



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**Facultad de Tecnología de la Construcción**

**Monografía**

**“METODOLOGIA FEMA 310 EN LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS  
EXISTENTES”**

Para optar al título de ingeniero civil

**Elaborado por**

Br. Raúl Antonio Toruño Martínez

**Tutor**

Ing. Guillermo Evenor Chávez Toruño

Managua, 15 de Enero del 2018

## **DEDICATORIA:**

La culminación de mis estudios a nivel superior se lo dedico a mis **abuelitos**, Gregorio Ramiro Toruño Amador y Esmerita Gamez Reyes ya que fueron mis padres y siempre me inculcaron que debía estudiar para ser un profesional, que me pudiera valer por si solo el día que ellos pasaran al descanso eterno.

Siendo mi abuelito el precursor de que estudiara Ingeniería Civil ya que el donaba al MTI el material selecto que se utilizaba para reparar la vía que conectaba al Municipio con la Ciudad (Achuapa-Leon) y ahí miraba la gran importancia de ser un ingeniero a la hora de resolver la dificultades que se presentaba dirigiendo la obra con vos de mando.

## **AGRADESIMINETO:**

- Agradezco a Jesucristo hijo del creador del Universo por haberme permitido culminar mis estudios y poder alcanzar el Título que me identifica como Ingeniero Civil.
- Agradezco a la Revolución Sandinista por permitirme alcanzar el nivel superior, y por todo el apoyo que me ha brindado.
- Agradezco a mis padres que siempre estuvieron apoyándome y llamándome a cada momento que culminara mis estudios superiores.
- Agradezco a mi esposa (Celia María Cerda Centeno) por haberme apoyado en todo el tiempo que me lleve, para poder dar por finiquitado la Monografía.
- Agradezco a los compañeros Ing. Julio Moncada e Iván Enrique Martínez, por haberme apoyado a ingresar a la UNI y ser parte de la Facultad de Tecnología de la Construcción.

## RESUMEN DEL TEMA:

El propósito de esta monografía está en aplicar la Metodología FEMA 310 de evaluación sísmica, a un edificio que fue construido en los años post terremoto de Managua de 1972, y que se pretende seguir utilizando debido a su alto grado de importancia. Siendo este FEMA 310, un Método de Evaluación Sísmica de Edificios Existentes del Programa Nacional de Reducción de Peligro Sísmico (NATIONAL EARTHQUAKE HAZARDS REDUCTION PROGRAM - NEHRP) de La Agencia Federal de Administración de Desastres de los Estados Unidos de América (FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY - FEMA).

El edificio existente que se modelo para el desarrollo de esta Monografía es el **Faustino Ruiz**, ubicado en el complejo Policial conocido como Plaza el Sol, Es una edificación de 4 pisos, que incluye además, un área de sótano y una azotea, con una estructura formada por un sistema combinado de concreto reforzado a base de muros de corte principalmente y algunos marcos, actuando juntos como estructura principal resistente a fuerzas laterales, además de un sistema de vigas y losas de concreto reforzado a nivel de entrepisos y azotea.

Se pretende evaluar cualquier edificio existente, que sufra un fenómeno sísmico aplicando la metodología FEMA 310, de igual manera aplicando los criterios establecidos en nuestro Reglamentos Nacional a la hora de calificar la estructura de tal manera que se pueda utilizar en cualquier parte de nuestro País.

Se modelo el edificio en estudio en el programa ETABS, obteniendo así los diagramas y valores de deformación (Axial, Cortante y Momento) en cada elemento, con las combinaciones de carga establecidos en el FEMA 310.

El modelo a evaluar, es una de estas estructuras esenciales, la cual, en un futuro inmediato se pretende remodelar, incrementándole el número de paredes o particiones livianas, es decir incrementando la carga muerta de la edificación, con el consecuente incremento en el número de personas que harán uso de dichas instalaciones.

A través de esta Monografía realizada se pretende demostrar si el edificio en estudio se puede seguir utilizando una vez ocurrido el evento sísmico.

## INDICE GENERAL:

### CAPITULO – I

Introducción.....	1
Antecedentes.....	2
Justificación.....	6
Objetivos.....	8

### CAPITULO-II

Generalidades.....	9
Flujograma.....	10
2-Descripción del Método de Evaluación Estructural (Capítulo I FEMA 310).....	11
2.1-Desarrollo del Método.....	11
2.2-Requerimientos de Evaluación de la Fase 1.....	11
“Fase de Inspección Visual” FEMA 310.....	11
➤ Requerimientos para una Evaluación Sísmica.....	11
I. Nivel de Investigación Requerido (FEMA 310 Sec. 2.2).....	11
II. Visita al Sitio (FEMA 310, Sec. 2.3).....	12
III. Nivel de Rendimiento (FEMA 310 Sec. 2.4).....	13
IV. Región de Sismicidad (FEMA 310 Sec. 2.5).....	13
V. Tipo de Construcción (FEMA 310 Sec.2.6).....	15
➤ Desarrollo de los Requerimientos para una Evolución Sísmica.....	15
I. Nivel de Investigación Requerido (FEMA 310 Sec. 2.2).....	15
II. Visita al Sitio (FEMA 310, Sec. 2.3).....	16
III. Nivel de Rendimiento (FEMA 310 Sec. 2.4).....	23
IV. Región de Sismicidad (FEMA 310 Sec. 2.5).....	26
V. Tipo de Construcción (FEMA 310 Sec.2.6).....	27
2.2.1 - Cálculo de la Fuerza de Corte Sísmico (sec. 3.5.2).....	28
➤ Fuerza Pseudo-Lateral.....	28
➤ Cálculo de la Fuerzas Cortantes por piso (Sec.3.5.2.2 FEMA 310).....	30
➤ Período (Sec. 3.5.2.4 FEMA 310).....	30

2.2.2 - Revisión de las Evaluaciones Establecidas en la Fase 1 .....	31
• Determinación de las Cargas debido a Sismo.....	31
a través del Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07)	
a) Cargas .....	31
➤ Muertas.....	31
➤ Cargas Vivas.....	32
➤ Cargas Vivas Reducida .....	32
b) Clasificación Estructural.....	33
c) Reducción de las Fuerzas Sísmicas.....	33
d) Factor por Reducción por Ductilidad (RNC-07 Arto. 21).....	34
e) Método Estático Equivalente (Arto. 32. RNC-07).....	35
➤ Fuerzas Cortantes.....	35
➤ Fuerza Pseudo-Lateral.....	36
➤ Cálculo de la Fuerzas Cortantes por Piso o Nivel.....	38
(Sec.3.5.2.2 FEMA 310).	
➤ Cálculo del Periodo Fundamental del Edificio.....	41
(Sec. 3.5.2.4 FEMA 310).	
2.2.3 - Conclusiones respecto a la Aplicación de la Fase 1 de Análisis.....	42
o Fase de Inspección Visual.	

### CAPITULO – III

Generalidades.....	42
Aplicación de la Segunda Fase de Evaluación Estructural (Sec...4.2 FEMA 310).....	42
Generalidades.....	42
3.1 - Requerimientos de la Segunda Fase de Evaluación (Sec. 4.2.1 FEMA 310).....	43
➤ <b>Procedimiento Lineal Estático.</b>	
➤ Procedimiento Lineal Dinámico.	
➤ Procedimientos Especiales	
➤ Procedimiento para Componentes no Estructurales.	
3.2 - Período (Retoma el análisis del periodo del edificio).....	44
3.3 - Modelo matemático para el Procedimiento Lineal Estático (LSP).....	45
y el Procedimiento Lineal Dinámico (LDP) (Sección 4.2.3, FEMA-310).	
a) Asunciones básicas (Sec. 4.2.3.1 FEMA 310).....	45
b) Torsión horizontal (Sec. 4.2.3.2 FEMA 310).....	45

c)	Componentes Primarios y Secundarios (Sec. 4.2.3.3 FEMA 310)	46
d)	Diafragmas (Sec. 4.2.3.4 FEMA 310)	46
e)	Efectos Multidireccionales de Excitación (Sec. 4.2.3.5 FEMA 310)	47
f)	Aceleración vertical (Sec. 4.2.3.6 FEMA 310)	47
3.4 -	Criterios de aceptación para el Procedimiento Lineal Estático (LSP) y el Procedimiento Lineal Dinámico (LDP) (Sec. 4.2.4 FEMA 310)	47
a)	Requerimientos Generales (Sec. 4.2.4.1 FEMA 310)	47
b)	Componentes de la Carga de Gravedad (Sec. 4.2.4.2 FEMA 310)	48
c)	Acciones en los Componentes de la Edificación	48
d)	Acciones de Deformación Controladas (Sec. 4.2.4.3.1 FEMA 310)	49
e)	Acciones de Fuerzas Controladas (Sec. 4.2.4.3.2 FEMA 310)	49
3.5 -	Aplicación y desarrollo de la Fase 2 o Fase de Evaluación	51
a)	Requerimientos Iniciales de Aplicación de la Fase de Evaluación	51
b)	Tipo de Análisis Lineal a Emplear (Estático o Dinámico)	51
➤	Condición de Altura	
➤	Condición de Regularidad	
c)	Mezanines	52
d)	Piso Suave	52
e)	Geometría	53
-	Discontinuidades Horizontales	
-	Discontinuidades Verticales	
f)	Masa	53
g)	Torsión	54
3.5.1	Tipo de modelo a analizar (En el plano o en el Espacio)	55
➤	Cálculo del Período del Edificio a través del programa ETABS	56
➤	Determinación de las Fuerzas y Desplazamientos en la Estructura	56
➤	Determinación de la Capacidad de los Elementos Estructurales y de la Estructura misma	56
➤	Cálculo de Deformaciones en la Estructura	57
➤	Cálculo del efecto de volteo en la estructura	57
3.5.1.2	Revisión de las Condiciones de Acciones controlada en la Estructura (Acciones de Deformación y Acciones de Fuerza)	58
➤	Acciones de Deformación Controladas (Sec. 4.2.4.3.1 FEMA 310)	59
➤	Acciones de Fuerzas Controladas (Sec. 4.2.4.3.2 FEMA 310)	60

## **ANALISIS DE LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL**

- Muro Transversal sobre eje “1” entre ejes “B y C” .....62
  - Conclusiones del Análisis.....64
- Muro Transversal sobre eje “8” entre ejes “B y C” .....65
  - Conclusiones del Análisis.....68

## **ANALISIS DE LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL**

- Muro Longitudinal sobre eje “A” entre ejes “4 y 5” .....68
  - Conclusiones del Análisis.....72
- Muro Longitudinal sobre eje “D” entre ejes “4 y 5” .....73
  - Conclusiones del Análisis.....76

### **3.5.1.3 Conclusiones Respecto a la Aplicación de la Fase 2 .....76 o Fase de Evaluación**

- Análisis del modelo aumentando el espesor de los muros perimetrales (Aletones) así como también las áreas de acero longitudinal como transversal.

## **ANALISIS DE LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL**

- Muro Transversal sobre eje “1” entre ejes “B y C” .....78

### **Requisitos de Evaluación de Etapa 3 .....81**

Conclusiones.....	82
Recomendaciones.....	84
Bibliografía.....	85

## **ANEXOS**

### **Anexo A**

Mapa de Micro-Localización.....	I
Regionalización Sísmica.....	II
Mapa de Isoaceleraciones del País.....	III
Localización del Sitio en el Mapa de Fallas de Managua.....	IV

### **ANEXO B**

Lista Estructural (Tipos De Edificaciones).....	V
Tabla 2-2 Tipo de Edificio Comunes FEMA 310 Sec. 2.5.....	VI

**ANEXO C**

Modelando El Edificio En Estudio En El Programa.....IX  
(ETABS 2016 Versión 16.2.0)

**ANEXO D**.....XIV

Datos de Entrada y Salidas del Programa ETABS V 16.2.0.....XIV

**ANEXO E**

Lecturas del Martillo Suizo.....XXIX

**ANEXO F**

Datos de la Corrida del Programa Etabs-16.2.0.....LII

**ANEXO G**

Planos del Modelo que se Desarrolló en este Estudio.....LXXI

# CAPITULO - I

## I. INTRODUCCION

La experiencia extraída de la ocurrencia de los sismos severos en los últimos 45 años, ha mostrado que los edificios de hormigón armado sufren daños y hasta han colapsado; aunque se hayan construido en correspondencia con los códigos de diseño sismorresistentes nacionales vigentes en un determinado país. Lo anterior muestra que en cualquier área urbana, además de los edificios antiguos, existe un gran número de los edificios modernos que no cumplen con los requerimientos del código de diseño sismorresistente.

El criterio actual del diseño estructural, está basado en la ductilidad y la redundancia estructural, y tiene como objeto proveer en los edificios la suficiente resistencia para evitar el colapso, pero no para evitar que se presenten daños, donde los parámetros que se toman en cuenta son la demanda sísmica, la resistencia de los materiales y la calidad de la construcción. En vista de ello, los códigos sísmicos aceptan que se presenten daños severos sin colapso en los edificios en caso de sismos fuertes.

Así mismo, en muchas zonas sísmicas se han construido innumerables edificios de acuerdo con códigos sísmicos obsoletos o sin ningún tipo de provisión sismorresistente. Como consecuencia de esto, muchos edificios pueden presentar diferentes grados de daño durante terremotos fuertes y en muchos casos su seguridad puede llegar a ser dudosa.

Para la obtención de un rápido diagnóstico del estado de un edificio después de un terremoto, que proporcione información confiable de su habitabilidad y reparabilidad, es necesario tener en cuenta no sólo los diferentes niveles de daño en los elementos estructurales, sino también su estabilidad estructural. Por lo tanto, es necesario llevar un proceso preciso de evaluación de los daños que implica la participación de profesionales expertos en el campo de las estructuras y la mecánica de suelos, la evaluación de daños y la rehabilitación de edificios.

Para evaluar el estado global de un edificio desde el punto de vista sísmico, se deben tomar en cuenta tres aspectos que tienen que ver con la seguridad del edificio: los elementos estructurales, los elementos no estructurales y las condiciones del suelo. Otros aspectos que se tienen en cuenta, ya que son características útiles para evaluar la reparabilidad del edificio, son las condiciones pre-existentes, relacionadas con la calidad de los materiales de construcción, las irregularidades horizontales y verticales del edificio y su configuración estructural.

Para llevar a cabo un buen proceso de evaluación de daños, es importante contar con evaluadores con amplia experiencia. Sin embargo, cuando ocurre un evento sísmico de gran magnitud, los daños en la zona pueden ser tan generalizados que no es posible que los expertos se encarguen de hacer la totalidad de las evaluaciones.

## II - ANTECEDENTES

En diferentes países con alta actividad sísmica se han hecho esfuerzos para desarrollar metodologías y guías de evaluación de daños, con el objetivo de ayudar en la definición de medidas apropiadas de reparación de los edificios dañados y para evitar demoliciones innecesarias. Estas guías permiten decidir rápidamente si un edificio puede continuar siendo utilizado o no, e identificar los edificios que pueden utilizarse con seguridad como refugios temporales para las personas evacuadas.

Uno de los defectos de este tipo de procesos de evaluación de daños es su alta subjetividad, debido a que los niveles de daño son definidos con calificaciones lingüísticas como leve, moderado o severo, lo que puede tener diferentes significados de acuerdo con el criterio de cada persona. La mala calidad de los datos y la falta de sistematización, además, contribuyen a la confusión y al retraso de decisiones relevantes en el manejo del desastre. Por lo tanto, es necesario llevar a cabo un plan de contingencia en el cual el proceso de evaluación de daños sea una de sus principales tareas.

Las opiniones de los evaluadores acerca de los daños y de la seguridad estructural, son esenciales para mejorar la efectividad de los códigos de construcción sismorresistente, mediante la identificación del tipo de fallas de diferentes sistemas estructurales.

Algunos ejemplos de estas guías sistemáticas y procedimientos para evaluar el daño de edificios que se han desarrollado en varios países se indican a continuación:

- República (antes Yugoeslava) de Macedonia.

El Instituto de Ingeniería Sísmica y Sismología (IZIIS) de la Universidad Kiril y Metodij, desarrolló una de las primeras metodologías para la evaluación post-sísmica de daños. Sus principales objetivos fueron la reducción de pérdidas humanas en edificios con baja resistencia o en edificios afectados que podrían ser destruidos por réplicas, la recolección de datos relacionados con la magnitud de un desastre en términos de viviendas disponibles, edificios destruidos y edificios inseguros; recolección de datos para protección civil y planes de rescate y de organización institucional después de terremotos; y mejoramiento de las especificaciones de diseño de los códigos de construcción sismorresistente. Esta metodología y procedimiento fue traducida al español y utilizada después del terremoto de México de 1985.

- Estados Unidos - California.

El Consejo de Tecnología Aplicada (ATC por sus siglas en inglés) propuso el Procedimiento de la evaluación post-sísmica de la seguridad de edificios con tres etapas.

La primera etapa es una evaluación rápida, donde se decide si un edificio es obviamente inseguro o aparentemente habitable. Estas evaluaciones frecuentemente son superficiales dado que no hay suficiente personal disponible para realizar inspecciones más profundas.

El segundo paso corresponde a una evaluación detallada, donde los edificios obviamente inseguros son evaluados visualmente por un ingeniero estructural.

La tercera etapa es la evaluación de ingeniería que se realiza para edificios cuestionables y severamente dañados que tienen que ser rehabilitados.

Una segunda versión del procedimiento se publicó en 1995, denominada “Adendo al ATC 20: Procedimientos de evaluación post-sísmica de la seguridad de edificios” (ATC 20-2). En 2003 se desarrolló un sistema para la recolección de datos en la evaluación de daños, ATC 20 (ATC-20, 2003) y en 2005 se publicó la segunda edición de la ATC 20-1 “Manual de campo: Evaluación de la seguridad post-sísmica de edificios”, (ATC-20-1, 2005).

- Japón.

Después del terremoto de Miyagiken – Oki en 1978, se vio la necesidad de implementar una metodología apropiada para la inspección de edificios después de un sismo. Por consiguiente se publicaron y se revisaron en 1989 las Guías para inspección de daños después de un sismo y técnicas de restauración. La metodología fue probada después del terremoto de Nihonkai-Chumbu en 1983 y después del terremoto de México en 1985, revisada en 1989 y publicada por la Asociación Japonesa de Prevención de Desastres en Edificios (CENAPRED, 1996). Mediante esta metodología, los edificios que tienen que ser evaluados, son seleccionados por una inspección general después del terremoto. La evaluación consiste en dos etapas: una evaluación visual inmediata del nivel de riesgo o habitabilidad y una evaluación del daño estructural y su clasificación. Como resultado de este proceso, se hace una sugerencia al propietario, relacionada con la necesidad de rehabilitación estructural (reparación, refuerzo o demolición).

- México.

El Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), desarrolló el Manual de evaluación post-sísmica de la seguridad estructural de edificaciones Rodríguez y Castrillón, 1995). Esta metodología se revisó y publicó por la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (SMIS) y el gobierno de Ciudad de México en 1998 (SMIS, 1998).

En este método se proponen tres niveles de evaluación: una evaluación rápida, una evaluación detallada y una evaluación especializada hecha por una oficina de ingeniería. El objetivo principal de la primera fase de evaluación es dictaminar si los edificios que soportaron un sismo pueden mantener su uso o si su uso debe ser restringido o prohibido. Con esta información se intenta estimar la magnitud del desastre, identificando las características generales de los daños, lo que puede influir en mejoras o cambios en los reglamentos de construcción vigentes.

- Italia.

Después del terremoto de Friuli (1976) se desarrolló un procedimiento de evaluación de daños para la estimación de las pérdidas económicas. Las guías y formatos fueron publicadas en el año 2000. Más recientemente, se publicó una propuesta de Goretti (2001) basada en un programa de investigación iniciado en 1995 dirigido a introducir los niveles de habitabilidad y de inspección de daños.

Adicionalmente se ha desarrollado una herramienta multimedia denominada MEDEA (Manualle di Esercitazioni sul Danno Ed Agibilità) (Papa y Zuccaro, 2003; Zuccaro y Papa, 2002), que contiene un catálogo de los principales daños en elementos estructurales y no estructurales de edificios en mampostería, que ayuda a la clasificación de estos daños por su interpretación como posibles mecanismos de colapso.

- Colombia.

Después del terremoto de la zona Cafetera en 1999, los estudios realizados en vulnerabilidad sísmica de edificios permitieron desarrollar una metodología basada en un sistema neuro-difuso para la evaluación de la habitabilidad y reparabilidad de edificios en caso de terremotos.

La metodología fue oficialmente adoptada por las ciudades de Bogotá y Manizales (AIS 2002; 2003). Ésta incluye un formulario único y una guía de campo diseñada para evaluar el daño de manera específica de cada uno de los edificios afectados, con el objetivo principal de determinar la seguridad de las construcciones, identificar aquellas que son obviamente peligrosas, las que presentan alguna restricción de habitabilidad o las que pueden ser utilizadas sin ninguna restricción (AIS, 2004).

Otros trabajos similares están relacionados con la identificación de edificios afectados en áreas de desastre, usando imágenes satelitales. Uno de ellos es el método propuesto por Matsuoka y Yamazaki (2004) que usa un satélite SAR (Radar de Apertura Sintética) para identificar la distribución de los edificios afectados en el área después de un desastre, mediante la comparación de imágenes pre y post evento. Esta herramienta ayuda a detectar la extensión y magnitud de los desastres y es útil para las actividades relacionadas con el manejo de desastres.

En los Estados Unidos de América específicamente, La Agencia Federal de Administración de Desastres (Federal Emergency Management Agency - FEMA), en conjunto con la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineering-ASCE), han elaborado y definido una metodología más elaborada denominada **Seismic Evaluation Handbook - FEMA 310**, basada en FEMA 178, la cual, es un Método de Evaluación Sísmica de edificios existentes del NATIONAL EARTHQUAKE HAZARDS REDUCTION PROGRAM (NEHRP), destinada a evaluar el riesgo potencial de las vidas humanas en un edificio o una parte del mismo, así como, la peligrosidad de la edificación, ante los efectos de un evento sísmico.

### III - JUSTIFICACION

En Nicaragua, las edificaciones de mayor importancia desde el punto de vista funcional – ocupacional, son de vieja data, como el Palacio Nacional, Estadio Nacional, Banco de América, Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua, Universidad Nacional de Ingeniería, Aeropuerto Internacional, etc., sufriendo algunas de ellas los embates del terremoto de Managua en Diciembre de 1972.

Ante las carencias económico-sociales del país, se hace necesario aun el uso de tales instalaciones, pero no se debe perder de vista la seguridad estructural de las mismas, para garantizar la seguridad ocupacional de la edificación y la seguridad de vida de las personas que se alojan dentro de sus instalaciones, así como la posibilidad de ocupación inmediata de tal instalación después de la ocurrencia de un evento sísmico de importancia.

El Reglamento de Diseño y Construcción vigente en el país, RNC-07, no especifica ninguna metodología para la evaluación de edificaciones existentes, por tanto, se debe adoptar y aplicar una metodología entre las anteriormente mencionadas para llevar a cabo este proceso.

El propósito de esta monografía está en aplicar la Metodología FEMA 310 de evaluación sísmica, a un edificio que fue construido en los años post terremoto de Managua de 1972, y que se pretende seguir utilizando debido a su alto grado de importancia. Siendo este FEMA 310, un Método de Evaluación Sísmica de Edificios Existentes del Programa Nacional de Reducción de Peligro Sísmico (NATIONAL EARTHQUAKE HAZARDS REDUCTION PROGRAM - NEHRP) de La Agencia Federal de Administración de Desastres de los Estados Unidos de América (FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY - FEMA).

FEMA-310 está destinada a evaluar el riesgo potencial de pérdidas de vidas humanas en un edificio o una parte del mismo, así como, la peligrosidad de la edificación ante los efectos de un evento sísmico. Y consiste en un procedimiento de tres (3) pasos o fases, cuya finalidad está en identificar los puntos débiles de la estructura que podrían fallar al momento de un sismo. Y es una metodología altamente aplicada en la evaluación de edificios históricos y otros de usos esenciales, tales como: hospitales, estaciones de policía, escuelas, estaciones de bomberos, etc.

El edificio en estudio es el **Faustino Ruiz**, ubicado en el complejo Policial conocido como Plaza el Sol, localizado en la ciudad de Managua, el cual fue construido en los años posteriores al terremoto de 1972 por la empresa constructora SOVIPE INGENIEROS S.A, quienes nos informaron que no existe registro de los antecedentes y planos de esta obra, ya que sus instalaciones se incendiaron durante la guerra insurreccional en 1979. Sin embargo se estima que la construcción se llevó a cabo en 1976.

El modelo a evaluar, es una de estas estructuras esenciales, la cual, en un futuro inmediato se pretende remodelar, incrementándole el número de paredes o particiones livianas, es decir incrementando la carga muerta de la edificación, con el consecuente incremento en el número de personas que harán uso de dichas instalaciones.

Es un edificio de arquitectura moderna que según el documento RAPID VISUAL SCREENING OF BUILDINGS FOR POTENTIAL SEISMIC HAZARDS, se clasifica según su estructura, en un edificio del tipo Comercial (COMMERCIAL BUILDINGS), y lo ubica de manera cronológica entre los años 1965 y 1980.

Es una edificación de 4 pisos, que incluye además, un área de sótano y una azotea, con una estructura formada por un sistema combinado de concreto reforzado a base de muros de corte principalmente y algunos marcos, actuando juntos como estructura principal resistente a fuerzas laterales, además de un sistema de vigas y losas de concreto reforzado a nivel de entresijos y azotea.

En el nivel de azotea existe una cubierta metálica a base de zinc ondulado estándar calibre 26 apoyada sobre estructura metálica, además de una losa de concreto reforzado sobre la franja longitudinal central de dicho nivel.

## IV – OBJETIVOS

### ➤ **Objetivo General**

- ✓ Realizar la Evaluación Sísmica Estructural de una Edificación Existente a base de Muros de Concreto Reforzado.

### ➤ **Objetivos Específicos**

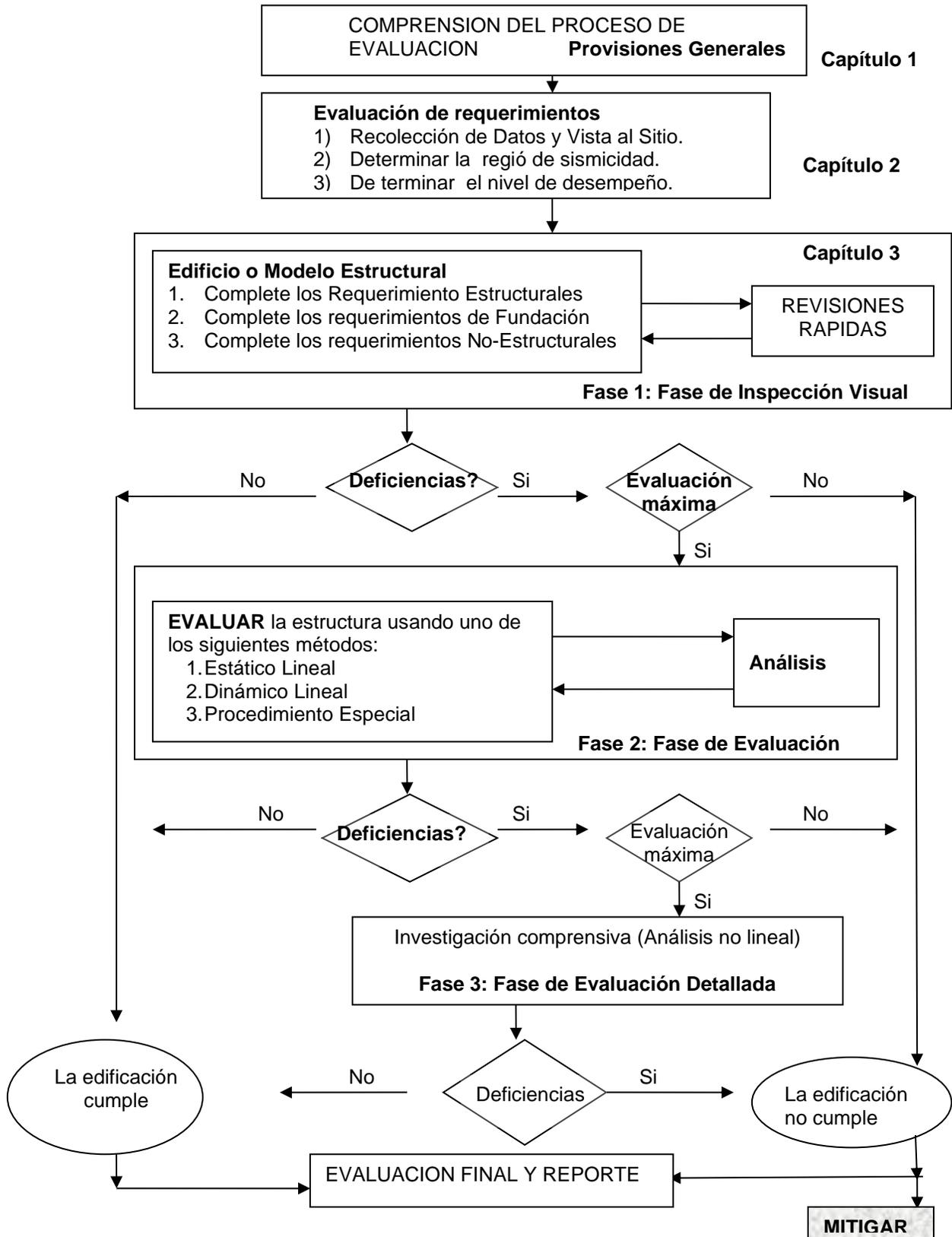
- ✓ Investigar las normas, códigos y criterios establecidos por la Metodología FEMA-310, en la evaluación estructural de edificios existentes con muros de concreto reforzado.
- ✓ Aplicar la Metodología FEMA-310 en la evaluación estructural de un edificio de esencial importancia, de cuatro plantas, a base de muros de concreto reforzado, localizado en la ciudad de Managua.
- ✓ Simular los efectos de las cargas en la edificación mediante el uso del programa ETABS, versión 16.02, en un modelo tridimensional de dicha edificación.
- ✓ Elaborar el diagnóstico de la Capacidad Estructural actual del edificio, utilizando además, las recomendaciones del Reglamento Nacional de la Construcción 2007 (RNC-07) de Nicaragua.
- ✓ Presentar los resultados definitivos y conclusiones de la aplicación de esta metodología FEMA-310 para la evaluación estructural del edificio en análisis.

## **CAPITULO – II**

### **GENERALIDADES.**

La aplicación de la metodología de evaluación sísmo resistente es un problema amplio y complejo debido a que se necesita por un lado definir la capacidad del sistema estructural en términos de resistencia y capacidad de deformabilidad y por otro seleccionar los efectos sísmicos esperados en el sitio dado, en términos de intensidad, contenido de frecuencias y tiempo de duración, para poder definir lo más cerca posible a la realidad el comportamiento no lineal de la estructura y en función de los resultados obtenidos, determinar el grado de daño en los elementos estructurales o el sistema en su conjunto, u otros parámetros de interés que se requieran, para evaluar la bondad del diseño. El método desarrollado permite a través de la utilización de programas de computación alcanzar de forma rápida y simple los resultados deseados, permitiendo incorporar los últimos conocimientos recolectados en nuestro país y la amplia experiencia mundial existente en el campo de la ingeniería sísmica en la determinación de las características de resistencia y deformaciones del edificio y del comportamiento no lineal de la estructura para un efecto sísmico dado.

## FLUJOGRAMA METODOLOGIA FEMA310



## **2 - DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE EVALUACION ESTRUCTURAL (Capítulo 1 FEMA 310)**

### **2.1 - DESARROLLO DEL METODO.**

Este es un procedimiento de tres (3) etapas, cuya finalidad está en identificar los puntos débiles de la estructura, que podrían fallar al momento de un sismo. Y es altamente aplicada en la evaluación de edificios históricos y otros de usos esenciales, tales como, hospitales, estaciones de policía, escuelas, estaciones de bomberos, etc.

Las tres fases o pasos esenciales que comprende esta metodología son las siguientes:

- I. **Fase de Inspección Visual** (Recopilación de información relacionada a Condiciones Estructurales, Condiciones No-Estructurales, Condiciones de Fundaciones y Condiciones Geológicas)
- II. **Fase de Evaluación** (Desarrollo de un análisis completo del edificio, previo análisis de las condiciones identificadas en la Fase de Inspección Visual. Esto implica un análisis estático lineal, un análisis dinámico lineal u otro procedimiento lineal especial).
- III. **Fase de Evaluación Detallada** (En caso de no cumplir requerimientos de la Fase de Evaluación se desarrollará de un análisis más complejo del tipo no-lineal).

#### ➤ **Requerimientos Para una Evaluación Sísmica.**

Antes de realizar las evaluaciones sísmica se debe cumplir con los requerimientos siguientes FEMA 310 Sec. 2.1:

#### **I. Nivel de Investigación Requerido (FEMA 310 Sec. 2.2).**

Antes de realizar una Evaluación de Nivel 1, todos los disponibles documentos deben ser recogidos y revisados. Un examen completo de todos los documentos disponibles perteneciente al diseño y construcción del edificio, si los documentos de construcción son disponible, el examen debe incluir verificación de que el edificio fue construido de acuerdo con el documento.

Todas las alteraciones y desviaciones serán célebre. La información recopilada será suficiente para definir el nivel de rendimiento deseado de acuerdo con la Sección 2.4, la región de sismicidad de acuerdo con la Sección 2.5, y el tipo de construcción de acuerdo con la Sección 2.6. Además, el nivel de investigación será suficiente para completar las listas de verificación de Nivel 1.

El examen destructivo será llevado a cabo según sea necesario para completar los procedimientos para edificios evaluados a la ocupación inmediata, nivel de rendimiento y para edificios en regiones de alto sismicidad como se define en la Tabla 2-1. El examen no destructivo de las conexiones y las condiciones deben ser realizados para todas las Evaluaciones de Nivel 2.

La evaluación del edificio involucra muchas dificultades. Una es la cuestión de descubrir la estructura ya que los planos y cálculos a menudo no son disponible en muchos edificios, la estructura es oculto por acabados arquitectónicos, y el diseño profesional tendrá que entrar en áticos, arrastrar espacios y planos para investigar, las pruebas pueden ser necesarias para determinar el material calidad y tensiones permitidas.

## **II. Visita al Sitio (FEMA 310, Sec. 2.3).**

Una visita al sitio se llevará a cabo por el diseñador y evaluador profesional para verificar los datos existentes o recopilar datos adicionales, datos que determinar el estado general del edificio y verificar o evaluar las condiciones del sitio, los datos relevantes de construcción que deberían ser determinados a través de una visita al sitio incluye:

- Descripción general del edificio: Cantidad de pisos, años de construcción y dimensiones.
- Descripción del sistema estructural: Enmarcado el sistema resistente, fuerza lateral, piso, techo, construcción de diafragma, sótano y sistema de cimentación.
- Descripción del elemento no estructural: Elementos no estructurales que podrían interactuar con la estructura y afecta al rendimiento sísmico.
- Tipos de construcción: clasifique el edificio como uno o más de los tipos de edificios comunes de ser posible
- Nivel de rendimiento: Tenga en cuenta el nivel de rendimiento requerido en la evaluación.
- Región de sismicidad: Identifique la sismicidad del sitio que se usará para la evaluación.
- Tipo de suelo: Tenga en cuenta el tipo de suelo.
- Ocupación del edificio - La ocupación de la construcción debe ser de notada.
- Importancia histórica: Identifique cualquier historial del edificio así como de sus elementos, cualquier impacto o área del edificio afectado por la evaluación debería de notarse.

En la declaración de la primera evaluación se puede indicar la necesidad de más información sobre el edificio, siendo el profesional del diseño poder necesitar y volver a visitar el sitio para hacer lo siguiente:

- Verificar datos existentes.
- Desarrollar otros datos requeridos.
- Verificar la resistencia a la fuerza vertical y lateral sistemas.
- Verifique el estado del edificio.
- Buscar condiciones especiales y anomalías.
- Abordar nuevamente las declaraciones de evaluación mientras este en el campo.
- Realice pruebas de materiales, según sea necesario.

### III. Nivel de Rendimiento (FEMA 310 Sec. 2.4).

El nivel de rendimiento deseado se definirá previamente, para llevar a cabo una evaluación sísmica usando este Manual. El nivel de rendimiento será determinado por el profesional de diseño y por la autoridad que tiene jurisdicción. Los siguientes dos niveles de rendimiento tanto para componentes no estructurales se definen en la Sección 1.3 de este manual: Seguridad de la vida (LS) e Inmediato Ocupación (IO). Para ambos niveles de rendimiento, la demanda sísmica se basa en la Máxima Considerando la Aceleración de Respuesta Espectral de Terremotos (MCE).

### IV. Región de Sismicidad (FEMA 310 Sec. 2.5).

La región de sismicidad del edificio deberá ser definida como bajo o moderada en concordancia con la tabla 2-1.

**Tabla 2.-1 Definición de la Región de Sismicidad**

<b>Región de Sismicidad</b>	<b>S<sub>DS</sub></b>	<b>S<sub>D1</sub></b>
Bajo	< 0.167seg	<0.067seg
Moderado	< 0.500seg > 0.167seg	<0.200seg >0.067seg

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

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

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

$S_{D1}$  = Aceleración de respuesta espectral con parámetro de periodo de 1.0 segundo.

$S_{DS}$  = Aceleración espectral, para periodos cortos.

$F_a$  = Coeficiente de sitio para periodo corto de 0.2 segundos definido respectivamente en la tabla 3-5.

$F_v$  = Coeficiente de sitio para periodo de 1.0 segundos definido respectivamente en la tabla 3.6.

$S_1$  = Aceleración de respuesta espectral con parámetro de 1.0 segundo (Sec. 3.5.2.3.1).

$S_s$  = Aceleración espectral con parámetros de periodos cortos (Sec. 3.5.2.3.1).

Tabla 3-5 Valores de  $F_v$  como una función de la clase de sitio y aceleración espectral con periodo de 1.0seg,  $S_1$ .

Clase de Sitio	Mapa Espectral de Aceleración con Periodo de 1.0seg				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
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	3.4	2.8	2.4	2.2
F	*	*	*	*	*

Utilice la interpolación en línea recta los valores intermedios de  $S_1$ .

Tabla 3-6 Valores de  $F_a$  como una función de la clase de sitio y mapa de aceleración espectral con periodos cortos,  $S_1$ .

Clase de Sitio	Mapa Espectral de Aceleración con Periodo Cortos				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
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	*	*	*	*	*

Utilice la interpolación en línea recta los valores intermedios de  $S_1$ .

## **V. Tipo de Construcción (FEMA 310 Sec.2.6)**

El edificio que se evalúa se clasificará como uno o más de los tipos de construcción enumerados en la Tabla 2-2 basada en el sistema lateral de fuerzas resistentes y tipo de diafragma. Dos tipos de edificios separados serán utilizados para edificios con resistencia a la fuerza lateral diferente sistemas en cada una de las dos direcciones ortogonales.

### **➤ DESARROLLO DE LOS REQUERIMIENTOS PARA UNA EVALUCION SISMICA**

#### **Nivel de Investigación Requerido (FEMA 310 Sec. 2.2).**

El modelo en estudio fue construido en los años posteriores al terremoto de 1972 por la empresa constructora SOVIPE INGENIEROS S.A, quienes nos informaron que no existe registro de los antecedentes y planos de esta obra, ya que sus instalaciones se incendiaron durante la guerra insurreccional en 1979. Sin embargo se estima que la construcción se llevó a cabo en 1976.

Los planos con los que se cuentan fueron levantados en situ, elaborados en el programa AutoCad 2016 (Ver planos en los anexos)

En las tablas a continuación mostradas se presentan los datos del número de ensayos efectuados por cada tipo de elemento estructural localizado en cada uno de los niveles de la edificación, así como los datos de valores promedios de resistencia para dichos elementos. (En los anexos se encuentra cada una de las muestras tomadas por nivel)

Número de Pruebas por Elemento estructural en cada Nivel					
NIVEL DE LA EDIFICACION	MUROS	COLUMNAS	LOSAS	OTROS MUROS	TOTAL
SOTANO					
PRIMER PLANTA	10	6	7	1	24
SEGUNDA PLANTA	4	12	6	5	27
TERCERA PLANTA	7	6	6	8	27
CUARTA PLANTA	2	3	7	3	15

Valores de Resistencia Promedio a la compresión $f'c$ (lb/plg <sup>2</sup> )				
NIVEL DE LA EDIFICACION	MUROS	COLUMNAS	LOSAS	OTROS MUROS
SOTANO				
PRIMER PLANTA	4,490.0	5,166.8	7,328.6	4,876.9
SEGUNDA PLANTA	4,803.5	5,091.7	8,104.7	3,842.8
TERCERA PLANTA	3,853.1	4,878.7	6,914.2	4,876.9
CUARTA PLANTA	4,814.0	5,733.3	6,747.1	3,061.7

### Visita al Sitio (FEMA 310, Sec. 2.3).

#### a) Geometría de la edificación:

Del levantamiento topográfico y físico-estructural, realizado en el edificio en análisis, se tomaron las medidas en longitud, ancho y altura para el modelo en del edificio en general, así como, las dimensiones de cada uno de los elementos estructurales pertenecientes a la edificación. Dimensiones que se encuentran plasmadas en los planos de levantamiento físico, anexos a este informe.

Muros Concreto Reforzado: - 3.10 m de longitud sin incluir aletones.

- 0.45 m de espesor para el caso de los perimetrales y 0.20 m. de espesor para el caso del cubo de ascensores y escaleras.

Muros de Mampostería - Espesor de 0.15 m en todos los casos de ladrillo de barro.

Columnas: - Dimensiones 0.45m x 0.45m  
 - Espesor de 0.20 m para todos los niveles

Vigas: - Dimensiones 0.30m x 0.84m para el caso de las vigas interiores en la dirección transversal  
 - Dimensiones 0.30m x 0.50m para vigas interiores en la dirección longitudinal sobre franja central.

## b) Propiedades de los materiales:

### ➤ **Concreto:**

De las pruebas no destructivas realizadas al concreto de los diferentes elementos estructurales, en cada nivel de la edificación, se tomaron como datos de resistencia a la compresión ( $f'c$ ), los valores promedios de los resultados para cada elemento de concreto ensayado.

En las tablas a continuación mostradas se presentan los datos del número de ensayos efectuados por cada tipo de elemento estructural localizado en cada uno de los niveles de la edificación, así como los datos de valores promedios de resistencia para dichos elementos.

### ➤ **Acero de Refuerzo:**

Al no ser factible realizar pruebas del tipo destructivas en el concreto, para extracción de núcleos de concreto y para conocer el tipo y disposición del acero de refuerzo, se consideró para los análisis de cada tipo de elemento estructural las cuantías mínimas de acero, según el Reglamento ACI-318 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE), vigente en la época de construcción de la edificación.

El acero de refuerzo propuesto para el análisis de los diferentes elementos estructurales de concreto reforzado es Acero Grado 40, con un límite de fluencia  $F_y = 40,000 \text{ lbs/plg}^2$ .

Estas cuantías mínimas de acero para los elementos de concreto reforzado son las siguientes:

<b>Elemento Estructural</b>	<b>Cuantía mínima</b>	<b>Referencia</b>
Losas	0.0020	ACI 318-2014 Sec.7.6
Vigas	0.0040	ACI 318-2014 Sec. 9.6.2.3
Columnas	0.0100	ACI 318-2014 Sec. 10.6.1.1
Muros: Ref. Vertical Ref. Horizontal	0.0015 0.0025	FEMA 310 Sec. 4.4.2.2.2. Pág. 226

### c) Aspectos Geológicos y de Estudio de Suelos.

#### ➤ Estudio de Suelos

Se realizó un Estudio de Suelo en las inmediaciones del edificio, a cargo del Laboratorio de Materiales y Suelos, Julio Padilla, de la Universidad Nacional de Ingeniería.

En la Fase de Campo se realizaron dos (2) sondeos de penetración estándar (STP) de 10 y 15 pies de profundidad respectivamente, necesarios para determinar las propiedades físico-mecánicas de los materiales que componen los estratos de suelo existentes.

Durante el desarrollo de estos dos sondeos, ubicados a una distancia de 1.20 m de las caras de los muros cerca de los cuales se realizaron dichos sondeos, se trató de conocer la profundidad a la que se localizan los cimientos.

Pero esto no se pudo lograr, ya que hasta las profundidades investigadas en los sondeos (3.0 m y 4.20 m), no se detectó ningún tipo de estructura. Lo cual, es indicativo que los cimientos de la edificación se localizan a una menor distancia de la cara de los muros principales de la estructura, es decir se localizan a una distancia menor de 1.20 m de la cara de los muros.

En la Fase de Laboratorio se realizaron ensayos de Granulometría, Resistencia, Límites de Atterberg, Humedad Natural, Clasificación SUCS, etc. Que contiene los aspectos siguientes:

- Descripción de los trabajos de campo y de laboratorio realizados. Resultados obtenidos.
- Conclusiones y recomendaciones relativas a capacidad de carga de los suelos
- Anexos (Plano de localización de sondeos, Gráficos de Resistencia, Resultados, etc.)

