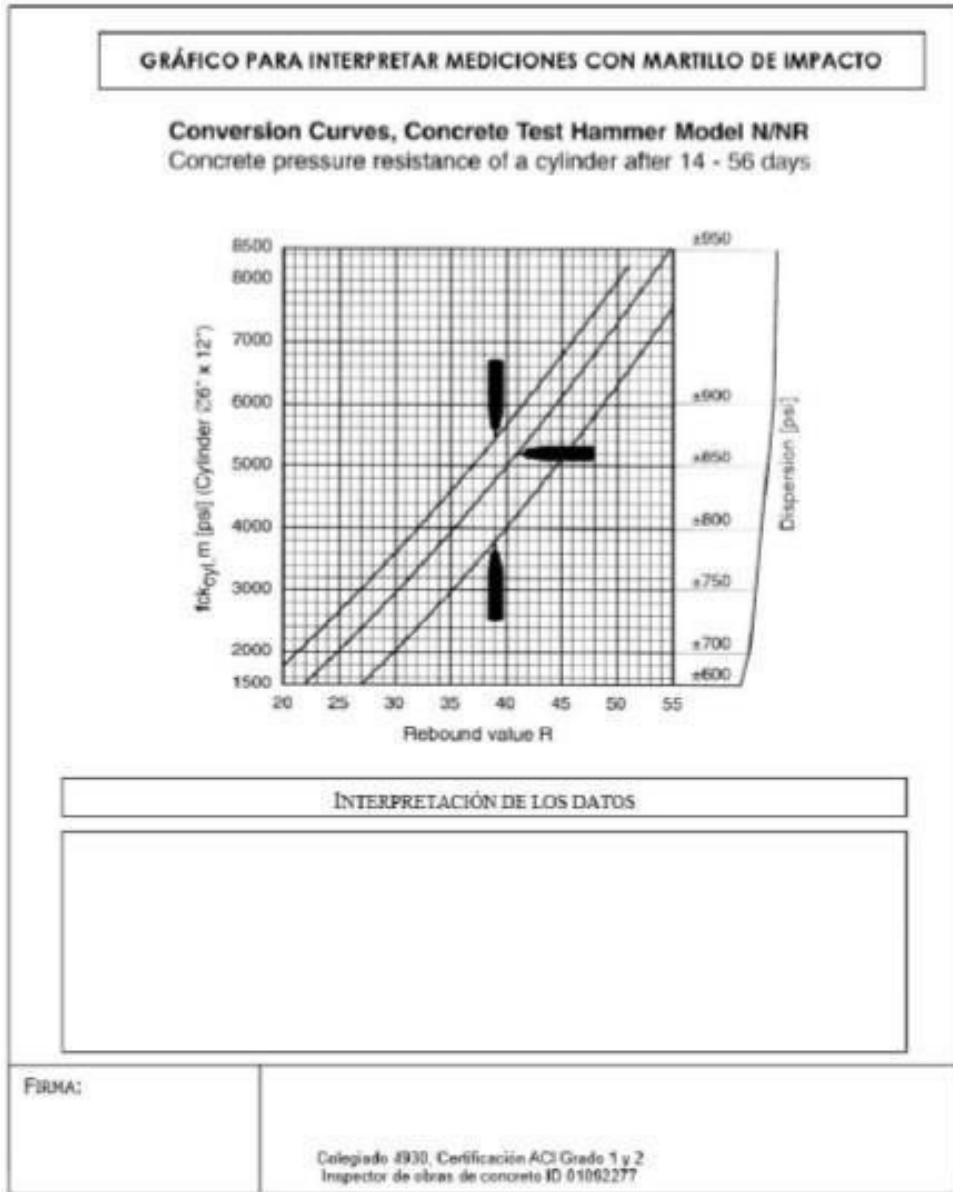


Figura 66: Ejemplo de ficha técnica de gráfica para interpretación de resultados (Gutiérrez, 2018)

En el eje x de la gráfica se representa el valor de rebote (R) y en el eje y el valor de la resistencia del factor f'_{c} del concreto en libras pies sobre metro cuadrado (psi). En el lado derecho, el eje y representa la dispersión en psi (ASTM, 2017).

6.2.2. Georradar

El georradar es un tipo de prueba de ultrasonido que analiza las posibles discontinuidades internas que puede tener un elemento. La reflexión de las ondas acústicas puede identificar la ubicación del acero de refuerzo dentro del elemento de concreto. También determina si se ha producido alguna discontinuidad en estos miembros (Neville, 1999).

Este es un equipo que se puede encontrar en diferentes versiones y tamaños, ya que con los años y avances de la tecnología cada vez hay mejoras en los equipos con la capacidad de brindar resultados más precisos. El georradar está compuesto por varios elementos, el más importante de ellos es la antena. La antena del equipo varía dependiendo de la capacidad de resolución. El georradar que se conoce por laboratorios realizados en la Universidad del Valle es un georradar de 1600 MHz, el cuál es de resolución alta. Este georradar es compacto de uso manual sencillo. Cuenta con una pantalla donde se representan los resultados y una manecilla para sujetar el equipo y desplazarlo de manera manual. La antena es formada por el receptor y el transmisor los cuales se encuentran a una distancia de cincuenta y ocho milímetros. La distancia entre el receptor y transmisor cambia dependiendo del modelo del georradar que se está utilizando (GSSI, 2020).



Figura 67: Georradar
(GSSI, 2020)

StructureScan™ Mini

Front/Top View



Figura 68: Esquema de georradar (Parte 1)
(GSSI, 2020)

Back View

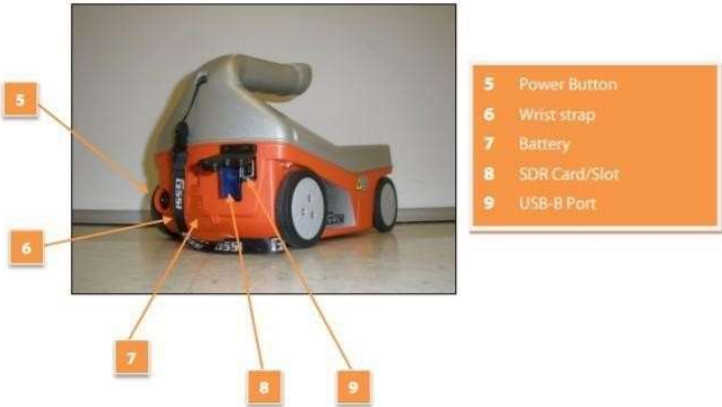


Figura 69: Esquema de georradar (Parte 2)
(GSSI, 2020)

Donde:

1. Manija y control
2. Operador con pantalla digital a color
3. Codificador de rueda
4. Láser para guiar ubicación
5. Botón de encendido/apagado
6. Cinta sujetadora para muñeca
7. Batería
8. Tarjeta SDR
9. Puerto USB

Debido a que existen diversos equipos para realizar la prueba de ultrasonido se recomienda que se lea el manual antes de utilizar el equipo. En aspectos generales, es importante asegurarse que la superficie del elemento a analizar se encuentre limpia y uniforme. Al deslizar el georradar sobre el elemento analizado se recomienda colocar una hoja con cuadrícula de 30 cm x 30 cm y así marcar e identificar con facilidad la ubicación de las varillas de acero en los elementos. De igual forma, el georradar presenta los resultados de la ubicación del acero de refuerzo y lo representa en la pantalla como lo muestra la siguiente figura. La información recopilada debe ser guardada para obtener imágenes con los resultados en la memoria USB. (GSSI, 2020).



Figura 70: Pantalla del resultado con georradar
(Morales, 2019)

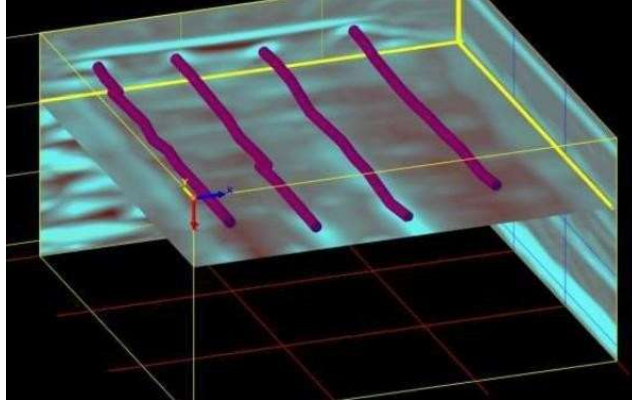


Figura 71: Ejemplo de ilustración de resultado recopilado por el georradar (Gutiérrez, 2018)

6.3. Procedimiento para realizar cálculos necesarios en la evaluación

El código ASCE 41-17 especifica las fórmulas y delimita diferentes tablas representando las limitaciones de factores y parámetros para el diseño y análisis de una estructura. En el marco teórico, dichas tablas fueron marcadas con los factores que se utilizarán para el análisis de la estructura perteneciente a la institución académica. Sin embargo, para la clasificación del nivel de sismicidad de la estructura se utilizó la Norma de Seguridad 2-18 de AGIES. Como mencionado anteriormente, no hay acceso a información sobre el estudio de suelos por lo que se asume una clase de sitio D. Esta clase de sitio tiene los siguientes coeficientes de aceleración (AGIES, 2018).

$$S_s = 1.43$$

$$S_1 = 0.88$$

Conociendo estos coeficientes, se utiliza la tabla 11.4-1 y 11.4-2 del código ASCE 7-16 para determinar el coeficiente de sitio para periodo corto, F_a y el coeficiente de sitio para periodo de 1 segundo, F_v (ASCE, 2016).

$$F_a = 1.0$$

$$F_v = 1.7$$

Al determinar los coeficientes anteriores se calcula con el ajuste para la clase de sitio, obteniendo como resultado:

$$S_{MS} = S_s * F_a = 1.43$$

$$S_{M1} = S_1 * F_v = 1.50$$

Luego se debe conocer el factor de importancia de la estructura el cual depende de la categoría de riesgo. Se establece que la estructura es de categoría de riesgo II, ya que no está delimitada en la descripción de las categorías I, III y IV, de la Tabla 1.5-1. El factor de importancia es determinado por la Tabla 1.5-2 del código ASCE 7-16 (ASCE, 2016):

$$I_e = 1.0$$

Como consiguiente, los parámetros de aceleración espectral se calculan mediante las siguientes fórmulas:

$$S_{DS} = 2/3 * S_{MS} = 0.95$$

$$S_{D1} = 2/3 * S_{M1} = 1.00$$

Con la información anterior recopilada se calcula el espectro de respuesta de diseño. Para desarrollar la curva se utiliza un T cada 0.05 segundos. Esta curva se desarrolló en el programa excel. Utilizando las siguientes fórmulas tabuladas en el programa. El cálculo del espectro también se puede realizar en el programa de Etabs, demostrado más adelante en la figura número 80. El cálculo del cortante basal y las correcciones para corte y deriva utilizan valores encontrados con el modelo en ETABS que será descrito a continuación. El resumen de la memoria de cálculo se encuentra en los anexos del presente documento.

