



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE
RECTORADO DE LA UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS
BELLO CON BASE EN LAS NORMAS COVENIN 1756-01 Y
COVENIN 1753-06.**

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Presentado ante la

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

Como parte de los requisitos para optar al título de

INGENIERO CIVIL

REALIZADO POR:

Br. LUIS ROBERTO BARROS PONTE

Br. FERNANDO DOMINGUEZ LARONE

TUTOR:

ING. VINCENZO BONADIO

FECHA:

Caracas, febrero de 2018

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE
RECTORADO DE LA UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS
BELLO CON BASE EN LAS NORMAS COVENIN 1756-01 Y
COVENIN 1753-06.**

Este jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo, ha evaluado su contenido con el resultado: _____

JURADO EXAMINADOR

Nombre: _____ Nombre: _____ Nombre: _____
Firma: _____ Firma: _____ Firma: _____

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al tutor y los jurados de este Trabajo Especial de Grado por su tiempo, consejos, enseñanzas y dedicación. A mi compañero por acompañarme a superar este reto y por su comprensión en todo momento. Y por último a mi familia y amigos por su apoyo incondicional y por el ánimo que recibí de ellos en todo momento.

Fernando Domínguez Larone.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer en primer lugar a Dios por haberme dado la oportunidad de estudiar, de tener un hogar y una familia saludable. Gracias a mi madre por acompañarme, aconsejarme y apoyarme en todas mis decisiones, a mis hermanos Danny y Jhonny por tantos sacrificios para poder terminar la carrera. A mi novia Samantha por estar en los momentos más difíciles y darme su apoyo para poder seguir adelante con mis proyectos. A Girolamo por consejos, experiencias y motivación a ser un profesional.

Al tutor Vincenzo Bonadio por todos los conocimientos aportados y su apoyo incondicional para culminar el Trabajo Especial de Grado.

Agradecimiento especial al profesor Eduardo López, quien además de ser padrino de promoción es un excelente profesional con el cual he podido contar en cualquier momento para cualquier tipo de inconveniente.

Muchísimas gracias por tanto.

Luis Barros

DEDICATORIA

Este trabajo especial de grado está dedicado a una persona especial, mi padre José Luis Barros, hoy me acompaña pero de manera espiritual, se que donde quiera que esté tiene que sentirse orgulloso, esta meta cumplida es gracias a él y por él. También debo agradecerle ya que es mi ángel de la guarda y quien me ayuda en mis momentos mas difíciles, quien siempre me va a proteger y darme un empujón para levantarme luego de caer y seguir luchando.

Luis Barros

INDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Planteamiento del problema	2
1.2. Antecedentes.....	2
1.3. Objetivos.....	3
1.3.1. Objetivo General	3
1.3.2. Objetivos Específicos.....	3
2. MARCO TEÓRICO	5
2.1. Notación y unidades	5
2.2. Fórmulas.....	7
2.3. Conceptos Básicos	8
2.4. Fundamentos teóricos	10
2.4.1. Acciones sísmicas en Venezuela.....	10
2.4.2. Relación de capacidad de columnas PMM	10
2.4.3. Elementos finitos.....	11
2.4.4. Análisis estructural	11
2.4.5. Análisis modal	12
3. MARCO METODOLÓGICO	14
3.1. Tipo de investigación	14
3.2. Fases de la investigación.....	14
3.2.1. Recopilación y verificación de información.....	14
3.2.2. Modelo de la estructura asistido por computadora.....	14
3.2.3. Análisis de la estructura	14

4. DESARROLLO Y ANÁLISIS	16
4.1. Materiales	16
4.2. Cargas	16
4.2.1. Cargas permanentes y variables.....	16
4.2.2. Combinaciones de cargas.....	18
4.3. Diafragmas	18
4.4. Estudio de suelos	21
4.5. Espectro.....	21
4.5.1. Espectro de diseño	21
4.5.2. Espectro de diseño reducido.....	23
4.6. Corte basal	24
4.6.1. Modelo con diafragma rígido.....	25
4.6.2. Modelo con diafragma flexible.....	26
4.6.3. Modelo con diafragma flexible con fachada de muros de concreto	27
4.7. Coeficiente sísmico.....	28
4.7.1. Modelo con diafragma rígido.....	28
4.7.2. Modelo con diafragma flexible.....	28
4.7.3. Modelo con diafragma flexible con fachada de muros de concreto.	28
4.8. Deriva	29
4.8.1. Modelo con diafragma rígido.....	29
4.8.2. Modelo con diafragma flexible.....	30
4.8.3. Modelo con diafragma flexible con fachada de muros de concreto	31
4.9. Período	32

4.9.1. Modelo con diafragma rígido.....	32
4.9.2. Modelo con diafragma flexible.....	33
4.9.3. Modelo con diafragma flexible con fachada de muros de concreto	33
4.10. Porcentaje de participación de masas	33
4.10.1. Modelo con diafragma rígido	34
4.10.2. Modelo con diafragma flexible	35
4.10.3. Modelo con diafragma flexible con fachada de muros de concreto	36
4.11. Columnas.....	37
4.11.1. Confinamiento.....	37
4.11.2. PMM	38
4.11.3. Modelo con diafragma rígido y espectro reducido.	45
4.12. Vigas.....	48
4.12.1. Corte.....	48
4.12.2. Flexión	50
4.12.3. VD-4 (40x65cm).....	50
4.12.4. Viga pórtico D 5-7 (40x80cm)	52
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	55
6. CONCLUSIONES	58
7. RECOMENDACIONES	59
8. ANEXOS	60
9. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	65

INDICE DE FIGURAS

Figura # 1- <i>Área libre piso 1.</i>	18
Figura # 2 - <i>Área libre piso 2.</i>	19
Figura # 3 - <i>Área libre piso 3.</i>	19
Figura # 4 - <i>Área libre piso 4.</i>	20
Figura # 5 – <i>Gráfica de deriva – Diafragma rígido.</i>	29
Figura # 6 - <i>Gráfica de deriva – Diafragma flexible.</i>	30
Figura # 7 - <i>Gráfica de deriva – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.</i>	31
Figura # 8 – <i>Vista 3d PMM – Diafragma rígido.</i>	38
Figura # 9 – <i>PMM columna tipo D – Diafragma rígido.</i>	39
Figura # 10 – <i>Diagrama de interacción – Diafragma rígido.</i>	39
Figura # 11 – <i>Udcomb1 y Udcomb2 – Diafragma rígido.</i>	39
Figura # 12 – <i>Udcomb3 y Udcomb4 – Diafragma rígido.</i>	40
Figura # 13 – <i>Vista 3d PMM – Diafragma flexible.</i>	40
Figura # 14 – <i>PMM columna tipo D – Diafragma flexible.</i>	42
Figura # 15 - - <i>Diagrama de interacción – Diafragma flexible.</i>	42
Figura # 16 – <i>Udcomb1 y Udcomb2 – Diafragma flexible.</i>	43
Figura # 17 – <i>Udcomb3 y Udcomb4 – Diafragma flexible.</i>	43
Figura # 18 – <i>Vista 3d PMM – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.</i>	43
Figura # 19 – <i>PMM columna tipo D – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.</i>	44

Figura # 20 – <i>Diagrama de interacción – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto</i>	45
Figura # 21 – <i>PMM columna tipo D – Diafragma rígido y R=6.</i>	45
Figura # 22 – <i>Diagrama de interacción – Diafragma rígido y R=6.</i>	45
Figura # 23- <i>Udcomb 3 – Diagrama rígido y R=6.</i>	46
Figura # 24 – <i>Sección tipo D original.</i>	46
Figura # 25– <i>Sección tipo D modificada.</i>	47
Figura # 26 – <i>PMM columna tipo D – Diafragma rígido, R=6, sección modificada.</i>	47
Figura # 27 – <i>Diagrama de interacción – Diafragma rígido, R=6, sección modificada.</i>	47
Figura # 28 – <i>Udcomb 3 – Diafragma rígido y R=6.</i>	48
Figura # 29 – <i>Vista en planta piso 3.</i>	48
Figura # 30 – <i>Diagrama de corte – Diafragma rígido.</i>	49
Figura # 31 – <i>Diagrama de torsión– Diafragma rígido.</i>	49
Figura # 32 – <i>Diagrama de corte– Diafragma flexible.</i>	49
Figura # 33 – <i>Diagrama de torsión – Diafragma flexible.</i>	49
Figura # 34 – <i>Diagrama de corte – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.</i>	50
Figura # 35 – <i>Diagrama de torsión – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.</i>	50

INDICE DE TABLAS

Tabla # 1 – <i>Porcentaje de vacíos en plantas.</i>	20
Tabla # 2 – <i>Datos de espectro.</i>	21
Tabla # 3 - <i>Corte basal – Diafragma flexible.</i>	26
Tabla # 4 - <i>Corte basal – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.</i> .	27
Tabla # 5 – <i>Coficiente sísmico – Diafragma rígido.</i>	28
Tabla # 6 – <i>Coficiente sísmico – Diafragma flexible.</i>	28
Tabla # 7 - <i>Coficiente sísmico – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.</i>	28
Tabla # 8 – <i>Deriva – Diafragma rígido.</i>	29
Tabla # 9 – <i>Deriva – Diafragma flexible.</i>	30
Tabla # 10 – <i>Deriva – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.</i>	31
Tabla # 11– <i>Comparación de desplazamientos del Pórtico 2.</i>	32
Tabla # 12– <i>Comparación de desplazamientos del Pórtico D.</i>	32
Tabla # 13 – <i>Períodos – Diafragma rígido.</i>	32
Tabla # 14 – <i>Períodos – Diafragma flexible.</i>	33
Tabla # 15 – <i>Períodos – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.</i> ..	33
Tabla # 16 – <i>Participación de masas – Diafragma rígido.</i>	34
Tabla # 17 – <i>Participación de masas – Diafragma flexible.</i>	35
Tabla # 18 – <i>Participación de masas – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.</i>	36
Tabla # 19 – <i>Confinamiento de columnas.</i>	37
Tabla # 20 – <i>PMM – Diafragma rígido.</i>	38
Tabla # 21 – <i>PMM – Diafragma flexible.</i>	41

Tabla # 22 – <i>PMM – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.</i>	44
Tabla # 23 – <i>Aceros VD-4 – Diafragma rígido.</i>	52
Tabla # 24 - <i>Aceros VD-4 – Diafragma flexible.</i>	52
Tabla # 25 – <i>Aceros Pórtico 5 – Diafragma rígido.</i>	54
Tabla # 26 – <i>Aceros Pórtico 5 – Diafragma flexible.</i>	54

1. INTRODUCCIÓN

La normativa venezolana ha sido modificada y actualizada con el pasar de los años, sobre todo con los que respecta al análisis sismorresistente de las edificaciones, de ahí surge la inquietud que inspira este Trabajo Especial de Grado, el cual busca analizar una estructura existente bajo los parámetros de las normas COVENIN 1756-01 y 1753-06.

La edificación en estudio es el edificio de Rectorado de la Universidad Católica Andrés Bello, el cual es un edificio aporticado en dos direcciones de cuatro pisos, que presenta asimetría en elevación y elementos rígidos en su fachada.

Este edificio fue diseñado bajo la teoría clásica, teoría utilizada para los diseños estructurales en la época. Para el año en que se diseñó el edificio no existía la posibilidad de realizar análisis dinámicos en base a elementos finitos ya que no había software ni computador alguno que realizará los cálculos correspondientes, por lo que los análisis de la estructura y los chequeos realizados fueron con aproximaciones, suposiciones y estimaciones.

La necesidad de realizar esta comparación con las normas vigentes surge debido al tiempo que tiene construido el edificio (36 años). En esa época existían diferentes normativas sísmicas y no existían herramientas computacionales como las que se encuentran hoy en día. A pesar de estas limitaciones se encontraron ciertos aspectos constructivos que cumplen los requerimientos actuales.

Para verificar las aptitudes de esta estructura contra las posibles acciones sísmicas que la puedan afectar, se modelaron tres análisis con distintas condiciones para evaluar el comportamiento del edificio ante las posibles acciones que este pueda sufrir.

1.1. Planteamiento del problema

En la actualidad, los proyectos de construcción con concreto estructural en Venezuela, son diseñados; en cuanto a concreto estructural con base en la norma COVENIN 1753-06 y en cuanto a sismoresistencia (en caso que así lo amerite) con respecto a la norma COVENIN 1753-06. Los criterios de diseño de las estructuras dependerán de la zona en la que se encuentre y de la resistencia nominal de concreto a utilizar. Por lo tanto los diseños de estructuras en Venezuela deben estar en los rangos normativos basados en las normas mencionadas.

Las versiones de las normas COVENIN mencionadas (COVENIN 1753-01 y COVENIN 1756-06) son las últimas versiones, por lo tanto las más actualizadas.

El planteamiento del problema es realizar la modelación y análisis del sistema estructural de la edificación ya que surge la idea aparente de una estructura sumamente rígida y el sistema aporticado es octagonal con diferentes dimensiones, en el exterior es más rígido que por dentro. La razón de analizar la estructura incrementa el interés ya que es un diseño que fue realizado hace más de 30 años y el otro aspecto importante es que está ubicado en Caracas, la cual es zona sísmica, por lo que requiere de la aplicación de los criterios de las dos normas mencionadas.

1.2. Antecedentes

- Lago, A. Rey, L. Tutor: Bonadio, V. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas.
Evaluación estructural del edificio R. R. P. Jesuitas de la Universidad Católica Andrés Bello con base a las normas COVENIN 1756-01 y COVENIN 1753-06 (2017)
- Castillo, C. González, J. Tutor: Bonadio, V. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas.
Metodología para el análisis estructural para el cambio de uso del edificio de biblioteca vieja al edificio de oficinas según las normas COVENIN venezolanas (2017)

- Esteves, C. Figueras, G. Tutor: Bonadio, V. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas.
Evaluación estructural del edificio de aulas de la Universidad Católica Andrés Bello con base a las normas COVENIN 1756-01 y COVENIN 1753-06. (2017)
- Dragone, D. García, C. Tutor: Malaver, A. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas.
Análisis comparativo de una edificación aporticada según las normas COVENIN 1756-82 y COVENIN 1756-01. (2003)
- Dona, H. Tutor: Paparoni, M. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas.
Estudio preliminar de la capacidad sísmica de una porción seleccionada de la estructura del Edificio de Laboratorios específicamente la última ampliación en concreto, 1970. (2001)
- Ricardo, E. Rondón, G. Tutor: Malaver, A. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas.
Análisis comparativo de un edificio aporticado con las normas COVENIN 1756-82 y COVENIN 1756-98. (2000)

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Evaluar estructuralmente el edificio de Rectorado de la Universidad Católica Andrés Bello según criterios de las normas COVENIN 1756-01 y COVENIN 1753-06.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Modelar el edificio de Rectorado de la Universidad Católica Andrés Bello.
- Evaluar el comportamiento sísmico de la estructura con base en criterios de las normas actuales.
- Analizar y verificar el proyecto original con los resultados obtenidos.
- Aportar recomendaciones con respecto a los resultados obtenidos.

1.4. Alcances y Limitaciones

Para efectos de este trabajo especial de grado, se desea evaluar el Edificio de Rectorado de la Universidad Católica Andrés Bello bajo los criterios de comportamiento sísmico y estructural, y compararlo con el proyecto original del mismo, una estructura que cuenta con un sistema aporticado de 4 pisos de altura, con base octagonal, la cual parece trabajar como dos bases cuadradas independientes.

Una limitación importante es que dentro de la Universidad Católica Andrés Bello no existen documentos del proyecto del edificio en estudio, así como tampoco los planos, tanto arquitectónicos como de detalle estructural, es por esto que este TEG está completamente sujeto a los documentos y planos que se encuentran en el Centro de Control Urbano ubicado en la Alcaldía de Caracas, municipio Libertador.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Notación y unidades

A_0 = Coeficiente de aceleración horizontal, (Adimensional).

