

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



Excelencia que trasciende

DELVALLE
GRUPO EDUCATIVO

Evaluación sísmica en el edificio J de la Universidad del Valle de Guatemala.

Trabajo de graduación presentado por
Diana Estefanía Flores Ayuso
para optar al grado académico de Licenciada en
Ingeniería Civil.

Guatemala
2016

**“Evaluación sísmica en el edificio J de la
Universidad del Valle de Guatemala”.**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



Excelencia que trasciende

DEL VALLE
GRUPO EDUCATIVO

Evaluación sísmica en el edificio J de la Universidad del Valle de Guatemala.

Trabajo de graduación presentado por
Diana Estefanía Flores Ayuso
para optar al grado académico de Licenciada en
Ingeniería Civil.

Guatemala
2016

Vo. Bo.

(f):



(Ing. Erick Flores)

Tribunal examinador:

(f):



(Ing. Roberto GodoLevensen)

(f):



(Ing. Estuardo Palencia)

(f):



(Ing. Erick Flores)

Fecha de Aprobación: Guatemala 5 de diciembre de 2016

PREFACIO

Guatemala es un país que posee una elevada sismicidad, como otros países en el mundo, y experimenta constantemente movimientos sísmicos además de encontrarse expuesto a varios fenómenos naturales que han ocasionado desastres a lo largo del tiempo. El terremoto de 1976 ha sido uno de los eventos más significativos para la historia del país, ya que después de él se inició la implementación de nuevas consideraciones en cuanto al diseño sísmico de las edificaciones.

Las evaluaciones en las estructuras deben ser un requisito para determinar su capacidad, y aún más para estructuras que fueron diseñadas a través de códigos ya no vigentes. Ya que los códigos se actualizan constantemente y es nuestra responsabilidad como profesionales utilizar los códigos que se encuentren en vigencia, para así cumplir con la filosofía del diseño sísmico, la cual dice “La estructura es la que se sacrifica para que las personas puedan sobrevivir”. Por consiguiente, la evaluación y rehabilitación sísmica son tan importantes y es por ello que en el presente trabajo se exhibe la primera evaluación a considerar al momento de iniciar este tipo de análisis.

Quiero agradecer primero que nada a Dios por las numerosas bendiciones que ha derramado en mi vida y por brindarle a mis padres lo necesario para siempre darme lo mejor que han podido. Agradezco a mis padres por permitirme estudiar en una de las mejores universidades del país con altos estándares y valores, la cual siempre llevare en corazón como mi casa de formación superior. Por siempre estar a mi lado apoyándome hasta el grado de ayudarme a empezar de nuevo, para así poder desarrollarme en lo que más me gusta. Por su amor incondicional, sus consejos y por enseñarme a luchar y a no dejarme vencer sin importar que tan grandes puedan parecer los obstáculos. Agradezco a mi hermana por su amor y su ejemplo de constancia por qué tenerla a mi lado me ha impulsado a superarme constantemente.

Agradezco a mis amigos y compañeros, durante estos años estudio, por todas las memorias vividas y alegrías que juntos hemos compartido. Por su apoyo en todo momento y más que nada por permitirme forma parte de sus vidas en este corto tiempo

en el que juntos hemos crecido y alcanzado el éxito. También me gustaría agradecerle al Ingeniero Roberto Godo por confiar y creer en mí, por no dudar que una mujer es capaz de alcanzar el éxito en una carrera dominada por hombres. Por ser un director que vela por todos sus alumnos y que busca lo mejor para cada uno de ellos, sin importar cuanto esto le requiera.

Me gustaría agradecer a mi asesor y docente, el ingeniero Erick Flores, que a lo largo de la carrera no solo ha sido un catedrático excepcional, con el que he logrado aprender grandemente, sino también por su apoyo y disponibilidad para asesorarme en el presente trabajo. También agradezco al Ingeniero Estuardo Palencia por su apoyo y disponibilidad en cuanto a la realización de las pruebas no destructivas, necesarias para sustentar el presente análisis. Así como a todos los catedráticos con los que pude compartir a lo largo de mi carrera, ya que me ayudaron a crecer como persona y como profesional. Además, que siempre me brindaron lo mejor de cada uno de ellos, muchas gracias por su ayuda en mi formación.

CONTENIDO

LISTA DE TABLAS.....	IX
LISTA DE IMÁGENES.....	X
RESUMEN	XI
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. JUSTIFICACIÓN.....	2
III. OBJETIVOS	3
IV. MARCO TEÓRICO	4
A. Descripción de falla.....	4
B. Descripción de terremoto o sismo.....	7
C. Amenaza sísmica.....	11
D. Situación sísmica en Guatemala.....	13
E. Tipo de suelos en Guatemala	18
F. Irregularidades en las estructuras	20
G. Requerimientos de diseño	24
H. Rehabilitación sísmica	27
I. Procesos de evaluación etapa 1	41
V. MARCO PRÁCTICO.....	46
A. Descripción de la edificación utilizada para el análisis de etapa 1.....	46
B. Procedimiento para realizar los cálculos necesarios del análisis de la etapa 1 ..	48
C. Uso de listas de chequeo para análisis de la etapa 1.....	61
VI. DISCUSIÓN.....	66
VII. CONCLUSIONES	68
VIII. RECOMENDACIONES	69
IX. BIBLIOGRAFÍA.....	71
X. ANEXOS.....	73

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 – Limitaciones del Método Simplificado de Rehabilitación	37
Tabla 2 – Selección de listas para chequeos en la etapa 1	48
Tabla 3 – Cálculo de periodo.....	51
Tabla 4 – Aceleración espectral	51
Tabla 5 – Cálculo del peso sísmico para el primer nivel	53
Tabla 6 – Cálculo del peso sísmico para el segundo nivel	53
Tabla 7 – Cálculo del peso sísmico para el tercer nivel	54
Tabla 8 – Peso sísmico de la estructura	54
Tabla 9 – Cálculo de la de las fuerzas cortantes	56
Tabla 10 – Cálculo de derivas.....	57
Tabla 11 – Cálculo del cortante para las columnas del 1er nivel.....	58
Tabla 12 – Cálculo del cortante para las columnas del 2ndo. nivel.....	58
Tabla 13 – Cálculo del cortante para las columnas del 3er. nivel.....	59
Tabla 14 – Cálculo del esfuerzo axial en columnas para los ejes números del 1er nivel .	60
Tabla 15 – Cálculo para el esfuerzo axial en columnas para los ejes letra del 1er. nivel .	60
Tabla 16 – Cuantificación de muros para el ala izquierda del primer nivel.....	74
Tabla 17 – Cuantificación de muros para el ala izquierda del segundo nivel.....	75
Tabla 18 – Cuantificación de muros para el ala izquierda del tercer nivel.....	76
Tabla 19 – Cuantificación de muros para el ala derecha del primer nivel	77
Tabla 20 – Cuantificación de muros para el ala derecha del segundo nivel.....	78
Tabla 21 – Cuantificación de muros para el ala derecha del tercer nivel.....	79

LISTA DE IMÁGENES

Ilustración 1 – Falla divergente.....	5
Ilustración 2 – Tipos de fallas de convergencia	6
Ilustración 3 – Tipos de falla de transurrencia o desgarre.....	7
Ilustración 4 – Sección transversal de la Tierra y trayectoria de las ondas P y S.....	11
Ilustración 5 – Ubicación de terremotos y placas en Guatemala	14
Ilustración 6 – Sismicidad histórica en Guatemala	16
Ilustración 7 – Mapa geológico de Guatemala	18
Ilustración 8 – Mapa geológico del Departamento de Guatemala.....	20
Ilustración 9 – Mapa de zonas de sismicidad en Guatemala.....	20
Ilustración 10 - Tipos de irregularidades en las estructuras.....	21
Ilustración 11 – Proceso de evaluación de etapa 1	45
Ilustración 12 – Planta típica para ala derecha del edificio "J"	47
Ilustración 13 – Planta típica para ala izquierda del edificio "J"	48
Ilustración 14 – Detalle típico de la losa	52
Ilustración 15 – Separación entre edificios "J" e "I"	61
Ilustración 16 – Separación entre ala derecha y ala izquierda del edificio "J"	62
Ilustración 17 – Presencia de columna corta.....	63
Ilustración 18 – Calibración del esclerómetro	65
Ilustración 19 – Ensayo de martillo en concreto endurecido en la Universidad del Valle	65

RESUMEN

El proyecto de investigación busca realizar una evaluación sísmica en una estructura existente con el fin de llegar a determinar las deficiencias de la estructura y así proponer qué tipo de proceso de actualización se le debe realizar a la misma de ser necesario. El proyecto se realizará en el departamento de la ciudad de Guatemala, específicamente en la Universidad del Valle. En la actualidad, son pocos los procesos que se realizan de rehabilitación en lo que se refiere a estructuras antiguas de nivel importante y esencial. A pesar de que en el país debería ser indispensable por la actividad sísmica que presenta.

El trabajo se desarrollará durante el segundo ciclo del año 2016 y se subdividirá en tres etapas principales:

En la primera etapa se recaudará toda la información respecto al tema de Rehabilitación sísmica y los aspectos sismológicos de Guatemala. Para así tener los conocimientos adecuados en cuanto al proceso de evaluación sísmica en estructuras existentes. Además del desarrollo de conceptos necesarios que posteriormente ayuden a implementar los procesos de verificación dentro de una estructura.

La segunda etapa consistirá en la aplicación de los conceptos aprendidos anteriormente, mediante la evaluación sísmica de una estructura dentro del campus de la Universidad del Valle de Guatemala. Con esto se quiere comprobar la calidad de la estructura, a través de sus componentes estructurales como no estructurales. Y en relación a diferentes factores como lo es la sismicidad del sitio o la probabilidad de ocurrencia de un sismo máximo considerado.

Finalmente, la tercera etapa consistirá en determinar el desempeño actual de la estructura a través de los análisis realizados en la segunda etapa de la investigación. Y de la información obtenida a través de los planos de construcción, junto con otros ensayos sobre la calidad de los materiales de la edificación. Para así de ser necesario, proponer el mejor proceso de actualización para optimizar el comportamiento sísmico de los componentes del edificio, siempre en función de las deficiencias que hayan sido identificadas.

I. INTRODUCCIÓN

Los avances en la tecnología son cada vez más grandes y sobretodo en el ámbito de la investigación. Lo cual es de gran beneficio para la construcción, ya que actualmente existen muchas instituciones que se dedican a la investigación del comportamiento de los materiales, los suelos, así como el efecto sísmico en las estructuras. A ello se debe la importancia del uso de códigos vigentes, ya que esto permite evitar riesgos innecesarios provocados por desastres naturales que aún no se han logrado comprender y controlar a totalidad, como lo es en el caso de los sismos.

Existen tres fuentes sísmicas en el país que son la zona de subducción, las grandes fallas del Norte y los fallamientos menores del Altiplano. Cada una de ellas han provocado sismos destructores en varias partes de la región guatemalteca. Pero a través de evaluaciones y estudios es que hoy se conocen los efectos producidos por los terremotos anteriores. De igual forma la amenaza sísmica se describe como la probabilidad de un sismo de ser excedido en un periodo de tiempo determinado y en un sitio específico.

La experiencia ha demostrado que la mejor forma de prevenir y reducir eficientemente los efectos sísmicos sobre las estructuras, es a través del uso de criterios sísmicos en las mismas tanto para el diseño y construcción, como para las evaluaciones posteriores. A pesar de realizar los diseños bajo códigos vigentes, siempre existen actualizaciones de los mismos. Lo cual obliga a revisar las estructuras y comprobar que sigan cumpliendo con los requisitos actualizados y por ende sean capaces de soportar los efectos de un sismo máximo considerado. El método estático lineal es un método de revisión el cual es aplicado a una estructura previo al análisis no lineal y a la realización de una rehabilitación, para determinar los principales puntos en los que la estructura puede llegar a tener deficiencias tanto estructurales como no estructurales.

Para este análisis es necesario revisar los documentos existentes a detalle, ya que se debe verificar si la estructura es capaz de resistir la carga sísmica. También es importante una verificación de campo para comprobar que la edificación construida coincida con los planos y a la vez permite verificar el estado en el que se encuentra la estructura. Todo este proceso se basa en una serie de chequeos que permiten analizar cada parte del sistema. Además, que consta de una serie de cálculos con los cuales se revisan los esfuerzos en distintos elementos de la misma. En el caso de estructuras más complejas es necesario realizar otro tipo de análisis, así como en el caso de que la relación de demanda capacidad sea mayor a 2 será necesario pasar a la segunda etapa del análisis. En el cual se realizan chequeos de todo lo que no se haya considerado anteriormente.

II. JUSTIFICACIÓN

La rehabilitación sísmica es la modificación de estructuras existentes para aumentar la resistencia y ductilidad ante la ocurrencia de actividades sísmicas. Suelen realizarse para llegar a reducir riesgos sísmicos de las estructuras, minimizar pérdidas humanas y evitar peligros de colapso de las mismas. Es por ello, que se hace necesario diseñar medidas para mejorar el comportamiento sísmico de elementos tanto estructurales como no estructurales de un edificio, lo cual se hace posible al realizar correcciones de las deficiencias que fueron previamente identificadas en una evaluación sísmica.

Hoy en día en Guatemala, ya se poseen conocimientos en cuanto a las demandas sísmicas de las estructuras, pero se carecen de bases sólidas y de intervenciones en cuanto a la rehabilitación sísmica de las mismas. Por lo que, para realizar este tipo de intervenciones estructurales, es necesario implementar criterios de códigos internacionales como el Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-13). Con el fin de evaluar los daños de una edificación y determinar las reparaciones necesarias para considerar una estructura resistente ante terremotos futuros.

Guatemala, por la zona en la que se encuentra es considerado un país con alta sismicidad, ya que la mayor parte del territorio es propenso actividades sísmicas recurrentes. Lo cual se debe al movimiento relativo entre tres placas tectónicas que son la del Caribe, Cocos y Norteamérica. Sin olvidar sus numerosos volcanes que convierten al país en una zona densamente cubierta por este tipo de rugosidades.

En el caso de las estructuras de mampostería reforzada en Guatemala suelen presentar complicaciones en cuanto a su geometría, coeficientes de ductilidad, resistencia, etc., sin olvidar las estructuras antiguas, por la falta de códigos sísmicos en esa época. Por lo que el objetivo primordial es el poder realizar detectar las deficiencias en una estructura esencial en la ciudad de Guatemala, para evitar el colapso ante una actividad sísmica o replicas futuras.

Es por ello que, mediante la rehabilitación sísmica de estructuras antiguas se espera mostrar la importancia de este proceso e incentivar su utilización, para prevenir el colapso de las estructuras. Y sobre todo enfocarse en la rehabilitación de estructuras esenciales, ya que posterior al sismo se vuelven indispensables para brindar servicios básicos a la población.

III. OBJETIVOS

A. Objetivo general

1. Aplicar el procedimiento de evaluación sísmica, definido en el código ASCE 41-13, del edificio J de la Universidad del Valle de Guatemala. Y determinar qué medidas se deben tomar para mejorar el comportamiento sísmico de los componentes estructurales y no estructurales.

B. Objetivos específicos

1. Establecer un objetivo de desempeño para la edificación en función de un nivel de sismicidad, tanto para elementos estructurales como no estructurales.
2. Determinar las deficiencias dentro de la estructura del edificio J, a través de un análisis rápido para estructuras.
3. Realizar algunos ensayos no destructivos para comprobar la calidad de los materiales. Como un método de verificación de la información obtenida en los planos de construcción.
4. Dar a conocer la situación actual de la estructura y qué tipos de medidas se recomiendan tomar para mejorar el comportamiento sísmico de los elementos estructurales y no estructurales.

IV. MARCO TEÓRICO

A. Descripción de falla

La falla, desde el punto de vista geológico, es una línea de fractura a lo largo de la cual una sección de la corteza terrestre se ha desplazado con respecto de la otra. El movimiento responsable de la dislocación puede llegar a tener dirección vertical, horizontal o una combinación de ambas. Pueden ser movimientos pequeños e imperceptibles, pero también pueden llegar a ser repentinos y abruptos dando paso a terremotos o incluso rupturas de la superficie que permiten la formación de escarpe de fallas. Normalmente las fallas más grandes, como por ejemplo la falla de San Andrés, suelen ser las fronteras entre distintas placas de la corteza terrestre, las cuales se activan por las fuerzas que causan la deriva continental. A diferencia del movimiento de placas menores que pueden ser debido a tensiones, como lo son las fallas que definen algunas cordilleras montañosas, o a compresión como en fallas donde se apilan estratos sedimentarios también para formar cordilleras montañosas (U.S Geological Survey, 2016).

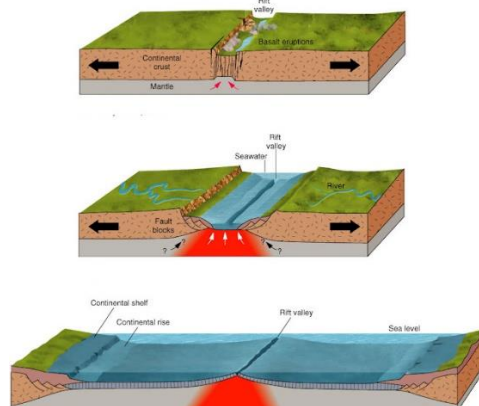
Desde el punto de vista de un terremoto existe más de una forma de devastar a una ciudad. Además, que la mayoría de los terremotos ocurren a lo largo de grietas en la superficie llamadas fallas. Estas grietas pueden ser pequeñas y localizadas donde las placas tectónicas se encuentran, aunque también pueden estirarse a miles de millas sobre las mismas. Por lo general, las rocas a ambos lados de la fractura se mueven lentamente para poder notarlo. Pero en ocasiones la presión se va acumulando lo cual provoca que de repente se deslicen los bloques y a la vez generando un gran movimiento en una misma vez. Por lo que este efecto de cambio repentino va a depender del tipo de falla (U.S Geological Survey, 2016).

1. Tipos de fallas

a. Frontera divergente. Es el límite que existe entre dos placas tectónicas las cuales se separan una de la otra. Y conforme las placas se separan entre sí, el magma fluye y esto provoca que las placas vayan en sentidos opuestos. Es por ello que se considera que este tipo de falla se encuentra asociado con la actividad sísmica y volcánica. También este tipo de falla puede apreciarse en dorsales oceánicas y zonas de

grietas. Sin olvidar que su presencia lleva a la formación de fallas lateral y hundimiento de bloques (U.S Geological Survey, 2016).

Ilustración 1 – Falla divergente



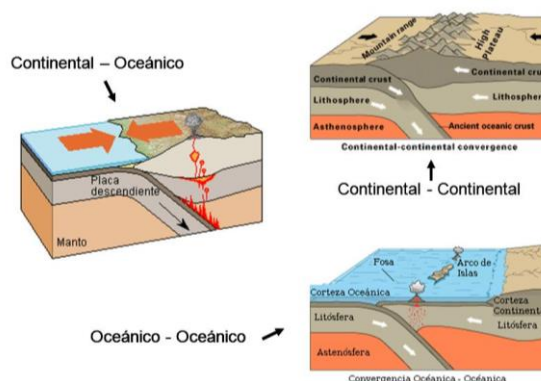
(U.S Geological Survey, 2016)

b. Subducción o Convergencia. Es el choque entre dos placas tectónicas, es decir cuando una de las placas de la litosfera se hunde debajo de la otra consumiéndose en el manto. Este tipo de falla lleva a la formación de montañas, arrugamiento de la corteza y volcanes. Además, que se encuentra asociado con zonas de actividad volcánica y sísmica originadas por la fricción entre placas (U.S Geological Survey, 2016).

Existen varios tipos de falla convergente como lo son: convergencia oceánica – continental, oceánica – oceánica y continental – continental. El tipo de convergencia *oceánica – continental* se refiere a la interacción entre la corteza oceánica con una placa continental, la cual al ser más ligera por lo que flota sobre la corteza oceánica, la cual se hunde en el manto. Permitiendo la formación de volcanes sobre el continente, es a ello que se debe la formación de los arcos volcánicos y grandes fosas oceánicas. Es tipo de falla suele darse en la costa pacífica de América del Sur, ejemplo de ellos es la formación de la Cordillera de los Andes. La *convergencia oceánica – oceánica* sucede cuando dos placas con corteza oceánica chocan entre sí, provocando que una placa se meta debajo de la otra e iniciando la fusión. Suelen estar situados entre 100 y 300km de la fosa submarina que se forman los puntos de subducción. En este tipo de falla se da la formación de archipiélagos como por ejemplo las islas Marianas, Tonga, Japón, etc. Por último, la convergencia continental – continental, se provoca por el choque de dos placas continentales entre si y debido a sus densidades similares es que dan paso a la formación

de cadenas montañosas como por ejemplo cuando la India y Asia colisionaron entre si produjo la formación de la cordillera del Himalaya. Otros sistemas montañosos originados bajo estos mismos efectos son Pirineo, los Alpes y los Urales (U.S Geological Survey, 2016).

Ilustración 2 – Tipos de fallas de convergencia



(U.S Geological Survey, 2016)

c. Transcurrencia. Es tipo de falla se debe a la acción de movimientos horizontales. Suelen destacar menos topográficamente, aunque a veces, cuando se producen a escalas casi continentales, pueden presentar un accidente largo y angosto, en forma de trinchera, con vertientes paralelas escarpadas, llamado rift o valle de fractura. Existen tres tipos de fallas de Transcurrencia que son las siguientes:

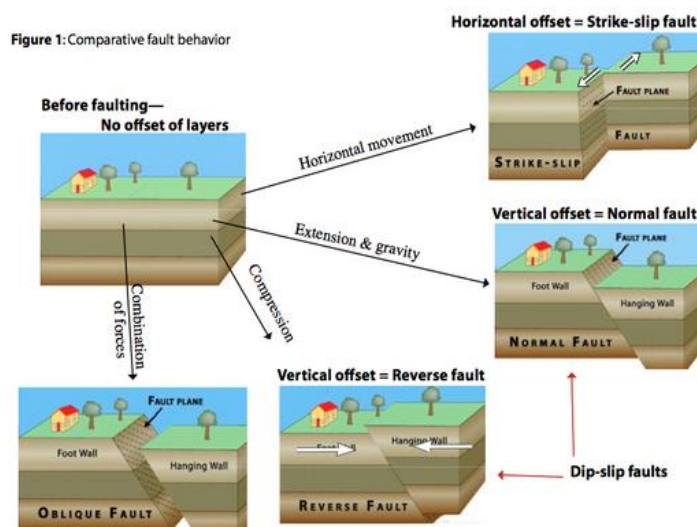
1) Normales. Las fallas normales suelen darse en áreas donde las rocas se están separando, de manera que la corteza rocosa de un área específica es capaz de ocupar más espacio. Dando paso a que las rocas de un lado de la falla normal se hundan con respecto a las rocas del otro lado de la falla de forma inclinada. Los bloques que se desplazan reciben el nombre de labio levantado y labio hundido, que indican el sentido relativo del movimiento de un bloque respecto del otro. Y la superficie a lo largo de la cual se produce el movimiento es la superficie o plano de falla (U.S Geological Survey, 2016).

2) Inversas. Las fallas inversas ocurren en áreas en donde las rocas se comprimen unas contras otras, es decir ocurren como consecuencia de esfuerzos de compresión, a manera que la corteza rocosa de un área ocupa menos espacio. Permitiendo que la roca de un lado de la falla asciende con un ángulo de inclinación con

respecto a la del otro lado, originando un saliente en la superficie. En el caso de ser por debajo de los 45° se relaciona con el término de cabalgamientos y de no alcanzar los 10° reciben el nombre de montos de corrimiento, en los que el desplazamiento suele ser de gran magnitud (U.S Geological Survey, 2016).

3) Transformación o Desgarre. La falla de desgarre ocurre debido al movimiento horizontal a lo largo de la grieta, por lo que el bloque de roca de un lado de la falla se mueve en dirección opuesta al otro bloque. La superficie de falla suele ser muy próxima a la vertical, además que el movimiento responde a la fuerza horizontal que provoca el movimiento lateral de los bloques.

Ilustración 3 – Tipos de falla de transurrencia o desgarre



(U.S Geological Survey, 2016)

B. Descripción de terremoto o sismo

Es el movimiento brusco de la Tierra causado por liberaciones abruptas de energía acumuladas durante un largo tiempo. La corteza de la tierra está conformada por placas tectónicas de espesores del orden de 70km, cada una con diferentes características físicas y químicas. Debido al acomodamiento de las placas a lo largo de los años es que hoy se conoce el planeta como lo conocemos, este proceso se le conoce como Deriva Continental. Ya que se refiere a que los continentes se movieron hasta llegar a su posición actual y a la vez dando paso a la formación del arrugamiento de la corteza, llámese así a

la formación de cordilleras y volcanes. Estos movimientos suelen ser imperceptibles, pero en algunos casos cuando las placas chocan entre si provocan los movimientos de la corteza. Pero de ser impedido el movimiento se da esa acumulación de energía que en algún momento se libera provocando el movimiento brusco de alguna de las placas y dando paso a lo que conocemos como Terremoto (U.S Geological Survey, 2016).

Las zonas en que las placas ejercen estas fuerzas son las fallas, las cuales son puntos en los que se originan los sismos. Ya que solo el 10% de los terremotos ocurren alejados de estos límites.

Es importante considerar dos conceptos al momento de referirse a un sismo, los cuales son el epicentro y el hipocentro o foco del sismo. El epicentro es la distancia en planta, es decir el punto en la superficie de la tierra sobre el hipocentro, donde la intensidad del terremoto es mayor. El hipocentro es la distancia vertical, es decir el punto en la profundidad de la tierra desde donde se libera la energía. Se denomina superficial cuando ocurre en la corteza, posee hasta 70km de profundidad. En el caso de presentar profundidades entre los 70 y los 300km se denomina intermedio y de ser de mayor profundidad profundo (U.S Geological Survey, 2016).

Las fuerzas sísmicas son consideradas fuerzas inerciales, es decir a mayor masa son mayores sus efectos sobre los elementos. En algunos casos el suelo tiende a tener un efecto de atenuación de las ondas sísmicas, es decir que mientras más lejos del epicentro menores son los niveles de aceleración pico del suelo. Aunque no siempre suele ser así, ya que puede darse el caso en el que el suelo tiende a amplificar los niveles de aceleración, debido a la presencia de suelos altamente saturados, por lo que se comportan como un líquido lo cual se denomina como licuefacción (U.S Geological Survey, 2016).

1. Tipos de ondas sísmicas. Las ondas sísmicas se generan debido a la fricción entre las placas y existen varios tipos como lo son las ondas P, ondas S, Love y Rayleigh (U.S Geological Survey, 2016).

a. Ondas P. Las ondas P, también llamadas ondas de cuerpo, primarias o Pushpull son ondas de compresión. Se asemejan a una explosión de una onda sonora, y son las primeras en llegar a la estación sismológica. El tipo de suelo va ser un factor importante, ya que define la velocidad de la onda. Es por ello que en la corteza suelen tener

velocidades entre 5 y 7 km/s y en el manto de 8km/s. También puede viajar a través del agua y el aire, con velocidades de 1.5 y 0.3 km/s respectivamente. Es considerada la onda más rápida, además que posee frecuencias menores que las ondas S. Es decir, se considera una onda baja, lo cual le permite que pierda menos energía y pueda viajar más lejos a diferencia de las ondas S, que son más altas (U.S Geological Survey, 2016).

b. Ondas S. Las ondas S o Shear Wave poseen un movimiento transversal, perpendicular a la dirección del movimiento. Son las segundas en llegar a la estación sismológica debido a su alta frecuencia, por lo que tienden a perder más energía, su longitud de onda es más corta y se disipan. Este tipo de onda provoca daños superficiales debido a su componente vertical. El tipo de suelo también suele influir en su velocidad, por lo que su velocidad en la corteza es entre 3 y 4 km/s, en el manto terrestre es de 4km/s y en el núcleo entre 2 y 3 km/s. A diferencia de las P, las ondas S no son capaces de viajar en el aire y en el agua (U.S Geological Survey, 2016).