1. Para periodos menores a T_o : $S_a = S_{DS}(0.04 + 0.6 * T/T_o)$
2. Para periodos mayores o iguales a T_o y menores o iguales a T_s : $S_a = S_{DS}$
3. Para periodos mayores a T_s y menores o iguales a T_L : $S_a = S_{D1}/T$

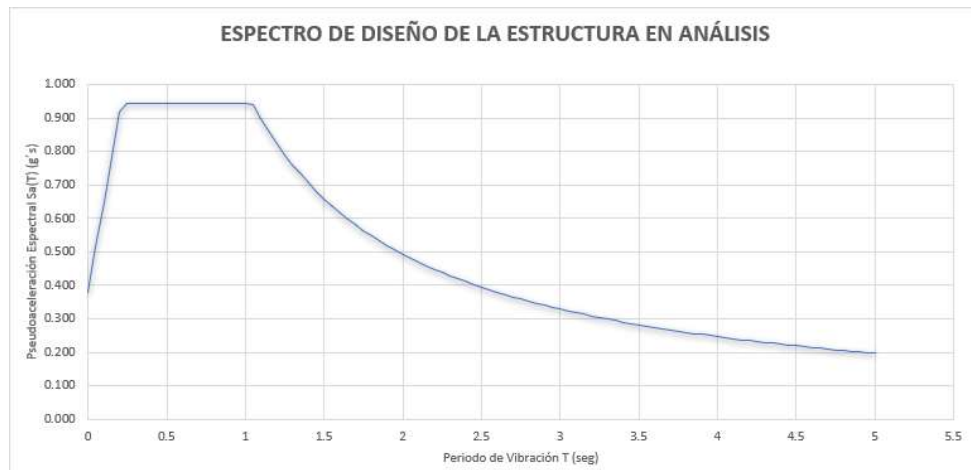


Figura 72: Espectro de respuesta de diseño de la estructura en análisis

Construcción del Espectro de Diseño			
T	Sa(T)	Cs=Sa(T)/R (g's)	Cs=Sa(T)/R (m/s²)
0	0.378	0.047	0.463
0.05	0.513	0.064	0.629
0.1	0.648	0.081	0.795
0.15	0.783	0.098	0.961
0.2	0.919	0.115	1.127
0.25	0.944	0.118	1.157
0.3	0.944	0.118	1.157
0.35	0.944	0.118	1.157
0.4	0.944	0.118	1.157
0.45	0.944	0.118	1.157
0.5	0.944	0.118	1.157
0.55	0.944	0.118	1.157
0.6	0.944	0.118	1.157
0.65	0.944	0.118	1.157
0.7	0.944	0.118	1.157
0.75	0.944	0.118	1.157
0.8	0.944	0.118	1.157
0.85	0.944	0.118	1.157
0.9	0.944	0.118	1.157
0.95	0.944	0.118	1.157
1	0.944	0.118	1.157
1.05	0.940	0.118	1.153
1.1	0.898	0.112	1.101
1.15	0.859	0.107	1.053
1.2	0.823	0.103	1.009
1.25	0.790	0.099	0.969
1.3	0.760	0.095	0.931
1.35	0.731	0.091	0.897
1.4	0.705	0.088	0.865
1.45	0.681	0.085	0.835
1.5	0.658	0.082	0.807
1.55	0.637	0.080	0.781

Figura 73: Fragmento de tabulación de datos para construcción de espectro de diseño en excel

6.4. Análisis estructural utilizando software ETABS

ETABS es un software para el análisis estructural y el diseño de edificaciones. Este programa es desarrollado por una empresa llamada Computers and Structures Inc. y son conocidos por el desarrollo de diversos softwares para ingeniería estructural y sísmica. El programa se basa en elementos finitos para computarizar el análisis de una estructura. ETABS permite al usuario definir las propiedades de los materiales y dimensiones de los elementos que conforman parte de la estructura como también asignar cargas y establecer diferentes combinaciones.

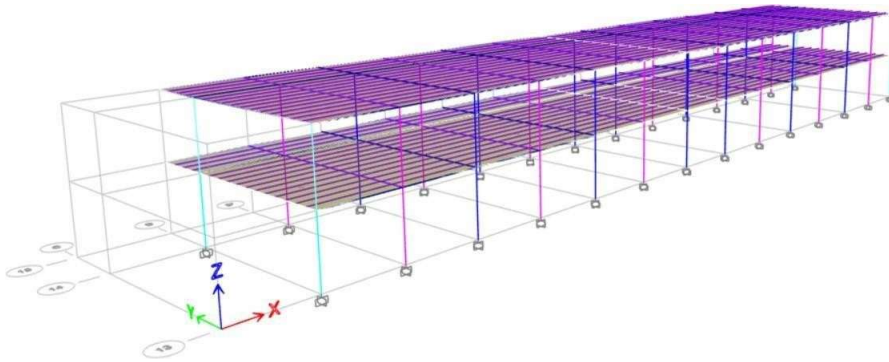


Figura 74: Modelo ETABS Estructura 3D

Para dibujar un modelo en ETABS es necesario definir un sistema de grillas como se muestra en la siguiente figura. Para el diseño de la estructura se utilizaron los planos estructurales y arquitectónicos proporcionados por la institución académica. También se delimitó el número de niveles de la estructura y la altura que hay entre estos.

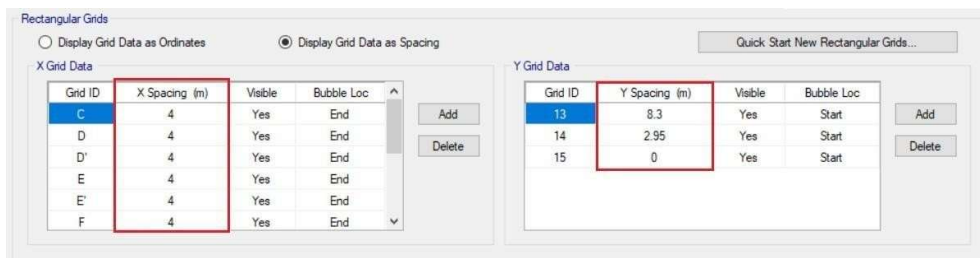


Figura 75: Delimitación de sistema de grillas

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
Story2	3.25	6.5	Yes	None	No	0	Blue
Story1	3.25	3.25	No	Story2	No	0	Green
Base		0					Grey

Note: Right Click on Grid for Options

Figura 76: Delimitación de niveles

De igual manera, se definieron las propiedades de los materiales utilizados en la estructura.

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: 3000Psi

Material Type: Concrete, Isotropic

Grade: f'c 3000 psi

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 210 kgf/cm²

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

OK Cancel

Figura 77: Resistencia del concreto

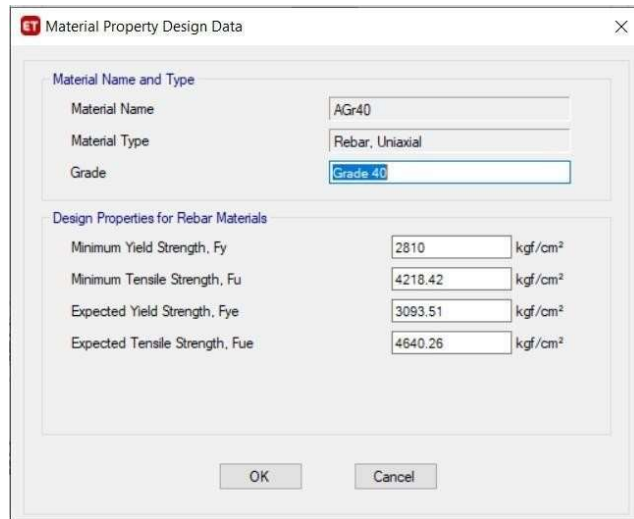


Figura 78: Resistencia del acero

Después de definir el sistema de grillas, las propiedades de los materiales y sección de elementos se debe dibujar la estructura para luego asignar las cargas, y el espectro de respuesta, así calcular los chequeos correspondientes como también el análisis sísmico.



Figura 79: Elevación de Edificio C en ETABS, eje x

La Figura 69 delimita la elevación de la estructura del eje 14, en dirección de x. Hay 13 marcos en esta dirección, como se muestra en la Figura 71, hay dos ejes en dirección de x por lo que en total hay 26 marcos.



Figura 80: Elevación de Edificio C en Etabs, eje y

La elevación del edificio en el eje y únicamente tiene 1 marco, y hay una viga en voladizo. En la dirección de este eje el marco se repite 14 veces, en cada eje letra, delimitado en la siguiente figura.