A_d = Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad, (Adimensional).

A_s = Cantidad de acero, (cm^2).

A_v = Acero requerido por corte, (cm^2).

b = Base de la sección transversal de concreto, (cm).

d = Altura de la sección transversal de concreto menos el recubrimiento, (cm).

F'_c = Resistencia a compresión del concreto, (Kgf/cm^2).

F_s = Coeficiente de trabajo del acero, (Kgf/cm^2).

F_y = Limite de fluencia del acero, (Kgf/cm^2).

H = Profundidad a la cual se consigue material cuya velocidad de las ondas de corte, V_s , es mayor que 500 m/s, (m).

h_n = Altura de la edificación medida desde el ultimo nivel, hasta el primer nivel cuyos desplazamientos estén restringidos total o parcialmente.

M = Momento, ($\text{Kgf}\cdot\text{m}$ o $\text{Tonf}\cdot\text{m}$).

N = Número de niveles de la edificación, (Adimensional).

ND = Nivel de diseño, (Adimensional).

P = Carga axial, (Kgf o Tonf).

p = Exponente que define la rama descendente del espectro, (Adimensional).

PMM = Capacidad de columna, (%).

R = Factor de reducción de respuesta, (Adimensional).

S = Separación entre estribos, (cm).

T^* = Máximo periodo en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante, (seg).

T = Periodo fundamental de la edificación, (seg).

T_+ = Periodo característico de variación de respuesta dúctil, (seg).

$T_0 = 0,25T^*$ Periodo a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante, (seg).

T_a = Periodo estimado, (seg).

V_c = Corte resistente del concreto, (Kgf).

V_s = Corte resistente del acero, (Kgf).

V_{sp} = Velocidad promedio de las ondas de corte en el perfil geotécnico, (m/s).

V_u = Corte último, (Kgf).

W = Peso total de la edificación por encima del nivel base, (Kgf o Tonf).

α = Factor de importancia, (Adimensional).

β = Factor de magnificación promedio, (Adimensional).

Δ_{ei} = Desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente, (Adimensional).

Δ_i = Desplazamiento lateral total, (Adimensional).

μ = Factor de modificación de cortantes, (Adimensional).

ϕ = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal, (Adimensional).

2.2. Fórmulas

Espectro de diseño:

$$Ad = \frac{\alpha\phi\beta A_o}{R} * \left(\frac{T^*}{T}\right)^p \quad (7.3)$$

Fuerza cortante basal mínima:

$$V_o = \mu Ad W \quad (9.1)$$

Factor de modificación de cortantes:

Se toma el mayor de ambos:

$$\mu = 1.4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] \quad (9.2)$$

$$\mu = 0.8 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \quad (9.3)$$

Período fundamental:

$$T_a = 0.07 hn^{0.75} \quad (9.6)$$

$$T = 1.6 * T_a$$

Desplazamientos laterales totales:

$$\Delta i = 0.8 R \Delta e_i \quad (10.1)$$

Corte-torsión:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{b * d}\right)^2 + \left(\frac{Tu * Pu}{1.7 * Aoh^2}\right)^2} > \frac{Vc}{b * d} + 2.12 * \sqrt{f'c} * (2.65 * \sqrt{f'c})$$

$$Aoh = X_o * Y_o$$

$$Ph = 2 (X_o + Y_o)$$

2.3. Conceptos Básicos

Acciones permanentes: Representa las cargas gravitatorias debidas al peso de todos los componentes estructurales y no estructurales, tales como muros, pisos, techos, tabiques, equipos de servicio unidos a la estructura y cualquiera otra carga de servicio fija.

Acción sísmica: Acción accidental debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos traslacionales y los rotacionales respecto al eje vertical.

Acciones variables: Carga originada por el uso y ocupación del edificio, excluidas las cargas permanentes, de viento o sismo.

Análisis dinámico. En sistemas elásticos es un análisis de superposición modal para obtener la respuesta estructural a las acciones dinámicas. En sistemas inelásticos es un análisis en el cual se calcula la historia en el tiempo de la respuesta estructural a las acciones dinámicas.

Coefficiente sísmico: Cociente entre la fuerza cortante horizontal de diseño que actúa en el nivel de base y el peso total por encima del mismo.

Concreto reforzado: Concreto estructural con porcentajes mínimos de acero de refuerzo, diseñado bajo la suposición de que los dos materiales actúan conjuntamente para resistir las sollicitaciones a las cuales está sometido.

Deriva: Diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles o pisos consecutivos.

Diafragma: Parte de la estructura, generalmente horizontal, con suficiente rigidez en su plano, diseñada para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos.

Diagrama de Interacción: Es un lugar geométrico definido por la combinación de carga axial y momentos (P y M respectivamente), los cuales delimitan la capacidad de la columna.

Espectro de diseño: Espectro que incorpora el factor de reducción de respuesta

correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado.

Espectro de respuesta: Representa la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo coeficiente de amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del período.

Estudios de sitio: Evaluación del peligro sísmico tomando en consideración las condiciones locales del sitio.

Factor de reducción de respuesta: Factor que divide las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño.

Fuerzas de diseño: Fuerzas que representan la acción sísmica sobre la edificación o sus componentes; están especificadas a nivel de cedencia.

Fuerzas sísmicas: Fuerzas externas, capaces de reproducir los valores extremos de los desplazamientos y las sollicitaciones internas causadas por la excitación sísmica actuando en el nivel de base.

Módulo de elasticidad: Es un parámetro que caracteriza el comportamiento de un material sometido a tensiones con respecto a la deformación.

Nivel de base: Nivel de la edificación donde se admite que las acciones sísmicas se transmiten a la estructura.

Nivel de diseño: Conjunto de requisitos normativos asociadas a un determinado factor de reducción de respuesta, que se aplica en el diseño de miembros del sistema resistente a sismos, tipificados en esta Norma.

Período: Se define como período o tiempo de oscilación es el tiempo transcurrido entre dos puntos equivalentes de la onda.

Rigidez: está asociada a la falta de elasticidad o capacidad de movimiento, la rigidez se define como la resistencia a la deformación de un miembro o una estructura.

Sistema resistente a sismos: Parte del sistema estructural que se considera suministra a la edificación la resistencia, rigidez y ductilidad necesarias para soportar las acciones sísmicas.

Zona sísmica: Zona geográfica en la cual se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas, en un período de tiempo prefijado, es similar en todos sus puntos.

2.4. Fundamentos teóricos

2.4.1. Acciones sísmicas en Venezuela

La normativa sísmica venezolana, a partir del sismo ocurrido en 1967, ha sufrido gran cantidad de modificaciones, puesto a que se comenzó a prestar mayor atención a las acciones sísmicas después de tal catástrofe. Modificaciones que también han venido vinculadas a las herramientas de cálculo y como estas avanzaron durante los años. No fue sino a partir de los años 90 que los avances en computación les permitieron a los ingenieros diseñar programas complejos para así poder modelar edificaciones tomando en cuenta todos los factores que inciden en las estructuras a la hora de un sismo, y poder obtener resultados a problemas matemáticos tan complejos que todas estas variables antes mencionadas producían.

Atado al avance tecnológico, las modificaciones a las normas también se vieron influenciadas por experiencias en otros países, como el caso de México en los años 80, a donde siempre acudieron comitivas venezolanas para el estudio y apoyo en estas situaciones.

2.4.2. Relación de capacidad de columnas PMM

La relación de capacidad de las columnas se define en un factor que refleja si la columna es capaz de soportar las cargas actuantes según la siguiente fórmula; en caso de que el factor sea mayor a uno (1) quiere decir que la columna no tiene la capacidad de soportar la carga actuante, entre 0 y 0.7 aproximadamente la capacidad de la columna es

elevada con respecto a la carga actuante mientras que el diseño más óptimo sería el rango de 0.75 a 0.95.

2.4.3. Elementos finitos

Es un método numérico aplicado para la solución de expresiones matemáticas de alta complejidad donde generalmente no es posible hallar una solución analítica.

En la aplicación de este método para el análisis de una estructura, esta se considera como el acople de un conjunto acoplado de partículas de tamaño finito. El comportamiento de los elementos finitos y del sistema global que estos forman se obtiene formando un sistema de ecuaciones algebraicas lo cual facilita y agiliza su solución mediante el uso de un computador.

2.4.4. Análisis estructural

2.4.4.1. Teoría clásica

También conocida como teoría elástica, se basa en el principio que un cuerpo tiene un rango de deformación donde éste puede deformarse mientras se le aplican cargas y volver a su posición original cuando se las cargas dejan de actuar sobre él. Esta teoría es utilizada para calcular los esfuerzos y las deformaciones de una estructura sometida a cargas por servicio, esta hipótesis no define la resistencia última, por lo cual no se puede definir la resistencia última de la estructura.

2.4.4.2. Teoría de rotura

Conocida también como la teoría de los estados limites, se basa en el rango inelástico de los materiales. Esta teoría contempla posibles fisuras en el material tomando en cuenta un factor de seguridad para que la rotura no ocurra en las condiciones de servicio de la estructura. Para el diseño estructural, esta teoría desplazó a la teoría clásica a comienzos de los años 80, ya que se volvieron inaplicables las formulas lineales pero se

permite diferenciar los tipos de carga aplicando factores de ponderación que se le aplican a la estructura.

La aplicabilidad del método se basa en la hipótesis de que el concreto no resiste tensiones a tracción y su agotamiento ocurre cuando su deformación útil alcanza un valor de 0.003.

La teoría de rotura presenta la ventaja de poder controlar el modo de falla de la estructura, tomando en cuenta la resistencia última de los de los distintos elementos que la componen.

2.4.5. Análisis modal

Determina las características vibratorias, frecuencia y formas naturales de vibración de una estructura. Para el diseño de una edificación el primer análisis que se debería realizar es el modal, ya que, se debe evitar la resonancia y para ello es importante conocer cómo reacciona la estructura ante cargas dinámicas, resultado que se obtiene de las características vibratorias.

Para estructuras aporticadas el período debe ser aproximadamente el 10% del número de plantas, también los modos de vibración deben seguir el orden de los dos primeros traslacionales y el tercero rotacional.

2.4.5.1. Análisis modal espectral

Es un método que se utiliza para estimar tanto fuerzas como desplazamientos en los elementos de una estructura, utilizando un espectro de diseño donde se obtendrán los valores máximos de desplazamientos y aceleraciones en cada modo de vibración de la estructura.

El análisis modal espectral se realiza por medio de distintos métodos de combinación modal, como por ejemplo, el método de la Combinación Cuadrática Completa (C.Q.C) se trabajará con el acoplamiento elástico entre los modos de vibración más cercanos causados por una amortiguación modal, pero si el amortiguamiento es igual a cero

para todos los modos, el C.Q.C degenerará al método de la Raíz Cuadrada De La Suma De Los Cuadrados (S.R.S.S). Este método asume que todos los valores modales máximos son independientes, es decir, asumen que las respuestas modales no están relacionadas y que ocurren en un instante de tiempo diferente.

3. MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo de investigación

Este Trabajo Especial de Grado es de tipo comparativo, que busca analizar el edificio de Rectorado de la Universidad Católica Andrés Bello en cuanto a la respuesta del edificio ante fuerzas dinámicas, con las normas venezolanas COVENIN 1756-01 y COVENIN 1753-06.

3.2. Fases de la investigación

3.2.1. Recopilación y verificación de información.

Se obtuvieron los planos arquitectónicos, estructurales y memoria descriptiva del edificio en la Alcaldía de Caracas, específicamente en la oficina de gestión general de planificación y control urbano.

3.2.2. Modelo de la estructura asistido por computadora.

Se realizaron los modelos en el software ETABS 2016, requisito indispensable para poder estudiar el comportamiento de la estructura con respecto a las acciones sísmicas, ya que el software trabaja mediante el uso de elementos finitos para el análisis dinámico y también cuenta con las normativas vigentes de varios países incluyendo la norma venezolana.

3.2.3. Análisis de la estructura

En este trabajo de grado se realizó el análisis del edificio de rectorado de la Universidad Católica Andrés Bello para las siguientes condiciones, las cuales fueron

comparadas luego entre ellas de forma que se puedan apreciar los distintos comportamientos de cada caso:

- Análisis de la estructura con un diafragma rígido para $R=3$: en este caso fue modelada por el software ETABS la edificación con sus pórticos rígidos por un diafragma rígido y cargado con las acciones permanentes y variables calculadas según lo estipulado en la norma COVENIN-MINDUR 2002-88 y controlado con los parámetros de las normas COVENIN 1756-01 y COVENIN 1756-06.
- Análisis de la estructura con un diafragma flexible para $R=3$: este caso fue modelado de la misma manera que el anterior, con la diferencia que se rige por la condición de poseer un diafragma flexible según lo estipulado en la norma COVENIN 1756-01 en el artículo 6.5.2 que habla de las estructuras irregulares, particularmente el apartado b) donde se mencionan las irregularidades en planta.
- Análisis de la estructura con diafragma flexible y fachada de muros de concreto para $R=3$: en este caso se realizó una modificación al peso de la tabiquería y se agregaron al modelo del software los muros de concreto de 12cm de espesor que se encuentran en la fachada y en el núcleo de las escaleras se colocó la tabiquería con el módulo de elasticidad correspondiente.

Además de estos casos de estudio se modeló uno más con diafragma rígido y $R=6$ para el análisis de una columna, que debido a su sección, se ve condicionada en los casos anteriores, por lo que se quiere mostrar que al comparar los resultados con los de un sección más regular y ver qué diferencias se encuentran.

4. DESARROLLO Y ANÁLISIS

4.1. Materiales

El edificio de rectorado de la Universidad Católica Andrés Bello fue construido con concreto reforzado. Para el análisis estructural, las resistencias de los materiales utilizados fueron las obtenidas de las especificaciones de diseño. Se utilizó concreto de resistencia $f'c$ de 250 kg/cm^2 y para el acero una resistencia f_y de 4200 kg/cm^2 .

Para el modelo de diafragma flexible con fachada de muros de concreto se colocaron las paredes del núcleo de la escalera con un módulo de elasticidad de 9663 Kg/cm^2 , peso específico de 1400 kg/m^3 y espesor de 12 cm .

El Módulo de Elasticidad de la Tabiquería fue obtenido del trabajo especial de grado que tiene por título “Análisis de riesgo de viviendas informales de mampostería confinada de bloques de arcilla” de junio del 2015, el peso específico fue calculado mediante la norma “COVENIN-MINDUR 2002-88” en la página 25.

4.2. Cargas

4.2.1. Cargas permanentes y variables

Con respecto a los valores con que se cargó el modelo para este análisis, el software toma en consideración el peso propio de los elementos en él introducidos y determina así el valor de carga permanente, sin embargo, en la memoria de cálculo, encontramos que el valor de carga permanente sobre la losa fue el siguiente:

- Peso propio de la losa: 340 kg/m^2 .
- Acabado: 130 kg/m^2 .
- Tabiquería 130 kg/m^2 .

Como recién se menciona en el párrafo anterior, el valor del peso propio de los elementos estructurales el software lo agrega automáticamente, además de eso se utilizó el

mismo valor de acabados y con respecto a la tabiquería se realizó un estudio al que se hará referencia a continuación.

Según la memoria descriptiva de los cálculos estructurales del edificio se utilizó el valor de diseño para carga de tabiquería 130 kg/m^2 , la norma actual COVENIN 2002-88 “CRITERIOS Y ACCIONES MÍNIMAS PARA EL PROYECTO DE EDIFICACIONES” refleja en el artículo 4.4 que la carga de diseño no debe ser menor a 150 kg/m^2 , sin embargo se realizó el análisis de la tabiquería colocada en el edificio, tomando en consideración los pesos unitarios probables de elementos constructivos de la tabla 4.3 de la norma antes mencionada y se obtuvieron los siguientes resultados:

- Carga primer piso: 270 kg/m^2
- Carga segundo piso: 241 kg/m^2
- Carga tercer piso: 215 kg/m^2

El artículo 4.4 indica que en caso que la carga de tabiquería exceda 150 kg/m^2 se debe utilizar la calculada por lo que para el análisis del edificio en el software ETABS se utilizaron las cargas en los respectivos pisos según los resultados mencionados.