La diferencia de velocidad entre las ondas P y las ondas S permiten determinar el epicentro del sismo, además que es necesario tener la interacción de por lo menos 3 registros para poder determinar el punto de origen (U.S Geological Survey, 2016).

c. Ondas Love. Son ondas superficiales con longitud de onda amplia, además que pueden ir en todas direcciones y pueden viajar en el cuerpo de la corteza. Posee movimientos horizontales, transversales y perpendiculares a la dirección del movimiento paralelo a la superficie de la tierra. Su velocidad en la corteza esta entre 2 y 4.4 km/s. Sin olvidar que posee mayor amplitud en la superficie que en la profundidad. Los movimientos verticales que genera provocan danos severos en las estructuras (U.S Geological Survey, 2016).

d. Ondas Rayleigh. También son consideradas ondas superficiales, por lo que viajan solo en la parte superior de la corteza y van perdiendo energía conforme la profundidad al igual que las ondas Love. Se diferencia por el movimiento que realizan, ya que tienen un movimiento elíptico, como de ola, que se produce en dirección de la propagación de la onda. Su velocidad se encuentra entre 2 y 4.2 km/s, sin olvidar que suelen dispersarse mucho y son las ultimas en llegar a la estación sismológica. No viajan a través del agua ni el aire, ya que tienen componente de cortante. A pesar de ello no hay

que olvidar que son una de las que más danos causan por ser superficiales (U.S Geological Survey, 2016).

2. Métodos de medición. Existen varios métodos de medición como lo son la Escala de Magnitud de Forelli, Escala Richter enfocada para el área de California y la de magnitud. Pero la más acertada es la escala de magnitud y la que actualmente se utiliza (U.S Geological Survey, 2016).

La escala de Intensidad es muy subjetiva, ya que se expresa a través de una lista categorizada en base a números romanos y depende de la distancia al epicentro. Por lo que suele utilizarse para generar mapas de zonas de riesgo no realmente para determinar la magnitud de un sismo en la actualidad. También suele utilizar para amarrar sismos históricos, sin olvidar que cada una de las localizaciones va tener una intensidad distinta para cada terremoto, mientras que la magnitud era misma (U.S Geological Survey, 2016).

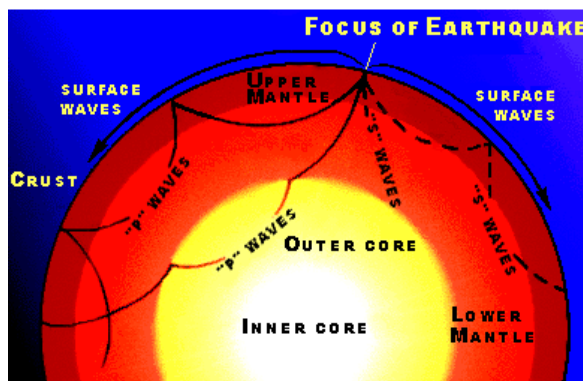
En el caso de la Escala de Richter, esta fue diseñada para ser utilizada en el Sur de California, en el cual permitía representar la energía sísmica liberada de cada terremoto basándose en registros sísmicos. Es una escala que crece en forma potencial o semilogarítmica por lo que cada punto de aumento puede llegar a significar un aumento de diez o más veces mayores que el anterior. La intensidad varia según la distancia, ya que no es constante, es por ello que suele utilizarse para sismos medidos a cortas distancias (U.S Geological Survey, 2016).

La escala de magnitud de onda de cuerpo Mb, es la que viaja a lo largo de toda la corteza. Se basa en la amplitud y periodo de la onda junto con los periodos de corrección para determinar la onda de cuerpo. Además, que hace referencia a la onda P, la cual es la que viaja a todos lados. En el caso de la escala de Magnitud Onda Superficiales (Ms), se utiliza para medir distancias cortas, ya que las ondas se pierden rápidamente. Es por ello que se basa en medir la longitud y la amplitud de la onda. Ahora bien, en el caso de la Magnitud de Momento, es la más exacta ya que es la única que correlaciona los aspectos físicos con el sismo. Por lo que se enfoca en medir el momento sísmico correlacionado con la zona de ruptura, además que depende del área de la ruptura, es decir la longitud y la profundidad, y el desplazamiento (U.S Geological Survey, 2016).

3. Ocurrencia. Las fallas suelen estar activas en un periodo de 25,000 años, pero a su vez se relacionan con la probabilidad de ser excedidas. Es por ello que se considera

hoy en día para el diseño de estructuras un porcentaje de 2% de ser excedido en un periodo de 50 años, ya que no es posible diseñar para un sismo máximo, porque se desconoce (U.S Geological Survey, 2016).

Ilustración 4 – Sección transversal de la Tierra y trayectoria de las ondas P y S.



(U.S Geological Survey, 2016)

C. Amenaza sísmica

Una de las causas más comunes y de mayor importancia en cuanto a los daños en los edificios son los temblores o también llamados terremotos. Ya que estos se consideran como una base en los códigos de construcción para el diseño sísmico de cualquier edificio. La mayor parte de los riesgos se determinan a partir de mapas de curvas de nivel en los cuales es posible determinar los niveles de aceleración del espectro de respuesta. El mapa indica el 5% del espectro de respuesta para periodos cortos y el periodo de tiempo. Datos que se pueden utilizar para desarrollar el espectro de diseño de una estructura (Federal Emergency Management Agency, 1997).

Existen otros peligros sísmicos que pueden llegar a ocasionar daños en las estructuras como: la ruptura de la superficie debido a la falla, deslizamientos, deficiencia en la compactación del material base, licuefacción, desprendimiento lateral o inundaciones. También cabe mencionar que, para determinar la amenaza sísmica de un lugar, se debe realizar a través de estudios de las fallas y de las zonas de origen sísmico, así como la evolución de las condiciones regionales y geológicas que puedan afectar el movimiento del suelo. Existen dos niveles en cuanto a la amenaza sísmica o tipos de retorno que son: BSE -1 en donde el sismo considerado posee un 10% de ser excedido en 50 años y el BSE - 2 que es el sismo máximo considerado, ya que posee un 2% de

ser excedido en 50 años. También pueden existir probabilidades menores como 50% en 31 años, 50% en 50 años que permiten evaluar componentes no estructurales y a la vez minimizar los daños en elementos como muros, fachadas, etc. (Federal Emergency Management Agency, 1997).

Para estos tipos de análisis es importante determinar el espectro de respuesta, el cual puede llegarse a establecer bajo una serie de pasos generales especificados en FEMA 273. Ya que a través del mismo se genera el espectro de diseño según la localidad; con la cual se permite obtener la aceleración del suelo y esta a su vez va depender del periodo de respuesta a la que se encuentre la estructura. Es por ello que el espectro de aceleración, o también conocido espectro de respuesta, depende del porcentaje de amortiguamiento, ya que la respuesta sísmica se ve influenciada por el tipo suelo y otros factores como la rigidez del suelo y la variación de esta rigidez, sin olvidar que el suelo no es una roca sólida, sino que está conformada por capas. Así mismo la distancia epicentral, la magnitud del sismo, el tipo de falla que la produce, tanto la longitud como la duración del sismo y el contenido de las frecuencias, que se refiere al nivel de energía que libera un sismo, son factores que afectan al espectro de respuesta (Federal Emergency Management Agency, 1997).

En el caso de realizar un espectro de respuesta específico es necesario considerar los aspectos sismológicos y las características geológicas del suelo asociadas al sitio en donde se está realizando el estudio. A su vez es importante tomar en cuenta un coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente al 5%. Sin olvidar que los espectros adicionales deben de ser desarrollados para otras relaciones de amortiguamiento apropiadas al comportamiento de la estructura. Esto debido a que todas las estructuras poseen un amortiguamiento incluido y de no tenerlo al momento de ocurrir un sismo estas oscilarían indefinidamente. Lo cual no es real, ya que se requiere esa propiedad al momento de realizar el diseño por desempeño de la estructura (Federal Emergency Management Agency, 1997).

Cabe mencionar que los terremotos pueden llegar a inducir otros riesgos, algunos ya mencionados anteriormente, pero en el caso de las inundaciones son provocadas en su mayoría por tsunamis o perturbaciones en el agua que generan cambios de presión, así como el colapso de estructuras de retención de agua, las cuales también pueden poner en peligro una obra, así como la vida de las personas. Es por ello que el proceso de

rehabilitación de una edificación se basa en llegar a entender claramente el sitio expuesto a los riesgos, y mediante ello determinar los aspectos necesarios para protegerlo contra los mismos (Federal Emergency Management Agency, 1997).

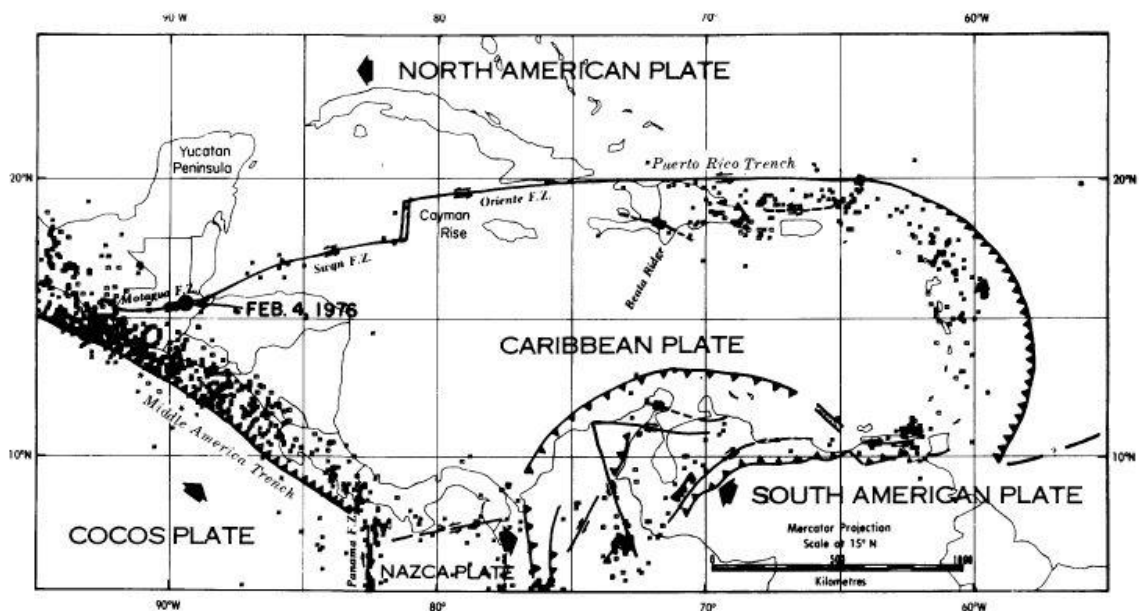
D. Situación sísmica en Guatemala

Guatemala ha experimentado una serie de grandes terremotos a lo largo del tiempo, y en ciertos casos, algunos severamente destructivos. Sus crónicas históricas datan ocurrencias de terremotos desde la época de la conquista española. En las cuales se indican que las ciudades de Antigua Guatemala y la actual ciudad guatemalteca, han sido dañadas gravemente por más de 15 terremotos desde principios del siglo XVI. Los terremotos más dañinos que se han producido, previo al terremoto del 4 de febrero, son el terremoto del 25 de diciembre de 1917 y el del 3 de enero de 1918. Ya que estos terremotos y sus réplicas causaron numerosas víctimas y a su vez dejaron la ciudad parcialmente destruida (U.S. Geological Survey, 1976).

Esto se debe a que Guatemala se encuentra en una zona de gran actividad sísmica debido a que se localiza entre los límites de tres placas tectónicas como lo son la placa de Cocos, la placa del Caribe y la placa de Norteamérica, así como a la fallas regionales y locales que poseen una menor escala. Sin olvidar que Guatemala forma parte de los países que conforman el Cinturón de Fuego del Circumpacífico. Los límites de las placas consisten en un sistema denominado Polochic-Motagua-Jocotán el cual se refiere a un deslizamiento lateral en la parte norte del país, donde a su vez representa el límite entre las placas de Norteamérica y del Caribe. A su vez la zona de subducción que se encuentra localizada al sur del territorio, en el Océano Pacífico, donde la placa de Cocos se introduce por debajo la placa del Caribe; placa que ocupa la parte central del país y el vulcanismo del mismo (U.S. Geological Survey, 1976).

La zona de la falla del Motagua es notable por su falta de grandes terremotos previos y desde 1902 hasta el evento principal del 4 de febrero. Por lo que es un ejemplo claro de la brecha sísmica que existe entre el límite de la placa de Norteamérica y del Caribe. La extensión hacia el este de la falla del Motagua se caracteriza por la poca profundidad y el fallamiento de rumbo (U.S. Geological Survey, 1976).

Ilustración 5 – Ubicación de terremotos y placas en Guatemala



(U.S. Geological Survey, 1976)

Se puede observar en la imagen anterior la tectónica de placas del Caribe, Cocos y Norteamérica, así como la zona del Motagua, zona de fractura de Swan, zona de fractura de Oriente y la Fosa de Puerto Rico. Sin olvidar que todos son elementos de un sistema importante de fallas transformantes en el que la placa del Norteamérica se desplaza hacia el oeste 2.1cm por año en relación a la placa del Caribe que se encuentra en una posición casi estacionaria. Las flechas dentro de la imagen representan la dirección del movimiento de las placas y los puntos pequeños son todos los terremotos previos al terremoto del 4 de febrero, ya que este último está representado como un punto grande (U.S. Geological Survey, 1976).

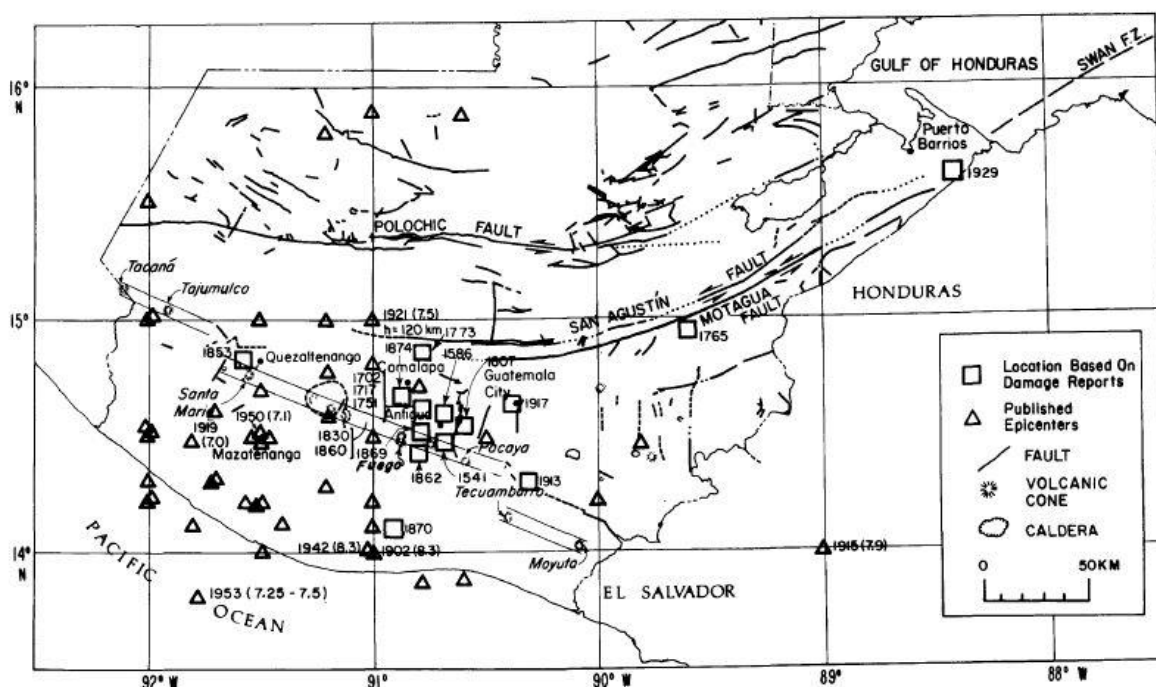
Hasta hace poco, la historia tectónica de la región del Caribe ha sido uno de los elementos más desconcertantes en cuanto al tema de tectónica de placas. Además, que la placa del Caribe ha existido desde hace aproximadamente 50 millones de años. El límite entre las placas de América del Norte y del Caribe se compone de dos zonas de fractura que son: la zona de fractura Oriente, que va hacia el este, y la fractura Swan, que va hacia el oeste. Un desplazamiento en la sismicidad corresponde a la compensación de estas dos zonas de fractura. Esta difusión apoya que existe un extenso desplazamiento lateral entre el límite de ambas placas, además de que se sostiene que este desplazamiento es mayor a 1,000km. (U.S. Geological Survey, 1976).

En 1971 Morgan plantea un modelo referente a la placa del Caribe, en la que se infiere que esta sea aproximadamente estacionaria a diferencia de la placa de América del Norte. Ya que se encuentra en movimiento hacia el oeste con respecto a la parte media - americana de la placa del Caribe, considerando así que la falla del Motagua es la extensión continental de este límite de placas. En 1975 Jordan muestra que el Sudoeste de la placa del Caribe posee una triple unión, la cual es considerada como una larga zona de interacción entre placas y a la vez se incluye el sistema de fallas del Motagua. Una porción oriental de la falla del Motagua es aproximadamente lineal y paralela a la dirección local del movimiento de las placas, por lo que esta falla comienza a curvarse, es decir cóncava hacia el norte en torno a $89.5^{\circ}W$. por lo que este cambio en la dirección puede relacionarse al campo de esfuerzo que se encuentra asociado con la triple unión mencionada anteriormente (U.S. Geological Survey, 1976).

El terremoto de 1541, considerado severamente destructivo, ya que causó la muerte de aproximadamente 150 españoles y al menos 600 indios nativos y negros. Posteriormente el asentamiento español se trasladó cerca de lo que se conoce hoy como la ciudad de Antigua Guatemala. Esta ciudad sufrió daños severos debido a 11 terremotos que se dieron entre los años de 1565 y 1773. Después del terremoto de 1773, la capital de la República nuevamente se traslada hacia la actual ciudad de Guatemala (U.S. Geological Survey, 1976).

Previo al terremoto de 1976, la ciudad de Guatemala había experimentado fuertes terremotos en los años de 1862, 1863, 1917 y 1918. El terremoto del 25 de diciembre de 1917, provocó daños al 40 por ciento de las casas dentro de la ciudad, además de que este terremoto tuvo replicas que continuaron agravando los daños dentro de la misma. Vale la pena mencionar que el terremoto de 4 de febrero causó grandes daños, además de ser considerado uno de los mayores terremotos para el país; según estadísticas realizadas por un grupo de investigadores de USGS. Entre estas se mencionan que 88,404 casas fueron destruidas y alrededor de 434,934 personas perdieron sus hogares en el departamento de Guatemala, sin olvidar que, en las localidades de San Pedro Sacatepéquez, el Jícaro, Sumpango, Tecpán y Gualán todas las casas quedaron completamente destruidas (U.S. Geological Survey, 1976).

Ilustración 6 – Sismicidad histórica en Guatemala



(U.S. Geological Survey, 1976)

La imagen anterior representa, con base en, tiempos la llegada de las ondas P, en forma de triángulos, junto a un listado cronológico más detallado de los acontecimientos sísmicos de Guatemala. Lo cual se logró obtener mediante estudios realizados por los investigadores de US. Survey. A través de este estudio se determinaron los sitios en donde se reportó mayor intensidad durante un sismo. Llegando a la conclusión que las zonas cercanas a la Antigua poseen mayor sismicidad; exceptuando el caso de 1765, donde hubo una marcada ausencia de sismicidad histórica asociada a la falla del Motagua (U.S. Geological Survey, 1976).

En cuanto a las construcciones durante el terremoto de 1976, la ciudad de Guatemala se vio afectada debido al colapso de edificaciones hechas de adobe, construcción muy frecuente dentro del país, sobre todo en la parte norte y noroeste de la ciudad; actualmente sigue siendo utilizada en zonas del interior de la república. Además, cabe mencionar que estas zonas se encontraban cercanas la falla y a la fuente de energía sísmica, lo cual influyo aún más al colapso de las mismas. A su vez, los colapsos se relacionan con la mala práctica constructiva utilizada en ese entonces, ya que al igual que muchos otros países latinoamericanos, Guatemala no poseía un código de construcción

o ejecución efectivo. Lo cual daba paso a que cada profesional estableciera sus propios criterios de diseño y supervisión sin un control independiente (U.S. Geological Survey, 1976).

La mayoría de los edificios más modernos de esa época que se encontraban en un contacto cercano, su daño estructural fue mínimo. Ya que la mayor parte de los daños fueron de tipo arquitectónico y por lo general no eran excesivos. Sin embargo, en el caso de los edificios que consistían de dos unidades independientes, tales como una escalera o torre de ascensor que eran estructuralmente independientes al resto del edificio, la plomería, equipo mecánico, fontanería, etc. dejaba de ser funcional. Ejemplo de ello se observó entre la torre de escaleras y la estructura principal del edificio de 13 pisos de los Seguros, en donde se localizó una separación de 7cm en el techo. El Aeropuerto Internacional, en donde se observa un ejemplo de bóveda plegada, se produjo un astillamiento menor tanto en la parte superior como inferior de las columnas, a su vez se observaron separaciones estructurales, daños en las escaleras diagonales, pero la bóveda plegada no sufrió mayor daño. Otro ejemplo de placas y láminas plegadas es la Universidad del Valle de Guatemala y el Colegio Americano de Guatemala, que poseen una sola planta hiperbólica y techos paraboloides, los cuales obtuvieron buenos resultados. Pero en el caso de ciertas columnas de concreto armado, que soportaban parte de estos techos se vieron severamente dañados lo cual se puede atribuir al desempeño estructural de los elementos no estructurales, es decir las paredes de ladrillo que enmarcan las columnas. Estas paredes no fallaron sino más bien generaron un efecto sobre las columnas hasta el punto que resistieron fuerzas laterales desproporcionadas (U.S. Geological Survey, 1976).

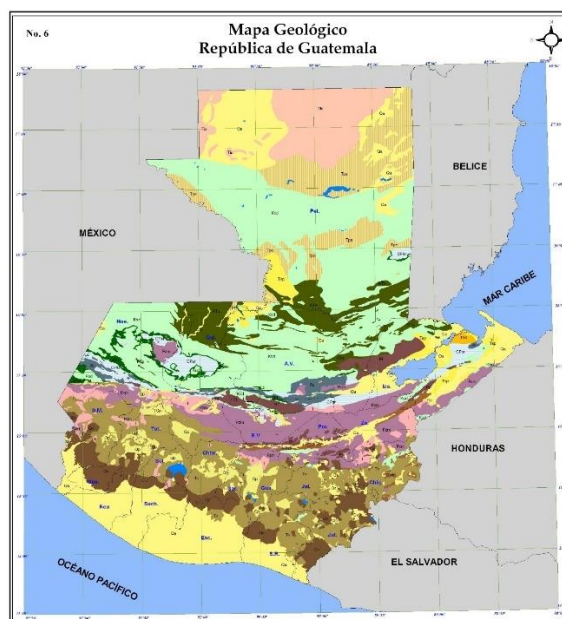
Actualmente se utilizan códigos para el diseño y construcción de las edificaciones, lo cual le permite a cada profesional diseñar mediante criterios establecidos. Los cuales se encuentran basados en un diseño sísmico donde la filosofía de diseño busca sacrificar la estructura para que las personas puedan sobrevivir. Por lo que los edificios modernos deberían ser capaces de resistir grandes fuerzas inerciales, a través de la liberación de la energía dentro del rango post-elástico. Permitiendo así que la estructura ante un sismo máximo considere sismo sea capaz de encontrarse en un modo operacional o al menos de prevención a la vida (American Society of Civil Engineers, 2013).

Considerando todo lo anterior, es evidente que uno de los principales riesgos para la vida son los terremotos dentro de la República de Guatemala debido al colapso de las estructuras hechas por el hombre. A su vez existen otros peligros, también provocados por grandes terremotos, como lo son los deslizamientos de tierra y la rotura de la superficie a lo largo de las fallas activas. En el caso de los deslizamientos estos pueden llegar a interrumpir carreteras, redes de comunicación o hasta dañar los flujos de agua de las presas. Es por ello que hay mucho que aprender de los terremotos, más si son factores relacionados al riesgo de existe dentro del país (U.S. Geological Survey, 1976).

E. Tipo de suelos en Guatemala

Guatemala se caracteriza por poseer dos grandes zonas de suelos que son los volcánicos y sedimentarios. En general el relieve dentro de la región ha ido aumentando en el transcurso de los años. La información geológica disponible varía según la región en la que se encuentre. En el caso de la ciudad de Guatemala descansa sobre una profunda sucesión de depósitos de materiales piroclásticos de naturaleza pumítica y variada textura, no consolidados o semiconsolidados, que, a consecuencia de la intensa actividad volcánica del Cuaternario, rellenaron el graben del Valle de Guatemala. Además, que se caracteriza por la presencia de rocas sedimentarias paleozoicas que han sido meteorizadas formando esquistos y filitas, diabasas y basaltos.

Ilustración 7 – Mapa geológico de Guatemala



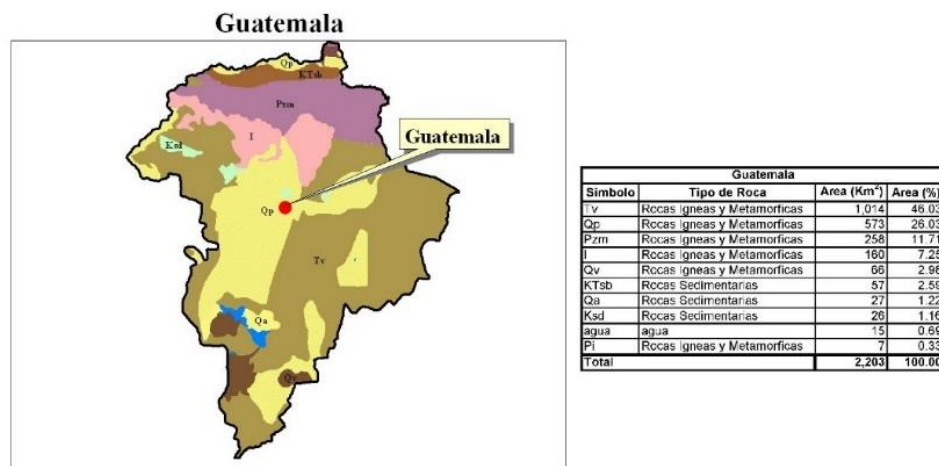
(Ministerio de Agricultura, 2005)

La ciudad de Guatemala posee suelos varios, pero en su mayoría se caracteriza por la presencia de rocas ígneas y metamórficas, que depende de las características de la zona en la que se encuentre. Según estadísticas del INSIVUMEH, en estas áreas las montañas definen mucha variabilidad, con elevaciones mayores o iguales a 1,400 metros sobre el nivel del mar, generando la diversidad de microclimas, además de ser regiones densamente pobladas por lo que la acción humana se convierte en un factor de variación apreciable. Como en el caso de la zona 10 se encuentra dentro de la zona de las tierras altas volcánicas, por lo que se encuentra pómez gris a blanco y ceniza gris a negra; así como limos arenosos y arenas.