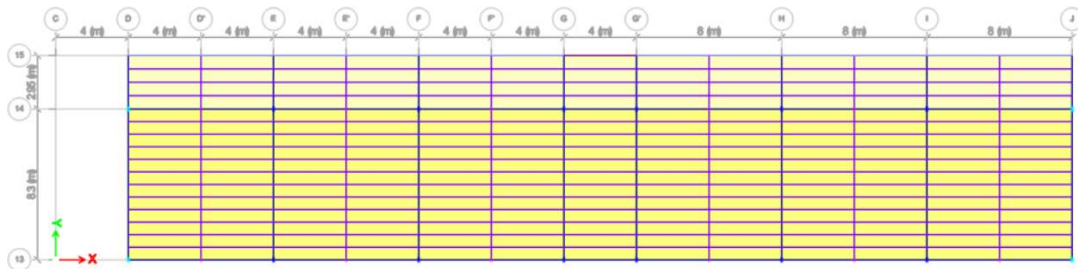


Figura 81: Planta N1



Figura 82: Acercamiento a planta N1

Como se muestra en la figura anterior la distancia entre los marcos del eje y es de 8.3 metros en dirección del eje Y y de 4 metros en dirección del eje x. Además, en esta imagen se pueden delimitar los diferentes tipos de columna que hay en la estructura. Las columnas de los extremos representadas con el color cyan son nombradas en el proyecto como C8 y las dimensiones y propiedades de la columna son:

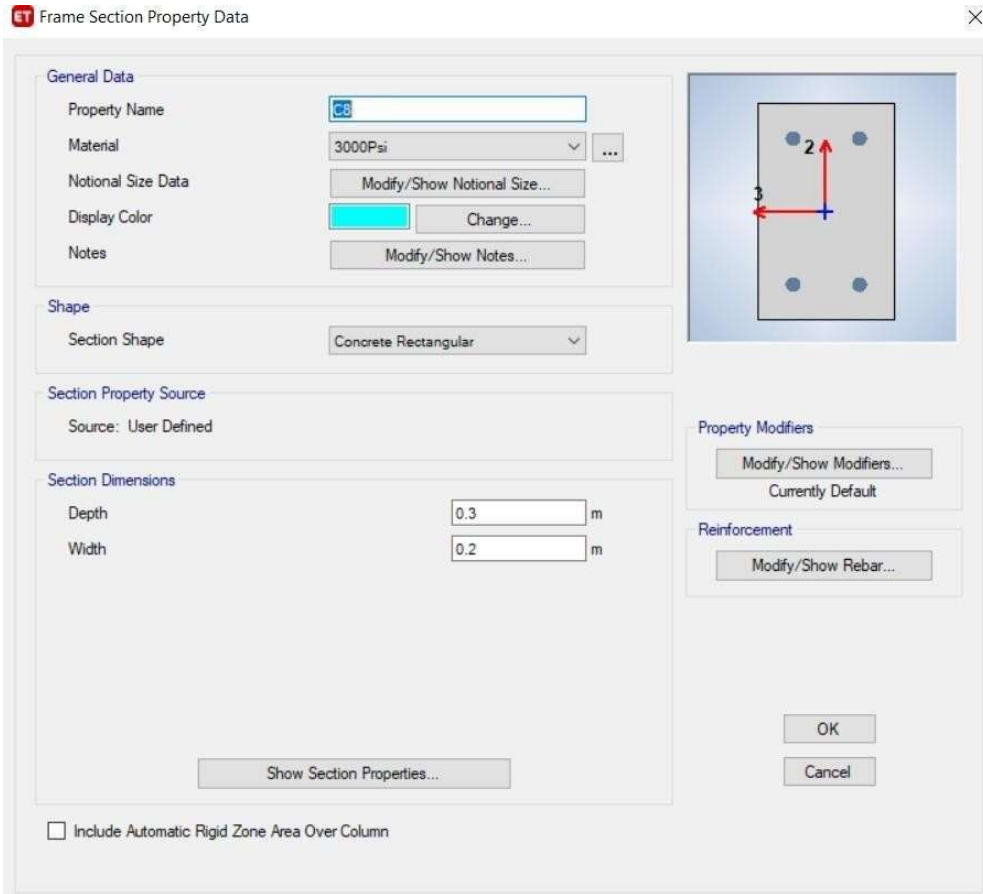


Figura 83: Propiedades columna tipo C8

La opción de show section properties enlista propiedades del elemento como el momento de inercia y módulo de elasticidad.

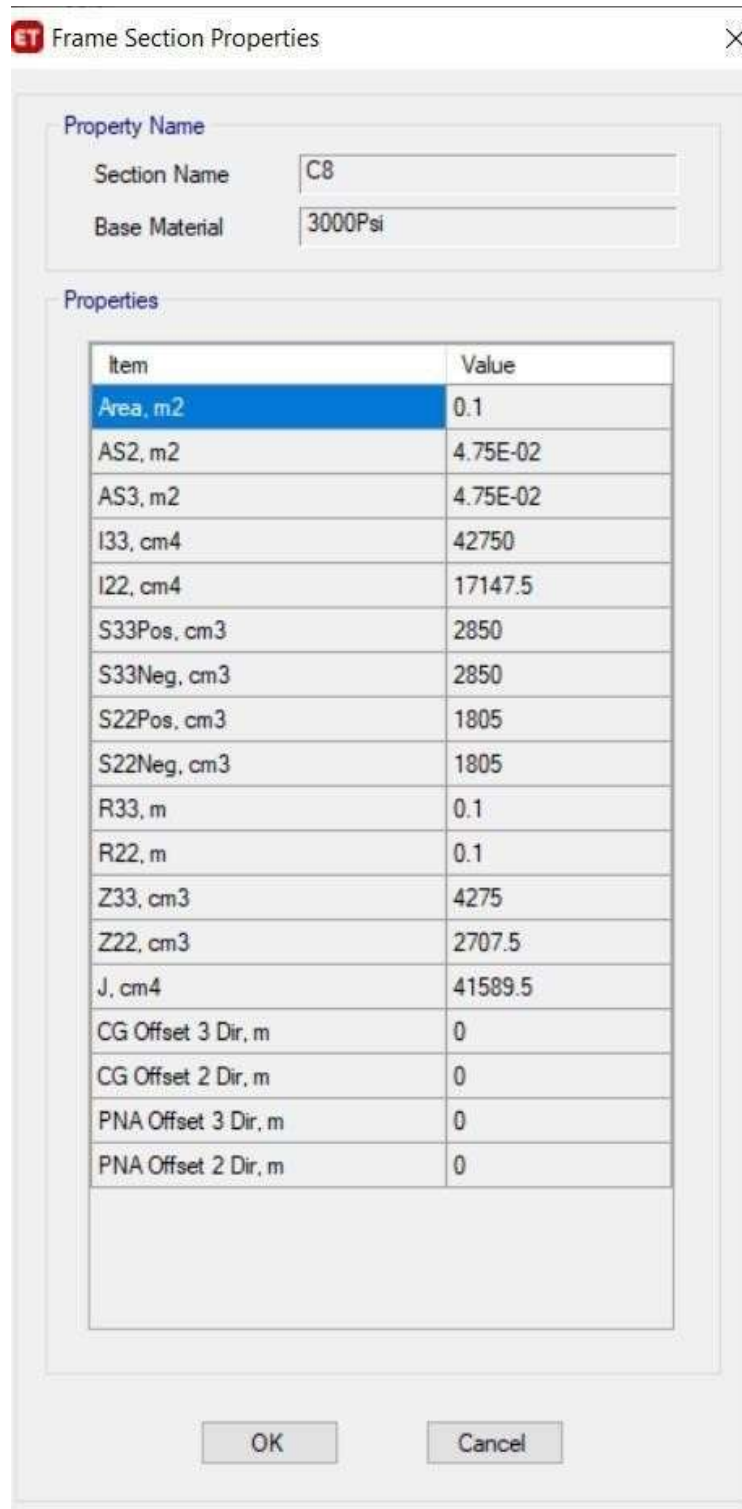


Figura 84: Ejemplo de propiedades del elemento

Las columnas que soportan las vigas principales se representan con el color azul y son llamadas C6 las características de estas son:

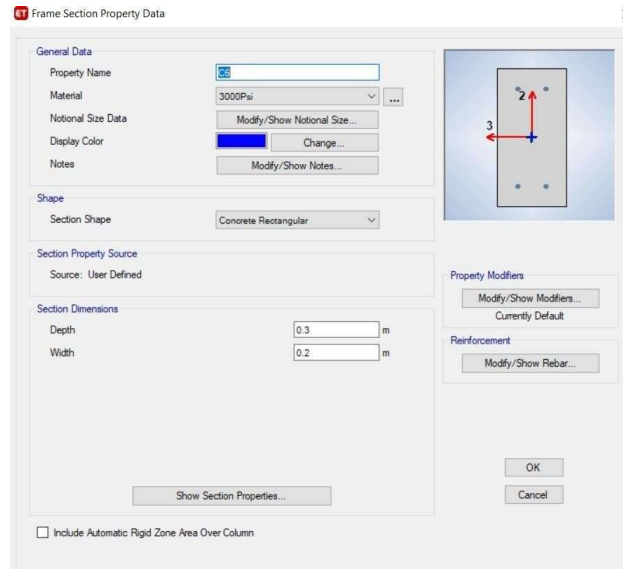


Figura 85: Propiedades columna tipo C6

Por último, las columnas entre ejes principales se representan de color magenta y son llamadas C11.

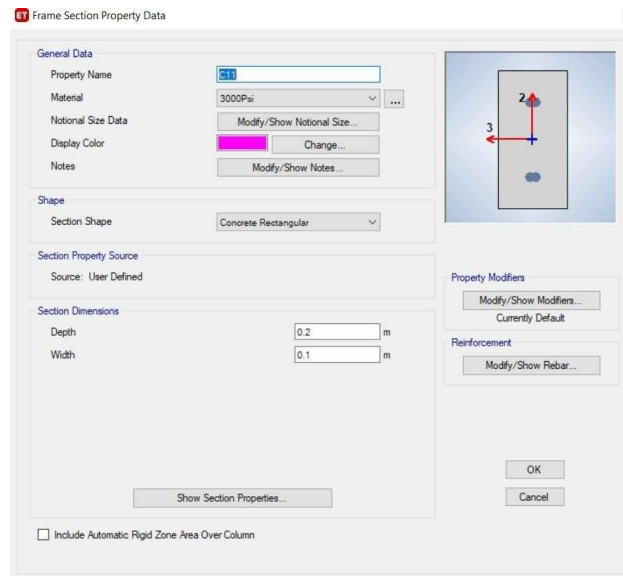


Figura 86: Propiedades columna tipo C11

Todas las columnas son de concreto 3000 psi, como se definió en la Figura 67.