#### Ubicación de sondeos.

- Sondeo No.1 (Lado Nor – Oeste del edificio)
- Sondeo No.2 (Lado Sur – Este del edificio)

De estos resultados del estudio de suelos se desprende como información relevante lo siguiente:

- Secuencia estratigráfica uniforme con una capa de material granular a base de una arena limosa de nula plasticidad, desde la superficie hasta una profundidad de investigación de cada sondeo. Existiendo una capa de arena volcánica color gris oscuro y otra de limo orgánico de media plasticidad tipo ML.
- No se detectó la presencia del Nivel Freático en ninguno de los dos sondeos realizados.
- Se determinaron las capacidades de carga del suelo a distintas profundidades, a como se indica en la tabla mostrada a continuación.

Profundidad (m)	Presión Admisible (Kg/cm <sup>2</sup> )
0.50	0.90
1.00	1.79
1.50	1.50
2.00	2.40
2.50	2.45
3.00	2.90



Realización de sondeo #1 (Lado Nor-Oeste).



Realización de sondeo #2 (Lado Sur-Este)

➤ Estudio Geológico

En base a las necesidades de protección de la vida humana y de la infraestructura económica, los edificios de centrales de policía juegan un papel fundamental, por lo que resulta necesario realizar un estudio geológico que permita un diagnóstico geológico-sísmico del sitio donde se emplaza el edificio en estudio.

Como resultados de los estudios geológicos se determinó lo siguiente:

- Existencia en el sitio donde se emplaza el proyecto, de suelos blandos poco cohesivos, principalmente arcillas limo-arenosas.
- Existencia de un sistema de falla o fractura menor NE, que atraviesa una porción muy pequeña de la estructura.
- Estas fallas menores, combinadas con la existencia de suelos blandos y la alta sismicidad de la zona en estudio, han sido las causantes de asentamientos diferenciales, los cuales, son los responsables de los agrietamientos leves que muestra la edificación.

En base a todo lo anterior se concluye que el sitio donde se emplaza el edificio en estudio, es de **Riesgo Moderado**, y está sometido a dos tipos principales de amenazas:

- 1.- Sismicidad
- 2.- Precipitaciones

#### **d) Fundaciones.**

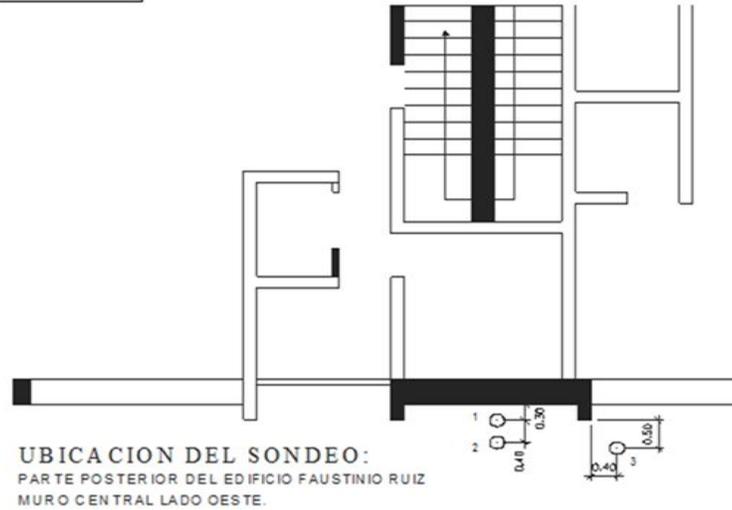
Con el objetivo de determinar la profundidad a la cual se localizan los cimientos del edificio en estudio, se realizaron tres (3) sondeos o perforaciones a percusión, con una profundidad comprendida entre los 3.0 y 4.50 m de profundidad, localizadas en el costado oeste del edificio en estudio.

El método de trabajo consistió en el uso de un aparato denominado penetrómetro, a través del cual, una varilla de 7/8 plg provista con un cono de 60° en su punta, es golpeada con un martillo móvil de 12 Kg de peso que cae libremente desde una altura de 0.61 m y hace penetrar la varilla en el suelo en intervalos de 15 cm, con una cantidad de golpes menor de 75 en cada intervalo de penetración.

Los resultados de esta etapa de inspección son los siguientes:

- Las zapatas se localizaron a una profundidad de 4.0 m, medidos con respecto al nivel de piso terminado del edificio en la primera planta.
- Se deduce en base a lo explorado que las zapatas son cimientos del tipo aislados con dimensiones iguales a las de los muros en planta más un ancho igual al de los alerones de los muros a cada lado del cimiento.
- El desplante de las zapatas se asume de 4.40 m, medido respecto al nivel de piso terminado del edificio en la primera planta.
- En el gráfico mostrado a continuación se indica la localización de los puntos donde se efectuaron estos sondeos exploratorios para determinar la profundidad de los cimientos, la cual se muestra de manera tabulada a continuación.

# DE SONDEO	PROFUNDIDAD DEL SONDEO (mts)
1	4
2	5
3	4



**MICROLOCALIZACION**  
ESC: \_\_\_\_\_ 1:75



Sondeos exploratorios para identificar profundidad de los cimientos.

**Nivel de Rendimiento (FEMA 310 Sec. 2.4).**

**Tabla 3-2, FEMA 310  
(Lista de Requerimientos para la Fase 1)**

Región de sismicidad	Nivel de rendimiento <sup>2</sup>	LISTAS DE REVISIONES REQUERIDAS <sup>1</sup>					
		Región de baja sismicidad (sec. 3.6)	Estructural básica (sec.3.7)	Estructural suplementaria (sec.3.7)	Daño al sitio geológico y fundaciones (sec.3.8)	No Estructurales básica (sec.3.9.1)	No estructurales suplementarias (sec.3.9.2)
BAJA	LS	✓					
	IO		✓		✓	✓	
MODERADA	LS		✓		✓	✓	
	IO		✓	✓	✓	✓	✓
ALTA	LS		✓	✓	✓	✓	
	IO		✓	✓	✓	✓	✓

- Una pleca significa que la lista de revisión debe ser completada para una Fase 1 de evaluación como una función de la región sísmica y el nivel de rendimiento o desempeño.
- LS = life-safety; IO= immediate occupancy; definidos en la Sección 2.3-FEMA-3

A continuación se muestra la Tabla 3-3 FEMA-310, donde se describe para cada tipología estructural y en base al número de pisos del edificio en estudio, la necesidad de una evaluación de la Fase 2 o Fase de Evaluación.

**Tabla 3-3, FEMA 310**  
**(Requerimientos de Evaluaciones Mayores)**

Tipo de Edificio	Número de pisos más allá de los cuales una evaluación completa del edificio en la Etapa 2 es requerida.					
	Baja		Moderada		Alta	
	LS	IO	LS	IO	LS	IO
<b>Marcos de madera</b>						
Ligeros (W1)	NL	2	NL	2	NL	2
Multiniveles (W1A)	NL	3	NL	2	NL	2
Comercial o Industrial (W2)	NL	2	NL	2	NL	2
<b>Marcos de acero para momentos</b>						
Diafragma Rígido (S1)	NL	3	NL	T2	NL	T2
Diafragma Flexible (S1 A)	NL	3	NL	T2	NL	T2
<b>Marcos arriostrados de acero</b>						
Diafragma Rígido (S2)	NL	3	NL	2	NL	2
Diafragma Flexible (S2 A)	NL	3	NL	2	NL	2
<b>Marcos livianos de acero (S3)</b>	NL	1	NL	1	NL	1
<b>Marco de acero con paredes de cortante de concreto (S4)</b>	NL	4	NL	4	NL	3
<b>Marcos de acero con paredes de cortante de mampostería</b>						
Diafragma Rígido (S2)	NL	2	NL	T2	NL	T2
Diafragma Flexible (S2 A)	NL	2	NL	T2	NL	T2
<b>Marcos de concreto para momentos (C1)</b>	NL	2	NL	T2	NL	T2
<b>Muros de cortante de concreto</b>						
Diafragma Rígido (C2)	NL	4	NL	4	NL	3
Diafragma Flexible (C2 A)	NL	4	NL	4	NL	3
<b>Marcos de concreto con paredes de cortante de mampostería</b>						
Diafragma Rígido (C3)	NL	2	NL	T2	NL	T2
Diafragma Flexible (C3 A)	NL	2	NL	T2	NL	T2
<b>Muros de cortante de concreto prefabricado</b>						
Diafragma Rígido (PC1)	NL	1	NL	T2	NL	T2
Diafragma Flexible (PC1A)	NL	1	NL	T2	NL	T2
<b>Marcos de concreto prefabricado</b>						
Diafragma Rígido (PC2)	NL	4	NL	4	NL	3
Diafragma Flexible (PC2A)	NL	T2	NL	T2	NL	T2
<b>Muros de soporte de mampostería reforzada</b>						
Diafragma Rígido (RM1)	NL	3	NL	T2	NL	T2
Diafragma Flexible (RM2)	NL	3	NL	3	NL	2
<b>Muros de soporte de mampostería no reforzada</b>						
Diafragma Rígido (URM)	NL	T3	SP	T3	SP	T3
Diafragma Flexible (URMA)	NL	1	NL	T3	NL	T3
<b>Sistemas mixtos</b>	NL	2	NL	T2	NL	T2

## **Ver Referencia FEMA 3-10 Sec. 3.4 Otros Requisitos de Evaluación**

La designación “LS” se aplica para la mayoría de los edificios que están siendo evaluados para lograr un nivel seguro de vida (life safety performance level), en tanto, la designación “IO” se aplica para los edificios evaluados que demanden un nivel de inmediata ocupación luego de un fenómeno sísmico (immediate occupancy performance level). Ambos niveles, “LS” e “IO”, basan su demanda sísmica en el máximo terremoto esperado (maximum considered earthquake, MCE).

Las siglas “NL” son para designar que no hay límites en el número de pisos. De igual manera, también está estipulado que para las edificaciones designadas en la Tabla 3-3, por las siglas “T2”, se requerirá una evaluación de segundo orden, y las designadas con las siglas “T3”, requerirán una evaluación de tercer orden, es decir, se debe recurrir a una Fase 3 de evaluación, o Fase de Evaluación Detallada.

Las designaciones “T2” y “T3” y el número de pisos en la categoría del nivel de rendimiento de Ocupación Inmediata (IO), indican que la edificación no puede ser evaluada para satisfacer los requerimientos de este manual FEMA-310, sin llevarse a cabo una evaluación completa de dicha edificación. Además, basados en la ocupación anterior de estos tipos de edificios, durante sismos antes acaecidos, el comportamiento de la estructura deberá ser examinado y comprendido.

Y apoyados en las listas de revisión de la Fase 1, se puede determinar cierta información útil, previa y complementaria a la información necesaria en las fases de evaluación 2 ó 3.

También, se muestra una tabla resumen donde se indican las diferentes evaluaciones de la Fase 1 o Fase de Inspección Visual, requeridas en la edificación en estudio, y que sirven de base a las Fases 2 ó Fase 3 de la evaluación estructural de la edificación objeto de este estudio.

En base al número de pisos del tipo de edificio que se está evaluando, se determina la necesidad de desarrollar la Fase 2 de análisis o Fase de Evaluación, y en caso de resultar necesario desarrollar esta segunda fase, se procede a implementar la misma en sus diferentes componentes, los cuales, se describen en el Capítulo 4 de la metodología FEMA-310.

Tipo de Edificio	Número de pisos más allá de los cuales una evaluación completa del edificio en la Etapa 2 es requerida.					
	Baja		Moderada		Alta	
	LS	IO	LS	IO	LS	IO
<b>Muros de Cortante de Concreto</b>						
Diafragma Rígido (C2)	NL	4	NL	4	NL	3

Seguridad de Vida (LS) = No tiene límites  
Ocupación Inmediata (IO) = 4 pisos.

Una vez revisado los criterios establecido en la tabla 3-3 FEMA 310, se concluye que se requiere el desarrollo de la fase 2 de análisis en el edificio en estudio.

**Región de Sismicidad (FEMA 310 Sec. 2.5).**

Mapa Espectral de Aceleración FEMA - 310					
$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$	3-4 FEMA-310	$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1$	3-5 FEMA-310		
$S_a$ No puede exceder a $S_{DS}$		$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s$	3-6 FEMA-310		
$S_a =$	1.07 $\approx$	0.40			
Valor de $F_v$ se optiene de la Table 3-5 FEMA 310					
$S_1 =$	0.40	$F_v =$	1.40		
Valor de $F_a$ se optiene de la Table 3-6 FEMA 310					
$S_s =$	0.50	$F_a =$	1.20		
$S_{D1} =$	0.37	$S_{DS} =$	0.40		

$A_v =$	0.31	Aceleración del terreno del sitio RNC-2007		
$C =$	1.00	Factor de modificación Tabla 3-4 FEMA 310		
$R =$	4.50	Coefficiente de modificación de respuesta		
$T =$	0.35	Período del edificio		

Según la tabla 2.1 del FEMA 310 Sec.2.5, la región de sismicidad donde se emplaza el edificio Faustino Ruiz es **“Moderada”**

## **Tipo de Construcción (FEMA 310 Sec.2.6)**

### **Ver Tabla 2-2 en Anexo B Pág. VI**

<b>Tipo de Edificio 9 : Edificio de Concreto con Muros de Corte</b>	
<b>C2</b>	Estos edificios tienen estructura de piso y techo que consiste en losas de concreto moldeadas in situ, vigas de concreto, viguetas de un solo sentido, vigas reticulares bidireccionales, o losas planas. Los pisos son soportados en columnas de concreto o muros de carga. Las fuerzas laterales son resistidas por los muros de corte de hormigón coladas in situ. En una construcción más antigua, los muros de corte están ligeramente reforzadas, pero a menudo se extienden por todo el edificio. En construcciones más recientes, los muros de cortante se producen en lugares aislados y están reforzados con elementos de contorno y lazos estrechamente espaciados para proporcionar un rendimiento dúctil. Los diafragmas consisten en losas de concreto y son rígidos con respecto a los muros. Los cimientos consisten en zapatas de concreto expandido o cimientos de pilotes profundos.

## **2.2 - REQUERIMIENTOS DE EVALUACION DE LA FASE 1 “FASE DE INSPECCION VISUAL”. FEMA 310**

El completar la Fase 1, o Fase de Inspección Visual, requiere de evaluaciones extras, que deberán ser llevadas a cabo acorde a la Tabla 3-3 Requerimientos de Evaluaciones Mayores (Further Evaluation Requirements) del FEMA 310. Además, se indica que una evaluación completa del edificio en la Etapa o Fase 2, deberá ser aplicable, sí el edificio en cuestión cuenta con un mayor número de pisos de los que se hallan listados en esta Tabla 3-3. Para edificios que no requieren una evaluación completa en la Segunda Fase o Fase de Evaluación, o de una Evaluación de Tercer Orden, una evaluación somera de Segundo Orden podría llevarse a cabo, sí las deficiencias potenciales de la estructura son identificadas en la Primera Fase de Evaluación.

En muchos casos la identificación de deficiencias potenciales en la Fase 1, conduce únicamente a una evaluación adicional de dichas deficiencias. Y según lo definido en el Capítulo 4 del FEMA-310, el análisis requerido puede estar enfocado en las deficiencias específicas, o puede involucrar un análisis global, a fin de evaluar dichas deficiencias específicas.

La evaluación de la Fase 1 o Fase de Inspección Visual, provee en base a observaciones in situ, una idea del daño de la estructura debido a las acciones sísmicas acaecidas durante el tiempo de existencia de dicha estructura. Revisiones de orden visual, que no permiten necesariamente, identificar el grado de respuesta de la estructura, pero que acompañadas de ciertas evaluaciones, permiten identificar las potenciales deficiencias de la estructura, al ser sometida a los efectos de cargas laterales de sismo.

Para lograr un conclusivo de la evaluación estructural total del edificio en análisis se dividió en tres (3) sub-etapas:

- Revisión y Evaluación de los requerimientos de la Fase 1 o Fase de Inspección Visual.
- Modelado Estructural de la edificación en el software ETABS V 16.2.0 de análisis no lineal e Interpretación de los resultados de dicho análisis.
- Revisión y Evaluación de los requerimientos de la Fase 2 o Fase de Evaluación.

### 2.2.1 - Cálculo Fuerza de Corte Sísmico (sec. 3.5.2)

#### ➤ Fuerza Pseudo-Lateral

La magnitud de esta fuerza pseudo-lateral ha sido seleccionada con la intención de que al ser aplicada al modelo linealmente elástico del edificio, resulten en el diseño, amplitudes de desplazamiento similares a los máximos desplazamientos esperados durante el evento sísmico. Si el edificio responde inelásticamente al diseño sísmico, como comúnmente puede suceder, las fuerzas internas calculadas pueden exceder aquellas que se desarrollan en el edificio en estado de fluencia.

La fuerza pseudo-lateral en una dirección dada de un edificio, deberá ser calculada acorde a las ecuaciones 3-1 y 3-2 de FEMA-310.

$$V = C * S_a * W \quad (3-1, \text{FEMA } 310)$$

V = Fuerza pseudo lateral

C = Factor de modificación para relacionar los desplazamientos máximos inelásticos con los desplazamientos calculados para las respuestas elásticas lineales.

C deberá ser tomado de la Tabla 3-4 FEMA-310.

$S_a =$  Respuesta de aceleración espectral en el período fundamental del edificio, en la dirección bajo consideración.  
El valor de  $S_a$  deberá ser calculado según los procedimientos de la sección 3.5.2.3 FEMA-310.

- $W =$
- Carga Muerta y Carga Viva Anticipada, como sigue:
  - En almacenes o similares, usar un mínimo de 25% de la carga viva del piso.
  - La carga actual o peso de las particiones o un peso mínimo de 10 lbs/pie<sup>2</sup> en el área del piso, cualquiera que sea mayor.
  - Carga de nieve en caso de ser aplicable
  - El peso total de los equipos permanentes y muebles.

De manera alternativa, para edificios con fundaciones superficiales y sin basamentos, evaluados para el nivel de desempeño de seguridad de vida (LS), la ecuación 3-2 FEMA-310 puede ser usada para calcular la fuerza pseudo-lateral:

$$V = 0.75 * W \quad (3-2, \text{FEMA } 310)$$

Si es usada la Ec. 3-2, un factor  $m = 1$ , deberá ser usado para calcular las componentes de fuerzas y esfuerzos, necesarios para completar las tablas de revisión rápida de la sección 3.5.3 y los criterios de aceptación establecidos en la sección 4.2.4. FEMA-310.

**TABLA 3-4**  
**FACTOR DE MODIFICACION "C"**

TIPO DE EDIFICIO <sup>1</sup>	Número de Pisos			
	1	2	3	4 a más
-Marco de momentos (S1,S3,C1,PC2A) Madera (W1,W1A,W2)	1.1	1.0	1.0	1.0
-Muros de corte (S4, S5, C2, C3, PC1A, PC2, RM2, URMA) -Marcos arriostrados (S2)	1.4	1.2	1.0	1.0
-Mampostería no reforzada (URM) -Diafragmas flexibles (S1A, S2A, S5A, C2A, C3A, PC1, RM1)	1.0	1.0	1.0	1.0

<sup>1</sup> definido en tabla 2-2 FEMA-310

➤ **Cálculo de la Fuerzas Cortantes por Piso (Sec.3.5.2.2 FEMA 310)**

Para edificios de varios pisos la fuerza pseudo lateral debes ser distribuida verticalmente de acuerdo a la siguiente ecuación

$$V_j = \left( \frac{n+j}{n+1} \right) \left( \frac{W_j}{W} \right) V \quad (3-3, \text{FEMA 310})$$

**V = Fuerza pseudo lateral**

**V<sub>j</sub> = Cortante de piso en el nivel “j”**

**n = Total de pisos sobre el nivel de suelo**

**j = Número del piso por debajo del nivel en consideración**

**W<sub>j</sub> = Peso sísmico total de todos los pisos sobre el nivel “j”**

➤ **Período (Sec. 3.5.2.4 FEMA 310)**

El período fundamental de un edificio en la dirección de análisis deberá ser calculado conforme la siguiente ecuación:

$$T = C_t * h^{3/4} \quad (3-7, \text{FEMA 310})$$

C<sub>t</sub> = 0.060 para madera (edificios tipo W1, W1A, W2);

0.035 para marcos de concreto reforzado resistentes a momento (tipo C1);

0.030 para marcos de acero excéntricamente arriostrados (edificios tipo S2, S2A)

0.020 para todos los otros sistemas de marcos.

De manera alterna, para edificios de acero o concreto reforzado a base de marcos resistentes a momento, de 12 pisos o menos, el período fundamental del edificio puede ser calculado como sigue:

$$T = 0.10 * N \quad (3-8, \text{FEMA 310})$$

N = Número de pisos por encima de la base.

El período que permita las máximas fuerzas pseudo laterales debe utilizarse para el diseño de las paredes y diafragmas en la estructura.

## 2.2.2 - Revisión de las Evaluaciones Establecidas en la Fase 1 son las Siguietes:

### Observación:

Para el cálculo de la fuerza pseudo lateral a como lo establece el FEMA 310, se hará uso de los criterios establecidos en el Reglamento Nacional (RNC-07), para la determinación de las cargas debido a sismo.

- **Determinación de las Cargas debido a Sismo a través del Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07)**

### a) Cargas:

- Cargas Muertas:

#### Techo (Cubierta ondulada liviana):

Cubierta de zinc ondulado cal.-26	= 6.00 Kg/m <sup>2</sup>
Cielo falso de poroplast + estructura aluminio	= 10.00 Kg/m <sup>2</sup>
Lámparas y Accesorios	= 4.00 Kg/m <sup>2</sup>
<b>CMtecho</b>	<b>= 20.00 Kg/m<sup>2</sup></b>

#### Techo (Cubierta de losa de concreto reforzado):

Losa de concreto reforzado de espesor (20 cm)	= 480.00 Kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizante asfáltico	= 20.00 Kg/m <sup>2</sup>
Unidades condensadoras de aire acondicionado	= 55.00 Kg/m <sup>2</sup>
Cielo falso de poroplast + estructura aluminio	= 10.00 Kg/m <sup>2</sup>
Lámparas y Accesorios	= 5.00 Kg/m <sup>2</sup>
<b>CMtecho:</b>	<b>= 90.00 Kg/m<sup>2</sup></b>

#### Entrepisos (segunda, tercera y cuarta planta)

Losa de concreto reforzado de espesor (20 cm)	= 480.00 Kg/m <sup>2</sup>
Ladrillo de cemento 30 x 30 cm + cascote	= 77.00 Kg/m <sup>2</sup>
Particiones de machihembre	= 40.00 Kg/m <sup>2</sup>
Cielo falso de poroplast + estructura aluminio	= 10.00 Kg/m <sup>2</sup>
Ductos y tuberías	= 13.00 Kg/m <sup>2</sup>
Lámparas y Accesorios	= 5.00 Kg/m <sup>2</sup>
<b>CMtecho:</b>	<b>= 145.00Kg/m<sup>2</sup></b>

➤ **Cargas Vivas:**

Techo: (RNC-07, Art. 11)

Distribuida por área en techos livianos de cubiertas onduladas = 10.0 Kg/m<sup>2</sup>

Techo: (RNC-07, Art. 10)

Distribuida por área en techos de losas con pendiente menor de 5% = 100.0 Kg/m<sup>2</sup>

Entrepiso: (RNC-07, Art. 10)

Distribuida por área en entrepiso para oficinas = 250.0 Kg/m<sup>2</sup>

➤ **Cargas Vivas Reducidas:**

Techo: (RNC-07, Art. 11)

C.V. reducida para techos livianos de cubiertas onduladas = 10.0 Kg/m<sup>2</sup>

Techo: (RNC-07, Art. 10)

C.V. reducida para techos de losas con pendiente menor de 5% = 40.0 Kg/m<sup>2</sup>

Entrepiso: (RNC-07, Art. 10)

Carga viva reducida para entrepiso de oficinas = 100.0 Kg/m<sup>2</sup>

Considerando el total de cargas de cada nivel, sin incluir los pesos propios de los elementos estructurales, a continuación se muestra un detalle de dichas cargas.

Nivel	CMuerta (Kg/m <sup>2</sup> )	CViva (Kg/m <sup>2</sup> )	CVReducida (Kg/m <sup>2</sup> )
4 (Azotea)	90.00	100.00	40.00
3	145.00	250.00	100.00
2	145.00	250.00	100.00
1	145.00	250.00	100.00

**b) Clasificación Estructural.**

Según RNC-2007 (Reglamento Vigente).

Para ambas direcciones de análisis:

Grupo: A Estructura Esenciales (Estación de Policía)	RNC-07- Art.20
Factor de Reducción por Ductilidad (Q): Q = 2 Muros de corte de concreto reforzado	RNC-07- Art.21
Factor de Reducción por sobre-resistencia ( $\Omega$ ): $\Omega = 2$	RNC-07- Art.22
Coeficiente de Diseño sismo-Resistente: Zona Sísmica C Managua	RNC-07- Art.24
Coeficiente de Aceleración Máxima del Terreno ( $a_0$ ) $a_0 = 0.31$ Managua	RNC-07- Art.24
Influencia del Suelo y del Período del Edificio: Tipo de Suelo – II (Suelo Firme)	RNC-07- Art.25
Factores de Amplificación por Tipo de Suelo, S. S = 1.5	RNC-07- Art.25

➤ **Considerando el inciso b del RNC-07 Art.32**

**.c) Reducción de las fuerzas sísmicas.**

Opcionalmente pueden adoptarse fuerzas sísmicas menores que las calculadas según el artículo anterior, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente:

El período fundamental de vibración, T, se tomará igual a.

Tcal = 0.049 seg	software ETABS 2016 v 16.2.0
Ta = 0.1 seg	Art. 27, Capitulo 2, Inciso a
Tb = 0.6 seg	Art. 27, Capitulo 2, Inciso a
Tc = 2.0 seg	Art. 27, Capitulo 2, Inciso a
d = 2.7 $a_0 = 0.837$	Art. 27, Capitulo 2, Inciso a

**d) Factor por Reducción por Ductilidad (RNC-07 Arto. 21).**

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las obtenidas del análisis dinámico modal con los métodos que se fijan en el Artículo 27, se empleará un factor de reducción  $Q'$  que se calculará como sigue:

$$Q' = \begin{cases} 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1) & \text{Si se desconoce } T, \text{ o si } T > T_a \\ Q & T \leq T_a \end{cases}$$

Como  $T_{cal} < T_a \Rightarrow \begin{cases} Q' = Q \\ Q' = 2 \end{cases}$  (Considerando además que no existe Reducción de  $Q'$  debido a Irregularidades en la estructura)

## ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

RNC-07 Art. 27

a) Espectros aplicables a los análisis estático y dinámico

$$a = \begin{cases} S \left[ a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\ Sd & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sd \left( \frac{T_b}{T} \right) & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sd \left( \frac{T_b}{T} \right) \left( \frac{T_c}{T} \right)^2 & \text{si } T > T_c \end{cases}$$

Evaluando Dentro de la Meseta

Como  $T_a < T < T_b \Rightarrow a = Sd = 1.26$

Por tanto:  $C = \frac{a}{\Omega Q'} = 0.315$  (Coeficiente Sísmico a Utilizar en el Análisis)

Comparando ambos coeficientes de diseño se selecciona el mayor de ellos para el cálculo de la fuerza sísmica en el edificio de análisis.

Siendo esta una Estructura Esencial, el RNC-07 establece que la aceleración espectral deberá multiplicarse por 1.5 Obteniendo un coeficiente sísmico mayor.

**C = 0.471**

**e) Método Estático Equivalente (Arto. 32. RNC-07).**

➤ **Fuerzas cortantes.**

Para aplicar este método se deben cumplir los requisitos establecidos en el artículo 30 inciso b). Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a h, siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el Desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables).

De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el i-ésimo nivel,  $F_{si}$ , resulta ser:

$$F_{S_i} = C W_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

Donde:

$W_i$  = Es el peso de la i-ésima masa.

$h_i$  = Es la altura de la i-ésima masa sobre el desplante.

$C$  = Es el coeficiente sísmico definido en el artículo 24

DIRECCION X					
Nivel	$h_i$ (m)	$W_i$ (Ton)	$W_i h_i$ (Ton-m)	$F_i$ (Ton)	$V_i$ (Ton)
4 (Cubierta)	3.03	1712.600	5189.178	159.384	159.384
3 (Entre Piso)	3.54	1807.090	6397.099	168.177	327.561
2 (Entre Piso)	3.49	1807.090	6306.744	168.177	495.739
1 (Entre Piso)	3.63	1807.090	6559.737	168.177	663.916
$\Sigma$		7133.870	24452.757		

Distribución de la fuerza cortante por columnas en cada piso				
Nivel #	$W_j$	$F_i$	Col / Nivel	$F_i / Col \#$
4	1712.000	159.384	20	7.969
3	1807.090	168.177	20	8.409
2	1807.090	168.177	20	8.409
1	1807.090	168.177	20	8.409

\*\*Se realizó el cálculo de la fuerza cortante por piso a través del Reglamento Nacional RNC-07, como un comparativo cuando se realice el cálculo de esta fuerza cortante a través del FEMA-310\*\*

➤ **Cálculo de la Fuerza Pseudo Lateral.**

La fuerza pseudo-lateral en cada una de las direcciones de la estructura en análisis se calcula acorde a la ecuación 3-1 de FEMA-310 (sección 4.2.2.1.1, FEMA-310)

$$V = C * S_a * W$$

La fuerza pseudo lateral se puede obtener según las siguiente Ecuaciones:

DATOS GENERALES DEL EDIFICIO.					
Area =	821.73	m <sup>2</sup> en planta en cada nivel.			
Carga Muerta por Nivel (Resumen)		CVR (Resumen)		Wi =	
Entrepiso 1 =	625.00	kg/m <sup>2</sup>	100.00	1,807.09	ton
Entrepiso 2 =	625.00	kg/m <sup>2</sup>	100.00	1,807.09	ton
Entrepiso 3 =	625.00	kg/m <sup>2</sup>	100.00	1,807.09	ton
Entrepiso 4 =	570.00	kg/m <sup>2</sup>	40.00	1,712.60	ton
W (Total) =	2,288.52	ton		7,133.88	ton

Peso del Edificio Obtenido del Programa **ETABS (W) = 4,845.36 Ton**

El cual se distribuirá en cada uno de los pisos **W =  $\frac{4,845.36 \text{ Ton}}{4.00}$**

Distribución del peso por piso: **W = 1,211.34 Ton**

**Peso Total del Edificio (W) = 7,133.88 Ton**

Tipo de pared existente de concreto Reforzado	L.S	I.O
Factor de Modificación de Componente Estructural m =	4.00	2.00
	m =	4.00
<b>Esfuerzo permisible a corte de concreto =</b>	<b>100.00</b>	<b>psi</b>

S <sub>a</sub> =	0.40	(FEMA 310 Sec.3.5.2.3.1)
C=	1.00	Factor de modificación Tabla 3-4 FEMA 310
A <sub>v</sub> =	0.31	Aceleración del terreno del sitio RNC-07

CALCULO DE LA FUERZA PSEUDO LATERAL			
La fuerza Seudo Lateral puede obtenerse según la sig. Ecuacion:			
	W =	7,133.88	ton
<b>FEMA 310</b>	V = C*Sa*W =	<b>2,853.55</b>	ton

<b>FEMA 310</b>	V = 0.75 (Peso Sismico Total) =	<b>5,350.41</b>	ton
-----------------	---------------------------------	-----------------	-----

Por consiguiente se utilizará la fuerza pseudo-lateral calculada en base a la segunda opción ya que resultó el mayor entre las dos posibilidades.

**V = 5,350.41 Ton**

m

**La distribución de fuerza Sísmica Lateral por Nivel (V<sub>j</sub>) será:**

Número total de pisos, n =		4.00		$V_j = \left( \frac{n+j}{n+1} \right) \left( \frac{W_j}{W} \right) V =$
Peso Sísmico Total, W =		7,133.88	ton	
<b>Nivel #</b>	<b>n</b>	<b>W<sub>j</sub></b>	<b>V<sub>j</sub></b>	V <sub>j</sub> : Cortante de piso en nivel j.
1.00	4.00	7,133.88	5,350.41	n: Numeros de pisos totales.
2.00	4.00	5,326.78	4,794.11	j: Numero de piso en analisis.
3.00	4.00	3,519.69	3,695.67	W: Peso sismico Total. (Ton)
4.00	4.00	1,712.60	2,055.11	W <sub>j</sub> : Peso sismico Total de todos los pisos sobre el nivel

➤ **Calculo de la Fuerza Cortante Por Piso o Nivel**

El promedio de los esfuerzos cortantes en muros de corte ( $V_{avg}$ ) debe calcularse con la siguiente ecuación:

$$V_{avg} = \frac{1}{m} \left( \frac{V_j}{A_w} \right) \quad (3-11 \text{ FEMA } 310)$$

- $V_j$ : Cortante de piso en el nivel "j" en análisis, según la Sección 3.5.2.2 FEMA-310
- $A_w$ : Sumatoria de áreas de las secciones transversales de los muros de corte en la dirección de la carga.
- $m$ : Factor de modificación de componentes, Según Tabla 3-7 FEMA- 310

En lugar de aplicar una respuesta relacionada con la ductilidad factor de reducción, R, a las cargas aplicadas, este manual usa m-factores relacionados con la ductilidad en las comprobaciones de aceptabilidad de cada componente. Así, en lugar de usar un único valor R para la totalidad estructura, diferentes factores m se utilizan dependiendo sobre la ductilidad del componente que se evalúa. Los m-factores especificados para cada nivel de análisis no se usará para otros Niveles de análisis (es decir, Los valores de nivel 3 de m no se pueden usar cuando un Nivel 1 o se realiza un análisis de Nivel 2).

Evaluando para los niveles de desempeño de seguridad de vida **(LS)** y **(IO)** de ocupación inmediata se debe cumplir lo siguiente:

- Los muros de corte de concreto reforzado, presentes en la estructura, no deben tener un espesor menor de 1/25 del menor valor entre la altura o longitud libre no soportada de muro, pero no debe ser menor que 4 pulgadas (Sec. 4.3.3.9 FEMA 310).
- El esfuerzo resistente de corte a considerar en muros de corte de concreto reforzado debe ser el menor valor entre 100 psi y  $2\sqrt{f'_c}$ , (Sec. 4.4.1.4.1 FEMA 310)

A continuación se muestran los cálculos correspondientes a este acápite:

- Revisión del espesor de muro

Espesor de muros = 45 cm para los exteriores perimetrales  
20 cm para los del cubo de ascensores y escaleras

Altura menor de muro = 3.00 m

Longitud menor de muro = 3.10 m

Espesor mínimo =  $(1/25)(300) = 12 \text{ cm} < 8 \text{ plg (20 cm)}$

Por tanto, los espesores de muros existentes de 20 cm y 45 cm son adecuados.

- El valor límite del esfuerzo cortante para los muros de corte de concreto reforzado es el siguiente:

- 100 psi
- $2\sqrt{f'c} = 2\sqrt{(4490)} = 134 \text{ psi}$

El menor valor resultante es 100 psi y esta magnitud corresponde al valor de esfuerzo cortante permisible para los muros de concreto reforzado resistentes a fuerzas cortantes.

Obtención del factor de modificación de componentes según tabla a continuación:

**Tabla 3-7 FEMA 310**  
**m- Factor de Modificación del Componentes Estructural.**

Tipo de Pared	Nivel de Rendimiento	
	LS	IO
Concreto Reforzado, Prefabricados de Hormigón y Madera	4.0	2.0
Mampostería Reforzada	3.0	1.5
Mampostería no Reforzada	1.5	N/A

<b>ANALISIS TRANSVERSAL.</b>					
Area Total de áreas horizontales de Muros de Corte, Aw		t =		45.00	cm
Longitud muros piso 1 (mts) =	21.30	Aw (nivel 1) =	95,850	cm <sup>2</sup>	
Longitud muros piso 2 (mts) =	21.30	Aw (nivel 2) =	95,850	cm <sup>2</sup>	
Longitud muros piso 3 (mts) =	21.30	Aw (nivel 3) =	95,850	cm <sup>2</sup>	
Longitud muros piso 4 (mts) =	21.30	Aw (nivel 4) =	95,850	cm <sup>2</sup>	
Nivel de Desempeño analizado:		L.S		I.O	
Esfuerzo Cortante (psi)	N-1	199.36	falla	398.72	falla
$V_{avg} = \frac{1}{m} \left( \frac{V_j}{A_w} \right)$	N-2	178.63	falla	357.26	falla
	N-3	137.70	falla	275.41	falla
	N-4	76.57	cumple	153.15	falla
	L.S: NIVEL DE SEGURIDAD DE VIDA				
I.O: NIVEL DE OCUPACION INMEDIATA					

<b>ANALISIS LONGITUDINAL</b>					
Area Total de áreas horizontales de Muros de Corte, Aw		t =		45.00	cm
Longitud muros piso 1 (mts) =	21.00	Aw (nivel 1) =	94,500.00	cm <sup>2</sup>	
Longitud muros piso 2 (mts) =	21.00	Aw (nivel 2) =	94,500.00	cm <sup>2</sup>	
Longitud muros piso 3 (mts) =	21.00	Aw (nivel 3) =	94,500.00	cm <sup>2</sup>	
Longitud muros piso 4 (mts) =	21.00	Aw (nivel 4) =	94,500.00	cm <sup>2</sup>	
Nivel de Desempeño analizado:		L.S		I.O	
Esfuerzo Cortante (psi)	N-1	202.21	falla	404.41	falla
$V_{avg} = \frac{1}{m} \left( \frac{V_j}{A_w} \right)$	N-2	181.18	falla	362.37	falla
	N-3	139.67	falla	279.34	falla
	N-4	77.67	cumple	155.34	falla
	L.S: NIVEL DE SEGURIDAD DE VIDA				
I.O: NIVEL DE OCUPACION INMEDIATA					

### ➤ Razonamiento.

En los cuadros se muestran los valores de esfuerzos cortantes que actúan en los muros de concreto reforzado por cada nivel de la edificación en análisis, resultando que para el nivel de desempeño esperado (**LS**) fallaron los muros 1, 2, 3 lo cual significa que hay deterioro en la capacidad estructural del sistema, de igual manera para una inmediata ocupación (**IO**) los muros fallaron no son capaces de resistir los esfuerzos cortantes.

La estructura que excede el límite permisible para esta condición que es 100 psi falla, lo cual significa que la estructura no podrá ser utilizada después de ocurrir un evento sísmico similar al de diseño.

➤ **Calculo del Período Fundamental del Edificio.**

El periodo fundamental de un edificio en la dirección de análisis se calculará según la siguiente ecuación:

$$T = C_t * h^{3/4}, \text{ donde}$$

T= Período fundamental del edificio (en segundos) en la dirección bajo consideración.

h = Altura del edificio, en pies.

C<sub>t</sub>= 0.060 para madera (edificios tipos W1, W1A, W2).

0.035 para marcos resistentes a momentos de concreto reforzados (tipo C1).

0.030 para marcos de cero excéntricamente arriostrados (edificios

0.020 para todos los otros sistemas de marcos u otros sistemas tipos S2, S2A) estructurales.

**Evaluando esta condición se tiene lo siguiente:**

**Altura del edificio = 13.69 m = 44.915pies**

C<sub>t</sub> = 0.020 para edificios a base de Muros de Corte,

$$\boxed{T = (0.020)(44.915)^{3/4} = 0.347 \text{ seg}}$$

De manera alterna, para edificios de acero o concreto reforzado a base de marcos resistentes a momento, de 12 pisos o menos, el período fundamental del edificio puede ser calculado como sigue:

$$T = 0.10 * N \quad (3-8, \text{ FEMA } 310)$$

N = Número de pisos por encima de la base.

El período que permita las máximas fuerzas pseudo laterales debe utilizarse para el diseño de las paredes y diafragmas en la estructura.

$$\boxed{T = 0.1 * 4 = 0.40 \text{ seg}}$$

**2.2.3 - Conclusiones Respecto a la Aplicación de la Fase 1 de**

## **Análisis o Fase de Inspección Visual.**

Según lo que corresponde a la Fase 1, si no se identifican deficiencias en la estructura en análisis, una evaluación somera es suficiente para concluir que la estructura es satisfactoria ante las acciones de cargas laterales, considerando los niveles de desempeño requeridos, de seguridad de vida y de ocupación inmediata.

Pero en este caso particular del edificio en estudio, esta evaluación refleja deficiencias de la estructura, relacionadas específicamente a la falla por esfuerzos de corte de los muros de concreto que conforman el sistema principal resistente a cargas laterales de dicho edificio.

En base a lo anterior se concluye que en vista de encontrarse deficiencias en la estructura según los requerimientos de la Fase 1, es necesario desarrollar una segunda fase de análisis, lo que conlleva a aplicar la Fase 2 o Fase de Evaluación, definida por la metodología FEMA-310 en su capítulo 4.

### **➤ CAPITULO-III**

## **3 - APLICACIÓN DE LA SEGUNDA FASE DE EVALUACION ESTRUCTURAL (Sec. 4.2 FEMA 310)**

### **Generalidades**

Una vez realizada la evaluación de la Etapa 1 o Fase de Inspección Visual, la cual, provee en base a observaciones in situ y cálculos preliminares que se pueden considerar conservadores, una idea de la capacidad inherente en la estructura para soportar acciones sísmicas acaecidas durante la vida útil de la misma. Pero también, ayuda a formarse una idea de las potenciales deficiencias de la estructura para luego analizarlas con más profundidad en una segunda o tercera fase de evaluación.

Debido a las limitantes de la Fase de Inspección Visual, ello nos lleva a realizar en una Etapa 2 o Fase de Evaluación, el análisis de un modelo estructural tridimensional de la edificación en estudio, el cual, permite identificar los puntos críticos de la estructura y prever con más exactitud cuál será la respuesta de la estructura ante los efectos del sismo de diseño que en este caso será el propuesto por el RNC-2007. De este análisis tridimensional más exacto realizado con herramientas de análisis computarizado, se determinaran valores más reales del período natural, fuerzas y desplazamientos que experimentará el sistema.

### **3.1 - REQUERIMIENTOS DE LA SEGUNDA FASE**

## **“FASE DE EVALUACION” (Sec. 4.2.1 FEMA 310)**

Una evaluación de la Fase 2 o Fase de Evaluación debe incluir un análisis estructural usando uno de los siguientes métodos lineales:

- **Procedimiento Lineal Estático.**
- Procedimiento Lineal Dinámico.
- Procedimientos Especiales
- Procedimiento para Componentes no Estructurales.

Y cualquiera que sea el método seleccionado, este deberá enfatizar en las deficiencias encontradas en la Fase 1 o Fase de Inspección Visual. Sí al implementar y desarrollar esta Fase 2 o Fase de Evaluación se identifican deficiencias en la estructura y necesita conocerse con más detalle el comportamiento de la estructura, deberá desarrollarse una Fase 3 o Fase de Evaluación Detallada, la cual, deberá basar sus requerimientos en lo establecido en el Capítulo 5 de la metodología FEMA-310.

Todos los edificios, excepto los de muros de mampostería confinada con diafragma flexible, deben ser evaluados por uno de los procedimientos lineales, ya sea Estático o Dinámico, seleccionando uno de ellos en base a las limitantes siguientes:

### **El Procedimiento Lineal Dinámico debe ser usado para:**

- Edificios con altura mayor de 100 pies.
- Edificios con irregularidades geométricas, de masa o de rigidez.

### **Para el caso del Procedimiento Lineal Estático, se deberá implementar lo siguiente:**

- Desarrollar un modelo matemático, de acuerdo a lo establecido en la sección 4.2.3, FEMA-310.
- La fuerza pseudo-lateral debe ser calculada de acuerdo a lo establecido en la sección 4.2.2.1.1, FEMA-310.
- Las fuerzas laterales deben ser distribuidas verticalmente de acuerdo a lo establecido en la sección 4.2.2.1.2, FEMA-310.
- Calcular las fuerzas y desplazamientos en la edificación, mediante métodos de análisis elásticos.
- Calcular fuerzas en los diafragmas de acuerdo a lo establecido en la sección 4.2.2.1.3, FEMA-310.
- Comparar las componentes de acción con los criterios de aceptación correspondientes, de acuerdo a lo establecido en la sección 4.2.4.5, FEMA-310.

En el Procedimiento Lineal Estático (LSP), el edificio es modelado con una rigidez linealmente elástica y un equivalente amortiguamiento viscoso, que se aproxima a los valores esperados de carga cercanos al punto de fluencia.

### 3.2 - Período (Retoma el análisis del periodo del edificio)

El período fundamental de un edificio en la dirección de análisis deberá ser calculado acorde la ecuación 4-1 FEMA-310.

$$T = (0.1\Delta_w + 0.078\Delta_d)^{0.5} \quad (4-1, \text{FEMA 310})$$

$\Delta_w$  = Desplazamientos en el plano de las paredes, en pulgadas, debido a una fuerza lateral igual al peso tributario al diafragma en la dirección bajo consideración.

$\Delta_d$  = Desplazamientos en el plano del diafragma, en pulgadas, debido a una fuerza lateral igual al peso tributario al diafragma en la dirección bajo consideración.

O bien, emplear la ecuación 3-7.

$$T = C_t * h^{3/4} \quad (3-7, \text{FEMA 310})$$

$C_t$  = 0.060 para madera (edificios tipo W1, W1A, W2);

0.035 para marcos de concreto reforzado resistentes a momento (tipo C1);

0.030 para marcos de acero excéntricamente arriostrados (edificios tipo S2, S2A);

0.020 para todos los otros sistemas de marcos.

De manera alterna, para edificios de acero o concreto reforzado a base de marcos resistentes a momento, de 12 pisos o menos, el período fundamental del edificio puede ser calculado como sigue:

$$T = 0.10 * N \quad (3-8, \text{FEMA 310})$$

$N$  = Número de pisos por encima de la base.