La zona 11 posee el tipo de subsuelo de la mayor parte de la ciudad de Guatemala, ya que está formado por depósitos de piroclásticos de gran espesor, los cuales según el Centro de Estudios Superiores de Energía y Minas (CESEM) de la USAC, provienen de erupciones volcánicas que han formado estratos bien definidos. De igual forma algunos estratos se han definido por la disposición eólica de cenizas expulsadas por los volcanes. Por lo que el manto de rocas de este cinturón se encuentra a una profundidad mayor de los 50 metros. Por consiguiente, en su mayoría se caracteriza por la presencia de limos y arcillas.

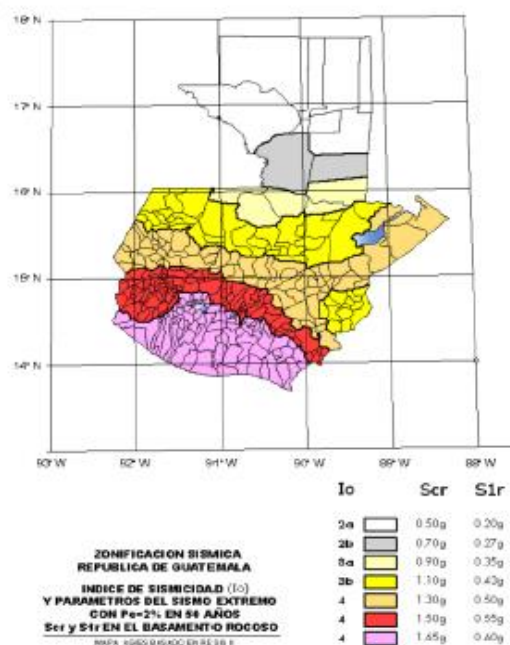
Las zonas 14 y 15 poseen las mismas características anteriormente resaltadas, ya que la mayor parte del departamento se encuentra regida por ellas. En ambas zonas se da la presencia de limos alternados con limos arcillosos, comúnmente llamados talpetates, así como arenas a mayores profundidades. Cabe resaltar que debido a varios estudios realizados en la zona 15, por la empresa Grupo PHI, S.A y la Ingeniera Wilma de León, se puede concluir que en su mayoría esta posee una clasificación de suelo tipo "C", aunque no es posible asegurarlo debido a la variabilidad del suelo. Es por ello que para este análisis se asumió que el tipo de suelo en el que se encuentra la estructura es "D", el cual es clasificado como suelo firme y rígido. Ya que es utilizada cuando no se poseen los detalles suficientes para clasificar el suelo y se desconoce parcialmente las propiedades del perfil del suelo.

Ilustración 8 – Mapa geológico del Departamento de Guatemala



(Ministerio de Agricultura, 2005)

Ilustración 9 – Mapa de zonas de sismicidad en Guatemala



(AGIES, 2010)

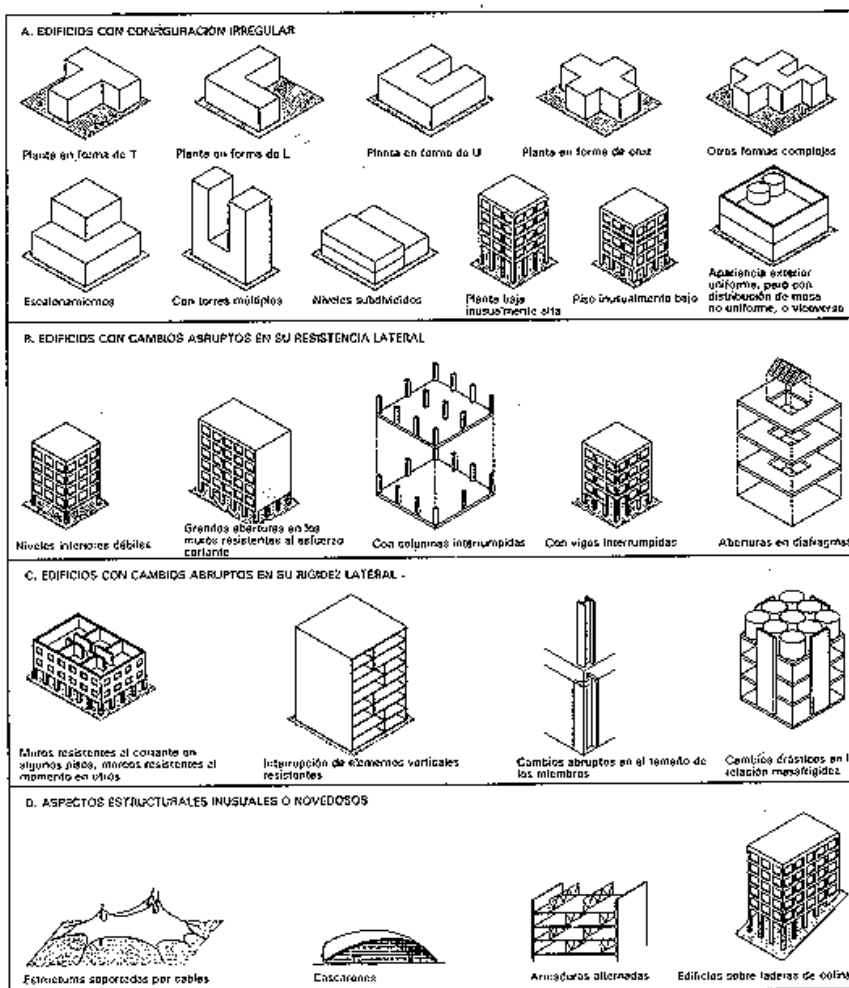
F. Irregularidades en las estructuras

Al momento del diseño de una estructura es importante tomar en cuenta una serie de consideraciones, las cuales muchas de ellas están relacionadas a la arquitectura. La falta de comunicación entre los Ingenieros y los Arquitectos en muchas ocasiones provoca irregularidades en las estructuras, las cuales bajo supervisión adecuada se pueden evitar

o diseñado de tal manera que sus efectos no repercutan irremediamente en las estructuras (American Society of Civil Engineers, 2010).

Existen dos diferentes tipos de irregularidades que son verticales y horizontales, las cuales afectan grandemente la configuración y la capacidad resistiva de las estructuras. Por lo que al momento de iniciar un diseño se debe considerar estos aspectos y a la vez determinar si pueden llegar afectar el comportamiento de la estructura ante fuerzas sísmicas. Cabe mencionar que, para asegurar un buen comportamiento en las estructuras, se debe realizar un diseño por capacidad. Ya que esto va permitir que las estructuras sean dúctiles, es decir que los elementos puedan fluir, y a la vez mantenga su integridad para que las personas puedan sobrevivir (American Society of Civil Engineers, 2010).

Ilustración 10 - Tipos de irregularidades en las estructuras



(American Society of Civil Engineers, 2010)

Entre las irregularidades horizontales se encuentra la torsión irregular, la cual surge debido a que la relación ancho-largo es mucho mayor que la proporción 3 a 1. Por lo que al ser muy larga la edificación evita la transmisión de fuerzas laterales y a su vez se empieza a comportar de una forma flexible. Sin olvidar que las irregularidades en los ejes provocan mayores derivas en los de mayor longitud. También se puede observar en edificaciones donde la planta del edificio presenta forma de cruz o forma en “L” y “H”, ya que las formas inadecuadas producen esfuerzos grandes en las conexiones por lo que tienden a ser puntos de ruptura. Además, que tienden afectar la rigidez de la estructura, debido a la falta de continuidad de los elementos estructurales, evitando de esta forma que al momento de un sismo se adquiriera un comportamiento dúctil y que evite el colapso de la misma (American Society of Civil Engineers, 2010).

Esquinas entrantes es otro tipo de irregularidad horizontal, en este caso se refiere a los vanos en las esquinas de las edificaciones que normalmente suelen ser mayores del 15% de las dimensiones en planta de la estructura, en esa dirección. Por lo que el diafragma en esos puntos de la estructura varía y por ende evita que se transmitan las cargas de una forma regular. De igual manera puede afectar a la vibración de la estructura al momento de un sismo, ya que se ve afectada la rigidez y la continuidad del sistema de resistencia lateral. Ejemplo de ello son las ventanas de corte a hueso, ya que a pesar de que la viga continúa por encima de la ventana no hay columna como tal. Por lo que se pierde la continuidad en uno de los puntos donde los esfuerzos son máximos, generando que ahí se ocasione la falla al momento del sismo (American Society of Civil Engineers, 2010).

Discontinuidad en el diafragma, este tipo de irregularidad suele ocurrir frecuentemente en los centros comerciales, ya que su configuración crea un vacío sumamente grande. Se considera una discontinuidad cuando se poseen aberturas mayores al 50 por ciento del área total del diafragma. Ya que esto provoca que deje de funcionar como un diafragma rígido y por ende no distribuye las cargas en función de la rigidez de los elementos. Es posible considerar este tipo de geometría, pero es importante tomar en cuenta al momento de realizar el diseño como se deben llevar las fuerzas del diagrama hacia los elementos de resistencia lateral y a su vez diseñar los elementos para resistir las fuerzas producidas (American Society of Civil Engineers, 2010).

Las irregularidades fuera del plano son consideradas como salientes, ya que existe una discontinuidad en las fuerzas de resistencia lateral. Es como en el caso de los voladizos con jardineras, ya que se tienen masas muy grandes que afectan la resistencia lateral de los elementos. También en el caso voladizos muy grandes como parte de la geometría de la edificación, ya que pueden existir problemas rigidez en la estructura por la falta de continuidad de los elementos estructurales. En cuanto a los sistemas no paralelos es un tipo de irregularidad muy común en las edificaciones, ya que en su mayoría las edificaciones no presentan simetría y por ende sus sistemas de ejes de resistencia no son paralelos. Como lo es en el caso de edificaciones con formas circulares o de media luna en donde sus ejes no están a 90° , por lo que varía el ángulo de carga sísmica por su forma irregular. Lo cual a su vez puede afectar a la vibración de las estructuras al momento de un sismo (American Society of Civil Engineers, 2010).

La separación estructural, también es una irregularidad horizontal, la cual se refiere a la separación que debe existir entre un edificio y otro. Al diseñar los edificios se debe considerar el suficiente espacio para que las estructuras pueden tener movimiento en ambas direcciones, evitando así que se exista una colisión entre ellas. Ya que no es posible considerar que ambas estructuras vayan a oscilar juntas de lado a lado, debido a la variación en sus derivas en relación a la altura de cada una de las edificaciones. Para evitar estos casos es importante considerar una separación no menor al 2 por ciento de la altura del edificio (American Society of Civil Engineers, 2010).

En el caso de las irregularidades verticales se debe considerar el piso suave, ya que la parte inferior de las edificaciones se posee un piso de mayor altura en relación a los demás y en muchas ocasiones el espacio inferior no tiene ningún tipo de muros o resistencia lateral. Lo cual en muchos casos tiende a interrumpir la rigidez entre un piso y otro y, por ende, la estructura suele ser más débil en estos puntos. Debido a que sus derivas son mayores y al momento de un sismo la mayor parte de la energía se absorbe en esos puntos, lo cual puede llevarlo al colapso (American Society of Civil Engineers, 2010).

Las irregularidades de masa se dan cuando existe una concentración de masa en la parte superior de la edificación, la cual es mayor al 50 por ciento de los niveles adyacentes. Esto tiende a incrementar la magnitud de deformación entre los pisos. Este tipo de irregularidad también puede presentarse cuando los techos son utilizados como

pisos mecánicos, almacenamiento de tanques de agua o módulos de gradas y elevadores. En cuanto a la geometría vertical, se puede observar en el uso de setbacks o reducciones de la estructura, las cuales pueden afectar la rigidez de la misma, así como la continuidad de los elementos (American Society of Civil Engineers, 2010).

La discontinuidad en el plano del sistema de resistencia lateral surge debido a la falta de elementos de resistencia lateral. Es decir, al momento de utilizar columnas se consideran muy esbeltas o simplemente no se considera ningún tipo de marco o embreisamiento para el resto de la estructura, por lo que no hay forma de disipar las fuerzas sísmicas. También se puede presentar este tipo de irregularidad, cuando no hay continuidad en los elementos estructurales para los diferentes niveles de la edificación, lo cual tiende a afectar la transmisión de cargas. Por último, la discontinuidad de la rigidez, se refiere al efecto de la columna corta en donde su tamaño es relativo en relación a como fue diseñada, ya que tendrá mayor rigidez. Provocando así que al momento de un sismo sea un punto de ruptura debido al aumento de rigidez en esas áreas. Otra forma de observar la discontinuidad en la rigidez es cuando las columnas se van haciendo cada vez más pequeñas, por lo cambios de altura, generando una variabilidad en la rigidez, además que, en muchas ocasiones tiende a provocar el efecto de piso suave. Al momento de colocar ductos de gradas en la parte lateral de las edificaciones también se puede provocar este efecto, ya que se da ese aumento de rigidez evitando que fluya completamente la estructura (American Society of Civil Engineers, 2010).

G. Requerimientos de diseño

El concreto reforzado es uno de los materiales más utilizados en la construcción de estructuras de usos múltiples, en las distintas regiones de la República de Guatemala. Además, cabe mencionar que es considerado como uno de los materiales con mayor disponibilidad e importancia dentro del ámbito de la construcción. Ya que cuenta con varias ventajas como lo son:

- Amplia resistencia a la compresión por unidad de costo en comparación a otros materiales constructivos (McCormac, 2011).
- Ante las acciones del agua o fuego, cuenta con una gran resistencia. La presencia de agua en el medio lo hace el mejor material estructural existente y en el caso de los elementos que poseen un recubrimiento adecuado la

intensidad media del incendio no genera daños estructurales (McCormac, 2011).

- Las estructuras de concreto reforzado son muy rígidas. La rigidez en las estructuras de concreto permite que las derivas por nivel sean reducidas en comparación con sistemas constructivos más dúctiles como el acero (McCormac, 2011).
- El mantenimiento en estructuras de concreto es menor, comparado a otros materiales estructurales utilizados para la construcción (McCormac, 2011).
- La vida de servicio de este material más larga en comparaciones a otros materiales. Esto se debe a que la resistencia del concreto no disminuye con el pasar de los años como sucede con otros materiales, por el contrario, incrementa su resistencia con el paso del tiempo (McCormac, 2011).
- Es prácticamente el único material económico disponible para zapatas, losas de piso, muros de sótano, pilares y construcciones similares (McCormac, 2011).

Ninguna estructura es permanente, ya que poseen un tiempo de vida, el cual puede variar dependiendo del mantenimiento que se realice, el tipo de estructura, el uso que se le da a la misma, su ubicación, la recurrencia de eventos sísmicos a los que ha sido sometida, entre otros factores. Debido a estos factores es la importancia de la realización de revisiones estructurales a las estructuras, principalmente post-eventos sísmicos, para verificar que no hayan sufrido daños estructurales, los cuales a simple vista son poco perceptibles para las personas (McCormac, 2011).

En Guatemala el diseño de las estructuras se encuentra regido principalmente bajo un sistema de resistencia lateral. En la Norma de Seguridad Estructural No. 3 de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) son definidos los distintos sistemas de resistencia lateral en estructuras que se recomiendan para el país. Los cuales son los siguientes:

- *Sistema de Marcos (E1)*: sistema que utiliza marcos conformados por columnas y vigas que soportan la carga vertical y lateral. Todos los marcos deben estar unidos por diafragmas de piso horizontales. Los marcos pueden ser tanto de concreto

reforzado como de acero estructural. Dependiendo de la estructura pueden ser especiales, intermedios o en casos de demandas bajas, ordinarios (AGIES, 2010).

- *Sistema de Cajón (E2)*: sistema conformado por losas en el sentido horizontal, sostenidas por muros estructurales. Los muros soportan tanto la carga vertical como la demanda lateral de la estructura. Pueden existir elementos como columnas de concreto o acero que soporten la carga vertical que no carguen los muros, sin embargo, estos elementos no forman parte del sistema de resistencia lateral. Los muros estructurales pueden ser, según AGIES, de concreto reforzado o mampostería reforzada. Muros de otro tipo de materiales como paneles livianos de madera, planchas de acero, prefabricados de concreto, entre otros, no son considerados dentro de este sistema; a pesar de que pueden ser utilizados si cumplen los requerimientos de ASCE 7-10 y consignándolo de esta forma dentro del informe estructural (AGIES, 2010).
- *Sistema combinado de marcos y muros o marcos arriostrados (E3)*: este sistema se encuentra conformado por losas que actúan como diafragma horizontal, el cual es sostenido por muros estructurales y columnas. En este sistema los muros estructurales y las columnas son los elementos encargados de soportar la demanda horizontal de la estructura, las losas pueden tener vigas o ser planas. La función de las vigas en los marcos es sismo resistente (AGIES, 2010).
- *Sistema dual (E4)*: el sistema E4 posee prácticamente las mismas consideraciones que el sistema E3, a excepción que los marcos especiales deben tener una capacidad de resistencia no menor al 25% de las solicitaciones sísmicas totales y considerando el mismo factor R original. Cabe mencionar que no es necesario utilizar el 25% del cortante basal de diseño cuando los muros estructurales se encuentran funcionando. Además, que se debe verificar que los marcos estructurales resistan el 25% del cortante original al momento de no ser considerada la rigidez horizontal de los muros (AGIES, 2010).
- *Soportes en voladizo (E5-1)*: son estructuras de un solo nivel o que constituyen el nivel superior de otras estructuras, en las cuales columnas y/o muros soportan las cargas verticales y horizontales actuando como voladizos verticales sin acción de marco en la dirección horizontal (AGIES, 2010).

- *Péndulo invertido (E5-2)*: sistema considerado relativamente esbelto en la dirección de la carga horizontal, que soporta la carga vertical. Además, más del 50% de la masa del sistema está concentrada en el extremo superior y la estabilidad lateral de la masa depende de una restricción de momento (AGIES, 2010).

En cuanto a la revisión de las estructuras no solo deben realizarse cuando hay daños en las mismas o después de algún evento sísmico. Ya que es importante realizar revisiones a estructuras que fueron diseñadas con código ya no vigentes, o monumentos históricos ya que tienen un gran número de años de estar en funcionamiento. Los códigos de diseño son actualizados con el paso del tiempo, esto no se hace únicamente por errores de redacción, sino también por avances de la tecnología e investigación que determinan procedimientos más acertados para que las estructuras de concreto tengan un mejor desempeño y comportamiento sísmico (AGIES, 2010).

H. Rehabilitación sísmica

El propósito de la rehabilitación es el poder detectar las deficiencias estructurales en las edificaciones para evitar el colapso ante las actividades sísmicas. También se deben considerar las réplicas del sismo, ya que, en muchas ocasiones, estas pueden provocar el colapso de una estructura debido a la fuerza que presentan, las cuales suelen ser muy similares a las del sismo, de igual forma la estabilidad propia de la estructura se puede ver comprometida (American Society of Civil Engineers, 2013).

Según AGIES en la NSE 6, la rehabilitación de una edificación se realiza posterior a determinar que en la evaluación que se requiere. Para realizar cualquier procedimiento de rehabilitación es necesario contar con la aprobación del propietario de la edificación. Además, se indica que el procedimiento debe realizarse por una persona con suficiente conocimiento y experiencia en diseño y análisis estructural (AGIES, 2010).

Según la Federal Emergency Management Agency (FEMA) de Estados Unidos en su publicación 273, es importante que una estructura cuente con la mayor redundancia posible, esto para evitar que en los puntos de conexión en elementos donde puede ocurrir una falla local no ocurra un colapso en la estructura o un efecto de inestabilidad. Es posible rehabilitar estructuras de distintas formas, dependiendo de las características y necesidades de cada una (Federal Emergency Management Agency, 1997).

1. Objetivos de rehabilitación. Los objetivos de rehabilitación deben ser seleccionados como la base para el diseño. Ya que son declaraciones en cuanto al rendimiento que se busca que tenga la estructura, al ser sometida a demandas de cargas sísmicas. El rendimiento de la edificación se puede describir en cuanto a la seguridad de los ocupantes, ya sea durante o después de un evento sísmico. Así como el costo y la posibilidad de restaurar la edificación previo a un nuevo evento, el tiempo que se requiere para efectuar las reparaciones y los impactos tanto económicos como arquitectónicos dentro de la misma. Todos estos factores están relacionados en cuanto a la magnitud del daño que pueda llegar sufrir la edificación (Federal Emergency Management Agency, 1997).

De acuerdo al nivel de amenaza de la estructura y el objetivo de comportamiento que se busca, así es como se desarrolla el programa de rehabilitación. Pero a su vez cabe mencionar que una estructura es capaz de cumplir con varios objetivos a la vez. Y el nivel de funcionamiento de la edificación consiste en un nivel estructural de rendimiento, el cual es capaz de definir los daños permisibles dentro de los sistemas estructurales y de igual forma en los elementos no estructurales (American Society of Civil Engineers, 2013).

Se clasifica todos los elementos de la estructura en primarios y secundarios. Los elementos primarios son todos los elementos que contribuyen a la resistencia y rigidez lateral de la estructura. Es decir, todo lo que tiene que ver con el comportamiento sísmico de la estructura y que proporcionan la capacidad de resistir el colapso bajo movimientos inducidos por el suelo. Los elementos secundarios son los que no influyen en ese comportamiento sísmico, como por ejemplo todos los elementos gravitacionales de la estructura (American Society of Civil Engineers, 2013).

Es permisible la degradación de algunos elementos en cuanto a su resistencia y rigidez, ya que estos no van a inhibir la capacidad de todo el edificio para resistir los movimientos del terreno. Pero deben ser capaces de soportar cargas gravitacionales bajo las deformaciones máximas del terreno que induzca al edificio. De igual forma las demandas de los terremotos está en función de la ubicación del edificio en relación a las fallas cercanas, las características geológicas regionales y las especificaciones de sitio, así como el nivel de riesgo del movimiento de la tierra (Federal Emergency Management Agency, 1997).

El sismo máximo considerado es el de 2% de ser excedido en 50 años, por lo que se considera que tiene un periodo de retorno de más o menos 2.500 años. En cuanto a los tipos de retorno como ya se había mencionado en secciones anteriores, hay dos tipos, que son 10% en ser excedido en 50 años y el sismo máximo considerado (Federal Emergency Management Agency, 1997).

La combinación del comportamiento de la estructura junto con la amenaza sísmica permite determinar el tipo de nivel de rehabilitación que se busca. La Federal Emergency Management Agency (FEMA) de Estados Unidos en su publicación 273, determina los parámetros K y P los cuales son los objetivos normales de desempeño que se utilizan en los códigos de diseño sísmico, ya que únicamente se basan en la prevención al colapso, es decir que la estructura no debe colapsar ante una fuerza sísmica. Todo objetivo implica un costo y el mejorar el desempeño de la estructura hasta un nivel totalmente operacional puede llegar a ser inalcanzable. Es por ello que FEMA utiliza una relación en la que trata de mantener un nivel económico razonable junto a la protección de la edificación.

Un objetivo deseable para la rehabilitación es lograr el objetivo básico de seguridad, con el fin de alcanzar este objetivo es que la edificación debe estar diseñada bajo ciertos niveles de desempeño, los cuales describen una condición de límite de daño que se puede llegar a considerar satisfactorio, es decir, el daño físico que puede llegar a sufrir la edificación. En el caso de utilizar uno de estos objetivos se debe considerar que el diseño de rehabilitación no es una reducción de los niveles de desempeño tanto para elementos estructurales como no estructurales del edificio existente. Ni resulta en un aumento de las fuerzas sísmicas para componentes deficientes en cuanto a la capacidad de resistir tales fuerzas (American Society of Civil Engineers, 2013).

La American Society of Civil Engineers (ASCE) en su publicación 41-13 especifica los distintos niveles de desempeño para las estructuras en el caso de los elementos estructurales que son:

- *Desempeño de Inmediata Ocupación (S1)*: en este nivel los daños posteriores al terremoto son limitados. Por lo que los sistemas verticales y laterales conservan casi toda su resistencia y rigidez previos al evento sísmico. El riesgo mortal por daño estructural es bajo, pero puede llegar a necesitar reparaciones menores, pero no se consideran necesarios para la reocupación de la estructura (American Society of Civil Engineers, 2013).

- *Nivel de Prevención a la Vida (S3)*: se consideran que se ha producido un daño significativo a la estructura, pero dentro de un margen fuera del colapso parcial o total. Puede haber componentes dañados, pero esto no ha provocado caídas o escombros tanto dentro como fuera de la edificación. Por lo que se espera que el riesgo de lesión junto con el daño estructural sea bajo. Es posible la reparación ya que puede ser necesario previo a la reocupación, pero puede que no sea práctico debido a los costos que estos impliquen (American Society of Civil Engineers, 2013).
- *Nivel de Prevención al Colapso (S5)*: la edificación se encuentra en un punto en donde puede llegar a sufrir un colapso parcial o total, por lo que hay daños sustanciales en la estructura. Se puede presentar la degradación de la rigidez y resistencia del sistema lateral, así como deformaciones permanentes. Existe una degradación en todos los sistemas de carga gravitacional, pero pese a ello deben seguir llevando sus demandas de carga. Se puede presentar la caída de escombros y en algunos casos puede no ser posible la reparación, además que no se considera segura la reocupación (American Society of Civil Engineers, 2013).
- *Nivel de Control de Daño (S2)*: es una graduación entre el nivel S1 y S3, por lo que no es una ocupación inmediata, pero si se puede llegar a utilizar en poco tiempo la edificación. Existen menos daños en relación al nivel de prevención a la vida, pero no a un nivel de ocupación inmediata, pese a ello la estructura posee una gran capacidad en cuanto a su resistencia sísmica. Minimiza el tiempo de las reparaciones e interrupción de operaciones, además que protege equipo valioso y preserva elementos históricos (American Society of Civil Engineers, 2013).
- *Nivel de Desempeño con Seguridad Limitada (S4)*: También se considera como una interpolación entre el nivel S3 y S5. Ya que posee mejores condiciones que el nivel de prevención al colapso, pero no más que las de seguridad de la vida. En este nivel existen elementos que se pueden haber caído y son necesarias varias reparaciones para poder hacer uso de las instalaciones (American Society of Civil Engineers, 2013).

- *Comportamiento no Considerado (S6)*: Es utilizado para estructuras que no se puede realizar ninguna modificación como lo es el caso de estructuras históricas. Por lo que es necesario hacer uso de otro tipo de estrategias para reducir el riesgo sísmico en las mismas, ya que de intentar algún tipo de rehabilitación directa puede llegar a influir en el colapso de la misma (American Society of Civil Engineers, 2013).

En el caso de las estructuras con comportamiento dúctil se puede ver en función de la deformación lateral de los elementos. Es decir, a mayor deformación lateral más cerca del colapso se van a encontrar los elementos. Es por ello de la importancia de los límites de las derivas o del famoso llamado efecto $P\Delta$, que indica que ante el efecto de una carga axial hay una deformación lateral. Por lo que ante una deriva muy grande la estructura puede llegar a perder su capacidad portante. En el caso de las estructuras frágiles tienden a tener muy poco aviso, es decir un camino muy corto para que la carga pueda llegar a fluir completamente. Por ende, su ductilidad es muy pequeña y la diferencia entre un límite y otro es mínima (Federal Emergency Management Agency, 1997).