Para correr el modelo de ETABS y acceder a los resultados tabulados, primero se deben asignar las cargas que afectan a la estructura. Una vez las combinaciones de cargas estén especificadas, se corre el programa y se extrae la información necesaria para el análisis sísmico, en este caso.

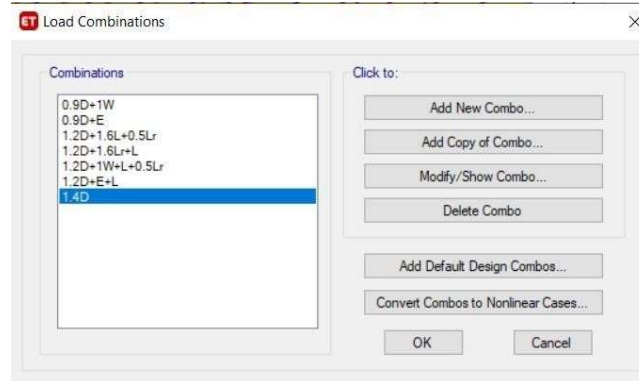


Figura 87: Asignación de combinaciones de carga

Con estas combinaciones el programa de ETABS permite representar diferentes diagramas. El programa es capaz de delimitar diagramas de corte y momento de las distintas cargas, o de las combinaciones. En las siguientes figuras se representan las gráficas de momento para la carga muerta, la carga viva y la combinación de carga máxima para los tres ejes letra.

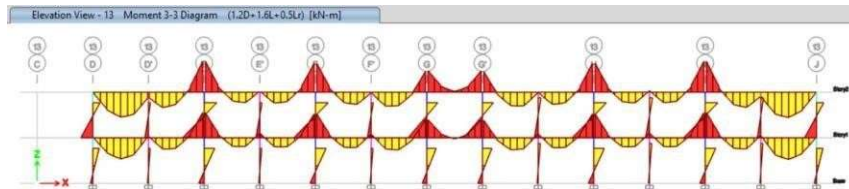


Figura 88: Diagrama de momento: Combinación de carga máxima eje 13

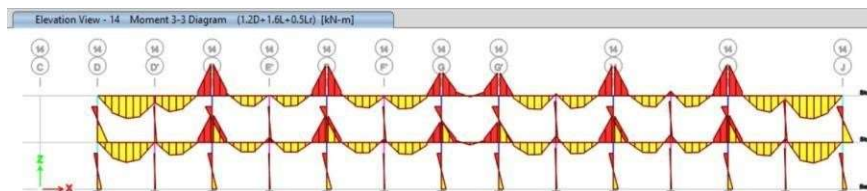


Figura 89: Diagrama de momento: Combinación de carga máxima eje 14

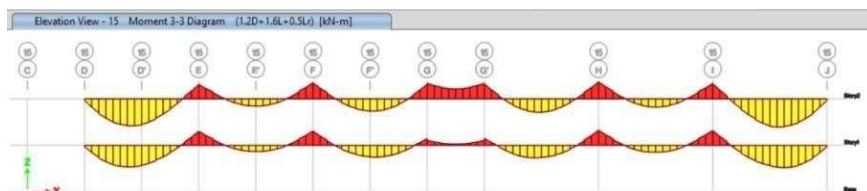


Figura 90: Diagrama de momento: Combinación de carga máxima eje 15

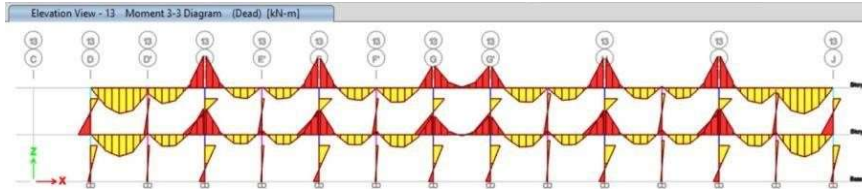


Figura 91: Diagrama de momento: Carga muerta eje 13

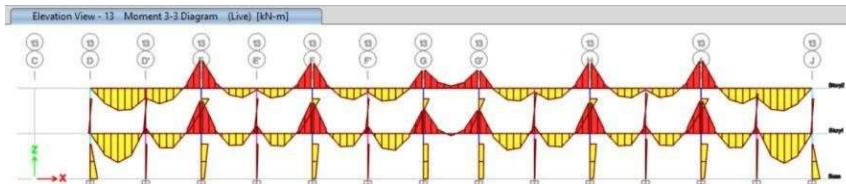


Figura 92: Diagrama de momento: Carga viva eje 13

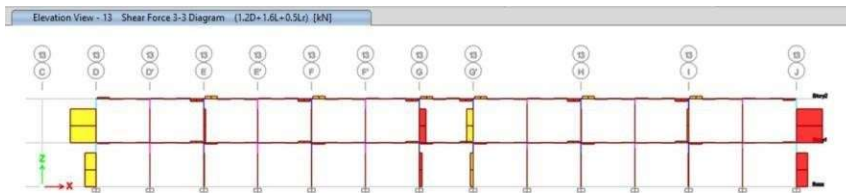


Figura 93: Diagrama de corte: Combinación de carga máxima eje 13

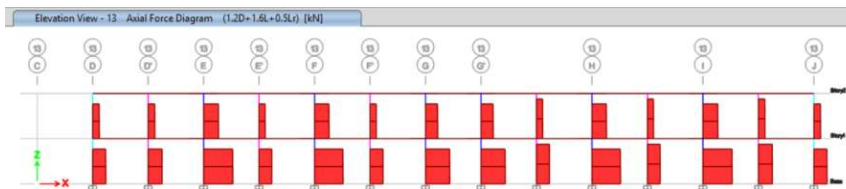


Figura 94: Diagrama de carga axial: Combinación de carga máxima eje 14

La combinación de carga máxima que presenta los mayores valores de momento, corte y carga axial es: $1.2D+1.6L+0.5Lr$. El momento máximo se presenta en las vigas de ambos extremos de la estructura para las tres elevaciones del eje letra. Además, las columnas que se encuentran en los extremos son las más afectadas por la fuerza cortante. La última figura demuestra que la carga axial es mayor en el primer nivel del edificio que en el segundo nivel, ya que las columnas del segundo nivel están sometidas a una carga mucho menor, suponiendo que es una azotea sin acceso.

La tabla de la masa modal participante es de utilidad para los parámetros de periodo, ya que influyen en el cálculo de la cortante basal. ETABS presenta la opción de exportar la información a Excel y tabula la información de la siguiente manera:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	1.624	0.9465	0	0	0.9465	0	0	0	0.0575	0.0011	0	0.0575	0.0011
Modal	2	0.942	4.039E-06	0.9361	0	0.9465	0.9361	0	0.0673	0	0.0019	0.0673	0.0575	0.003
Modal	3	0.853	0.0011	0.0019	0	0.9476	0.9381	0	0.0002	0.0000464	0.9343	0.0675	0.0575	0.9373
Modal	4	0.63	0.0523	0	0	0.9999	0.9381	0	0	0.9416	0.0001	0.0675	0.9991	0.9374
Modal	5	0.352	0	0.0618	0	0.9999	0.9999	0	0.9308	2.835E-06	0.0001	0.9983	0.9991	0.9375
Modal	6	0.318	0.0001	0.0001	0	1	1	0	0.0017	0.0009	0.0625	1	1	1

Tx	1.624
Ty	0.942

Figura 95: Tabla recopilada de ETABS: Masa Modal

La participación de la masa modal cumple con lo estipulado por el código que indica que la participación de la misma debe ser como mínimo un noventa por ciento del peso de la estructura en alguno de los modos. En las columnas 7 y 8 de la Figura 78 se demuestra que el valor de la masa modal participante se encuentra entre el noventa y tres y el cien por ciento.

Los periodos Tx y Ty también influyen en la corrección para corte, delimitando así factores para edificaciones sin irregularidades y con irregularidades. Para conocer el factor se hace una relación entre el cortante Vx del modelo de ETABS, con el máximo de: cortante máximo del modelo de ETABS o el peso sísmico por el coeficiente Csx. En este caso, se utilizó el factor de corrección para la estructura con irregularidades y se cambió en el espectro dediseño del modelo de ETABS.