El período que permita las máximas fuerzas pseudo laterales debe utilizarse para el diseño de las paredes y diafragmas en la estructura.

### **3.3 - Modelo matemático para el Procedimiento Lineal Estático (LSP) y el Procedimiento Lineal Dinámico (LDP) (Sección 4.2.3, FEMA-310).**

#### **a) Asunciones básicas (Sec. 4.2.3.1 FEMA 310)**

Los edificios con rigidez o diafragmas rígidos deberán ser modelados bidimensionalmente si los efectos torsionales son suficientemente pequeños para ser ignorados u obtenidos indirectamente; en caso contrario, un modelo tridimensional podrá ser desarrollado.

Los marcos en edificios resistentes a fuerzas laterales con diafragmas flexibles, deberán ser modelados y analizados como un conjunto bidimensional de componentes; si no, se deberá usar un modelo tridimensional con diafragmas modelados como elementos flexibles.

#### **b) Torsión horizontal (Sec. 4.2.3.2 FEMA 310)**

Los efectos de torsión horizontal deberán ser considerados en una segunda etapa de análisis.

El momento torsional total en un nivel de piso dado deberá ser igual a la suma de los dos momentos torsionales siguientes:

- Torsión actual como resultado de la excentricidad entre los centros de masa y los centros de rigidez de todos los pisos por encima incluyendo el piso en análisis.
- Torsión accidental producida por diferencias horizontales entre ejes de los centros de masa en todos los pisos por encima, incluyendo el piso en análisis, igual a un mínimo de 5% de la dimensión horizontal del nivel de piso en cuestión, medida perpendicularmente a la dirección de la fuerza aplicada.

Los efectos de la torsión accidental no deberán ser usados para reducir las demandas de fuerza y deformación en los componentes o miembros del edificio.

Un edificio es considerado torsionalmente irregular si tiene diafragmas rígidos y la relación  $\delta_{\max} / \delta_{\text{avg}}$ , debido al momento torsional total excede de 1.2.

En edificios torsionalmente irregulares los efectos de torsión accidental deberán ser amplificados por el factor  $A_x$ , dado en la ecuación 4-5 FEMA-310:

$$A_x = \left( \frac{\delta_{\max}}{1.2 * \delta_{\text{avg}}} \right)^2 \quad (4-5, \text{FEMA-310})$$

$\delta_{\max}$ : Desplazamiento máximo en un punto cualquiera del diafragma en un piso x

$\delta_{\text{avg}}$ : Media algebraica de los desplazamientos en los puntos extremos del diafragma en el piso x.

$A_x$ : Deberá ser mayor o igual que 1 y no exceder de 3.

Si la relación “ $\eta$ ” del desplazamiento máximo en un punto cualquiera en cualquier diafragma (incluyendo amplificación torsional), al promedio de desplazamientos, excede de 1.5, se debe desarrollar un modelo tridimensional de la edificación para la segunda fase de análisis.

Cuando la relación “ $\eta$ ” < 1.5, las fuerzas y los momentos calculados con el modelo bidimensional, deberán ser incrementadas por el máximo valor calculado de “ $\eta$ ” para el edificio.

### **c) Componentes Primarios y Secundarios (Sec. 4.2.3.3 FEMA 310)**

Los componentes en la estructura deberán ser clasificados como Primarios y Secundarios, de acuerdo con la sección 1.3 FEMA-310.

Sólo las rigideces de los elementos primarios se necesitan incluir en el modelo matemático.

Sí los componentes secundarios son modelados, la rigidez total de estos no deberá ser mayor que el 25% de la rigidez total de los componentes primarios, calculados en cada nivel del edificio.

### **d) Diafragmas (Sec. 4.2.3.4 FEMA 310)**

Las deformaciones en los diafragmas deberán ser estimadas usando las fuerzas sísmicas calculadas en la sección 4.2 FEMA-310.

Modelos matemáticos de edificios con diafragmas rígidos deberán incluir explícitamente las flexibilidades de los diafragmas. Modelos matemáticos de edificios con diafragmas rígidos deberán tomar en cuenta las rigideces de los diafragmas.

Para edificios con diafragmas flexibles en cada nivel de piso, las líneas verticales sísmicas de influencia pueden ser consideradas independientemente, con las masas sísmicas asignadas en base al área tributaria.

La deflexión en el plano del diafragma deberá ser calculada para una distribución en el plano de las fuerzas laterales, de acuerdo con la distribución de las masas, así como también todas las fuerzas laterales en el plano asociadas con desplazamientos o excentricidades en la dirección vertical.

#### **e) Efectos Multidireccionales de Excitación (Sec. 4.2.3.5 FEMA 310)**

Los edificios deberán ser analizados para fuerzas sísmicas en cualquier dirección horizontal. Los desplazamientos y fuerzas sísmicas deberán ser analizadas para actuar de forma no concurrente a la dirección de cada eje principal de un edificio, a menos, que el edificio sea irregularmente torsional como se definió anteriormente, o que uno o más componentes formen parte de una o más intersecciones de elementos, en cuyo caso los efectos de excitación multidireccional deberán ser considerados.

La excitación multidireccional (ortogonal) deberá ser evaluada con la aplicación del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección horizontal más el 30% de fuerza sísmica en la dirección perpendicular horizontal.

#### **f) Aceleración vertical (Sec. 4.2.3.6 FEMA 310)**

Los efectos de Aceleración vertical en voladizos horizontales y elementos preesforzados deberán ser considerados usando métodos estáticos o dinámicos.

Los espectros de respuesta verticales pueden ser desarrollados usando un análisis específico del sitio donde se emplaza el edificio en estudio.

### **3.4 - Criterios de aceptación para el Procedimiento Lineal Estático (LSP) y el Procedimiento Lineal Dinámico (LDP) (Sec. 4.2.4 FEMA 310)**

#### **a) Requerimientos generales (Sec. 4.2.4.1 FEMA 310)**

Componentes de acción deben calcularse de acuerdo a la sección 4.2.4.3 FEMA-310, donde las fuerzas gravitacionales y las fuerzas laterales de sismo deben ser consideradas.

### **b) Componentes de la carga de gravedad (Sec. 4.2.4.2 FEMA 310)**

Los componentes de la carga de gravedad deberán calcularse, acorde a las ecuaciones 4-6 y 4-7 del FEMA-310.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (4-6, \text{FEMA 310})$$

$$Q_G = 0.9(Q_D) \quad (4-7, \text{FEMA 310})$$

$Q_D$ = Carga muerta

$Q_L$ = Carga viva efectiva igual al 25% de la carga viva no reducida de diseño, pero no menor que el valor de la carga viva.

$Q_S$ = Carga efectiva de nieve igual al 70% del de las cargas de nieve de diseño completo o donde las condiciones la justifiquen y sean aprobados por la agencia reguladora, excepto, que donde el la carga de diseño de nieve sea de 30 psi o menor, el valor de  $Q_S$  es igual a cero ( $Q_S = 0$ ).

### **c) Acciones en los componentes de la edificación**

Las acciones pueden ser clasificadas como una deformación controlada o como una fuerza controlada.

Una acción de deformación controlada debe ser definida como una acción que tiene una deformación asociada, la cual, es permitida para lograr exceder el valor de fluencia. La máxima deformación asociada está limitada por la capacidad de ductilidad de los elementos.

Una acción de fuerza controlada, es aquella acción que provee una pequeña deformación a la totalidad de la edificación, a través de un comportamiento inelástico, y debe ser definida como una acción que tiene una deformación asociada, que no permite exceder el valor de fluencia.

Acciones con ductilidad limitada deben ser consideradas como fuerzas controladas.

Para el caso de muros, las acciones de deformación controladas son:

- Momento Flexionante (M)
- Fuerza Cortante (V)

Y las acciones de fuerzas controladas son:

- Carga Axial (P)

#### **d) Acciones de Deformación Controladas (Sec. 4.2.4.3.1 FEMA 310)**

La acción controlada de deformación para diseño (QUD), se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{UD} = Q_G + Q_E \quad (4-8, \text{FEMA 310})$$

Q<sub>UD</sub>: Acción debida a cargas de gravedad y fuerzas de sismo.

Q<sub>G</sub>: Acción debida a cargas de gravedad.

Q<sub>E</sub>: Acción debida a fuerzas de sismo, calculada usando fuerzas del análisis del modelo lineal estático.

Donde Q<sub>G</sub> se calcula:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (4-6, \text{FEMA 310})$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (4-7, \text{FEMA 310})$$

Q<sub>D</sub>: Carga muerta.

Q<sub>L</sub>: Carga viva efectiva.

El valor de aceptación de una acción controlada de deformación (QCE) se determina con la siguiente expresión:

$$Q_{CE} \geq Q_{UD}/m \quad (4-12, \text{FEMA 310})$$

Q<sub>CE</sub>: Resistencia esperada de los componentes en el nivel de deformación bajo consideración.

Q<sub>UD</sub>: Acción debida a cargas de gravedad y fuerzas de sismo.

m: Componente de demanda, modificado para tomar en cuenta la ductilidad esperada de los elementos.

m=1 Para análisis de edificios realizado con fuerzas pseudo laterales

#### **e) Acciones de Fuerzas Controladas (Sec. 4.2.4.3.2 FEMA 310)**

La acción de fuerza controlada para diseño (QUF), se calcula como sigue:

##### **Método 1**

Las acciones de fuerzas controladas (QUF) serán calculadas como la suma de las fuerzas debido a la gravedad y la fuerza máxima que puede ser transmitida mediante acciones de deformación controladas.

## Método 2

Alternativamente las fuerzas controladas pueden ser calculadas acorde a las ecuaciones 4-9 ó 4-10 FEMA-310.

La ecuación 4-9 deberá ser usada cuando las fuerzas que contribuyen a QUF son transmitidas por elementos en estado de fluencia del sistema sísmico en análisis.

$$Q_{UF} = \left( Q_G \pm \frac{Q_E}{C * J} \right) \quad (4-9, \text{FEMA 310})$$

$$Q_{UF} = \left( Q_G \pm \frac{Q_E}{C} \right) \quad (4-10, \text{FEMA 310})$$

$Q_{UF}$  = Acciones debidas a cargas sísmicas y de gravedad.

$C$  = Factor de modificación definido en la tabla 3-4 FEMA-310.

$J$  = Factor de reducción para traslación de fuerzas, dado en la ecuación 4-11 FEMA-310, que no debe exceder 2.5 para edificios evaluados para un nivel de desempeño tipo "LS" (life safety), y de 2.0 para edificios evaluados para un nivel de desempeño tipo "IO" (immediate occupancy).

$$J = 1.5 + S_{DS} \quad (4-11, \text{FEMA 310})$$

$S_{DS}$  = Parámetro de Aceleración Espectral de diseño para un periodo corto, calculado acorde sección 3.5.2.3.1 FEMA-310.

## Método 3

Para la evaluación de edificios analizados con la fuerza pseudo-lateral, determinada con la ecuación 3-2, la ecuación 4-10 se deberá usar considerando un valor de  $C=1$ .

$$Q_{UF} = \left( Q_G \pm \frac{Q_E}{C} \right) \quad (4-10, \text{FEMA 310})$$

El valor de aceptación de una acción controlada de fuerza ( $Q_{CE}$ ) se determina con la siguiente expresión:

$$Q_{CE} \geq Q_{UF} \quad (4-13, \text{FEMA 310})$$

$Q_{CE}$  = Resistencia esperada de los componentes en el nivel de deformación bajo consideración.

$Q_{UF}$  = Acción debida a cargas de gravedad y fuerzas de sismo.

### 3.5 - Aplicación y Desarrollo de la Fase 2 o Fase de Evaluación

Evaluando esta condicional previamente mencionada, y otras correspondientes específicamente a esta Fase 2, se tiene lo siguiente:

#### a) Requerimientos iniciales de aplicación de la fase de evaluación

Según lo indicado en la Tabla 3-3, FEMA-310, para edificios con la designación Concrete Shear Walls with Rigid Diaphragms – C2, es decir, muros de corte de concreto reforzado con diafragmas rígidos, el número mínimo de pisos que debe tener una edificación con este tipo de sistema resistente a fuerzas laterales, en zona sísmica alta, y de acuerdo al nivel de desempeño de seguridad de vida son los siguientes:

Seguridad de Vida (LS) = No tiene límites  
 Ocupación Inmediata (IO) = 3 pisos.

Tipo de Edificio	Número de pisos más allá de los cuales una evaluación completa del edificio en la Etapa 2 es requerida.					
	Baja		Moderada		Alta	
	LS	IO	LS	IO	LS	IO
<b>Muros de Cortante de Concreto</b>						
Diafragma Rígido (C2)	NL	4	NL	4	NL	3

Una vez revisado los criterios establecido en la tabla 3-3 FEMA 310, se concluye que se requiere el desarrollo de la fase 2 de análisis en el edificio en estudio.

#### b) Tipo de análisis lineal a emplear (Estático o Dinámico)

El procedimiento Lineal Dinámico se debe aplicar para estructuras con las siguientes características:

- I. Edificios con altura mayor de 100 pies (30.0 m)
- II. Edificios con irregularidades de masa, rigidez o geometría, indicadas en las secciones 4.3.2.3 y 4.3.2.5 FEMA 310.

Evaluando lo anterior se tiene:

➤ Condiciones de altura:

Altura del edificio = 13.80 m < 30.0 m => **No es necesario el Método Lineal Dinámico.**

➤ Condiciones de regularidad:

Edificios Adyacentes

Un edificio adyacente no se debe localizar cerca de la estructura evaluada, en una distancia no menor del 4% de su altura, para los niveles de desempeño de seguridad de vida (LS) y ocupación inmediata (IO).

R = No existen edificios cercanos al edificio en análisis.

**c) Mezanines**

Mezanines en los niveles interiores de la edificación deben ser arriostrados e independientes de la estructura principal, o bien, anclados al sistema resistente a fuerzas laterales de la estructura.

R = No existen mezanines en el edificio en análisis.

**d) Piso Suave**

La rigidez del sistema lateral en cualquier piso no será menos del 70% de la rigidez de piso adyacente superior e inferior, ni menos del 80% del promedio de las rigideces de los tres pisos adyacentes arriba o abajo del piso en análisis. Esto aplica para ambas condiciones o niveles de desempeño, como son seguridad de vida (LS) y ocupación inmediata (IO).

R = En la tabla a continuación se indican las condiciones de piso suave en. Cada nivel de la edificación en análisis.

NIVEL	DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO	DISTORCIONES	Fi	RIGIDEZ	CONDICIÓN DEL PISO
					ton/cms	
		cms		Ton.		
4.00	0.0343	0.0085	0.0000069	694.4495	81,699.94	OK
3.00	0.0258	0.0106	0.0000011	1478.434	73,960.83	OK
2.00	0.0152	0.0102	0.0000149	2009.559	52,071.04	SUAVE
1.00	0.005	0.005	0.0000138	2282.163	54,520.82	OK

Observándose que existen problemas de piso suave en el nivel 2, lo que se justifica porque en el modelo tridimensional analizado se incluyeron todos los elementos estructurales presentes en el edificio, como son columnas, losas, vigas, muros de concreto y muros de mampostería. Teniendo estos muros de mampostería una distribución no uniforme en cada nivel de la edificación, existiendo en el resto de niveles un grado de mayor rigidez debido a que las fuerzas cortantes actuantes son distintas.

## e) Geometría

### - Discontinuidades Horizontales

No deberán existir cambios en la dimensión horizontal del sistema resistente a fuerzas laterales mayores que el 30%, entre un piso y los adyacentes arriba o abajo del piso en análisis. Esto aplica para ambas condiciones o niveles de desempeño, como son seguridad de vida (LS) y ocupación inmediata (IO).

R = No existe discontinuidad horizontal en la estructura, ya que, no existen diferencias en las dimensiones del sistema resistente en toda la altura de la edificación.

### - Discontinuidades Verticales

Todos los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas laterales deben ser continuos desde la fundación.

R = No existe discontinuidad vertical en la estructura, ya que todos los muros perimetrales que son los que forman el sistema principal resistente a fuerzas laterales, son continuos desde la fundación.

## f) Masa

No deberán existir cambios en la masa efectiva mayores de un 50% entre un piso y el siguiente. Esto aplica para ambas condiciones o niveles de desempeño, como son seguridad de vida (LS) y ocupación inmediata (IO).

R = En la tabla a continuación se indican las condiciones de masa efectiva Para cada nivel de la edificación en análisis.

Carga Muerta por Nivel (Resumen)		CVR (Resumen)		Wi =	
Entrepiso 1 =	625.00	kg/m <sup>2</sup>	100.00	1,807.09	ton
Entrepiso 2 =	625.00	kg/m <sup>2</sup>	100.00	1,807.09	ton
Entrepiso 3 =	625.00	kg/m <sup>2</sup>	100.00	1,807.09	ton
Entrepiso 4 =	570.00	kg/m <sup>2</sup>	40.00	1,712.60	ton
W (Total) =	2,288.52	ton		7,133.88	ton

Como se observa las masas presentan magnitudes similares, la mayor diferencia que se presenta es entre el nivel 4 y el nivel 3, misma que no se excede de:

$$\% = \frac{100(N^{\circ}3 - N^{\circ}4)}{N^{\circ}3} = \% < 50\% \text{ Permisible} \Rightarrow OK$$

$$\% = \frac{100(1,807.09 - 1,712.60)}{1,807.09} = 5.23 < 50\% \text{ Permisible} \Rightarrow OK$$

### g) Torsión

La distancia en planta en un piso, entre el centro de masa y el centro de rigidez, debe ser menor que el 20% del ancho del edificio en la dirección de análisis. Esto aplica para ambas condiciones o niveles de desempeño, como son seguridad de vida (LS) y ocupación inmediata (IO).

R = Longitud del edificio = 39.00 m  
 Ancho de edificio = 21.07 m

Excentricidad permisible en la dirección longitudinal  
 = 0.20 x 39.00 = 7.80 m

Excentricidad permisible en la dirección transversal  
 = 0.20 x 21.07 = 4.21 m

En la tabla mostrada a continuación se reflejan los datos de excentricidades actuantes para cada una de las direcciones de análisis.

	LONGITUD = 39.00 m			ANCHO = 21.07 m		
PISO EN ANALISIS	DIRECCION "X"			DIRECCION "Y"		
	X.CM	X.CR	Exc %	Y.CM	Y.CR	Exc %
	(m)	(m)		(m)	(m)	
1.00	10.3234	10.167	0.40	20.4763	19.4971	4.65
2.00	10.7226	9.8616	2.21	21.0774	21.2544	0.84
3.00	11.2401	10.6735	1.45	20.812	23.1477	11.09
4.00	11.1756	11.4829	3.02	20.2299	24.0471	18.12

$$\text{Exc \%} = \frac{100(X_{cm} - X_{cr})}{\text{LONGITUD}} = < 20\% \text{ CUMPLE OK}$$

$$\text{Exc \%} = \frac{100(Y_{cm} - Y_{cr})}{\text{ANCHO}} = < 20\% \text{ CUMPLE OK}$$

Revisando si el edificio es torsionalmente irregular con sus diafragmas rígidos, esto si la relación  $\delta_{max} / \delta_{avg}$ , debido al momento torsional total excede de 1.2.

NIVEL	DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO	DISTORCIONES
		cms	
4,00	0,0343	0,0085	0,0000069
3,00	0,0258	0,0106	0,0000011
2,00	0,0152	0,0102	0,0000149
1,00	0,005	0,005	0,0000138

$$\frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}} = \frac{0.0106}{0.01} = 1.06 < 1.2 \quad \text{Por lo tanto el edificio es torsionalmente regular}$$

### **Conclusiones respecto a las condicionales anteriores.**

Para todos los pisos en ambas direcciones de análisis se cumple con lo establecido de que dichas excentricidades son menores que el 20% de la dimensión del edificio en la dirección de análisis.

El hecho del no cumplimiento de algunos de los requerimientos anteriores como el de altura de la edificación y las condiciones de irregularidad como pisos suaves, **conducen a la utilización del Método Lineal Estático** para aplicarse al modelo estructural del edificio en estudio. Por tanto, se concluye:

- Las fuerzas y los desplazamientos serán calculadas mediante Análisis Elástico Lineal.
- Las deformaciones de la estructura serán evaluadas mediante el criterio establecido en la sección 4.2.4.5 FEMA-310.

### **3.5.1 Tipo de modelo a analizar (En el plano o en el Espacio)**

La condición para que el modelo estructural se analice en el plano o en el espacio, depende de los efectos torsionales en la edificación, ya que si estos son lo suficientemente pequeños para ser ignorados u obtenidos indirectamente, se puede efectuar un análisis bidireccional o en el plano. En caso contrario, si dichos efectos son significativos, el modelo espacial o tridimensional deberá ser desarrollado.

En este caso del edificio en estudio, el modelo es bastante regular, por lo que los efectos de torsión son pequeños. Pero para obtener un resultado completo del análisis de todo el edificio, se ha tomado la decisión de construir un modelo estructural tridimensional del mismo, ignorando las evaluaciones por torsión requeridas para seleccionar entre un modelo en el plano o uno en el espacio.

➤ **Cálculo del Período del Edificio Atreves del programa ETABS.**

El periodo fundamental del edificio fue calculado con la ecuación siguiente:

$$T = C_t * h^{3/4} = 0.35 \text{ seg.}$$

Sin embargo considerando la realización de un análisis exacto tridimensional, mediante programas de análisis computarizado, ETABS particularmente, se obtiene un valor más real de dicho período. Por lo que se utilizará dicho valor en los cálculos necesarios.

$$T = 0.049 \text{ seg (ETABS V 16.2.0)}$$

El periodo fundamental obtenido a través del software es menor que el que propone la metodología FEMA 310, por lo que se trabajara en el proceso de revisión con un margen de seguridad tomando el valor mayor obtenido, de igual manera estos valores están dentro del rango de la meseta (0.1seg a 0.6seg) que establece nuestro Reglamento Nacional RNC-07.

➤ **Determinación de las Fuerzas y Desplazamientos en la Estructura**

Del análisis del modelo estructural y de las condiciones más críticas según las combinaciones de carga actuantes, se han determinado las fuerzas de diseño o de revisión de los elementos estructurales del edificio en estudio, así como los desplazamientos que ocurren en la estructura.

Estos datos de fuerzas y de desplazamientos se muestran en los anexos, al final de este informe.

➤ **Determinación de la capacidad de los elementos estructurales y de la estructura misma.**

Las revisiones de capacidad de los elementos del sistema resistente a cargas laterales según lo establecido por FEMA-310 en su sección 3.5.3.3 se muestran a continuación:

• **Cálculo de deformaciones en la estructura.**

NIVEL	DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO	DISTORSIONES
		cms	
4,00	0,0343	0,0085	0,0000069
3,00	0,0258	0,0106	0,0000011
2,00	0,0152	0,0102	0,0000149
1,00	0,005	0,005	0,0000138

Estos valores de distorsiones determinados a partir del modelo estructural en ETABS, son menores que los valores permisibles establecidos por el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07), que indica, que para estructuras de concreto reforzado a base de muros, este valor de distorsión no debe exceder de 0.010 considerados con un valor de  $Q=2$ .

• **Cálculo del efecto de volteo en la estructura.**

La revisión del efecto de volteo global en la estructura se muestra a continuación:

<b>MOMENTO DE VOLTEO.</b>			
Nivel #	Vj (ton)	Altura de muro	Momento
1.00	694.45	3.03	2,104.18
2.00	1,478.43	6.57	9,713.31
3.00	2,009.56	10.06	20,216.16
4.00	2,282.16	13.69	31,242.81
Total =			63,276.47

\*\* La fuerza cortante con la cual se calculó el Momento de Volteo fue con el que se obtuvo del programa ETABS. \*\*

El cálculo de la posición de los centros de masa y los centros de rigidez para cada nivel de la edificación se muestra en la tabla de abajo.

	LONGITUD	= 39.00	m	ANCHO	= 21.07	m
PISO EN ANALISIS	DIRECCION "X"			DIRECCION "Y"		
	X.CM	X.CR	Exc %	Y.CM	Y.CR	Exc %
	(m)	(m)		(m)	(m)	
1.00	10.3234	10.167	0.40	20.4763	19.4971	4.65
2.00	10.7226	9.8616	2.21	21.0774	21.2544	0.84
3.00	11.2401	10.6735	1.45	20.812	23.1477	11.09
4.00	11.1756	11.4829	3.02	20.2299	24.0471	18.12

Considerando el centro de masa global de la edificación como 20.65 m en la dirección longitudinal y como 10.87 m en la dirección transversal, se procede a determinar la capacidad resistente a volteo de la edificación.

Mactuante = 63,276.47 Ton

Wtotal = 7,133.88 Ton

Mresistente = Wtotal \* Xcm (Se tomó el valor promedio)

Mresistente = 7,133.88 \* 20.65 m

Mresistente = 147,314.622Ton-m

F.Sv = Mresistente / Mactuante  $\geq$  2.0

F.Sv = 147,314.622 / 63,276.47 **2.33  $\geq$  2.0 => "OK"**

El factor de seguridad de 2.33 indica que la seguridad al volteo de la edificación en la dirección longitudinal cumple con el criterio, considerando que esta dirección es larga y crítica ante estos efectos de volteo.

### 3.5.1.2 Revisión de las Condiciones de Acciones controlada en la Estructura. (Acciones de Deformación y Acciones de Fuerza)

Del análisis del modelo estructural y en base a las combinaciones de carga especiales definidas en la sección 4.2.4 FEMA 310, se han determinado las componentes de acción, tanto de desplazamientos como de fuerzas en la estructura y se han comparado con los valores permisibles, de acuerdo con los criterios de aceptación establecidos en la sección 4.2.4.5 FEMA 310.

Para el caso de muros, las acciones de deformación controladas son:

- ✓ Momento Flexionante (M)
- ✓ Fuerza Cortante (V)

Y las acciones de fuerzas controladas son:

- ✓ Carga Axial (A)

**A continuación se muestra los resultados para cada una de las direcciones analizadas (Metodología de cálculo que se siguió):**

➤ Acciones de Deformación Controladas (Sec. 4.2.4.3.1 FEMA 310)

La acción controlada de deformación para diseño ( $Q_{UD}$ ), se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{UD} = Q_G + Q_E \quad (4-8, \text{FEMA 310})$$

$Q_{UD}$ : Acción debida a cargas de gravedad y fuerzas de sismo.

$Q_G$ : Acción debida a cargas de gravedad.

$Q_E$ : Acción debida a fuerzas de sismo, calculada usando fuerzas del análisis del modelo lineal estático.

Donde  $Q_G$  se calcula:

$$Q_G = 1.1 (Q_D + Q_L) \quad (4-6, \text{FEMA 310})$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (4-7, \text{FEMA 310})$$

$Q_D$  = Carga muerta.

$Q_L$  = Carga viva efectiva.

El valor de aceptación de una acción controlada de deformación ( $Q_{CE}$ ) se determina con la siguiente expresión:

$$Q_{CE} \geq Q_{UD}/m \quad (4-12, \text{FEMA 310})$$

$Q_{CE}$  = Resistencia esperada de los componentes en el nivel de deformación bajo consideración.

$Q_{UD}$  = Acción debida a cargas de gravedad y fuerzas de sismo.

$m$  = Componente de demanda, modificado para tomar en cuenta la ductilidad esperada de los elementos.

$m = 1$  Para análisis de edificios realizado con fuerzas pseudo laterales

➤ Acciones de Fuerzas Controladas (Sec. 4.2.4.3.2 FEMA 310)

$$Q_{UF} = \left( Q_G \pm \frac{Q_E}{C} \right) \quad (4-10, \text{FEMA 310})$$

El valor de aceptación de una acción controlada de fuerza (QCE) se determina con la siguiente expresión:

$$Q_{CE} \geq Q_{UF} \quad (4-13, \text{FEMA 310})$$

$Q_{CE}$  = Resistencia esperada de los componentes en el nivel de deformación bajo consideración.

$Q_{UF}$  = Acción debida a cargas de gravedad y fuerzas de sismo.

$C$  = Para análisis de edificios realizados con fuerzas pseudo lateral  $C = 1$ .

Cuando la excentricidad total  $e$  no es mayor que  $h/6$ , el diseño se realiza considerando a  $P_u$  como una carga axial centrada. La carga axial mayorada  $P_u$  debe ser menor o igual que la resistencia a la carga axial de diseño  $\phi P_{nw}$  calculada mediante la Ecuación (14-1):

$$P_u \leq \phi P_{nw} \leq 0,55\phi f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{k\ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad \text{Ec. (14-1)}$$

donde

- $\phi$  = factor de reducción de la resistencia = 0,7
- $A_g$  = área bruta de la sección transversal del tabique
- $k$  = factor de longitud efectiva definido en el artículo 14.5.2
- $\ell_c$  = distancia vertical entre apoyos

➤ **Determinando la capacidad a flexión del muro:**

PCA- IA. Portland Cement Association (Diseño Simplificado - Edificios de Hormigón Armado de Tamaño y Altura Moderados).

$$\phi Mn = \phi \left[ 0,5 * A_{st} * f_y * L_w \left( 1 + \frac{P_u}{A_{st} * F_y} \right) \left( 1 - \frac{c}{L_w} \right) \right] =$$

$$\frac{c}{L_w} = \left( \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0,85\beta_1} \right) = \quad \alpha = \left( \frac{P_u}{L_w * t * f'c} \right) = \quad \omega = \left( \frac{A_{st}}{L_w * t} \right) \frac{f_y}{f'c} =$$

- **Acciones de deformación (Cortante):** ACI-318-2014 Sec. 9.6.3.1

$$\phi V_c = \phi(7.03 * b * t) =$$

$$\phi V_c = \phi(0.53 \sqrt{f'c} * b * t) =$$

- **Aporte del acero de refuerzo mínimo:**

$$\phi V_s = \phi \left( \frac{A_v * f_y * d}{s} \right) \quad \text{ACI-318-2014 Sec. 11.5.4.8}$$

$$V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad \text{ACI-318-2014 Sec. 11.5.4.4}$$

- **Acciones de fuerza axial:**

Determinación de La capacidad de aplastamiento de la sección de concreto

$$\phi P_n = \phi(0.85 * f'c * A_1) \quad \text{McCormac Diseño de Concreto Reforzado Sec. 17.3}$$

## ANÁLISIS DE LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.

Se analizarán los muros que están en la dirección de los ejes 1 y 8 entre los ejes B y C, ya que estos muros según datos obtenidos por el programa ETBAS son los que presentan mayores deformaciones debido a las solicitaciones actuantes.

### Muro Transversal sobre eje "1" entre ejes "B y C"

$$Q_G = 1.1 \text{ (CM+CV)}$$

$$Q_G = 0.9 \text{ CM}$$

$$Q_E = \text{SX}$$

$$Q_E = \text{SY}$$

NIVEL	$Q_G$			$Q_E$		
	A	M	V	A	M	V
	Ton	Ton-m	Ton	Ton	Ton-m	Ton
1	25.31	8.00	0.08	10.35	506.20	98.50
2	22.33	0.94	0.70	10.10	365.91	148.66
3	12.81	7.80	0.40	7.59	124.50	90.03
4	3.63	1.22	1.20	4.09	50.41	75.30

Los resultados de la combinación de los efectos de  $Q_G$  y  $Q_E$  se muestran a continuación:

NIVEL	$Q_{UD}$		
	A	M	V
	Ton	Ton-m	Ton
1	35.66	514.20	98.58
2	32.43	366.85	149.36
3	20.40	132.30	90.43
4	7.72	51.63	76.50

ACCIONES DE DEFORMACION (FLEXION):					
* Revisión a flexión y Cortante de Muro sobre eje "1" (Primera Planta), entre ejes "B y C"					
Momento de diseño (Acciones de deformación):	$M_u =$	514.20	ton-m	44,638,139.07	lb-plg
Carga axial actuante:	$P_u =$	35.66	ton	78,630.30	lbs
Cortante actuante:	$V_u =$	98.58	ton	217,368.90	lbs
Longitud de muro en análisis:	$L_w =$	3.10	m	122.05	plg
Espesor de muro en análisis:	$t =$	0.45	m	17.72	plg
Altura de muro en análisis:	$H_w =$	3.70	m	145.67	plg
Área total de refuerzo vertical del muro:	$A_{st} =$	20.925	cm <sup>2</sup>	3.24	plg <sup>2</sup>
Área total de refuerzo horizontal del muro:	$A_{st_h} =$	41.625	cm <sup>2</sup>	6.45	plg <sup>2</sup>
Coefficiente de reducción por flexión ( $\Phi$ ):	$\Phi =$	0.9			
Coefficiente de reducción por cortante ( $\Phi$ ):	$\Phi =$	0.75			
Coefficiente de reducción por axial ( $\Phi$ ):	$\Phi =$	0.70			
Coefficiente ( $\beta_1$ ):	$\beta_1 =$	85%	kg/cm <sup>2</sup>	4,400.00	psi
Resistencia a compresión del concreto:	$f_c =$	310.00	kg/cm <sup>2</sup>	4,200.00	psi
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo:	$F_y =$	2,800.00	kg/cm <sup>2</sup>		

Considerando la carga axial y el refuerzo total del muro la capacidad a flexión es la siguiente:

$$\phi Mn = \phi(0.5 * Ast * fy * Lw \left(1 + \frac{Pu}{Ast * Fy}\right) \left(1 - \frac{c}{Lw}\right) =$$

$$\frac{c}{Lw} = \left(\frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.85\beta_1}\right) = \quad \alpha = \left(\frac{Pu}{Lw * t * f'c}\right) = \quad \omega = \left(\frac{Ast}{Lw * t}\right) \frac{fy}{f'c} =$$

$\alpha =$	0.0082	$\omega =$	0.0135	$c/Lw =$	0.0291
$\phi Mn =$	12,765,602.27	kg-cm	=	127.66	ton-m
<b><math>\phi Mn =</math></b>	<b>127.66</b>	<b>&gt;</b>	<b><math>Mu =</math></b>	<b>514.20</b>	<b>No cumple</b>

**ACCIONES DE DEFORMACION (CORTANTE):**

$$\phi Vc = \phi(0.53 \sqrt{f'c} * b * t) = \quad \mathbf{97.63} \quad \mathbf{Ton} \quad \mathbf{>} \quad \mathbf{Vu}$$

$$\phi Vc = \phi(7.03 * b * t) = \quad \mathbf{73.55} \quad \mathbf{Ton} \quad \mathbf{>} \quad \mathbf{Vu}$$

<b><math>\phi Vc =</math></b>	<b>85.59</b>	<b>&gt;</b>	<b><math>Vu =</math></b>	<b>98.58</b>	<b>No cumple</b>
-------------------------------	--------------	-------------	--------------------------	--------------	------------------

**Considerando el aporte del acero de refuerzo mínimo**

$$\phi Vs = \phi \left( \frac{Av * fy * d}{s} \right) = \quad \mathbf{132.80} \quad \mathbf{Ton}$$

$\phi Vn = \phi Vc + \phi Vs =$	<b>218.40</b>	<b>&gt;</b>	<b><math>Vu =</math></b>	<b>98.58</b>	<b>Resiste por Corte, Cumple</b>
---------------------------------	---------------	-------------	--------------------------	--------------	----------------------------------

Se concidero un area de acero  $Av= 5.1\text{cm}^2$ , el cual corresponde aun acero # 8  
El espaciamiento considerado es de 25cm.

Para el resto de muros, sobre el eje "1", entre los ejes "B y C", los cuales, tienen simlares características geométricas se muestra una tabla resumen donde se reflejan los resultados comparativos del análisis efectuado.

NIVEL	Acción de Deformación		Condición	Acción de Deformación		Condición
	Mu Ton	$\phi Mn$ Ton-m		Vu Ton	$\phi Vc$ Ton	
1	514.20	127.66	No cumple	98.58	85.59	No cumple
2	366.85	127.66	No cumple	149.36	85.59	No cumple
3	132.30	127.66	No cumple	90.43	85.59	No cumple
4	51.63	127.66	Cumple	76.50	85.59	Cumple

El valor de aceptación de una acción controlada de deformación (QCE) se determina con la siguiente expresión:

$$Q_{CE} \geq Q_{UD} / m$$

$Q_{CE}$ :	Resistencia esperada de los componentes en el nivel de deformación bajo consideración.
$Q_{UD}$ :	Acción debida a cargas de gravedad y fuerzas de sismo.
m:	Componente de demanda, modificado, para tomar en cuenta la ductilidad esperada de los elementos. m=1 para análisis de edificios realizados con fuerzas pseudo laterales

Comprobando esta condición para el muro de la primera planta se tiene:

<b>Momento</b>					
$Q_{UD} =$	514.20	Ton-m			
m =	1				
$Q_{CE} =$	127.66	Ton-m			
<b><math>Q_{CE} =</math></b>	<b>127.66</b>	<b>&gt;</b>	<b><math>Q_{UD} / m =</math></b>	<b>514.2</b>	<b>No cumple</b>

<b>Cortante</b>						
	$Q_{UD} =$	98.58	Ton-m			
	$m =$	1				
	$Q_{CE} =$	85.59	Ton-m			
	$Q_{CE} =$	<b>85.59</b>	<b>&gt;</b>	$Q_{UD}/m =$	<b>98.58</b>	<b>No cumple</b>

<b>ACCIONES DE FUERZA (AXIAL):</b>						
La capacidad de aplastamiento de la sección de concreto se determina con la siguiente expresión:						
$\phi P_n = \phi (0.85 * f'_c * A_c)$						
	$\phi =$	0.7				
	$A_c =$	13,950.00	cm <sup>2</sup>			
$\phi P_n =$	<b>2,573.08</b>	<b>ton</b>	<b>&gt;</b>	$P_u =$	<b>35.66</b>	<b>Resiste por Aplastamiento, Cumple</b>

El valor de aceptación de una acción controlada de fuerza ( $Q_{CE}$ ) se determina con la siguiente expresión:						
$Q_{CE} \geq Q_{UF}$						
$Q_{CE}$ :	Resistencia esperada de los componentes en el nivel de deformación bajo consideración.					
$Q_{UF}$ :	Acción debida a cargas de gravedad y fuerzas de sismo.					
Comprobando esta condición para el muro de la primera planta se tiene:						

$Q_{UF} = Q_G \pm Q_E/C$						
	$Q_G =$	25.31				
	$Q_E =$	10.35				
	$C =$	1				
	$Q_{UF} =$	35.66	Ton			
	$Q_{UF} =$	14.96	Ton			
	$Q_{CE} =$	2,573.08	Ton			
	$Q_{CE} =$	<b>2,573.08</b>	<b>&gt;</b>	$Q_{UF} =$	<b>35.66</b>	<b>Cumple</b>

### Conclusiones del Análisis Transversal:

- Como se observa al evaluar los requerimientos de desempeño en el caso de la dirección transversal, para el nivel 1, 2 y 3 de la edificación al verificar las condiciones de aceptación de las acciones de deformación (flexión y cortante) en la estructura, indica fallas de los muros en dicho piso, muros que forman parte del sistema resistente, por lo que se requiere de reforzamiento y aumento de la sección Transversal, capaz de resistir a estos esfuerzos.
- Para el caso de la verificación de las condiciones de aceptación de las acciones de fuerza (axial), ante los requerimientos de desempeño LS e IO, los elementos analizados de todos los pisos no indican fallas ante estas acciones, por lo que se concluye que el comportamiento de estos muros ante los efectos de compresión axial es adecuado.

## Muro Transversal Sobre eje "8", entre ejes "B y C"

$$Q_G = 1.1 \text{ (CM+CV)}$$

$$Q_G = 0.9 \text{ CM}$$

$$Q_E = \text{SX}$$

$$Q_E = \text{SY}$$

NIVEL	Q <sub>G</sub>			Q <sub>E</sub>		
	A	M	V	A	M	V
	Ton	Ton-m	Ton	Ton	Ton-m	Ton
1	9,94	1,54	0,27	183,40	498,60	138,06
2	7,41	6,00	0,11	188,70	176,82	137,90
3	3,75	2,80	0,13	49,14	124,41	66,14
4	1,50	1,06	0,04	8,46	89,60	61,97

Los resultados de la combinación de los efectos de Q<sub>G</sub> y Q<sub>E</sub> se muestran a continuación:

NIVEL	Q <sub>UD</sub>		
	A	M	V
	Ton	Ton-m	Ton
1	193,340	500,140	138,330
2	196,110	182,820	138,010
3	52,890	127,210	66,265
4	9,960	90,660	62,012

ACCIONES DE DEFORMACION (FLEXION):					
* Revisión a flexión y Cortante de Muro sobre eje "8" (Primera Planta), entre ejes "A y B"					
Momento de diseño (Acciones de deformación):	Mu =	500.14	ton-m	43,417,578.52	lb-plg
Carga axial actuante:	Pu =	193.34	ton	426,314.70	lbs
Cortante actuante:	Vu =	138.33	ton	305,017.65	lbs
Longitud de muro en análisis:	Lw =	3.10	m	122.05	plg
Espesor de muro en análisis:	t =	0.45	m	17.72	plg
Altura de muro en análisis:	Hw =	3.70	m	145.67	plg
Área total de refuerzo vertical del muro:	Ast =	20.925	cm <sup>2</sup>	3.24	plg <sup>2</sup>
Área total de refuerzo horizontal del muro:	Asth =	41.625	cm <sup>2</sup>	6.45	plg <sup>2</sup>
Coefficiente de reducción por flexión (Φ):	Φ =	0.9			
Coefficiente de reducción por cortante (Φ):	Φ =	0.75			
Coefficiente de reducción por axial (Φ):	Φ =	0.70			
Coefficiente (β <sub>1</sub> ):	β <sub>1</sub> =	0.85			
Resistencia a compresión del concreto:	f <sub>c</sub> =	310.00	kg/cm <sup>2</sup>	4,400.00	psi
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo:	F <sub>y</sub> =	2,800.00	kg/cm <sup>2</sup>	4,200.00	psi

Considerando la carga axial y el refuerzo total del muro la capacidad a flexión es la siguiente:					
$\phi Mn = \phi(0.5 * Ast * fy * Lw \left(1 + \frac{Pu}{Ast * Fy}\right) \left(1 - \frac{c}{Lw}\right) =$					
$\frac{c}{Lw} = \left(\frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.85\beta_1}\right) =$					
$\alpha = \left(\frac{Pu}{Lw * t * f'c}\right) =$					
$\omega = \left(\frac{Ast}{Lw * t}\right) \frac{fy}{f'c} =$					
$\alpha =$	0.045	$\omega =$	0.03	$c/Lw =$	0.09
$\phi Mn =$	31,900,547.51	<b>kg-cm</b>	=	319.01	ton-m
<b><math>\phi Mn = 319.01</math></b>	<b>&gt;</b>	<b><math>Mu = 500.14</math></b>	<b>No cumple</b>		

### ACCIONES DE DEFORMACION (CORTANTE):

$\phi Vc = \phi(0.53\sqrt{f'c} * b * t) =$	<b>97.63</b>	<b>Ton</b>	<b>&gt;</b>	<b>Vu</b>
$\phi Vc = \phi(7.03 * b * t) =$	<b>73.55</b>	<b>Ton</b>	<b>&gt;</b>	<b>Vu</b>
<b><math>\phi Vc = 85.59</math></b>	<b>&gt;</b>	<b><math>Vu = 138.33</math></b>	<b>No cumple</b>	

Considerando el aporte del acero de refuerzo mínimo

$\phi Vs = \phi\left(\frac{Av * fy * d}{s}\right) =$	<b>132.804</b>		
<b><math>\phi Vn = \phi Vc + \phi Vs = 218.40</math></b>	<b>&gt;</b>	<b><math>Vu = 138.33</math></b>	<b>Resiste por Corte, Cumple</b>

Se concidero un area de acero  $Av = 5.1 \text{ cm}^2$ , el cual corresponde aun acero # 8

El espaciamiento considerado es de 25cm.

Para el resto de muros, sobre el eje "8", entre los ejes "B y C", los cuales, tienen similares características geométricas se muestra una tabla resumen donde se reflejan los resultados comparativos del análisis efectuado.

NIVEL	Acción de Deformación		Condición	Acción de Deformación		Condición
	Mu Ton	$\phi Mn$ Ton-m		Vu Ton	$\phi Vc$ Ton	
1	500.140	319.01	<b>No cumple</b>	138.330	85.59	<b>No cumple</b>
2	182.820	319.01	<b>Cumple</b>	138.010	85.59	<b>No cumple</b>
3	127.210	319.01	<b>Cumple</b>	66.265	85.59	<b>Cumple</b>
4	90.660	319.01	<b>Cumple</b>	62.012	85.59	<b>Cumple</b>

El valor de aceptación de una acción controlada de deformación (QCE) se determina con la siguiente expresión:

$$Q_{CE} \geq Q_{UD} / m$$

$Q_{CE}$ : Resistencia esperada de los componentes en el nivel de deformación bajo consideración.