La American Society of Civil Engineers (ASCE) en su publicación 41-13 especifica los distintos niveles de desempeño para las estructuras en el caso de los elementos no estructurales, los cuales, son considerados como los componentes arquitectónicos, tabicaciones, revestimiento exterior, techos, componentes mecánicos y eléctricos, fontanería, iluminación, entre otros. Los niveles se definen como:

- *Nivel Operacional (N-A)*: es un estado de daño que los componentes no estructurales son capaces de soportar. Por lo que los componentes son funcionales, aunque pueda que requieran de limpieza y reparaciones menores. Pero pueda que ser necesario realizar varias pruebas para calificar su capacidad, además de basarse en datos del fabricante o en otras fuentes (American Society of Civil Engineers, 2013).
- *Nivel de Ocupación Inmediata (N-B)*: el daño es limitado en cuanto a los sistemas de acceso, vías de seguridad, puertas, escaleras, elevadores, entre otros, por lo que pueden seguirse utilizando siempre y cuando la alimentación esté disponible. También se pueden presentar daños leves en algunos componentes y de ser seguro el edificio se espera que las personas puedan permanecer dentro, aunque el uso normal puede deshabilitarse. En el caso de

los componentes mecánicos y eléctricos deben ser capaces de funcionar, pero en algunos casos pueden experimentar daños internos. Por lo que el riesgo a la vida por colapso de alguno de estos componentes es bajo (American Society of Civil Engineers, 2013).

- *Nivel de Prevención a la Vida (N-C)*: gran cantidad de los elementos se caen, existen rutas bloqueadas y elementos como ascensores y gradas eléctricas no funcionan. También se puede presentar tuberías rotas, pese a ello son reparables la mayor parte de los daños (American Society of Civil Engineers, 2013).
- *Riesgo de Amenaza Reducida (N-D)*: no se han caído los elementos, pero hay grandes daños. Principalmente en parapetos, fachadas, cielos suspendidos y daños que, si pueden llegar a causar un deterioro a las personas, tanto fuera como dentro de la estructura (American Society of Civil Engineers, 2013).
- *No se consideran los elementos no estructurales (N-E)*: se considera una rehabilitación sin tomar en cuenta estos elementos, lo cual puede ser conveniente cuando la rehabilitación se debe realizar sin interrupción del funcionamiento del edificio (American Society of Civil Engineers, 2013).

Los niveles de desempeño de las edificaciones estructurales y no estructurales raras veces se utilizan separados, normalmente se suele combinar ambos elementos, permitiendo un gran número de combinaciones posibles. Pero las combinaciones más utilizadas son la operacional, ocupación inmediata, prevención a la vida y prevención al colapso. Que al combinarse se designan con una letra que representa el rendimiento no estructural y un número que determina el nivel de eficacia estructural (Federal Emergency Management Agency, 1997).

Por lo que es posible tener un método de rehabilitación simplificado el cual posee menos requerimientos a un objetivo de comportamiento simple y también puede denominarse rehabilitación parcial o reducida en el que solamente permite cumplir con las siguientes consideraciones, según AGIES:

- Las medidas de rehabilitación no crearán irregularidades estructurales o bien no aumentarán la irregularidad estructural existente (AGIES, 2010).

- Las medidas de rehabilitación no causan reducción en la capacidad de la estructura para resistir fuerzas laterales o deformaciones (AGIES, 2010).
- Las medidas de rehabilitación no causan un incremento de las fuerzas sísmicas en ningunas de sus componentes que no tenga la capacidad de resistir estas fuerzas (AGIES, 2010).
- Todos los elementos nuevos o rehabilitados tienen detalles y están conectados a la estructura existente como se requiere (AGIES, 2010).
- No se crea ninguna condición insegura y las regulaciones locales no prohíben la rehabilitación dentro de la zona (AGIES, 2010).

2. Estrategias de rehabilitación. La rehabilitación se logra mediante más de una estrategia, además que es de gran beneficio para el sistema de resistencia lateral mantener un nivel adecuado de redundancia. A modo que cualquier fallo localizado de alguno de los elementos del sistema no dé lugar al colapso o inestabilidad de la estructura (American Society of Civil Engineers, 2013). Según AGIES en la NSE 6, para realizar cualquier procedimiento de rehabilitación es necesario contar con la aprobación del propietario de la edificación. Además, se indica que el procedimiento debe realizarse por una persona con suficiente conocimiento y experiencia en diseño y análisis estructural.

Algunos de los edificios existentes poseen una resistencia y rigidez sustancial, sin embargo, algunos de sus componentes no poseen la suficiente resistencia, tenacidad o capacidad de deformación para satisfacer los objetivos de rehabilitación. Por lo que una estrategia adecuada para este tipo de estructuras puede ser la *Modificación local de los componentes* que son inadecuados. En este caso es recomendable que se realicen las modificaciones locales conservando la configuración básica del sistema de resistencia lateral de la estructura. Entre los cambios que se pueden realizar de forma local a los elementos de la estructura se pueden incluir: mejoras en la conexión de los elementos, mejoras en la resistencia de los elementos, mejoras en la capacidad de deformación de los elementos (Federal Emergency Management Agency, 1997).

Esta estrategia tiende a ser uno de los métodos más económicos, siempre y cuando solo unos pocos de los componentes del edificio sean inadecuados. También se puede considerar el fortalecimiento local a través de uno o más elementos bajo condiciones de

fuerza o conexiones que permitan resistir exigencias predichas por el análisis sin afectar la respuesta global de la estructura. Lo cual podría incurrir en medidas tales como enchapado de acero para vigas o columnas, o el añadir láminas de madera contrachapadas aun diafragma existente. Estas medidas aumentan la resistencia del elemento y a su vez le permiten resistir aún más las fuerzas inducidas por un terremoto. (Federal Emergency Management Agency, 1997).

Las rehabilitaciones locales para mejorar capacidad o ductilidad de un elemento permiten que los mismos tengan mayores deformaciones con menor cantidad de daño sin que incremente necesariamente su resistencia. Una de las medidas que se realiza para este tipo de rehabilitaciones es la de hacer un confinamiento alrededor de la columna de concreto que se desea rehabilitar para mejorar su capacidad de deformación. Otra medida es la reducción de la sección transversal de los componentes estructurales para aumentar su capacidad de desplazamiento y flexibilidad (Federal Emergency Management Agency, 1997).

Las irregularidades de masa, fuerza y rigidez son causas muy comunes de un comportamiento sísmico indeseable. Tales irregularidades son a menudo causadas por la presencia de una discontinuidad en la estructura. Pueden ser detectadas al realizar una revisión de los desplazamientos y las relaciones demanda/capacidad. Una de las medidas para solucionar las irregularidades y discontinuidades, es la demolición parcial de la estructura, aunque es recomendable un análisis previo de las ventajas de la demolición planteada, ya que es un gran impacto a la utilidad y aspectos de la estructura, lo cual no lo hace una solución recomendable para edificaciones históricas (American Society of Civil Engineers, 2013).

En el caso de la rigidez global de la estructura, se considera que el comportamiento de algunas edificaciones no es el deseado debido a que cuentan con extrema ductilidad, la cual supera los límites de deformación de la estructura. Para estos casos es necesario aumentar la rigidez de las edificaciones, mediante la construcción de muros de corte de concreto o agregar marcos embreisados (Federal Emergency Management Agency, 1997).

En el caso de las estructuras que cuentan con un comportamiento inelástico a niveles bajos de aceleración en el suelo, provocados por un sismo, se puede utilizar el método de resistencia global de la estructura. Para este tipo de estructuras los marcos

embreizados y los muros de corte pueden ser una solución factible, aunque pueden aumentar la rigidez de la estructura en una medida no deseada. Por lo anterior también es recomendado utilizar marcos a momento, ya que pueden ser un poco más flexibles y más compatibles con elementos existentes en la estructura.

Dos de las características primarias que controlan la cantidad de fuerza y deformación inducida en una estructura debido al movimiento de la tierra, son la rigidez y masa de la estructura. Las reducciones en la masa disminuyen directamente la fuerza y la demanda de deformación producida por los terremotos, por lo que se puede utilizar en lugar del refuerzo estructural. La masa se puede reducir mediante la demolición de los pisos superiores, la sustitución del revestimiento pesado y particiones interiores, o la eliminación de las cargas de almacenamiento y equipos pesados (Federal Emergency Management Agency, 1997).

En el caso de las estructuras que se encuentran aisladas sísmicamente se deben insertar rodamientos compatibles entre superestructura y los cimientos. Lo cual produce un sistema, de aislamiento en los cojinetes. Sin olvidar que la mayor parte de la deformación inducida en el sistema aislado por el movimiento del terreno, se produce dentro de los cojinetes, que han sido diseñados específicamente para resistir estos desplazamientos concentrados. Estos rodamientos cuentan con disipadores de energía y son especialmente diseñados para resistir las fuerzas inducidas durante el sismo. (Federal Emergency Management Agency, 1997).

En cuanto a la disipación de energía suplementaria, la tecnología actual permite que se realice una disipación de la energía transmitida a la estructura por las fuerzas inerciales provenientes de un sismo. Este tipo de sistemas son aplicables a estructuras flexibles y que cuentan con una mayor capacidad inelástica. Dependiendo de las características del dispositivo disipador, ya sea estático o dinámico, hay rigidez que es inducida a la estructura, así como la capacidad de disipar energía mediante amortiguamiento (Federal Emergency Management Agency, 1997).

Una vez se determinó la estrategia de rehabilitación, deben adoptarse métodos específicos para lograr las estrategias seleccionadas. Deben tomarse en cuenta además de las características estructurales, los factores que afectan la posibilidad de utilizar una estrategia o sistema de rehabilitación. Existen restricciones en el momento de diseñar, entre las cuales se encuentran: los objetivos de la rehabilitación; límites en costos de

construcción; programa del proyecto; preservación histórica; apariencia de la edificación y disposición de espacios. Por ejemplo, en el caso de estructuras de concreto, las normativas de los años 70, no exigían detalles para proveer ductilidad. Por lo anterior es muy probable que las edificaciones diseñadas anteriores a estos años tengan problemas de anclajes, falta de confinamiento en columnas y nudos, discontinuidades en refuerzos. Debido a que, en los códigos de diseño, durante el siglo pasado, se regían por el diseño de resistencia, esencialmente elástico, se puede esperar que las fallas ocurran abruptamente y que la redistribución y degradación de la rigidez y resistencia sea acelerada, comportándose de forma frágil (McCormac, 2011).

Por lo que se proponen dos tipos de rehabilitación que son el método simplificado y el método de rehabilitación sísmica, según AGIES.

3. Método Simplificado de Rehabilitación. Este método es utilizado para la rehabilitación de edificios pequeños, ya que su principal objetivo es la reducción del riesgo sísmico mediante los objetivos de rehabilitación limitados. En el cual se permiten diseñar medidas de rehabilitación para edificación sin necesidad de analizar la respuesta sísmica completa, además de ser mayormente utilizado en zonas sísmicas moderadas o bajas. Es por ello que se considera como un paso intermedio a un método más avanzado (AGIES, 2010).

Requiere de un análisis menos complicado y en algunos casos se evalúan menos aspectos que el diseño de rehabilitación analítico. Suele representar una mejora rentable en cuanto al comportamiento sísmico, pero no puede ser utilizado para un análisis más detallado del funcionamiento específico de los elementos (Federal Emergency Management Agency, 1997).

Entre las técnicas utilizadas se incluyen las medidas para la rehabilitación parcial, ya que hace énfasis en deficiencias como parapetos y otros peligros exteriores. A pesar de tener un alcance limitado puede ser aplicable a la mayoría de edificaciones. En este método se emplean procedimientos de análisis de fuerzas estática equivalente, presente en la mayoría de los códigos sísmicos actualmente utilizados. De igual forma se deben desarrollar detalles de los refuerzos y modificaciones para mitigar las deficiencias (AGIES, 2010).

Es posible lograr el objetivo de rehabilitación que consiste en un nivel de desempeño combinado de Seguridad a la Vida (3-C) durante un terremoto con una probabilidad de retorno de 10% en 50 años. Sin olvidar que las edificaciones deben cumplir con las siguientes consideraciones especificadas, según la Federal Emergency Management Agency (FEMA) de Estados Unidos en su publicación 273:

- El edificio se ajusta a uno de los modelos de construcción estipulados en la siguiente tabla, así como a las limitaciones con respecto al número de niveles, regularidad y zona sísmica, también estipulados (Federal Emergency Management Agency, 1997).
- Se debe realizar una evaluación completa del edificio de todas las deficiencias identificadas referentes al método simplificado de rehabilitación (Federal Emergency Management Agency, 1997).

Tabla 1 – Limitaciones del Método Simplificado de Rehabilitación

Table 10-1 Limitations on Use of Simplified Rehabilitation Method

Model Building Type ²	Maximum Building Height in Stories by Seismic Zone ¹ for Use of Simplified Rehabilitation Method		
	Low	Moderate	High
Wood Frame			
Light (W1)	3	3	2
Multistory Multi-Unit Residential (W1A)	3	3	2
Commercial and Industrial (W2)	3	3	2
Steel Moment Frame			
Stiff Diaphragm (S1)	6	4	3
Flexible Diaphragm (S1A)	4	4	3
Steel Braced Frame			
Stiff Diaphragm (S2)	6	4	3
Flexible Diaphragm (S2A)	3	3	3
Steel Light Frame (S3)			
Steel Frame with Concrete Shear Walls (S4)	2	2	2
Steel Frame with Infill Masonry Shear Walls			
Stiff Diaphragm (S5)	3	3	
Flexible Diaphragm (S5A)	3	3	
Concrete Moment Frame (C1)			
Concrete Shear Walls			
Stiff Diaphragm (C2)	6	4	3
Flexible Diaphragm (C2A)	3	3	3
Concrete Frame with Infill Masonry Shear Walls			
Stiff Diaphragm (C3)	3		
Flexible Diaphragm (C3A)	3		
Precast/Tilt-up Concrete Shear Walls			
Flexible Diaphragm (PC1)	3	2	2
Stiff Diaphragm (PC1A)	3	2	2
Precast Concrete Frame			
With Shear Walls (PC2)	3	2	
Without Shear Walls (PC2A)			
Reinforced Masonry Bearing Walls			
Flexible Diaphragm (RM1)	3	3	3
Stiff Diaphragm (RM2)	6	4	3

(Federal Emergency Management Agency, 1997)

4. Evaluación sísmica. Es un diagnóstico que permite determinar las deficiencias de una edificación de acuerdo a un objetivo de desempeño. Por lo que no pretende únicamente tomar un código actual y realizar las modificaciones a las estructuras, ya que hay muchos aspectos que no están considerados en ellas (Federal Emergency Management Agency, 1997).

Es importante analizar la estructura y determinar la factibilidad de su rehabilitación, ya que es importante tomar en cuenta una serie de consideraciones como lo son:

- El valor de la estructura y sus años de servicio que le quedan, su vida útil. Así como el valor de la estructura en relación al valor de la rehabilitación, ya que pueda ser que en algunas ocasiones sea mejor realizar una nueva debido al costo de la reparación (Federal Emergency Management Agency, 1997).
- Verificar los cambios de uso, ya que en ocasiones los cambios suelen ser muy radicales, lo cual puede incrementar las cargas como el número de ocupantes (Federal Emergency Management Agency, 1997).
- El valor social, cultural o histórico, como lo es en el caso de los monumentos históricos o edificaciones de gran importancia (Federal Emergency Management Agency, 1997).
- El riesgo sísmico del lugar, ya que el valor de la sismicidad está amarrado al territorio en sí (Federal Emergency Management Agency, 1997).

Los puntos más importantes en las estructuras a rehabilitar son las deformaciones, el control de deformaciones, debido a su bajo ductilidad en los elementos. Ya que la ductilidad es la que permite absorber la energía y resistir un sismo, pero este concepto no está empleado en las estructuras antiguas por lo que se debe controlar a través de las derivas laterales. En el caso de la mampostería una vez llega a su capacidad esta se agrieta y falla, por lo que pierde toda su capacidad soporte y no es capaz de exhibir un comportamiento dúctil y soportar un mayor número de ciclos (American Society of Civil Engineers, 2013).

En el caso de las deformaciones se busca garantizar la estabilidad para evitar el colapso, y al reducir las deformaciones laterales se reduce el daño a la estructura, es decir, entre menos deformaciones tenga una estructura menos los daños que va presentar. Y esto a su vez se relaciona con el funcionamiento de un sismo, ya que si la estructura no sufrió grandes daños es más fácil de presentar una ocupación inmediata posterior al efecto del sismo (American Society of Civil Engineers, 2013).

Existen diferentes tipos de deformaciones como lo son las deformaciones excesivas, las cuales inducen a un colapso ya que no se pueden restituir estas deformaciones. Las deformaciones entre elementos, que es la forma en que interactúan los elementos ante la carga y como manejan las deformaciones estructurales y no estructurales. Es por ello que debe existir compatibilidad entre las deformaciones de ambos elementos (American Society of Civil Engineers, 2013).

El diseño por desempeño consiste en evaluar la capacidad de las estructuras existentes y contribuir a la reducción de pérdidas para mejorar el nivel de seguridad. Se debe considerar que el diseño por desempeño de una rehabilitación no va ser el mismo que se utiliza para el diseño de cualquier construcción. Ya que para estos casos se deben utilizar estrategias y determinar el método de análisis a utilizar (American Society of Civil Engineers, 2013).

En cuanto a determinar el objetivo de desempeño de una estructura, debe ser orientado en base a que se quiere y como se quiere que responda la misma ante un nivel de sismicidad determinado. Es por ello que combina el comportamiento de la estructura con el tipo de sismicidad, los cuales se relacionan con estructuras de tipo ordinario, esenciales o edificios con materiales peligrosos; pero todos estos aspectos se van a llegar a determinar a través de proceso de evaluación (American Society of Civil Engineers, 2013).

5. Proceso de evaluación. Antes de iniciar el proceso de evaluación es necesario tener la información suficiente respecto a la estructura, para establecer los procedimientos de evaluación o modificaciones permitidas. En este punto es importante determinar el tipo de edificación, datos de la construcción, y todo lo relacionado a como fue desarrollada la obra, ya que se requiere la información as-built del edificio. Incluso es necesario obtener verificaciones sobre el terreno, así como pruebas no destructivas y ensayo de materiales de ser necesario (American Society of Civil Engineers, 2013).

Se debe realizar una visita de campo para observar las condiciones expuestas de la construcción, así como la configuración de los componentes, cimientos y estructuras adyacentes accesibles por el propietario. También se deben realizar entrevistas, de ser posible, a los constructores, arquitectos e ingenieros que ejecutaron la obra. En algunas ocasiones es posible que se haya realizado una evaluación sísmica previa, por lo que en ese caso es posible obtener la información requerida de la misma (American Society of Civil Engineers, 2013).

De ser necesario realizar pruebas destructivas y no destructivas para obtener información de cómo se encuentra construida la edificación, es prudente efectuar cálculos preliminares para determinadas ubicaciones antes de establecer un análisis detallado del mismo. Ya que esto va permitir obtener los conocimientos necesarios en cuanto a características de construcción y algunas propiedades de los materiales ocultos. En el caso de edificaciones históricas se deben realizar investigaciones más a fondo de todas estas propiedades debido a su importancia histórica (American Society of Civil Engineers, 2013).

Pueda ser necesaria la clasificación de las edificaciones según parámetros estipulados en tablas por la American Society of Civil Engineers (ASCE) en su publicación 41-13, las cuales se encuentran en los anexos del presente trabajo. Esta clasificación se basa en los diferentes sistemas sismo-resistentes y en los tipos de diafragmas que utilizan las estructuras, lo cual ayuda a determinar el tipo de procedimiento que se debe emplear según el tipo de edificación (American Society of Civil Engineers, 2013).

Se debe identificar la ruta de la carga tanto vertical como sísmica dentro de la estructura, además de que se deben considerar todos los elementos que intervengan en la resistencia sísmica, es decir tanto los elementos estructurales como no estructurales. Es importante obtener un análisis estructural fiable en cuanto al comportamiento sísmico de una estructura, por lo que se requiere la comprensión de todos los elementos existentes, su interacción y las propiedades mecánicas de los materiales. También se requiere un reconocimiento de las condiciones del subsuelo, pavimentación, entre otros, para determinar en conformidad a la información posibles peligros geológicos dentro del sitio o próximos al mismo (American Society of Civil Engineers, 2013).

Aplicando todos los conceptos anteriores se puede llegar a la conclusión que la esencia de la evaluación sísmica es una comparación entre cierta demanda que los

terremotos inducen en las estructuras y la capacidad que posee el edificio de resistir. Debido a este análisis es que se reconoce la importancia de la ductilidad en las edificaciones, ya que esto va influir en la capacidad de resistencia sísmica de los elementos, ya que permite que sean capaces de deformarse más allá de su rendimiento inicial sin fallar abruptamente (Applied Technology Council, 1996).

I. Procesos de evaluación etapa 1

La principal función de este tipo de evaluación es reducir el riesgo sísmico de una manera eficiente. Y realizarlo adecuadamente, mediante el uso de procedimientos simplificados, los cuales se encuentran orientados a especificaciones de diferentes tipos de edificios. Para llegar a la conclusión correcta sobre el comportamiento sísmico de la estructura (American Society of Civil Engineers, 2013).

Este tipo de evaluación puede ser únicamente utilizada bajo los objetivos de desempeño de ocupación inmediata (S1), control de daños (S2) y prevención de la vida (S3) para elementos estructurales. Y en el caso de los elementos no estructurales se pueden tomar únicamente los niveles de ocupación inmediata (N-B) y prevención de la vida (N-C). De igual se debe considerar las limitaciones en cuanto a los tipos de edificios, descritos anteriormente (American Society of Civil Engineers, 2013).

Para este cálculo también se toman en cuenta las propiedades predeterminadas de los materiales, por ejemplo, en el caso del concreto no se consideran los valores de elasticidad ya que los chequeos rápidos que requieren el valor de elasticidad no se utilizan para las listas de chequeo del concreto. Pero de ser necesitado es recomendable utilizar el valor derivado de la siguiente ecuación $E_C = 57,000\sqrt{f'_C}$. Se realiza este análisis según la edad de la estructura para determinar los tipos de materiales que se utilizaban. En Guatemala, es de gran beneficio, ya que la variabilidad no es muy grande en comparación a Estados Unidos (American Society of Civil Engineers, 2013).

Se deberá realizar una evaluación de los elementos no estructurales en conformidad a los parámetros establecidos según el objetivo de desempeño seleccionado. Además, cabe mencionar que las edificaciones que vayan a ser evaluadas con esta sección deben cumplir con un nivel de sismicidad del sismo básico, es decir 2/3 del máximo considerado. Y los edificios que hayan sido modernizados totalmente deberán evaluarse bajo normas utilizadas para la adaptación y no bajo las disposiciones del diseño original. Es importante

documentar todas las pruebas utilizadas para determinar que el edificio se ajusta a los parámetros descritos para el uso de este método (American Society of Civil Engineers, 2013).

Vale la pena considerar que en algunas áreas la sismicidad con la que fue diseñado el edificio pudo haber cambiado, por lo que se esperar cambios leves debido a que el código adoptó consideraciones desde los años de 1993. Por lo que los cambios no deben afectar el nivel de sismicidad de referencia del edificio para el nivel de desempeño. Se deben considerar una serie de defectos típicos estipulados por la American Society of Civil Engineers (ASCE) en su publicación 41-13, los cuales se recomienda observar ya que pueden aparecer en los distintos sistemas de resistencia lateral (American Society of Civil Engineers, 2013).

El conocimiento de que el código utilizado para la construcción estaba vigente en su momento no es suficiente, ya que pudo ser diseñado no bajo esos estándares, por lo que es fundamental la revisión de los planos para verificar la conformidad de los mismos. Y como mínimo debe haber una trayectoria de carga lateral prevista en los planos. Al revisar los documentos existentes se debe verificar detalles que identifiquen la resistencia de cargas sísmicas a través de sus detalles estructurales y a la vez que coincidan con la realidad (American Society of Civil Engineers, 2013).

Se debe verificar el estado es decir las condiciones en las que se encuentra la estructura, lo cual se atribuye a las deficiencias que se puedan observar como ya se había mencionado anteriormente. Y con esto determinar daños excesivos dentro de la estructura que provoque el decaimiento de la capacidad de la estructura. En el caso de los aspectos geológicos se deben considerar si hay deslizamiento en el lugar, asentamientos de la estructura, laderas, este tipo de factores que pueden ser indicadores que algo está mal con la edificación. Todos estos factores son de ayuda para realizar un chequeo a través de las tablas específicas según los parámetros seleccionados (American Society of Civil Engineers, 2013).

En base a los chequeos anteriores ayudan a determinar que tanto análisis requiere la estructura para determinar su capacidad. Entre los cálculos que se realizan está la fuerza sísmica la cual se calcula a través de la siguiente ecuación $V = CS_aW$, la cual es misma utilizada por el sistema estático equivalente únicamente que incluye un factor C la cual toma respuesta no lineal para asumir por donde puede andar la carga sísmica de la

estructura. En el caso de la masa efectiva es mucho más fácil de evaluar en edificaciones existentes que cuando se está realizando un diseño, ya que se puede observar el nivel de uso real, es decir el nivel de ocupación que posee actualmente la estructura (American Society of Civil Engineers, 2013).

La distribución vertical de la fuerza sísmica se calcula exactamente igual que en el sistema estático equivalente, ya que se calculó un corte basal y un corte por nivel. Y lo mismo sucede con la mayoría de los parámetros. En el caso de las derivas se utiliza un método rápido en base al cortante del nivel y la rigidez de las vigas y columnas, para determinar de una forma rápida el valor de las derivas en cada uno de los niveles y verificar de esta forma si es adecuado o no, sin necesidad de realizar un modelo en 3D. Así como estos cálculos se pueden realizar otros más para determinar las capacidades de los elementos según sea el caso, permitiendo así catalogar la estructura para comprar si es o no es adecuada (American Society of Civil Engineers, 2013).

1. Pasos que se deben llevar a cabo para realizar el análisis. Antes de considerar cualquier aspecto es importante recaudar la información lo más detallado posible en cuanto al diseño y construcción de la edificación, así como todas las especificaciones que sean necesarias para determinar la calidad de los materiales. También se requiere realizar una visita al lugar para verificar la información contenida en los planos, ya que en muchas ocasiones se realizan modificaciones que no son registradas posteriormente en los planos (American Society of Civil Engineers, 2013).

Seguidamente se debe determinar el nivel de desempeño que se busca que tenga la estructura, así como el nivel de sismicidad del lugar, junto con la descripción general de la edificación. En esta parte es importante determinar el año de construcción, así como la resistencia utilizada en los materiales, para el diseño de los elementos. Ya que estos aspectos van ayudar en la clasificación del edificio, lo cual posteriormente se utiliza para determina el tipo de chequeo que se requiere realizar en la estructura (American Society of Civil Engineers, 2013).