Para el modelo de diafragma flexible y fachada de muros de concreto, se rectificó el cálculo de la tabiquería ya que el software incluye el peso propio de los elementos de la estructura, obteniendo los siguientes resultados:

- Carga primer piso: 260 kg/m^2
- Carga segundo piso: 234 kg/m^2
- Carga tercer piso: 196 kg/m^2

La carga variable utilizada es la indicada en el artículo 5.5 de la norma COVENIN MINDUR 2002-88 en la tabla 5.1 para edificios educacionales y áreas privadas, que corresponde a 300 kg/m^2 , y para el techo, por tener una pendiente menor al 15%, 100 kg/m^2 .

4.2.2. Combinaciones de cargas

Las combinaciones de carga para el análisis dinámico en una estructura de concreto se clasificarán de la siguiente manera:

- Comb1= 1,4 CP.
- Comb2= 1,2 CP + 1,6 CV.
- Comb3= 1,2 CP + 1 CV + 1 Sismo.
- Comb4= 0,9 CV + 1 Sismo.

4.3. Diafragmas

La norma COVENIN 1756-01 en el capítulo 6, artículo 6.5.2, contempla que el área de los espacios vacíos supere el treinta por ciento (30%) del área del menor rectángulo que circunscribe la planta.

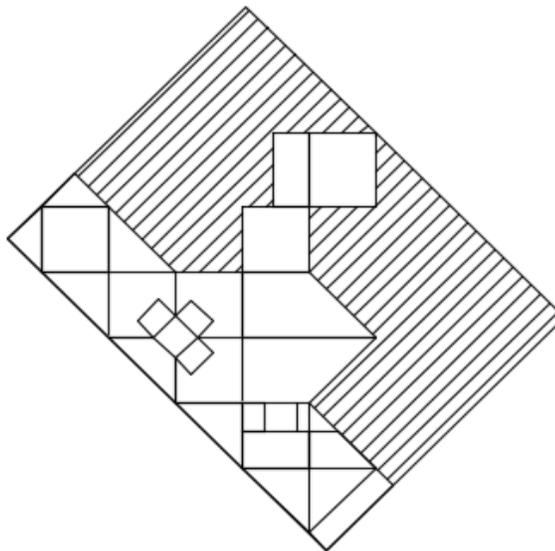


Figura # 1- Área libre piso 1.

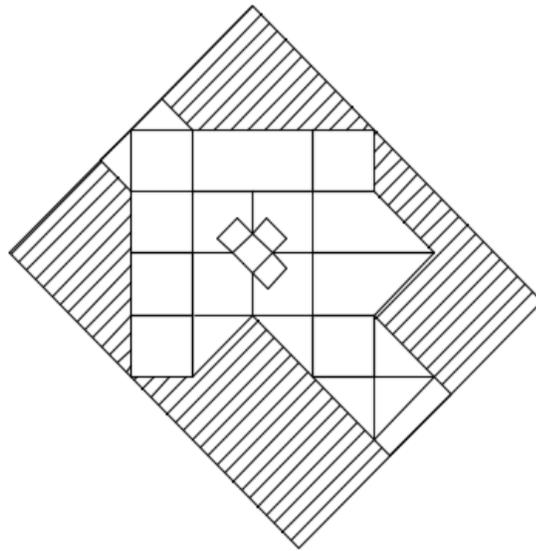


Figura # 2 - Área libre piso 2.

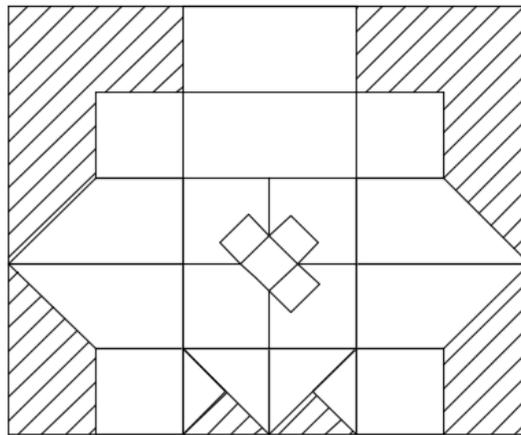


Figura # 3 - Área libre piso 3.

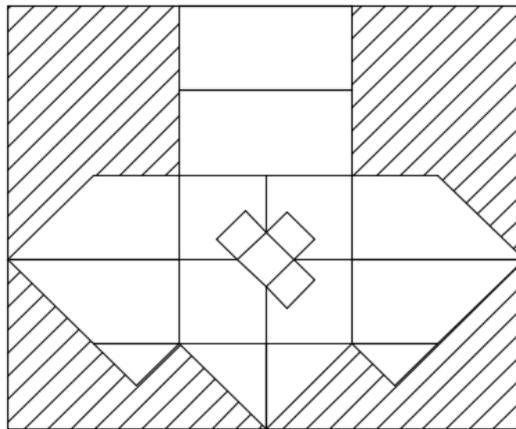


Figura # 4 - Área libre piso 4.

PORCENTAJE DE VACÍOS EN LAS PLANTAS			
NIVEL 1		NIVEL 3	
Área Total	1454.97	Área Total	1257.50
Área Planta	692.24	Área Planta	799.83
% Vacío	52%	% Vacío	36%
NIVEL 2		NIVEL 4	
Área Total	1631.13	Área Total	1257.50
Área Planta	769.57	Área Planta	654.91
% Vacío	53%	% Vacío	48%

Tabla # 1 – Porcentaje de vacíos en plantas.

El porcentaje de vacíos con respecto a cada planta es mayor al 30% del menor rectángulo que la circunscribe, por lo tanto se determinó que el diseño estructural (según las normas actuales) debió realizarse con base a un diafragma flexible. Teniendo en consideración el año de diseño de este edificio (1982), se descarta que se haya calculado tomando en cuenta un diafragma flexible debido a que no existía la normativa que lo contemplara ni las herramientas para realizar este tipo de cálculos.

4.4. Estudio de suelos

Para la estructura analizada no se posee información acerca del estudio de suelos, por lo que se procedió a realizar el chequeo de la estructura con los valores obtenidos del estudio de una edificación cercana, la cual refleja que el tipo de suelo es S2.

4.5. Espectro

Se obtuvieron las ordenadas del espectro de diseño en función al período, para el edificio se calculó según la ecuación 7.2 de la norma, el factor de importancia de la tabla 6.1, el coeficiente de aceleración de la tabla 4.1, el factor de magnificación promedio de la tabla 7.1, el factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal de la tabla 5.1, el máximo período en el intervalo que los espectros son constantes de la tabla 7.1, el factor de reducción de respuesta del artículo 6.4, los resultados se reflejan en la tabla #2.

α	1.150	β	2.600	c	0.79	Ta (seg)	0.542
Ao	0.300	To (seg)	0.175	R	3.00	T+ (seg)	0.200
ϕ	0.950	T* (seg)	0.700	p	1.00	T (seg)	0.866
hn (m)	15.300						
T>T*			Ad	0.229			

Tabla # 2 – Datos de espectro.

4.5.1. Espectro de diseño

En el modelo del software se asignaron los siguientes parámetros para el espectro de diseño:

- Zona sísmica: Zona 5 (tabla 4.2).
- Forma espectral: S2 (tabla 5.1).
- Factor de reducción de respuesta: R=3 (ver apartado factor de reducción de respuesta).
- Factor de corrección: 0.95 (tabla 5.1).

- Clasificación según uso: B1 (capítulo 6.1).

4.5.1.1. Factor de reducción de respuesta

Los valores del factor de reducción de respuesta se indican en la tabla 6.4 de la norma COVENIN 1756-2001, donde depende del tipo de estructura y el nivel de diseño y según el artículo 12.3.1 cuando no se satisfagan los requisitos de la tabla 12.1 el factor de reducción de respuesta será igual a 1.

Para asignarle un factor a esta edificación se realizó una lista de comparaciones donde se establecieron aspectos positivos y desfavorables del diseño estructural ya que existen parámetros aplicados que favorecen con gran relevancia el diseño para asumir que $R=1$.

- Aspectos positivos:
 - 1) Columnas confinadas.
 - 2) Ligaduras a través de los nodos como se indica en el Anexo # 5.
 - 3) Separación no mayor a $d/4$ de los estribos en la zona de confinamiento de vigas.
 - 4) Se utilizaron cabillas con resalto.
 - 5) El pórtico está armado con vigas en dos direcciones.
 - 6) Existe una gran redundancia de elementos, tomando como principal las columnas.
- Aspectos desfavorables:
 - 1) El solape de las columnas no está indicado, por lo tanto se supone la condición más general para el momento y la condición más desfavorable, la cual sería al pie de la placa, tal como se muestra en el Anexo # 5.
 - 2) Existen solapes del acero inferior de las vigas dentro de los nodos donde no se cumple con la longitud de desarrollo.
 - 3) La excentricidad de las vigas en los nodos, como principal nodo se tiene el C-4 en el piso 1, donde las vigas de los pórticos se conectan a la columna asimétricamente, no toda la sección de la viga conecta con la columna y un caso específico que la viga no se conecta con la columna (ver anexo #6).

- 4) En las vigas el acero inferior es mayor al acero superior colocado; al chequear el acero que demandan las vigas según el software y comparándolo con la colocación respectiva se encuentra una insuficiencia de acero como se indica en tabla #22.
- 5) La colocación del acero inferior en las vigas postensadas en el nodo es insuficiente, se realizó el chequeo del acero inferior en la viga del pórtico D eje 5-7 nivel 3, obteniendo como resultados que presenta mayor demanda de acero que la colocada. Como se muestra en las tablas #25 y #26.

Para obtener un factor de reducción de respuesta más acertado para una estructura se deben realizar una serie de estimaciones y estudios avanzados donde se genera una relación no lineal para determinar el factor.

Como análisis general se tomó en consideración los aspectos positivos del diseño y construcción de la edificación y los más desfavorables, obteniendo como resultado general un factor de reducción de respuesta igual a 3.

4.5.2. Espectro de diseño reducido

En el modelo del software se asignaron los siguientes parámetros para el espectro de diseño:

- Zona sísmica: Zona 5 (tabla 4.2).
- Forma espectral: S2 (tabla 5.1).
- Factor de reducción de respuesta: $R=6$ (ver apartado factor de reducción de respuesta).
- Factor de corrección: 0.95 (tabla 5.1).
- Clasificación según uso: B1 (capítulo 6.1).

4.5.2.1. Factor de reducción de respuesta

Se consideró que para la época no se contaba con las herramientas necesarias para realizar los cálculos de una estructura según un análisis dinámico y mucho menos un diafragma flexible ya que no había manera de realizar el análisis por elementos finitos, por lo que se realizó un modelo adicional donde se trató de aproximar la condición del diseño, asumiendo un espectro reducido con $R=6$, manteniendo la condición del diafragma rígido.

4.6. Corte basal

Para el chequeo de corte basal se tomaron en cuenta los requisitos del artículo 9.3.1 de la norma COVENIN 1756-2001, donde los valores de diseño fueron tomados de la tabla #2 y el peso total del edificio se obtuvo del software ETABS, sumando la reacción vertical de la carga permanente total y el 25% de la reacción vertical de la carga variable como lo indica el artículo 7.1.

El valor mínimo para el corte basal se obtuvo de la ecuación 9.1 de la norma mencionada, se comparó el valor con los resultados obtenidos mediante el software en ambas direcciones donde se chequeó que el corte basal del modelo debe ser mayor o igual que el de la norma; en caso de no cumplir, se calcula un factor de correlación para alterar la aceleración de la gravedad en el software en los ejes correspondientes y así controlar el corte basal.

4.6.1. Modelo con diafragma rígido

Ad	0.229	N	4.00
CP (Ton)	3143.25	T (seg)	0.866
CV (Ton)	666.42	T* (seg)	0.700
Se escoge el mayor			
μ	0.910		
μ	0.812		
W (CP+25%CV)(Ton)		3309.86	
Vo (Ton)		691.20	
Vx (Ton)	557.19	NO CUMPLE	
Vy (Ton)	472.47	NO CUMPLE	
FACTOR DE CORRELACION			
		X	Y
		1.241	1.463
FACTOR DE ESCALA		9806.65	9806.65
FACTOR CORREGIDO		12165.33	14346.73
CORTE CORREGIDO			
Vx (Ton)	699.20	OK	
Vy (Ton)	682.62	NO CUMPLE	

Tabla # 3 - Corte basal – Diafragma rígido.

4.6.2. Modelo con diafragma flexible

Ad	0.229	N	4.00
CP (Ton)	3143.25	T (seg)	0.866
CV (Ton)	666.42	T* (seg)	0.700
μ	0.910	Se escoge el mayor	
μ	0.812		
W (CP+25%CV)(Ton)		3309.86	
Vo (Ton)		691.20	
Vx (Ton)	578.72	NO CUMPLE	
Vy (Ton)	555.11	NO CUMPLE	
FACTOR DE CORRELACION			
		X	Y
		1.194	1.245
FACTOR DE ESCALA		9806.65	9806.65
FACTOR CORREGIDO		11712.75	12210.92
CORTE CORREGIDO			
Vx (Ton)	691.17	OK	
Vy (Ton)	691.10	OK	

Tabla # 3 - Corte basal – Diafragma flexible.

4.6.3. Modelo con diafragma flexible con fachada de muros de concreto

Ad	0.229	N	4.00
CP (Ton)	3601.00	T (seg)	0.866
CV (Ton)	683.06	T* (seg)	0.700
μ	0.910	Se escoge el mayor	
μ	0.812		
W (CP+25%CV)(Ton)		3771.77	
Vo (Ton)		787.67	
Vx (Ton)	510.17	NO CUMPLE	
Vy (Ton)	429.58	NO CUMPLE	
FACTOR DE CORRELACION			
		X	Y
		1.544	1.834
FACTOR DE ESCALA		9806.65	9806.65
FACTOR CORREGIDO		15140.77	17981.21
CORTE CORREGIDO			
Vx (Ton)	806.65	OK	
Vy (Ton)	766.84	OK	

Tabla # 4 - Corte basal – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.

4.7. Coeficiente sísmico

El capítulo 7 de la norma COVENIN 1756-2001 contempla que el coeficiente sísmico debe cumplir con la siguiente condición:

$$\frac{V_o}{W} \geq \frac{\alpha A_o}{R}$$

Donde los valores del factor de importancia, el coeficiente de la aceleración horizontal y el factor de reducción se obtuvieron de las tablas 4.1, 6.1 y 6.4, según la condición del edificio; el corte a nivel de base y el peso total de la edificación se obtuvo mediante el software, agregando el 25% de la carga variable como lo indica el artículo 7.1.

4.7.1. Modelo con diafragma rígido

V_x/W	0.211	OK
V_y/W	0.206	OK
$(\alpha A_o)/R$	0.115	

Tabla # 5 – Coeficiente sísmico – Diafragma rígido.

4.7.2. Modelo con diafragma flexible

V_x/W	0.209	OK
V_y/W	0.209	OK
$(\alpha A_o)/R$	0.115	

Tabla # 6 – Coeficiente sísmico – Diafragma flexible.

4.7.3. Modelo con diafragma flexible con fachada de muros de concreto.

V_x/W	0.214	OK
V_y/W	0.203	OK
$(\alpha A_o)/R$	0.115	

Tabla # 7 - Coeficiente sísmico – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.

4.8. Deriva

Este apartado busca ilustrar, mediante figuras y tablas, las derivas de la estructura para los tres casos de análisis planteados.