$Q_{UD}$ : Acción debida a cargas de gravedad y fuerzas de sismo.

m: Componente de demanda, modificado, para tomar en cuenta la ductilidad esperada de los elementos.

m=1 para análisis de edificios realizados con fuerzas pseudo laterales

Comprobando esta condición para el muro de la primera planta se tiene:

<b>Momento</b>						
$Q_{UD} =$	500.14	Ton-m				
$m =$	1					
$Q_{CE} =$	319.01	Ton-m				
<b><math>Q_{CE} =</math></b>	<b>319.01</b>	<b>&gt;</b>	<b><math>Q_{UD}/m =</math></b>	<b>500.14</b>	<b>No cumple</b>	
<b>Cortante</b>						
$Q_{UD} =$	138.33	Ton-m				
$m =$	1					
$Q_{CE} =$	85.59	Ton-m				
<b><math>Q_{CE} =</math></b>	<b>85.59</b>	<b>&gt;</b>	<b><math>Q_{UD}/m =</math></b>	<b>138.33</b>	<b>No cumple</b>	

**ACCIONES DE FUERZA (AXIAL):**

La capacidad de aplastamiento de la sección de concreto se determina con la siguiente expresión:						
$\phi P_n = \phi (0.85 * f'_c * A_1)$						
$\phi =$	0.7					
$A_1 =$	13,950.00	cm <sup>2</sup>				
<b><math>\phi P_n =</math></b>	<b>2,573.08</b>	<b>ton</b>	<b>&gt;</b>	<b><math>P_u =</math></b>	<b>193.34</b>	<b>Resiste por Aplastamiento, Cumple</b>

El valor de aceptación de una acción controlada de fuerza ( $Q_{CE}$ ) se determina con la siguiente expresión:

<b><math>Q_{CE} \geq Q_{UF}</math></b>						
$Q_{CE}$ :	Resistencia esperada de los componentes en el nivel de deformación bajo consideración.					
$Q_{UF}$ :	Acción debida a cargas de gravedad y fuerzas de sismo.					
Comprobando esta condición para el muro de la primera planta se tiene:						
$Q_{UF} = Q_G \pm Q_E/C$						
$Q_G =$	9.94					
$Q_E =$	183.40					
$C =$	1					
$Q_{UF} =$	193.34	Ton				
$Q_{UF} =$	-173.46	Ton				
$Q_{CE} =$	2,573.08	Ton				
<b><math>Q_{CE} =</math></b>	<b>2,573.08</b>	<b>&gt;</b>	<b><math>Q_{UF} =</math></b>	<b>193.34</b>	<b>Cumple</b>	

### **Conclusiones del Análisis Transversal:**

- Como se observa al evaluar los requerimientos de desempeño en el caso de la dirección transversal, para el nivel 1 y 2 de la edificación al verificar las condiciones de aceptación de las acciones de deformación (flexión y cortante) en la estructura, indica fallas de los muros en dichos pisos, muros que forman parte del sistema resistente, por lo que se requiere de reforzamiento y aumento de la sección Transversal, capaz de resistir a estos esfuerzos.
- Para el caso de la verificación de las condiciones de aceptación de las acciones de fuerza (axial), ante los requerimientos de desempeño LS e IO, los elementos analizados de todos los pisos no indican fallas ante estas acciones, por lo que se concluye que el comportamiento de estos muros ante los efectos de compresión axial es adecuado.

### **ANALISIS DE LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL.**

Se analizaran los muros que están en la dirección de los ejes A y D entre los ejes 4 y 5, ya que estos muros según datos obtenidos por el programa ETBAS son los que presentan mayores deformaciones debido a las sollicitaciones actuantes.

#### **Muro Longitudinal Sobre eje "A", entre ejes "4 y 5"**

$$Q_G = 1.1 \text{ (CM+CV)}$$

$$Q_G = 0.9 \text{ CM}$$

$$Q_E = \text{SX}$$

$$Q_E = \text{SY}$$

NIVEL	Q <sub>G</sub>			Q <sub>E</sub>		
	A	M	V	A	M	V
	Ton	Ton-m	Ton	Ton	Ton-m	Ton
1	10,00	3,88	0,15	456,23	139,41	14,40
2	8,53	2,81	1,40	216,90	118,70	32,80
3	4,36	0,90	0,65	64,71	11,07	26,20
4	0,95	1,37	0,80	17,11	9,60	6,05

Los resultados de la combinación de los efectos de Q<sub>G</sub> y Q<sub>E</sub> se muestran a continuación:

NIVEL	Q <sub>UD</sub>		
	A	M	V
	Ton	Ton-m	Ton
1	466,23	143,29	14,55
2	225,43	121,51	34,20
3	69,07	11,97	26,85
4	18,06	10,97	6,85

<b>ACCIONES DE DEFORMACION (FLEXION):</b>					
* Revisión a flexión y Cortante de Muro sobre eje "A" (Primera Planta), entre ejes "4 y 5"					
Momento de diseño (Acciones de deformación):	Mu =	143,29	ton-m	12.439.387,13	lb-plg
Carga axial actuante:	Pu =	466,23	ton	1.028.037,15	lbs
Cortante actuante:	Vu =	14,55	ton	32.078,34	lbs
Longitud de muro en análisis:	Lw =	3,10	m	122,05	plg
Espesor de muro en análisis:	t =	0,45	m	17,72	plg
Altura de muro en análisis:	Hw =	3,70	m	145,67	plg
Área total de refuerzo vertical del muro:	Ast =	20,925	cm <sup>2</sup>	3,24	plg <sup>2</sup>
Área total de refuerzo horizontal del muro:	Asth =	41,625	cm <sup>2</sup>	6,45	plg <sup>2</sup>
Coefficiente de reducción por flexión (Φ):	Φ =	0,9			
Coefficiente de reducción por cortante (Φ):	Φ =	0,75			
Coefficiente de reducción por axial (Φ):	Φ =	0,70			
Coefficiente (β <sub>1</sub> ):	β <sub>1</sub> =	85%	kg/cm <sup>2</sup>	4.400,00	psi
Resistencia a compresión del concreto:	f <sub>c</sub> =	310,00	kg/cm <sup>2</sup>	4.200,00	psi
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo:	F <sub>y</sub> =	2.800,00	kg/cm <sup>2</sup>		

Considerando la carga axial y el refuerzo total del muro la capacidad a flexión es la siguiente:

$\phi Mn = \phi \left[ 0.5 * Ast * fy * Lw \left( 1 + \frac{Pu}{Ast * Fy} \right) \left( 1 - \frac{c}{Lw} \right) \right] =$				
$\frac{c}{Lw} = \left( \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.85\beta_1} \right) = \quad \alpha = \left( \frac{Pu}{Lw * t * f'c} \right) = \quad \omega = \left( \frac{Ast}{Lw * t} \right) \frac{fy}{f'c} =$				
$\alpha =$	0,1078	$\omega =$	0,0135	$c/Lw =$ 0,1619
$\phi Mn =$	61.359.306,30 kg-cm	=	613,59	ton-m
<b><math>\phi Mn =</math></b>	<b>613,59</b>	<b>&gt;</b>	<b>Mu = 143,29</b>	<b>Resiste por flexion, cumple</b>

**ACCIONES DE DEFORMACION (CORTANTE):**

$\phi Vc = \phi(0.53\sqrt{f'c} * b * t) =$	<b>97.63</b>	<b>Ton</b>	<b>&gt;</b>	<b>Vu</b>
$\phi Vc = \phi(7.03 * b * t) =$	<b>73.55</b>	<b>Ton</b>	<b>&gt;</b>	<b>Vu</b>
<b><math>\phi Vc =</math></b>	<b>85.59</b>	<b>&gt;</b>	<b>Vu = 14.55</b>	<b>Resiste por Corte, cumple</b>
Considerando el aporte del acero de refuerzo mínimo				
$\phi Vs = \phi \left( \frac{Av * fy * d}{s} \right) =$	=	<b>132.80</b>	<b>Ton</b>	
$\phi Vn = \phi Vc + \phi Vs =$	<b>218.40</b>	<b>&gt;</b>	<b>Vu = 14.55</b>	<b>Resiste por Corte, Cumple</b>
Se concidero un area de acero $Av = 5.1 \text{ cm}^2$ , el cual corresponde aun acero # 8				
El espaciamiento considerado es de 25cm.				

Para el resto de muros, sobre el eje "A", entre los ejes "4 y 5", los cuales, tienen similares características geométricas se muestra una tabla resumen donde se reflejan los resultados comparativos del análisis efectuado.

NIVEL	Acción de Deformación			Acción de Deformación		
	Mu	$\phi Mn$		Vu	$\phi Vc$	
	Ton	Ton-m		Ton	Ton	
1	143.29	613.59	<b>Cumple</b>	14.55	85.59	<b>Cumple</b>
2	121.51	613.59	<b>Cumple</b>	34.20	85.98	<b>Cumple</b>
3	11.97	613.59	<b>Cumple</b>	26.85	85.98	<b>Cumple</b>
4	10.97	613.59	<b>Cumple</b>	6.85	85.98	<b>Cumple</b>

El valor de aceptación de una acción controlada de deformación (QCE) se determina con la siguiente expresión:

$$Q_{CE} \geq Q_{UD} / m$$

$Q_{CE}$ :	Resistencia esperada de los componentes en el nivel de deformación bajo consideración.
$Q_{UD}$ :	Acción debida a cargas de gravedad y fuerzas de sismo.
m:	Componente de demanda, modificado, para tomar en cuenta la ductilidad esperada de los elementos. m=1 para análisis de edificios realizados con fuerzas pseudo laterales

Comprobando esta condición para el muro de la primera planta se tiene:					
<b>Momento</b>					
	$Q_{UD} =$	143.29	Ton-m		
	$m =$	1			
	$Q_{CE} =$	613.59	Ton-m		
		<b><math>Q_{CE} = 613.59</math></b>		<b><math>&gt;</math></b>	<b><math>Q_{UD}/m = 143.293</math></b>
					<b>Cumple</b>
<b>Cortante</b>					
	$Q_{UD} =$	14.55	Ton-m		
	$m =$	1			
	$Q_{CE} =$	85.98	Ton-m		
		<b><math>Q_{CE} = 85.98</math></b>		<b><math>&lt;</math></b>	<b><math>Q_{UD}/m = 14.548</math></b>
					<b>Cumple</b>

**ACCIONES DE FUERZA (AXIAL):**

La capacidad de aplastamiento de la sección de concreto se determina con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi (0.85 * f'_c * A_1)$$

$$\phi = 0.7$$

$$A_1 = 13,950.00 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 2,573.08 \text{ ton} > P_u = 466.23 \text{ Resiste por Aplastamiento, Cumple}$$

El valor de aceptación de una acción controlada de fuerza ( $Q_{CE}$ ) se determina con la siguiente expresión:

$$Q_{CE} \geq Q_{UF}$$

$Q_{CE}$ : Resistencia esperada de los componentes en el nivel de deformación bajo consideración.

$Q_{UF}$ : Acción debida a cargas de gravedad y fuerzas de sismo.

Comprobando esta condición para el muro de la primera planta se tiene:				
	$Q_{UF} = Q_G \pm Q_E/C$			
$Q_G =$	10.00			
$Q_E =$	456.23			
$C =$	1			
$Q_{UF} =$	466.23	Ton		
$Q_{UF} =$	-446.23	Ton		
$Q_{CE} =$	2,573.08	Ton		
	$Q_{CE} = 2,573.08$	$>$	$Q_{UF} = 466.23$	<b>Cumple</b>

### **Conclusiones Análisis Longitudinal:**

- Como se observa al evaluar los requerimientos de desempeño en el caso de la dirección longitudinal, para todos los niveles de la edificación al verificar las condiciones de aceptación de las acciones de deformación (flexión y cortante) en la estructura, no indican fallas de los muros en cada uno de estos pisos, muros que forman parte del sistema resistente, por lo que no se requiere de una valoración del tipo de reforzamiento que se le debe aplicar a estos elementos.
- Para el caso de la verificación de las condiciones de aceptación de las acciones de fuerza (axial), ante los requerimientos de desempeño LS y IO, los elementos analizados de todos los pisos no indican fallas ante estas acciones, por lo que se concluye que el comportamiento de estos muros ante los efectos de compresión es adecuado.

**Muro Longitudinal Sobre eje "D", entre ejes "4 y 5"**

**$Q_G = 1.1 (CM+CV)$**

**$Q_G = 0.9 CM$**

**$Q_E = SX$**

**$Q_E = SY$**

NIVEL	$Q_G$			$Q_E$		
	A	M	V	A	M	V
	Ton	Ton-m	Ton	Ton	Ton-m	Ton
1	28,03	10,26	0,25	114,20	24,80	17,74
2	21,40	3,25	0,20	126,24	27,93	31,65
3	12,22	0,40	1,36	57,41	50,00	35,00
4	4,10	2,30	1,21	11,21	13,20	9,36

Los resultados de la combinación de los efectos de  $Q_G$  y  $Q_E$  se muestran a continuación:

NIVEL	$Q_{UD}$		
	A	M	V
	Ton	Ton-m	Ton
1	142,23	35,06	17,99
2	147,64	31,18	31,85
3	69,63	50,40	36,36
4	15,31	15,50	10,57

<b>ACCIONES DE DEFORMACION (FLEXION):</b>					
* Revisión a flexión y Cortante de Muro sobre eje "D" (Primera Planta), entre ejes "4 y 5"					
Momento de diseño (Acciones de deformación):	$M_u =$	35,06	ton-m	3.043.588,40	lb-plg
Carga axial actuante:	$P_u =$	142,23	ton	313.617,15	lbs
Cortante actuante:	$V_u =$	17,99	ton	39.667,95	lbs
Longitud de muro en análisis:	$L_w =$	3,10	m	122,05	plg
Espesor de muro en análisis:	$t =$	0,45	m	17,72	plg
Altura de muro en análisis:	$H_w =$	3,70	m	145,67	plg
Área total de refuerzo vertical del muro:	$A_{st} =$	20,925	cm <sup>2</sup>	3,24	plg <sup>2</sup>
Área total de refuerzo horizontal del muro:	$A_{st_h} =$	41,625	cm <sup>2</sup>	6,45	plg <sup>2</sup>
Coefficiente de reducción por flexión ( $\Phi$ ):	$\Phi =$	0,9			
Coefficiente de reducción por cortante ( $\Phi$ ):	$\Phi =$	0,75			
Coefficiente de reducción por axial ( $\Phi$ ):	$\Phi =$	0,70			
Coefficiente ( $\beta_1$ ):	$\beta_1 =$	0,85			
Resistencia a compresión del concreto:	$f'_c =$	310,00	kg/cm <sup>2</sup>	4.400,00	psi
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo:	$F_y =$	2.800,00	kg/cm <sup>2</sup>	4.200,00	psi

Considerando la carga axial y el refuerzo total del muro la capacidad a flexión es la siguiente:					
$\phi Mn = \phi \left[ 0.5 * A_{st} * f_y * L_w \left( 1 + \frac{P_u}{A_{st} * F_y} \right) \left( 1 - \frac{c}{L_w} \right) \right] =$					
$\frac{c}{L_w} = \left( \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.85\beta_1} \right) = \quad \alpha = \left( \frac{P_u}{L_w * t * f'c} \right) = \quad \omega = \left( \frac{A_{st}}{L_w * t} \right) \frac{f_y}{f'c} =$					
$\alpha =$	0,03	$\omega =$	0,03	$c/L_w =$	0,08
$\phi Mn =$	25.855.208,11	<b>kg-cm</b>	=	258,55	ton-m
<b><math>\phi Mn = 258,55</math></b>	<b>&gt;</b>	<b><math>Mu = 35,06</math></b>		<b>Resiste por flexion, cumple</b>	

<b>ACCIONES DE DEFORMACION (CORTANTE):</b>					
$\phi Vc = \phi(0.53\sqrt{f'c} * b * t) =$	<b>97.63</b>	<b>Ton</b>	<b>&gt;</b>	<b>Vu</b>	<b>SEC. 11.5.4.5 y 11.5.4.6</b>
$\phi Vc = \phi(7.03 * b * t) =$	<b>73.55</b>	<b>Ton</b>	<b>&gt;</b>	<b>Vu</b>	
<b><math>\phi Vc = 85.59</math></b>	<b>&gt;</b>	<b><math>Vu = 17.99</math></b>		<b>Resiste por Corte, cumple</b>	
Considerando el aporte del acero de refuerzo mínimo					
$\phi Vs = \phi \left( \frac{A_v * f_y * d}{s} \right) =$	<b>132.80</b>			<b>sec. 11.5.4.8</b>	ACI-318-2014
$\phi Vn = \phi Vc + \phi Vs =$	<b>218.40</b>	<b>&gt;</b>	<b><math>Vu = 17.99</math></b>	<b>Resiste por Corte, Cumple</b>	
Se considero un area de acero $A_v = 5.1 \text{ cm}^2$ , el cual corresponde aun acero # 8					
El espaciamiento considerado es de 25cm.					

Para el resto de muros, sobre el eje "A", entre los ejes "4 y 5", los cuales, tienen similares características geométricas se muestra una tabla resumen donde se reflejan los resultados comparativos del análisis efectuado.

NIVEL	Acción de Deformación			Acción de Deformación		
	Mu	$\phi Mn$		Vu	$\phi Vc$	
	Ton	Ton-m		Ton	Ton	
1	143.29	613.59	<b>Cumple</b>	14.55	85.59	<b>Cumple</b>
2	121.51	613.59	<b>Cumple</b>	34.20	85.98	<b>Cumple</b>
3	11.97	613.59	<b>Cumple</b>	26.85	85.98	<b>Cumple</b>
4	10.97	613.59	<b>Cumple</b>	6.85	85.98	<b>Cumple</b>

El valor de aceptación de una acción controlada de deformación (QCE) se determina con la siguiente expresión:					
$Q_{CE} \geq Q_{UD} / m$					
$Q_{CE}$ :	Resistencia esperada de los componentes en el nivel de deformación bajo consideración.				
$Q_{UD}$ :	Acción debida a cargas de gravedad y fuerzas de sismo.				
m:	Componente de demanda, modificado, para tomar en cuenta la ductilidad esperada de los elementos. m=1 para análisis de edificios realizados con fuerzas pseudo laterales				

Comprobando esta condición para el muro de la primera planta se tiene:						
<b>Momento</b>						
	$Q_{UD} =$	35.06	Ton-m			
	$m =$	1				
	$Q_{CE} =$	258.55	Ton-m			
	<b><math>Q_{CE} =</math></b>	<b>258.55</b>	<b>&gt;</b>	<b><math>Q_{UD}/m =</math></b>	<b>35.06</b>	<b>Cumple</b>

<b>Cortante</b>						
	$Q_{UD} =$	17.99	Ton-m			
	$m =$	1				
	$Q_{CE} =$	85.59	Ton-m			
	<b><math>Q_{CE} =</math></b>	<b>85.59</b>	<b>&gt;</b>	<b><math>Q_{UD}/m =</math></b>	<b>17.99</b>	<b>Cumple</b>

<b>ACCIONES DE FUERZA (AXIAL):</b>						
La capacidad de aplastamiento de la sección de concreto se determina con la siguiente expresión:						
$\phi P_n = \phi(0.85 * f'c * A_1)$						
	$\phi =$	0.7				
	$A_1 =$	13,950.00	cm <sup>2</sup>			
	<b><math>\phi P_n =</math></b>	<b>2,573.08</b>	<b>ton &gt;</b>	<b><math>P_u =</math></b>	<b>142.23</b>	<b>Resiste por Aplastamiento, Cumple</b>

El valor de aceptación de una acción controlada de fuerza ( $Q_{CE}$ ) se determina con la siguiente expresión:						
$Q_{CE} \geq Q_{UF}$						
$Q_{CE}$ :	Resistencia esperada de los componentes en el nivel de deformación bajo consideración.					
$Q_{UF}$ :	Acción debida a cargas de gravedad y fuerzas de sismo.					

Comprobando esta condición para el muro de la primera planta se tiene:						
$Q_{UF} = Q_G \pm Q_E/C$						
	$Q_G =$	28.03				
	$Q_E =$	114.20				
	$C =$	1				
	$Q_{UF} =$	142.23	Ton			
	$Q_{UF} =$	-86.17	Ton			
	$Q_{CE} =$	2,573.08	Ton			
	<b><math>Q_{CE} =</math></b>	<b>2,573.08</b>	<b>&gt;</b>	<b><math>Q_{UF} =</math></b>	<b>142.23</b>	<b>Cumple</b>

### **Conclusiones Análisis Longitudinal:**

- Como se observa al evaluar los requerimientos de desempeño en el caso de la dirección longitudinal, para todos los niveles de la edificación al verificar las condiciones de aceptación de las acciones de deformación (flexión y cortante) en la estructura, no indican fallas de los muros en cada uno de estos pisos, muros que forman parte del sistema resistente, por lo que no se requiere de una valoración del tipo de reforzamiento que se le debe aplicar a estos elementos.
- Para el caso de la verificación de las condiciones de aceptación de las acciones de fuerza (axial), ante los requerimientos de desempeño LS y IO, los elementos analizados de todos los pisos no indican fallas ante estas acciones, por lo que se concluye que el comportamiento de estos muros ante los efectos de compresión es adecuado.

#### **3.5.1.3 Conclusiones Respecto a la Aplicación de la Fase 2 o Fase de Evaluación**

En vista de lo calculado en la Fase 2 o Fase de Evaluación, confirma las deficiencias de la estructura encontradas durante el desarrollo de la Fase 1 o Fase de Inspección Visual, la cual, indicaba fallas por corte y flexión en los muros centrales de cada uno de los ejes transversales y longitudinales exteriores del edificio Faustino Ruiz, se hace necesario resolver de manera estructural dichas deficiencias.

Para compensar estas deficiencias, se proponen las siguientes alternativas:

- A. Utilizar un reforzamiento en todos los muros del sistema resistente a fuerzas laterales, engrosando el espesor de los mismos hasta lograr que la estructura no falla por la acción de dichos esfuerzos. Este reforzamiento debidamente integrado a la estructura primaria, permitirá absorber de mejor manera las fuerzas que le corresponden de acuerdo a su rigidez.

Es decir, aumentar el espesor de muro proveerá mayor capacidad a cortante a este, y aumentar la longitud del muro permitirá mayor capacidad a flexión de dicho muro, considerando que estos incrementos en los extremos del muro permitirán concentrar los refuerzos que absorber el momento flexionante que es la acción para la cual existe mayor déficit de resistencia.

Este reforzamiento se debe realizar en todos los muros y en todos los pisos, porque se deben evitar los cambios bruscos de rigidez entre un piso y otro.

Lo contraproducente de esta propuesta de solución es que se incrementan las fuerzas actuantes en dichos muros, y por consiguiente, los costos de la implementación de dicha propuesta. Además, se debe resolver el problema en la integración de este reforzamiento con las zapatas existentes, procurando mantener los esfuerzos en el suelo dentro de los límites de resistencia del mismo.

- B. Utilizar un reforzamiento en todos los muros del sistema resistente a fuerzas laterales, mediante técnicas especiales que permitan alcanzar un mayor grado de resistencia incrementando así en gran manera la capacidad a flexión de las estructuras.

Este reforzamiento se debe realizar únicamente en los muros de la primera y segunda planta, ya que, en la tercera y cuarta planta actúan fuerzas que los muros son capaces de resistir adecuadamente.

Como los muros existentes son de sección uniforme y continua desde las fundaciones, el incremento del espesor del muro deberá ser también uniforme, a fin de no variar la rigidez de dichos muros entre un nivel y otro de la edificación.

En vista de ello, el analizar el muro sometido a las acciones de fuerzas más críticas, indicará que los restantes muros sometidos a acciones menores de cargas, serán adecuados ante dichas solicitudes de fuerzas.

### **Aumentando el Espesor y la Longitud de los Muros**

Análisis del modelo aumentando el espesor de los muros perimetrales (Aletones) así como también las áreas de acero longitudinal como transversal, el análisis se realizara en la dirección del eje 1 entre los ejes B y C, ya que estos muros según datos obtenidos por el programa ETBAS son los que presentan mayores deformaciones debido a las sollicitaciones actuantes son mayores, una vez que se obtengan datos satisfactorios en esta dirección se cumplirá para el resto de los ejes.

## ANALISIS DE LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL

### Muro Transversal sobre eje "1" entre ejes "B y C"

$$Q_G = 1.1 (CM+CV)$$

$$Q_G = 0.9 \text{ CM}$$

$$Q_E = SX$$

$$Q_E = SY$$

NIVEL	Q <sub>G</sub>			Q <sub>E</sub>		
	A	M	V	A	M	V
	Ton	Ton-m	Ton	Ton	Ton-m	Ton
1	22.55	4.85	0.03	10.87	389.60	129.80
2	20.08	2.80	0.95	10.54	433.50	168.97
3	12.10	1.42	0.46	8.24	146.67	101.10
4	3.69	1.81	1.05	4.54	42.39	79.72

Los resultados de la combinación de los efectos de Q<sub>G</sub> y Q<sub>E</sub> se muestran a continuación:

NIVEL	Q <sub>UD</sub>		
	A	M	V
	Ton	Ton-m	Ton
1	33.42	394.45	129.83
2	30.62	436.30	169.92
3	20.34	148.09	101.56
4	8.23	44.20	80.77

ACCIONES DE DEFORMACION (FLEXION):					
* Revisión a flexión y Cortante de Muro sobre eje "1" (Primera Planta), entre ejes "B y C"					
Momento de diseño (Acciones de deformación):	Mu =	394.45	ton-m	34,242,539.78	lb-plg
Carga axial actuante:	Pu =	33.42	ton	73,684.49	lbs
Cortante actuante:	Vu =	129.83	ton	286,272.95	lbs
Longitud de muro en análisis:	Lw =	3.90	m	153.54	plg
Espesor de muro en análisis:	t =	0.70	m	27.56	plg
Altura de muro en análisis:	Hw =	3.70	m	145.67	plg
Área total de refuerzo vertical del muro:	Ast =	40.95	cm <sup>2</sup>	6.35	plg <sup>2</sup>
Área total de refuerzo horizontal del muro:	Asth =	64.75	cm <sup>2</sup>	10.04	plg <sup>2</sup>
Coefficiente de reducción por flexión (Φ):	Φ =	0.9			
Coefficiente de reducción por cortante (Φ):	Φ =	0.75			
Coefficiente de reducción por axial (Φ):	Φ =	0.70			
Coefficiente (β <sub>1</sub> ):	β <sub>1</sub> =	85%	kg/cm <sup>2</sup>	4,400.00	psi
Resistencia a compresión del concreto:	f <sub>c</sub> =	310.00	kg/cm <sup>2</sup>	4,200.00	psi
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo:	F <sub>y</sub> =	2,800.00	kg/cm <sup>2</sup>		

Considerando la carga axial y el refuerzo total del muro la capacidad a flexión es la siguiente:					
$\phi Mn = \phi [0.5 * Ast * fy * Lw \left( 1 + \frac{Pu}{Ast * Fy} \right) \left( 1 - \frac{c}{Lw} \right) =$					
$\frac{c}{Lw} = \left( \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.85\beta_1} \right) = \quad \alpha = \left( \frac{Pu}{Lw * t * f'c} \right) = \quad \omega = \left( \frac{Ast}{Lw * t} \right) \frac{fy}{f'c} =$					
$\alpha =$	0.0039	$\omega =$	0.0135	$c/Lw =$	0.0233
$\phi Mn =$	25,380,916.46 kg-cm	=	253.81	ton-m	
<b><math>\phi Mn =</math></b>	<b>253.81</b>	<b>&gt;</b>	<b>Mu =</b>	<b>394.45</b>	<b>No cumple</b>

<b>ACCIONES DE DEFORMACION (CORTANTE):</b>					
$\phi Vc = \phi (0.53 \sqrt{f'c} * b * t) =$	<b>191.06</b>	<b>Ton</b>	<b>&gt;</b>	<b>Vu</b>	
$\phi Vc = \phi (7.03 * b * t) =$	<b>143.94</b>	<b>Ton</b>	<b>&gt;</b>	<b>Vu</b>	
<b><math>\phi Vc =</math></b>	<b>167.50</b>	<b>&gt;</b>	<b>Vu =</b>	<b>129.83</b>	<b>Resiste por Corte, cumple</b>
<b>Considerando el aporte del acero de refuerzo mínimo</b>					
$\phi Vs = \phi \left( \frac{Av * fy * d}{s} \right)$	=	<b>167.08</b>	<b>Ton</b>		
$\phi Vn = \phi Vc + \phi Vs =$	<b>334.58</b>	<b>&gt;</b>	<b>Vu =</b>	<b>129.83</b>	<b>Resiste por Corte, Cumple</b>
Se concidero un area de acero $Av = 5.1 \text{ cm}^2$ , el cual corresponde aun acero # 8					
El espaciamiento considerado es de 25cm.					

Para el resto de muros, sobre el eje "8", entre los ejes "B y C", los cuales, tienen similares características geométricas se muestra una tabla resumen donde se reflejan los resultados comparativos del análisis efectuado.

NIVEL	Acción de Deformación		Condición	Acción de Deformación		Condición
	Mu Ton	$\phi Mn$ Ton-m		Vu Ton	$\phi Vc$ Ton	
1	394.45	253.81	<b>No cumple</b>	129.83	167.50	<b>Cumple</b>
2	436.30	253.81	<b>No cumple</b>	169.92	167.50	<b>No cumple</b>
3	148.09	253.81	<b>Cumple</b>	101.56	167.50	<b>Cumple</b>
4	44.20	253.81	<b>Cumple</b>	80.77	167.50	<b>Cumple</b>

El valor de aceptación de una acción controlada de deformación (QCE) se determina con la siguiente expresión:

	$Q_{CE} \geq Q_{UD} / m$
$Q_{CE}$ :	Resistencia esperada de los componentes en el nivel de deformación bajo consideración.
$Q_{UD}$ :	Acción debida a cargas de gravedad y fuerzas de sismo.
m:	Componente de demanda, modificado, para tomar en cuenta la ductilidad esperada de los elementos. m=1 para análisis de edificios realizados con fuerzas pseudo laterales

Comprobando esta condición para el muro de la primera planta se tiene:					
<b>Momento</b>					
$Q_{UD} =$	394.45	Ton-m			
$m =$	1				
$Q_{CE} =$	253.81	Ton-m			
$Q_{CE} =$	<b>253.81</b>	<b>&gt;</b>	$Q_{UD}/m =$	<b>394.45</b>	<b>No cumple</b>
<b>Cortante</b>					
$Q_{UD} =$	129.83	Ton-m			
$m =$	1				
$Q_{CE} =$	167.50	Ton-m			
$Q_{CE} =$	<b>167.50</b>	<b>&gt;</b>	$Q_{UD}/m =$	<b>129.829</b>	<b>Cumple</b>

**ACCIONES DE FUERZA (AXIAL):**

La capacidad de aplastamiento de la sección de concreto se determina con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi (0.85 * f'_c * A_1)$$

$\phi =$	0.7				
$A_1 =$	27,300.00	cm <sup>2</sup>			
$\phi P_n =$	<b>5,035.49</b>	<b>ton</b>	<b>&gt;</b>	$P_u =$	<b>33.42</b> <b>Resiste por Aplastamiento, Cumple</b>

El valor de aceptación de una acción controlada de fuerza ( $Q_{CE}$ ) se determina con la siguiente expresión:

$$Q_{CE} \geq Q_{UF}$$

$Q_{CE}$ : Resistencia esperada de los componentes en el nivel de deformación bajo consideración.

$Q_{UF}$ : Acción debida a cargas de gravedad y fuerzas de sismo.

Comprobando esta condición para el muro de la primera planta se tiene:					
$Q_{UF} = Q_G \pm Q_E/C$					
$Q_G =$	22.55				
$Q_E =$	10.87				
$C =$	1				
$Q_{UF} =$	33.42	Ton			
$Q_{UF} =$	11.68	Ton			
$Q_{CE} =$	5,035.49	Ton			
$Q_{CE} =$	<b>5,035.49</b>	<b>&gt;</b>	$Q_{UF} =$	<b>33.42</b>	<b>Cumple</b>

### **Conclusiones del Análisis Transversal Aumentando el Espesor y Longitud de los Muros.**

Al aumentar el espesor del muro con 25cm y la longitud en 20 cm a cada lado se logró obtener valores de deformación (flexión y cortante) en la estructura con mayor capacidad resistente a estos esfuerzos.

Esto implica que al aplicar otra tecnología de punta en la capacidad resistente de los muros se alcanzara el comportamiento óptimo de esta estructura sometida a estos esfuerzos, más que todo haciendo hincapié en los esfuerzo de flexión y cortante que es donde se presentó las fallas.

### **3.6 - Requisitos de Evaluación de la Etapa 3.**

La evaluación de la etapa 2 y etapa 3, poseen la posibilidad de ser conservadoras por causa de las simplificaciones en su aplicación.

La decisión de emplear una método de evaluación más detallada adicionales a las anteriores dos etapas requiere del juicio del diseñador y de si habrán ventajas economías o de otro tipo en la nueva evaluación.

Al encontrarse deficiencia en el modelo en estudio se debe realizar un proceso de mitigación como es el aumento de la longitud y espesor de los muros y utilizar tecnología de punta que permita que estas acciones de deformación existente puedan ser resistidas.

## CONCLUSIONES:

- Considerando la aplicación de la metodología FEMA 310, en la evaluación estructural del edificio en estudio, objeto de esta Monografía, se logró determinar que dicha edificación es vulnerable, desde el punto de vista estructural, a los efectos del sismo de diseño estipulado para la ciudad de Managua por el Reglamento Nacional de Construcción de 2007 (RNC-07).
- Los resultados obtenidos en la aplicación de las fases de análisis de la metodología FEMA 310, desarrolladas para este modelo, como son Fase de Inspección Visual y Fase de Evaluación, considerando en ello los niveles de desempeño esperados de la estructura, relacionados a Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata, reflejan que la estructura del edificio en estudio tiene deficiencias en los muros resistentes a fuerzas laterales de la primera planta, en ambas direcciones de análisis.
- Los restantes elementos estructurales del edificio como son los muros del área de ascensores y escaleras, las columnas y vigas de todos los niveles y las losas de los entresijos y la azotea, tienen suficiente capacidad ante las acciones de fuerzas actuantes.
- El estado físico constructivo del edificio se puede considerar excelente ya que no se observaron muestras de deterioro o degradación estructural.
- En los estudios realizados se concluye que el suelo en el nivel de desplante aporta una buena resistencia para soportar las cargas sísmicas sin producirse asentamientos diferenciales considerables.
- De acuerdo a la valoración geológica el sitio donde se ubica el edificio es de riesgo moderado en relación a otros terrenos y sitios críticos del Área de Managua, lo que implica que las aceleraciones en superficie alcancen aproximadamente 0.25g menor que la prevista para el sismo de diseño para Managua que es 0.31g.
- Se concluye que el edificio no cumple con las exigencias establecidas para construcciones donde se deben desarrollar actividades esenciales para la protección de la sociedad ante un evento sísmico, tal es el caso para la Policía Nacional, lo cual, no implica que la estructura sea altamente vulnerable. Se requiere adoptar medidas necesarias para proceder a incrementar la capacidad estructural del edificio hasta los niveles de exigencias establecidos en el Reglamento de la Construcción vigente en Nicaragua.

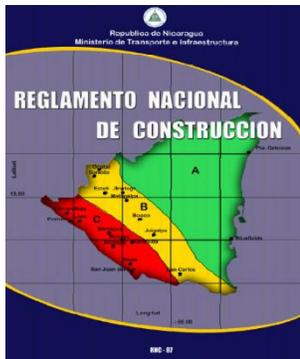
- El desarrollo de esta Monografía a través de los criterios tomados en el FEMA- 310 acompañados por los criterios con que se diseñan en nuestra país a través del RNC-07, ha permitido saber evaluar un edificio que ha recibido los embates de un fenómeno sísmico más que todo es saber por dónde se puede iniciar y que resultados se van a obtener cuando estemos en presencia del fenómeno.

## RECOMENDACIONES

- Debe procederse a la elaboración de una propuesta de reforzamiento del edificio, procurando el no incrementar considerablemente el peso sísmico de la estructura. De ser posible explorarse la solución con tecnologías de punta en la construcción como es el reforzamiento con fibras de carbono o la colocación de sistemas de amortiguación artificiales o aislamiento de base.
- El edificio presenta graves déficit en lo que respecta a facilidades de evacuación de emergencia, por lo cual, debe priorizarse la construcción de la escalera de emergencia garantizando así la rápida evacuación del personal a la hora del evento sísmico.

## BIBLIOGRAFÍA

- FEMA-310 Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings, 1998
- ASCE/SEI 7-10.
- IBC 2009.
- NTC-RSEE 2017
- McCormac Diseño de Concreto Reforzado 4ta Edición
- ACI - 318-2014
- PCA-IA.
- Guía y Flujogramas ASCE.
- Reglamento Nacional de Construcción, R.N.C.-07.



## ANEXOS

### ANEXO A

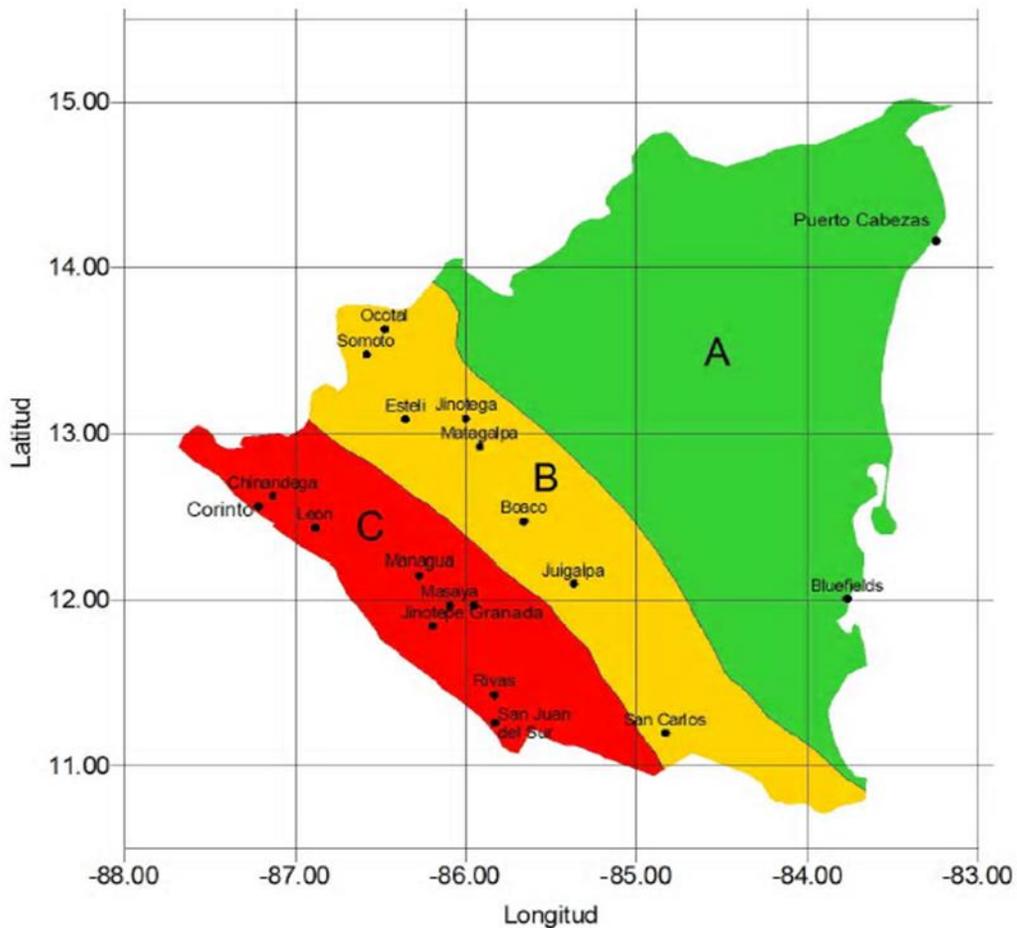
- MAPA DE MICRO LOCALIZACIÓN
- REGIONALIZACIÓN SÍSMICA
- MAPA DE ISOACELERACIONES DEL PAÍS
- LOCALIZACIÓN DEL SITIO EN EL MAPA DE FALLAS DE MANAGUA

### MAPA DE MICRO LOCALIZACIÓN.



## REGIONALIZACIÓN SÍSMICA

Este edificio en análisis se localiza en la ciudad de Managua, ciudad que según el Reglamento Nacional de Construcción, RNC-2007, página 21, Figura 2: Zonificación sísmica de Nicaragua, pertenece a la ZONA "C", con un valor  $a_0$  de aceleración máxima del terreno de 0.30, indicando que es la zona de máxima sismicidad en el país.

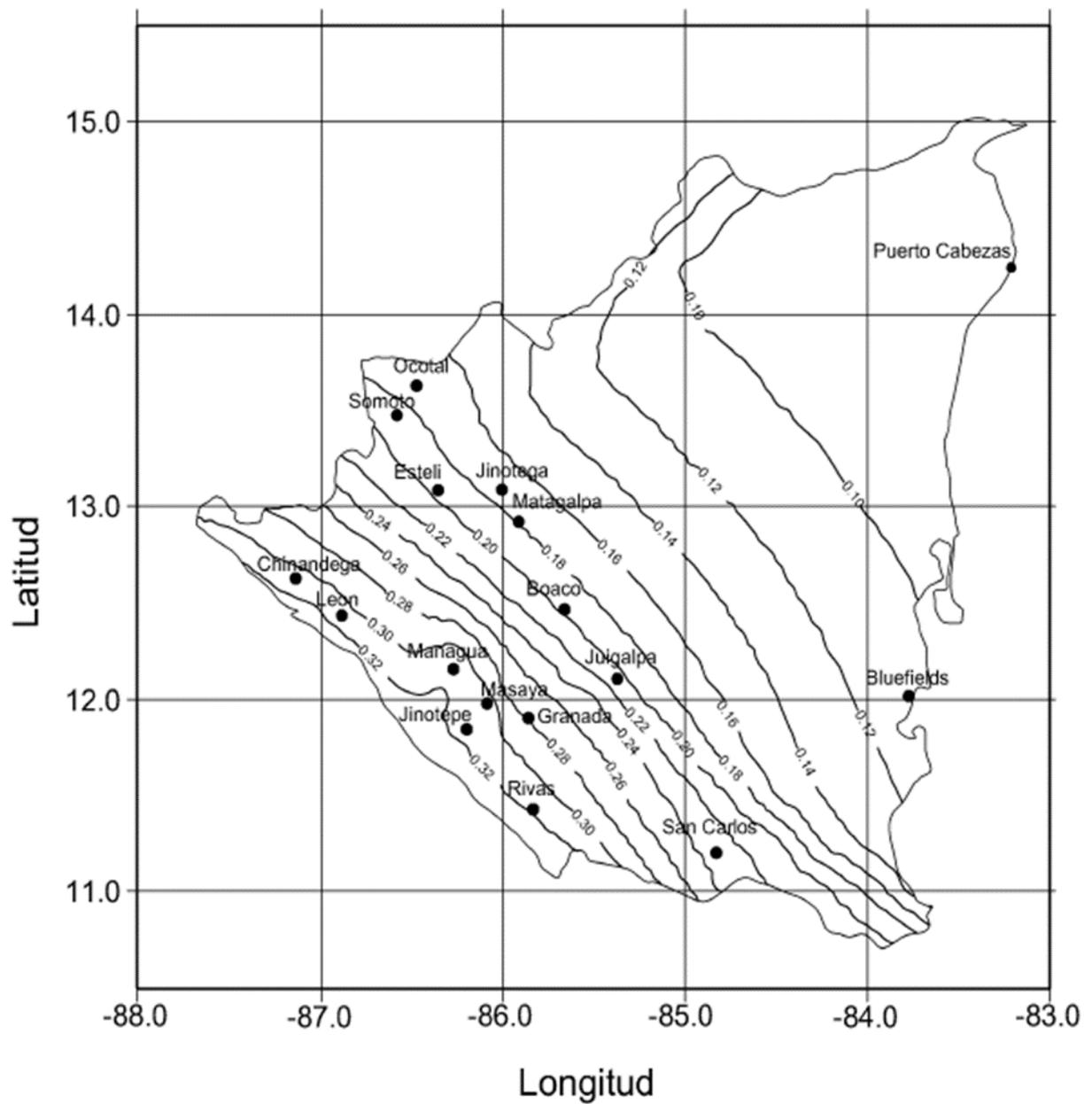


**FIGURA 2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE NICARAGUA**

El valor de  $a_0$  para estructuras del grupo B y C en las ciudades dentro de la zona A el valor  $a_0$  es 0.1, en la zona B el valor sería 0.2 y en la zona C el valor es 0.3 (ver Figura 2) ó Anexo D.

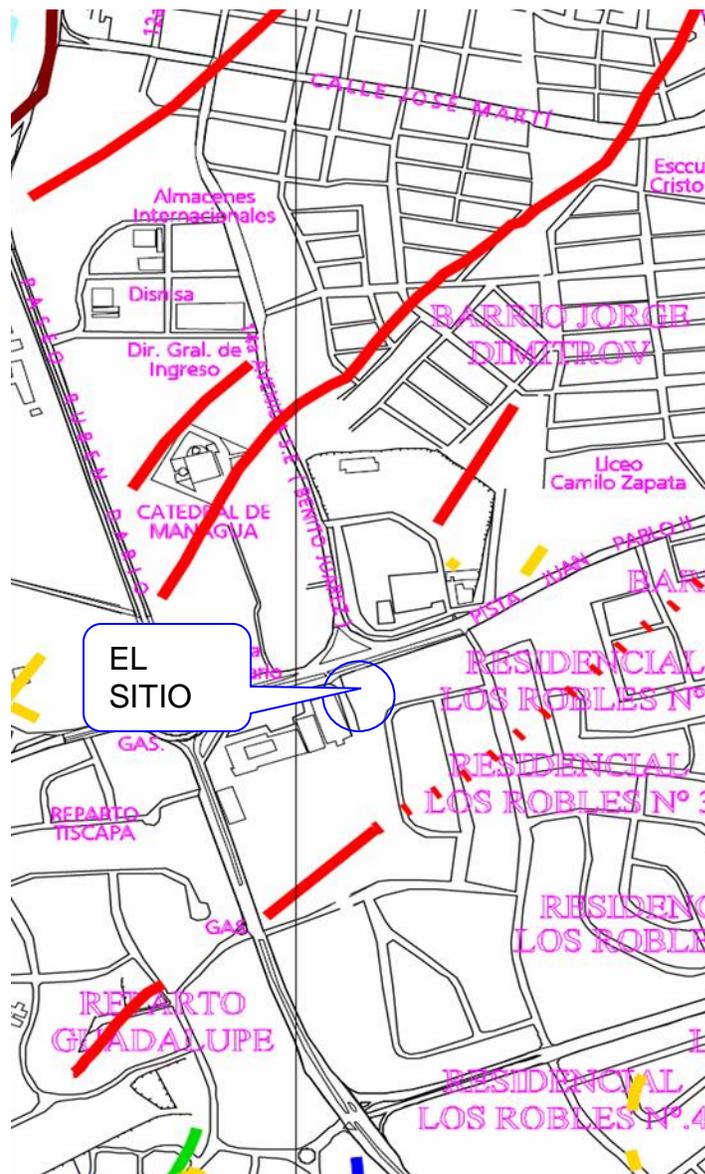
## MAPA DE ISOACELERACIONES DEL PAÍS

En este mapa se puede apreciar que para el caso de Managua, el coeficiente  $a_0$  posee un valor de 0.31 aproximadamente.