Corrección Para Corte				
Cs(x) (Tx<1.4Ta)	0.118	Cs(y) (Ty<1.4Ta)	0.118	Chequeo Txy<1.4Ta
Csx	0.118	Csy	0.118	Chequeo Cs>Csmin 1,2
Vex	121.196	Vey	121.196	Tonnef
V1x	98.975	V1y	98.059	Tonnef
Vdx	103.017	Vdy	98.059	Tonnef
Vdxi	121.196	Vdyi	121.196	Tonnef
fx	1.041	fy	1.000	Sin Irregularidades
fxi	1.225	fyi	1.236	Con Irregularidades (Se corrigió en el espectro de diseño del modelo de Etabs)

Figura 96: Cálculo de factor para espectro de aceleración de respuesta

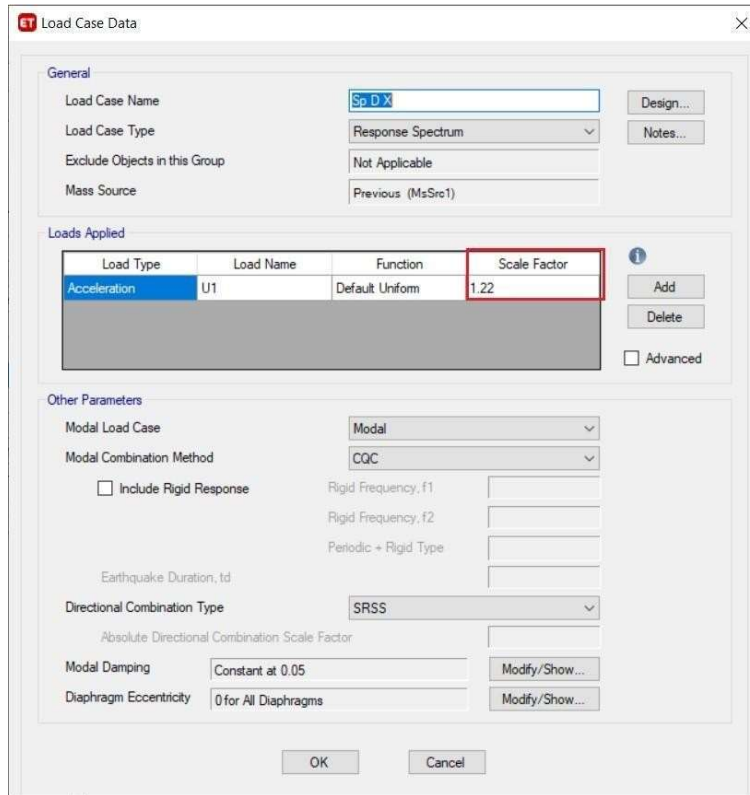


Figura 97: Factor para espectro de aceleración de respuesta

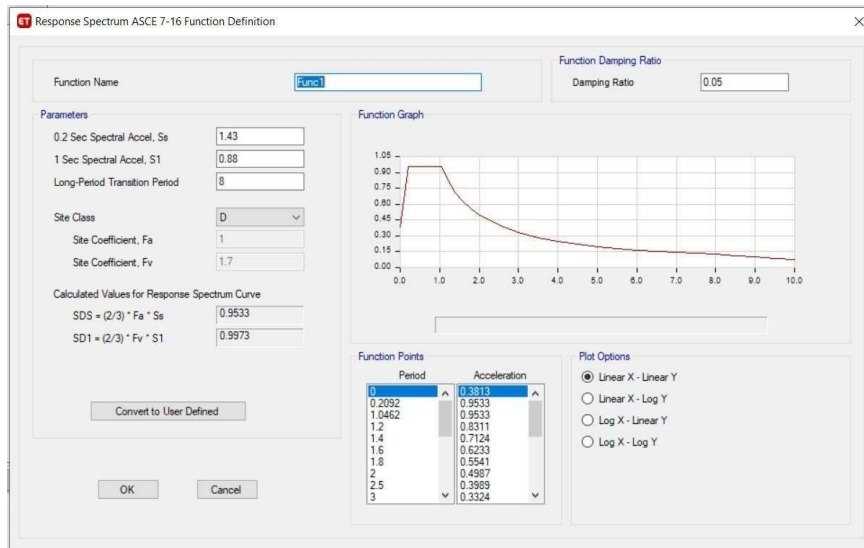


Figura 98: Espectro de aceleración de respuesta de ETABS

Finalmente, ETABS presenta los resultados de las derivas de las esquinas de cada nivel para la dirección en X y la dirección en Y.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Comb.	Displacement	Displacement	Drift X	Drift Y
				cm	cm		
Story1	21	10	Sp Drift X	0.5	0.03	0.00015	0.00001
Story1	22	12	Sp Drift X	0.5	0.03	0.00015	0.00001
Story1	23	14	Sp Drift X	0.49	0.03	0.00015	0.00001
Story1	24	16	Sp Drift X	0.49	0.03	0.00015	0.00001
Story2	23	263	Sp Drift X	0.78	0.05	0.00009	0.00001
Story2	24	291	Sp Drift X	0.78	0.05	0.00009	0.00001
Story2	149	295	Sp Drift X	0.8	0.05	0.00009	0.00001
Story2	151	309	Sp Drift X	0.8	0.05	0.00009	0.00001

Figura 99: Derivas Eje X

Story	Label	Unique Name	Load Case/Comb.	Displacement	Displacement	Drift X	Drift Y
				cm	cm		
Story2	23	263	Sp Drift Y	0.004429	0.26	5.46E-07	0.00003
Story2	24	291	Sp Drift Y	0.004429	0.28	5.46E-07	0.00004
Story2	149	295	Sp Drift Y	0.003669	0.26	4.842E-07	0.00003
Story2	151	309	Sp Drift Y	0.003669	0.28	4.842E-07	0.00004
Story1	21	10	Sp Drift Y	0.000885	0.15	2.723E-07	0.00005
Story1	22	12	Sp Drift Y	0.000885	0.17	2.723E-07	0.00005
Story1	23	14	Sp Drift Y	0.002673	0.15	8.224E-07	0.00005
Story1	24	16	Sp Drift Y	0.002673	0.17	8.224E-07	0.00005

Figura 100: Derivas Eje Y

También se representan los datos tabulados en una gráfica como se demuestra en la siguiente figura. La línea roja representa las deformaciones máximas en el eje Y y la línea azul en el eje X.

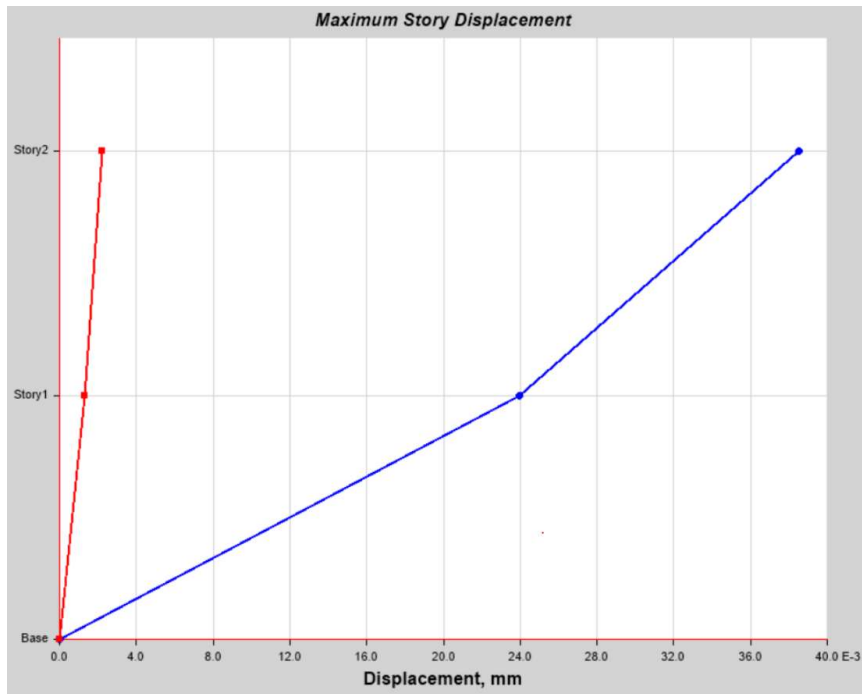


Figura 101: Gráfica de deformaciones máximas

6.5. Chequeos rápidos

En el capítulo cuatro del código ASCE 41-17 se describen unos chequeos rápidos que se hacen a las estructuras para verificar su rigidez y resistencia. Los chequeos que aplican a la estructura analizada son tres, debido al tipo determinado anteriormente el cual es una edificación de marcos resistentes a momento.

El primer chequeo es la relación de derivas dividido por el peso del nivel. La estructura analizada únicamente tiene dos niveles. El análisis del nivel 2 no cumplió, como se muestra en el cuadro a continuación. Esto puede ser motivo de diversas características. La más crítica es la falta de información sobre la expansión que se hizo en la estructura al construir el segundo nivel. No hay planos estructurales detallando las características de los materiales y el acero de refuerzo utilizado en las columnas y vigas. Para el análisis se asumió el mismo diseño del primer nivel, no obstante la relación de deriva es mayor al criterio máximo establecido por la norma de acuerdo a la Tabla 12.12-1 del código ASCE 7-16 (ASCE, 2016).

Derivas para marcos a momento				
Razón de la deriva	Dr	0.391668473	<0.025*h=	0.0575
		No cumple		
Relación I/L para viga rep.	Kb	32814501.3		
Relación I/h para columna rep	Kc	41018126.63		
Altura de nivel	h	125.984252	in	
Momento de inercia	I	5167638000	in ⁴	
Largo de la viga a centro de colum	L	157.480315	in	
Modulo de elasticidad	E	3116.894888	kip/in ²	
Fuerza cortante de la columna	Vc	218.2	kip	

Figura 102: Chequeo rápido: Relación de derivas

El segundo chequeo es el esfuerzo cortante en columnas de concreto. Para ello, se toma en cuenta el número de columnas y marcos en dirección del esfuerzo cortante como también la suma del área de la sección de las columnas. El factor de modificación es delimitado por el código y depende del nivel de desempeño, en este caso es la seguridad vital (LS) por sus siglas en inglés. El esfuerzo cortante promedio debe ser menor a dos veces la raíz cuadrada de f_c . La estructura perteneciente a la institución académica utilizó concreto con un f_c equivalente a 3ksi para las columnas, vigas y losas. El esfuerzo de la columna sí cumple.

Esfuerzo cortante en columnas de concreto				
Esfuerzo cortante promedio	Vj ^{avg}	0.167888126	<(2*sqrt(f _c))=	3.4641016
		Cumple		
Numero de columnas	nc	28		
Numero de marcos en dirección	nf	14		
Suma del área de la sección	Ac	1732.9	in ²	
Esfuerzo cortante del nivel a	Vj	218.2	kip	
Factor de modificación del	Ms	1.5	LS Nivel de desempeño	

Figura 103: Chequeo rápido: Esfuerzo cortante en columnas de concreto

El esfuerzo de columna axial por efecto del volteo es el tercer chequeo rápido del código ASCE 41-17. Este esfuerzo también toma en cuenta el número de marcos en la dirección a

analizar, pero considera la fuerza pseudo sísmica y la altura del nivel y el largo del marco. Nuevamente, el factor de modificación se establece por el nivel de desempeño como mencionado anteriormente. El esfuerzo cumple ya que es menor a 0.3 veces la resistencia del concreto.