4.8.1. Modelo con diafragma rígido

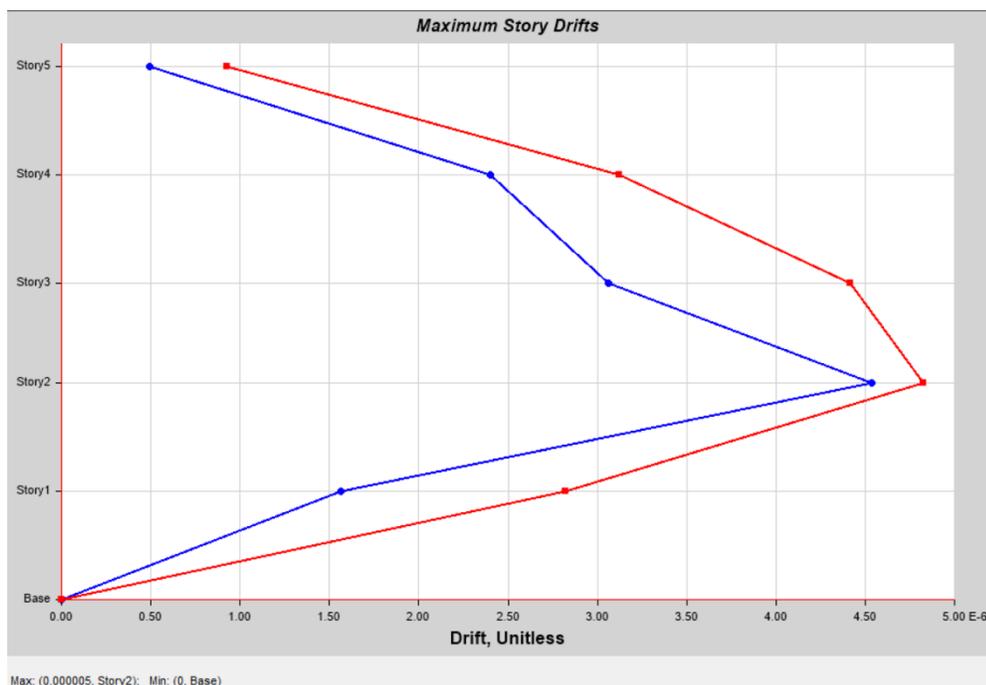


Figura # 5 – Gráfica de deriva – Diafragma rígido.

EJE X				
Pisos	$\delta_i/(h_i-h_{i-1})$	$\delta_i/(h_i-h_{i-1}) \cdot 0.8$	Chequeo	δ_{max}
1	0.001773	0.001418	OK	
2	0.004546	0.003637	OK	
3	0.003215	0.002572	OK	
4	0.002423	0.001938	OK	
EJE Y				
Pisos	$\delta_i/(h_i-h_{i-1})$	$\delta_i/(h_i-h_{i-1}) \cdot 0.8$	Chequeo	δ_{max}
1	0.002284	0.001827	OK	
2	0.004251	0.003401	OK	
3	0.003818	0.003054	OK	
4	0.002765	0.002212	OK	

Tabla # 8 – Deriva – Diafragma rígido.

4.8.2. Modelo con diafragma flexible

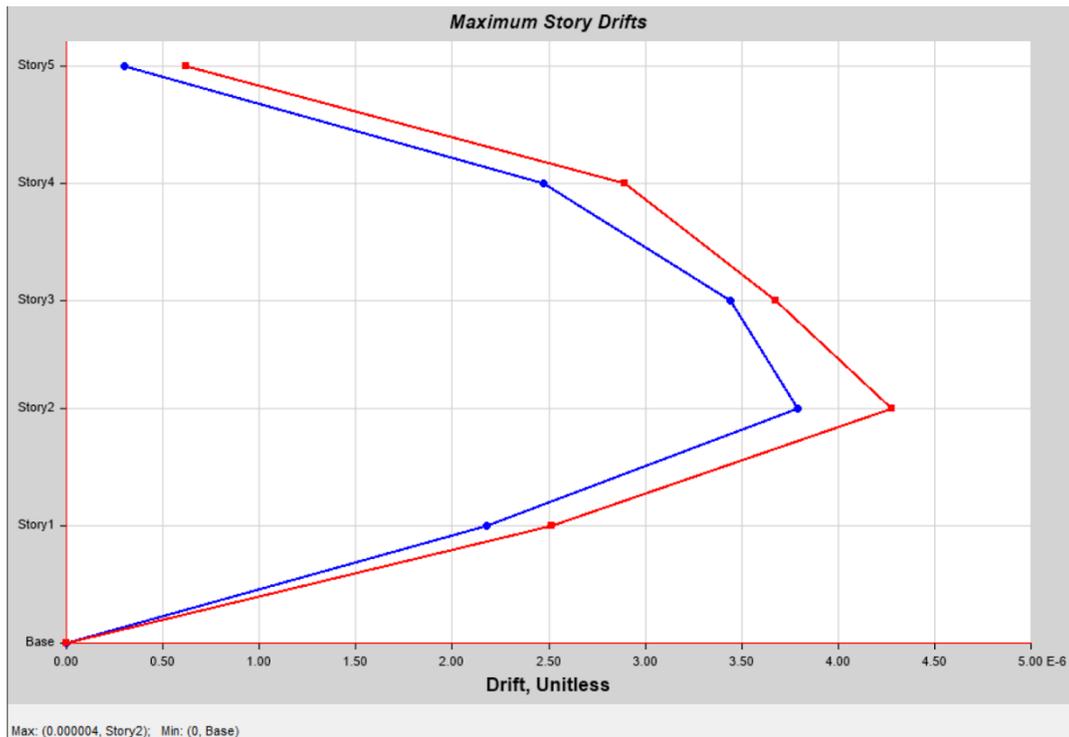


Figura # 6 - Gráfica de deriva – Diafragma flexible.

EJE X				
Pisos	$\delta_i/(h_i-h_{i-1})$	$\delta_i/(h_i-h_{i-1}) \cdot 0.8$	Chequeo	δ_{max}
1	0.002372	0.001898	OK	
2	0.003714	0.002971	OK	
3	0.003004	0.002403	OK	
4	0.001965	0.001572	OK	
EJE Y				
Pisos	$\delta_i/(h_i-h_{i-1})$	$\delta_i/(h_i-h_{i-1}) \cdot 0.8$	Chequeo	δ_{max}
1	0.002875	0.002300	OK	
2	0.003817	0.003054	OK	
3	0.003380	0.002704	OK	
4	0.002355	0.001884	OK	

Tabla # 9 – Deriva – Diafragma flexible.

4.8.3. Modelo con diafragma flexible con fachada de muros de concreto

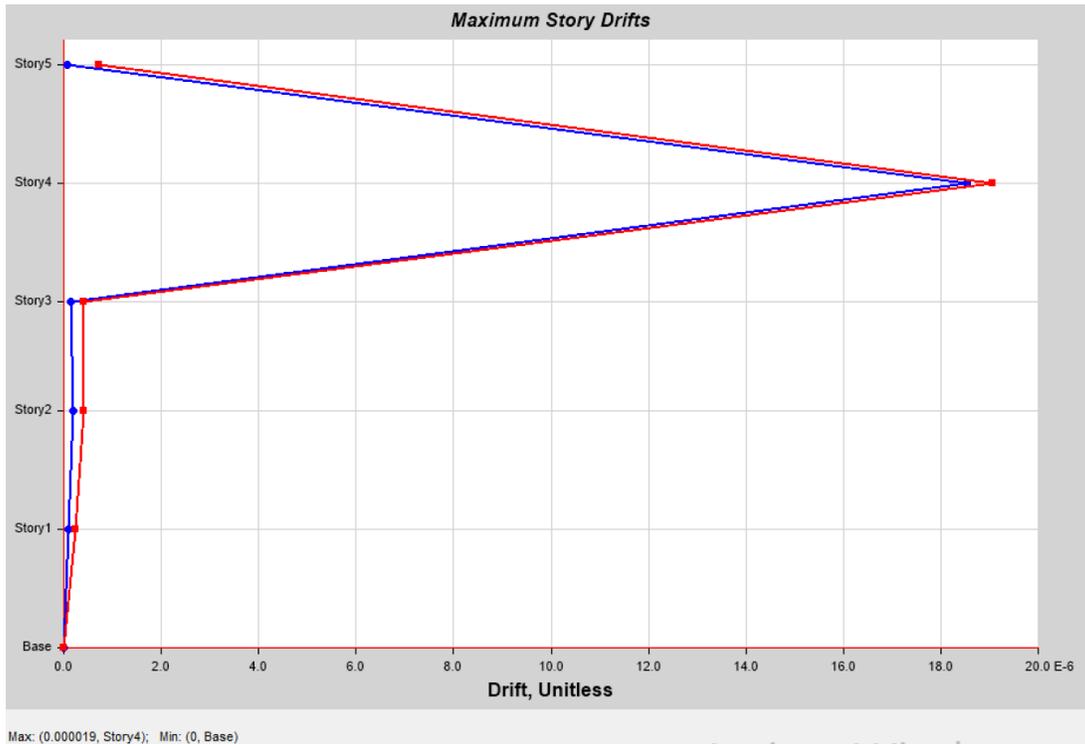


Figura # 7 - Gráfica de deriva – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.

EJE X				
Pisos	$\delta_i/(h_i-h_{i-1})$	$\delta_i/(h_i-h_{i-1}) \cdot 0.8$	Chequeo	δ_{max}
1	0.001109	0.000888	OK	
2	0.001014	0.000811	OK	
3	0.001055	0.000844	OK	
4	0.006197	0.004958	OK	
EJE Y				
Pisos	$\delta_i/(h_i-h_{i-1})$	$\delta_i/(h_i-h_{i-1}) \cdot 0.8$	Chequeo	δ_{max}
1	0.004165	0.00333	OK	
2	0.006010	0.00481	OK	
3	0.001324	0.00106	OK	
4	0.001427	0.00114	OK	

Tabla # 10 – Deriva – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.

NOTA: en las gráficas de deriva, la curva en color azul representa la deriva en sentido X y en rojo en sentido Y.

Observando el método de estimación de los desplazamientos conforme a la memoria descriptiva del proyecto, surgió la inquietud de realizar las comparaciones en dos pórticos de direcciones diferentes de los desplazamientos de los pisos.

Deriva Pórtico 2			
Nivel	Desplazamiento (cm)		
	MD	ETABS R=3	ETABS R=3 MUROS
3	5.92	2.49	0.50
2	8.58	1.79	0.28
1	5.41	0.69	0.12

Tabla # 11– Comparación de desplazamientos del Pórtico 2.

Deriva Pórtico D entre 4'y 7			
Nivel	Desplazamiento (cm)		
	MD	ETABS R=3	ETABS R=3 MUROS
4	2.95	2.56	0.38
3	5.32	2.21	0.31
2	8.40	1.50	0.19

Tabla # 12– Comparación de desplazamientos del Pórtico D.

4.9. Período

En este apartado se muestran los periodos para los tres primeros modos de vibración para los distintos análisis realizados.

4.9.1. Modelo con diafragma rígido

Modo	Período
1	0.573
2	0.489
3	0.450

Tabla # 13 – Períodos – Diafragma rígido.

4.9.2. Modelo con diafragma flexible

Modo	Período
1	0.617
2	0.583
3	0.564

Tabla # 14 – *Períodos – Diafragma flexible.*

4.9.3. Modelo con diafragma flexible con fachada de muros de concreto

Modo	Período
1	0.295
2	0.291
3	0.255

Tabla # 15 – *Períodos – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.*

4.10. Porcentaje de participación de masas

El Caso modal utilizado es el método de Ritz, en el cual se asignaron 30 modos de vibración donde se obtuvo más del 90% de participación de las cargas en las tres direcciones.

4.10.1. Modelo con diafragma rígido

Modo	Período	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.573	3.80E-03	1.60E-01	8.60E-06	0.38%	15.98%	0.00%
2	0.489	7.10E-01	5.40E-02	1.04E-05	71.33%	21.38%	0.00%
3	0.450	9.22E-02	5.52E-01	1.93E-05	80.55%	76.61%	0.00%
4	0.298	1.12E-05	2.20E-03	7.00E-03	80.55%	76.84%	0.70%
5	0.231	1.00E-04	6.00E-04	1.05E-02	80.57%	76.90%	1.76%
6	0.195	1.00E-03	2.00E-04	1.00E-04	80.67%	76.92%	1.77%
7	0.184	4.50E-03	1.00E-03	1.00E-04	81.12%	77.02%	1.77%
8	0.179	3.00E-04	8.72E-07	6.90E-03	81.15%	77.02%	2.46%
9	0.176	1.80E-03	2.24E-02	2.83E-06	81.33%	79.26%	2.46%
10	0.174	1.87E-02	7.00E-04	1.56E-05	83.20%	79.33%	2.46%
11	0.140	2.71E-02	1.80E-02	6.00E-04	85.91%	81.12%	2.53%
12	0.138	6.70E-03	7.00E-04	2.10E-03	86.57%	81.19%	2.74%
13	0.133	1.68E-02	6.00E-04	2.00E-03	88.25%	81.25%	2.93%
14	0.125	2.39E-02	2.18E-02	4.00E-04	90.63%	83.43%	2.97%
15	0.112	2.00E-03	3.30E-03	1.26E-06	90.84%	83.76%	2.97%
16	0.091	3.76E-02	1.24E-02	1.29E-06	94.60%	85.00%	2.97%
17	0.083	7.40E-03	3.60E-03	2.00E-04	95.34%	85.37%	2.99%
18	0.078	1.81E-02	6.80E-03	2.03E-02	97.14%	86.05%	5.02%
19	0.077	3.00E-03	1.60E-03	1.37E-01	97.45%	86.21%	18.73%
20	0.073	1.00E-04	6.30E-03	1.20E-03	97.46%	86.84%	18.86%
21	0.069	1.89E-02	1.30E-03	6.40E-03	99.35%	86.97%	19.50%
22	0.066	8.00E-04	1.60E-03	2.43E-01	99.43%	87.13%	43.77%
23	0.061	1.00E-03	1.09E-01	1.23E-05	99.53%	97.98%	43.78%
24	0.059	2.19E-05	4.50E-05	2.50E-01	99.53%	97.99%	68.72%
25	0.051	2.00E-04	1.77E-02	3.59E-02	99.55%	99.75%	72.31%
26	0.042	8.00E-04	4.75E-06	7.52E-02	99.62%	99.75%	79.83%
27	0.037	6.00E-04	2.11E-05	8.96E-02	99.68%	99.76%	88.79%
28	0.028	4.59E-06	2.10E-03	1.00E-04	99.68%	99.97%	88.80%
29	0.025	2.70E-03	2.54E-05	1.00E-02	99.95%	99.97%	89.80%
30	0.022	4.21E-05	9.50E-06	8.83E-02	99.96%	99.97%	98.63%

Tabla # 16 – Participación de masas – Diafragma rígido.