## LOCALIZACIÓN DEL SITIO EN EL MAPA DE FALLAS DE MANAGUA

El sitio de proyecto se ubica en la ciudad de Managua, específicamente en el complejo policial conocido como Plaza El Sol, dentro del cual, de acuerdo al plano de Fallas de Managua, se encuentra una falla comprobada, cuya orientación en caso de prolongarse hacia el sur, supondría que el edificio está asentado sobre la misma. Para comprobar este supuesto se requeriría de un estudio geológico específico, lo cual está fuera de el alcance de este Estudio.



## ANEXO B

### LISTA ESTRUCTURAL (TIPOS DE EDIFICACIONES).

#### FEMA 310 Sec. 2.5

Esta sección provee una lista básica y suplementaria para los siguientes tipos de sistemas estructurales:

W1: Marcos de madera

W1A: Marcos de madera en edificios de uno a varios niveles

W2: Marcos de madera en edificios comerciales e industriales.

S1: Marcos de acero a momento con diafragma rígido.

S1A: Marcos de acero a momento con diafragma flexible.

S2: Marcos de acero arriostrados con diafragma rígido.

S2A: Marcos de acero arriostrados con diafragma flexible.

S3: Marcos de acero

S4: Marcos de acero con muros de corte de concreto.

S5: Marcos de acero con muros de corte de mampostería y diafragma rígido.

S5A: Marcos de acero con muros de corte de mampostería y diafragma flexibles.

C1: Marcos de concreto.

C2: Edificios de concreto con muros de corte y diafragma rígido.

C2A: Edificios de concreto con muros de corte y diafragma flexible.

C3: Marcos de concreto con muros de mampostería y diafragma rígido.

C3A: Marcos de concreto con muros de mampostería y diafragma flexible.

PC1: Edificios prefabricados de Concreto con muros de corte y diafragma flexible

PC1A: Edificios prefabricados de Concreto con muros de corte y diafragma rígido.

PC2: Marcos prefabricados de concreto con muros de corte.

PC2A: Marcos prefabricados de concreto sin muros de corte.

RM1: Edificios con muros de carga de mampostería reforzada con diafragma flexible

RM1: Edificios con muros de carga de mampostería reforzada con diafragma.

RM2: Edificios con muros de carga de mampostería reforzada con diafragma rígido Flexible.

URMA: Edificios con muros de carga de mampostería confinada con diafragma rígido.

**Tabla 2-2 Tipo de Edificios Comunes**

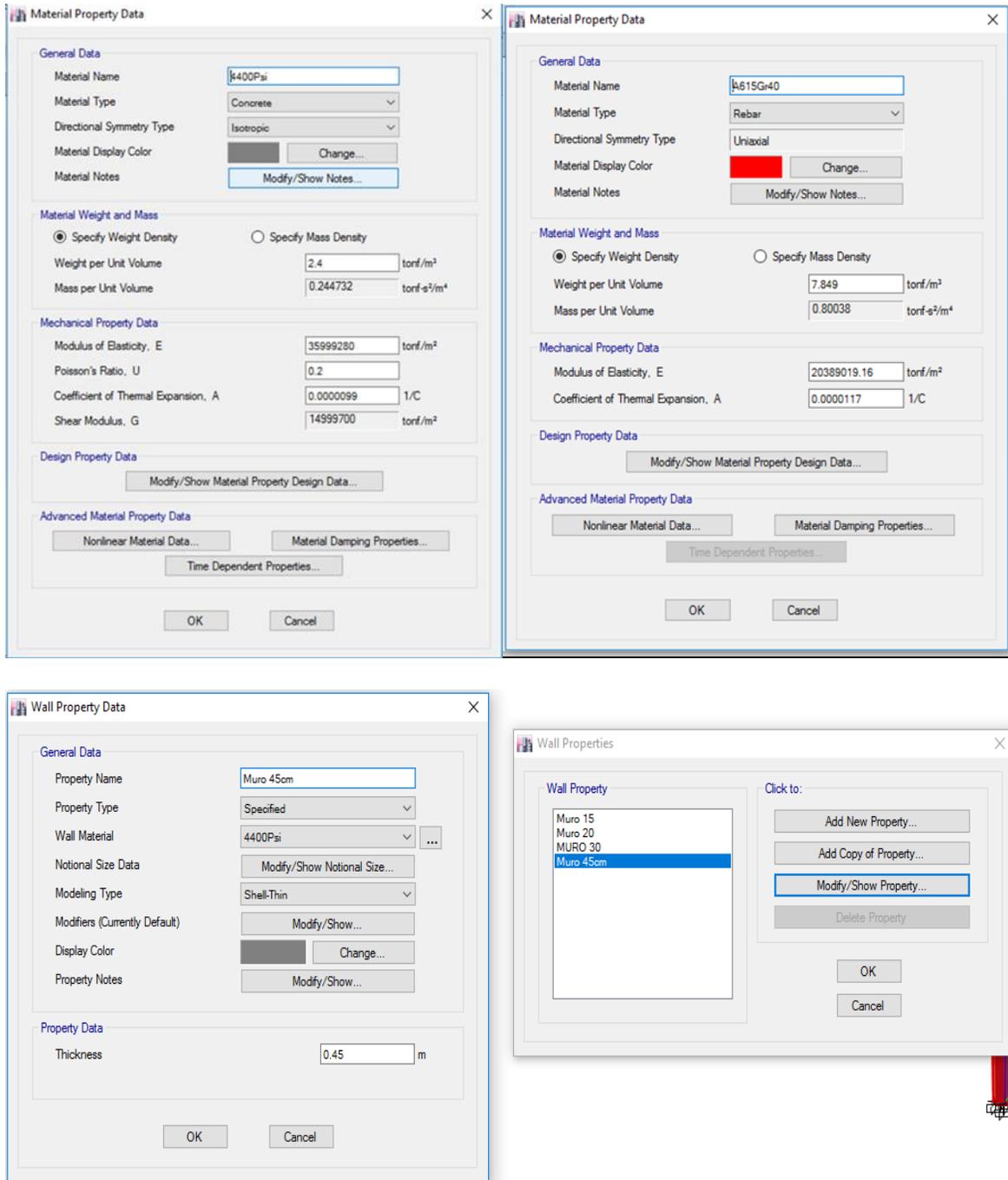
Tipo de Edificio 1: Marcos de Madera Liviano	
W1	Estos edificios son viviendas unifamiliares o múltiples de uno o más pisos de altura. Las cargas de edificios son livianas y las luces de encuadre son cortas. El encuadre del piso y el techo consiste en vigas de madera o vigas de madera estrechamente espaciadas en postes de madera. El encuadre del primer piso se apoya directamente en la base, o se levanta en postes lisiados y soportes de postes y vigas. La base consiste en cimientos extendidos construidos de concreto, bloques de mampostería de concreto o mampostería de ladrillo en construcciones antiguas. Las chimeneas, cuando están presentes, consisten en mampostería sólida de ladrillo, chapa de fábrica o marco de madera con conductos de metal internos. Las fuerzas laterales son resistidas por diafragmas de marco de madera y paredes de cortante. Los diafragmas de piso y techo consisten en revestimiento de madera recto o diagonal, tablonés de lengüeta y ranura, o madera contrachapada. Los muros de corte consisten en revestimiento de madera recto o diagonal, revestimiento de tablonés, madera contrachapada, estuco, tablero de yeso, tablero de partículas o tablero de fibras. Las paredes interiores están revestidas con yeso o placa de yeso.
W1A	Estos edificios son residencias de varias plantas y unidades múltiples similares en construcción a edificios W1, pero con garajes abiertos en la primera planta. La primera planta consiste en el enmarcado del piso de madera en paredes de postes de madera y columnas de tubos de acero, o una losa de concreto en muros de bloques de concreto o de mampostería de concreto.
Tipo de Edificio 2: Marcos de Madera, Comerciales e Industriales	
W2	Estos edificios son edificios comerciales o industriales con un área de piso de 5,000 pies cuadrados o más. Las cargas de construcción son más pesadas que la construcción de marco liviano, y las luces de encuadre son largas. Hay pocas, si las hay, paredes interiores. El amazón del piso y el techo consiste en cerchas de madera o acero, vigas laminadas o de acero, postes de madera o columnas de acero. Las fuerzas laterales son resistidas por diafragmas de madera y pernos exteriores paredes revestidas con madera contrachapada, estuco, yeso, revestimiento de madera recto o diagonal, o arriostradas con varillas. Las aberturas grandes para escaparates y garajes, cuando están presentes, están enmarcadas por marcos de postes y vigas. La resistencia a la fuerza lateral alrededor de las aberturas es proporcionada por marcos rígidos de acero o arriostre diagonal.
Tipo de Edificio 3: Marco de Momento de Acero	
S1	Estos edificios consisten en un conjunto de marcos de vigas de acero y columnas de acero. El amazón de piso y techo consiste en losas de concreto coladas in situ o una plataforma de metal con relleno de concreto soportado en vigas de acero, vigas de vigas abiertas o vigas de acero. Las fuerzas laterales son resistidas por marcos de momento de acero que desarrollan su rigidez a través de conexiones rígidas o semirrígidas de viga-columna. Cuando todas las conexiones son conexiones de resistencia de momento, todo el marco participa en la resistencia de fuerza lateral. Cuando solo las conexiones seleccionadas son conexiones de resistencia de momento, la resistencia se proporciona a lo largo de líneas de trama discretas. Las columnas están orientadas de modo que cada dirección principal del edificio tiene columnas que resisten fuerzas en la flexión fuerte del eje. Los diafragmas consisten en una plataforma de concreto o metal con relleno de concreto y son rígidos con respecto a los marcos. Cuando el exterior de la estructura está oculto, las paredes consisten en muros cortina de paneles metálicos, acristalamientos, mampostería de ladrillo o paneles prefabricados de hormigón. Cuando el interior de la estructura está terminado, los marcos están ocultos por techos, tabiques y columnas arquitectónicas columna enrasada. Los cimientos consisten en zapatas de concreto expandido o cimientos de pilotes profundos.
S1A	Estos edificios son similares a los edificios S1, excepto que los diafragmas consisten en estructuras de madera o plataformas de metal sin techo, y son flexibles con respecto a los marcos.
Tipo de Edificio 4: Marco Reforzado de Acero	
S2	Estos edificios consisten en un conjunto de marcos de vigas de acero y columnas de acero. El amazón de piso y techo consiste en losas de concreto coladas in situ o una plataforma de metal con relleno de concreto soportado en vigas de acero, vigas de vigas abiertas o vigas de acero. Las fuerzas laterales son resistidas por fuerzas de tensión y compresión en miembros de acero diagonales. Cuando las conexiones diagonales de la abrazadera son concéntricas a las juntas de la columna de viga, todas las tensiones de los miembros son principalmente axiales. Cuando las conexiones diagonales de la abrazadera son excéntricas a las juntas, los miembros están sujetos a esfuerzos de flexión y axial. Los diafragmas consisten en una plataforma de concreto o metal con relleno de concreto y son rígidos con respecto a los marcos. Cuando el exterior de la estructura está oculto, las paredes consisten en muros cortina de paneles metálicos, acristalamientos, mampostería de ladrillo o paneles prefabricados de hormigón. Cuando el interior de la estructura está terminado, los marcos están ocultos por techos, tabiques y listones arquitectónicos. Los cimientos consisten en zapatas de concreto expandido o cimientos de pilotes profundos.
S2A	Estos edificios son similares a los edificios S2, excepto que los diafragmas consisten en estructuras de madera o cubiertas de metal sin techo, y son flexibles en relación con los marcos.

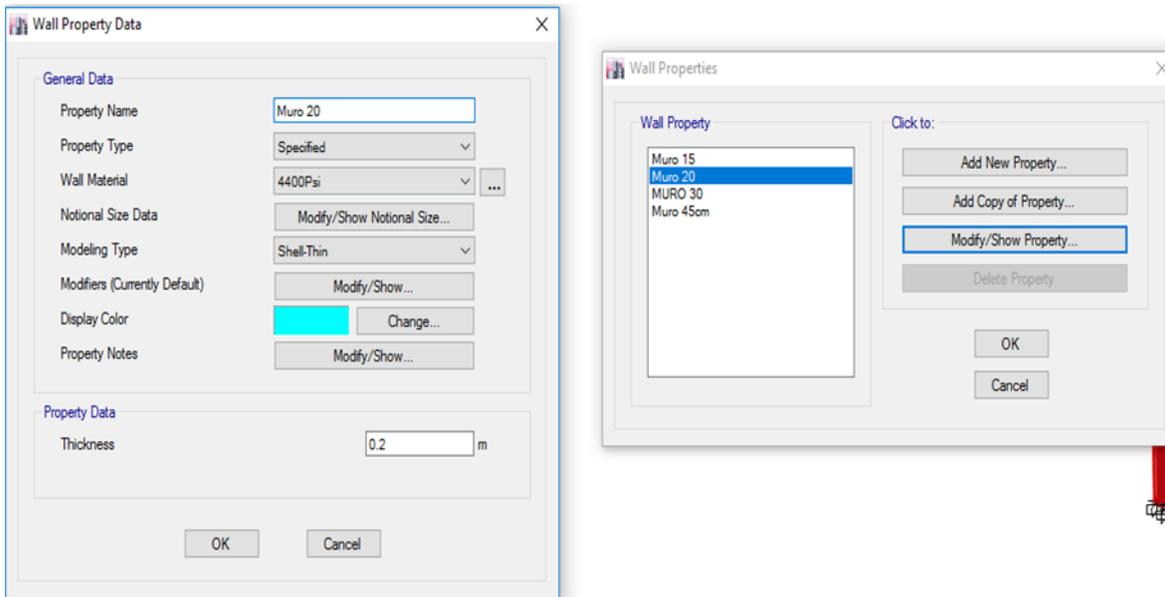
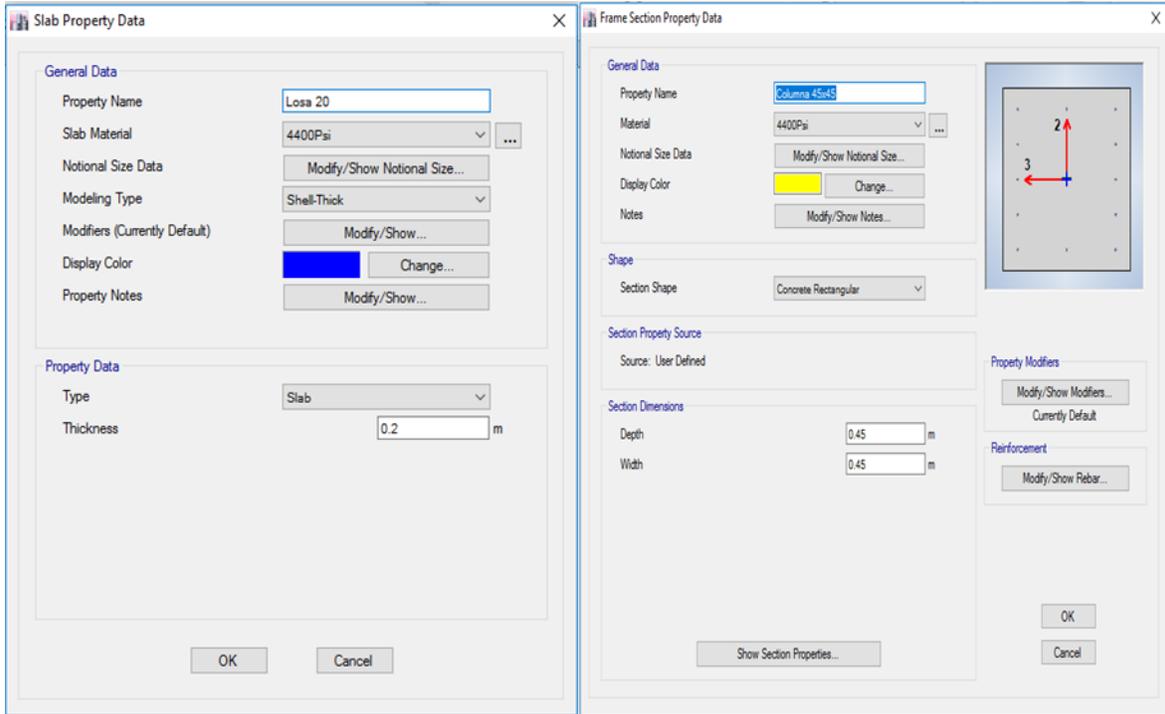
<b>Tipo de Edificio 5: Marco de Acero Liviano</b>	
S3	Estos edificios están prediseñados y prefabricados con marcos de acero rígido transversales. Son de una planta en altura. El techo y las paredes constan de paneles ligeros de metal, fibra de vidrio o cemento. Los marcos están diseñados para la máxima eficiencia y los travesaños y las columnas consisten en secciones cónicas, formadas con placas delgadas. Los marcos están contruidos en segmentos y ensamblados en el campo con uniones atornilladas o soldadas. Las fuerzas laterales en la dirección transversal son resistidas por los marcos rígidos. Las fuerzas laterales en la dirección longitudinal son resistidas por elementos de cizallamiento del panel de pared o arriostramiento de barra. Las fuerzas de diafragma son resistidas por una plataforma de metal sin tope, elementos de corte del panel del techo o un sistema de abrazaderas de barras con tensión solamente.
<b>Tipo de Edificio 6 : Marcos de Acero con Muros de Corte de Mampostería</b>	
S4	Estos edificios consisten en un conjunto de marcos de vigas de acero y columnas de acero. Los pisos y el techo consisten en losas de concreto coladas in situ o cubiertas metálicas con o sin relleno de concreto. El entramado consiste en vigas de acero, vigas de vigas abiertas o vigas de acero. Las fuerzas laterales son resistidas por las paredes de corte de hormigón coladas in situ. Estas paredes tienen paredes cuando el marco de acero no proporciona un soporte vertical completo sistema. En una construcción más antigua, la estructura de acero está diseñada solo para cargas verticales. En los sistemas duales modernos, los marcos de momento de acero están diseñados para trabajar junto con las paredes de corte de hormigón en proporción a su rigidez relativa. En el caso de un sistema dual, las paredes se evaluarán bajo este tipo de construcción y los marcos se evaluarán bajo S1 o S1A, marcos de momento de acero. Los diafragmas consisten en una plataforma de concreto o metal con o sin relleno de concreto. La estructura de acero puede proporcionar un sistema secundario resistente a la fuerza lateral en función de la rigidez del marco y la capacidad de momento de las conexiones vigas-columna.
<b>Tipo de Edificio 7: Marcos de Acero con Muros de Corte de mampostería.</b>	
S5	Este es un tipo de construcción de construcción más antigua que consiste en un ensamblaje de armazón de vigas de acero y columnas de acero. Los pisos y el techo consisten en losas de concreto coladas in situ o cubiertas de metal con relleno de concreto. El entramado consiste en vigas de acero, vigas de vigas abiertas o vigas de acero. Las paredes consisten en paneles de relleno contruidos de ladrillo de arcilla sólida, bloque de hormigón o mampostería de arcilla hueca. Las paredes de relleno pueden encerrar por completo a los miembros del marco y presentar un exterior liso de mampostería sin indicación del marco. El rendimiento sísmico de este tipo de construcción depende de la interacción entre el marco y los paneles de relleno. El comportamiento combinado es más parecido a una estructura de muro de corte que a una estructura de marco. Los paneles de mampostería rellenos de forma sólida forman puntales de compresión diagonales entre las intersecciones de los elementos de marco. Si las paredes están desplazadas del bastidor y no se acoplan completamente a los miembros del bastidor, los puntales de compresión diagonales no se desarrollarán. La fuerza del panel de relleno está limitada por la capacidad de corte de la junta de la cama de mampostería o la capacidad de compresión del puntal. La resistencia posterior a la fisuración se determina mediante un análisis de un cuadro de momento que está parcialmente restringido por el relleno agrietado. Los diafragmas consisten en pisos de concreto y son rígidos con relación a las paredes.
S5A	Estos edificios son similares a los edificios S5, excepto que los diafragmas consisten en revestimiento de madera o cubierta de metal sin techo, o tienen grandes relaciones de aspecto y son flexibles con respecto a los muros.
<b>Tipo de Edificio 8 : Momento en Marcos de Concreto</b>	
C1	Estos edificios consisten en un ensamblaje de armazón de vigas y columnas de hormigón coladas in situ. El armazón de piso y techo consiste en losas de concreto moldeadas in situ, vigas de concreto, viguetas de un solo sentido, vigas de gofres de dos vías o losas planas. Las fuerzas laterales son resistidas por marcos de momento concretos que desarrollan su rigidez a través de conexiones monolíticas de viga-columna. En construcciones más antiguas, o en regiones de baja sismicidad, los marcos de momento pueden consistir en las columnas de los sistemas de losas planas de dos vías. Los marcos modernos en regiones de alta sismicidad tienen uniones de refuerzo conjuntas, estrechamente espaciadas, y detalles especiales para proporcionar un rendimiento dúctil. Este detalle no está presente en construcciones antiguas. Los cimientos consisten en zapatas de concreto expandido o cimientos de pilotes profundos.
<b>Tipo de Edificio 9 : Edificio de Concreto con Muros de Corte</b>	
C2	moldeadas in situ, vigas de concreto, viguetas de un solo sentido, vigas reticulares bidireccionales, o losas planas. Los pisos son soportados en columnas de concreto o muros de carga. Las fuerzas laterales son resistidas por los muros de corte de hormigón coladas in situ. En una construcción más antigua, los muros de corte están ligeramente reforzadas, pero a menudo se extienden por todo el edificio. En construcciones más recientes, los muros de cortante se producen en lugares aislados y están reforzados con elementos de contorno y lazos estrechamente espaciados para proporcionar un rendimiento dúctil. Los diafragmas consisten en losas de concreto y son rígidos con respecto a los muros. Los cimientos consisten en zapatas de concreto expandido o cimientos de pilotes profundos.
C2A	Estos edificios son similares a los edificios C2, excepto que los diafragmas consisten en revestimiento de madera, o tienen grandes relaciones de aspecto, y son flexibles en relación con los muros.

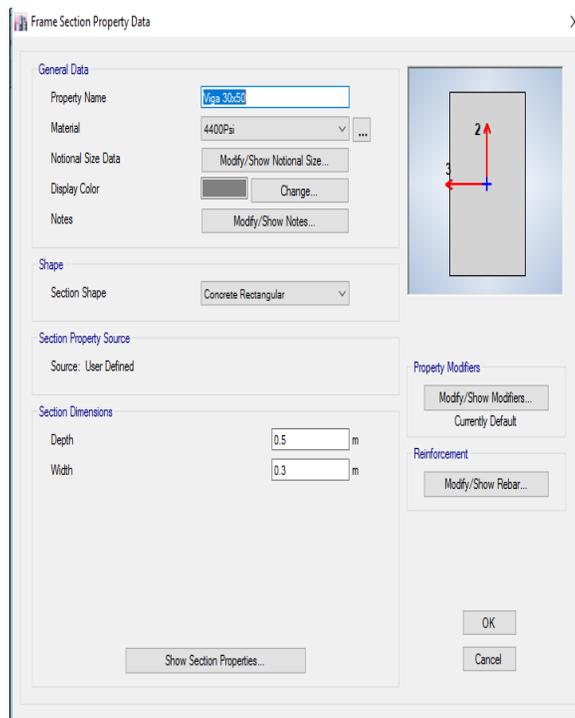
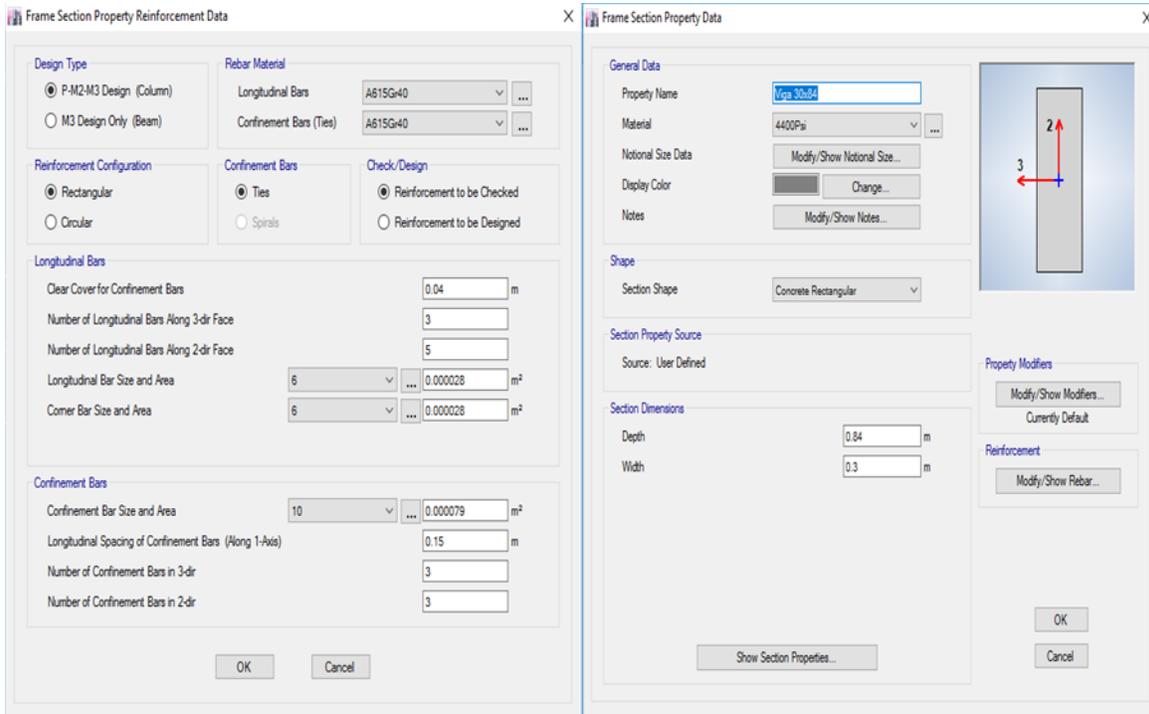
<b>Tipo de Edificio 10 : Marcos de Concreto con Muros de Corte de Mampostería</b>	
C3	Este es un tipo de construcción de construcción más antigua que consiste en un ensamblaje de armazón de vigas y columnas de hormigón coladas in situ. Los pisos y el techo consisten en losas de concreto coladas in situ. Los muros consisten en paneles de relleno contruidos de ladrillo de arcilla sólida, bloque de hormigón o mampostería de arcilla hueca. El rendimiento sísmico de este tipo de construcción depende de la interacción entre el marco y los paneles de relleno. El comportamiento combinado es más parecido a una estructura de los muros de corte que a una estructura de marco. Los paneles de mampostería rellenos de forma sólida forman puntales de compresión diagonales entre las intersecciones de los elementos de marco. Si las paredes están desplazadas del bastidor y no se acoplan completamente a los miembros del bastidor, los puntales de compresión diagonales no se desarrollarán. La fuerza del panel de relleno está limitada por la capacidad de corte de la junta de la cama de mampostería o la capacidad de compresión del puntal. La resistencia posterior a la fisuración se determina mediante un análisis de un cuadro de momento que está parcialmente restringido por el relleno agrietado. La resistencia al corte de las columnas de concreto, después del agrietamiento del relleno, puede limitar el comportamiento semiductivo del sistema. Los diafragmas consisten en pisos de concreto y son rígidos con relación a los muros.
C3A	Estos edificios son similares a los edificios C3, excepto que los diafragmas consisten en revestimiento de madera, o tienen grandes relaciones de aspecto, y son flexibles en relación con las paredes.
<b>Tipo de Edificio 11 : Edificio Prefabricado de Concreto con Muros de Corte</b>	
PC1	Estos edificios tienen uno o más pisos de altura y tienen paneles perimetrales de concreto prefabricado que se moldean en el sitio y se inclinan en su lugar. La estructura del piso y del techo consiste en vigas de madera, vigas laminadas, vigas de acero o vigas de vigas abiertas. El bastidor es compatible con columnas de acero interiores y muros perimetrales de hormigón. Los pisos y el techo consisten en revestimiento de madera o cubierta de metal sin techo. Las fuerzas laterales son resistidas por los paneles de muro perimetral de hormigón prefabricado. Los paneles de los muros pueden ser sólidos o tener ventanas grandes y aberturas de puertas que hacen que los paneles se comporten más como marcos que como muros de cortante. En la construcción más antigua, el armazón de madera se adjunta a las paredes con letreros de madera. Los cimientos consisten en zapatas de concreto expandido o cimientos de pilotes profundos.
PC1A	Estos edificios son similares a los edificios PC1, excepto que los diafragmas consisten en elementos prefabricados, concreto colado en el sitio o cubierta de metal con relleno de concreto, y son rígidos con respecto a las paredes.
<b>Tipo de Edificio 12 : Marcos de Concreto Prefabricado</b>	
PC2	Estos edificios consisten en un ensamblaje de marco de vigas de hormigón prefabricado y columnas con la presencia de muros de cortante. El armazón de piso y techo consiste en tabloncillos de concreto prefabricados, tees o tees dobles soportados en vigas y columnas de concreto prefabricado. Las fuerzas laterales son resistidas por muros de corte de hormigón prefabricado o moldeado in situ. Los diafragmas consisten en elementos premoldeados interconectados con inserciones soldadas, tiras de cierre moldeadas en el lugar o losas de relleno de hormigón armado.
PC2A	Estos edificios son similares a los edificios de PC2, excepto que los muros de concreto no están presentes. Las fuerzas laterales son resistidas por los marcos de momento de hormigón prefabricado que desarrollan su rigidez a través de juntas de viga-columna rígidamente conectadas por insertos soldados o cierres de hormigón moldeados in situ. Los diafragmas consisten en elementos premoldeados interconectados con inserciones soldadas, tiras de cierre moldeadas en el lugar o losas de relleno de hormigón armado. Este tipo de construcción no está permitido en regiones de alta sismicidad para nuevas construcciones.
<b>Tipo de Edificio 13 : Edificios con Muros de Carga de Mampostería Reforzada con Diafragma Flexible.</b>	
RM1	Estos edificios tienen muros de carga que consisten en bloques de concreto reforzado o mampostería de bloques de concreto. El piso de madera y la estructura del techo consisten en vigas de madera, vigas laminadas y postes de madera o pequeñas columnas de acero. El armazón de pisos y techos de acero consiste en vigas de acero o viguetas de vigas, vigas de acero y columnas de acero. Las fuerzas laterales son resistidas por los ladrillos reforzados o las paredes de corte de mampostería de bloques de concreto. Los diafragmas consisten en revestimientos de madera rectos o diagonales, madera contrachapada o cubierta de metal sin tapa, y son flexibles en relación con las paredes. Las cimentaciones consisten en pies separados de ladrillo o concreto.
<b>Tipo de Edificio 14 : Edificios con Muros de Carga de Mampostería Reforzada con Diafragma Rígido.</b>	
RM2	Estos edificios son similares a los edificios RM1, excepto que los diafragmas consisten en una plataforma de metal con relleno de concreto, tabloncillos de concreto prefabricado, tees o tees dobles, con o sin una losa de acabado de concreto moldeado en el lugar, y son rígidos con respecto a las paredes. El encuadre del piso y del techo es compatible con marcos interiores de acero o concreto o con muros interiores de mampostería reforzada.
<b>Tipo de Edificio 15 : Edificio con Muro de Carga con Mampostería sin Refuerzo</b>	
URM	Estos edificios tienen los muros perimetrales que consisten en mampostería de ladrillo de arcilla no reforzada. Los muros interiores del cojinete, cuando están presentes, también consisten en mampostería de ladrillo de arcilla no reforzada. En la construcción anterior, la estructura del piso y del techo consiste en un revestimiento de madera recto o diagonal soportado por vigas de madera, en postes y vigas. En pisos de construcción más recientes consiste en paneles estructurales o revestimientos de contrachapado en lugar de revestimientos de madera. Los diafragmas son flexibles con respecto a las paredes. Cuando existen, los lazos entre los muros y los diafragmas consisten en placas de acero dobladas o anclajes gubernamentales incrustados en las juntas de mortero y unidos al bastidor. Las cimentaciones consisten en pies separados de ladrillo o concreto.
URMA	Estos edificios son similares a los edificios URM, excepto que los diafragmas son rígidos en relación con las paredes de mampostería no reforzada y el entramado interior. En construcciones antiguas o edificios grandes de varios pisos, los diafragmas consisten en concreto colado in situ. En regiones de baja sismicidad, la construcción más reciente consiste en una plataforma de metal y un relleno de concreto apoyados en estructuras de acero.

# ANEXO C

## Modelando el Edificio en Estudio en el Programa ETABS 2016 Versión 16.2.0







**Mass Source Data**

Mass Source Name:

**Mass Source**

Element Self Mass

Additional Mass

Specified Load Patterns

Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

**Mass Multipliers for Load Patterns**

Load Pattern	Multiplier
CV	1
CV	1
CM	1
CVR	1

**Mass Options**

Include Lateral Mass

Include Vertical Mass

Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

**Define Load Patterns**

**Loads**

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
CV	Live	0	
CV	Live	0	
CVR	Reducible Live	0	
CM	Super Dead	0	
Sismo X	Seismic	0	User Coefficient
Sismo Y	Seismic	0	User Coefficient
Peso Propio	Dead	1	

**Click To:**

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK Cancel

**Load Cases**

**Load Cases**

Load Case Name	Load Case Type
CV	Linear Static
Peso Propio	Linear Static
CM	Linear Static
Sismo X	Linear Static
Sismo Y	Linear Static
CVR	Linear Static

**Click to:**

Add New Case...

Add Copy of Case...

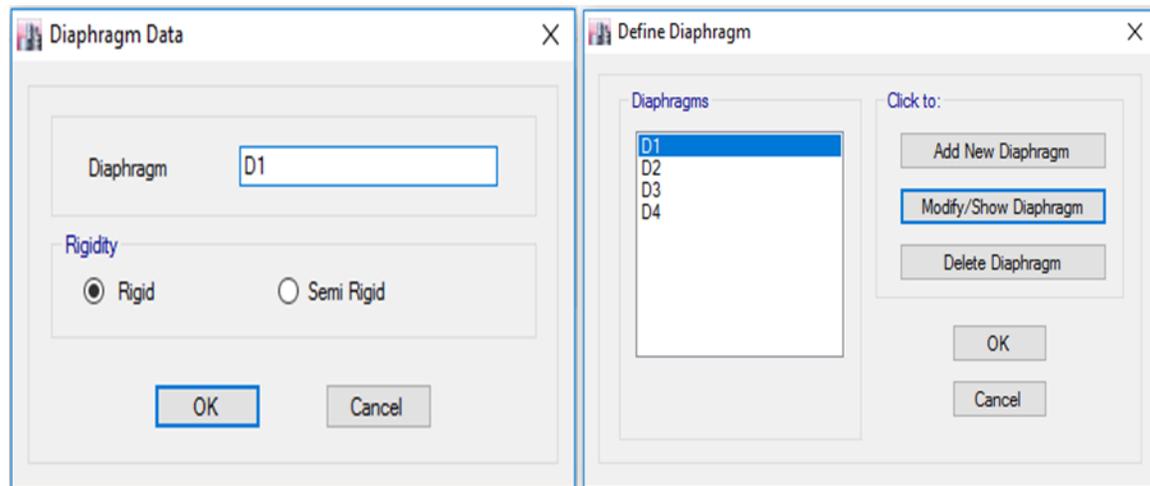
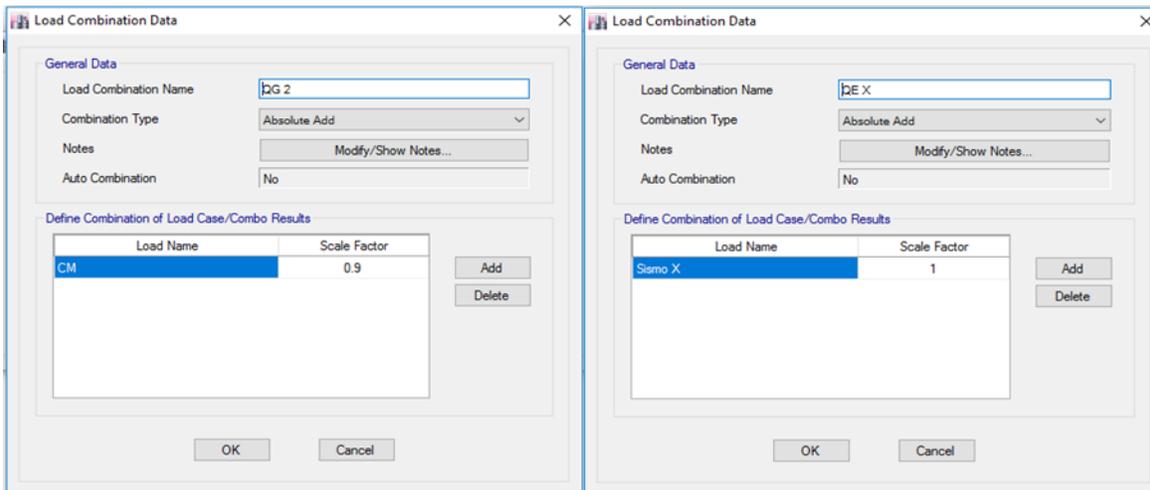
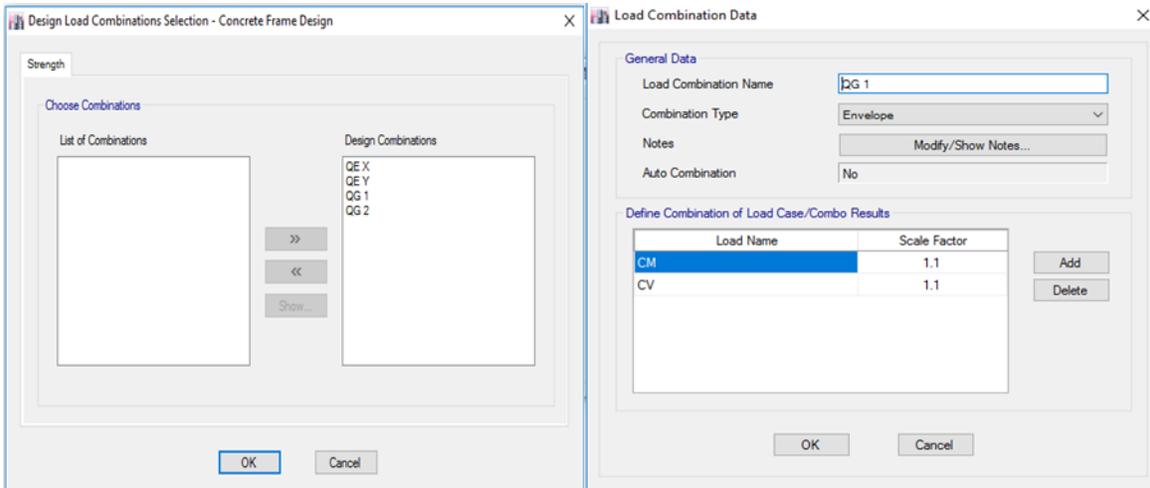
Modify/Show Case...

Delete Case

Show Load Case Tree...