Esfuerzo de columna axial por efecto de volteo				
Esfuerzo de columna axial	Pot	0.007767939	$<(0.3*(f_c))=$	0.9
		Cumple		
Numero de marcos en dirección	nf	14		
Fuerza pseudo sísmica	V	78.07270457		
Altura de nivel a techo	hn	7.54	ft	
Largo total de marco	L	27.23	ft	
Factor de modificación del	Ms	1.5	LS Nivel de desempeño	
Area de extremo de columna	Acol	88.35		

Figura 104: Chequeo rápido: Esfuerzo axial por efecto de volteo

El edificio de la institución educativa tiene 38 años de ser construida y fue hace 40 años que se realizó el diseño. La tecnología y acceso a información en 40 años ha dado pasos agigantados, permitiendo un mejor entendimiento del comportamiento estructural de una edificación en el momento de un sismo. Los requisitos y parámetros de diseño han cambiado y hoy en día toman en consideración una diversidad de características para realizar un análisis más preciso.

Al evaluar las irregularidades del Edificio C bajo los procesos de evaluación sísmica y chequeos rápidos del código ASCE 41-17 se determinó que existe una deficiencia en los marcos resistentes a momento del nivel dos ya que estos no cumplen con la razón de derivas máxima permitida. Determinar las deficiencias de la estructura es uno de los objetivos del trabajo de investigación. A simple vista, la estructura se encuentra en buen estado y no se visualiza ninguna grieta crítica o asentamiento.

La estructura cumple con todas las demás evaluaciones, las cuales son detalladas en el presente trabajo de investigación. Sin embargo, la deficiencia de derivas es una característica que depende de varios parámetros. Como mencionado anteriormente, el diseño original del Edificio C, es de un nivel según los planos preliminares del año 1980. Al realizar la visita, se observó que el edificio cuenta con dos niveles y al indagar sobre la remodelación del edificio solo se obtuvo el año de la construcción que fue en 1994. En todos los planos que la institución dio acceso no hay información sobre el diseño estructural de los elementos que conforman el segundo nivel del edificio C.

Inicialmente se planteó un objetivo para realizar ensayos no destructivos para determinar las características de los elementos estructurales que conforman la edificación y conocer la distribución del acero de refuerzo para así comparar los resultados de campo obtenidos con la planificación estructural correspondiente. Debido a la situación mundial por la pandemia, dicho estudio no se realizó por lo que se consideró las propiedades y elementos del primer nivel para ambos niveles.

El agregar un nivel más a una edificación representa muchos cambios, tanto estructurales como no estructurales. La cimentación de la estructura está sometida a un peso mayor al que fue diseñado inicialmente, y los esfuerzos en el suelo son afectados por el incremento de la carga. Si el edificio no cumple con el chequeo de derivas, no significa que la estructura colapsará. Sin embargo, los elementos no estructurales que la conforman se pueden dañar. Las instalaciones hidrosanitarias, los acabados arquitectónicos como el tabla yeso, cielo falso, puertas y ventanas, pueden presentar fisuras, agrietamientos, deformaciones excesivas y en algunos casos daños permanentes. Por otro lado, durante un sismo, la deficiencia en relación con la razón de derivas máxima representa inseguridad en el usuario. Los usuarios no tienen comodidad al estar en el segundo nivel debido a los fuertes movimientos que la estructura puede presentar.

Se propone que la institución agregue muros estructurales en los extremos del edificio para brindar más rigidez en la dirección corta. Los elementos del edificio son muy pequeños, haciendo así que la inercia de los marcos sea baja. Por ello es recomendable que estos muros se realicen en los extremos porque absorben la carga sísmica y el desplazamiento de la estructura. De igual forma, se recomienda reforzar la cimentación, ya sea con zapatas o pilotes para transmitir la carga excedente.

Dentro del análisis, se observó detalladamente las propiedades de los materiales a utilizar y dimensiones de estos al realizar el modelo en el software ETABS. De acuerdo con los planos estructurales, la resistencia del acero es perteneciente al acero de grado 40. Actualmente, la mayoría de las estructuras son diseñadas con acero grado 60. Se puede asumir que esto puede ser por la falta de acceso al acero tipo grado 60 o al hecho que no se acostumbraba a utilizar ese tipo de resistencia. De igual manera con el concreto, la estructura fue construida en sutotalidad con concreto de resistencia de 210 kg/cm^2 .

Es importante destacar que el Edificio C tiene redundancia porque existen varias rutas de carga debido a que existen varios marcos que componen la estructura. En cuanto a irregularidades, la estructura no tiene en elevación ni en planta. No hay torción, agujeros o discontinuidad en los elementos. Además, la estructura es bastante simétrica y regular. Todos los elementos se encuentran alineados en ambos ejes ortogonales y no existe cambio de rigidez en los niveles.

Pese a que no existan irregularidades, la posibilidad que la institución desee realizar otra ampliación (agregar un tercer nivel) se recomienda no hacerlo a menos que se agreguen reforzamientos adecuados y asesoría de un profesional.

Se recomienda que la institución realice las pruebas no destructivas planteadas inicialmente para el presente trabajo. Ya que esto brinda información más precisa sobre la condición actual de la estructura y permite corroborar la resistencia del concreto como también la ubicación del acero de refuerzo. Además, para conocer el diseño estructural de la remodelación del segundo nivel es primordial percatarse de las características de los elementos que la conforman y así hacer una evaluación más precisa que represente el estado en el que se encuentra el edificio.

Determinar la resistencia de los elementos estructurales que conforman el edificio como también la distribución del acero de refuerzo es uno de los objetivos delimitados en el trabajo de investigación para así comparar los resultados de campo con la planificación correspondiente. Actualmente las instituciones educativas se encuentran cerradas por ley debido a la situación mundial por la pandemia. Como consecuencia, dicho análisis no fue desarrollado. No obstante, se incita a la institución que realice los ensayos no destructivos en la estructura para conocer el estado en el que se encuentran los elementos y acceder a información sobre las propiedades y la distribución de la ampliación al segundo nivel, el cual no tiene planos estructurales. La falta de información dificulta la elaboración de un análisis completo y detallado por que se deben asumir varias características, las cuales influye en la recopilación de resultados presentando datos idealizados o no precisos.

Dentro del análisis, se realizó un modelo computacional basado en elementos finitos. Para ello se utilizó el programa ETABS, el cual permite delimitar propiedades de los materiales, como sus dimensiones. Basándose en las ecuaciones del código ASCE 7-16 se desarrolló el espectro de diseño y se aplicaron las combinaciones de carga correspondientes. El programa desarrolla una gráfica presentando las deformaciones máximas en el eje X y en el eje Y. La gráfica delimita que el desplazamiento es mucho mayor en el eje X debido a que este es el lado corto de la estructura y los elementos que la conforman son pequeños, creando así una inercia baja en la estructura.

De igual forma se desarrolló un análisis para determinar las deficiencias de la estructura basada en los criterios actuales de evaluación. Para ello, se utilizó los chequeos rápidos del código ASCE 41-17. La estructura no cumplió con el chequeo rápido para la relación de deriva ya que excedió el parámetro máximo admisible. La estructura precisa de más rigidez. Por lo tanto, se recomienda consultar con un especialista estructural para obtener una evaluación más a fondo para identificar los elementos de la estructura a reforzar.

El propósito del trabajo de investigación es presentar recomendaciones a la institución académica con respecto a las deficiencias que se presentan en la edificación. Es importante mencionar que el análisis realizado es únicamente por motivos académicos. Como se men-

cionó anteriormente, la estructura presenta deficiencia en la razón de derivas, en especial en el lado corto de la estructura. Por eso, se sugiere evaluar el edificio C con un especialista estructural para determinar un diagnóstico definitivo para la estructura.

Recomendaciones

Desde la perspectiva estructural se propone realizar un levantamiento completo del edificio C para obtener información completa de la estructura y actualizar datos e información. Al contar con toda la información necesaria se sugiere consultar a ingenieros con trayectoria profesional en el área de diseño y reforzamiento estructural una evaluación a fondo para presentar una solución definitiva en cuanto al reforzamiento necesario incrementar la rigidez. La aportación de sus conocimientos es esencial para el desarrollo adecuado de una intervención en la estructura.

En cuanto a la ampliación que se hizo del segundo nivel en el edificio se recomienda realizar las pruebas no destructivas para conocer la resistencia actual del concreto en la estructura y determinar si existe un aumento o decremento en la misma. Además, utilizar la metodología de georradar para identificar ubicación y parámetro de acero de refuerzo en la estructura para corroborar información con planos para el nivel 1, y para conocer detalles del nivel 2 es de mucha ayuda para tener la capacidad de realizar un análisis más profundo en futuras ocasiones. Dado sea el caso de ampliar el edificio a un tercer nivel, dicha información es esencial. Sin embargo, no se recomienda realizar dicha construcción a menos que se agreguen los reforzamientos necesarios.

Todas las edificaciones diseñadas y construidas con códigos no vigentes deben realizar un análisis estructural y sísmico para determinar si esta necesita de una rehabilitación. En especial estructuras importantes como los son hospitales, y estructuras que albergan muchas personas como lo son instituciones educativas y centros comerciales. Debido a que los códigos estructurales son evolutivos, se recomienda que el centro de estudios realice una evaluación con un profesional al edificio C y al resto de los edificios. Para un análisis preciso y detallado es esencial contar con toda la información de planos estructurales, arquitectónicos, dictamen de estudio de suelos y memoria de cálculo.