4.10.2. Modelo con diafragma flexible

Modo	Período	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.617	9.80E-03	1.38E-01	3.39E-06	0.98%	13.78%	0.00%
2	0.583	1.61E-02	6.76E-01	4.88E-05	2.59%	81.38%	0.01%
3	0.564	8.06E-01	4.90E-03	0.00E+00	83.15%	81.88%	0.01%
4	0.301	0.00E+00	5.50E-03	7.20E-03	83.15%	82.43%	0.73%
5	0.233	3.00E-04	9.40E-03	9.10E-03	83.19%	83.37%	1.64%
6	0.226	1.10E-03	3.40E-02	9.00E-04	83.30%	86.77%	1.73%
7	0.199	4.83E-02	8.00E-04	1.00E-04	88.13%	86.85%	1.74%
8	0.198	1.69E-02	1.88E-02	1.00E-04	89.82%	88.74%	1.75%
9	0.188	6.10E-03	2.06E-02	1.00E-04	90.43%	90.79%	1.77%
10	0.18	6.50E-03	2.00E-04	1.30E-03	91.08%	90.81%	1.90%
11	0.179	8.00E-04	2.00E-04	5.40E-03	91.16%	90.83%	2.44%
12	0.153	3.60E-03	2.15E-02	0.00E+00	91.52%	92.99%	2.44%
13	0.152	2.79E-02	4.00E-04	0.00E+00	94.31%	93.02%	2.44%
14	0.138	5.00E-04	2.60E-03	2.60E-03	94.36%	93.28%	2.70%
15	0.134	8.82E-07	4.50E-03	2.00E-03	94.36%	93.73%	2.91%
16	0.126	1.50E-03	4.00E-03	4.00E-04	94.51%	94.13%	2.94%
17	0.109	6.00E-04	3.28E-02	3.00E-04	94.57%	97.40%	2.97%
18	0.105	3.26E-02	9.00E-04	1.00E-04	97.83%	97.49%	2.98%
19	0.089	8.00E-04	2.00E-03	3.00E-04	97.91%	97.69%	3.00%
20	0.08	7.00E-04	1.14E-02	1.80E-03	97.98%	98.84%	3.18%
21	0.079	5.80E-03	2.30E-03	3.85E-02	98.57%	99.07%	7.03%
22	0.076	2.30E-03	1.50E-03	1.45E-01	98.79%	99.22%	21.58%
23	0.066	6.00E-03	1.00E-04	9.39E-02	99.39%	99.23%	30.97%
24	0.063	1.00E-03	2.70E-03	1.03E-01	99.49%	99.49%	41.23%
25	0.062	7.00E-04	1.20E-03	2.39E-01	99.56%	99.62%	65.09%
26	0.051	7.00E-04	1.60E-06	9.14E-02	99.64%	99.62%	74.23%
27	0.04	4.00E-04	1.86E-05	1.27E-01	99.67%	99.62%	86.93%
28	0.031	1.00E-04	2.70E-03	3.50E-03	99.68%	99.89%	87.28%
29	0.028	2.10E-03	1.00E-04	2.22E-02	99.89%	99.90%	89.50%
30	0.023	2.00E-04	0.00E+00	8.91E-02	99.91%	99.90%	98.41%

Tabla # 17 – Participación de masas – Diafragma flexible.

4.10.3. Modelo con diafragma flexible con fachada de muros de concreto

Modo	Período	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.294	8.45E-07	1.00E-04	6.20E-03	0.00%	0.01%	0.62%
2	0.229	1.00E-04	2.10E-03	9.70E-03	0.01%	0.22%	1.60%
3	0.217	2.08E-01	3.36E-01	0.00E+00	20.77%	33.86%	1.60%
4	0.193	3.49E-01	2.58E-02	1.58E-05	55.66%	36.44%	1.60%
5	0.182	1.38E-02	1.45E-02	0.00E+00	57.04%	37.89%	1.60%
6	0.166	6.00E-03	4.17E-02	1.00E-04	57.65%	42.05%	1.61%
7	0.155	5.98E-02	2.04E-02	1.70E-03	63.63%	44.10%	1.78%
8	0.154	2.34E-02	1.19E-02	4.70E-03	65.97%	45.28%	2.25%
9	0.137	9.22E-02	2.92E-01	4.72E-05	75.19%	74.50%	2.25%
10	0.122	2.00E-04	7.00E-04	2.90E-03	75.21%	74.57%	2.54%
11	0.076	4.00E-04	6.00E-04	3.86E-02	75.25%	74.63%	6.40%
12	0.076	2.00E-04	6.00E-04	2.17E-02	75.26%	74.69%	8.57%
13	0.073	9.00E-04	0.00E+00	6.18E-02	75.36%	74.69%	14.75%
14	0.067	1.70E-03	1.66E-02	8.30E-03	75.52%	76.36%	15.58%
15	0.066	3.50E-02	2.10E-02	1.04E-02	79.02%	78.45%	16.62%
16	0.064	1.50E-03	4.30E-03	1.10E-01	79.18%	78.88%	27.63%
17	0.061	4.74E-02	4.30E-03	4.43E-06	83.92%	79.31%	27.63%
18	0.058	1.00E-04	4.77E-02	6.23E-02	83.93%	84.08%	33.86%
19	0.054	4.50E-03	1.00E-02	7.30E-02	84.38%	85.08%	41.16%
20	0.052	1.73E-02	2.40E-03	1.80E-03	86.12%	85.31%	41.34%
21	0.047	2.26E-02	1.60E-03	8.29E-02	88.37%	85.48%	49.63%
22	0.044	6.07E-07	3.90E-02	7.41E-02	88.37%	89.38%	57.03%
23	0.042	1.95E-02	5.70E-03	2.47E-02	90.33%	89.95%	59.50%
24	0.039	3.60E-03	9.90E-03	7.96E-02	90.69%	90.94%	67.46%
25	0.032	3.45E-02	3.77E-02	2.70E-03	94.14%	94.71%	67.73%
26	0.032	3.12E-02	1.10E-02	1.22E-01	97.26%	95.81%	79.91%
27	0.028	1.62E-02	2.14E-02	6.52E-02	98.88%	97.95%	86.43%
28	0.023	5.20E-03	1.96E-02	7.60E-03	99.39%	99.91%	87.19%
29	0.019	5.60E-03	2.00E-04	1.00E-03	99.95%	99.93%	87.29%
30	0.016	1.00E-04	2.00E-04	1.10E-01	99.96%	99.96%	98.27%

Tabla # 18 – Participación de masas – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.

4.11. Columnas

4.11.1. Confinamiento

SECCIÓN	DATOS			EJE X			EJE Y			CONFINAMIENTO DE COLUMNAS
	BASE (eje x) ALTURA (eje y)	Ag Ac	Ag Ac	As colocado	As req (18.6) As req (18.7)	CHEQUEO	As colocado	As req (18.6) As req (18.7)	CHEQUEO	
TIPO A	30	2400	1.52	1.43	2.02	NO CUMPLE	2.85	6.62	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	80	1584			1.18			3.86		
TIPO B	30	2400	1.52	1.43	2.02	NO CUMPLE	2.85	6.62	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	80	1584			1.18			3.86		
TIPO C	30	2400	1.52	1.43	2.02	NO CUMPLE	2.85	6.62	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	80	1584			1.18			3.86		
TIPO D	30	2400	1.52	2.53	2.02	OK	5.78	6.62	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	80	1584			1.18			3.86		
TIPO E	40	3200	1.39	2.53	2.22	OK	6.33	5.00	OK	OK
	80	2304			1.71			3.86		
TIPO F	30	2400	1.52	2.53	2.02	OK	5.07	6.62	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	80	1584			1.18			3.86		
TIPO G	30	2400	1.52	2.53	2.02	OK	5.07	6.62	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	80	1584			1.18			3.86		
TIPO H	30	2400	1.52	2.53	2.02	OK	5.07	6.62	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	80	1584			1.18			3.86		
TIPO I	30	2400	1.52	2.53	2.02	OK	6.33	6.62	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	80	1584			1.18			3.86		
TIPO J	40	3200	1.39	2.53	2.22	OK	6.33	5.00	OK	OK
	80	2304			1.71			3.86		
TIPO K	40	3200	1.39	2.53	2.22	OK	5.07	5.00	OK	OK
	80	2304			1.71			3.86		
TIPO L	30	1500	1.62	1.43	2.45	NO CUMPLE	2.14	4.68	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	50	924			1.18			2.25		
TIPO M	20	800	2.08	1.43	2.32	NO CUMPLE	1.43	6.19	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	40	384			0.64			1.71		
TIPO N	40	1600	1.56	1.43	3.21	NO CUMPLE	2.85	3.21	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	40	1024			1.71			1.71		
TIPO O	30	2400	1.52	1.43	2.02	NO CUMPLE	1.43	2.02	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	80	1584			1.18			1.18		
TIPO P	30	2400	1.52	1.43	2.02	NO CUMPLE	1.43	2.02	NO CUMPLE	NO CUMPLE
	80	1584			1.18			1.18		

Tabla # 19 – Confinamiento de columnas.

4.11.2. PMM

4.11.2.1. Modelo con diafragma rígido

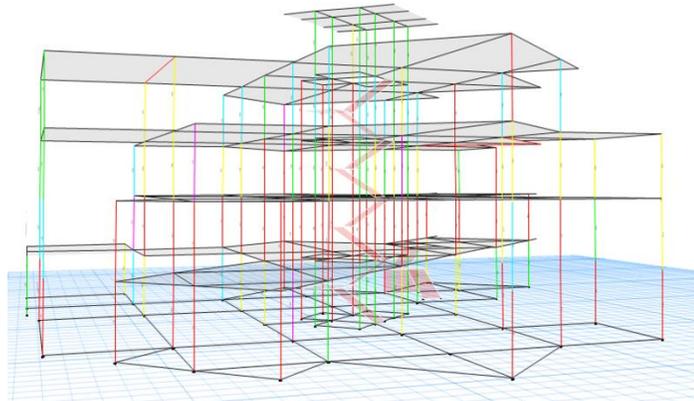


Figura # 8 – Vista 3d PMM – Diafragma rígido.

Donde las columnas marcadas en rojo son aquellas que exceden su capacidad. En la tabla a continuación se muestran aquellas columnas que se encuentran excedidas en la planta baja:

Sección	P (ton)	M Max (ton-m)	M Min (ton-m)	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
TIPO D	116.16	-2.58	-101.97	UDCon1	O/S
TIPO L	134.60	32.12	-20.74	UDCon3	2.151
TIPO L	193.06	28.70	-14.69	UDCon3	1.827
TIPO L	110.46	32.44	-13.49	UDCon3	1.755
TIPO O	3.88	-55.03	-56.32	UDCon4	1.593
TIPO L	97.64	29.17	-11.37	UDCon3	1.537
TIPO O	12.14	-48.94	-54.68	UDCon4	1.463
TIPO E	275.55	129.12	-17.88	UDCon3	1.386
TIPO P	204.73	62.21	57.29	UDCon3	1.289
TIPO P	117.35	64.76	59.48	UDCon3	1.274
TIPO N	-24.14	-6.63	-11.92	UDCon4	1.250
TIPO P	120.42	62.54	55.90	UDCon3	1.217
TIPO N	-21.07	-5.61	12.03	UDCon4	1.197
TIPO O	23.93	-33.99	-47.35	UDCon4	1.118
TIPO O	24.34	-47.52	-33.43	UDCon4	1.112
TIPO P	239.11	50.25	45.14	UDCon3	1.066

Tabla # 20 – PMM – Diafragma rígido.

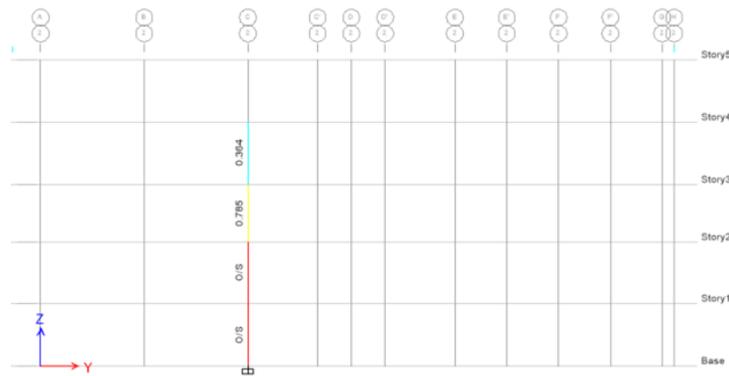


Figura # 9 – PMM columna tipo D – Diafragma rígido.

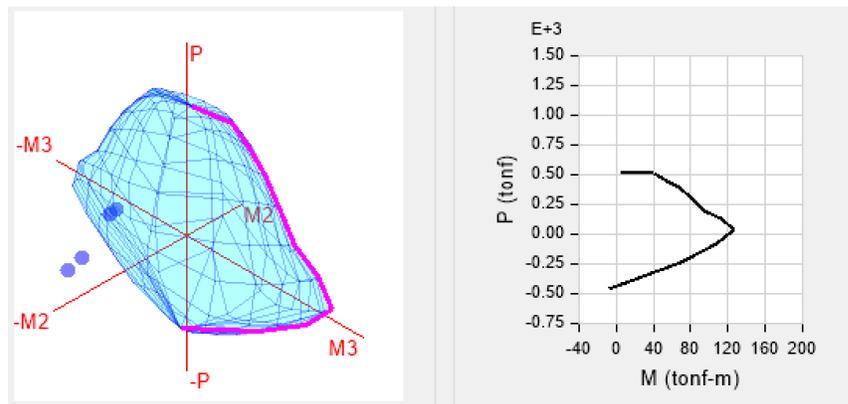


Figura # 10 – Diagrama de interacción – Diafragma rígido.

- Combinaciones de carga:

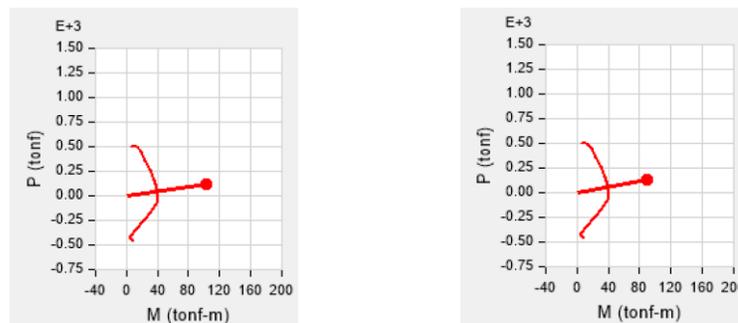


Figura # 11 – Udcomb1 y Udcomb2 – Diafragma rígido.