OK

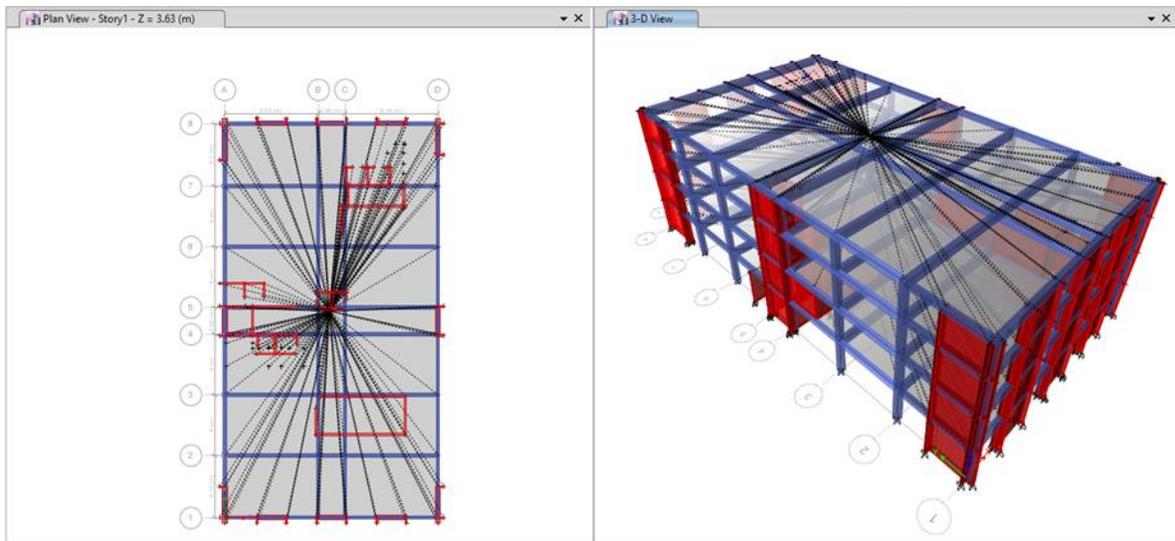
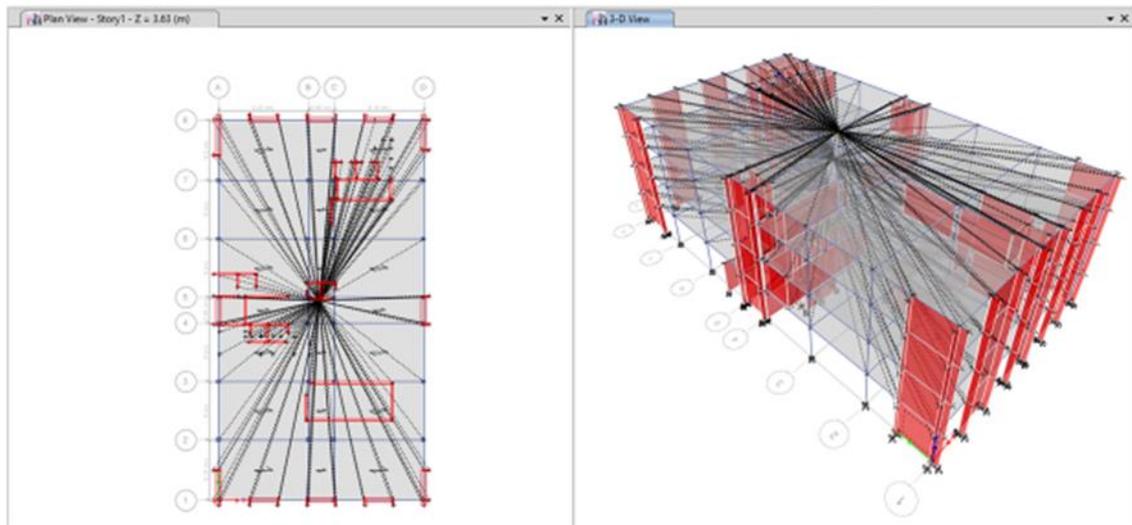
Cancel



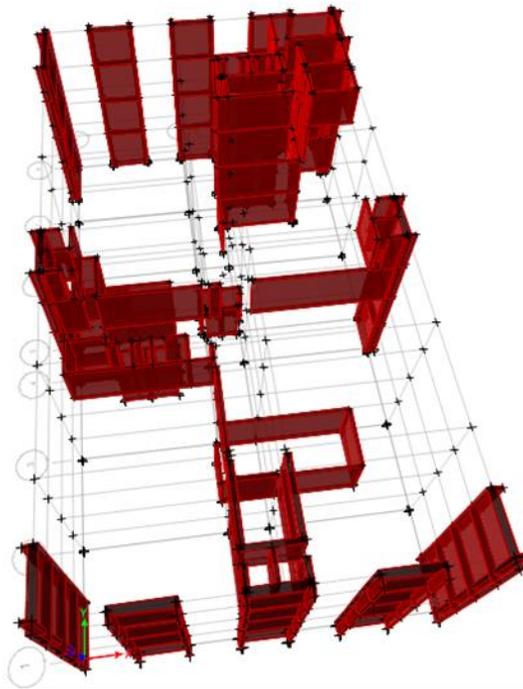
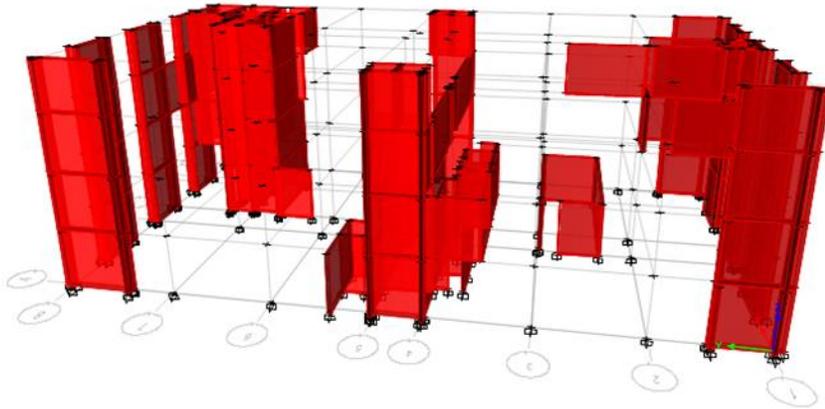
## ANEXO D

### Datos de entrada y salidas del Programa ETABS 2016 Versión 16.2.0

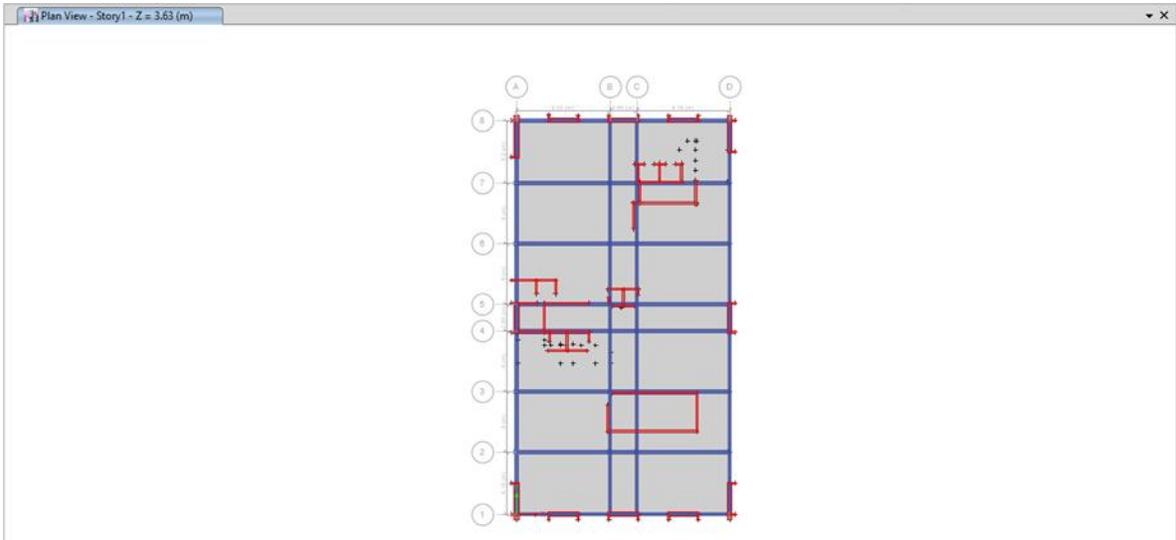
Vista en 3D



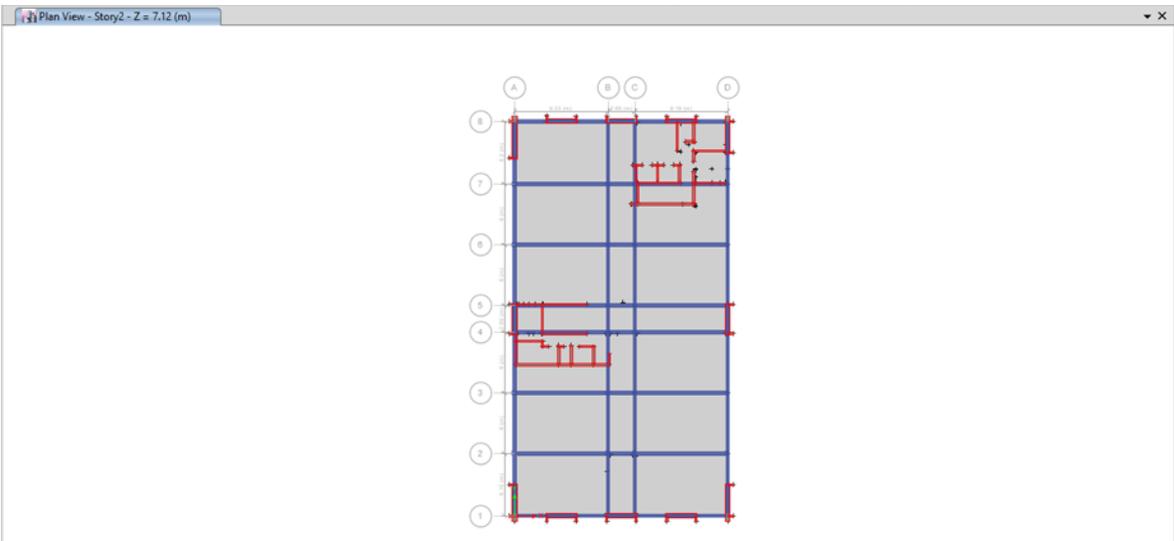
## Vista 3D Solo Muros



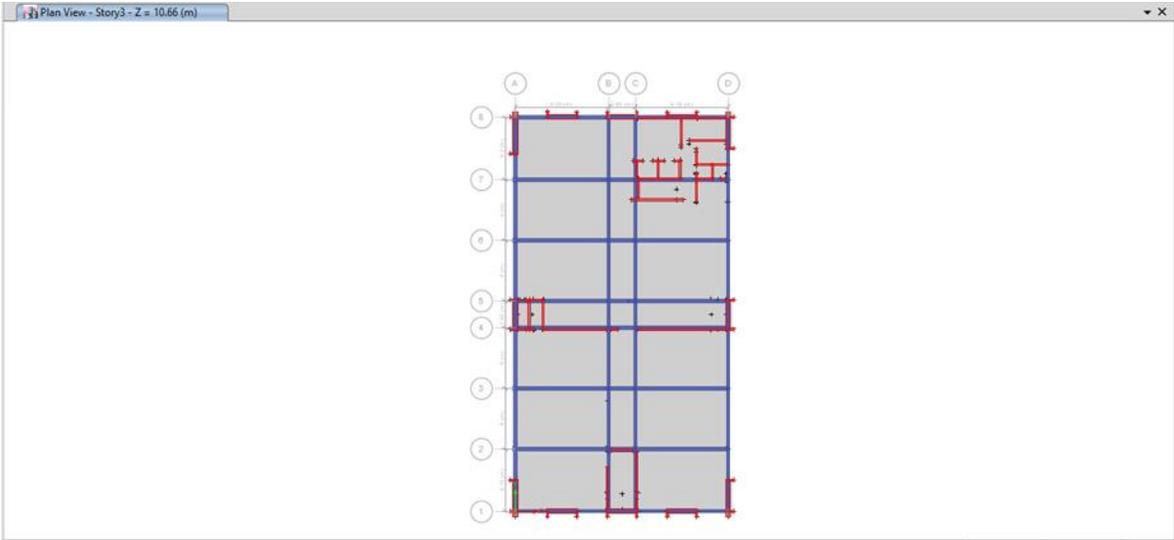
Vista en Planta Piso 1



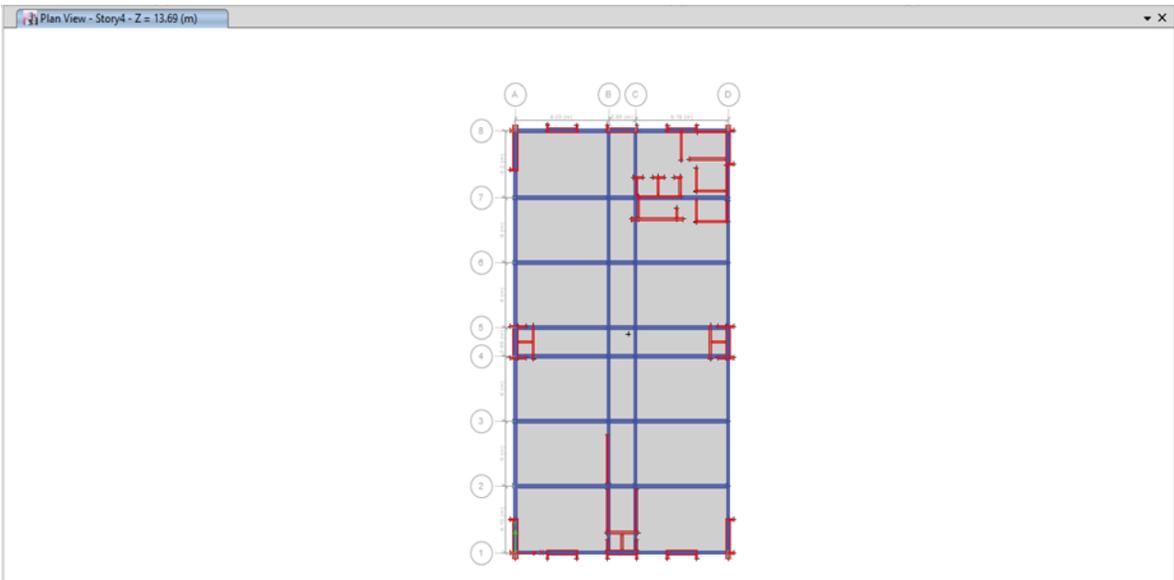
Vista en Planta Piso 2



Vista en Planta Piso 3



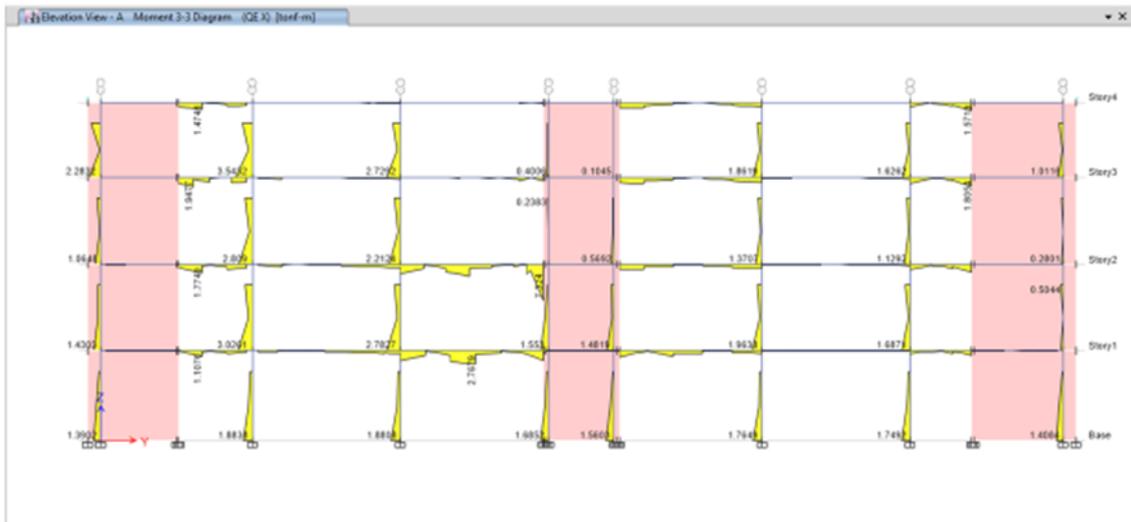
Vista en Planta Piso 4



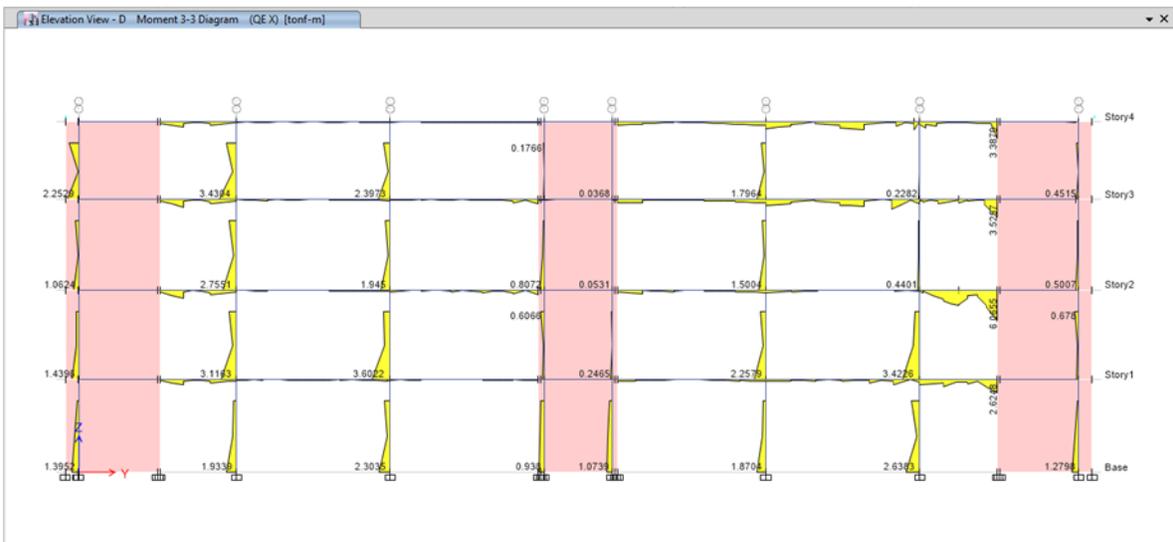
## ANEXO D

### Datos de Salida del Programa ETBAS 2016-16.2.0

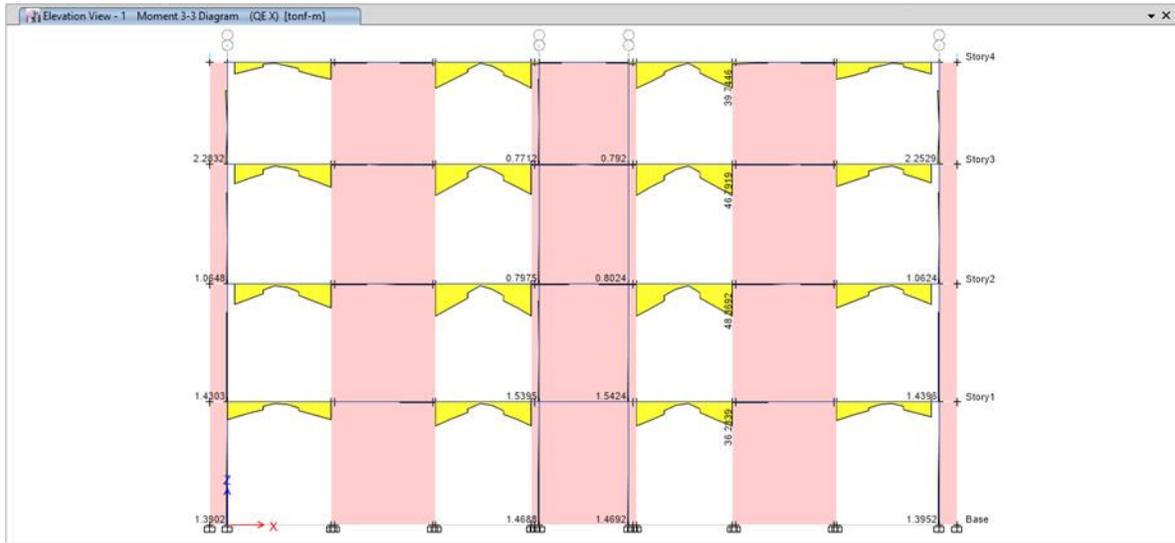
#### Diagrama de Momento Producto de la Combinación QEX en Elevación A



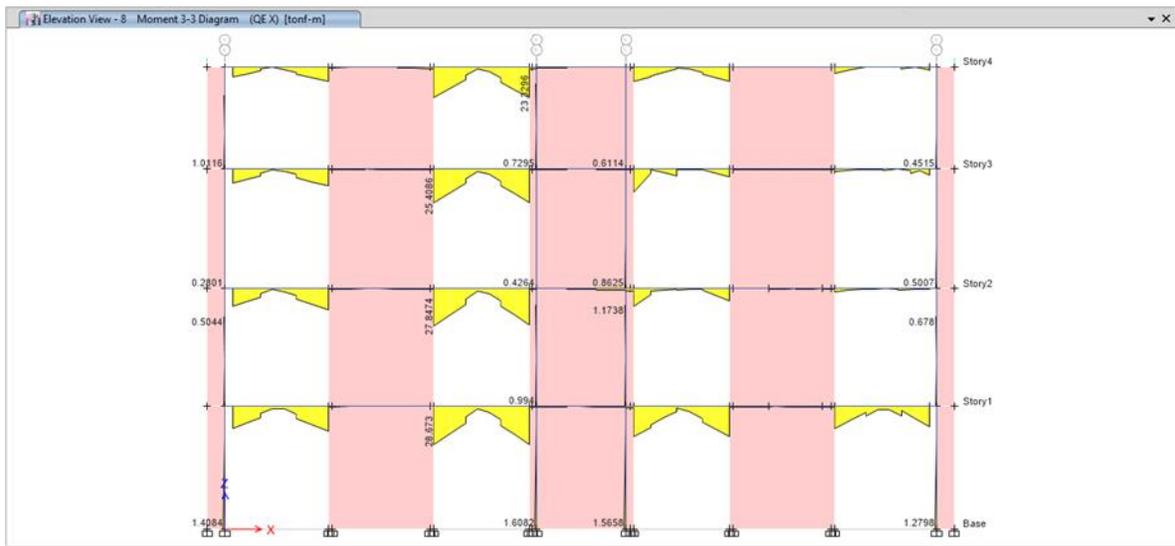
#### Diagrama de Momento Producto de la Combinación QEX en Elevación D



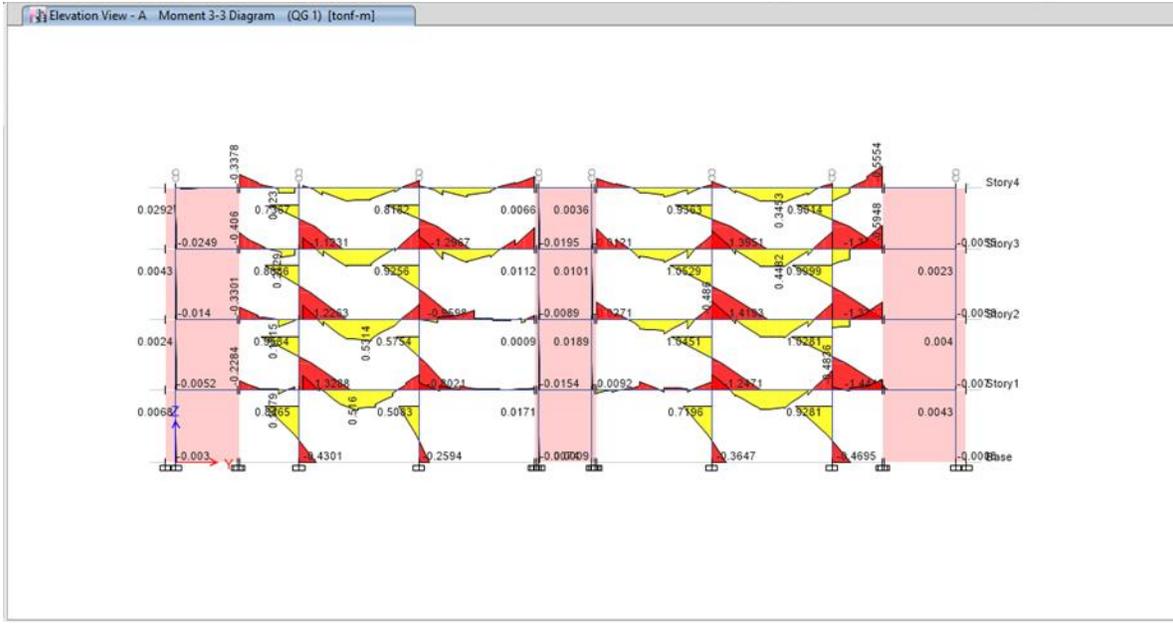
## Diagrama de Momento Producto de la Combinación QEX en Elevación 1



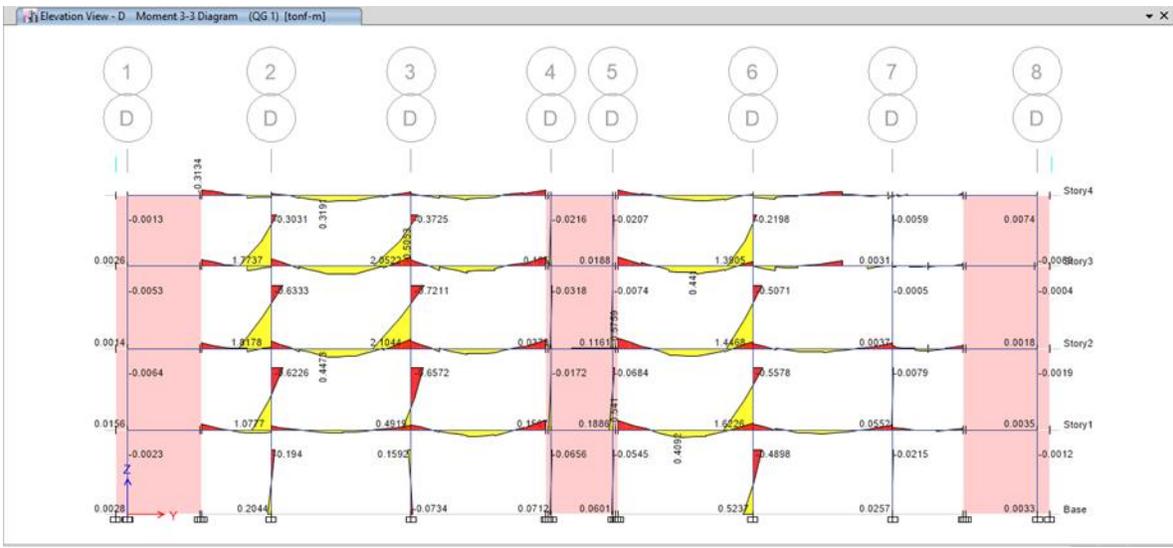
## Diagrama de Momento Producto de la Combinación QEX en Elevación 8



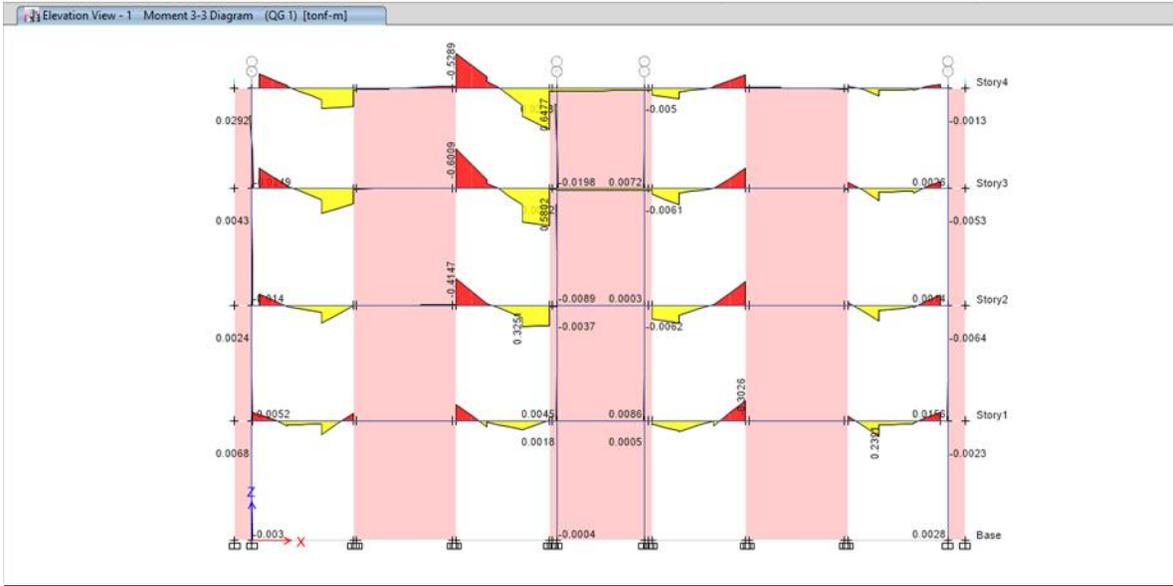
## Diagrama de Momento Producto de la Combinación QG1 en Elevación A



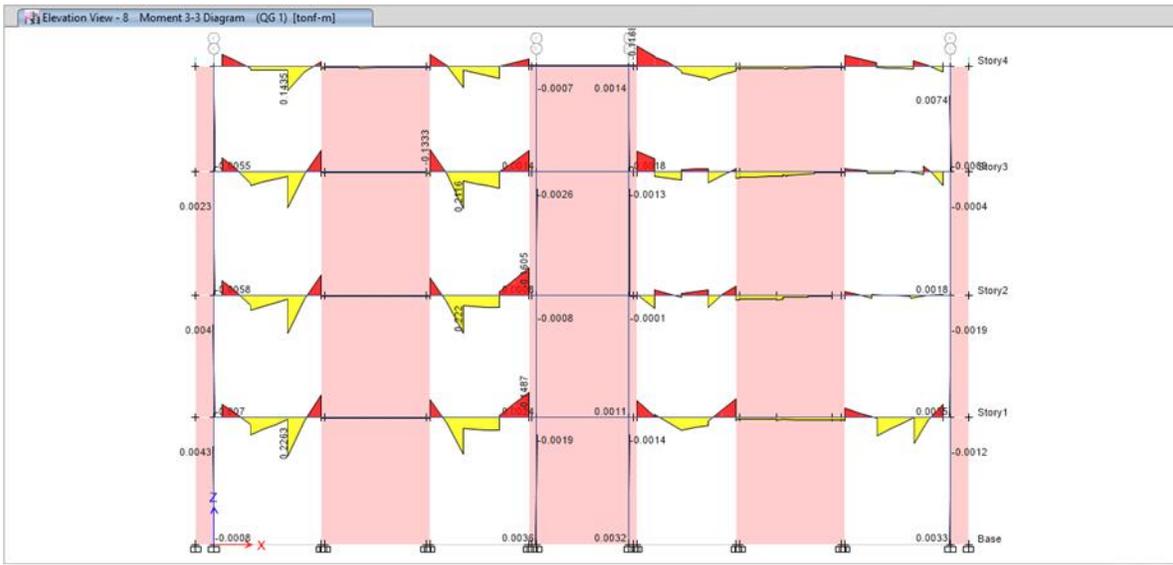
## Diagrama de Momento Producto de la Combinación QG1 en Elevación D



## Diagrama de Momento Producto de la Combinación QG1 en Elevación 1



## Diagrama de Momento Producto de la Combinación QG1 en Elevación 8



**Datos que Arroja la Corrida del Programa**  
**ETABS 2016 16.2.0**

ETABS 2016 Ultimate 64-bit 16.2.0 Build 1645 (Analysis Build 9562/64)  
File: C:\Users\usuario\Desktop\Edificio Fautino Ruiz Ultimo Detalle.LOG

**BEGIN ANALYSIS**

**2018/04/24 15:13:44**

RUNNING ANALYSIS AS A SEPARATE PROCESS USING THE ADVANCED SOLVER (PROVIDES LIMITED INSTABILITY INFORMATION)

NUMBER OF JOINTS	=	5795	
WITH RESTRAINTS	=	174	
WITH MASS	=	5577	
NUMBER OF FRAME/CABLE/TENDON ELEMENTS	=	10908	
NUMBER OF SHELL ELEMENTS	=	4548	
NUMBER OF CONSTRAINTS/WELDS	=	14	
NUMBER OF LOAD PATTERNS	=	13	
NUMBER OF ACCELERATION LOADS	=	9	
NUMBER OF LOAD CASES	=	9	

ADDRESSABLE PHYSICAL MEMORY (RAM) = 3.894 GB

PARALLELIZATION OF ANALYSIS OPERATIONS:

(Env. variable SAPFIRE_NUM_THREADS	=	0
NUMBER OF THREADS: STATE (AUTOMATIC)	=	2
NUMBER OF THREADS: STIFFNESS (AUTOMATIC)	=	2
NUMBER OF THREADS: EVENT (AUTOMATIC)	=	2
NUMBER OF THREADS: MOVE (AUTOMATIC)	=	2
NUMBER OF THREADS: RESPONSE (AUTOMATIC)	=	2
NUMBER OF THREADS: SOLVE (AUTOMATIC)	=	2
NUMBER OF THREADS: FORM (AUTOMATIC)	=	2

**ELEMENT FORMATION****15:13:45**

NUMBER OF COUPLED CONSTRAINT EQUATIONS = 30  
REDUCTION OF CONSTRAINTS AND RESTRAINTS: NUMBER OF  
CONSTRAINT MASTER DOF BEFORE REDUCTION = 54  
COUPLED CONSTRAINT/RESTRAINT MASTER DOF = 9  
CONSTRAINT MASTER DOF AFTER REDUCTION = 45

**LINEAR EQUATION SOLUTION****15:13:45**

FORMING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS = 31293  
NUMBER OF NON-ZERO STIFFNESS TERMS = 843417

BASIC STABILITY CHECK FOR LINEAR LOAD CASES:

NUMBER OF NEGATIVE STIFFNESS EIGENVALUES SHOULD BE ZERO FOR STABILITY. (NOTE: FURTHER CHECKS SHOULD BE CONSIDERED AS DEEMED NECESSARY, SUCH AS REVIEWING EIGEN MODES FOR MECHANISMS AND RIGID-BODY MOTION)

NUMBER OF NEGATIVE EIGENVALUES = 0, OK.

**LINEAR STATIC CASES****15:13:46**

USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

TOTAL NUMBER OF CASES TO SOLVE = 5  
NUMBER OF CASES TO SOLVE PER BLOCK = 5

LINEAR STATIC CASES TO BE SOLVED:

CASE: CV  
CASE: PESO PROPIO  
CASE: CM  
CASE: CVR  
CASE: ~LLRF

**CENTER OF RIGIDITY ANALYSIS**

**15:13:46**

CASE: ~CENTER OF RIGIDITY

USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

NUMBER OF LOADS = 12

Solving loads: 1 to 12  
NUMBER OF LOADS SAVED = 12

**MULTI-STEP LINEAR STATIC ANALYSIS 15:13:47**

CASE: SISMO X

USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

NUMBER OF LOAD STEPS = 3

Solving load steps: 1 to 3  
NUMBER OF OUTPUT STEPS SAVED = 3

**MULTI-STEP LINEAR STATIC ANALYSIS 15:13:47**

CASE: SISMO Y

USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

NUMBER OF LOAD STEPS = 3

Solving load steps: 1 to 3  
NUMBER OF OUTPUT STEPS SAVED = 3

# BEIGEN MODAL ANALYSIS

15:13:48

CASE: MODAL

## USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

NUMBER OF STIFFNESS DEGREES OF FREEDOM = 31293  
NUMBER OF MASS DEGREES OF FREEDOM = 14705  
MAXIMUM NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT = 12  
MINIMUM NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT = 1  
NUMBER OF RESIDUAL-MASS MODES SOUGHT = 0  
NUMBER OF SUBSPACE VECTORS USED = 24  
RELATIVE CONVERGENCE TOLERANCE = 1.00E-09  
FREQUENCY SHIFT (CENTER) (CYC/TIME) = .000000  
FREQUENCY CUTOFF (RADIUS) (CYC/TIME) = -INFINITY-  
ALLOW AUTOMATIC FREQUENCY SHIFTING = YES

**Original stiffness at shift : EV= 0.000000E+00, f= .000000, T= -INFINITY-  
Number of eigenvalues below shift = 0**

**Forming stiffness, new shift: EV= 1.5814061E+04, f= 20.014366, T= 0.049964  
Number of eigenvalues below shift = 0**

Found mode	1 of	12:	EV= 1.6646320E+04, f= 20.534269, T= 0.048699
Found mode	2 of	12:	EV= 2.6502164E+04, f= 25.909605, T= 0.038596
Found mode	3 of	12:	EV= 3.0572493E+04, f= 27.828228, T= 0.035935
Found mode	4 of	12:	EV= 3.2930136E+04, f= 28.881310, T= 0.034624
Found mode	5 of	12:	EV= 3.4488202E+04, f= 29.556664, T= 0.033833
Found mode	6 of	12:	EV= 3.4925072E+04, f= 29.743275, T= 0.033621
Found mode	7 of	12:	EV= 3.5240088E+04, f= 29.877113, T= 0.033470
Found mode	8 of	12:	EV= 3.6412779E+04, f= 30.370158, T= 0.032927
Found mode	9 of	12:	EV= 3.6921284E+04, f= 30.581482, T= 0.032700
Found mode	10 of	12:	EV= 3.7950420E+04, f= 31.004764, T= 0.032253
Found mode	11 of	12:	EV= 4.0203163E+04, f= 31.911722, T= 0.031336
Found mode	12 of	12:	EV= 4.1303727E+04, f= 32.345566, T= 0.030916

NUMBER OF EIGEN MODES FOUND = 12  
NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED = 20  
NUMBER OF STIFFNESS SHIFTS = 1

**ANALYSIS COMPLETE****2018/04/24 15:13:56**

ETABS 2016 Ultimate 64-bit 16.2.0 Build 1645 (Analysis Build 9562/64)  
File: C:\Users\usuario\Desktop\Edificio Fautino Ruiz Ultimo Detalle.LOG

**BEGIN ANALYSIS****2018/04/24 15:14:00**

RUNNING ANALYSIS AS A SEPARATE PROCESS USING THE ADVANCED SOLVER (PROVIDES LIMITED INSTABILITY INFORMATION).

NUMBER OF JOINTS	=	5795	
WITH RESTRAINTS	=	174	
WITH MASS	=	5577	
NUMBER OF FRAME/CABLE/TENDON ELEMENTS	=	10908	
NUMBER OF SHELL ELEMENTS	=	4548	
NUMBER OF CONSTRAINTS/WELDS	=	14	
NUMBER OF LOAD PATTERNS	=	13	
NUMBER OF ACCELERATION LOADS	=	9	
NUMBER OF LOAD CASES	=	9	

ADDRESSABLE PHYSICAL MEMORY (RAM)	=	3.894 GB
-----------------------------------	---	----------

## PARALLELIZATION OF ANALYSIS OPERATIONS:

(Env. variable SAPFIRE_NUM_THREADS	=	0
NUMBER OF THREADS: STATE (AUTOMATIC)	=	2
NUMBER OF THREADS: STIFFNESS (AUTOMATIC)	=	2
NUMBER OF THREADS: EVENT (AUTOMATIC)	=	2
NUMBER OF THREADS: MOVE (AUTOMATIC)	=	2
NUMBER OF THREADS: RESPONSE (AUTOMATIC)	=	2
NUMBER OF THREADS: SOLVE (AUTOMATIC)	=	2
NUMBER OF THREADS: FORM (AUTOMATIC)	=	2

**ELEMENT FORMATION****15:14:00**

NUMBER OF COUPLED CONSTRAINT EQUATIONS = 30  
REDUCTION OF CONSTRAINTS AND RESTRAINTS:  
NUMBER OF  
CONSTRAINT MASTER DOF BEFORE REDUCTION = 54  
COUPLED CONSTRAINT/RESTRAINT MASTER DOF = 9  
CONSTRAINT MASTER DOF AFTER REDUCTION = 45

**LINEAR EQUATION SOLUTION****15:14:01**

FORMING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS = 31293  
NUMBER OF NON-ZERO STIFFNESS TERMS = 843417

BASIC STABILITY CHECK FOR LINEAR LOAD CASES:

NUMBER OF NEGATIVE STIFFNESS EIGENVALUES SHOULD BE ZERO FOR STABILITY. (NOTE: FURTHER CHECKS SHOULD BE CONSIDERED AS DEEMED NECESSARY, SUCH AS REVIEWING EIGEN MODES FOR MECHANISMS AND RIGID-BODY MOTION)

NUMBER OF NEGATIVE EIGENVALUES = 0, OK.

**MULTI-STEP LINEAR STATIC ANALYSIS 15:14:02**

CASE: SISMO X

USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

NUMBER OF LOAD STEPS = 3

Solving load steps: 1 to 3

NUMBER OF OUTPUT STEPS SAVED = 3

**MULTI-STEP LINEAR STATIC ANALYSIS 15:14:02**

CASE: SISMO Y

USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

NUMBER OF LOAD STEPS = 3

Solving load steps: 1 to 3

NUMBER OF OUTPUT STEPS SAVED = 3

**ANALYSIS COMPLETE 2018/04/24 15:14:02**

## ANEXO E

### LECTURAS DEL MARTILLO ZUIZO.

ENSAYE A LA COMPRESIÓN NO DESTRUCTIVA DEL CONCRETO.

Nº de Planta:	Sotano			Nº de Planta:	Sotano		
Ubicación del Sitio:	Sotano, Prueba 1			Ubicación del Sitio:	Sotano, Prueba 5		
Observacion:	Muro			Observacion:	Muro		
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>		<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	
1	A	45		1	A	32	
2	A	45		2	A	32	
3	A	50		3	A	46	
4	A	54		4	A	47	
5	A	60		5	A	56	
6	A	53		6	A	38	
7	A	61		7	A	48	
8	A	46		8	A	50	
9	A	58		9	A	58	
10	A	54		10	A	60	
11	A	61		11	A	60	
12	A	62		12	A	56	
<b>Promedio</b>	<b>A</b>	<b>54</b>		<b>Promedio</b>	<b>A</b>	<b>49</b>	
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>		<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	
	673	9614			571	8157	

Nº de Planta:	Sotano			Nº de Planta:	Sotano		
Ubicación del Sitio:	Sotano, Prueba 2			Ubicación del Sitio:	Sotano, Prueba 6		
Observacion:	Muro			Observacion:	Techo		
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>		<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	
1	A	46		1	C	55	
2	A	50		2	C	63	
3	A	52		3	C	54	
4	A	53		4	C	52	
5	A	60		5	C	65	
6	A	45		6	C	58	
7	A	48		7	C	65	
8	A	60		8	C	58	
9	A	56		9	C	60	
10	A	58		10	C	60	
11	A	58		11	C	67	
12	A	58		12	C	68	
<b>Promedio</b>	<b>A</b>	<b>54</b>		<b>Promedio</b>	<b>C</b>	<b>67</b>	
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>		<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	
	673	9614			700	10000	
Nº de Planta:	Sotano			Nº de Planta:	Sotano		
Ubicación del Sitio:	Sotano, Prueba 3			Ubicación del Sitio:	Sotano, Prueba 7		
Observacion:	Muro			Observacion:	Techo		
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>		<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	
1	A	38		1	C	50	
2	A	40		2	C	62	
3	A	48		3	C	64	
4	A	36		4	C	66	
5	A	42		5	C	64	
6	A	51		6	C	67	
7	A	52		7	C	66	
8	A	47		8	C	65	
9	A	54		9	C	57	
10	A	42		10	C	64	
11	A	40		11	C	64	
12	A	43		12	C	66	
<b>Promedio</b>	<b>A</b>	<b>44</b>		<b>Promedio</b>	<b>C</b>	<b>63</b>	
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>		<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	
	479	6839			700	10000	

Nº de Planta:	Sotano			Nº de Planta:	Sotano		
Ubicación del Sitio:	Sotano, Prueba 4			Ubicación del Sitio:	Sotano, Prueba 8		
Observacion:	Muro			Observacion:	Techo		
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>		<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	
1	A	40		1	C	58	
2	A	48		2	C	60	
3	A	41		3	C	62	
4	A	52		4	C	65	
5	A	43		5	C	67	
6	A	52		6	C	57	
7	A	48		7	C	64	
8	A	56		8	C	63	
9	A	56		9	C	66	
10	A	47		10	C	62	
11	A	54		11	C	66	
12	A	55		12	C	62	
<b>Promedio</b>	<b>A</b>	<b>49</b>		<b>Promedio</b>	<b>C</b>	<b>63</b>	
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>		<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	
	571	8157			700	10000	

➤ **ENSAYO EN LA PRIMERA PLANTA**

Nº de Planta:	1			Nº de Planta:	1		
Ubicación del Sitio:	Muro exterior, Prueba 1			Ubicación del Sitio:	Muro exterior, Prueba 2		
Observacion:	Acceso principal,cara exterior			Observacion:	Cara exterior		

<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>		<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	
1	A	28		1	A	21	
2	A	34		2	A	20	
3	A	35		3	A	20	
4	A	30		4	A	25	
5	A	31		5	A	22	
6	A	30		6	A	20	
7	A	33		7	A	20	
8	A	28		8	A	27	
9	A	30		9	A	24	
10	A	33		10	A	21	
11	A	30		11	A	28	
12	A	36		12	A	24	
<b>Promedio</b>	<b>A</b>	<b>32</b>		<b>Promedio</b>	<b>A</b>	<b>23</b>	
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>		<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	
	265	3786			133	1900	

Nº de Planta:	1	Nº de Planta:	1
---------------	---	---------------	---

Ubicación del Sitio: Muro exterior, Prueba 3  
Observacion: Cara exterior

Ubicación del Sitio: Muro exterior, Prueba 4  
Observacion: Cara exterior

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	24
2	A	24
3	A	26
4	A	24
5	A	28
6	A	22
7	A	26
8	A	22
9	A	26
10	A	26
11	A	20
12	A	25
<b>Promedio</b>	A	24

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	28
2	A	26
3	A	24
4	A	24
5	A	27
6	A	22
7	A	28
8	A	26
9	A	20
10	A	26
11	A	28
12	A	26
<b>Promedio</b>	A	25

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	143	2043

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	163	2329

Nº de Planta:	1	Nº de Planta:	1
---------------	---	---------------	---

Ubicación del Sitio: Muro exterior, Prueba 5

Ubicación del Sitio: Muro exterior, Prueba 6

Observacion: Cara exterior

Observacion: Cara exterior

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	18
2	A	20
3	A	18
4	A	20
5	A	20
6	A	20
7	A	20
8	A	20
9	A	18
10	A	20
11	A	22
12	A	16
<b>Promedio</b>	A	19

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	24
2	A	25
3	A	23
4	A	23
5	A	25
6	A	20
7	A	22
8	A	28
9	A	24
10	A	22
11	A	22
12	A	24
<b>Promedio</b>	A	24

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	102	1457

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	136	1943

Nº de Planta:	1			Nº de Planta:	1		
Ubicación del Sitio:	Muro exterior, Prueba 7			Ubicación del Sitio:	Muro exterior, Prueba 8		
Observacion:	Cara exterior			Observacion:	Cara exterior		

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	23
2	A	27
3	A	24
4	A	24
5	A	21
6	A	20
7	A	25
8	A	25
9	A	22
10	A	22
11	A	20
12	A	26
<b>Promedio</b>	A	23

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	22
2	A	24
3	A	19
4	A	22
5	A	20
6	A	23
7	A	19
8	A	22
9	A	20
10	A	20
11	A	20
12	A	22
<b>Promedio</b>	A	21

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	133	1900

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	112	1600

Nº de Planta:	1		
Ubicación del Sitio:	Muro exterior, Prueba 9		
Observacion:	Cara exterior		

Nº de Planta:	1		
Ubicación del Sitio:	Muro exterior, Prueba 10		
Observacion:	Cara exterior		

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	22
2	A	20
3	A	20
4	A	22
5	A	19
6	A	23
7	A	22
8	A	26
9	A	24
10	A	22
11	A	24
12	A	24
<b>Promedio</b>	A	22

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	26
2	A	24
3	A	24
4	A	25
5	A	27
6	A	26
7	A	24
8	A	25
9	A	24
10	A	26
11	A	25
12	A	20
<b>Promedio</b>	A	25

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	122	1743

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	163	2329

Nº de Planta:	1	Nº de Planta:	1
Ubicación del Sitio:	Muro exterior, Prueba 11	Ubicación del Sitio:	Muro exterior, Prueba 12
Observacion:	Cara exterior	Observacion:	Cara exterior

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	28
2	A	25
3	A	29
4	A	27
5	A	24
6	A	28
7	A	28
8	A	26
9	A	23
10	A	22
11	A	22
12	A	24
<b>Promedio</b>	A	26

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	26
2	A	24
3	A	20
4	A	20
5	A	22
6	A	20
7	A	26
8	A	24
9	A	25
10	A	24
11	A	23
12	A	25
<b>Promedio</b>	A	23

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	173	2471
Nº de Planta:	1	
Ubicación del Sitio:	Muro exterior del elevador, Prueba 13	
Observacion:	Muro central	

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	133	1900
Nº de Planta:	1	
Ubicación del Sitio:	Muro exterior del elevador, Prueba 14	
Observacion:	Muro posterior	

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	28
2	A	29
3	A	29
4	A	32
5	A	27
6	A	29
7	A	27
8	A	32
9	A	28
10	A	24
11	A	30
12	A	30
<b>Promedio</b>	A	29

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	18
2	A	18
3	A	20
4	A	22
5	A	26
6	A	22
7	A	24
8	A	22
9	A	20
10	A	24
11	A	22
12	A	22
<b>Promedio</b>	A	22

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	214	3057

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	122	1743

Nº de Planta:	1		Nº de Planta:	1	
Ubicación del Sitio:	Muro escaleras entre 1 piso y 2 piso,		Ubicación del Sitio:	Columna en pasillo , Prueba 16	
Observacion:			Observacion:		

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	25
2	A	26
3	A	24
4	A	26
5	A	25
6	A	25
7	A	25
8	A	27
9	A	28
10	A	30
11	A	29
12	A	26
<b>Promedio</b>	A	26