En el caso de los edificios a los que ya se les ha realizado algún análisis de rehabilitación previo, bajo las mismas especificaciones, no es necesario realizar nuevamente todo el análisis. Por lo que únicamente se debe considerar realizar un chequeo para los elementos no estructurales de la edificación, y con ello resumir las deficiencias encontradas para determinar si es necesario realizar una evaluación más

profunda. De no contarse con este caso se deberá seleccionar las listas para realizar los chequeos necesarios; esto va depender del tipo de sismicidad del lugar. Se pueden presentar dos casos:

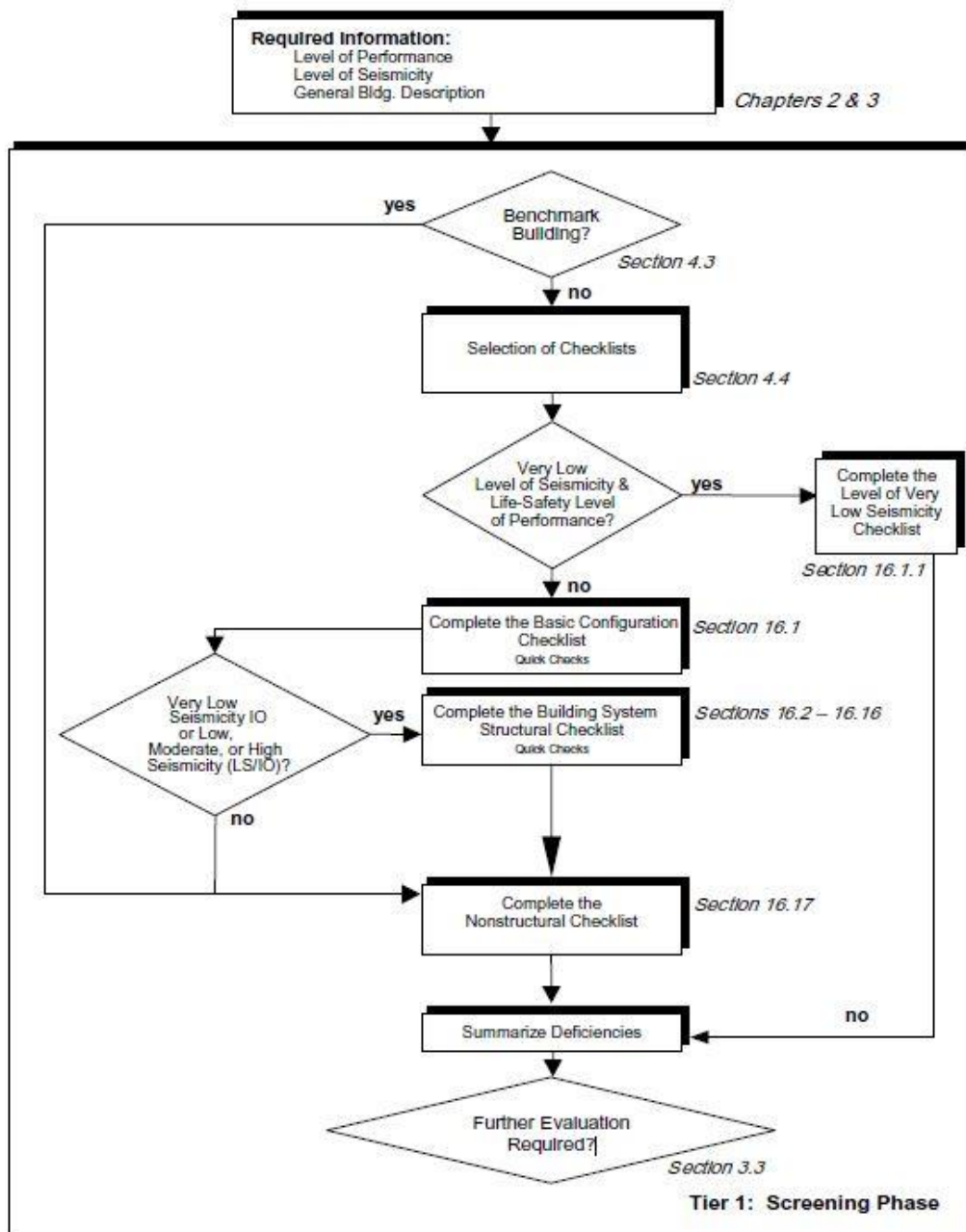
- La sismicidad del lugar es muy baja, por lo que únicamente es necesario completar el nivel de sismicidad bajo en la lista de chequeo básico. Para así, posteriormente realizar un resumen de las deficiencias y llegar a una conclusión en cuanto si es o no necesario realizar una evaluación más exhaustiva (American Society of Civil Engineers, 2013).
- Se posee un mayor nivel de sismicidad, por lo que en este caso es necesario completar el chequeo básico para todo edificio. Posteriormente se determina si es necesario realizar un chequeo más completo de acuerdo al tipo de edificación que se posee, es decir según el sistema de resistencia que se esté utilizando. Esto debe de estar en relación al tipo de sismicidad, ya sea bajo, moderado y alto, y al nivel de desempeño del edificio. Para posteriormente realizar el chequeo de los elementos no estructurales y finalizar con el resumen y conclusiones anteriormente expuestas (American Society of Civil Engineers, 2013).

Según el código ASCE 41-13, dentro de este análisis también es necesario una serie de cálculos como lo son:

- Determinar la categoría de diseño sísmico.
- Determinar el periodo de la edificación, para así realizar el cálculo de la aceleración espectral de la estructura.
- Realizar una cuantificación del peso sísmico de la estructura, para obtener el peso total de la misma y calcular el cortante basal y su distribución dentro de la misma.
- Realizar el cálculo de derivas para cada nivel y determinar si hay presencia de torsión, a través de cálculos para las vigas y columnas de los marcos a momento presentes.

- Realizar los cálculos para el esfuerzo cortante en las columnas y en los muros de corte.
- Cálculos para los embreizamientos, conexiones y elementos pre-esforzados, esfuerzo axial en las columnas causado por el volteo, flexibilidad en los diafragmas, esfuerzo flexionante en columnas y vigas de acero para marcos a momento.

Ilustración 11 – Proceso de evaluación de etapa 1



(American Society of Civil Engineers, 2013)

V. MARCO PRÁCTICO

A. Descripción de la edificación utilizada para el análisis de etapa 1

Se realizó el análisis de la etapa 1 en una estructura de marcos de concreto reforzado de tres niveles, el primer nivel y segundo nivel cuentan con una altura de 3.35 metros y el tercer nivel de 3.30 metros. La estructura se encuentra localizada en la Ciudad de Guatemala y fue construida en junio de 1991, actualmente es utilizada para usos educativos, laboratorios de cómputo y oficinas. La estructura posee regularidad geométrica tanto vertical como horizontal, ya que no presenta ninguna serie de reducciones en la estructura ni cambios que pudieran afectar la rigidez de la misma; esto se debe a que la forma del edificio es simétrica en ambos sentidos. Por lo que cabe resaltar que, en cuanto a irregularidades, la única deficiencia estructural que presenta es el efecto de columna corta. Ya que el edificio se encuentra diseñado bajo un sistema de marcos a momento, pero realmente no actúa de esta forma por la interacción que generan los muros.

Se cuenta con toda la información acerca de la construcción y diseño de la edificación. Por lo que es posible tener una aproximación en cuanto a la calidad de los elementos, ya que se debe considerar que pudieron existir cambios al momento de realizar la construcción. Pero en cuanto a las dimensiones y diseño de la estructura, se puede asegurar que concuerdan según los planos. Ya que a pesar del tiempo no se han realizado cambios significativos que puedan llegar a afectar la estructura, por lo que la información en planos coincide con la realidad actual.

La edificación se encuentra dividida en dos secciones, el ala derecha y el ala izquierda, en donde una es copia de la otra. Cada una cuenta con cinco ejes en el sentido "x" y 3 ejes en el sentido "y". En el sentido "x" se tienen los ejes número y en el sentido "y" los ejes letra, considerando que en ambas direcciones se poseen sistemas de marcos a momento. Así mismo cuenta con una losa nervada en dos direcciones.

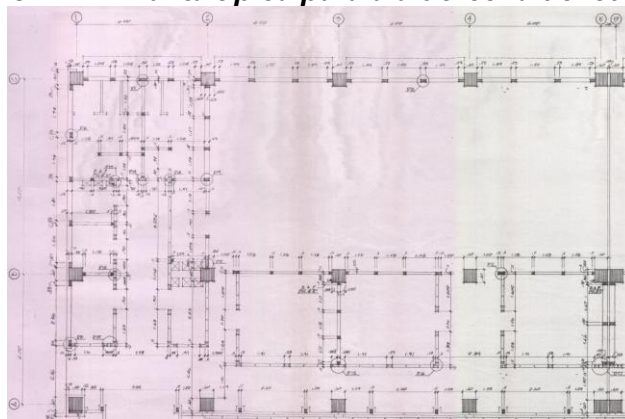
En la actualidad la edificación posee otras estructuras que colindan con ella, pero se encuentran separadas entre sí por una junta de construcción que mide 10cm. Por lo que su separación es inadecuada, ya que es menor al 2% de la altura total del edificio, lo cual siempre es importante considerar para que al momento de un sismo las estructuras puedan tener el suficiente espacio para oscilar, en ambas direcciones, sin chocar entre

sí. Cada una de las alas del edificio "J" fueron consideradas como construcciones independientes, ya que de haberse considerado como un solo edificio esto provocaría una irregularidad torsional debido a la relación ancho largo del edificio, mayor a la proporción de aceptación 3 a 1, evitando la transmisión de fuerzas; además, de empezar a comportarse de una forma mucho más flexible. Y es por ello que entre ellos también se consideró una separación estructural, la cual a su vez es de 10cm.

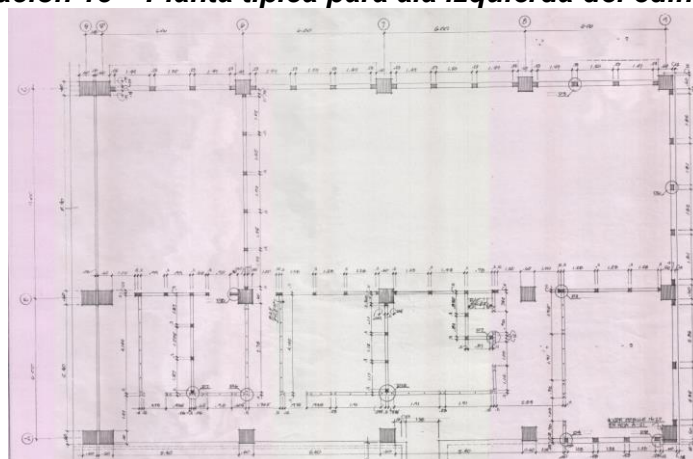
Dentro de los planos también se detalla toda la información en cuanto a los materiales que fueron utilizados. Se hace mención del uso de un concreto con resistencia de 4,000psi y un acero de refuerzo de 60ksi. Se realizaron ensayos para confirmar la resistencia únicamente del concreto, en los cuales se confirmó la calidad del mismo. En el caso del acero se asume que todos los materiales de la edificación cuentan con las características mencionadas. Otras de las especificaciones generales que fueron utilizadas para el estudio, son las cargas vivas y muertas las cuales siguen siendo las mismas ya que el uso no ha variado desde su construcción.

En cuanto a la clasificación del suelo, se realizó una aproximación de varios estudios de suelos para proyectos realizados dentro de la zona 15, para así tener una idea de la calidad propiamente del suelo en el área de estudio. Por lo que se asumió que el tipo de suelo en el que se encuentra la estructura es "C", el cual es clasificado como un suelo muy denso o roca suave. Se tomó esta condición debido a la información que se posee, además que por la cercanía de los proyectos las propiedades del suelo no tienden a variar grandemente. También cabe mencionar que es importante realizar esta clasificación, según la ubicación de la estructura, para determinar los coeficientes sísmicos a utilizar en los cálculos dentro del análisis.

Ilustración 12 – Planta típica para ala derecha del edificio "J"



(Cordon, 1991)

Ilustración 13 – Planta típica para ala izquierda del edificio "J"

(Cordon, 1991)

B. Procedimiento para realizar los cálculos necesarios del análisis de la etapa 1

Posterior a verificar toda la información referente a la edificación, se determinaron ciertos aspectos para iniciar con el análisis. Como primer punto se consideró que el nivel de desempeño de la edificación es de prevención de la vida, debido al funcionamiento de la misma, ya que actualmente está siendo utilizada para usos educativos. En cuanto a la clasificación del edificio se determinó que es C1, debido al sistema de resistencia lateral que presenta, el cual es sistemas de marcos a momento en concreto.

Debido a que la edificación se encuentra ubicada en la ciudad de Guatemala y esta es considerada una zona de alta sismicidad, lo cual se determinó según el mapa de AGIES NSE 2-10. Por ende, el nivel de sismicidad de la estructura es elevado. Con este factor se consideraron los chequeos que requiere el código para la realización del análisis.

Tabla 2 – Selección de listas para chequeos en la etapa 1

Level of Sismicity ^a	Level of Building Performance ^c	Required Checklists ^a				
		Very Low Seismicity Checklist (Sec 16.1.1)	Basic Configuration Checklist (Sec. 16.1.2)	Life Safety Checklist (Sec. 16.2LS through 16.15LS)	Immediate Occupancy Checklist (Sec. 16.2IO through 16.15IO)	Life Safety Nonstructural Checklist (Sec. 16.17)
Very low	LS	X				
Very low	IO		X		X	
Low	LS		X	X		X
Low	IO		X		X	
Moderate	LS		X	X		X
Moderate	IO		X		X	
High	LS		X	X		X
High	IO		X		X	

(American Society of Civil Engineers, 2013)

La parte inicial del análisis se desarrolló en una serie de cálculos que el código determina, los cuales posteriormente serán utilizados dentro de la lista de chequeos. Por lo que, ya que la edificación que fue analizada se encuentra ubicada en la Ciudad de Guatemala, fue necesario determinar los coeficientes de aceleración de sitio que para este caso los valores seleccionados son los siguientes:

No.	Municipio	Departamento	I_0	S_{cr}	S_{1r}
77	Guatemala	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g

$$S_S = 1.50$$

$$S_1 = 0.55$$

Paso 2. Se realiza la clasificación de sitio, según la tabla 4-4 de AGIES NSE 2. Como ya se había mencionado anteriormente se seleccionó un suelo tipo C, el cual tiende a presentar un buen comportamiento para efectos sísmicos. Con estos factores se determinó los parámetros de aceleración F_a , que es el coeficiente de sitio con periodos de vibración cortos, el cual se obtuvo de la tabla 11.4-1 de ASCE 7-10. Y F_v que es el coeficiente de sitio con periodos de vibración largos, que se obtuvo de la tabla 11.4-2 de ASCE 7-10.

Table 11.4-1 Site Coefficient, F_a

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

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

Table 11.4-2 Site Coefficient, F_v

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period				
	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

$$F_a = 1.30$$

Paso 3. Con estos valores se calculó el sismo máximo considerado según como lo determina el código ASCE 41-13, lo cual dio como resultado la siguiente información:

$$S_{xs} = F_a S_s = 1.50$$

$$S_{x1} = F_v S_1 = 0.72$$

Paso 4. Se debe considerar el factor de importancia según el tipo de la edificación, para ello es necesario clasificar la obra. En este caso como es un edificio destinado a usos educacionales, según la tabla 1.5-1 del código ASCE 7-10, se considera como:

Categoría III (Importante)

Posterior a ello, al hacer uso de la tabla 1.5-2 del código ASCE 7-10, se determinó que el factor de Importancia posee un valor de:

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

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	1.25	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

^aThe component importance factor, I_p , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it is dependent on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

$$I_e = 1.25$$

Y con ello se determinó que la categoría de diseño sísmico, según las tablas 11.6-1 y 11.6-2 del código ASCE 7-10, posee un valor de:

$$C_{DS} = D$$

Paso 5. Realizar el cálculo del periodo. Para seleccionar los valores C_t y β se tomó en consideración la clasificación que se hizo previamente del edificio, C1. Para así llegar a determinar los valores que se deben utilizar, esto en conformidad al código ASCE 41-13, en la sección 4.5.2.4. Se tomó la altura total del edificio, para así obtener los siguientes valores:

Tabla 3 – Cálculo de periodo

$T = C_t h_n^\beta =$	0.56
$C_t =$	0.018
h_n (ft.) =	45.20
$\beta =$	0.90

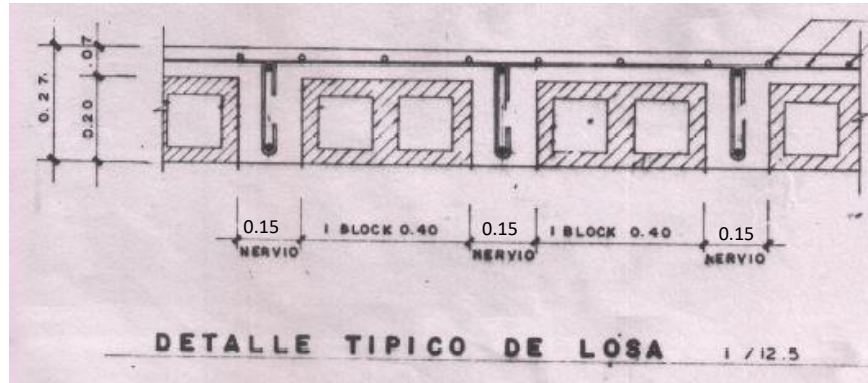
Para el cálculo de la aceleración espectral se consideró la ecuación 4-4 que indica el código 41-13, dentro de la sección 4.5.2.3. Y a la vez se tomaron en cuenta los siguientes datos:

Tabla 4 – Aceleración espectral

$S_a = \frac{\left(\frac{S_{x1}}{T}\right)}{R} =$	0.16
T =	0.56
$S_{x1} =$	0.72
R =	8.00

Paso 6. Cálculo de las fuerzas sísmicas, por lo que es necesario realizar una cuantificación detallada del peso sísmico de la estructura. Para ello fue necesario tomar en cuenta cada uno de los muros existentes, por lo que se verificó que la edificación estuviese acorde a los planos. También se tomó en cuenta la fachada, ya que los muros en su parte externa se encuentran recubiertos por fachaleta. Así como los elementos estructurales como: columnas y vigas presentes, en esta sección del edificio. En el caso de la losa, debido a que es nervada en ambas direcciones, se calculó inicialmente para un metro cuadrado tomando en consideración este aspecto:

Ilustración 14 – Detalle típico de la losa



(Cordon, 1991)

Cálculos:

$$\text{Losa: } 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.07\text{m} = 168 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Nervios: } \left(2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.15\text{m} * 0.20\text{m} \right) \left(\frac{1.00}{0.55} \right) = 131 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{Block: } 31 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} * \frac{1 \text{ kg}}{2.2 \text{ lb}} * \left(\frac{3.28}{1 \text{ m}} \right)^2 =$$

$$151 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{Losa}}: \sum \text{Elementos} = 450.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Tabla 5 – Cálculo del peso sísmico para el primer nivel

NIVEL	ELEMENTO	LONG	ÁREA	UNIDAD	CANTIDAD	P, unit	W, kg	
1.00	Losa	0.00	720.00	m ²	1.00	450.60	324,432.00	0.52
	Viga A	24.00	0.32	m	3.00	18,144.00	54,432.00	0.09
	Viga 1	15.00	0.34	m	5.00	12,240.00	61,200.00	0.10
	Muros	1.00	1.00	m	1.00	39.00	84,121.07	0.14
	Fachada	1.00	1.00	m	1.00	24.23	54,951.07	0.09
	Columnas	3.35	0.36	m	15.00	2,894.40	43,416.00	0.07
W_{nivel.1} =							622,552.14	

Tabla 6 – Cálculo del peso sísmico para el segundo nivel

NIVEL	ELEMENTO	LONG	ÁREA	UNIDAD	CANTIDAD	P, unit	W, kg	
2.00	Losa	0.00	720.00	m ²	1.00	450.60	324,432.00	0.52
	Viga C	24.00	0.32	m	3.00	18,144.00	54,432.00	0.09
	Viga 3	15.00	0.34	m	5.00	12,240.00	61,200.00	0.10
	Muros	1.00	1.00	m	1.00	39.00	111,060.38	0.18
	Fachada	1.00	1.00	m	1.00	24.23	67,469.25	0.11
	Columnas	3.35	0.36	m	15.00	2,894.40	43,416.00	0.07
W_{nivel.2} =							662,009.63	

Tabla 7 – Cálculo del peso sísmico para el tercer nivel

NIVEL	ELEMENTO	LONG	ÁREA	UNIDAD	CANTIDAD	P, unit	W, kg	
TECHO	Losa	0.00	720.00	m ²	1.00	450.60	324,432.00	0.52
	Viga E	24.00	0.32	m	3.00	18,144.00	54,432.00	0.09
	Viga 5	15.00	0.34	m	4.00	12,240.00	48,960.00	0.08
	Muros	1.00	1.00	m	1.00	39.00	105,019.22	0.17
	Fachada	1.00	1.00	m	1.00	24.23	73,239.69	0.12
	Columnas	3.30	0.36	m	15.00	2,851.20	42,768.00	0.07
W_{nivel.3} =							648,850.91	

Tabla 8 – Peso sísmico de la estructura

Nivel	W _{DL} , kg	LL, kg/m ²	W _{LL} , kg	%LL, kg	W _{nivel} , kg
Techo	648,850.91	200.00	144,000.00	14,400.00	663,250.91
2.00	662,009.63	490.00	352,800.00	88,200.00	750,209.63
1.00	622,552.14	490.00	352,800.00	88,200.00	710,752.14

W_{TOTAL} (kg) =	2,124,212.68
W_{TOTAL} (Ton) =	2,124.21

Como se mencionó anteriormente el edificio “J” se encuentra dividido en dos alas, derecha e izquierda, las cuales son consideradas como edificios independientes, ya que una es espejo de la otra respecto a su geometría. Por lo que en el cálculo del peso sísmico se consideró únicamente el ala derecha del edificio “J”, tomando en cuenta que las cargas que posee son un poco mayores a la del ala izquierda. Permitiendo asumir que si del lado derecho chequean los parámetros calculados del lado izquierdo del edificio también van a chequear.

Paso 7. Con los datos anteriores se realizó el cálculo del cortante para la estructura, en donde el factor C, se obtuvo de la tabla 4-8 del código ASCE 41-13, tomando en consideración los números de pisos y el tipo de edificio, como se muestra a continuación:

Table 4-8. Modification Factor, C

Building Type*	Number of Stories			
	1	2	3	≥4
Wood (W1, W1a, W2)	1.3	1.1	1.0	1.0
Moment frame (S1, S3, C1, PC2a)	1.3	1.1	1.0	1.0
Shear wall (S4, S5, C2, C3, PC1a, PC2, RM2, URMa)	1.4	1.2	1.1	1.0
Braced frame (S2)	1.0	1.0	1.0	1.0
Unreinforced masonry (URM)	1.0	1.0	1.0	1.0
Flexible diaphragms (S1a, S2a, S5a, C2a, C3a, PC1, RM1)	1.0	1.0	1.0	1.0

*Defined in Table 3-1.

Y obteniendo los siguientes resultados:

$V(kg) = C S_a W =$	341,572.08
C =	1.00
S _a =	0.16
W (kg) =	2,124,212.68

Paso 8. Una vez calculado el cortante de la estructura es necesario calcular la distribución del cortante basal o también llamada fuerza sísmica para el edificio y para ello se utilizó la siguiente ecuación, en conformidad al código ASCE 41-13, en la sección 4.5.2.1.

$$F_X = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

$$V_j = \sum_{X=j}^n F_X$$

En este caso por ser un edificio con diafragma rígido las fuerzas cortantes van a ser distribuidas para los elementos de resistencia lateral, basados en su rigidez relativa. Ya que, de no ser así, el cortante se debe calcular por separado para cada línea de resistencia lateral, lo cual suele realizarse cuando se poseen diafragmas flexibles.

Tabla 9 – Cálculo de la de las fuerzas cortantes

NIVEL	h_i , m	h_x , m	W_i , kg	$W_i \cdot h_i^k$	V , kg	C_v	F_x , kg	V_j , kg
TECHO	3.30	10.00	648,850.91	6,919,159.32	341,572.08	0.50	171,838.56	171,838.56
2.00	3.35	6.70	662,009.63	4,677,281.86	341,572.08	0.34	116,161.13	287,999.69
1.00	3.35	3.35	622,552.14	2,157,117.01	341,572.08	0.16	53,572.39	341,572.08
				13,753,558.18			341,572.08	

K =	1.03
------------	-------------

T < 0.5, K =	1.00
T > 2.5, K =	2.00
T =	0.56

Paso 9. Cálculo de las derivas, en donde la relación de las derivas se basa en la deflexión causada por el desplazamiento a flexión de una columna y a la vez considerando un efecto rotacional al final de la misma, el cual es causado por la flexión de una viga. Para ello se utilizó la ecuación en conformidad al código ASCE 41-13, en la sección 4.5.3.1. Donde se calculó la rigidez tanto para las columnas, como para las vigas en relación a los marcos a momento presentes en cada uno de sus ejes. En este caso, por ser muy simétrica la planta del edificio, se calculó la sumatoria de las rigideces de cada uno de los elementos presentes en un marco por nivel, ya que todos los marcos son iguales en una misma dirección. También es importante tomar en cuenta que para el cálculo de la inercia de cada uno de los elementos se debe considerar la sección agrietada de los mismos, por lo que en el caso de las columnas se toma como $0.7I_g$ y en el caso de las vigas como $0.3I_g$. Por último, en cuanto al corte, se debe utilizar el cortante acumulado que se calculó anteriormente por nivel. Además, hay que considerar el número de ejes en el que se distribuye para obtener el valor adecuado del mismo.

Tabla 10 – Cálculo de derivas

E = 3,594.24 ksi

NIVEL	Vigas	L, in	I _b , in ⁴	K _b	Columnas	h _i , in	I _c , in ⁴	K _c	V _c , kips	D _r	Chequeo
TECHO	Viga _{A,B,C}	295.28	15,325.01	108.13	Columna	129.92	18,162.97	419.40	75.61	0.003	OK

NIVEL	Vigas	L, in	I _b , in ⁴	K _b	Columnas	h _i , in	I _c , in ⁴	K _c	V _c , kips	D _r	Chequeo
2.00	Viga _{A,B,C}	295.28	15,325.01	108.13	Columna	131.89	18,162.97	419.40	126.72	0.008	OK

NIVEL	Vigas	L, in	I _b , in ⁴	K _b	Columnas	h _i , in	I _c , in ⁴	K _c	V _c , kips	D _r	Chequeo
1.00	Viga _{A,B,C}	295.28	15,325.01	108.13	Columna	131.89	18,162.97	419.40	15.29	0.010	OK

Para el chequeo de las derivas se debe considerar que el valor de la deriva calculada en el extremo de la estructura debe ser menor a 1.2 veces el desplazamiento del nivel, ya que de ser mayor presenta torsión 1A; y en el caso de ser mayor a 1.4 veces el desplazamiento, es aún peor ya que presenta torsión extrema. Esto se realizó utilizando el código ASCE 7-10, sección 12.