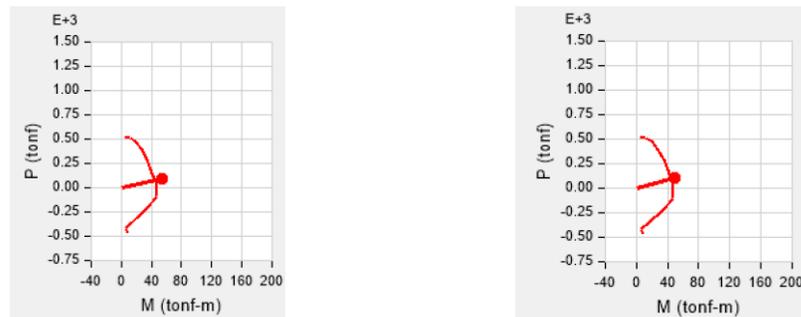


Figura # 12 – *Udcomb3 y Udcomb4 – Diafragma rígido.*

4.11.2.2. Modelo con diafragma flexible

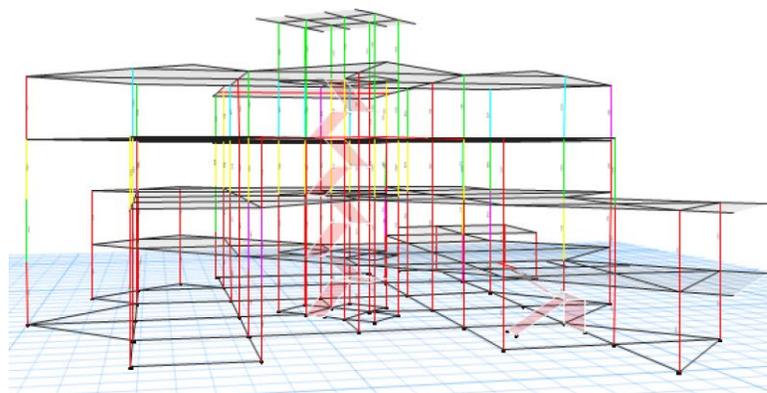


Figura # 13 – *Vista 3d PMM – Diafragma flexible.*

Donde las columnas marcadas en rojo son aquellas que exceden su capacidad. En la tabla a continuación se muestran aquellas columnas que se encuentran excedidas en la planta baja:

P (ton)	M Max (ton-m)	M Min (ton-m)	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
116.760	-3.50	-125.470	UDCon1	O/S
172.520	40.98	-17.990	UDCon3	2.320
87.510	-79.39	-81.700	UDCon4	2.049
5.020	-67.71	-71.940	UDCon4	2.002
-1.160	-69.26	-68.980	UDCon4	1.994
39.620	97.27	91.200	UDCon3	1.933
242.360	87.25	94.730	UDCon3	1.915
243.940	84.97	91.980	UDCon3	1.868
254.860	89.31	81.150	UDCon3	1.811
276.440	79.90	88.000	UDCon3	1.802
-30.970	-13.03	15.960	UDCon4	1.801
-26.720	-12.73	-16.100	UDCon4	1.758
154.010	84.06	87.050	UDCon3	1.757
13.660	48.86	15.390	UDCon4	1.700
206.870	80.77	80.160	UDCon3	1.695
29.780	-57.59	-13.440	UDCon4	1.678
-63.130	32.02	-7.500	UDCon4	1.630
220.570	75.89	75.740	UDCon3	1.613
12.720	-8.22	-2.550	UDCon3	1.507
13.810	8.80	2.270	UDCon3	1.491
53.480	-52.87	-16.140	UDCon3	1.490
273.650	-56.71	12.380	UDCon3	1.480
116.630	74.28	69.330	UDCon3	1.461
7.890	-54.34	13.770	UDCon4	1.418
-94.420	18.58	-7.980	UDCon4	1.379
-78.450	18.93	-8.110	UDCon4	1.303
320.860	-72.59	-12.940	UDCon3	1.267
24.620	-46.01	-46.100	UDCon4	1.249
24.620	-46.04	-45.460	UDCon4	1.241
271.580	54.73	-13.690	UDCon3	1.203
-95.570	5.64	-7.520	UDCon4	1.120
-74.380	9.42	-8.600	UDCon4	1.088
42.240	-19.89	9.110	UDCon3	1.075
-53.490	-16.68	7.490	UDCon4	1.072
-49.340	16.68	-7.170	UDCon4	1.037
120.810	-16.82	-7.260	UDCon3	1.016
198.050	-59.85	-13.990	UDCon3	1.014
118.430	16.78	7.330	UDCon3	1.014
192.840	73.99	24.990	UDCon3	1.012

Tabla # 21 – PMM – Diafragma flexible.

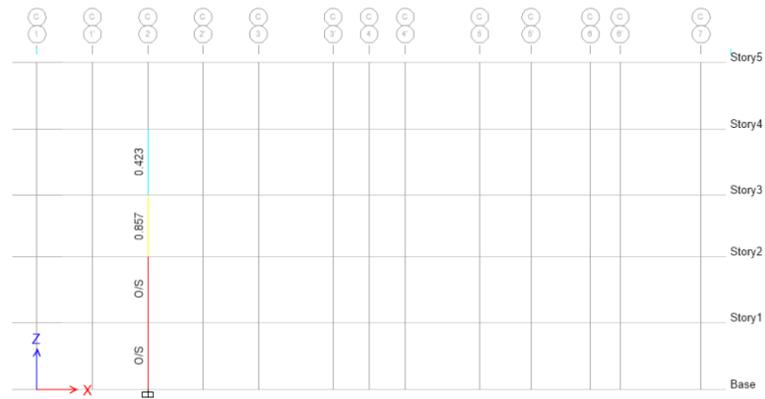


Figura # 14 – PMM columna tipo D – Diafragma flexible.

- Diagrama de interacción:

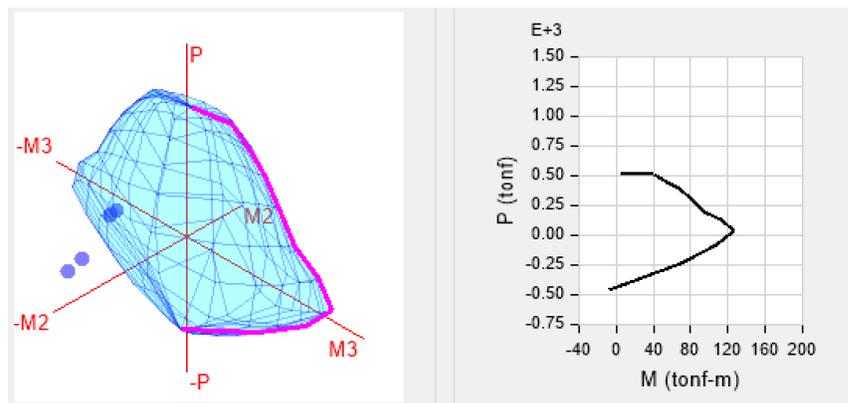


Figura # 15 - - Diagrama de interacción – Diafragma flexible.

- Combinaciones de carga:

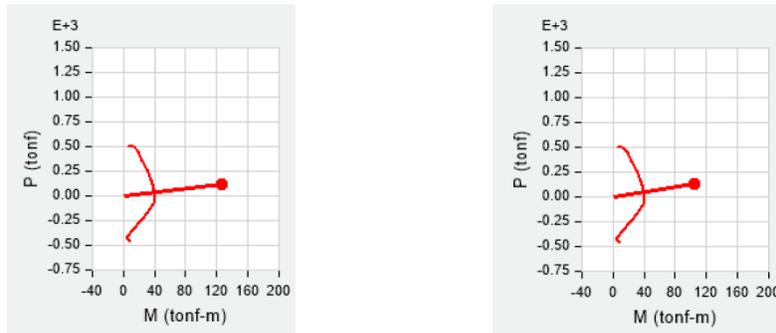


Figura # 16 – *Udcomb1 y Udcomb2 – Diafragma flexible.*

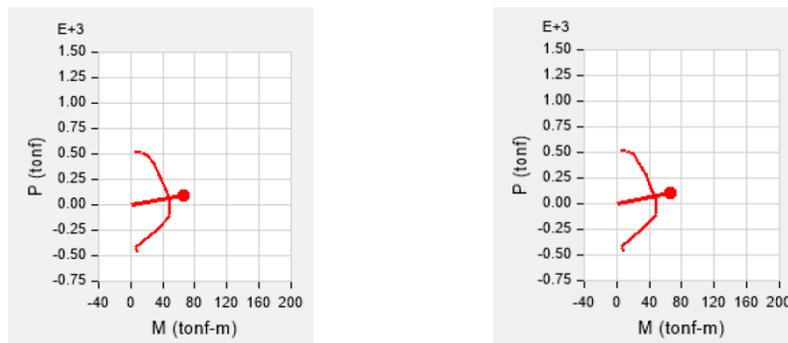


Figura # 17 – *Udcomb3 y Udcomb4 – Diafragma flexible.*

4.11.2.3. Modelo con diafragma flexible con fachada de muros de concreto

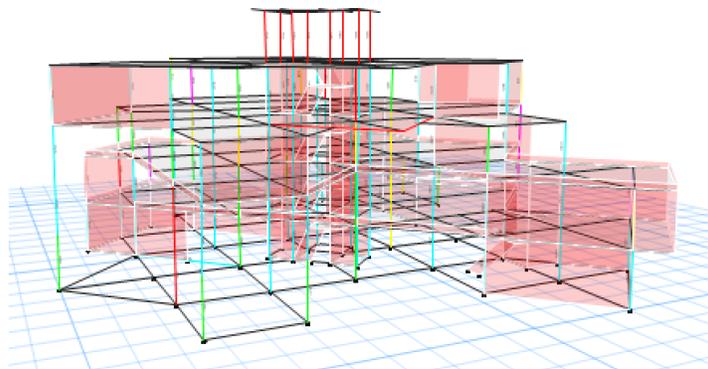


Figura # 18 – *Vista 3d PMM – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.*

Donde las columnas marcadas en rojo son aquellas que exceden su capacidad. En la tabla a continuación se muestran aquellas columnas que se encuentran excedidas en la planta baja:

Sección	P (ton)	M Max (ton-m)	M Min (ton-m)	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
TIPO D	0	0	0	UDCon1	O/S
TIPO M	13.73	5.71	1.16	UDCon3	0.858
TIPO H	295.25	-19.81	7.16	UDCon3	0.709
TIPO P	187.41	27.26	32.08	UDCon3	0.681
TIPO M	19.75	-4	-0.88	UDCon3	0.622
TIPO B	206.85	5.39	5.01	UDCon3	0.622
TIPO O	-22.23	-20.77	-15.15	UDCon4	0.597
TIPO F	227.26	-9.03	5.51	UDCon3	0.584
TIPO L	40.32	-12.75	1.53	UDCon3	0.511
TIPO O	152.5	16.17	22.37	UDCon3	0.511

Tabla # 22 – PMM – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.

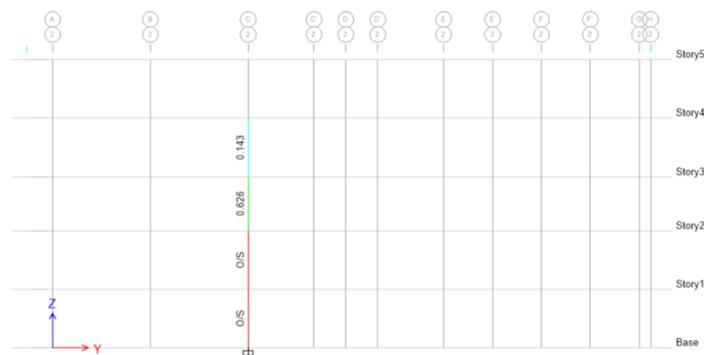


Figura # 19 – PMM columna tipo D – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.

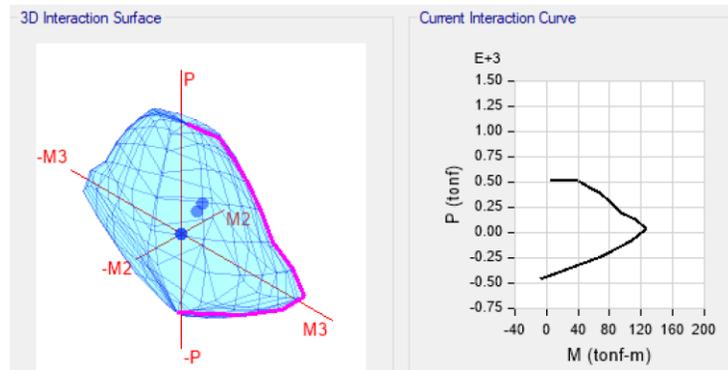


Figura # 20 – Diagrama de interacción – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto

4.11.3. Modelo con diafragma rígido y espectro reducido.

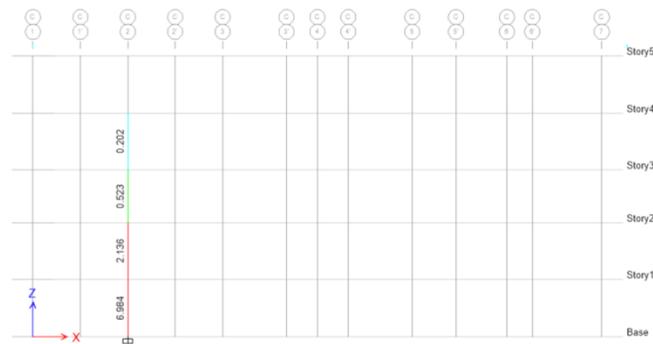


Figura # 21 – PMM columna tipo D – Diafragma rígido y $R=6$.

- Diagrama de interacción:

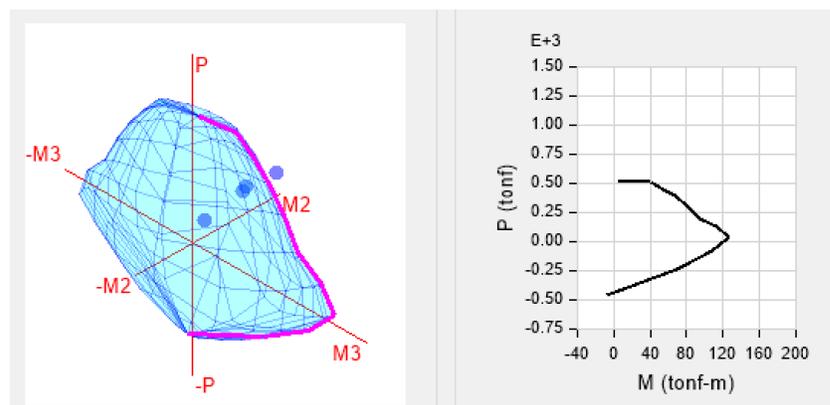


Figura # 22 – Diagrama de interacción – Diafragma rígido y $R=6$.

- Combinación de carga UDComb3:

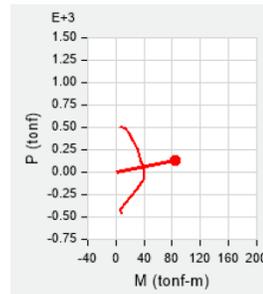


Figura # 23- *Udcomb 3 – Diagrama rígido y R=6.*

Se puede observar que la relación de capacidad se redujo a 6.984, un valor elevado pero el software ya no reporta el error, sin embargo el detalle que perjudica las acciones a la columna es el tipo de sección ya que se trata de una columna rectangular con un corte en una esquina como se muestra en la figura #28, para realizar la comparación sencilla se diseñó una sección rectangular de las mismas dimensiones (30x80cm) y la misma cantidad de acero, obteniendo así que la relación de diseño capacidad disminuyó a 2.915 como se muestra:

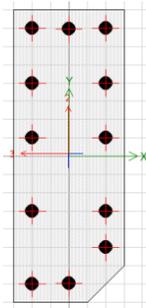


Figura # 24 – Sección tipo D original.

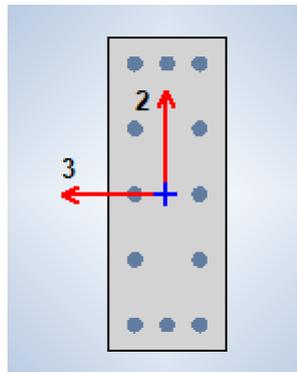


Figura # 25– Sección tipo D modificada.

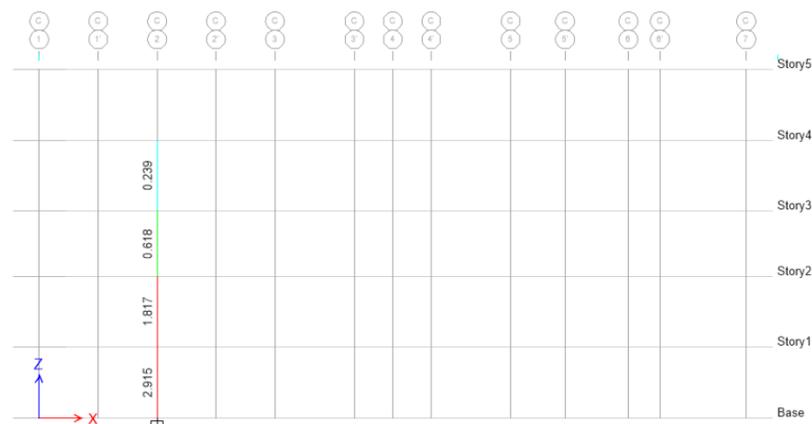


Figura # 26 – PMM columna tipo D – Diafragma rígido, $R=6$, sección modificada.