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	38
2	A	34
3	A	34
4	A	35
5	A	36
6	A	30
7	A	34
8	A	32
9	A	32
10	A	33
11	A	31
12	A	33
<b>Promedio</b>	A	34

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	173	2471

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	295	4214

Nº de Planta:	1	
Ubicación del Sitio:	Columna, Prueba 17	
Observacion:	Dentro de Oficina	

Nº de Planta:	1	
Ubicación del Sitio:	Pared, Prueba 18	
Observacion:		

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	25
2	A	25
3	A	26
4	A	25
5	A	25
6	A	25
7	A	26
8	A	26
9	A	26
10	A	25
11	A	25
12	A	25
<b>Promedio</b>	A	25

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	26
2	A	24
3	A	28
4	A	26
5	A	28
6	A	30
7	A	30
8	A	25
9	A	27
10	A	24
11	A	25
12	A	28
<b>Promedio</b>	A	27

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	163	2329

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	184	2629

Nº de Planta:	1		Nº de Planta:	1	
Ubicación del Sitio:	Servicios S Damas, Prueba 19		Ubicación del Sitio:	Columna, Prueba 25	
Observacion:			Observacion:	Dentro de Oficina	
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>
1	A	34	1	A	24
2	A	35	2	A	24
3	A	34	3	A	24
4	A	32	4	A	24
5	A	28	5	A	25
6	A	34	6	A	24
7	A	32	7	A	25
8	A	31	8	A	24
9	A	32	9	A	26
10	A	33	10	A	23
11	A	35	11	A	23
12	A	30	12	A	24
<b>Promedio</b>	A	33	<b>Promedio</b>	A	24
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>
	286	4086		143	2043
Nº de Planta:	1		Nº de Planta:	1	
Ubicación del Sitio:	Muro exterior del elevador, Prueba 20		Ubicación del Sitio:	Prueba 26	
Observacion:	Muro posterior		Observacion:		
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>
1	A	30	1	A	22
2	A	30	2	A	22
3	A	31	3	A	26
4	A	30	4	A	23
5	A	32	5	A	23
6	A	34	6	A	24
7	A	30	7	A	23
8	A	34	8	A	25
9	A	34	9	A	22
10	A	36	10	A	24
11	A	32	11	A	24
12	A	31	12	A	24
<b>Promedio</b>	A	32	<b>Promedio</b>	A	24
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>
	265	3786		143	2043

Nº de Planta:	1		Nº de Planta:	1	
Ubicación del Sitio:			Ubicación del Sitio:	Columna ubicada en pasillo , Prueba 22	
Observacion:			Observacion:		
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>
1	A		1	A	45
2	A		2	A	45
3	A		3	A	46
4	A		4	A	42
5	A		5	A	44
6	A		6	A	45
7	A		7	A	42
8	A		8	A	43
9	A		9	A	44
10	A		10	A	48
11	A		11	A	48
12	A		12	A	48
<b>Promedio</b>	<b>A</b>		<b>Promedio</b>	<b>A</b>	<b>45</b>
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>
		0		490	7000

### ➤ ENSAYO EN LA SEGUNDA PLANTA

Nº de Planta:	2		Nº de Planta:	2	
Ubicación del Sitio:	Muro escalera baño		Ubicación del Sitio:	Frenta a puesto de mando	
Observacion:			Observacion:		
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>
1	A	24	1	A	28
2	A	28	2	A	33
3	A	33	3	A	38
4	A	35	4	A	34
5	A	36	5	A	38
6	A	38	6	A	38
7	A	39	7	A	43
8	A	38	8	A	45
9	A	36	9	A	44
10	A	40	10	A	45
11	A	39	11	A	44
12	A	39	12	A	40
<b>Promedio</b>	<b>A</b>	<b>35</b>	<b>Promedio</b>	<b>A</b>	<b>39</b>
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>
	316	4514		387	5529

Nº de Planta:	2		Nº de Planta:	2	
Ubicación del Sitio:	Puesto mando central		Ubicación del Sitio:	Puesto mando	
Observacion:	Columna		Observacion:	Columna	
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>
1	A	25	1	A	20
2	A	34	2	A	26
3	A	30	3	A	28
4	A	34	4	A	30
5	A	36	5	A	30
6	A	38	6	A	30
7	A	38	7	A	32
8	A	39	8	A	32
9	A	40	9	A	32
10	A	40	10	A	32
11	A	40	11	A	32
12	A	41	12	A	32
<b>Promedio</b>	A	36	<b>Promedio</b>	A	30
<b>Resistencia</b>	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI	<b>Resistencia</b>	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	326	4657		235	3357
Nº de Planta:	2		Nº de Planta:	2	
Ubicación del Sitio:	Estadística		Ubicación del Sitio:	Puesto mando	
Observacion:			Observacion:	Columna	
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>
1	A	28	1	A	22
2	A	28	2	A	28
3	A	32	3	A	33
4	A	35	4	A	35
5	A	35	5	A	35
6	A	37	6	A	35
7	A	37	7	A	37
8	A	38	8	A	37
9	A	38	9	A	40
10	A	38	10	A	41
11	A	34	11	A	40
12	A	34	12	A	37
<b>Promedio</b>	A	35	<b>Promedio</b>	A	35
<b>Resistencia</b>	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI	<b>Resistencia</b>	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	306	4371		306	4371

Nº de Planta:	2		Nº de Planta:	2	
Ubicación del Sitio:	Losa, prueba 1		Ubicación del Sitio:	Pegado a escalera, prueba 201	
Observacion:			Observacion:		
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>
1	C	53	1	A	27
2	C	42	2	A	30
3	C	47	3	A	33
4	C	50	4	A	36
5	C	54	5	A	36
6	C	48	6	A	37
7	C	52	7	A	38
8	C	47	8	A	38
9	C	50	9	A	39
10	C	50	10	A	40
11	C	50	11	A	42
12	C	50	12	A	38
<b>Promedio</b>	<b>C</b>	<b>49</b>	<b>Promedio</b>	<b>A</b>	<b>36</b>
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>
	509	7271		326	4657
Nº de Planta:	2		Nº de Planta:	2	
Ubicación del Sitio:	Losa, prueba 2		Ubicación del Sitio:	Muro, prueba 202	
Observacion:			Observacion:		
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>
1	C	48	1	A	28
2	C	42	2	A	30
3	C	54	3	A	34
4	C	56	4	A	37
5	C	54	5	A	38
6	C	58	6	A	38
7	C	58	7	A	38
8	C	53	8	A	39
9	C	60	9	A	40
10	C	46	10	A	40
11	C	42	11	A	40
12	C	52	12	A	40
<b>Promedio</b>	<b>C</b>	<b>52</b>	<b>Promedio</b>	<b>A</b>	<b>37</b>
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>
	571	8157		346	4943

Nº de Planta:	2		Nº de Planta:	2	
Ubicación del Sitio:	Losa, prueba 3		Ubicación del Sitio:	Pasillo, prueba 203	
Observacion:			Observacion:	Columna	
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>
1	C	47	1	A	45
2	C	50	2	A	50
3	C	47	3	A	52
4	C	50	4	A	52
5	C	56	5	A	50
6	C	51	6	A	52
7	C	54	7	A	50
8	C	42	8	A	52
9	C	54	9	A	55
10	C	57	10	A	53
11	C	55	11	A	56
12	C	53	12	A	54
<b>Promedio</b>	C	51	<b>Promedio</b>	A	52
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>
	550	7857		632	9029
Nº de Planta:	2		Nº de Planta:	2	
Ubicación del Sitio:	Losa, prueba 4		Ubicación del Sitio:	Pasillo, prueba 204	
Observacion:			Observacion:	Columna	
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>
1	C	52	1	A	31
2	C	52	2	A	36
3	C	60	3	A	38
4	C	53	4	A	48
5	C	56	5	A	37
6	C	62	6	A	38
7	C	50	7	A	40
8	C	54	8	A	40
9	C	58	9	A	44
10	C	54	10	A	44
11	C	56	11	A	44
12	C	55	12	A	44
<b>Promedio</b>	C	55	<b>Promedio</b>	A	40
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>
	632	9029		408	5829

Nº de Planta:	2		Nº de Planta:	2	
Ubicación del Sitio:	Losa, prueba 5		Ubicación del Sitio:	Frenta escaleras, prueba 205	
Observacion:			Observacion:	Columna	
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>
1	C	50	1	A	28
2	C	60	2	A	34
3	C	46	3	A	35
4	C	58	4	A	36
5	C	46	5	A	38
6	C	50	6	A	38
7	C	50	7	A	38
8	C	50	8	A	38
9	C	51	9	A	40
10	C	49	10	A	42
11	C	49	11	A	43
12	C	56	12	A	40
<b>Promedio</b>	<b>C</b>	<b>51</b>	<b>Promedio</b>	<b>A</b>	<b>38</b>
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>
	550	7857		367	5243
Nº de Planta:	2		Nº de Planta:	2	
Ubicación del Sitio:	Losa, prueba 6		Ubicación del Sitio:	Servicios sanitarios, pueba 206	
Observacion:			Observacion:	Pared	
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>
1	C	47	1	A	26
2	C	48	2	A	28
3	C	60	3	A	30
4	C	45	4	A	30
5	C	57	5	A	28
6	C	56	6	A	32
7	C	55	7	A	33
8	C	45	8	A	34
9	C	54	9	A	34
10	C	54	10	A	32
11	C	59	11	A	36
12	C	56	12	A	33
<b>Promedio</b>	<b>C</b>	<b>53</b>	<b>Promedio</b>	<b>A</b>	<b>31</b>
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>
	592	8457		245	3500

Nº de Planta:	2			Nº de Planta:	2		
Ubicación del Sitio:	Pegado a escalera, prueba 207			Ubicación del Sitio:	Pasillo, prueba 213		
Observacion:	Muro			Observacion:	Columna		
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>		<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	
1	A	20		1	A	38	
2	A	28		2	A	41	
3	A	30		3	A	40	
4	A	34		4	A	41	
5	A	37		5	A	42	
6	A	38		6	A	43	
7	A	38		7	A	42	
8	A	33		8	A	45	
9	A	40		9	A	43	
10	A	40		10	A	45	
11	A	40		11	A	48	
12	A	37		12	A	48	
<b>Promedio</b>	A	35		<b>Promedio</b>	A	43	
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>		<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	
	316	4514			458	6543	
Nº de Planta:	2			Nº de Planta:	2		
Ubicación del Sitio:	Muro, prueba 208			Ubicación del Sitio:	Puesto y control de mando, prueba 214		
Observacion:	Colindante jefe de planificacion			Observacion:	Columna		
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>		<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	
1	A	20		1	A	28	
2	A	24		2	A	32	
3	A	24		3	A	36	
4	A	28		4	A	37	
5	A	28		5	A	34	
6	A	30		6	A	40	
7	A	30		7	A	41	
8	A	30		8	A	43	
9	A	30		9	A	37	
10	A	34		10	A	40	
11	A	33		11	A	39	
12	A	34		12	A	40	
<b>Promedio</b>	A	29		<b>Promedio</b>	A	37	
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>		<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	
	214	3057			347	4957	

Nº de Planta:	2				Nº de Planta:	2	
Ubicación del Sitio:	Nomina, prueba 209				Ubicación del Sitio:	Jefe Nomina, prueba 210	
Observacion:	Columna	Columna			Observacion:	Columna	Muro
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>			<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>
1	A	20			1	A	20
2	A	24			2	A	26
3	A	24			3	A	22
4	A	28			4	A	26
5	A	28			5	A	26
6	A	30			6	A	30
7	A	30			7	A	30
8	A	30			8	A	32
9	A	30			9	A	34
10	A	34			10	A	36
11	A	33			11	A	35
12	A	34			12	A	35
<b>Promedio</b>	A	29			<b>Promedio</b>	A	29
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>			<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>
	214	3057				214	3057
Nº de Planta:	2				Nº de Planta:	2	
Ubicación del Sitio:	prueba 211				Ubicación del Sitio:	Pasillo, prueba 212	
Observacion:	Columna				Observacion:	Columna	
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>			<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>
1	A	20			1	A	38
2	A	25			2	A	33
3	A	28			3	A	38
4	A	28			4	A	42
5	A	32			5	A	34
6	A	32			6	A	40
7	A	32			7	A	36
8	A	30			8	A	40
9	A	34			9	A	45
10	A	34			10	A	45
11	A	25			11	A	47
12	A	35			12	A	41
<b>Promedio</b>	A	30			<b>Promedio</b>	A	40
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>			<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>
	235	3357				408	5829

➤ **ENSAYO EN LA TERCERA PLANTA**

Nº de Planta:	3		Nº de Planta:	3	
Ubicación del Sitio:	Archivo Interpol		Ubicación del Sitio:	Dirección de investigación y droga, Prueba 27	
Observación:	Columna		Observación:	Pared trasera interior	

Nº de golpes	Posición	Lectura
1	A	30
2	A	32
3	A	38
4	A	42
5	A	45
6	A	43
7	A	45
8	A	40
9	A	44
10	A	41
11	A	46
12	A	46
<b>Promedio</b>	A	41

Nº de golpes	Posición	Lectura
1	A	22
2	A	25
3	A	24
4	A	30
5	A	33
6	A	34
7	A	25
8	A	31
9	A	35
10	A	35
11	A	27
12	A	20
<b>Promedio</b>	A	28

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	428	6114

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	204	2914

Nº de Planta:	3		Nº de Planta:	3	
Ubicación del Sitio:	Archivo Interpol		Ubicación del Sitio:	Pared	
Observación:	Columna		Observación:	Contiguo Dpto Vehículo	

Nº de golpes	Posición	Lectura
1	A	22
2	A	30
3	A	32
4	A	35
5	A	36
6	A	36
7	A	36
8	A	32
9	A	35
10	A	33
11	A	36
12	A	35
<b>Promedio</b>	A	33

Nº de golpes	Posición	Lectura
1	A	19
2	A	25
3	A	25
4	A	28
5	A	27
6	A	25
7	A	28
8	A	28
9	A	30
10	A	31
11	A	28
12	A	30
<b>Promedio</b>	A	27

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	286	4086

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	184	2629

Nº de Planta:	3		Nº de Planta:	3	
Ubicación del Sitio:	Frente a droga		Ubicación del Sitio:	Oficina CIAD	
Observacion:	Paneles Escalera		Observacion:		
<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>
1	A	42	1	A	45
2	A	42	2	A	50
3	A	48	3	A	50
4	A	48	4	A	50
5	A	45	5	A	54
6	A	45	6	A	50
7	A	40	7	A	51
8	A	45	8	A	56
9	A	50	9	A	54
10	A	40	10	A	54
11	A	42	11	A	56
12	A	48	12	A	53
<b>Promedio</b>	A	45	<b>Promedio</b>	A	52
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>
	486	6943		632	9029
Nº de Planta:	3		Nº de Planta:	3	
Ubicación del Sitio:	Losa, prueba 1		Ubicación del Sitio:	Servicios sanitarios, prueba 301	
Observacion:			Observacion:	Muro	

<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>	<b>Nº de golpes</b>	<b>Posicion</b>	<b>Lectura</b>
1	C	48	1	A	27
2	C	53	2	A	29
3	C	56	3	A	30
4	C	48	4	A	29
5	C	56	5	A	30
6	C	47	6	A	27
7	C	50	7	A	32
8	C	40	8	A	33
9	C	50	9	A	34
10	C	52	10	A	34
11	C	53	11	A	33
12	C	51	12	A	36
<b>Promedio</b>	C	50	<b>Promedio</b>	A	31
<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>	<b>Resistencia</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PSI</b>
	530	7571		245	3500

Nº de Planta:	3		Nº de Planta:	3	
Ubicación del Sitio:	Losa, prueba 2		Ubicación del Sitio:	Vestibulo, prueba 302	
Observacion:			Observacion:		

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	C	38
2	C	52
3	C	46
4	C	48
5	C	50
6	C	54
7	C	55
8	C	60
9	C	60
10	C	60
11	C	60
12	C	57
<b>Promedio</b>	C	53

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	34
2	A	34
3	A	35
4	A	36
5	A	36
6	A	36
7	A	36
8	A	38
9	A	38
10	A	38
11	A	38
12	A	38
<b>Promedio</b>	A	36

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	591	8443

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	327	4671

Nº de Planta:	3	
Ubicación del Sitio:	Losa, prueba 3	
Observacion:		

Nº de Planta:	3	
Ubicación del Sitio:	Pasillo, prueba 303	
Observacion:	Columna	

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	C	42
2	C	48
3	C	48
4	C	48
5	C	50
6	C	51
7	C	48
8	C	42
9	C	45
10	C	49
11	C	51
12	C	54
<b>Promedio</b>	C	48

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	22
2	A	26
3	A	27
4	A	27
5	A	28
6	A	28
7	A	28
8	A	28
9	A	30
10	A	30
11	A	28
12	A	24
<b>Promedio</b>	A	27

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	489	6986

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	184	2629

Nº de Planta:	3		Nº de Planta:	3	
Ubicación del Sitio:		Losa, prueba 4	Ubicación del Sitio:		CIAD, Prueba 304
Observacion:			Observacion:		Muro

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	C	48
2	C	45
3	C	50
4	C	44
5	C	50
6	C	55
7	C	55
8	C	50
9	C	50
10	C	54
11	C	50
12	C	46
<b>Promedio</b>	C	50

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	28
2	A	31
3	A	34
4	A	34
5	A	34
6	A	30
7	A	35
8	A	36
9	A	35
10	A	35
11	A	35
12	A	32
<b>Promedio</b>	A	33

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	529	7557

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	286	4086

Nº de Planta:	3		Nº de Planta:	3	
Ubicación del Sitio:		INTERPOL, prueba 307	Ubicación del Sitio:		Asesoría y control, prueba 313
Observacion:		Muro	Observacion:		Columna

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	25
2	A	30
3	A	32
4	A	36
5	A	40
6	A	40
7	A	41
8	A	43
9	A	43
10	A	43
11	A	43
12	A	45
<b>Promedio</b>	A	38

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	18
2	A	23
3	A	25
4	A	27
5	A	28
6	A	28
7	A	29
8	A	29
9	A	29
10	A	29
11	A	25
12	A	28
<b>Promedio</b>	A	27

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	367	5243

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	184	2629

Nº de Planta:	3			Nº de Planta:	3	
Ubicación del Sitio:	Sanitarios, prueba 308			Ubicación del Sitio:	Secretaria , prueba 315	
Observacion:		Muro		Observacion:	Pared	Columna

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	15
2	A	18
3	A	20
4	A	22
5	A	22
6	A	20
7	A	22
8	A	20
9	A	20
10	A	18
11	A	16
12	A	16
<b>Promedio</b>	A	19

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	36
2	A	38
3	A	42
4	A	43
5	A	44
6	A	43
7	A	42
8	A	38
9	A	44
10	A	46
11	A	49
12	A	50
<b>Promedio</b>	A	43

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	102	1457

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	458	6543

Nº de Planta:	3	
Ubicación del Sitio:	Entrada a S.S, prueba 309	
Observacion:	Pared	

Nº de Planta:	3	
Ubicación del Sitio:	Final del pasillo, Prueba 310	
Observacion:	Pared	

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	22
2	A	28
3	A	28
4	A	28
5	A	26
6	A	26
7	A	26
8	A	26
9	A	28
10	A	28
11	A	28
12	A	28
<b>Promedio</b>	A	27

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	24
2	A	30
3	A	29
4	A	30
5	A	37
6	A	37
7	A	41
8	A	42
9	A	43
10	A	42
11	A	46
12	A	44
<b>Promedio</b>	A	37

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	184	2629

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	347	4957

Nº de Planta:	3		Nº de Planta:	3	
Ubicación del Sitio:		DIE, prueba 311	Ubicación del Sitio:	Oficina JefeDIE,	prueba 312
Observacion:		Muro	Observacion:		Muro

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	26
2	A	29
3	A	29
4	A	30
5	A	32
6	A	32
7	A	29
8	A	32
9	A	32
10	A	33
11	A	34
12	A	34
<b>Promedio</b>	A	31

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	24
2	A	26
3	A	29
4	A	30
5	A	30
6	A	30
7	A	30
8	A	31
9	A	31
10	A	32
11	A	32
12	A	31
<b>Promedio</b>	A	30

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	245	3500

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	235	3357

### ➤ ENSAYO EN LA CUARTA PLANTA Y TECHO

Nº de Planta:	Techo		Nº de Planta:	Techo	
Ubicación del Sitio:		Losa techo	Ubicación del Sitio:		Cmdo
Observacion:		Franja central	Observacion:	Baño	Baño

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	B	26
2	B	34
3	B	38
4	B	39
5	B	40
6	B	44
7	B	43
8	B	37
9	B	44
10	B	37
11	B	44
12	B	46
<b>Promedio</b>	B	39

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	25
2	A	36
3	A	38
4	A	38
5	A	28
6	A	37
7	A	43
8	A	45
9	A	47
10	A	40
11	A	37
12	A	48
<b>Promedio</b>	A	39

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	429	6129

Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	388	5543

Nº de Planta:	Techo		Nº de Planta:	Techo	
Ubicación del Sitio:		Losa techo	Ubicación del Sitio:	Cmdo Carlos Palacios	
Observacion:	Franja central		Observacion:	Escaleras 3-4	
Nº de golpes	Posicion	Lectura	Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	B	27	1	A	23
2	B	32	2	A	23
3	B	32	3	A	27
4	B	30	4	A	28
5	B	32	5	A	28
6	B	36	6	A	31
7	B	38	7	A	32
8	B	39	8	A	32
9	B	39	9	A	33
10	B	35	10	A	35
11	B	40	11	A	35
12	B	41	12	A	35
<b>Promedio</b>	B	35	<b>Promedio</b>	A	30
Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI	Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	367	5243		235	3357
Nº de Planta:	Techo		Nº de Planta:	4	
Ubicación del Sitio:	Losa area ascensores		Ubicación del Sitio:	Cmdo Javier M	
Observacion:	Inferior		Observacion:		
Nº de golpes	Posicion	Lectura	Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	B	53	1	A	26
2	B	50	2	A	28
3	B	50	3	A	29
4	B	50	4	A	24
5	B	50	5	A	28
6	B	54	6	A	32
7	B	50	7	A	32
8	B	49	8	A	25
9	B	48	9	A	30
10	B	50	10	A	25
11	B	48	11	A	26
12	B	46	12	A	26
<b>Promedio</b>	B	50	<b>Promedio</b>	A	28
Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI	Resistencia	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	643	9186		204	2914

Nº de Planta:	4	Nº de Planta:	4
Ubicación del Sitio:	Pasillo cafetería	Ubicación del Sitio:	Comdo Javier M
Observacion:		Observacion:	

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	40
2	A	45
3	A	44
4	A	40
5	A	40
6	A	33
7	A	43
8	A	41
9	A	41
10	A	39
11	A	38
12	A	48
<b>Promedio</b>	A	41

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	28
2	A	33
3	A	37
4	A	35
5	A	36
6	A	42
7	A	40
8	A	42
9	A	43
10	A	46
11	A	43
12	A	44
<b>Promedio</b>	A	39

<b>Resistencia</b>	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	428	6114
Nº de Planta:	4	
Ubicación del Sitio:	Oficina Comdo	
Observacion:	Baño	

<b>Resistencia</b>	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	388	5543
Nº de Planta:	4	
Ubicación del Sitio:	Comiosanado	
Observacion:	Baño	

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	28
2	A	34
3	A	38
4	A	41
5	A	45
6	A	28
7	A	40
8	A	42
9	A	44
10	A	48
11	A	48
12	A	48
<b>Promedio</b>	A	40

Nº de golpes	Posicion	Lectura
1	A	25
2	A	32
3	A	32
4	A	29
5	A	40
6	A	40
7	A	40
8	A	43
9	A	45
10	A	43
11	A	40
12	A	48
<b>Promedio</b>	A	38

<b>Resistencia</b>	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	408	5829

<b>Resistencia</b>	Kg/cm <sup>2</sup>	PSI
	347	4957

## ANEXO F

### DATOS DE LA CORRIDA DEL PROGRAMA ETABS-16.2.0

TABLE: Centers of Mass and Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m	m	m	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m	m	m	m	m
Story1	D1	58.104	58.104	10.323	20.476	58.1043	58.1043	10.323	20.476	10.167	19.497
Story2	D2	57.144	57.144	10.723	21.077	57.14411	57.14411	10.723	21.077	9.8616	21.254
Story3	D3	54.708	54.708	11.24	20.812	54.70849	54.70849	11.24	20.812	10.674	23.148
Story4	D4	35.031	35.031	11.176	20.23	35.03095	35.03095	11.176	20.23	11.483	24.047

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements										
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	RZ	Point	X	Y	Z	
			m	m	rad		m	m	m	
Story4	D4	CV	-2.12E-07	1E-06	-1.1E-08	900	11.176	20.23	13.69	
Story4	D4	Peso Propio	-0.000001	4E-06	-2.7E-08	900	11.176	20.23	13.69	
Story4	D4	CM	-3.74E-07	2E-06	-1.8E-08	900	11.176	20.23	13.69	
Story4	D4	Sismo X 1	0.000247	-6E-06	4E-06	900	11.176	20.23	13.69	
Story4	D4	Sismo X 2	0.000244	-6E-06	3E-06	900	11.176	20.23	13.69	
Story4	D4	Sismo X 3	0.000249	-6E-06	5E-06	900	11.176	20.23	13.69	
Story4	D4	Sismo Y 1	-0.000007	0.00045	-4.6E-07	900	11.176	20.23	13.69	
Story4	D4	Sismo Y 2	-0.000006	0.00045	-5.9E-10	900	11.176	20.23	13.69	
Story4	D4	Sismo Y 3	-0.000009	0.00045	-1E-06	900	11.176	20.23	13.69	
Story4	D4	CVR	-2.12E-07	1E-06	-1.1E-08	900	11.176	20.23	13.69	
Story4	D4	QG 1 Max	-2.33E-07	3E-06	-1.2E-08	900	11.176	20.23	13.69	
Story4	D4	QG 1 Min	-4.11E-07	2E-06	-2E-08	900	11.176	20.23	13.69	
Story4	D4	QG 2 Max	3.366E-07	2E-06	1.7E-08	900	11.176	20.23	13.69	
Story4	D4	QG 2 Min	-3.37E-07	-2E-06	-1.7E-08	900	11.176	20.23	13.69	
Story4	D4	QE X Max	0.000249	6E-06	5E-06	900	11.176	20.23	13.69	
Story4	D4	QE X Min	-0.000249	-6E-06	-5E-06	900	11.176	20.23	13.69	
Story4	D4	QE Y Max	0.000009	0.00045	1E-06	900	11.176	20.23	13.69	
Story4	D4	QE Y Min	-0.000009	-0.00045	-1E-06	900	11.176	20.23	13.69	
Story3	D3	CV	-1.71E-08	1E-06	-4.5E-09	901	11.24	20.812	10.66	
Story3	D3	Peso Propio	-4.28E-08	2E-06	-1.1E-08	901	11.24	20.812	10.66	
Story3	D3	CM	-5.52E-08	1E-06	-8E-09	901	11.24	20.812	10.66	

Story3	D3	Sismo X 1	0.000188	-2E-06	3E-06	901	11.24	20.812	10.66
Story3	D3	Sismo X 2	0.000186	-3E-06	2E-06	901	11.24	20.812	10.66
Story3	D3	Sismo X 3	0.000189	-2E-06	3E-06	901	11.24	20.812	10.66
Story3	D3	Sismo Y 1	-0.000003	0.00035	3.1E-08	901	11.24	20.812	10.66
Story3	D3	Sismo Y 2	-0.000002	0.00035	4E-07	901	11.24	20.812	10.66
Story3	D3	Sismo Y 3	-0.000004	0.00035	-3.3E-07	901	11.24	20.812	10.66
Story3	D3	CVR	-1.71E-08	1E-06	-4.5E-09	901	11.24	20.812	10.66
Story3	D3	QG 1 Max	-1.88E-08	1E-06	-5E-09	901	11.24	20.812	10.66
Story3	D3	QG 1 Min	-6.07E-08	1E-06	-8.7E-09	901	11.24	20.812	10.66
Story3	D3	QG 2 Max	4.969E-08	1E-06	7.2E-09	901	11.24	20.812	10.66
Story3	D3	QG 2 Min	-4.97E-08	-1E-06	-7.2E-09	901	11.24	20.812	10.66
Story3	D3	QE X Max	0.000189	3E-06	3E-06	901	11.24	20.812	10.66
Story3	D3	QE X Min	-0.000189	-3E-06	-3E-06	901	11.24	20.812	10.66
Story3	D3	QE Y Max	0.000004	0.00035	4E-07	901	11.24	20.812	10.66
Story3	D3	QE Y Min	-0.000004	-0.00035	-4E-07	901	11.24	20.812	10.66
Story2	D2	CV	7.834E-08	1.5E-07	3.8E-10	902	10.723	21.077	7.12
Story2	D2	Peso Propio	1.958E-07	3.8E-07	9.5E-10	902	10.723	21.077	7.12
Story2	D2	CM	1.046E-07	2.7E-07	1.4E-10	902	10.723	21.077	7.12
Story2	D2	Sismo X 1	0.000119	-1E-06	1E-06	902	10.723	21.077	7.12
Story2	D2	Sismo X 2	0.000119	-1E-06	1E-06	902	10.723	21.077	7.12
Story2	D2	Sismo X 3	0.000119	-3.2E-07	2E-06	902	10.723	21.077	7.12
Story2	D2	Sismo Y 1	-0.000002	0.00021	3.9E-07	902	10.723	21.077	7.12
Story2	D2	Sismo Y 2	-0.000002	0.00021	1E-06	902	10.723	21.077	7.12
Story2	D2	Sismo Y 3	-0.000002	0.00021	1.5E-07	902	10.723	21.077	7.12
Story2	D2	CVR	7.834E-08	1.5E-07	3.8E-10	902	10.723	21.077	7.12
Story2	D2	QG 1 Max	1.15E-07	3E-07	4.2E-10	902	10.723	21.077	7.12
Story2	D2	QG 1 Min	8.617E-08	1.7E-07	1.6E-10	902	10.723	21.077	7.12
Story2	D2	QG 2 Max	9.411E-08	2.4E-07	1.3E-10	902	10.723	21.077	7.12
Story2	D2	QG 2 Min	-9.41E-08	-2.4E-07	-1.3E-10	902	10.723	21.077	7.12
Story2	D2	QE X Max	0.000119	1E-06	2E-06	902	10.723	21.077	7.12
Story2	D2	QE X Min	-0.000119	-1E-06	-2E-06	902	10.723	21.077	7.12
Story2	D2	QE Y Max	0.000002	0.00021	1E-06	902	10.723	21.077	7.12
Story2	D2	QE Y Min	-0.000002	-0.00021	-1E-06	902	10.723	21.077	7.12
Story1	D1	CV	2.63E-08	2.7E-08	-7.7E-10	903	10.323	20.476	3.63
Story1	D1	Peso Propio	6.576E-08	6.9E-08	-1.9E-09	903	10.323	20.476	3.63
Story1	D1	CM	3.516E-08	4.8E-08	-1.3E-09	903	10.323	20.476	3.63
Story1	D1	Sismo X 1	0.000045	-4.8E-07	1.1E-07	903	10.323	20.476	3.63
Story1	D1	Sismo X 2	0.000045	-1E-06	-6.2E-08	903	10.323	20.476	3.63
Story1	D1	Sismo X 3	0.000044	-4.4E-07	2.8E-07	903	10.323	20.476	3.63
Story1	D1	Sismo Y 1	-0.000001	7.5E-05	1.6E-07	903	10.323	20.476	3.63
Story1	D1	Sismo Y 2	-0.000001	7.5E-05	2.5E-07	903	10.323	20.476	3.63
Story1	D1	Sismo Y 3	-0.000001	7.5E-05	6.5E-08	903	10.323	20.476	3.63
Story1	D1	CVR	2.63E-08	2.7E-08	-7.7E-10	903	10.323	20.476	3.63
Story1	D1	QG 1 Max	3.867E-08	5.3E-08	-8.5E-10	903	10.323	20.476	3.63
Story1	D1	QG 1 Min	2.894E-08	3E-08	-1.4E-09	903	10.323	20.476	3.63
Story1	D1	QG 2 Max	3.164E-08	4.3E-08	1.1E-09	903	10.323	20.476	3.63
Story1	D1	QG 2 Min	-3.16E-08	-4.3E-08	-1.1E-09	903	10.323	20.476	3.63
Story1	D1	QE X Max	0.000045	1E-06	2.8E-07	903	10.323	20.476	3.63
Story1	D1	QE X Min	-0.000045	-1E-06	-2.8E-07	903	10.323	20.476	3.63
Story1	D1	QE Y Max	0.000001	7.5E-05	2.5E-07	903	10.323	20.476	3.63
Story1	D1	QE Y Min	-0.000001	-7.5E-05	-2.5E-07	903	10.323	20.476	3.63

TABLE: Modal Participation Factors										
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Modal Mass	Modal Stiffness
		sec	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf-m-s <sup>2</sup>	tonf-m
Modal	1	0.049	1.9E-07	-6E-06	2E-07	0.01	0.0011	1E-04	0	0.0017
Modal	2	0.039	5E-06	2.8E-07	6.7E-08	-0.0013	0.0141	0.0563	0	0.0027
Modal	3	0.036	-1.2E-07	5.3E-08	-2E-06	-0.018	-0.0125	0.0009	0	0.00312
Modal	4	0.035	-4.4E-07	-2E-07	-1E-06	0.0133	0.011	-0.0028	0	0.00336
Modal	5	0.034	1.4E-08	0	5.5E-08	0.0002	0.0003	-0.0001	0	0.00352
Modal	6	0.034	-1E-06	4.5E-07	2E-06	-0.0205	0.0071	-0.0023	0	0.00356
Modal	7	0.033	-5.6E-08	1.9E-07	1E-06	-0.0063	0.0015	-0.0003	0	0.00359
Modal	8	0.033	-1.9E-07	-2.1E-08	1E-06	0.0059	0.0029	0.0039	0	0.00371
Modal	9	0.033	2E-07	-1.8E-07	-4.9E-07	0.0053	-0.0024	-0.0002	0	0.00376
Modal	10	0.032	6.3E-08	5.9E-09	1E-06	0.007	-0.0059	-0.0008	0	0.00387
Modal	11	0.031	-4E-06	-2.8E-08	3E-08	-0.0003	-0.0099	0.0705	0	0.0041
Modal	12	0.031	2.3E-07	8.1E-08	1E-06	-0.0112	0.0047	-0.0051	0	0.00421

TABLE: Story Forces									
Story	Load Case/Comb	Location	P	VX	VY	T	MX	MY	
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	
Story4	CV	Top	32.8692	0	0	0	640.9494	-346.277	
Story4	CV	Bottom	32.8692	0	0	0	640.9494	-346.277	
Story4	Peso Propio	Top	82.173	0	0	0	1602.374	-865.693	
Story4	Peso Propio	Bottom	82.173	0	0	0	1602.374	-865.693	
Story4	CM	Top	73.9557	0	0	0	1442.136	-779.123	
Story4	CM	Bottom	73.9557	0	0	0	1442.136	-779.123	
Story4	Sismo X 1	Top	0	-694.45	0	13689.59	-1.1E-05	4.82E-06	
Story4	Sismo X 1	Bottom	0	-694.45	0	13689.59	-1.2E-05	-2104.18	
Story4	Sismo X 2	Top	0	-694.45	0	14223.09	-1.1E-05	4.63E-06	
Story4	Sismo X 2	Bottom	0	-694.45	0	14223.09	-1.1E-05	-2104.18	
Story4	Sismo X 3	Top	0	-694.45	0	13156.1	-1.2E-05	5.01E-06	
Story4	Sismo X 3	Bottom	0	-694.45	0	13156.1	-1.2E-05	-2104.18	
Story4	Sismo Y 1	Top	-1.97E-06	0	-694.45	-7464.77	-0.0001	3.25E-05	
Story4	Sismo Y 1	Bottom	-1.97E-06	0	-694.45	-7464.77	2104.182	3.26E-05	
Story4	Sismo Y 2	Top	-1.98E-06	0	-694.45	-7758.88	-0.0001	3.26E-05	
Story4	Sismo Y 2	Bottom	-1.98E-06	0	-694.45	-7758.88	2104.182	3.27E-05	
Story4	Sismo Y 3	Top	-1.97E-06	0	-694.45	-7170.67	-0.0001	3.24E-05	
Story4	Sismo Y 3	Bottom	-1.97E-06	0	-694.45	-7170.67	2104.182	3.24E-05	
Story4	CVR	Top	32.8692	0	0	0	640.9494	-346.277	
Story4	CVR	Bottom	32.8692	0	0	0	640.9494	-346.277	
Story4	QG 1 Max	Top	81.3513	0	0	0	1586.35	-380.905	
Story4	QG 1 Max	Bottom	81.3513	0	0	0	1586.35	-380.905	
Story4	QG 1 Min	Top	36.1561	0	0	0	705.0443	-857.036	
Story4	QG 1 Min	Bottom	36.1561	0	0	0	705.0443	-857.036	
Story4	QG 2 Max	Top	66.5601	0	0	0	1297.923	701.211	
Story4	QG 2 Max	Bottom	66.5601	0	0	0	1297.923	701.211	
Story4	QG 2 Min	Top	-66.5601	0	0	0	-1297.92	-701.211	

Story4	QG 2 Min	Bottom	-66.5601	0	0	0	-1297.92	-701.211
Story4	QE X Max	Top	0	694.45	0	14223.09	1.19E-05	5.01E-06
Story4	QE X Max	Bottom	0	694.45	0	14223.09	1.19E-05	2104.182
Story4	QE X Min	Top	0	-694.45	0	-14223.1	-1.2E-05	-5E-06
Story4	QE X Min	Bottom	0	-694.45	0	-14223.1	-1.2E-05	-2104.18
Story4	QE Y Max	Top	1.981E-06	0	694.45	7758.876	0.0001	3.26E-05
Story4	QE Y Max	Bottom	1.981E-06	0	694.45	7758.876	2104.182	3.27E-05
Story4	QE Y Min	Top	-1.98E-06	0	-694.45	-7758.88	-0.0001	-3.3E-05
Story4	QE Y Min	Bottom	-1.98E-06	0	-694.45	-7758.88	-2104.18	-3.3E-05
Story3	CV	Top	115.0422	0	0	0	2243.323	-1211.97
Story3	CV	Bottom	115.0422	0	0	0	2243.323	-1211.97
Story3	Peso Propio	Top	287.6055	0	0	0	5608.307	-3029.92
Story3	Peso Propio	Bottom	287.6055	0	0	0	5608.307	-3029.92
Story3	CM	Top	193.1065	0	0	0	3765.578	-2034.38
Story3	CM	Bottom	193.1065	0	0	0	3765.578	-2034.38
Story3	Sismo X 1	Top	-6.41E-07	-1478.43	0	29347.06	-2.5E-05	-2104.18
Story3	Sismo X 1	Bottom	-6.41E-07	-1478.43	0	29347.06	-2.6E-05	-7337.84
Story3	Sismo X 2	Top	-6.22E-07	-1478.43	0	30529.32	-2.5E-05	-2104.18
Story3	Sismo X 2	Bottom	-6.22E-07	-1478.43	0	30529.32	-2.5E-05	-7337.84
Story3	Sismo X 3	Top	-6.61E-07	-1478.43	0	28164.8	-2.6E-05	-2104.18
Story3	Sismo X 3	Bottom	-6.61E-07	-1478.43	0	28164.8	-2.6E-05	-7337.84
Story3	Sismo Y 1	Top	-3.64E-06	0	-1478.43	-15935.3	2104.182	0.0001
Story3	Sismo Y 1	Bottom	-3.64E-06	0	-1478.43	-15935.3	7337.839	0.0001
Story3	Sismo Y 2	Top	-3.65E-06	0	-1478.43	-16587.1	2104.182	0.0001
Story3	Sismo Y 2	Bottom	-3.65E-06	0	-1478.43	-16587.1	7337.839	0.0001
Story3	Sismo Y 3	Top	-3.63E-06	0	-1478.43	-15283.6	2104.182	0.0001
Story3	Sismo Y 3	Bottom	-3.63E-06	0	-1478.43	-15283.6	7337.839	0.0001
Story3	CVR	Top	115.0422	0	0	0	2243.323	-1211.97
Story3	CVR	Bottom	115.0422	0	0	0	2243.323	-1211.97
Story3	QG 1 Max	Top	212.4172	0	0	0	4142.136	-1333.17
Story3	QG 1 Max	Bottom	212.4172	0	0	0	4142.136	-1333.17
Story3	QG 1 Min	Top	126.5464	0	0	0	2467.655	-2237.82
Story3	QG 1 Min	Bottom	126.5464	0	0	0	2467.655	-2237.82
Story3	QG 2 Max	Top	173.7959	0	0	0	3389.02	1830.94
Story3	QG 2 Max	Bottom	173.7959	0	0	0	3389.02	1830.94
Story3	QG 2 Min	Top	-173.7959	0	0	0	-3389.02	-1830.94
Story3	QG 2 Min	Bottom	-173.7959	0	0	0	-3389.02	-1830.94
Story3	QE X Max	Top	6.608E-07	1478.43	0	30529.32	2.61E-05	2104.182
Story3	QE X Max	Bottom	6.608E-07	1478.43	0	30529.32	2.64E-05	7337.839
Story3	QE X Min	Top	-6.61E-07	-1478.43	0	-30529.3	-2.6E-05	-2104.18

Story3	QE X Min	Bottom	-6.61E-07	-1478.43	0	-30529.3	-2.6E-05	-7337.84
Story3	QE Y Max	Top	3.646E-06	0	1478.43	16587.1	2104.182	0.0001
Story3	QE Y Max	Bottom	3.646E-06	0	1478.43	16587.1	7337.839	0.0001
Story3	QE Y Min	Top	-3.65E-06	0	-1478.43	-16587.1	-2104.18	-0.0001
Story3	QE Y Min	Bottom	-3.65E-06	0	-1478.43	-16587.1	-7337.84	-0.0001
Story2	CV	Top	197.2152	0	0	0	3845.696	-2077.66
Story2	CV	Bottom	197.2152	0	0	0	3845.696	-2077.66
Story2	Peso Propio	Top	493.038	0	0	0	9614.241	-5194.16
Story2	Peso Propio	Bottom	493.038	0	0	0	9614.241	-5194.16
Story2	CM	Top	312.2574	0	0	0	6089.019	-3289.63
Story2	CM	Bottom	312.2574	0	0	0	6089.019	-3289.63
Story2	Sismo X 1	Top	-6.44E-07	-2009.56	0	40030.34	-2.5E-05	-7337.84
Story2	Sismo X 1	Bottom	-6.44E-07	-2009.56	0	40030.34	-2.6E-05	-14351.2
Story2	Sismo X 2	Top	-6.19E-07	-2009.56	0	41665.21	-2.4E-05	-7337.84
Story2	Sismo X 2	Bottom	-6.19E-07	-2009.56	0	41665.21	-2.5E-05	-14351.2
Story2	Sismo X 3	Top	-6.68E-07	-2009.56	0	38395.47	-2.6E-05	-7337.84
Story2	Sismo X 3	Bottom	-6.68E-07	-2009.56	0	38395.47	-2.7E-05	-14351.2
Story2	Sismo Y 1	Top	-3.46E-06	0	-2009.56	-21573.2	7337.839	0.0001
Story2	Sismo Y 1	Bottom	-3.46E-06	0	-2009.56	-21573.2	14351.2	0.0001
Story2	Sismo Y 2	Top	-3.47E-06	0	-2009.56	-22474.5	7337.839	0.0001
Story2	Sismo Y 2	Bottom	-3.47E-06	0	-2009.56	-22474.5	14351.2	0.0001
Story2	Sismo Y 3	Top	-3.44E-06	0	-2009.56	-20672	7337.839	0.0001
Story2	Sismo Y 3	Bottom	-3.44E-06	0	-2009.56	-20672	14351.2	0.0001
Story2	CVR	Top	197.2152	0	0	0	3845.696	-2077.66
Story2	CVR	Bottom	197.2152	0	0	0	3845.696	-2077.66
Story2	QG 1 Max	Top	343.4831	0	0	0	6697.921	-2285.43
Story2	QG 1 Max	Bottom	343.4831	0	0	0	6697.921	-2285.43
Story2	QG 1 Min	Top	216.9367	0	0	0	4230.266	-3618.59
Story2	QG 1 Min	Bottom	216.9367	0	0	0	4230.266	-3618.59
Story2	QG 2 Max	Top	281.0317	0	0	0	5480.117	2960.669
Story2	QG 2 Max	Bottom	281.0317	0	0	0	5480.117	2960.669
Story2	QG 2 Min	Top	-281.0317	0	0	0	-5480.12	-2960.67
Story2	QG 2 Min	Bottom	-281.0317	0	0	0	-5480.12	-2960.67
Story2	QE X Max	Top	6.678E-07	2009.56	0	41665.21	2.62E-05	7337.839
Story2	QE X Max	Bottom	6.678E-07	2009.56	0	41665.21	2.65E-05	14351.2
Story2	QE X Min	Top	-6.68E-07	-2009.56	0	-41665.2	-2.6E-05	-7337.84
Story2	QE X Min	Bottom	-6.68E-07	-2009.56	0	-41665.2	-2.7E-05	-14351.2
Story2	QE Y Max	Top	3.47E-06	0	2009.56	22474.51	7337.839	0.0001
Story2	QE Y Max	Bottom	3.47E-06	0	2009.56	22474.51	14351.2	0.0001
Story2	QE Y Min	Top	-3.47E-06	0	-2009.56	-22474.5	-7337.84	-0.0001