Paso 10. Calculo del cortante para las columnas en los marcos de concreto. Para este cálculo se utilizó la formula indicada en la sección 4.5.3.2, del código 41-13. Dentro de ella se considera el siguiente termino $\left(\frac{n_c}{(n_c - n_f)}\right)$, el cual se basa en el supuesto de que la columna exterior soporta únicamente la mitad de la carga en relación a una columna interior. Esto se considera correcto siempre y cuando se tengan más de una bahía dentro del marco a momento. En cuanto al valor de M_s se considera como 2, ya que el objetivo de desempeño que se está utilizando es de prevención a la vida. Y con se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 11 – Cálculo del cortante para las columnas del 1er nivel

Nivel 1	$V_{j1}^{avg} =$	8.08	kips	Chequeo	OK
	$V_{j1}^{avg} =$	0.06	ksi		
	$n_c =$	15.00			
	$n_f =$	3.00			
	$A_c =$	58.10	ft ²		
	$V_{j3} =$	751.46	kips		
	$V_{j1}^{avg} =$	9.70	kips	Chequeo	OK
	$V_{j1}^{avg} =$	0.07	ksi		
	$n_c =$	15.00			
	$n_f =$	5.00			
	$A_c =$	58.10	ft ²		
	$V_{j3} =$	751.46	kips		

Tabla 12 – Cálculo del cortante para las columnas del 2ndo. nivel

Nivel 2	$V_{j2}^{avg} =$	6.82	kips	Chequeo	OK
	$V_{j2}^{avg} =$	0.05	ksi		
	$n_c =$	15.00			
	$n_f =$	3.00			
	$A_c =$	58.10	ft ²		
	$V_{j3} =$	633.60	kips		
	$V_{j2}^{avg} =$	8.18	kips	Chequeo	OK
	$V_{j2}^{avg} =$	0.06	ksi		
	$n_c =$	15.00			
	$n_f =$	5.00			
	$A_c =$	58.10	ft ²		
	$V_{j3} =$	633.60	kips		

Tabla 13 – Cálculo del cortante para las columnas del 3er. nivel

Techo	$V_{j3}^{avg} =$	4.07	kips	Chequeo	OK
	$V_{j3}^{avg} =$	0.03	ksi		
	$n_c =$	15.00			
	$n_f =$	3.00			
	$A_c =$	58.10	ft ²		
	$V_{j3} =$	378.04	kips		
	$V_{j3}^{avg} =$	4.88	kips	Chequeo	OK
	$V_{j3}^{avg} =$	0.03	ksi		
	$n_c =$	15.00			
	$n_f =$	5.00			
	$A_c =$	58.10	ft ²		
	$V_{j3} =$	378.04	kips		

Para realizar el chequeo del cortante en las columnas se consideró el parámetro de $2vf_c$, el cual se obtuvo de la lista de chequeo para edificio tipo C1, con un objetivo de desempeño de previsión a la vida. En conformidad al código ASCE 41-13, en apéndice C sección 16.9 (ver Anexos).

Paso 11. Cálculo del esfuerzo axial en las columnas. Para determinar el esfuerzo axial en las columnas de los marcos de concreto se consideró únicamente el primer nivel del edificio, ya que es el más crítico. Tomando en cuenta la siguiente ecuación:

$$P_{ot} = \frac{1}{M_s} \left(\frac{2}{3} \right) \left(\frac{Vh_n}{Ln_f} \right) \left(\frac{1}{A_{col}} \right)$$

La ecuación, junto con el parámetro M_s se obtuvieron del código ASCE 41-13, en la sección 4.5.3.6.

Tabla 14 – Cálculo del esfuerzo axial en columnas para los ejes números del 1er nivel

Nivel 1		
P_{ot} =	0.66	kip/ft²
P_{ot} =	0.0046	ksi
M _s =	2.00	
V =	93.93	kips
h _n =	8.04	ft
L =	49.20	ft
n _f =	2.00	
A _{col} =	3.87	ft ²
CHEQUEO =	0.0011	OK

Tabla 15 – Cálculo para el esfuerzo axial en columnas para los ejes letra del 1er. nivel

Nivel 1		
P_{ot} =	0.17	kip/ft²
P_{ot} =	0.0011	ksi
M _s =	2.00	
V =	93.93	kips
h _n =	8.04	ft
L =	78.72	ft
n _f =	5.00	
A _{col} =	3.87	ft ²
CHEQUEO =	0.00029	OK

Para realizar el chequeo del esfuerzo axial en las columnas se consideró el parámetro de $0.30f'_c$, el cual se obtuvo de la lista de chequeo para edificio tipo C1, con un objetivo de desempeño de previsión a la vida. En conformidad al código ASCE 41-13, en apéndice C sección 16.9 (ver Anexos).

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

Para finalizar el chequeo de la estructura el código, es necesario seleccionar una serie de listas de chequeo con las cuales se va a determinar las deficiencias que posee la estructura y en el caso de estar presentes se recomienda realizar una evaluación mucho más minuciosa de los mismos. En este caso como la estructura posee un objetivo de desempeño de prevención a la vida el código indica que se deben realizar tres chequeos, el primero es un chequeo básico general el cual se realiza para todo tipo estructura (ver anexos).

El chequeo 16.1.2, de configuración básica, se verifico inicialmente la ruta de la carga, en el cual se puede asegurar que el edificio "J" contiene una ruta de la carga completa y bien definida a través de sus elementos estructurales debido a que la estructura posee redundancia en cuanto a sus sistemas de resistencia lateral, por lo que presenta más de un camino en el que se permite la transmisión de las fuerzas sísmicas. En cuanto a los edificios adyacentes, el edificio presenta problemas ya que la separación, según el chequeo, debe ser mayor al 4% de la altura del edificio más bajo. En este caso todos los edificios cercanos poseen la misma altura por lo que la separación mínima debe de ser de 0.40m, ya que la altura de los edificios es de 10m. Pero actualmente se posee separaciones menores. La separación entre el edificio "J" y el edificio "I", originalmente era de 0.20m, pero se cree que se realizó una modificación colocando un pequeño techo en el pasillo, por lo que se agregó una columna y una viga que redujeron esa distancia, lo cual al momento de un sismo va evitar que ambos edificios puedan oscilar libremente incurriendo en un posible punto de ruptura.

Ilustración 15 – Separación entre edificios "J" e "I"



Ilustración 16 – Separación entre ala derecha y ala izquierda del edificio "J"



Existen otros chequeos como para mezzanines, piso suave y extremadamente suave los cuales no aplican por las características del edificio que se está analizando. Pero en el caso de las irregularidades verticales, si se pueden considerar, pero pese a ello el edificio cumple correctamente, debido a la regularidad presente en ambos ejes de la estructura. Así mismo en cuanto a su geometría, ya que no presenta cambios en la dimensión horizontal. También se debe realizar un chequeo de la irregularidad de masa, ya que en muchas ocasiones existe variación de usos según el nivel y esto tiende a incrementar la magnitud de las deformaciones entre esos pisos. Pero en este caso como el edificio es destinado únicamente a usos educativos no presenta este problema. Para el chequeo de torsión se realizó una estimación rápida de la ubicación del centro de masa y el centro de rigidez de la estructura en donde se pudo verificar que, si cumple, además con el chequeo de derivas, que se realizó en la sección anterior, se comprobó que el edificio no presenta torsión de ningún tipo.

Para determinar la presencia de licuefacción, se hizo uso de los estudios de suelos recopilados para la zona 15, en donde se determinó que no hay presencia de suelos saturados que puedan llegar a poner en peligro el rendimiento sísmico del edificio. En cuanto a la falla de pendientes no aplica este chequeo para el edificio, ya que no se encuentra construido sobre pendientes ni hay pendientes cercanas que puedan llegar a incurrir en posibles desprendimientos o rupturas del suelo.

También es necesario realizar chequeos referentes al volteo, se debe considerar la relación entre el ancho y peralte de las zapatas, el cual debe ser mayor a $0.6S_a$. Al

realizar la relación se obtuvo un valor de 5.24, siendo mayor a 0.88, valor del parámetro estipulado por el chequeo. Y cabe mencionar que cumple en cuanto a la conexión que debe existir entre todas las zapatas de la edificación.

Posterior a esta lista de chequeo se debe realizar el chequeo 16.9LS, el cual es específico para edificios tipo C1, es decir de marcos a momento. Se inició con el chequeo del esfuerzo axial de las columnas, cálculo realizado en la sección anterior del presente informe. Comprobando la capacidad axial de las mismas. De igual forma hay que mencionar que en todas las columnas hay presente un mínimo de cuatro barras hasta la cimentación. Pero una de las deficiencias que se pudo encontrar en la edificación son los muros que interfieren con el comportamiento de las columnas, ya que esto provoca la presencia de columna corta y suelen ser puntos de ruptura ante la presencia de un sismo.

Ilustración 17 – Presencia de columna corta



El chequeo del esfuerzo cortante en las columnas también fue verificado anteriormente, siempre tomando en cuenta los parámetros de calificación estipulados en el presente chequeo (ver anexos lista de chequeo 16.9). Y determino que cumple en todas las columnas de los marcos a momento, junto con el chequeo de losas planas, ya que no hay presencia de una losa plana o placas sin vigas dentro del edificio "J". Para el chequeo de los fallos a corte se consideró el cálculo de los momentos en los extremos de las vigas determinando el momento máximo probable en cada uno de sus extremos y con ello se pudo determinar que no cumple con este requisito, ya que es capaz de resistir es menor a lo que actualmente se está desarrollando. En el resto de los chequeos únicamente se

desconocen dos de ellos, que son compatibilidad de deflexión de los elementos y los empalmes en las vigas ya que no se indica la información en los planos.

Por último, se evalúan los elementos no estructurales, los cuales en su mayoría no son aspectos que apliquen a la edificación bajo estudio, ya sea porque son elementos que no se utilizan en áreas educacionales o porque el código mismo indica que no se deben tomar en cuenta debido al objetivo de desempeño que se está utilizando. Por lo que en realidad se puede decir que domina el compartimiento estructural en la edificación. Pero pese a ello hay que mencionar que si hay los elementos que fueron chequeados como lo son las particiones, de las cuales únicamente no se puede asegurar que las particiones pesadas tengan un sistema integrado con las losas. Pero en cuanto a las derivas esto fue chequeado anteriormente con los marcos a momento en la sección anterior, por lo que si cumplen. Las escaleras fueron otros de los elementos que se evaluaron y cumplieron con los requisitos. Ya que las conexiones entre las escaleras y la estructura no se basan en anclajes de poca profundidad, además de ser considerados como elementos independientes de la estructura principal.

Hay que considerar que elementos como muebles angostos y altos que se poseen dentro del área de los laboratorios no se encuentran anclados a la estructura ni entre ellos. De igual forma con los equipos que están suspendidos, se desconoce su capacidad para resistir los movimientos sísmicos, ya que al estar elevados más de cuatro pies se debe realizar una especie de embreizamiento que evite algún daño a terceros.

A manera de complementar los chequeos realizados se ejecutó una prueba no destructiva para comprobar la calidad del concreto de los elementos estructurales. La prueba consiste en un ensayo de martillo o esclerómetro con la cual se permite medir la dureza de la superficie del concreto. Previo al ensayo se deben realizar 10 lecturas a modo de calibración del esclerómetro, se realizan sobre un yunque el cual posee una dureza especificada y con ello se determina si está o no calibrado el esclerómetro. Posterior a ello y una vez seleccionada el área de ensayo, la cual debe ser un área limpia, lisa y evitando que contenga escamas y texturas rugosas. Se debe preparar la superficie, por lo que es necesario realizar una pulida de al menos 6plg de diámetro con la piedra abrasiva, esto con el fin de obtener los datos los más certeros posibles (Comisión Guatemalteca de Normas, 1962).

Ilustración 18 – Calibración del esclerómetro



Al iniciar el ensayo se debe sostener firmemente el instrumento en una posición de noventa grados, es decir permitiendo que el embolo golpee perpendicularmente la superficie que va ser ensayada. Se realizan 12 lecturas de un mismo punto las cuales se toman dentro de la circunferencia realizada anteriormente. Permitiendo así eliminar dos lecturas el más alto y el más bajo a la hora de realizar la tabulación de los datos (Comisión Guatemalteca de Normas, 1962).

En el caso del edificio de estudio se realizó la prueba en tres columnas y tres vigas por nivel, las cuales fueron tomadas en distintos ejes para tener una mejor conclusión en cuanto a los datos. Ya que, por motivos administrativos, por parte de la universidad, no se pudo realizar en todas las columnas y vigas del edificio. Para los ensayos de las columnas, se tomaron a una altura de 5ft y en cuanto a las vigas se trató de buscar en los lugares en donde fuera menos perceptible la pulida. Por lo que gracias al análisis fue que se pudo determinar que la capacidad del concreto es bastante alta, ya que posee más de los 4,000psi que se especifican en los planos, por lo que para el tiempo que posee la edificación su material principal se encuentra en muy buenas condiciones resistivas (ver en anexos, ensayos de martillo realizados por PROQUALITY).

Ilustración 19 – Ensayo de martillo en concreto endurecido en la Universidad del Valle



VI. DISCUSIÓN

- La etapa 1 del análisis es una herramienta que permite realizar un chequeo rápido, pero a su vez consideración varios factores para determinar las posibles deficiencias en una estructura, por lo que de chequear todos los elementos sometidos al análisis es necesario realizar una evaluación más minuciosa.
- Hay que considerar que al hacer uso de la etapa 1 del análisis se poseen limitantes en cuanto a la selección de los objetivos de desempeño de la estructura. Ya que únicamente es posible utilizar prevención a la vida (LS) y ocupación inmediata (IO).
- Debido a las características de la estructura que fue analizada se determinó que su objetivo de desempeño es de prevención a la vida (LS). Y su clasificación es C1, ya que posee marcos a momento de concreto reforzado.
- El edificio “J” está considerado tanto en su construcción como para este análisis como dos edificios independientes, ya que de haberse considerado uno solo presentaría problemas torsionales debido a su relación ancho largo, evitando la transmisión de fuerzas y una ruta de la carga adecuada.
- Al realizar en análisis en el edificio “J” de la Universidad del Valle de Guatemala, se pudo determinar que es necesario llevar a cabo una corrección entre las columnas y los muros bajos, para así evitar el efecto de columna corta.
- La capacidad portante del suelo en el que se encuentra la estructura es muy buena, ya que posee un suelo tipo C, por lo que no pueden existir problemas de licuefacción o ruptura de la superficie.
- Una de las deficiencias detectadas en la estructura es la separación estructural entre las edificaciones. Ya que la edificación carece de una separación adecuada, lo cual va interferir en el movimiento de ambas estructuras causando que se choquen entre sí. Ya que no es posible considerar que ambas estructuras oscilen juntas de lado a lado.
- Otra deficiencia es la presencia de muros de mampostería que no están separados de los elementos estructurales en caso las columnas. Causando un

efecto de columna corta en las mismas, por lo que las vuelve más rígidas y se convierten en un punto de ruptura en caso de un sismo extremo.

- Debido a la presencia del efecto de columna corta se puede influir que el sistema de resistencia lateral no está actuando como fue diseñado, ya que los muros también están actuando en la interacción de los marcos a momento.
- La capacidad cortante de los elementos del marco no es capaz de desarrollar un momento máximo probable en los extremos de los mismos.
- Se carece de información suficiente para determinar la capacidad cortante de los elementos secundarios para desarrollar resistencia a la flexión de los componentes.
- Los elementos estructurales no dominaron para este análisis, ya que en su mayoría no aplicaron por el tipo de edificación que se estaba analizando. Pero es importante considerar las mejoras de los muebles con repisas, así como equipo estrecho que se encuentra y los que se encuentren elevados para evitar daños a terceros al momento de un sismo.
- La capacidad resistiva del concreto en los elementos estructurales es bastante alta según los ensayos de martillo de rebote en el concreto endurecido. Por lo que se supone que al momento de la construcción se utilizó una resistencia mayor a la indicada en los planos.

VII. CONCLUSIONES

- El objetivo de desempeño que se determinó para el edificio “J” es el de prevención a la vida (LS), debido a las características de uso que presenta la edificación. Así como el nivel de sismicidad, el cual se considera elevado debido a la ubicación en la que se encuentra el edificio en la ciudad de Guatemala.
- Las deficiencias que se determinaron dentro de la estructura son mínimas, pero entre ellas se puede mencionar la presencia de columna corta en todos los marcos estructurales de la edificación. Lo cual se debe a los muros de mampostería, ya que estos no se están separados de los elementos estructurales mediante un aislante, provocando mayor rigidez en esos puntos. Otra de las deficiencias es la falta de separación mínima entre edificios debido a arreglos realizados posteriormente. Lo cual puede llegar a interferir el movimiento entre ambas estructuras. En cuanto a los elementos no estructurales estos no dominaron dentro del análisis, pero a pesar de ello se localizaron fallas en los mobiliarios como repisas y equipos elevados.
- Se realizaron ensayos de martillo o esclerómetro, como pruebas no destructivas, en el concreto. Con las cuales fue posible determinar que la calidad del concreto es bastante alta a pesar de los años que lleva la edificación de haber sido construida.
- La situación actual de estructura es muy buena, ya que posee elementos de alta calidad, por lo que únicamente sería importante considerar la mejora de las deficiencias anteriormente mencionadas. Para las cuales se puede considerar en el caso de los elementos no estructurales la mejora de los anclajes para los equipos elevados y mantener estables mobiliarios como repisas en los laboratorios. En el caso de la columna corta es necesario aislar los elementos estructurales de los muros de mampostería para evitar ese punto de ruptura. De igual forma en el caso de la separación estructural debe eliminar los elementos que se encuentran reduciendo la separación mínima calculada durante el diseño.

VIII. RECOMENDACIONES

- Es necesario realizar revisiones en las estructuras en Guatemala, que hayan sido diseñadas con códigos ya no vigentes.
- Crear un recuento de todas las edificaciones que sufrieron el terremoto de 1976, para determinar cuáles han sido restauradas y cuáles no, con el fin de minimizar daños ante un futuro sismo severo.
- Se recomienda verificar los procedimientos para la evaluación de estructuras más complejas, así como las que fueron diseñadas en acero. Ya que también pueden observarse comúnmente en Guatemala.
- Previo a la realización de cualquier tipo de análisis de rehabilitación sísmica se debe contar con toda la información de construcción, así como un juego de planos completo de las instalaciones.
- Para tener mayor confiabilidad en los datos se recomienda que al momento de realizar este tipo de chequeos sean supervisados o rectificadas por un profesional con elevados criterios de diseño sísmico.
- Es importante conocer las normas con las que se emplean todos los ensayos dentro del ámbito de la construcción, para evitar errores innecesarios o malas prácticas de los mismos.
- Se recomienda investigar más en cuanto este tipo de análisis y como se realizan en países como Europa o Japón, ya que son lugares con elevada sismicidad.
- Se recomienda conocer un poco más del historial del concreto de la estructura analizada para confirmar si la resistencia a los 28 días fue de 4,000 psi o fue mucho mayor.
- Realizar ensayos no destructivos y de ser posible destructivos para comprobar la calidad de los materiales con los que fue construida la edificación.
- Realizar un ensayo para determinar las capacidades del suelo y en caso de no ser necesario contar con ensayos realizados muy cercanos al área de estudio.

- Al momento de realizar un ensayo de martillo de rebote o también llamado esclerómetro, se deben verificar los datos de cada lectura, ya que en muchas ocasiones dan datos muy altos, pero esto puede deberse a la presencia de varillas de acero que puedan estar pasando en el punto de ensayo. Por lo que ese tipo de datos no se deben considerar.
- Se recomienda brindar capacitaciones al personal encargado de velar por la edificación dentro de las instituciones educativas, ya que esto va permitir que se puedan emplear de mejor manera los ensayos necesarios para evaluar la capacidad de la estructura y sus materiales.

IX. BIBLIOGRAFÍA

AGIES. (2010). *AGIES NSE 2-10 Demandas Estructurales, Condiciones de Sitio y Niveles de Protección*. Guatemala: Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales y Sísmicos.

AGIES. (2010). *Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala : Asociacion Guatemalteca de Ingenieria Estructural y Sismica .

American Society of Civil Engineering. (2000). *FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Reston, Virginia, USA.

American Society of Civil Engineers. (2010). *ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia: American Society of Civil Engineers.

American Society of Civil Engineers. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia, Reston, Estados Unidos : Structural Engineering Institute.

Applied Technology Council. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. California: California Seismic Safety Commission.

Asociacion de Cemento Portland. (2004). *Diseño y Control de Mezclas de Concreto*. Mexico : PCA.

Building Seismic Safety Council. (1997). *FEMA 273 Nerph Guidelines for The Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washinton, D.C: BSSC.

Comisión Guatemalteca de Normas. (1962). *Método de ensayo: Determinación del número de rebote en Concreto Endurecido NTG 41017 h11*. Guatemala: COGUANOR.

Cordon, I. P. (1991). Planos del Edificio "J" . 1991. Universidad del Valle de Guatemala , Guatemala , Guatemala .

Federal Emergency Management Agency. (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings 273*. Washinton, D.C: BSSC.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. (2012). *FEMA P-58-1 Seismic Performance Assessment of Buildings*. California: nehrp.

Gonzalez, M., & Chaclan Diaz, J. (1998). *Sismos en Guatemala*. Guatemala: Universidad del San Carlos de Guatemala.

International Journal of Engineering Research & Technology. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofitting of Masonry Infill RCC Structures*.

Japan Building Disaster Prevention Association. (2001). *Japan Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings*.

McCormac, J. C. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. Mexico D.F.: Alfaomega.

Ministerio de Agricultura, G. y. (2005). *Geología de la República de Guatemala*. Guatemala.

Sample Engineering Case Study Seismic Structural Retrofitting. (s.f.).

U.S Geological Survey. (07 de Abril de 2016). *U.S Geological Survey*. Obtenido de U.S Geological Survey: <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes>

U.S. Geological Survey. (1976). *THE GUATEMALAN EARTHQUAKE OF FEBRUARY 4, 1976, A PRELIMINARY REPORT*. Washington, D.C.: A. F. Espinosa.

X. ANEXOS

Tabla 16 – Cuantificación de muros para el ala izquierda del primer nivel

Cuantificación de Muros									
Fachada	Eje	Longitud (m)	Área (m ²)	Altura (m)	Área (sf)	W (Lb)	W (kg)	Fachada	
1er. Nivel	9	8.40	28.14	3.35	302.74	11,806.91	5,366.78	6,048.47	
	9	5.40	18.09	3.35	194.62	7,590.16	3,450.07	3,888.30	
	C	21.60	72.36	3.35	778.48	30,360.64	13,800.29	15,553.21	
	5	8.40	28.14	3.35	302.74	11,806.91	5,366.78		
	6	8.40	28.14	3.35	302.74	11,806.91	5,366.78		
	A'	3.43	11.49	3.35	123.62	4,821.16	2,191.43	2,469.79	
	A'	7.21	24.15	3.35	259.85	10,134.27	4,606.49	5,191.60	
	B	3.29	11.02	3.35	118.57	4,624.37	2,101.99		
	B	4.42	14.81	3.35	159.30	6,212.69	2,823.95		
	B	4.42	14.81	3.35	159.30	6,212.69	2,823.95		
	B	4.42	14.81	3.35	159.30	6,212.69	2,823.95		
	7	3.76	12.60	3.35	135.51	5,285.00	2,402.27		
	Int.		4.11	13.75	3.35	147.95	5,769.93	2,622.69	2,955.83
			4.11	13.75	3.35	147.95	5,769.93	2,622.69	2,955.83
			3.76	12.60	3.35	135.51	5,285.00	2,402.27	2,707.41
			4.26	14.25	3.35	153.35	5,980.76	2,718.53	3,063.84
			3.76	12.60	3.35	135.51	5,285.00	2,402.27	
			1.15	3.85	3.35	41.45	1,616.42	734.74	828.06
			0.35	1.17	3.35	12.61	491.95	223.62	252.02
			0.86	2.86	3.35	30.81	1,201.78	546.26	615.65
		4.55	15.23	3.35	163.80	6,388.38	2,903.81	3,272.65	
	0.83	2.78	3.35	29.91	1,166.64	530.29			
A	3.93	13.17	3.35	141.64	5,523.95	2,510.89			
		114.80	384.56		W_{muros} =	161,354.13	73,342.78	49,802.67	W_{fachada}

Tabla 17 – Cuantificación de muros para el ala izquierda del segundo nivel

Cuantificación de Muros									
Fachada	Eje	Longitud (m)	Área (m ²)	Altura (m)	Área (sf)	W (Lb)	W (kg)	Fachada	
2do. Nivel	9	8.40	28.14	3.35	302.74	11,806.91	5,366.78	6,048.47	
	9	5.40	18.09	3.35	194.62	7,590.16	3,450.07	3,888.30	
	C	21.60	72.36	3.35	778.48	30,360.64	13,800.29	15,553.21	
	5,6,7	25.20	84.42	3.35	908.22	35,420.74	16,100.34		
	5	3.76	12.60	3.35	135.51	5,285.00	2,402.27		
	A'	4.88	16.35	3.35	175.88	6,859.25	3,117.84	3,513.87	
	A'	7.21	24.15	3.35	259.85	10,134.27	4,606.49	5,191.60	
	B	4.42	14.81	3.35	159.30	6,212.69	2,823.95		
	B	4.42	14.81	3.35	159.30	6,212.69	2,823.95		
	B	4.42	14.81	3.35	159.30	6,212.69	2,823.95		
	B	4.42	14.81	3.35	159.30	6,212.69	2,823.95		
	7	3.76	12.60	3.35	135.51	5,285.00	2,402.27		
	Int.	2.50	8.38	3.35	90.10	3,513.96	1,597.26	1,800.14	
		1.61	5.38	3.35	57.85	2,255.96	1,025.44	1,155.69	
		4.26	14.25	3.35	153.35	5,980.76	2,718.53	3,063.84	
		1.14	3.82	3.35	41.09	1,602.37	728.35	820.86	
		0.86	2.86	3.35	30.81	1,201.78	546.26	615.65	
		4.11	13.75	3.35	147.95	5,769.93	2,622.69		
		0.35	1.17	3.35	12.61	491.95	223.62	252.02	
		0.98	3.28	3.35	35.32	1,377.47	626.12		
		0.72	2.41	3.35	25.95	1,012.02	460.01	518.44	
		4.55	15.23	3.35	163.80	6,388.38	2,903.81	3,272.65	
	A	10.80	36.18	3.35	389.24	15,180.32	6,900.14	7,776.60	
	A	0.35	1.17	3.35	12.61	491.95	223.62	252.02	
	A	3.31	11.09	3.35	119.29	4,652.49	2,114.77	2,383.39	
	A	5.33	17.86	3.35	192.10	7,491.77	3,405.35	3,837.90	
			138.74	464.76		W_{muros} =	195,003.83	88,638.10	59,944.66
									W_{fachada}

Tabla 18 – Cuantificación de muros para el ala izquierda del tercer nivel

Cuantificación de Muros										
Fachada	Eje	Longitud (m)	Área (m ²)	Altura (m)	Área (sf)	W (Lb)	W (kg)	Fachada		
3er. Nivel	9	8.40	27.72	3.30	298.22	11,630.69	5,286.68	5,958.19		
	9	5.40	17.82	3.30	191.71	7,476.87	3,398.58	3,830.27		
	C	21.60	71.28	3.30	766.86	29,907.49	13,594.31	15,321.07		
	7	8.40	27.72	3.30	298.22	11,630.69	5,286.68			
	5	8.40	27.72	3.30	298.22	11,630.69	5,286.68			
	5	3.76	12.41	3.30	133.49	5,206.12	2,366.42			
	A'	4.88	16.10	3.30	173.25	6,756.88	3,071.31	3,461.43		
	A'	8.16	26.93	3.30	289.70	11,298.39	5,135.63	5,787.96		
	B	4.42	14.59	3.30	156.92	6,119.96	2,781.80			
	B	4.42	14.59	3.30	156.92	6,119.96	2,781.80			
	B	4.42	14.59	3.30	156.92	6,119.96	2,781.80			
	B	4.42	14.59	3.30	156.92	6,119.96	2,781.80			
	7	3.76	12.41	3.30	133.49	5,206.12	2,366.42			
	Int.	1.54	5.08	3.30	54.67	2,132.29	969.22	1,092.34		
		1.61	5.30	3.30	56.98	2,222.29	1,010.13	1,138.44		
		1.61	5.30	3.30	56.98	2,222.29	1,010.13	1,138.44		
		1.65	5.45	3.30	58.58	2,284.60	1,038.45	1,170.36		
		1.15	3.80	3.30	40.83	1,592.30	723.77	815.71		
		0.86	2.82	3.30	30.35	1,183.84	538.11	606.46		
		0.35	1.16	3.30	12.43	484.61	220.28	248.26		
		4.11	13.55	3.30	145.74	5,683.81	2,583.55			
		0.94	3.10	3.30	33.37	1,301.53	591.60			
		0.72	2.38	3.30	25.56	996.92	453.14			
	4.55	15.00	3.30	161.36	6,293.03	2,860.47	3,223.81			
	A	10.80	35.64	3.30	383.43	14,953.75	6,797.16	7,660.54		
	A	0.35	1.16	3.30	12.43	484.61	220.28	248.26		
	A	3.31	10.92	3.30	117.51	4,583.05	2,083.20	2,347.81		
	A	5.33	17.59	3.30	189.23	7,379.95	3,354.52	3,780.62		
			129.30	426.67		W_{muros} =	179,022.64	81,373.93	57,829.95	W_{fachada}