- AGIES. (2018). NSE 2: Demandas estructurales y condiciones de Sitio. *Normas de Seguridad para Guatemala*.
- AGIES. (2020). Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. Recuperado el 16 de abril de 2020, desde <https://www.agies.org/en/inicio/>
- ASCE. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*.
- ASCE. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.
- ASTM. (2017). NTG: Método de ensayo. Determinación del número de rebote en concreto endurecido. *Norma Técnica Guatemalteca*.
- Concesa, G. (2020). Supervisión de Estructuras.
- Escobar, J. (2017). Cómo fue el terremoto que azotó a Guatemala en una Navidad. <https://www.prensalibre.com/revista-d/como-fue-el-terremoto-de-1917-que-azoto-a-guatemala-en-una-navidad/>
- Google Maps. (s.f.). Recuperado el 29 de septiembre de 2020, desde <https://www.google.com/maps/@14.593243,-90.4817016,306m/data=!3m1!1e3>
- GSSI. (2020). Products- Geophysical Survey Systems, Inc. <https://www.geophysical.com/products>
- Gutiérrez, Á. (2018). Evaluación para la rehabilitación estructural del actual Centro de Investigación de la Universidad del Valle de Guatemala.
- Ibarra, J. (1980). Plano de planta edificio C.
- ICC. (2020). The International Building Code - IBC. Recuperado el 16 de abril de 2020, desde <https://www.iccsafe.org/products-and-services/i-codes/2018-i-codes/ibc/>
- IGNG. (1976). Mapa de Fracturas Sismos de Febrero 1976 Valle de Guatemala.
- INSIVUMEH. (2010). Estructura interna de la tierra. Recuperado en 2020, desde <http://www.insivumeh.gob.gt/geofisica/>
- Morales, A. (2019). Laboratorio 17: Evaluación de edificios. *Universidad del Valle de Guatemala*.
- Neville, A. (1999). Tecnología del Concreto. *Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto*.
- Paulay, T. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley; Sons, Inc.

- PrensaLibre. (1976). Terremoto 1976. Recuperado el 8 de abril de 2020, desde <https://es.scribd.com/document/205272512/Terremoto-1976-Sismo-terremoto-del-76-guatemala-Teremoto-temblorgt-PREFIL20140203-0001-pdf>
- s.a. (1976). Terremoto causó graves daños en todo el país. <https://www.scribd.com/document/205272512/Terremoto-1976-Sismo-terremoto-del-76-guatemala-Teremoto-temblorgt-PREFIL20140203-0001-pdf>
- Sarachaga, M. H. (1997). Conceptos básicos de sismología para ingenieros. CISMID, Lima.
- Sasvin, L. (2014). Placas Tectónicas de Guatemala. <https://es.slideshare.net/luzmariasasvin/placas-tectnicas-de-guatemala>
- Taracena. (1918). Los Terremotos de Guatemala. <https://www.prensalibre.com/revista-d/como-fue-el-terremoto-de-1917-que-azoto-a-guatemala-en-una-navidad/>
- USGS. (2018). Earthquake Hazard Program. Recuperado en 2020, desde <https://earthquake.usgs.gov/>
- White, R. (1993). Catalog of Historic Seismicity in the Vicinity of the Chixoy-Polochic and Motagua Faults. *INSIVUMEH*.

ANÁLISIS SÍSMICO

Ubicación				Parámetros básicos	
<u>Municipio</u>	Guatemala	<u>Scr</u>	1.43	<u>S1r</u>	0.88
<u>Departamento</u>	Guatemala	<u>Fa</u>	1.00	<u>Fv</u>	1.70
Aspectos sísmicos		<u>Na</u>	1.00	<u>Nv</u>	1.00
<u>Clasificación de obra</u>	Ordinaria	<u>Scs</u>	1.43	<u>S1s</u>	1.496
<u>Io</u>	4.1	Carga sísmica estática equivalente			
<u>NPS</u>	D	<u>Ws</u>	1027.31	<u>Cs</u>	0.12
<u>Clase de sitio</u>	D	Probabilidad nominal de ocurrencia			
<u>Sismo de diseño</u>	Sismo ordinario	<u>Kd</u>	0.66	tonf	
<u>Prob. de excedencia</u>	10% en 50 años	<u>Scd</u>	0.9438		
Sistema estructural		<u>S1d</u>	0.98736	Períodos de vibración de transición	
E1 - Sistema de Marcos Resistentes a Momento		<u>Ts</u>	1.05	seg	
Marcos dúctiles DA		<u>To</u>	0.21	seg	
De concreto reforzado		Espectro genérico			
Fórmula empírica para período fundamental de vibración		<u>Sa(T)</u>	0.9438	g's	
<u>Ta</u>	0.228	seg			
<u>Kt</u>	0.047				
<u>hn</u>	6.400	metros			
<u>x</u>	0.850				
Coefficientes y factores para diseño		Corrección para derivas			
<u>R</u>	8.00		<u>fx</u>	1.000	
<u>Or</u>	3.00		<u>fy</u>	1.236	
<u>Cd</u>	5.50		Chequeo de derivas máximas		
Cortante basal		<u>ΔU</u>	0.08		
<u>Vx máx</u>	78.073	tonf	<u>Cd</u>	5.5	
<u>Vy máx</u>	121.196	tonf	<u>Δcp</u>	1.45%	
<u>Vx ETABS</u>	98.975	tonf	<u>Δcp Máxima</u>	0.25%	
<u>Vy ETABS</u>	98.059	tonf	<u>Cheq.</u>	Si Cumple	
Corrección para corte		<u>fx</u>	1.041	Sin irregularidades	
		<u>fy</u>	1.000		
		<u>fxi</u>	1.225	Con Irregularidades	
		<u>fyi</u>	1.236		

Figura 105: Memoria de cálculo: Análisis sísmico

QUICK CHECKS ASCE 41-17

Derivas para marcos a momento				
Razón de la deriva	Dr	0.391668473	$<0.025 \cdot h =$	0.0575
		No cumple		
Relación I/L para viga rep.	Kb	32814501.29		
Relación I/h para columna rep	Kc	41018126.63		
Altura de nivel	h	125.984252	in	
Momento de inercia	I	5167638000	in ⁴	
Largo de la viga a centro de columna	L	157.480315	in	
Modulo de elasticidad	E	3116.894888	kip/in ²	
Fuerza cortante de la columna	Vc	218.2	kip	

Esfuerzo cortante en columnas de concreto				
Esfuerzo cortante promedio	V_j^{avg}	0.167888126	$<(2\sqrt{f_c}) =$	3.46410162
		Cumple		
Numero de columnas	nc	28		
Numero de marcos en dirección de	nf	14		
Suma del área de la sección	Ac	1732.9	in ²	
Esfuerzo cortante del nivel a	Vj	218.2	kip	
Factor de modificación del sistema	Ms	1.5	LS Nivel de desempeño	

Esfuerzo de columna axial por efecto de volteo				
Esfuerzo de columna axial	Pot	0.007767939	$<(0.3 \cdot (f_c)) =$	0.9
		Cumple		
Numero de marcos en dirección de	nf	14		
Fuerza pseudo sismica	V	78.07270457		
Altura de nivel a techo	hm	7.54	ft	
Largo total de marco	L	27.23	ft	
Factor de modificación del sistema	Ms	1.5	LS Nivel de desempeño	
Area de extremo de columna	Acol	88.35		