- Diagrama de interacción:

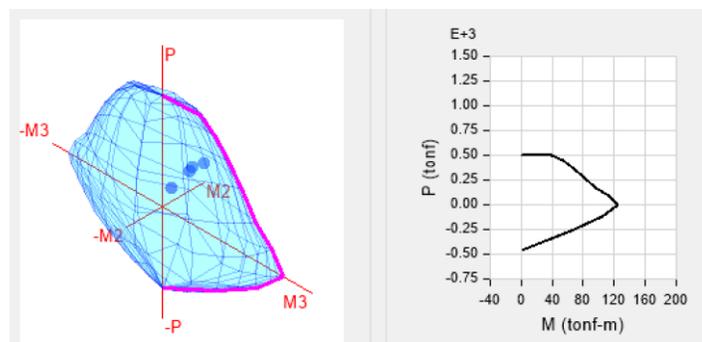


Figura # 27 – Diagrama de interacción – Diafragma rígido, $R=6$, sección modificada.

- Combinación de carga UDComb3:

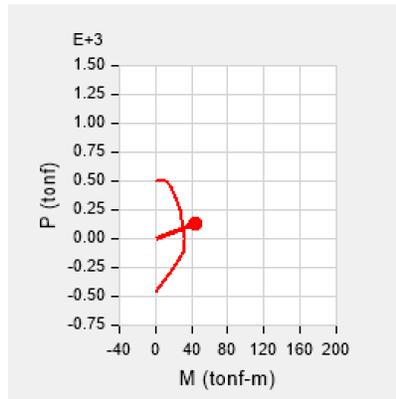


Figura # 28 – Udcomb 3 – Diafragma rígido y $R=6$.

4.12. Vigas

4.12.1. Corte

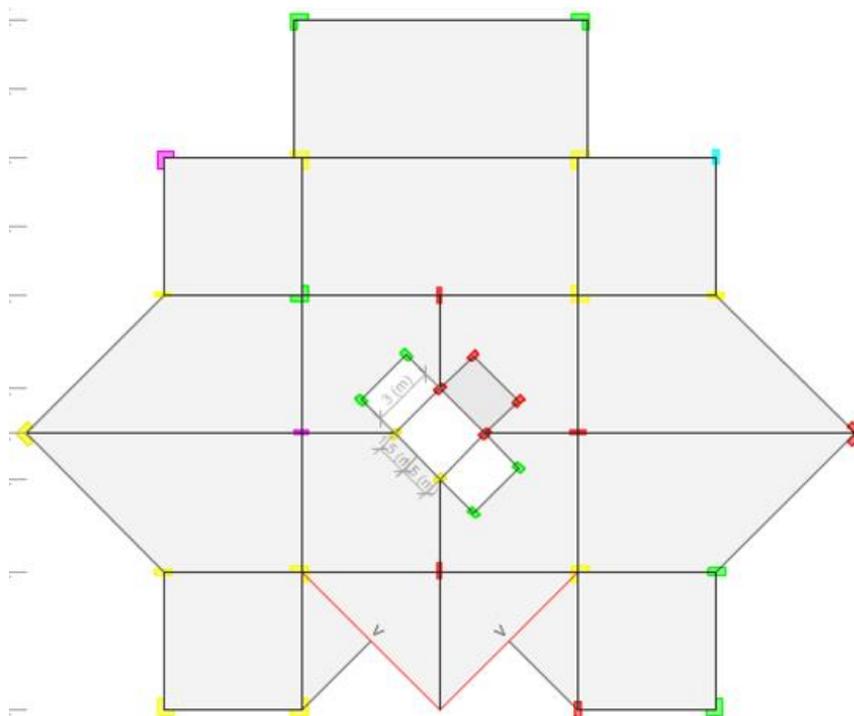


Figura # 29 – Vista en planta piso 3.

Para los tres modelos, las vigas diagonales señaladas en rojo con la letra V indican que presentan falla por corte, donde el software presentó la falla O/S #35, falla que se genera debido a que la carga cortante excede la capacidad de la sección.

4.12.1.1. Modelo con diafragma rígido

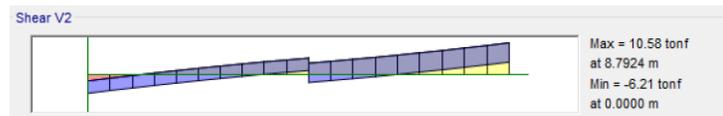


Figura # 30 – Diagrama de corte – Diafragma rígido.



Figura # 31 – Diagrama de torsión– Diafragma rígido.

4.12.1.2. Modelo con diafragma flexible

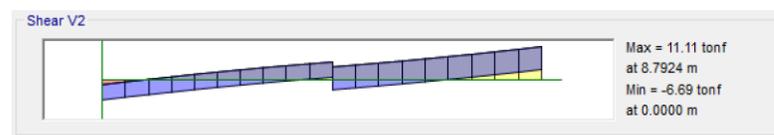


Figura # 32 – Diagrama de corte– Diafragma flexible.

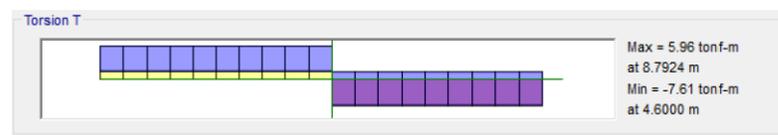


Figura # 33 – Diagrama de torsión – Diafragma flexible.

4.12.1.3. Modelo con diafragma flexible con fachada de muros de concreto

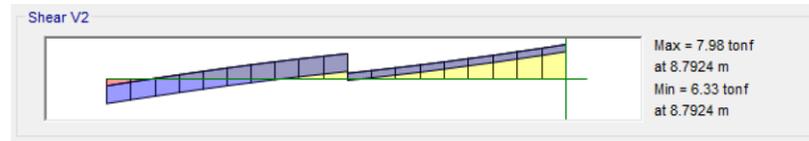


Figura # 34 – Diagrama de corte – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.



Figura # 35 – Diagrama de torsión – Diafragma flexible con fachada de muros de concreto.

4.12.2. Flexión

Se realizó el chequeo de la longitud de confinamiento para vigas en dos secciones distintas de 40x80cm y 40x65cm tal como indica:

4.12.3. VD-4 (40x65cm)

- $Ln \geq 4h$

$$8.92\text{m} \geq 2.4\text{m} \text{ OK}$$

- $\frac{b}{h} > 0.3$

$$0.62 > 0.3 \text{ OK}$$

- $h \geq 15\phi$

$$65\text{cm} \geq 31.05\text{cm} \text{ OK}$$

- $b > 25 \text{ cm}$

$$40 > 25 \text{ OK}$$

- $A_s \text{ min} = \frac{14}{f_y} b d$

$A_s \text{ min} = 8.13 \text{ cm}^2$

Acero colocado = $8.55 \text{ cm}^2 > 8.13 \text{ cm}^2$ OK

- $\rho \text{ max} = 0.025$

Acero colocado = $54.02 \text{ cm}^2 < 65 \text{ cm}^2$ OK

- Longitud de confinamiento

$S = 15 \text{ cm}$

$L_n/h = 13.72$

$L_{cf} > 130 \text{ cm}$

$L_{cf} = 180 \text{ cm} > 130 \text{ cm}$ OK

- $s \leq d/4$

$15 \text{ cm} \leq 15.25 \text{ cm}$ OK

- $s \leq 8\emptyset$

$15 \text{ cm} \leq 20.32$ OK

- $s \leq 24\emptyset_{est}$

$15 \text{ cm} \leq 22.86 \text{ cm}$ OK

- $s \leq 30 \text{ cm}$

$15 \leq 30 \text{ cm}$ OK

Para la VD-4 el acero mínimo y el confinamiento de la viga cumple en perfectas condiciones con los requisitos del artículo 10.3 de la norma COVENIN 1753-2006.

4.12.3.1. Modelo con diafragma rígido

VD-4 5-6 Piso 1				
		TRAMO IZQ	TRAMO CENTRAL	TRAMO DER
COLOCADO (cm ²)	As -	8.55	17.10	13.62
	As+	30.27	30.27	30.27
ETABS DR (cm ²)	As -	9.03	4.41	15.76
	As+	5.58	8.17	7.78
CALCULADO/ ETABS DR	As -	NO CUMPLE	OK	NO CUMPLE
	As+	OK	OK	OK

Tabla # 23 – Aceros VD-4 – Diafragma rígido.

4.12.3.2. Modelo con diafragma flexible

VD-4 5-6 Piso 1				
		TRAMO IZQ	TRAMO CENTRAL	TRAMO DER
COLOCADO (cm ²)	As -	8.55	17.10	13.62
	As+	30.27	30.27	30.27
ETABS DF (cm ²)	As -	8.17	3.10	8.17
	As+	6.87	6.38	5.62
CALCULADO/ ETABS DF	As -	OK	OK	OK
	As+	OK	OK	OK

Tabla # 24 - Aceros VD-4 – Diafragma flexible.

4.12.4. Viga pórtico D 5-7 (40x80cm)

- $Ln \geq 4h$

$12.7m \geq 3.2m$ OK

- $\frac{b}{h} > 0.3$

$0.5 > 0.3$ OK

- $h \geq 15\phi$

$80cm \geq 33.34cm$ OK

- $b > 25 \text{ cm}$

40 > 25 OK

- $A_s \text{ min} = \frac{14}{f_y} b d$

$$A_s \text{ min} = 10.13 \text{ cm}^2$$

Acero colocado = 7.92 cm² < 8.13 cm² NO CUMPLE

- $\rho \text{ max} = 0.025$

Acero colocado = 23.76 cm² < 80 cm² OK

- Longitud de confinamiento

$$S = 30 \text{ cm}$$

- $s \leq d/4$

30 cm ≤ 19 cm NO CUMPLE

- $s \leq 8\phi$

30 cm ≤ 17.78 cm NO CUMPLE

- $s \leq 24\phi_{est}$

30 cm ≤ 22.86 cm NO CUMPLE

- $s \leq 30 \text{ cm}$

30 cm ≤ 30 cm OK

En la viga del pórtico D el acero colocado es inferior al mínimo y el confinamiento de la viga no cumple, por lo que no alcanza los criterios del artículo 10.3 de la norma COVENIN 1753-2006.

4.12.4.1. Modelo con diafragma rígido

PÓRTICO D 5-7 PISO 3		
		TRAMO IZQ
COLOCADO (cm ²)	As+	7.92
ETABS DR (cm ²)	As+	17.59
CALCULADO/ ETABS DR	As+	NO CUMPLE

Tabla # 25 – Aceros Pórtico 5 – Diafragma rígido.

4.12.4.2. Modelo con diafragma flexible

PÓRTICO D 5-7 PISO 3		
		TRAMO IZQ
COLOCADO (cm ²)	As+	7.92
ETABS DF (cm ²)	As+	17.46
CALCULADO/ ETABS DF	As+	NO CUMPLE

Tabla # 26 – Aceros Pórtico 5 – Diafragma flexible.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

El control del corte basal realizado en los tres modelos siguieron las pautas de la norma COVENIN 1756-01 en el artículo 9.3.1, en los tres casos los valores de cortante basal en ambas direcciones no cumplieron con el corte basal mínimo de la expresión 9.1, por lo que pasó a corregirse este valor con un factor de correlación que busca afectar la gravedad en los modelos y pasado este proceso en los tres casos los valores de cortante basal cumplieron con el valor mínimo, o se acercaron a este valor de manera tal que se pueden considerar como apropiados ya que difieren en un máximo de 5%.

El coeficiente sísmico fue chequeado según lo estipulado en el artículo 7.1 de la norma mencionada anteriormente, en todos los casos los valores cumplieron con la relación referida en este artículo o se acercaron suficiente al valor de referencia como para considerarlo aceptable.

Los valores de deriva se chequearon con lo referido en el artículo 10.2, específicamente los que están ilustrados en la tabla 10.1, todos los valores de los tres casos cumplen con los requerimientos del artículo mencionado, resultando con mayor deriva el modelo de diafragma rígido, luego con diafragma flexible y como modelo con menor deriva el diafragma flexible con fachada de muros de concreto.

Con la tabla presentada de la estimación de desplazamiento en la memoria descriptiva con respecto a los modelos no se pretende demostrar si el ingeniero cometió errores o no ya que no es una comparación donde se evalúa el diseño del edificio ni las estimaciones de cálculo que utilizó el ingeniero en aquella época, es una comparación que se realiza para reflejar la influencia del avance tecnológico y los aportes que éstos le hacen al diseño de las estructuras; para la época de la construcción del edificio no existían métodos de cálculos ni mucho menos softwares que pudieran resolver análisis dinámico con elementos finitos, por lo cual las estimaciones eran mayores y el diseño no era el más óptimo pero si embargo se observa claramente que se mantuvieron al margen de la seguridad.

Además se puede observar que se repite la diferencia en la incidencia de las fachadas con muros de concreto donde los desplazamientos son menores ya que estos muros, aunque no fueron diseñados como muros de corte (muros estructurales) para la estructura, aportan rigidez a la estructura.

Los periodos de los tres primeros modos de vibración en cada caso resultan como se indicó anteriormente, donde el primer periodo es mayor que el segundo y éste a su vez mayor que el tercero. Chequeando los resultados del modelo con diafragma flexible con fachada de muros de concreto con respecto al modelo con diafragma flexible, el período disminuyó 49% aproximadamente.

Al analizar el comportamiento de las columnas, se observan los resultados para la planta baja de la relación de capacidad, donde se tiene que para el modelo con diafragma rígido, flexible y flexible con fachada de muros de concreto, el porcentaje de columnas que exceden su capacidad es 37%, 91% y 2% respectivamente.

Al realizar el chequeo de la columna tipo D resultó ser la columna con la condición mas desfavorable, ya que presentó fallas con respecto a capacidad en los tres modelos analizados.

El confinamiento de columnas cumplió el 20% de los diferentes tipos de secciones; mientras que para las vigas, el confinamiento y longitud de confinamiento cumplió para la viga VD-4 5-6 NIV 1 pero no para la viga PÓRTICO D 5-7 NIV 3.

En cuanto a las vigas analizadas por corte y torsión, la falla O/S #35 se presenta para los tres modelos en las mismas vigas como se indicó, donde la torsión y el corte aplicados exceden la capacidad cortante de la sección. Observando la diferencia entre el modelo de diafragma flexible y modelo de diafragma flexible con fachada de muros de concreto se encuentra que el corte máximo disminuye aproximadamente 28%.

Con respecto al chequeo por flexión de las vigas, el acero superior requerido en la VD-4 es apenas mayor para el modelo con el diafragma rígido, en cambio para el diafragma flexible cumple con el acero requerido. También cumple con el acero mínimo según la norma en cuestión.

La viga PÓRTICO D, reporta insuficiencia de acero inferior para los diafragmas rígidos y flexibles, cabe destacar que esta es una viga postensada cuyo análisis no se realizó con detalle en este TEG y, además, no cumple con el acero mínimo según la norma en cuestión.

Comparando los tres análisis realizados a raíz de los resultados obtenidos de cada uno, se hace el comentario que el caso con diafragma rígido se realiza con el objeto de querer simular lo realizado en su momento por el calculista, el caso de diafragma flexible busca analizar las diferencias que puedan existir entre lo estimado en su momento y las consideraciones que se debieron tomar en su momento si hubieran existido los parámetros actuales, y el caso presentado con la fachada de muros de concreto es aquel que más se acerca a la realidad del verdadero comportamiento de la edificación. Viendo los resultados obtenidos, los más visibles en funcionamiento óptimo pueden ser la deriva, periodo y la capacidad de las columnas, el caso con fachada de muros de concreto se muestra en definitiva el buen comportamiento del edificio ante las posibles acciones sísmicas.

Para el modelo con diafragma rígido y flexible la columna tipo D resulta excedida en su capacidad según el error O/S #35 del software y para el modelo de diafragma flexible con fachada de muros de concreto, falla por carga axial por el diseño de Euler según el error O/S #5 del software, este error indica que la columna está sometida a una carga mayor a la carga crítica que se obtiene de la ecuación de Euler, carga que es la máxima posible que puede soportar esa sección de columna.