Tabla 19 – Cuantificación de muros para el ala derecha del primer nivel

Cuantificación de Muros									
Fachada	Eje	Longitud (m)	Área (m ²)	Altura (m)	Área (sf)	W (Lb)	W (kg)	Fachada	
1er. Nivel	Int.	4.30	14.41	3.35	154.97	6,044.02	2,747.28		
		1.25	4.19	3.35	45.05	1,756.98	798.63		
		1.67	5.59	3.35	60.19	2,347.33	1,066.97		
		2.24	7.49	3.35	80.55	3,141.48	1,427.95	1,609.33	
		0.40	1.34	3.35	14.42	562.23	255.56		
		0.35	1.17	3.35	12.61	491.95	223.62		
		2.06	6.90	3.35	74.24	2,895.51	1,316.14		
		6.01	20.13	3.35	216.60	8,447.57	3,839.80		
		1.41	4.72	3.35	50.82	1,981.87	900.85	1,015.28	
		4.90	16.42	3.35	176.60	6,887.37	3,130.62	3,528.27	
		2.11	7.07	3.35	76.05	2,965.78	1,348.08		
		1.49	4.99	3.35	53.70	2,094.32	951.96	1,072.88	
		1.38	4.61	3.35	49.56	1,932.68	878.49		
		1.60	5.36	3.35	57.67	2,248.94	1,022.24		
		1.43	4.79	3.35	51.54	2,009.99	913.63	1,029.68	
		1.74	5.83	3.35	62.71	2,445.72	1,111.69	1,252.90	
		1.74	5.83	3.35	62.71	2,445.72	1,111.69	1,252.90	
		2.00	6.68	3.35	71.90	2,804.14	1,274.61	1,436.51	
		3.76	12.60	3.35	135.51	5,285.00	2,402.27		
		1.86	6.23	3.35	67.04	2,614.39	1,188.36	1,339.30	
		5.40	18.09	3.35	194.62	7,590.16	3,450.07		
		4.42	14.81	3.35	159.30	6,212.69	2,823.95		
		2.16	7.24	3.35	77.85	3,036.06	1,380.03		
		3.24	10.85	3.35	116.77	4,554.10	2,070.04	2,332.98	
		4.15	13.89	3.35	149.39	5,826.15	2,648.25	2,984.63	
		1.61	5.38	3.35	57.85	2,255.96	1,025.44	1,155.69	
		1.65	5.53	3.35	59.47	2,319.22	1,054.19	1,188.09	
		3.76	12.60	3.35	135.51	5,285.00	2,402.27		
		4.26	14.25	3.35	153.35	5,980.76	2,718.53		
		4.24	14.20	3.35	152.81	5,959.68	2,708.95	3,053.04	
		8.71	29.16	3.35	313.73	12,235.62	5,561.64	6,268.09	
	8.40	28.14	3.35	302.74	11,806.91	5,366.78	6,048.47		
3.70	12.40	3.35	133.35	5,200.66	2,363.94				
6.77	22.68	3.35	244.00	9,515.81	4,325.37				
5.40	18.09	3.35	194.62	7,590.16	3,450.07	3,888.30			
5.40	18.09	3.35	194.62	7,590.16	3,450.07	3,888.30			
5.40	18.09	3.35	194.62	7,590.16	3,450.07	3,888.30			
5.40	18.09	3.35	194.62	7,590.16	3,450.07	3,888.30			
A		3.93	13.17	3.35	141.64	5,523.95	2,510.89	2,829.82	
		131.67	441.08		W_{muros} =	185,066.34	84,121.07	54,951.07	W_{fachada}

Tabla 20 – Cuantificación de muros para el ala derecha del segundo nivel

Cuantificación de Muros									
Fachada	Eje	Longitud (m)	Área (m ²)	Altura (m)	Área (sf)	W (Lb)	W (kg)	Fachada	
2do. Nivel	Int.	4.30	14.41	3.35	154.97	6,044.02	2,747.28		
		1.25	4.19	3.35	45.05	1,756.98	798.63		
		1.67	5.59	3.35	60.19	2,347.33	1,066.97		
		2.24	7.49	3.35	80.55	3,141.48	1,427.95		
		0.40	1.34	3.35	14.42	562.23	255.56		
		0.35	1.17	3.35	12.61	491.95	223.62		
		2.06	6.90	3.35	74.24	2,895.51	1,316.14		
		6.01	20.13	3.35	216.60	8,447.57	3,839.80		
		1.41	4.72	3.35	50.82	1,981.87	900.85	1,015.28	
		4.90	16.42	3.35	176.60	6,887.37	3,130.62	3,528.27	
		2.11	7.07	3.35	76.05	2,965.78	1,348.08	1,519.32	
		2.39	8.01	3.35	86.14	3,359.35	1,526.98		
		1.38	4.61	3.35	49.56	1,932.68	878.49		
		1.60	5.36	3.35	57.67	2,248.94	1,022.24		
		1.43	4.79	3.35	51.54	2,009.99	913.63	1,029.68	
		1.74	5.83	3.35	62.71	2,445.72	1,111.69	1,252.90	
		1.74	5.83	3.35	62.71	2,445.72	1,111.69	1,252.90	
		2.00	6.68	3.35	71.90	2,804.14	1,274.61	1,436.51	
		2.94	9.85	3.35	105.96	4,132.42	1,878.37	2,116.96	
		1.86	6.23	3.35	67.04	2,614.39	1,188.36	1,339.30	
		1.00	3.35	3.35	36.04	1,405.58	638.90	720.06	
		4.42	14.81	3.35	159.30	6,212.69	2,823.95		
		1.68	5.63	3.35	60.55	2,361.38	1,073.36		
		0.35	1.17	3.35	12.61	491.95	223.62	252.02	
		1.05	3.52	3.35	37.84	1,475.86	670.85	756.06	
		2.05	6.87	3.35	73.88	2,881.45	1,309.75	1,476.11	
		4.11	13.75	3.35	147.95	5,769.93	2,622.69		
		4.11	13.75	3.35	147.95	5,769.93	2,622.69		
		1.54	5.16	3.35	55.50	2,164.60	983.91	1,108.89	
		1.54	5.16	3.35	55.50	2,164.60	983.91	1,108.89	
		1.61	5.38	3.35	57.85	2,255.96	1,025.44	1,155.69	
		1.61	5.38	3.35	57.85	2,255.96	1,025.44	1,155.69	
		4.88	16.35	3.35	175.88	6,859.25	3,117.84	3,513.87	
		8.17	27.35	3.35	294.27	11,476.60	5,216.64	5,879.26	
		8.40	28.14	3.35	302.74	11,806.91	5,366.78	6,048.47	
		3.75	12.56	3.35	135.15	5,270.94	2,395.88		
		12.79	42.85	3.35	460.96	17,977.43	8,171.56		
		5.40	18.09	3.35	194.62	7,590.16	3,450.07	3,888.30	
		5.40	18.09	3.35	194.62	7,590.16	3,450.07	3,888.30	
		5.40	18.09	3.35	194.62	7,590.16	3,450.07	3,888.30	
		5.40	18.09	3.35	194.62	7,590.16	3,450.07	3,888.30	
		A	10.80	36.18	3.35	389.24	15,180.32	6,900.14	7,776.60
		A	0.35	1.17	3.35	12.61	491.95	223.62	252.02
		A	3.31	11.09	3.35	119.29	4,652.49	2,114.77	2,383.39
A	5.33	17.86	3.35	192.10	7,491.77	3,405.35	3,837.90		
		173.83	582.33		W_{muros} =	244,332.83	111,060.38	67,469.25	W_{fachada}

Tabla 21 – Cuantificación de muros para el ala derecha del tercer nivel

Cuantificación de Muros									
Fachada	Eje	Longitud (m)	Área (m ²)	Altura (m)	Área (sf)	W (Lb)	W (kg)	Fachada	
3er. Nivel	Int.	4.30	14.19	3.30	152.66	5,953.81	2,706.28		
		1.25	4.13	3.30	44.38	1,730.76	786.71		
		1.67	5.51	3.30	59.29	2,312.29	1,051.04		
		2.24	7.38	3.30	79.35	3,094.59	1,406.63		
		0.40	1.32	3.30	14.20	553.84	251.75		
		0.35	1.16	3.30	12.43	484.61	220.28		
		2.06	6.80	3.30	73.14	2,852.29	1,296.49		
		6.01	19.83	3.30	213.37	8,321.48	3,782.49		
		1.41	4.65	3.30	50.06	1,952.29	887.41	1,000.13	
		4.90	16.17	3.30	173.96	6,784.57	3,083.90	3,475.61	
		2.11	6.96	3.30	74.91	2,921.52	1,327.96	1,496.64	
		1.49	4.92	3.30	52.90	2,063.06	937.76		
		1.38	4.54	3.30	48.82	1,903.83	865.38		
		1.60	5.28	3.30	56.80	2,215.37	1,006.99		
		1.43	4.72	3.30	50.77	1,979.99	899.99	1,014.31	
		1.74	5.74	3.30	61.77	2,409.21	1,095.10	1,234.20	
		1.74	5.74	3.30	61.77	2,409.21	1,095.10	1,234.20	
		2.00	6.58	3.30	70.83	2,762.29	1,255.59	1,415.07	
		2.94	9.70	3.30	104.38	4,070.74	1,850.34	2,085.37	
		1.86	6.14	3.30	66.04	2,575.37	1,170.62	1,319.31	
		4.42	14.59	3.30	156.92	6,119.96	2,781.80		
		4.42	14.59	3.30	156.92	6,119.96	2,781.80		
		4.42	14.59	3.30	156.92	6,119.96	2,781.80		
		1.61	5.30	3.30	56.98	2,222.29	1,010.13	1,138.44	
		1.65	5.45	3.30	58.58	2,284.60	1,038.45	1,170.36	
		3.76	12.41	3.30	133.49	5,206.12	2,366.42		
		1.65	5.45	3.30	58.58	2,284.60	1,038.45	1,170.36	
		1.61	5.30	3.30	56.98	2,222.29	1,010.13	1,138.44	
		1.65	5.45	3.30	58.58	2,284.60	1,038.45		
		1.65	5.45	3.30	58.58	2,284.60	1,038.45		
		9.16	30.23	3.30	325.20	12,682.99	5,765.00	6,497.27	
		4.88	16.10	3.30	173.25	6,756.88	3,071.31	3,461.43	
		8.40	27.72	3.30	298.22	11,630.69	5,286.68		
		8.40	27.72	3.30	298.22	11,630.69	5,286.68		
		8.40	27.72	3.30	298.22	11,630.69	5,286.68	5,958.19	
		3.75	12.38	3.30	133.14	5,192.27	2,360.12		
		12.79	42.21	3.30	454.08	17,709.11	8,049.60	9,072.06	
		5.40	17.82	3.30	191.71	7,476.87	3,398.58	3,830.27	
		5.40	17.82	3.30	191.71	7,476.87	3,398.58	3,830.27	
		5.40	17.82	3.30	191.71	7,476.87	3,398.58	3,830.27	
		5.40	17.82	3.30	191.71	7,476.87	3,398.58	3,830.27	
		A	10.80	35.64	3.30	383.43	14,953.75	6,797.16	7,660.54
A	0.35	1.16	3.30	12.43	484.61	220.28	248.26		
A	3.31	10.92	3.30	117.51	4,583.05	2,083.20	2,347.81		
A	5.33	17.59	3.30	189.23	7,379.95	3,354.52	3,780.62		
		166.87	550.65		W_{muros} =	231,042.29	105,019.22	73,239.69	W_{fachada}

APPENDIX C SUMMARY DATA SHEET

BUILDING DATA

Building Name: Edificio "J" de la Universidad del Valle de Guatemala Date: 12/09/2016
 Building Address: 18 av. 11-95 zona 15 Vista Hermosa III
 Latitude: 14°36'19.61"N Longitude: 90°29'17.79"O By: Google Earth
 Year Built: 1991 Year(s) Remodeled: _____ Original Design Code: _____
 Area (sf): 7,746.05 Length (ft): 157.44 Width (ft): 49.2
 No. of Stories: 3 Story Height: 10.988 Total Height: 32.8
 USE Industrial Office Warehouse Hospital Residential Educational Other: _____

CONSTRUCTION DATA

Gravity Load Structural System: Marcos a Momento con Losas Nervadas en Ambas direcciones
 Exterior Transverse Walls: N/A Openings? _____
 Exterior Longitudinal Walls: N/A Openings? _____
 Roof Materials/Framing: Concreto mas block de 31 lb/ft²
 Intermediate Floors/Framing: Concreto mas block de 31 lb/ft²
 Ground Floor: Concreto
 Columns: Concreto reforzado Foundation: Concreto reforzado
 General Condition of Structure: En buenas condiciones
 Levels Below Grade? N/A
 Special Features and Comments: Posee un concreto de alta calidad y no hay refuerzos expuestos, ni fracturas en elementos principales

LATERAL-FORCE-RESISTING SYSTEM

	Longitudinal	Transverse
System:	Marco a Momento	Marco a Momento
Vertical Elements:	Columnas	Columnas
Diaphragms:	Nervios	Nervios
Connections:	_____	_____

EVALUATION DATA

BSE-1N Spectral Response Accelerations: $S_{D_s} =$ 1.00 $S_{D1} =$ 0.48
 Soil Factors: Class = C $F_a =$ 1.00 $F_v =$ 1.30
 BSE-1E Spectral Response Accelerations: $S_{X_s} =$ 1.50 $S_{X1} =$ 0.72
 Level of Seismicity: Alta Performance Level: LS
 Building Period: $T =$ 0.56
 Spectral Acceleration: $S_a =$ 0.16
 Modification Factor: $C_m C_1 C_2 =$ 1.1 Building Weight: $W =$ 2,124.21 Ton
 Pseudo Lateral Force: $V =$ 341,572.08 kg
 $C_m C_1 C_2 S_a W =$ _____

BUILDING CLASSIFICATION: _____

REQUIRED TIER 1 CHECKLISTS

	Yes	No
Basic Configuration Checklist	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Building Type _____ Structural Checklist	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Nonstructural Component Checklist	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

FURTHER EVALUATION REQUIREMENT: Tier 2

Project: _____

Location: _____

Completed by: _____

Date: _____

16.1.2LS LIFE SAFETY BASIC CONFIGURATION CHECKLIST

Low Seismicity

Building System

General

- C NC N/A U LOAD PATH: The structure shall contain a complete, well defined load path, including structural elements and connections, that serves to transfer the inertial forces associated with the mass of all elements of the building to the foundation. (Commentary: Sec. A.2.1.1. Tier 2: Sec. 5.4.1.1)
- C NC N/A U ADJACENT BUILDINGS: The clear distance between the building being evaluated and any adjacent building is greater than 4% of the height of the shorter building. This statement shall not apply for the following building types: W1, W1a, and W2. (Commentary: Sec. A.2.1.2. Tier 2: Sec. 5.4.1.2)
- C NC N/A U MEZZANINES: Interior mezzanine levels are braced independently from the main structure or are anchored to the seismic-force-resisting elements of the main structure. (Commentary: Sec. A.2.1.3. Tier 2: Sec. 5.4.1.3)

Building Configuration

- C NC N/A U WEAK STORY: The sum of the shear strengths of the seismic-force-resisting system in any story in each direction is not less than 80% of the strength in the adjacent story above. (Commentary: Sec. A.2.2.2. Tier 2: Sec. 5.4.2.1)
- C NC N/A U SOFT STORY: The stiffness of the seismic-force-resisting system in any story is not less than 70% of the seismic-force-resisting system stiffness in an adjacent story above or less than 80% of the average seismic-force-resisting system stiffness of the three stories above. (Commentary: Sec. A.2.2.3. Tier 2: Sec. 5.4.2.2)
- C NC N/A U VERTICAL IRREGULARITIES: All vertical elements in the seismic-force-resisting system are continuous to the foundation. (Commentary: Sec. A.2.2.4. Tier 2: Sec. 5.4.2.3)
- C NC N/A U GEOMETRY: There are no changes in the net horizontal dimension of the seismic-force-resisting system of more than 30% in a story relative to adjacent stories, excluding one-story penthouses and mezzanines. (Commentary: Sec. A.2.2.5. Tier 2: Sec. 5.4.2.4)
- C NC N/A U MASS: There is no change in effective mass more than 50% from one story to the next. Light roofs, penthouses, and mezzanines need not be considered. (Commentary: Sec. A.2.2.6. Tier 2: Sec. 5.4.2.5)
- C NC N/A U TORSION: The estimated distance between the story center of mass and the story center of rigidity is less than 20% of the building width in either plan dimension. (Commentary: Sec. A.2.2.7. Tier 2: Sec. 5.4.2.6)

Moderate Seismicity: Complete the Following Items in Addition to the Items for Low Seismicity.

Geologic Site Hazards

- C NC N/A U LIQUEFACTION: Liquefaction-susceptible, saturated, loose granular soils that could jeopardize the building's seismic performance shall not exist in the foundation soils at depths within 50 ft under the building. (Commentary: Sec. A.6.1.1. Tier 2: 5.4.3.1)
- C NC N/A U SLOPE FAILURE: The building site is sufficiently remote from potential earthquake-induced slope failures or rockfalls to be unaffected by such failures or is capable of accommodating any predicted movements without failure. (Commentary: Sec. A.6.1.2. Tier 2: 5.4.3.1)
- C NC N/A U SURFACE FAULT RUPTURE: Surface fault rupture and surface displacement at the building site are not anticipated. (Commentary: Sec. A.6.1.3. Tier 2: 5.4.3.1)

High Seismicity: Complete the Following Items in Addition to the Items for Low and Moderate Seismicity.

Foundation Configuration

- C NC N/A U OVERTURNING: The ratio of the least horizontal dimension of the seismic-force-resisting system at the foundation level to the building height (base/height) is greater than $0.6S_a$. (Commentary: Sec. A.6.2.1. Tier 2: Sec. 5.4.3.3)
- C NC N/A U TIES BETWEEN FOUNDATION ELEMENTS: The foundation has ties adequate to resist seismic forces where footings, piles, and piers are not restrained by beams, slabs, or soils classified as Site Class A, B, or C. (Commentary: Sec. A.6.2.2. Tier 2: Sec. 5.4.3.4)

Project: _____

Location: _____

Completed by: _____

Date: _____

16.9LS LIFE SAFETY STRUCTURAL CHECKLIST FOR BUILDING TYPE C1: CONCRETE MOMENT FRAMES

Low Seismicity

Seismic-Force-Resisting System

- NC N/A U REDUNDANCY: The number of lines of moment frames in each principal direction is greater than or equal to 2. The number of bays of moment frames in each line is greater than or equal to 2. (Commentary: Sec. A.3.1.1.1. Tier 2: Sec. 5.5.1.1)
- NC N/A U COLUMN AXIAL STRESS CHECK: The axial stress caused by unfactored gravity loads in columns subjected to overturning forces because of seismic demands is less than $0.20f'_c$. Alternatively, the axial stress caused by overturning forces alone, calculated using the Quick Check procedure of Section 4.5.3.6, is less than $0.30f'_c$. (Commentary: Sec. A.3.1.4.2. Tier 2: Sec. 5.5.2.1.3)

Connections

- NC N/A U CONCRETE COLUMNS: All concrete columns are doweled into the foundation with a minimum of 4 bars. (Commentary: Sec. A.5.3.2. Tier 2: Sec. 5.7.3.1)

Moderate Seismicity: Complete the Following Items in Addition to the Items for Low Seismicity.

Seismic-Force-Resisting System

- C NC N/A U INTERFERING WALLS: All concrete and masonry infill walls placed in moment frames are isolated from structural elements. (Commentary: Sec. A.3.1.2.1. Tier 2: Sec. 5.5.2.1.1)
- NC N/A U COLUMN SHEAR STRESS CHECK: The shear stress in the concrete columns, calculated using the Quick Check procedure of Section 4.5.3.2, is less than the greater of 100 lb/in.^2 or $2\sqrt{f'_c}$. (Commentary: Sec. A.3.1.4.1. Tier 2: Sec. 5.5.2.1.4)
- NC N/A U FLAT SLAB FRAMES: The seismic-force-resisting system is not a frame consisting of columns and a flat slab or plate without beams. (Commentary: Sec. A.3.1.4.3. Tier 2: Sec. 5.5.2.3.1)

High Seismicity: Complete the Following Items in Addition to the Items for Low and Moderate Seismicity.

Seismic-Force-Resisting System

- C NC N/A U PRESTRESSED FRAME ELEMENTS: The seismic-force-resisting frames do not include any prestressed or posttensioned elements where the average prestress exceeds the lesser of 700 lb/in.^2 or $f'_c/6$ at potential hinge locations. The average prestress is calculated in accordance with the Quick Check procedure of Section 4.5.3.8. (Commentary: Sec. A.3.1.4.4. Tier 2: Sec. 5.5.2.3.2)
- C NC N/A U CAPTIVE COLUMNS: There are no columns at a level with height/depth ratios less than 50% of the nominal height/depth ratio of the typical columns at that level. (Commentary: Sec. A.3.1.4.5. Tier 2: Sec. 5.5.2.3.3)
- C NC N/A U NO SHEAR FAILURES: The shear capacity of frame members is able to develop the moment capacity at the ends of the members. (Commentary: Sec. A.3.1.4.6. Tier 2: Sec. 5.5.2.3.4)
- NC N/A U STRONG COLUMN—WEAK BEAM: The sum of the moment capacity of the columns is 20% greater than that of the beams at frame joints. (Commentary: Sec. A.3.1.4.7. Tier 2: Sec. 5.5.2.1.5)
- NC N/A U BEAM BARS: At least two longitudinal top and two longitudinal bottom bars extend continuously throughout the length of each frame beam. At least 25% of the longitudinal bars provided at the joints for either positive or negative moment are continuous throughout the length of the members. (Commentary: A.3.1.4.8. Tier 2: Sec. 5.5.2.3.5)
- NC N/A U COLUMN-BAR SPLICES: All column-bar lap splice lengths are greater than $35d_b$ and are enclosed by ties spaced at or less than $8d_b$. Alternatively, column bars are spliced with mechanical couplers with a capacity of at least 1.25 times the nominal yield strength of the spliced bar. (Commentary: Sec. A.3.1.4.9. Tier 2: Sec. 5.5.2.3.6)
- C NC N/A U BEAM-BAR SPLICES: The lap splices or mechanical couplers for longitudinal beam reinforcing are not located within $l_p/4$ of the joints and are not located in the vicinity of potential plastic hinge locations. (Commentary: Sec. A.3.1.4.10. Tier 2: Sec. 5.5.2.3.6)
- NC N/A U COLUMN-TIE SPACING: Frame columns have ties spaced at or less than $d/4$ throughout their length and at or less than $8d_b$ at all potential plastic hinge locations. (Commentary: Sec. A.3.1.4.11. Tier 2: Sec. 5.5.2.3.7)

- C NC N/A U STIRRUP SPACING: All beams have stirrups spaced at or less than $d/2$ throughout their length. At potential plastic hinge locations, stirrups are spaced at or less than the minimum of $8d_b$ or $d/4$. (Commentary: Sec. A.3.1.4.12. Tier 2: Sec. 5.5.2.3.7)
- C NC N/A U JOINT TRANSVERSE REINFORCING: Beam–column joints have ties spaced at or less than $8d_b$. (Commentary: Sec. A.3.1.4.13. Tier 2: Sec. 5.5.2.3.8)
- C NC N/A U DEFLECTION COMPATIBILITY: Secondary components have the shear capacity to develop the flexural strength of the components. (Commentary: Sec. A.3.1.6.2. Tier 2: Sec. 5.5.2.5.2)
- C NC N/A U FLAT SLABS: Flat slabs or plates not part of the seismic-force-resisting system have continuous bottom steel through the column joints. (Commentary: Sec. A.3.1.6.3. Tier 2: Sec. 5.5.2.5.3)

Diaphragms

- C NC N/A U DIAPHRAGM CONTINUITY: The diaphragms are not composed of split-level floors and do not have expansion joints. (Commentary: Sec. A.4.1.1. Tier 2: Sec. 5.6.1.1)

Connections

- C NC N/A U UPLIFT AT PILE CAPS: Pile caps have top reinforcement, and piles are anchored to the pile caps. (Commentary: Sec. A.5.3.8. Tier 2: Sec. 5.7.3.5)

Project: _____

Location: _____

Completed by: _____

Date: _____

16.17 NONSTRUCTURAL CHECKLIST

Life Safety Systems

- C NC N/A U LS-LMH; PR-LMH. FIRE SUPPRESSION PIPING: Fire suppression piping is anchored and braced in accordance with NFPA-13. (Commentary: Sec. A.7.13.1. Tier 2: Sec. 13.7.4)
- C NC N/A U LS-LMH; PR-LMH. FLEXIBLE COUPLINGS: Fire suppression piping has flexible couplings in accordance with NFPA-13. (Commentary: Sec. A.7.13.2. Tier 2: Sec. 13.7.4)
- C NC N/A U LS-LMH; PR-LMH. EMERGENCY POWER: Equipment used to power or control life safety systems is anchored or braced. (Commentary: Sec. A.7.12.1. Tier 2: Sec. 13.7.7)
- C NC N/A U LS-LMH; PR-LMH. STAIR AND SMOKE DUCTS: Stair pressurization and smoke control ducts are braced and have flexible connections at seismic joints. (Commentary: Sec. A.7.14.1. Tier 2: Sec. 13.7.6)
- C NC N/A U LS-MH; PR-MH. SPRINKLER CEILING CLEARANCE: Penetrations through panelized ceilings for fire suppression devices provide clearances in accordance with NFPA-13. (Commentary: Sec. A.7.13.3. Tier 2: Sec. 13.7.4)
- C NC N/A U LS-not required; PR-LMH. EMERGENCY LIGHTING: Emergency and egress lighting equipment is anchored or braced. (Commentary: Sec. A.7.3.1. Tier 2: Sec. 13.7.9)