Story2	QE Y Min	Bottom	-3.47E-06	0	-2009.56	-22474.5	-14351.2	-0.0001
Story1	CV	Top	279.3882	0	0	0	5448.07	-2943.35
Story1	CV	Bottom	279.3882	0	0	0	5448.07	-2943.35
Story1	Peso Propio	Top	698.4705	0	0	0	13620.17	-7358.39
Story1	Peso Propio	Bottom	698.4705	0	0	0	13620.17	-7358.39
Story1	CM	Top	431.4082	0	0	0	8412.461	-4544.89
Story1	CM	Bottom	431.4082	0	0	0	8412.461	-4544.89
Story1	Sismo X 1	Top	-6.24E-07	-2282.16	0	45450.05	-2.6E-05	-14351.2
Story1	Sismo X 1	Bottom	-6.24E-07	-2282.16	0	45450.05	-2.6E-05	-22635.5
Story1	Sismo X 2	Top	-6E-07	-2282.16	0	47319.56	-2.5E-05	-14351.2
Story1	Sismo X 2	Bottom	-6E-07	-2282.16	0	47319.56	-2.5E-05	-22635.5
Story1	Sismo X 3	Top	-6.49E-07	-2282.16	0	43580.55	-2.7E-05	-14351.2
Story1	Sismo X 3	Bottom	-6.49E-07	-2282.16	0	43580.55	-2.8E-05	-22635.5
Story1	Sismo Y 1	Top	-2.72E-06	0	-2282.16	-24423.3	14351.2	0.0001
Story1	Sismo Y 1	Bottom	-2.72E-06	0	-2282.16	-24423.3	22635.45	0.0001
Story1	Sismo Y 2	Top	-2.73E-06	0	-2282.16	-25453.9	14351.2	0.0001
Story1	Sismo Y 2	Bottom	-2.73E-06	0	-2282.16	-25453.9	22635.45	0.0001
Story1	Sismo Y 3	Top	-2.7E-06	0	-2282.16	-23392.7	14351.2	0.0001
Story1	Sismo Y 3	Bottom	-2.7E-06	0	-2282.16	-23392.7	22635.45	0.0001
Story1	CVR	Top	279.3882	0	0	0	5448.07	-2943.35
Story1	CVR	Bottom	279.3882	0	0	0	5448.07	-2943.35
Story1	QG 1 Max	Top	474.5491	0	0	0	9253.707	-3237.69
Story1	QG 1 Max	Bottom	474.5491	0	0	0	9253.707	-3237.69
Story1	QG 1 Min	Top	307.327	0	0	0	5992.877	-4999.37
Story1	QG 1 Min	Bottom	307.327	0	0	0	5992.877	-4999.37
Story1	QG 2 Max	Top	388.2674	0	0	0	7571.215	4090.397
Story1	QG 2 Max	Bottom	388.2674	0	0	0	7571.215	4090.397
Story1	QG 2 Min	Top	-388.2674	0	0	0	-7571.21	-4090.4
Story1	QG 2 Min	Bottom	-388.2674	0	0	0	-7571.21	-4090.4
Story1	QE X Max	Top	6.493E-07	2282.16	0	47319.56	2.72E-05	14351.2
Story1	QE X Max	Bottom	6.493E-07	2282.16	0	47319.56	2.75E-05	22635.45
Story1	QE X Min	Top	-6.49E-07	-2282.16	0	-47319.6	-2.7E-05	-14351.2
Story1	QE X Min	Bottom	-6.49E-07	-2282.16	0	-47319.6	-2.8E-05	-22635.5
Story1	QE Y Max	Top	2.729E-06	0	2282.16	25453.89	14351.2	0.0001
Story1	QE Y Max	Bottom	2.729E-06	0	2282.16	25453.89	22635.45	0.0001
Story1	QE Y Min	Top	-2.73E-06	0	-2282.16	-25453.9	-14351.2	-0.0001
Story1	QE Y Min	Bottom	-2.73E-06	0	-2282.16	-25453.9	-22635.5	-0.0001

**TABLE: Mass Summary by Diaphragm**

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	Mass Moment of Inertia	X Mass Center	Y Mass Center
		tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-m-s <sup>2</sup>	m	m
Story4	D4	35.03095	35.03095	10394.4646	11.1756	20.2299
Story3	D3	54.70849	54.70849	15918.5633	11.2401	20.812
Story2	D2	57.14411	57.14411	16027.4437	10.7226	21.0774
Story1	D1	58.1043	58.1043	15513.7085	10.3234	20.4763

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts									
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z
							m	m	m
Story4	CV	Diaph D4	1.07E-07	6.5E-08	1.646	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	CV	Diaph D4	2.48E-07	2.3E-07	1.103	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	Peso Propio	Diaph D4	2.67E-07	1.6E-07	1.646	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	Peso Propio	Diaph D4	0.000001	1E-06	1.103	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	CM	Diaph D4	1.76E-07	1.1E-07	1.658	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	CM	Diaph D4	4.09E-07	3.7E-07	1.104	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	Sismo X 1	Diaph D4	0.000026	1.9E-05	1.38	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	Sismo X 2	Diaph D4	0.000025	1.9E-05	1.327	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	Sismo X 3	Diaph D4	0.000028	1.9E-05	1.43	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	Sismo Y 1	Diaph D4	0.000035	3.4E-05	1.053	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	Sismo Y 2	Diaph D4	0.000035	3.4E-05	1.043	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	Sismo Y 3	Diaph D4	0.000036	3.4E-05	1.063	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	CVR	Diaph D4	1.07E-07	6.5E-08	1.646	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	CVR	Diaph D4	2.48E-07	2.3E-07	1.103	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	QG 1 Max	Diaph D4	1.18E-07	7.1E-08	1.646	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	QG 1 Max	Diaph D4	4.5E-07	4.1E-07	1.104	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	QG 1 Min	Diaph D4	1.94E-07	1.2E-07	1.658	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	QG 1 Min	Diaph D4	2.73E-07	2.5E-07	1.103	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	QG 2 Max	Diaph D4	1.58E-07	9.5E-08	1.658	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	QG 2 Max	Diaph D4	3.68E-07	3.3E-07	1.104	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	QG 2 Min	Diaph D4	1.58E-07	9.5E-08	1.658	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	QG 2 Min	Diaph D4	3.68E-07	3.3E-07	1.104	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	QE X Max	Diaph D4	0.000028	0.00002	1.376	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	QE X Max	Diaph D4	0.000006	3E-06	1.933	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	QE X Min	Diaph D4	0.000028	0.00002	1.376	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	QE X Min	Diaph D4	0.000006	3E-06	1.933	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	QE Y Max	Diaph D4	0.000036	3.4E-05	1.054	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	QE Y Min	Diaph D4	0.000036	3.4E-05	1.054	123	-0.525	18.025	13.69
Story3	CV	Diaph D3	5.64E-08	2.9E-08	1.962	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	CV	Diaph D3	1.81E-07	1.7E-07	1.092	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	Peso Propio	Diaph D3	1.41E-07	7.2E-08	1.962	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	Peso Propio	Diaph D3	4.53E-07	4.2E-07	1.092	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	CM	Diaph D3	9.39E-08	4.8E-08	1.955	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	CM	Diaph D3	2.97E-07	2.7E-07	1.093	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	Sismo X 1	Diaph D3	0.000028	0.00002	1.419	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	Sismo X 2	Diaph D3	0.000027	0.00002	1.36	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	Sismo X 3	Diaph D3	0.00003	0.00002	1.475	303	6.075	-0.525	10.66

Story3	Sismo Y 1	Diaph D3	0.000041	0.00004	1.029	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	Sismo Y 2	Diaph D3	0.00004	3.9E-05	1.019	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	Sismo Y 3	Diaph D3	0.000041	0.00004	1.039	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	CVR	Diaph D3	5.64E-08	2.9E-08	1.962	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	CVR	Diaph D3	1.81E-07	1.7E-07	1.092	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	QG 1 Max	Diaph D3	6.21E-08	3.2E-08	1.962	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	QG 1 Max	Diaph D3	3.26E-07	3E-07	1.093	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	QG 1 Min	Diaph D3	1.03E-07	5.3E-08	1.955	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	QG 1 Min	Diaph D3	2E-07	1.8E-07	1.092	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	QG 2 Max	Diaph D3	8.45E-08	4.3E-08	1.955	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	QG 2 Max	Diaph D3	2.67E-07	2.4E-07	1.093	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	QG 2 Min	Diaph D3	8.45E-08	4.3E-08	1.955	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	QG 2 Min	Diaph D3	2.67E-07	2.4E-07	1.093	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	QE X Max	Diaph D3	0.00003	2.1E-05	1.412	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	QE X Max	Diaph D3	0.000006	3E-06	1.942	75	-0.525	35.4	10.66
Story3	QE X Min	Diaph D3	0.00003	2.1E-05	1.412	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	QE X Min	Diaph D3	0.000006	3E-06	1.942	75	-0.525	35.4	10.66
Story3	QE Y Max	Diaph D3	0.000041	0.00004	1.029	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	QE Y Min	Diaph D3	0.000041	0.00004	1.029	123	-0.525	18.025	10.66
Story2	CV	Diaph D2	2.19E-08	1.5E-08	1.433	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	CV	Diaph D2	3.92E-08	3.6E-08	1.103	55	21.595	35.925	7.12
Story2	Peso Propio	Diaph D2	5.48E-08	3.8E-08	1.433	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	Peso Propio	Diaph D2	9.79E-08	8.9E-08	1.103	55	21.595	35.925	7.12
Story2	CM	Diaph D2	2.84E-08	2E-08	1.399	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	CM	Diaph D2	6.8E-08	6.4E-08	1.07	55	21.595	35.925	7.12
Story2	Sismo X 1	Diaph D2	0.000027	2.2E-05	1.262	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	Sismo X 2	Diaph D2	0.000026	2.2E-05	1.195	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	Sismo X 3	Diaph D2	0.000029	2.2E-05	1.327	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	Sismo Y 1	Diaph D2	0.00004	0.00004	1.019	55	21.595	35.925	7.12
Story2	Sismo Y 2	Diaph D2	0.000041	0.00004	1.03	55	21.595	35.925	7.12
Story2	Sismo Y 3	Diaph D2	0.00004	0.00004	1.007	55	21.595	35.925	7.12
Story2	CVR	Diaph D2	2.19E-08	1.5E-08	1.433	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	CVR	Diaph D2	3.92E-08	3.6E-08	1.103	55	21.595	35.925	7.12
Story2	QG 1 Max	Diaph D2	3.12E-08	2.2E-08	1.399	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	QG 1 Max	Diaph D2	7.48E-08	7E-08	1.07	55	21.595	35.925	7.12
Story2	QG 1 Min	Diaph D2	2.41E-08	1.7E-08	1.433	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	QG 1 Min	Diaph D2	4.31E-08	3.9E-08	1.103	55	21.595	35.925	7.12
Story2	QG 2 Max	Diaph D2	2.55E-08	1.8E-08	1.399	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	QG 2 Max	Diaph D2	6.12E-08	5.7E-08	1.07	55	21.595	35.925	7.12
Story2	QG 2 Min	Diaph D2	2.55E-08	1.8E-08	1.399	303	6.075	-0.525	7.12

Story2	QG 2 Min	Diaph D2	6.12E-08	5.7E-08	1.07	55	21.595	35.925	7.12
Story2	QE X Max	Diaph D2	0.000029	2.3E-05	1.255	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	QE X Min	Diaph D2	0.000029	2.3E-05	1.255	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	QE Y Max	Diaph D2	0.000041	0.00004	1.019	55	21.595	35.925	7.12
Story2	QE Y Min	Diaph D2	0.000041	0.00004	1.019	55	21.595	35.925	7.12
Story1	CV	Diaph D1	1.13E-08	7E-09	1.605	304	3.175	39.6	3.63
Story1	CV	Diaph D1	9.86E-09	7.5E-09	1.313	124	-0.525	23.195	3.63
Story1	Peso Propio	Diaph D1	2.83E-08	1.8E-08	1.605	304	3.175	39.6	3.63
Story1	Peso Propio	Diaph D1	2.47E-08	1.9E-08	1.313	124	-0.525	23.195	3.63
Story1	CM	Diaph D1	1.64E-08	9.4E-09	1.747	304	3.175	39.6	3.63
Story1	CM	Diaph D1	1.7E-08	1.3E-08	1.292	124	-0.525	23.195	3.63
Story1	Sismo X 1	Diaph D1	0.000013	1.2E-05	1.048	303	6.075	-0.525	3.63
Story1	Sismo X 2	Diaph D1	0.000013	1.2E-05	1.028	304	3.175	39.6	3.63
Story1	Sismo X 3	Diaph D1	0.000014	1.2E-05	1.125	303	6.075	-0.525	3.63
Story1	Sismo Y 1	Diaph D1	0.000021	2.1E-05	1.023	55	21.595	35.925	3.63
Story1	Sismo Y 2	Diaph D1	0.000021	2.1E-05	1.037	55	21.595	35.925	3.63
Story1	Sismo Y 3	Diaph D1	0.000021	2.1E-05	1.01	55	21.595	35.925	3.63
Story1	CVR	Diaph D1	1.13E-08	7E-09	1.605	304	3.175	39.6	3.63
Story1	CVR	Diaph D1	9.86E-09	7.5E-09	1.313	124	-0.525	23.195	3.63
Story1	QG 1 Max	Diaph D1	1.8E-08	1.1E-08	1.709	304	3.175	39.6	3.63
Story1	QG 1 Max	Diaph D1	1.87E-08	1.5E-08	1.292	124	-0.525	23.195	3.63
Story1	QG 1 Min	Diaph D1	1.24E-08	7.5E-09	1.654	304	3.175	39.6	3.63
Story1	QG 1 Min	Diaph D1	1.09E-08	8.3E-09	1.313	124	-0.525	23.195	3.63
Story1	QG 2 Max	Diaph D1	1.47E-08	8.4E-09	1.747	304	3.175	39.6	3.63
Story1	QG 2 Max	Diaph D1	1.53E-08	1.2E-08	1.292	124	-0.525	23.195	3.63
Story1	QG 2 Min	Diaph D1	1.47E-08	8.4E-09	1.747	304	3.175	39.6	3.63
Story1	QG 2 Min	Diaph D1	1.53E-08	1.2E-08	1.292	124	-0.525	23.195	3.63
Story1	QE X Max	Diaph D1	0.000014	1.3E-05	1.059	303	6.075	-0.525	3.63
Story1	QE X Min	Diaph D1	0.000014	1.3E-05	1.059	303	6.075	-0.525	3.63
Story1	QE Y Max	Diaph D1	0.000021	2.1E-05	1.024	55	21.595	35.925	3.63
Story1	QE Y Min	Diaph D1	0.000021	2.1E-05	1.024	55	21.595	35.925	3.63

TABLE: Story Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio
			m	m	
Story4	CV	X	3.2E-07	1.97E-07	1.646
Story4	CV	Y	1E-06	0.000001	1.103
Story4	Peso Propio	X	1E-06	4.92E-07	1.646
Story4	Peso Propio	Y	2E-06	0.000002	1.103
Story4	CM	X	1E-06	3.22E-07	1.658
Story4	CM	Y	1E-06	0.000001	1.104
Story4	Sismo X 1	X	0.00008	0.000058	1.38
Story4	Sismo X 2	X	7.6E-05	0.000057	1.327
Story4	Sismo X 3	X	8.4E-05	0.000059	1.43

Story4	Sismo Y 1	Y	0.00011	0.000102	1.053
Story4	Sismo Y 2	Y	0.00011	0.000102	1.043
Story4	Sismo Y 3	Y	0.00011	0.000102	1.063
Story4	CVR	X	3.2E-07	1.97E-07	1.646
Story4	CVR	Y	1E-06	0.000001	1.103
Story4	QG 1 Max	X	3.6E-07	2.16E-07	1.646
Story4	QG 1 Max	Y	1E-06	0.000001	1.104
Story4	QG 1 Min	X	1E-06	3.54E-07	1.658
Story4	QG 1 Min	Y	1E-06	0.000001	1.103
Story4	QG 2 Max	X	4.8E-07	2.89E-07	1.658
Story4	QG 2 Max	Y	1E-06	0.000001	1.104
Story4	QG 2 Min	X	4.8E-07	2.89E-07	1.658
Story4	QG 2 Min	Y	1E-06	0.000001	1.104
Story4	QE X Max	X	8.4E-05	0.000061	1.376
Story4	QE X Max	Y	1.9E-05	0.00001	1.933
Story4	QE X Min	X	8.4E-05	0.000061	1.376
Story4	QE X Min	Y	1.9E-05	0.00001	1.933
Story4	QE Y Max	Y	0.00011	0.000103	1.054
Story4	QE Y Min	Y	0.00011	0.000103	1.054
Story3	CV	X	2E-07	1.02E-07	1.962
Story3	CV	Y	1E-06	0.000001	1.092
Story3	Peso Propio	X	5E-07	2.55E-07	1.962
Story3	Peso Propio	Y	2E-06	0.000001	1.092
Story3	CM	X	3.3E-07	1.7E-07	1.955
Story3	CM	Y	1E-06	0.000001	1.093
Story3	Sismo X 1	X	0.0001	0.000071	1.419
Story3	Sismo X 2	X	9.4E-05	0.000069	1.36
Story3	Sismo X 3	X	0.00011	0.000072	1.475
Story3	Sismo Y 1	Y	0.00014	0.00014	1.029
Story3	Sismo Y 2	Y	0.00014	0.00014	1.019
Story3	Sismo Y 3	Y	0.00015	0.00014	1.039
Story3	CVR	X	2E-07	1.02E-07	1.962
Story3	CVR	Y	1E-06	0.000001	1.092
Story3	QG 1 Max	X	2.2E-07	1.12E-07	1.962
Story3	QG 1 Max	Y	1E-06	0.000001	1.093
Story3	QG 1 Min	X	3.7E-07	1.87E-07	1.955
Story3	QG 1 Min	Y	1E-06	0.000001	1.092
Story3	QG 2 Max	X	3E-07	1.53E-07	1.955

Story3	QG 2 Max	Y	1E-06	0.000001	1.093
Story3	QG 2 Min	X	3E-07	1.53E-07	1.955
Story3	QG 2 Min	Y	1E-06	0.000001	1.093
Story3	QE X Max	X	0.00011	0.000075	1.412
Story3	QE X Max	Y	2.3E-05	0.000012	1.942
Story3	QE X Min	X	0.00011	0.000075	1.412
Story3	QE X Min	Y	2.3E-05	0.000012	1.942
Story3	QE Y Max	Y	0.00015	0.000141	1.029
Story3	QE Y Min	Y	0.00015	0.000141	1.029
Story2	CV	X	7.6E-08	5.34E-08	1.433
Story2	CV	Y	1.4E-07	1.24E-07	1.103
Story2	Peso Propio	X	1.9E-07	1.33E-07	1.433
Story2	Peso Propio	Y	3.4E-07	3.1E-07	1.103
Story2	CM	X	9.9E-08	7.08E-08	1.399
Story2	CM	Y	2.4E-07	2.22E-07	1.07
Story2	Sismo X 1	X	9.6E-05	0.000076	1.262
Story2	Sismo X 2	X	0.00009	0.000075	1.195
Story2	Sismo X 3	X	0.0001	0.000077	1.327
Story2	Sismo Y 1	Y	0.00014	0.000138	1.019
Story2	Sismo Y 2	Y	0.00014	0.000138	1.03
Story2	Sismo Y 3	Y	0.00014	0.000138	1.007
Story2	CVR	X	7.6E-08	5.34E-08	1.433
Story2	CVR	Y	1.4E-07	1.24E-07	1.103
Story2	QG 1 Max	X	1.1E-07	7.79E-08	1.399
Story2	QG 1 Max	Y	2.6E-07	2.44E-07	1.07
Story2	QG 1 Min	X	8.4E-08	5.87E-08	1.433
Story2	QG 1 Min	Y	1.5E-07	1.36E-07	1.103
Story2	QG 2 Max	X	8.9E-08	6.37E-08	1.399
Story2	QG 2 Max	Y	2.1E-07	2E-07	1.07
Story2	QG 2 Min	X	8.9E-08	6.37E-08	1.399
Story2	QG 2 Min	Y	2.1E-07	2E-07	1.07
Story2	QE X Max	X	0.0001	0.000081	1.255
Story2	QE X Min	X	0.0001	0.000081	1.255
Story2	QE Y Max	Y	0.00014	0.00014	1.019
Story2	QE Y Min	Y	0.00014	0.00014	1.019
Story1	CV	X	4.1E-08	2.56E-08	1.605
Story1	CV	Y	3.6E-08	2.73E-08	1.313
Story1	Peso Propio	X	1E-07	6.4E-08	1.605
Story1	Peso Propio	Y	8.9E-08	6.82E-08	1.313
Story1	CM	X	5.9E-08	3.4E-08	1.747

Story1	CM	Y	6.2E-08	4.79E-08	1.292
Story1	Sismo X 1	X	4.7E-05	0.000045	1.048
Story1	Sismo X 2	X	4.6E-05	0.000045	1.028
Story1	Sismo X 3	X	0.00005	0.000045	1.125
Story1	Sismo Y 1	Y	7.7E-05	0.000075	1.023
Story1	Sismo Y 2	Y	7.8E-05	0.000075	1.037
Story1	Sismo Y 3	Y	7.6E-05	0.000075	1.01
Story1	CVR	X	4.1E-08	2.56E-08	1.605
Story1	CVR	Y	3.6E-08	2.73E-08	1.313
Story1	QG 1 Max	X	6.5E-08	3.82E-08	1.709
Story1	QG 1 Max	Y	6.8E-08	5.27E-08	1.292
Story1	QG 1 Min	X	4.5E-08	2.73E-08	1.654
Story1	QG 1 Min	Y	3.9E-08	3E-08	1.313
Story1	QG 2 Max	X	5.3E-08	3.06E-08	1.747
Story1	QG 2 Max	Y	5.6E-08	4.31E-08	1.292
Story1	QG 2 Min	X	5.3E-08	3.06E-08	1.747
Story1	QG 2 Min	Y	5.6E-08	4.31E-08	1.292
Story1	QE X Max	X	0.00005	0.000047	1.059
Story1	QE X Min	X	0.00005	0.000047	1.059
Story1	QE Y Max	Y	7.8E-05	0.000076	1.024
Story1	QE Y Min	Y	7.8E-05	0.000076	1.024

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts									
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z
							m	m	m
Story4	CV	Diaph D4	1.07E-07	6.5E-08	1.646	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	CV	Diaph D4	2.48E-07	2.3E-07	1.103	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	Peso Propio	Diaph D4	2.67E-07	1.6E-07	1.646	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	Peso Propio	Diaph D4	0.000001	1E-06	1.103	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	CM	Diaph D4	1.76E-07	1.1E-07	1.658	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	CM	Diaph D4	4.09E-07	3.7E-07	1.104	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	Sismo X 1	Diaph D4	0.000026	1.9E-05	1.38	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	Sismo X 2	Diaph D4	0.000025	1.9E-05	1.327	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	Sismo X 3	Diaph D4	0.000028	1.9E-05	1.43	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	Sismo Y 1	Diaph D4	0.000035	3.4E-05	1.053	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	Sismo Y 2	Diaph D4	0.000035	3.4E-05	1.043	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	Sismo Y 3	Diaph D4	0.000036	3.4E-05	1.063	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	CVR	Diaph D4	1.07E-07	6.5E-08	1.646	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	CVR	Diaph D4	2.48E-07	2.3E-07	1.103	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	QG 1 Max	Diaph D4	1.18E-07	7.1E-08	1.646	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	QG 1 Max	Diaph D4	4.5E-07	4.1E-07	1.104	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	QG 1 Min	Diaph D4	1.94E-07	1.2E-07	1.658	303	6.075	-0.525	13.69

Story4	QG 1 Min	Diaph D4	2.73E-07	2.5E-07	1.103	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	QG 2 Max	Diaph D4	1.58E-07	9.5E-08	1.658	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	QG 2 Max	Diaph D4	3.68E-07	3.3E-07	1.104	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	QG 2 Min	Diaph D4	1.58E-07	9.5E-08	1.658	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	QG 2 Min	Diaph D4	3.68E-07	3.3E-07	1.104	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	QE X Max	Diaph D4	0.000028	0.00002	1.376	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	QE X Max	Diaph D4	0.000006	3E-06	1.933	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	QE X Min	Diaph D4	0.000028	0.00002	1.376	303	6.075	-0.525	13.69
Story4	QE X Min	Diaph D4	0.000006	3E-06	1.933	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	QE Y Max	Diaph D4	0.000036	3.4E-05	1.054	123	-0.525	18.025	13.69
Story4	QE Y Min	Diaph D4	0.000036	3.4E-05	1.054	123	-0.525	18.025	13.69
Story3	CV	Diaph D3	5.64E-08	2.9E-08	1.962	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	CV	Diaph D3	1.81E-07	1.7E-07	1.092	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	Peso Propio	Diaph D3	1.41E-07	7.2E-08	1.962	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	Peso Propio	Diaph D3	4.53E-07	4.2E-07	1.092	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	CM	Diaph D3	9.39E-08	4.8E-08	1.955	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	CM	Diaph D3	2.97E-07	2.7E-07	1.093	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	Sismo X 1	Diaph D3	0.000028	0.00002	1.419	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	Sismo X 2	Diaph D3	0.000027	0.00002	1.36	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	Sismo X 3	Diaph D3	0.00003	0.00002	1.475	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	Sismo Y 1	Diaph D3	0.000041	0.00004	1.029	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	Sismo Y 2	Diaph D3	0.00004	3.9E-05	1.019	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	Sismo Y 3	Diaph D3	0.000041	0.00004	1.039	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	CVR	Diaph D3	5.64E-08	2.9E-08	1.962	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	CVR	Diaph D3	1.81E-07	1.7E-07	1.092	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	QG 1 Max	Diaph D3	6.21E-08	3.2E-08	1.962	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	QG 1 Max	Diaph D3	3.26E-07	3E-07	1.093	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	QG 1 Min	Diaph D3	1.03E-07	5.3E-08	1.955	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	QG 1 Min	Diaph D3	2E-07	1.8E-07	1.092	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	QG 2 Max	Diaph D3	8.45E-08	4.3E-08	1.955	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	QG 2 Max	Diaph D3	2.67E-07	2.4E-07	1.093	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	QG 2 Min	Diaph D3	8.45E-08	4.3E-08	1.955	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	QG 2 Min	Diaph D3	2.67E-07	2.4E-07	1.093	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	QE X Max	Diaph D3	0.00003	2.1E-05	1.412	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	QE X Max	Diaph D3	0.000006	3E-06	1.942	75	-0.525	35.4	10.66
Story3	QE X Min	Diaph D3	0.00003	2.1E-05	1.412	303	6.075	-0.525	10.66
Story3	QE X Min	Diaph D3	0.000006	3E-06	1.942	75	-0.525	35.4	10.66
Story3	QE Y Max	Diaph D3	0.000041	0.00004	1.029	123	-0.525	18.025	10.66
Story3	QE Y Min	Diaph D3	0.000041	0.00004	1.029	123	-0.525	18.025	10.66
Story2	CV	Diaph D2	2.19E-08	1.5E-08	1.433	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	CV	Diaph D2	3.92E-08	3.6E-08	1.103	55	21.595	35.925	7.12
Story2	Peso Propio	Diaph D2	5.48E-08	3.8E-08	1.433	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	Peso Propio	Diaph D2	9.79E-08	8.9E-08	1.103	55	21.595	35.925	7.12
Story2	CM	Diaph D2	2.84E-08	2E-08	1.399	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	CM	Diaph D2	6.8E-08	6.4E-08	1.07	55	21.595	35.925	7.12
Story2	Sismo X 1	Diaph D2	0.000027	2.2E-05	1.262	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	Sismo X 2	Diaph D2	0.000026	2.2E-05	1.195	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	Sismo X 3	Diaph D2	0.000029	2.2E-05	1.327	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	Sismo Y 1	Diaph D2	0.00004	0.00004	1.019	55	21.595	35.925	7.12
Story2	Sismo Y 2	Diaph D2	0.000041	0.00004	1.03	55	21.595	35.925	7.12

Story2	Sismo Y 3	Diaph D2	0.00004	0.00004	1.007	55	21.595	35.925	7.12
Story2	CVR	Diaph D2	2.19E-08	1.5E-08	1.433	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	CVR	Diaph D2	3.92E-08	3.6E-08	1.103	55	21.595	35.925	7.12
Story2	QG 1 Max	Diaph D2	3.12E-08	2.2E-08	1.399	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	QG 1 Max	Diaph D2	7.48E-08	7E-08	1.07	55	21.595	35.925	7.12
Story2	QG 1 Min	Diaph D2	2.41E-08	1.7E-08	1.433	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	QG 1 Min	Diaph D2	4.31E-08	3.9E-08	1.103	55	21.595	35.925	7.12
Story2	QG 2 Max	Diaph D2	2.55E-08	1.8E-08	1.399	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	QG 2 Max	Diaph D2	6.12E-08	5.7E-08	1.07	55	21.595	35.925	7.12
Story2	QG 2 Min	Diaph D2	2.55E-08	1.8E-08	1.399	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	QG 2 Min	Diaph D2	6.12E-08	5.7E-08	1.07	55	21.595	35.925	7.12
Story2	QE X Max	Diaph D2	0.000029	2.3E-05	1.255	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	QE X Min	Diaph D2	0.000029	2.3E-05	1.255	303	6.075	-0.525	7.12
Story2	QE Y Max	Diaph D2	0.000041	0.00004	1.019	55	21.595	35.925	7.12
Story2	QE Y Min	Diaph D2	0.000041	0.00004	1.019	55	21.595	35.925	7.12
Story1	CV	Diaph D1	1.13E-08	7E-09	1.605	304	3.175	39.6	3.63
Story1	CV	Diaph D1	9.86E-09	7.5E-09	1.313	124	-0.525	23.195	3.63
Story1	Peso Propio	Diaph D1	2.83E-08	1.8E-08	1.605	304	3.175	39.6	3.63
Story1	Peso Propio	Diaph D1	2.47E-08	1.9E-08	1.313	124	-0.525	23.195	3.63
Story1	CM	Diaph D1	1.64E-08	9.4E-09	1.747	304	3.175	39.6	3.63
Story1	CM	Diaph D1	1.7E-08	1.3E-08	1.292	124	-0.525	23.195	3.63
Story1	Sismo X 1	Diaph D1	0.000013	1.2E-05	1.048	303	6.075	-0.525	3.63
Story1	Sismo X 2	Diaph D1	0.000013	1.2E-05	1.028	304	3.175	39.6	3.63
Story1	Sismo X 3	Diaph D1	0.000014	1.2E-05	1.125	303	6.075	-0.525	3.63
Story1	Sismo Y 1	Diaph D1	0.000021	2.1E-05	1.023	55	21.595	35.925	3.63
Story1	Sismo Y 2	Diaph D1	0.000021	2.1E-05	1.037	55	21.595	35.925	3.63
Story1	Sismo Y 3	Diaph D1	0.000021	2.1E-05	1.01	55	21.595	35.925	3.63
Story1	CVR	Diaph D1	1.13E-08	7E-09	1.605	304	3.175	39.6	3.63
Story1	CVR	Diaph D1	9.86E-09	7.5E-09	1.313	124	-0.525	23.195	3.63
Story1	QG 1 Max	Diaph D1	1.8E-08	1.1E-08	1.709	304	3.175	39.6	3.63
Story1	QG 1 Max	Diaph D1	1.87E-08	1.5E-08	1.292	124	-0.525	23.195	3.63
Story1	QG 1 Min	Diaph D1	1.24E-08	7.5E-09	1.654	304	3.175	39.6	3.63
Story1	QG 1 Min	Diaph D1	1.09E-08	8.3E-09	1.313	124	-0.525	23.195	3.63
Story1	QG 2 Max	Diaph D1	1.47E-08	8.4E-09	1.747	304	3.175	39.6	3.63
Story1	QG 2 Max	Diaph D1	1.53E-08	1.2E-08	1.292	124	-0.525	23.195	3.63
Story1	QG 2 Min	Diaph D1	1.47E-08	8.4E-09	1.747	304	3.175	39.6	3.63
Story1	QG 2 Min	Diaph D1	1.53E-08	1.2E-08	1.292	124	-0.525	23.195	3.63
Story1	QE X Max	Diaph D1	0.000014	1.3E-05	1.059	303	6.075	-0.525	3.63
Story1	QE X Min	Diaph D1	0.000014	1.3E-05	1.059	303	6.075	-0.525	3.63
Story1	QE Y Max	Diaph D1	0.000021	2.1E-05	1.024	55	21.595	35.925	3.63
Story1	QE Y Min	Diaph D1	0.000021	2.1E-05	1.024	55	21.595	35.925	3.63

TABLE: Story Max/Avg Displacements					
Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			m	m	
Story4	CV	X	4.37E-07	2.2E-07	1.99
Story4	CV	Y	0.000002	0.000001	1.084
Story3	CV	Y	0.000001	0.000001	1.067
Story2	CV	X	8.66E-08	7.89E-08	1.097
Story2	CV	Y	1.55E-07	1.51E-07	1.028
Story1	CV	X	4.11E-08	2.56E-08	1.605
Story1	CV	Y	3.58E-08	2.73E-08	1.313
Story4	Peso Propio	X	0.000001	0.000001	1.99
Story4	Peso Propio	Y	0.000004	0.000004	1.084
Story3	Peso Propio	Y	0.000002	0.000002	1.067
Story2	Peso Propio	X	2.16E-07	1.97E-07	1.097
Story2	Peso Propio	Y	3.89E-07	3.78E-07	1.028
Story1	Peso Propio	X	1.03E-07	6.4E-08	1.605
Story1	Peso Propio	Y	8.95E-08	6.82E-08	1.313
Story4	CM	X	0.000001	3.87E-07	1.959
Story4	CM	Y	0.000003	0.000002	1.087
Story3	CM	Y	0.000001	0.000001	1.071
Story2	CM	X	1.08E-07	1.05E-07	1.027
Story2	CM	Y	2.71E-07	2.7E-07	1.006
Story1	CM	X	5.94E-08	3.4E-08	1.747
Story1	CM	Y	6.19E-08	4.79E-08	1.292
Story4	Sismo X 1	X	0.000323	0.000249	1.296
Story3	Sismo X 1	X	0.000243	0.000191	1.27
Story2	Sismo X 1	X	0.000143	0.000121	1.183
Story1	Sismo X 1	X	0.000047	0.000045	1.048
Story4	Sismo X 2	X	0.000303	0.000246	1.232
Story3	Sismo X 2	X	0.000227	0.000189	1.203
Story2	Sismo X 2	X	0.000133	0.00012	1.112
Story1	Sismo X 2	X	0.000046	0.000045	1.028
Story4	Sismo X 3	X	0.000343	0.000252	1.358
Story3	Sismo X 3	X	0.000258	0.000193	1.336
Story2	Sismo X 3	X	0.000152	0.000121	1.253
Story1	Sismo X 3	X	0.00005	0.000045	1.125
Story4	Sismo Y 1	Y	0.00046	0.000455	1.011

Story3	Sismo Y 1	Y	0.000353	0.000353	1.001
Story2	Sismo Y 1	Y	0.000217	0.000213	1.02
Story1	Sismo Y 1	Y	0.000077	0.000075	1.023
Story4	Sismo Y 2	Y	0.000454	0.000454	1
Story3	Sismo Y 2	Y	0.000357	0.000353	1.012
Story2	Sismo Y 2	Y	0.00022	0.000213	1.033
Story1	Sismo Y 2	Y	0.000078	0.000075	1.037
Story4	Sismo Y 3	Y	0.000465	0.000455	1.022
Story3	Sismo Y 3	Y	0.000357	0.000353	1.01
Story2	Sismo Y 3	Y	0.000214	0.000213	1.008
Story1	Sismo Y 3	Y	0.000076	0.000075	1.01
Story4	CVR	X	4.37E-07	2.2E-07	1.99
Story4	CVR	Y	0.000002	0.000001	1.084
Story3	CVR	Y	0.000001	0.000001	1.067
Story2	CVR	X	8.66E-08	7.89E-08	1.097
Story2	CVR	Y	1.55E-07	1.51E-07	1.028
Story1	CVR	X	4.11E-08	2.56E-08	1.605
Story1	CVR	Y	3.58E-08	2.73E-08	1.313
Story4	QG 1 Max	Y	0.000003	0.000003	1.087
Story3	QG 1 Max	Y	0.000001	0.000001	1.071
Story2	QG 1 Max	X	1.18E-07	1.15E-07	1.027
Story2	QG 1 Max	Y	2.98E-07	2.97E-07	1.006
Story1	QG 1 Max	X	6.53E-08	3.82E-08	1.709
Story1	QG 1 Max	Y	6.8E-08	5.27E-08	1.292
Story4	QG 1 Min	X	0.000001	4.26E-07	1.959
Story4	QG 1 Min	Y	0.000002	0.000002	1.084
Story3	QG 1 Min	X	2.47E-07	8.66E-08	2.857
Story3	QG 1 Min	Y	0.000001	0.000001	1.067
Story2	QG 1 Min	X	9.52E-08	8.68E-08	1.097
Story2	QG 1 Min	Y	1.71E-07	1.66E-07	1.028
Story1	QG 1 Min	X	4.52E-08	2.73E-08	1.654
Story1	QG 1 Min	Y	3.94E-08	3E-08	1.313
Story4	QG 2 Max	X	0.000001	3.48E-07	1.959
Story4	QG 2 Max	Y	0.000002	0.000002	1.087
Story3	QG 2 Max	Y	0.000001	0.000001	1.071
Story2	QG 2 Max	X	9.69E-08	9.43E-08	1.027
Story2	QG 2 Max	Y	2.44E-07	2.43E-07	1.006
Story1	QG 2 Max	X	5.34E-08	3.06E-08	1.747
Story1	QG 2 Max	Y	5.57E-08	4.31E-08	1.292
Story4	QG 2 Min	X	0.000001	3.48E-07	1.959
Story4	QG 2 Min	Y	0.000002	0.000002	1.087

Story3	QG 2 Min	Y	0.000001	0.000001	1.071
Story2	QG 2 Min	X	9.69E-08	9.43E-08	1.027
Story2	QG 2 Min	Y	2.44E-07	2.43E-07	1.006
Story1	QG 2 Min	X	5.34E-08	3.06E-08	1.747
Story1	QG 2 Min	Y	5.57E-08	4.31E-08	1.292
Story4	QE X Max	X	0.000343	0.000266	1.29
Story4	QE X Max	Y	0.000059	0.000031	1.926
Story3	QE X Max	X	0.000258	0.000204	1.264
Story3	QE X Max	Y	0.00004	0.000021	1.947
Story2	QE X Max	X	0.000152	0.000129	1.178
Story1	QE X Max	X	0.00005	0.000047	1.059
Story4	QE X Min	X	0.000343	0.000266	1.29
Story4	QE X Min	Y	0.000059	0.000031	1.926
Story3	QE X Min	X	0.000258	0.000204	1.264
Story3	QE X Min	Y	0.00004	0.000021	1.947
Story2	QE X Min	X	0.000152	0.000129	1.178
Story1	QE X Min	X	0.00005	0.000047	1.059
Story4	QE Y Max	Y	0.000465	0.00046	1.012
Story3	QE Y Max	Y	0.000357	0.000355	1.006
Story2	QE Y Max	Y	0.00022	0.000215	1.02
Story1	QE Y Max	Y	0.000078	0.000076	1.024
Story4	QE Y Min	Y	0.000465	0.00046	1.012
Story3	QE Y Min	Y	0.000357	0.000355	1.006
Story2	QE Y Min	Y	0.00022	0.000215	1.02
Story1	QE Y Min	Y	0.000078	0.000076	1.024

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	0.049	20.534	129.0206	16646.32
Modal	2	0.039	25.91	162.7949	26502.164
Modal	3	0.036	27.828	174.8499	30572.493
Modal	4	0.035	28.881	181.4666	32930.136
Modal	5	0.034	29.557	185.71	34488.202
Modal	6	0.034	29.743	186.8825	34925.072
Modal	7	0.033	29.877	187.7234	35240.088
Modal	8	0.033	30.37	190.8213	36412.779
Modal	9	0.033	30.581	192.1491	36921.284
Modal	10	0.032	31.005	194.8087	37950.42
Modal	11	0.031	31.912	200.5073	40203.163
Modal	12	0.031	32.346	203.2332	41303.727

TABLE: Auto Seismic - User Coefficients										
Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used	Base Shear
			%						tonf	tonf
Sismo X	Seismic	X			Story4	Base	0.471	1	4845.3568	2282.16
Sismo X	Seismic	X + Ecc. Y	5	No	Story4	Base	0.471	1	4845.3568	2282.16
Sismo X	Seismic	X - Ecc. Y	5	No	Story4	Base	0.471	1	4845.3568	2282.16
Sismo Y	Seismic	Y			Story4	Base	0.471	1	4845.3568	2282.16
Sismo Y	Seismic	Y + Ecc. X	5	No	Story4	Base	0.471	1	4845.3568	2282.16
Sismo Y	Seismic	Y - Ecc. X	5	No	Story4	Base	0.471	1	4845.3568	2282.16

TABLE: Base Reactions									
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
CV	0	0	279.3882	5448.0699	-2943.3547	0	0	0	0
Peso Propio	0	0	698.4705	13620.175	-7358.3867	0	0	0	0
CM	0	0	431.4082	8412.4609	-4544.8859	0	0	0	0
Sismo X 1	-2282.16	0	-6.244E-07	-2.647E-05	-22635.452	45450.052	0	0	0
Sismo X 2	-2282.16	0	-5.995E-07	-2.544E-05	-22635.452	47319.558	0	0	0
Sismo X 3	-2282.16	0	-6.493E-07	-0.0000275	-22635.452	43580.547	0	0	0
Sismo Y 1	0	-2282.16	-2.715E-06	22635.452	0.0001	-24423.273	0	0	0
Sismo Y 2	0	-2282.16	-2.729E-06	22635.452	0.0001	-25453.889	0	0	0
Sismo Y 3	0	-2282.16	-2.702E-06	22635.452	0.0001	-23392.657	0	0	0
CVR	0	0	279.3882	5448.0699	-2943.3547	0	0	0	0
QG 1 Max	0	0	474.5491	9253.707	-3237.6902	0	0	0	0
QG 1 Min	0	0	307.327	5992.8769	-4999.3745	0	0	0	0
QG 2 Max	0	0	388.2674	7571.2148	4090.3973	0	0	0	0
QG 2 Min	0	0	-388.2674	-7571.2148	-4090.3973	0	0	0	0
QE X Max	2282.16	0	6.493E-07	0.0000275	22635.452	47319.558	0	0	0
QE X Min	-2282.16	0	-6.493E-07	-0.0000275	-22635.452	-47319.558	0	0	0
QE Y Max	0	2282.16	2.729E-06	22635.452	0.0001	25453.889	0	0	0
QE Y Min	0	-2282.16	-2.729E-06	-22635.452	-0.0001	-25453.889	0	0	0

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	96.34	76.06
Modal	Acceleration	UY	97.59	74.65
Modal	Acceleration	UZ	65.58	23.52

TABLE: Story Stiffness							
Story	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X	Shear Y	Drift Y	Stiffness Y
		tonf	m	tonf/m	tonf	m	tonf/m
Story4	Sismo X 1	694.45	6E-05	11978073	0	8E-06	0
Story3	Sismo X 1	1478.43	7E-05	20932972	0	1E-05	0
Story2	Sismo X 1	2009.56	8E-05	26459848	0	6E-06	0
Story1	Sismo X 1	2282.16	5E-05	51166158	0	1E-06	0
Story4	Sismo X 2	694.45	6E-05	12194345	0	7E-06	0
Story3	Sismo X 2	1478.43	7E-05	21355246	0	9E-06	0
Story2	Sismo X 2	2009.56	8E-05	26758383	0	4E-06	0
Story1	Sismo X 2	2282.16	5E-05	51238481	0	1E-06	0
Story4	Sismo X 3	694.45	6E-05	11769339	0	9E-06	0
Story3	Sismo X 3	1478.43	7E-05	20527073	0	1E-05	0
Story2	Sismo X 3	2009.56	8E-05	26167901	0	8E-06	0
Story1	Sismo X 3	2282.16	5E-05	51094039	0	2E-06	0
Story4	Sismo Y 1	0	8E-06	0	694.45	0.0001	6822336
Story3	Sismo Y 1	0	5E-06	0	1478.43	0.0001	10564393
Story2	Sismo Y 1	0	3E-06	0	2009.56	0.0001	14565502
Story1	Sismo Y 1	0	2E-06	0	2282.16	8E-05	30495814
Story4	Sismo Y 2	0	6E-06	0	694.45	0.0001	6833247
Story3	Sismo Y 2	0	3E-06	0	1478.43	0.0001	10574000
Story2	Sismo Y 2	0	4E-06	0	2009.56	0.0001	14562708
Story1	Sismo Y 2	0	3E-06	0	2282.16	8E-05	30480003
Story4	Sismo Y 3	0	9E-06	0	694.45	0.0001	6811460
Story3	Sismo Y 3	0	7E-06	0	1478.43	0.0001	10554803
Story2	Sismo Y 3	0	2E-06	0	2009.56	0.0001	14568297
Story1	Sismo Y 3	0	1E-06	0	2282.16	8E-05	30511642

## **ANEXO G.**

### **Planos del Modelo que se Desarrolló en este Estudio**