Figura 106: Memoria de cálculo: Chequeos rápidos

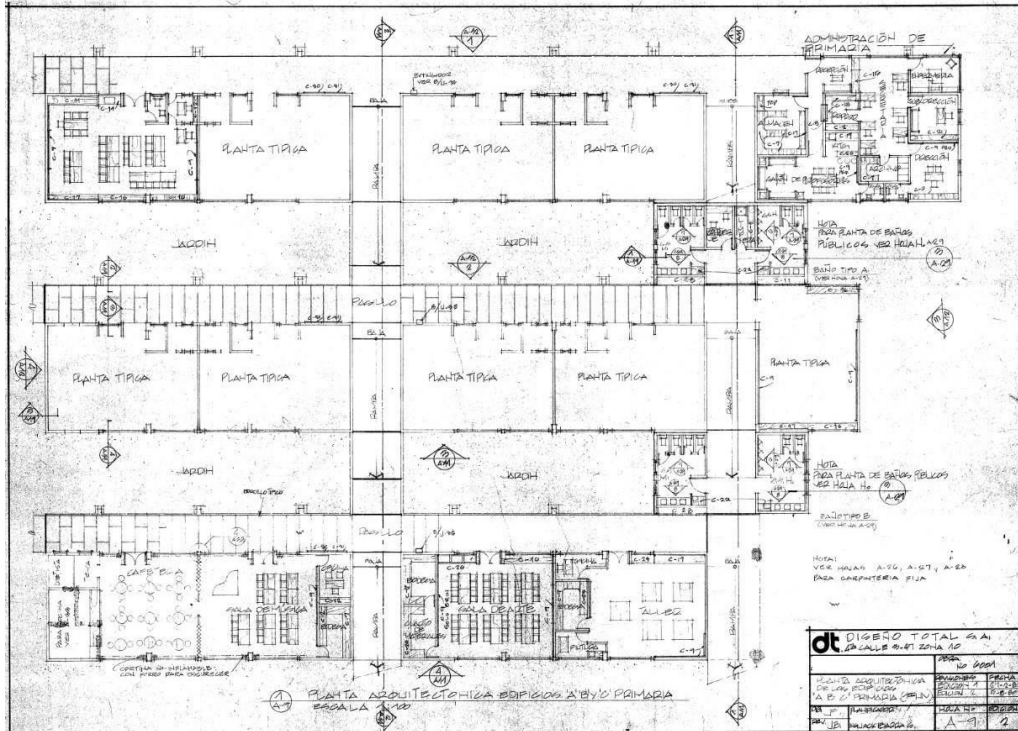


Figura 107: Planta arquitectónica de edificios A, B y C primaria

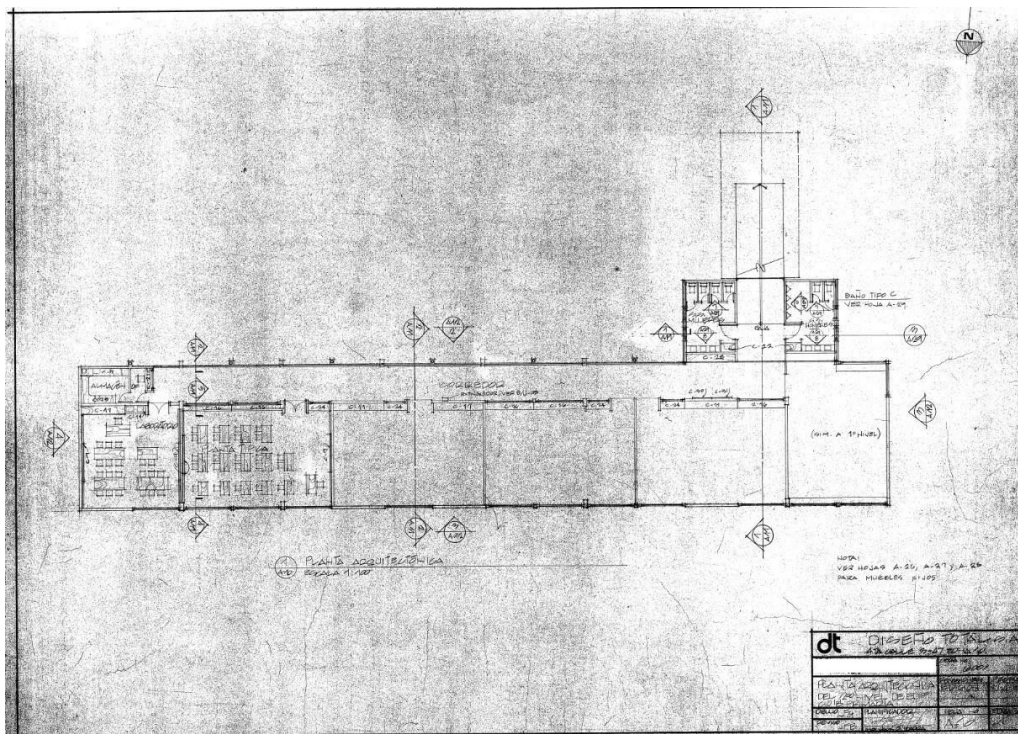


Figura 108: Planta arquitectónica Nivel 2 Edificio B

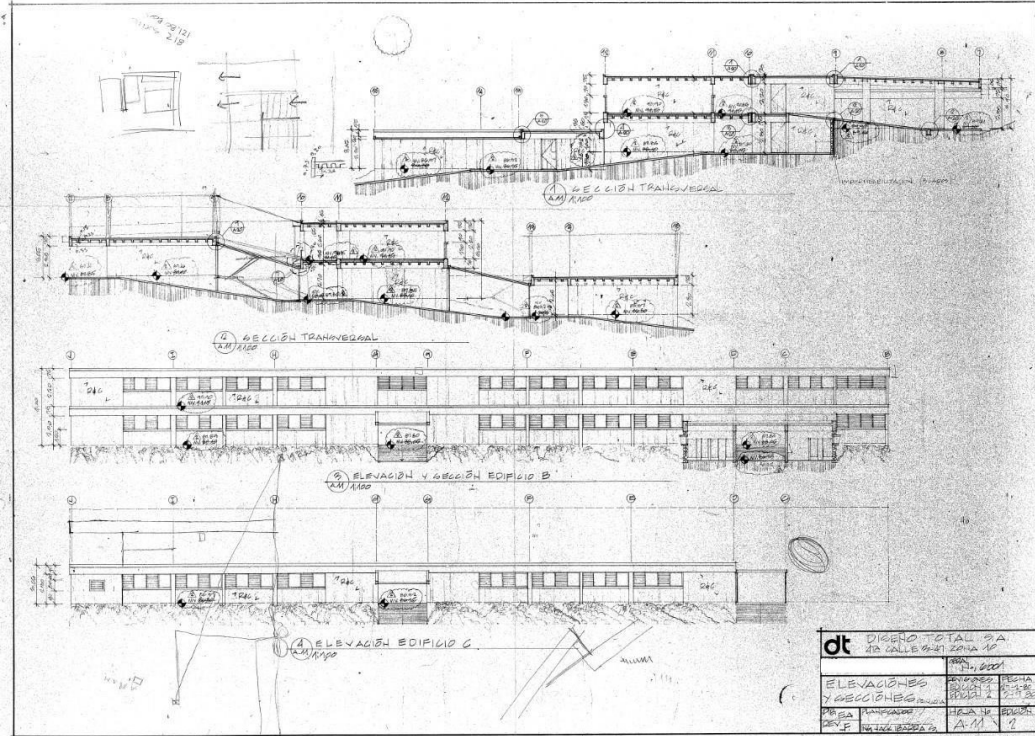


Figura 109: Elevaciones y secciones Primaria

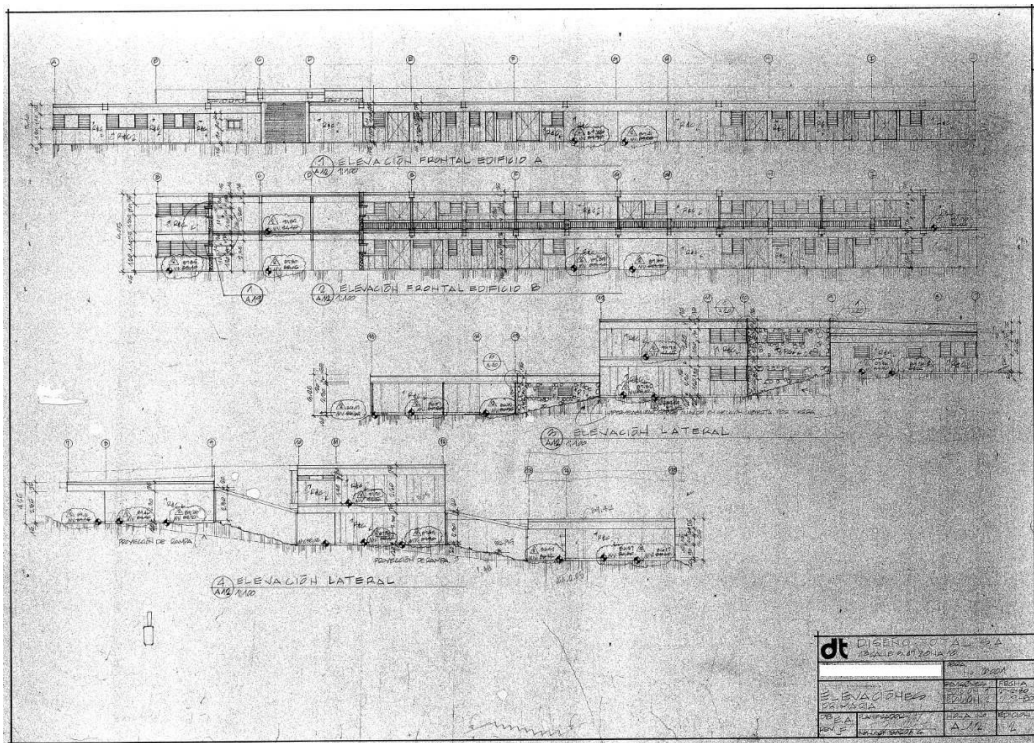


Figura 110: Elevaciones Primaria

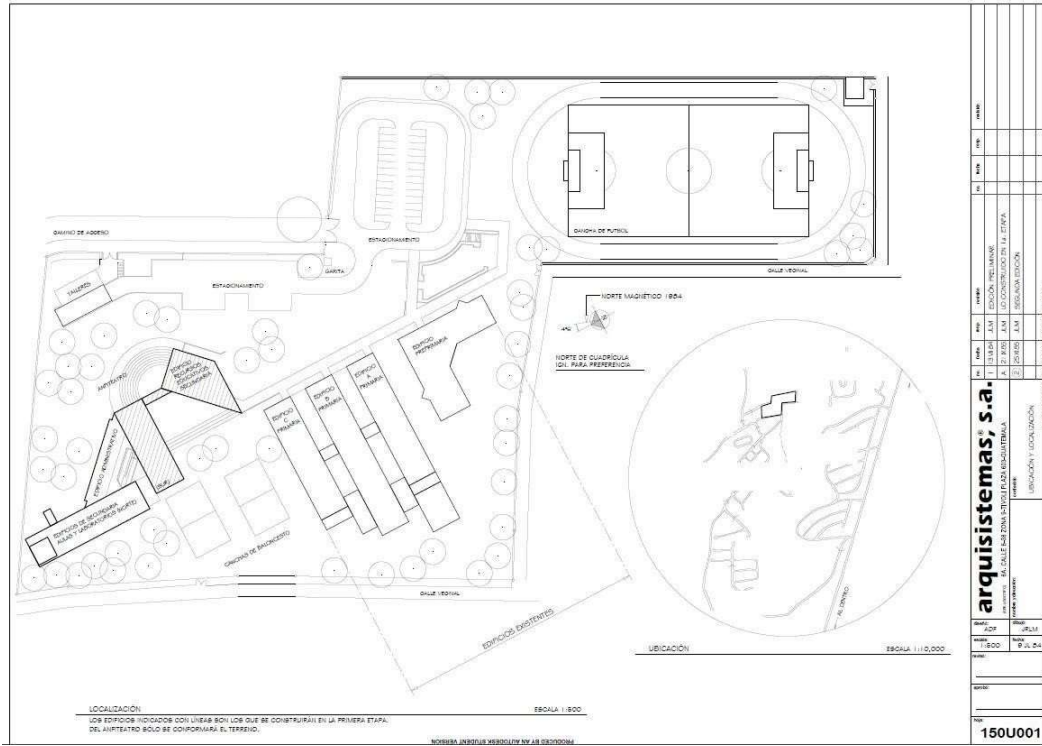


Figura 111: Ubicación y localización