Hazardous Materials

- C NC N/A U LS-LMH; PR-LMH. HAZARDOUS MATERIAL EQUIPMENT: Equipment mounted on vibration isolators and containing hazardous material is equipped with restraints or snubbers. (Commentary: Sec. A.7.12.2. Tier 2: 13.7.1)
- C NC N/A U LS-LMH; PR-LMH. HAZARDOUS MATERIAL STORAGE: Breakable containers that hold hazardous material, including gas cylinders, are restrained by latched doors, shelf lips, wires, or other methods. (Commentary: Sec. A.7.15.1. Tier 2: Sec. 13.8.4)
- C NC N/A U LS-MH; PR-MH. HAZARDOUS MATERIAL DISTRIBUTION: Piping or ductwork conveying hazardous materials is braced or otherwise protected from damage that would allow hazardous material release. (Commentary: Sec. A.7.13.4. Tier 2: Sec. 13.7.3 and 13.7.5)
- C NC N/A U LS-MH; PR-MH. SHUT-OFF VALVES: Piping containing hazardous material, including natural gas, has shut-off valves or other devices to limit spills or leaks. (Commentary: Sec. A.7.13.3. Tier 2: Sec. 13.7.3 and 13.7.5)
- C NC N/A U LS-LMH; PR-LMH. FLEXIBLE COUPLINGS: Hazardous material ductwork and piping, including natural gas piping, has flexible couplings. (Commentary: Sec. A.7.15.4, Tier 2: Sec.13.7.3 and 13.7.5)
- C NC N/A U LS-MH; PR-MH. PIPING OR DUCTS CROSSING SEISMIC JOINTS: Piping or ductwork carrying hazardous material that either crosses seismic joints or isolation planes or is connected to independent structures has couplings or other details to accommodate the relative seismic displacements. (Commentary: Sec. A.7.13.6. Tier 2: Sec.13.7.3, 13.7.5, and 13.7.6)

Partitions

- C NC N/A U LS-LMH; PR-LMH. UNREINFORCED MASONRY: Unreinforced masonry or hollow-clay tile partitions are braced at a spacing of at most 10 ft in Low or Moderate Seismicity, or at most 6 ft in High Seismicity. (Commentary: Sec. A.7.1.1. Tier 2: Sec. 13.6.2)
- C NC N/A U LS-LMH; PR-LMH. HEAVY PARTITIONS SUPPORTED BY CEILINGS: The tops of masonry or hollow-clay tile partitions are not laterally supported by an integrated ceiling system. (Commentary: Sec. A.7.2.1. Tier 2: Sec. 13.6.2)
- C NC N/A U LS-MH; PR-MH. DRIFT: Rigid cementitious partitions are detailed to accommodate the following drift ratios: in steel moment frame, concrete moment frame, and wood frame buildings, 0.02; in other buildings, 0.005. (Commentary A.7.1.2 Tier 2: Sec. 13.6.2)

- C NC (N/A) U LS-not required; PR-MH. LIGHT PARTITIONS SUPPORTED BY CEILINGS: The tops of gypsum board partitions are not laterally supported by an integrated ceiling system. (Commentary: Sec. A.7.2.1. Tier 2: Sec. 13.6.2)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-MH. STRUCTURAL SEPARATIONS: Partitions that cross structural separations have seismic or control joints. (Commentary: Sec. A.7.1.3. Tier 2. Sec. 13.6.2)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-MH. TOPS: The tops of ceiling-high framed or panelized partitions have lateral bracing to the structure at a spacing equal to or less than 6 ft. (Commentary: Sec. A.7.1.4. Tier 2. Sec. 13.6.2)

Ceilings

- C NC (N/A) U LS-MH; PR-LMH. SUSPENDED LATH AND PLASTER: Suspended lath and plaster ceilings have attachments that resist seismic forces for every 12 ft² of area. (Commentary: Sec. A.7.2.3. Tier 2: Sec. 13.6.4)
- C NC (N/A) U LS-MH; PR-LMH. SUSPENDED GYPSUM BOARD: Suspended gypsum board ceilings have attachments that resist seismic forces for every 12 ft² of area. (Commentary: Sec. A.7.2.3. Tier 2: Sec. 13.6.4)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-MH. INTEGRATED CEILINGS: Integrated suspended ceilings with continuous areas greater than 144 ft², and ceilings of smaller areas that are not surrounded by restraining partitions, are laterally restrained at a spacing no greater than 12 ft with members attached to the structure above. Each restraint location has a minimum of four diagonal wires and compression struts, or diagonal members capable of resisting compression. (Commentary: Sec. A.7.2.2. Tier 2: Sec. 13.6.4)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-MH. EDGE CLEARANCE: The free edges of integrated suspended ceilings with continuous areas greater than 144 ft² have clearances from the enclosing wall or partition of at least the following: in Moderate Seismicity, 1/2 in.; in High Seismicity, 3/4 in. (Commentary: Sec. A.7.2.4. Tier 2: Sec. 13.6.4)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-MH. CONTINUITY ACROSS STRUCTURE JOINTS: The ceiling system does not cross any seismic joint and is not attached to multiple independent structures. (Commentary: Sec. A.7.2.5. Tier 2: Sec. 13.6.4)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. EDGE SUPPORT: The free edges of integrated suspended ceilings with continuous areas greater than 144 ft² are supported by closure angles or channels not less than 2 in. wide. (Commentary: Sec. A.7.2.6. Tier 2: Sec. 13.6.4)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. SEISMIC JOINTS: Acoustical tile or lay-in panel ceilings have seismic separation joints such that each continuous portion of the ceiling is no more than 2500 ft² and has a ratio of long-to-short dimension no more than 4-to-1. (Commentary: Sec. A.7.2.7. Tier 2: 13.6.4)

Light Fixtures

- C NC (N/A) U LS-MH; PR-MH. INDEPENDENT SUPPORT: Light fixtures that weigh more per square foot than the ceiling they penetrate are supported independent of the grid ceiling suspension system by a minimum of two wires at diagonally opposite corners of each fixture. (Commentary: Sec. A.7.3.2. Tier 2: Sec. 13.6.4 and 13.7.9)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. PENDANT SUPPORTS: Light fixtures on pendant supports are attached at a spacing equal to or less than 6 ft and, if rigidly supported, are free to move with the structure to which they are attached without damaging adjoining components. (Commentary: A.7.3.3. Tier 2: Sec. 13.7.9)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. LENS COVERS: Lens covers on light fixtures are attached with safety devices. (Commentary: Sec. A.7.3.4. Tier 2: Sec. 13.7.9)

Cladding and Glazing

- C NC (N/A) U LS-MH; PR-MH. CLADDING ANCHORS: Cladding components weighing more than 10 lb/ft² are mechanically anchored to the structure at a spacing equal to or less than the following: for Life Safety in Moderate Seismicity, 6 ft; for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 4 ft. (Commentary: Sec. A.7.4.1. Tier 2: Sec. 13.6.1)
- C NC (N/A) U LS-MH; PR-MH. CLADDING ISOLATION: For steel or concrete moment frame buildings, panel connections are detailed to accommodate a story drift ratio of at least the following: for Life Safety in Moderate Seismicity, 0.01; for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 0.02. (Commentary: Sec. A.7.4.3. Tier 2: Section 13.6.1)

- C NC (N/A) U LS-MH; PR-MH. MULTI-STORY PANELS: For multi-story panels attached at more than one floor level, panel connections are detailed to accommodate a story drift ratio of at least the following: for Life Safety in Moderate Seismicity, 0.01; for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 0.02. (Commentary: Sec. A.7.4.4. Tier 2: Sec. 13.6.1)
- C NC (N/A) U LS-MH; PR-MH. PANEL CONNECTIONS: Cladding panels are anchored out-of-plane with a minimum number of connections for each wall panel, as follows: for Life Safety in Moderate Seismicity, 2 connections; for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 4 connections. (Commentary: Sec. A.7.4.5. Tier 2: Sec. 13.6.1.4)
- C NC (N/A) U LS-MH; PR-MH. BEARING CONNECTIONS: Where bearing connections are used, there is a minimum of two bearing connections for each cladding panel. (Commentary: Sec. A.7.4.6. Tier 2: Sec. 13.6.1.4)
- C NC (N/A) U LS-MH; PR-MH. INSERTS: Where concrete cladding components use inserts, the inserts have positive anchorage or are anchored to reinforcing steel. (Commentary: Sec. A.7.4.7. Tier 2: Sec. 13.6.1.4)
- C NC (N/A) U LS-MH; PR-MH. OVERHEAD GLAZING: Glazing panes of any size in curtain walls and individual interior or exterior panes over 16 ft² in area are laminated annealed or laminated heat-strengthened glass and are detailed to remain in the frame when cracked. (Commentary: Sec. A.7.4.8. Tier 2: Sec. 13.6.1.5)

Masonry Veneer

- C NC (N/A) U LS-LMH; PR-LMH. TIES: Masonry veneer is connected to the backup with corrosion-resistant ties. There is a minimum of one tie for every 2-2/3 ft², and the ties have spacing no greater than the following: for Life Safety in Low or Moderate Seismicity, 36 in.; for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 24 in. (Commentary: Sec. A.7.5.1. Tier 2: Sec. 13.6.1.2)
- C NC (N/A) U LS-LMH; PR-LMH. SHELF ANGLES: Masonry veneer is supported by shelf angles or other elements at each floor above the ground floor. (Commentary: Sec. A.7.5.2. Tier 2: Sec. 13.6.1.2)
- C NC (N/A) U LS-LMH; PR-LMH. WEAKENED PLANES: Masonry veneer is anchored to the backup adjacent to weakened planes, such as at the locations of flashing. (Commentary: Sec. A.7.5.3. Tier 2: Sec. 13.6.1.2)
- C NC (N/A) U LS-LMH; PR-LMH. UNREINFORCED MASONRY BACKUP: There is no unreinforced masonry backup. (Commentary: Sec. A.7.7.2. Tier 2: Section 13.6.1.1 and 13.6.1.2)
- C NC (N/A) U LS-MH; PR-MH. STUD TRACKS: For veneer with metal stud backup, stud tracks are fastened to the structure at a spacing equal to or less than 24 in. on center. (Commentary: Sec. A.7.6.1. Tier 2: Section 13.6.1.1 and 13.6.1.2)
- C NC (N/A) U LS-MH; PR-MH. ANCHORAGE: For veneer with concrete block or masonry backup, the backup is positively anchored to the structure at a horizontal spacing equal to or less than 4 ft along the floors and roof. (Commentary: Sec. A.7.7.1. Tier 2: Section 13.6.1.1 and 13.6.1.2)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-MH. WEEP HOLES: In veneer anchored to stud walls, the veneer has functioning weep holes and base flashing. (Commentary: Sec. A.7.5.6. Tier 2: Section 13.6.1.2)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-MH. OPENINGS: For veneer with metal stud backup, steel studs frame window and door openings. (Commentary: Sec. A.7.6.2. Tier 2: Sec. 13.6.1.1 and 13.6.1.2)

Parapets, Cornices, Ornamentation, and Appendages

- C NC (N/A) U LS-LMH; PR-LMH. URM PARAPETS OR CORNICES: Laterally unsupported unreinforced masonry parapets or cornices have height-to-thickness ratios no greater than the following: for Life Safety in Low or Moderate Seismicity, 2.5; for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 1.5. (Commentary: Sec. A.7.8.1. Tier 2: Sec. 13.6.5)
- C NC (N/A) U LS-LMH; PR-LMH. CANOPIES: Canopies at building exits are anchored to the structure at a spacing no greater than the following: for Life Safety in Low or Moderate Seismicity, 10 ft; for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 6 ft. (Commentary: Sec. A.7.8.2. Tier 2: Sec. 13.6.6)
- C NC (N/A) U LS-MH; PR-LMH. CONCRETE PARAPETS: Concrete parapets with height-to-thickness ratios greater than 2.5 have vertical reinforcement. (Commentary: Sec. A.7.8.3. Tier 2: Sec. 13.6.5)
- C NC (N/A) U LS-MH; PR-LMH. APPENDAGES: Cornices, parapets, signs, and other ornamentation or appendages that extend above the highest point of anchorage to the structure or cantilever from components are reinforced and anchored to the structural system at a spacing equal to or less than 6 ft. This checklist item does not apply to parapets or cornices covered by other checklist items. (Commentary: Sec. A.7.8.4. Tier 2: Sec. 13.6.6)

Masonry Chimneys

- C NC (N/A) U LS-LMH; PR-LMH. URM CHIMNEYS: Unreinforced masonry chimneys extend above the roof surface no more than the following: for Life Safety in Low or Moderate Seismicity, 3 times the least dimension of the chimney; for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 2 times the least dimension of the chimney. (Commentary: Sec. A.7.9.1. Tier 2: 13.6.7)
- C NC (N/A) U LS-LMH; PR-LMH. ANCHORAGE: Masonry chimneys are anchored at each floor level, at the topmost ceiling level, and at the roof. (Commentary: Sec. A.7.9.2. Tier 2: 13.6.7)

Stairs

- (C) NC N/A U LS-LMH; PR-LMH. STAIR ENCLOSURES: Hollow-clay tile or unreinforced masonry walls around stair enclosures are restrained out-of-plane and have height-to-thickness ratios not greater than the following: for Life Safety in Low or Moderate Seismicity, 15-to-1; for Life Safety in High Seismicity and for Position Retention in any seismicity, 12-to-1. (Commentary: Sec. A.7.10.1. Tier 2: Sec. 13.6.2 and 13.6.8)
- (C) NC N/A U LS-LMH; PR-LMH. STAIR DETAILS: In moment frame structures, the connection between the stairs and the structure does not rely on shallow anchors in concrete. Alternatively, the stair details are capable of accommodating the drift calculated using the Quick Check procedure of Section 4.5.3.1 without including any lateral stiffness contribution from the stairs. (Commentary: Sec. A.7.10.2. Tier 2: 13.6.8)

Contents and Furnishings

- C NC (N/A) U LS-MH; PR-MH. INDUSTRIAL STORAGE RACKS: Industrial storage racks or pallet racks more than 12 ft high meet the requirements of ANSI/MH 16.1 as modified by ASCE 7 Chapter 15. (Commentary: Sec. A.7.11.1. Tier 2: Sec. 13.8.1)
- C (NC) N/A U LS-H; PR-MH. TALL NARROW CONTENTS: Contents more than 6 ft high with a height-to-depth or height-to-width ratio greater than 3-to-1 are anchored to the structure or to each other. (Commentary: Sec. A.7.11.2. Tier 2: Sec. 13.8.2)
- C NC (N/A) U LS-H; PR-H. FALL-PRONE CONTENTS: Equipment, stored items, or other contents weighing more than 20 lb whose center of mass is more than 4 ft above the adjacent floor level are braced or otherwise restrained. (Commentary: Sec. A.7.11.3. Tier 2: Sec. 13.8.2)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-MH. ACCESS FLOORS: Access floors more than 9 in. high are braced. (Commentary: Sec. A.7.11.4. Tier 2: Sec. 13.8.3)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-MH. EQUIPMENT ON ACCESS FLOORS: Equipment and other contents supported by access floor systems are anchored or braced to the structure independent of the access floor. (Commentary: Sec. A.7.11.5. Tier 2: Sec. 13.7.7 and 13.8.3)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. SUSPENDED CONTENTS: Items suspended without lateral bracing are free to swing from or move with the structure from which they are suspended without damaging themselves or adjoining components. (Commentary: A.7.11.6. Tier 2: Sec. 13.8.2)

Mechanical and Electrical Equipment

- C NC (N/A) U LS-H; PR-H. FALL-PRONE EQUIPMENT: Equipment weighing more than 20 lb whose center of mass is more than 4 ft above the adjacent floor level, and which is not in-line equipment, is braced. (Commentary: A.7.12.4. Tier 2: 13.7.1 and 13.7.7)
- C NC (N/A) U LS-H; PR-H. IN-LINE EQUIPMENT: Equipment installed in-line with a duct or piping system, with an operating weight more than 75 lb, is supported and laterally braced independent of the duct or piping system. (Commentary: Sec. A.7.12.5. Tier 2: Sec. 13.7.1)
- C (NC) N/A U LS-H; PR-MH. TALL NARROW EQUIPMENT: Equipment more than 6 ft high with a height-to-depth or height-to-width ratio greater than 3-to-1 is anchored to the floor slab or adjacent structural walls. (Commentary: Sec. A.7.12.6. Tier 2: Sec. 13.7.1 and 13.7.7)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-MH. MECHANICAL DOORS: Mechanically operated doors are detailed to operate at a story drift ratio of 0.01. (Commentary: Sec. A.7.12.7. Tier 2: Sec. 13.6.9)

- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. SUSPENDED EQUIPMENT: Equipment suspended without lateral bracing is free to swing from or move with the structure from which it is suspended without damaging itself or adjoining components. (Commentary: Sec. A.7.12.8. Tier 2: Sec. 13.7.1 and 13.7.7)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. VIBRATION ISOLATORS: Equipment mounted on vibration isolators is equipped with horizontal restraints or snubbers and with vertical restraints to resist overturning. (Commentary: Sec. A.7.12.9. Tier 2: Sec. 13.7.1)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. HEAVY EQUIPMENT: Floor-supported or platform-supported equipment weighing more than 400 lb is anchored to the structure. (Commentary: Sec. A.7.12.10. Tier 2: 13.7.1 and 13.7.7)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. ELECTRICAL EQUIPMENT: Electrical equipment is laterally braced to the structure. (Commentary: Sec. A.7.12.11. Tier 2: 13.7.7)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. CONDUIT COUPLINGS: Conduit greater than 2.5 in. trade size that is attached to panels, cabinets, or other equipment and is subject to relative seismic displacement has flexible couplings or connections. (Commentary: Sec. A.7.12.12. Tier 2: 13.7.8)

Piping

- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. FLEXIBLE COUPLINGS: Fluid and gas piping has flexible couplings. (Commentary: Sec. A.7.13.2. Tier 2: Sec. 13.7.3 and 13.7.5)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. FLUID AND GAS PIPING: Fluid and gas piping is anchored and braced to the structure to limit spills or leaks. (Commentary: Sec. A.7.13.4. Tier 2: Sec. 13.7.3 and 13.7.5)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. C-CLAMPS: One-sided C-clamps that support piping larger than 2.5 in. in diameter are restrained. (Commentary: Sec. A.7.13.5. Tier 2: Sec. 13.7.3 and 13.7.5)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. PIPING CROSSING SEISMIC JOINTS: Piping that crosses seismic joints or isolation planes or is connected to independent structures has couplings or other details to accommodate the relative seismic displacements. (Commentary: Sec. A.7.13.6. Tier 2: Sec. 13.7.3 and Sec. 13.7.5)

Ducts

- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. DUCT BRACING: Rectangular ductwork larger than 6 ft² in cross-sectional area and round ducts larger than 28 in. in diameter are braced. The maximum spacing of transverse bracing does not exceed 30 ft. The maximum spacing of longitudinal bracing does not exceed 60 ft. (Commentary: Sec. A.7.14.2. Tier 2: Sec. 13.7.6)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. DUCT SUPPORT: Ducts are not supported by piping or electrical conduit. (Commentary: Sec. A.7.14.3. Tier 2: Sec. 13.7.6)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. DUCTS CROSSING SEISMIC JOINTS: Ducts that cross seismic joints or isolation planes or are connected to independent structures have couplings or other details to accommodate the relative seismic displacements. (Commentary: Sec. A.7.14.5. Tier 2: Sec. 13.7.6)

Elevators

- C NC (N/A) U LS-H; PR-H. RETAINER GUARDS: Sheaves and drums have cable retainer guards. (Commentary: Sec. A.7.16.1. Tier 2: 13.8.6)
- C NC (N/A) U LS-H; PR-H. RETAINER PLATE: A retainer plate is present at the top and bottom of both car and counterweight. (Commentary: Sec. A.7.16.2. Tier 2: 13.8.6)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. ELEVATOR EQUIPMENT: Equipment, piping, and other components that are part of the elevator system are anchored. (Commentary: Sec. A.7.16.3. Tier 2: 13.8.6)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. SEISMIC SWITCH: Elevators capable of operating at speeds of 150 ft/min or faster are equipped with seismic switches that meet the requirements of ASME A17.1 or have trigger levels set to 20% of the acceleration of gravity at the base of the structure and 50% of the acceleration of gravity in other locations. (Commentary: Sec. A.7.16.4. Tier 2: 13.8.6)

- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. SHAFT WALLS: Elevator shaft walls are anchored and reinforced to prevent toppling into the shaft during strong shaking. (Commentary: Sec. A.7.16.5. Tier 2: 13.8.6)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. COUNTERWEIGHT RAILS: All counterweight rails and divider beams are sized in accordance with ASME A17.1. (Commentary: Sec. A.7.16.6. Tier 2: 13.8.6)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. BRACKETS: The brackets that tie the car rails and the counterweight rail to the structure are sized in accordance with ASME A17.1. (Commentary: Sec. A.7.16.7. Tier 2: 13.8.6)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. SPREADER BRACKET: Spreader brackets are not used to resist seismic forces. (Commentary: Sec. A.7.16.8. Tier 2: 13.8.6)
- C NC (N/A) U LS-not required; PR-H. GO-SLOW ELEVATORS: The building has a go-slow elevator system. (Commentary: Sec. A.7.16.9. Tier 2: 13.8.6)

**ORDEN DE TRABAJO:
12283-1**

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

INFORMACIÓN CLIENTE

CLIENTE:	UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	TIPO DE CONCRETO :	4000 3/4"
OBRA:	UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	ELEMENTO(S):	COLUMNAS Y VIGAS
DIRECCIÓN:	ZONA 16	FECHA DE FUNDICIÓN:	AÑO JUNIO 1991
CONTACTO:	ESTEFANÍA FLORES	TÉCNICO:	SAÚL FELIPE
TELÉFONO:	5001-4330	FECHA EVALUACIÓN:	20-09-2016

DATOS

Estructura	Columnas y Vigas - 1er. Nivel					
	Columna Eje A	Columna Eje B	Viga Eje A	Viga Eje 4	Columna Eje C7	Viga Eje 7
Posición	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL
Punto No.	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6
Lectura 1	53	54	55	56	49	58
Lectura 2	52	51	58	56	52	55
Lectura 3	53	52	56	60	51	56
Lectura 4	54	56	54	58	50	54
Lectura 5	52	52	57	56	49	59
Lectura 6	54	56	56	60	52	54
Lectura 7	54	53	56	59	53	52
Lectura 8	51	52	55	54	49	57
Lectura 9	52	50	56	54	49	55
Lectura 10	52	56	52	58	53	54
Promedio Individual	53	53	56	57	51	55
Resistencia PSI de calibración	8000	8000	8800	9000	7500	8500
%f'c	200%	200%	220%	225%	188%	213%

FIRMA:

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

**ORDEN DE TRABAJO:
12283-1**

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

INFORMACIÓN CLIENTE

CLIENTE:	UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	TIPO DE CONCRETO :	4000 3/4"
OBRA:	UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	ELEMENTO(S):	COLUMNAS Y VIGAS
DIRECCIÓN:	ZONA 16	FECHA DE FUNDICIÓN:	AÑO JUNIO 1991
CONTACTO:	ESTEFANÍA FLORES	TÉCNICO:	SAÚL FELIPE
TELÉFONO:	5001-4330	FECHA EVALUACIÓN:	20-09-2016

DATOS

Estructura	Columnas y Vigas - 2do. Nivel					
	Columna Eje A3	Viga Eje A	Columna Eje B5	Viga Eje C	Columna Eje C7	Columna Eje C
Posición	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL
Punto No.	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10	No. 11	No. 12
Lectura 1	54	51	56	52	50	56
Lectura 2	51	52	51	50	50	52
Lectura 3	52	56	54	48	48	56
Lectura 4	54	52	57	51	48	56
Lectura 5	54	54	51	52	50	56
Lectura 6	52	52	53	49	52	55
Lectura 7	52	54	58	52	51	56
Lectura 8	54	54	51	50	52	56
Lectura 9	52	52	49	48	50	59
Lectura 10	53	55	56	48	49	59
Promedio Individual	53	53	54	50	50	56
Resistencia PSI de calibración	8000	8000	8300	7250	7250	8800
%f'c	200%	200%	208%	181%	181%	220%

FIRMA:

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

**ORDEN DE TRABAJO:
12283-1**

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

INFORMACIÓN CLIENTE

CLIENTE:	UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	TIPO DE CONCRETO :	4000 3/4"
OBRA:	UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	ELEMENTO(S):	COLUMNAS Y VIGAS
DIRECCIÓN:	ZONA 16	FECHA DE FUNDICIÓN:	AÑO JUNIO 1991
CONTACTO:	ESTEFANÍA FLORES	TÉCNICO:	SAÚL FELIPE
TELÉFONO:	5001-4330	FECHA EVALUACIÓN:	20-09-2016

DATOS

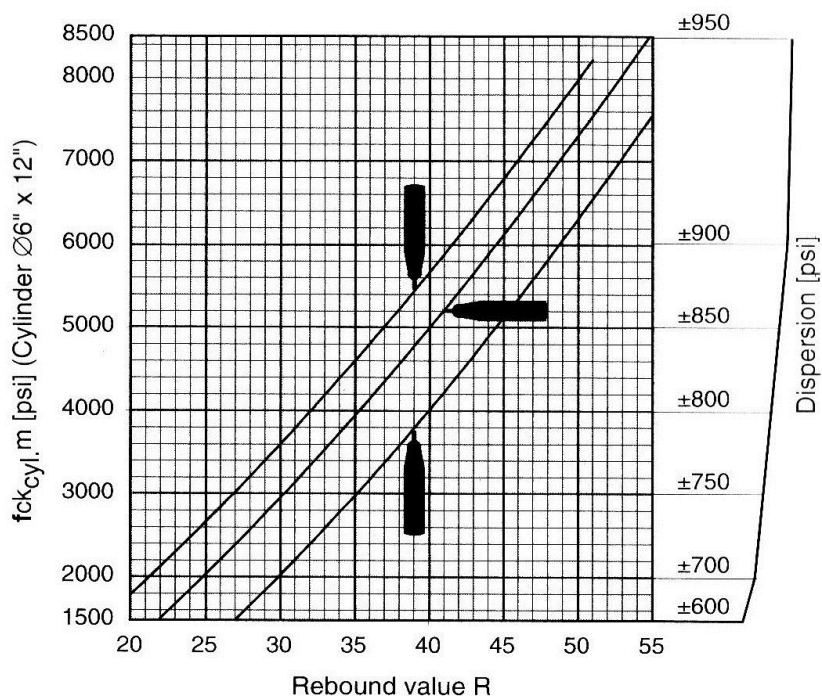
Estructura	Columnas y Vigas - 3er. Nivel					
	Columna Eje C8	Viga Eje 8	Columna Eje B5	Viga Eje G4	Viga Eje A	Columna Eje A2
Posición	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL
Punto No.	No. 13	No. 14	No. 15	No. 16	No. 17	No. 18
Lectura 1	54	48	50	49	48	48
Lectura 2	53	50	52	50	48	48
Lectura 3	52	51	50	51	52	49
Lectura 4	52	49	52	53	49	48
Lectura 5	50	43	52	52	48	51
Lectura 6	55	45	52	52	46	48
Lectura 7	54	46	50	50	46	47
Lectura 8	52	48	50	50	49	48
Lectura 9	54	46	52	51	47	48
Lectura 10	55	46	51	49	47	46
Promedio Individual	53	47	51	51	48	48
Resistencia PSI de calibración	8000	6600	7500	7500	6800	6800
%f'c	200%	165%	188%	188%	170%	170%

FIRMA:

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

GRAFICO PARA INTERPRETAR MEDICIONES CON MARTILLO DE IMPACTO

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



INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS

En base a la norma Norma NTG 41017 h11 o equivalente ASTM C 805 y a los resultados de las pruebas realizadas con el martillo de impactos el rango de resistencia del concreto es: Columnas y Vigas 1er. Nivel de 7,500 Psi a 9,000 Psi. Columnas y Vigas 2do Nivel de 7,250 Psi a 8,800 Psi. Columnas y Vigas 3er. Nivel de 6,600 Psi a 8,000 Psi.-

FIRMA:

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