Esta columna presenta fallas considerables debido a dos puntos importantes, siendo el primero la esbeltez de la columna ya que es una sección considerablemente pequeña con respecto a la luz libre; el otro punto y no menos importante es el modelo de la sección, la cual cuenta con un corte en una esquina como ya se indicó anteriormente y se verificó que con respecto a una columna sin el corte de la esquina, de las mismas dimensiones y cantidad de acero colocado se disminuiría la falla por capacidad.

6. CONCLUSIONES

Se determinó que la estructura es controlada por un diafragma flexible, donde al evaluar el modelo con diafragma flexible y las fachadas con muros de concreto resultó ser la condición que se asemeja más a la condición real y resultó la más favorable, y en la cual la mayor cantidad de columnas cumplen con la relación de capacidad y la estructura actúa con mayor rigidez.

Los resultados obtenidos de los períodos fueron diferentes en cada caso modelado debido a que en cada uno de ellos la estructura tiene un comportamiento distinto por haber sido analizadas con diafragmas rígido, flexible y al haber sido agregado a este último la fachada de muros de concreto.

Para la aplicación de las acciones sísmicas según las normas en cuestión el comportamiento del edificio es aceptable, aunque para la época en Venezuela estaban comenzando los estudios a profundidad de los efectos sísmicos, se tomaron en cuenta criterios fundamentales para el diseño y la construcción del edificio que generan estabilidad adecuada y una disminución de riesgo de colapso con lo cual se podría interpretar que al momento de interactuar con las acciones sísmicas la estructura podría presentar fallas menores pero no el colapso.

La particularidad de la viga PÓRTICO D presentada es su condición de postensado, razón por la cual no se realizaron los chequeos de los aceros superiores ya que en esta área actúan los cables generando compresión al concreto y el análisis excede los alcances y limitaciones del trabajo especial de grado.

La columna tipo D presenta falla al evaluarse en todos los modelos, aún en el modelo de diafragma flexible con fachadas de muros de concreto, la cual es la condición mas favorable entre los tres modelos y la que más se asemeja a la realidad, para la planta baja es la única columna que falla.

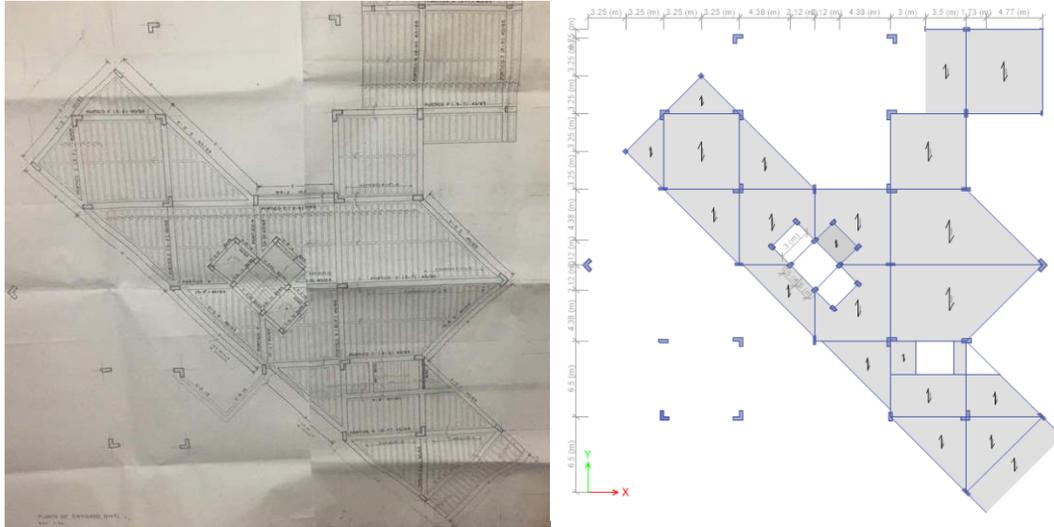
7. RECOMENDACIONES

Para las simulaciones realizadas se adaptó un estudio de suelo cercano a la edificación estudiada porque no se encontró información del sitio donde se encuentra situada la estructura. Para próximas evaluaciones se recomienda realizar el estudio de suelo del sitio para obtener mayor precisión en los resultados.

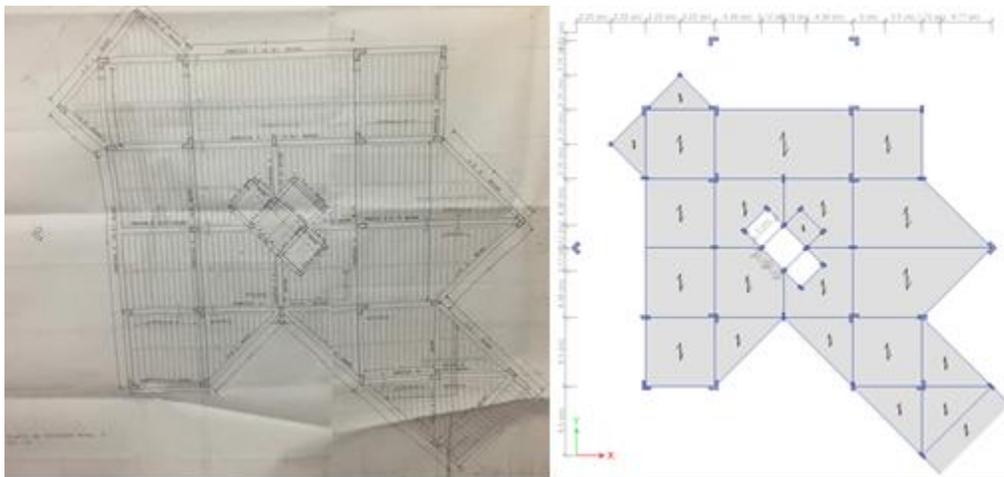
El factor de reducción de respuesta estimado se determinó al comparar las características positivas y negativas de la edificación contra las acciones del sismo, pero sigue siendo un valor aproximado, por lo que en futuros estudios se deben tomar en consideración todas las variables y realizar análisis más pertinentes para la determinación de este factor, analizando los parámetros mediante un Push-Over (análisis no lineal).

En la estructura se encuentran una serie de vigas postensadas para las cuales no se realizaron los estudios más acertados, se recomienda el estudio más detallado de estos elementos para conocer a razón cierta las virtudes o defectos de estas vigas en la estructura.

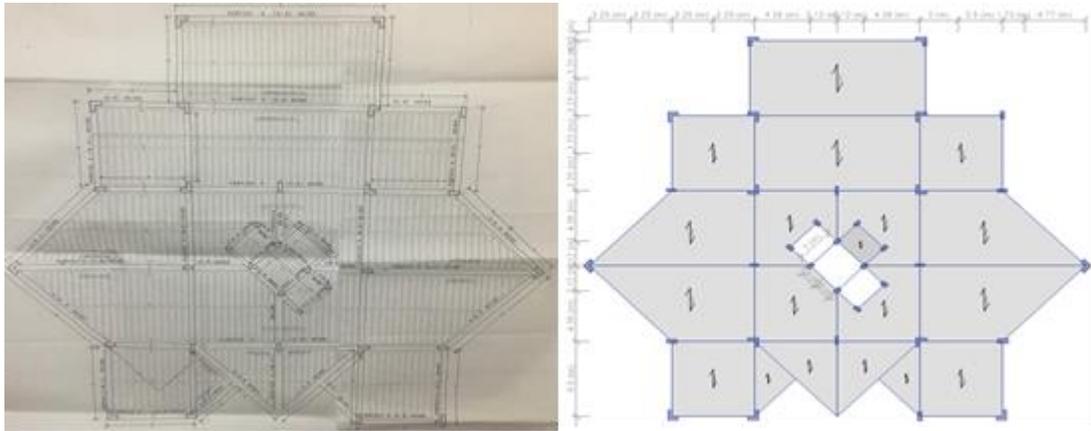
8. ANEXOS



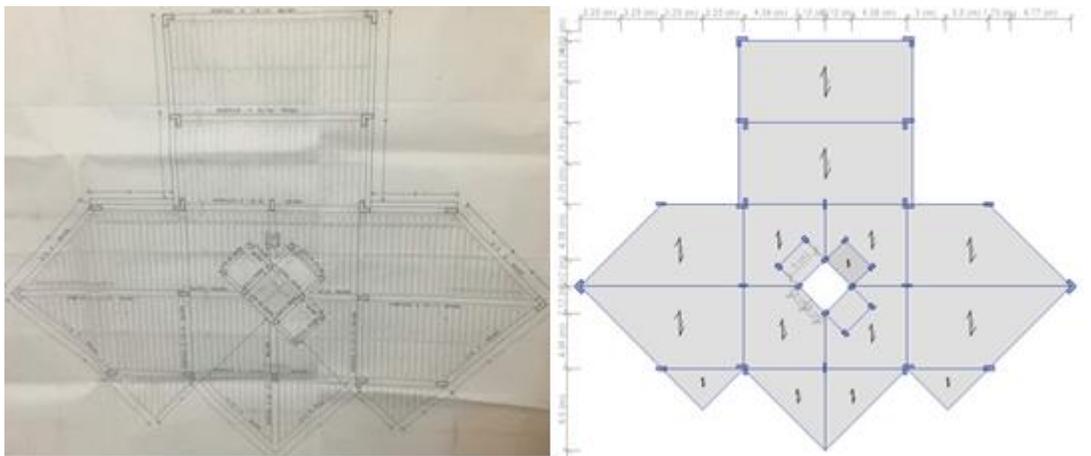
Anexo # 1 - Planos estructurales vs planta modelada ETABS piso1.



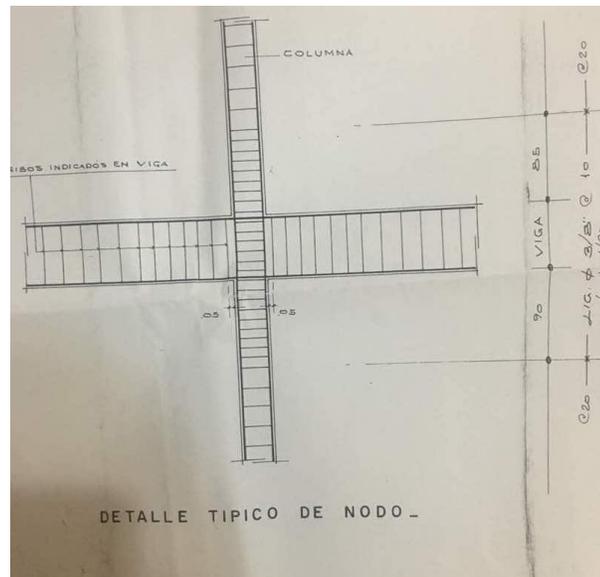
Anexo # 2 - Planos estructurales vs planta modelada ETABS piso2.



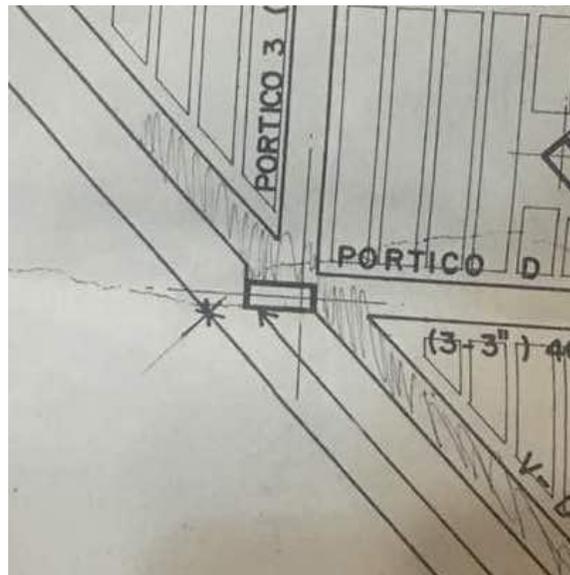
Anexo # 3 - Planos estructurales vs planta modelada ETABS piso 3.



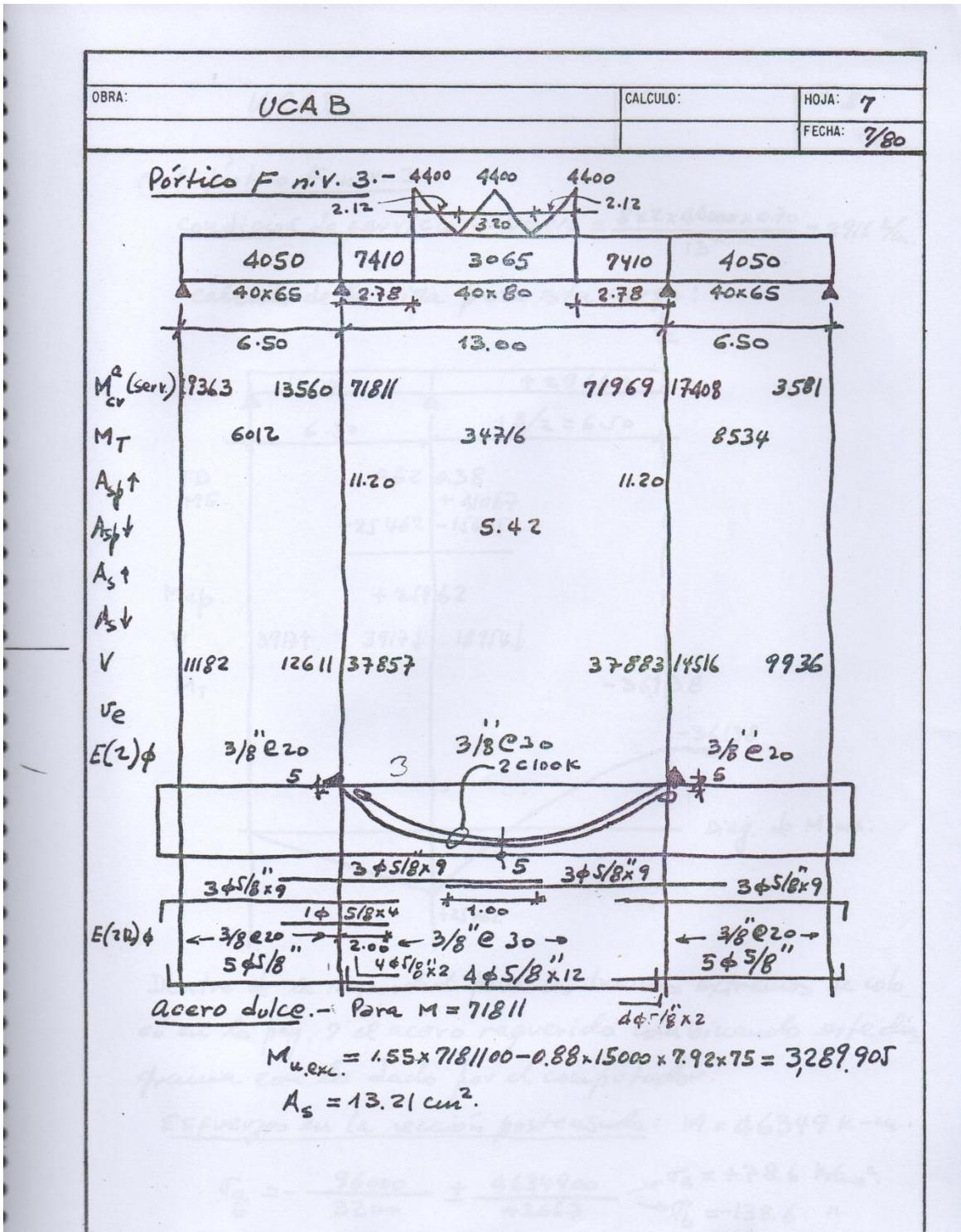
Anexo # 4 - Planos estructurales vs planta modelada ETABS piso 4.



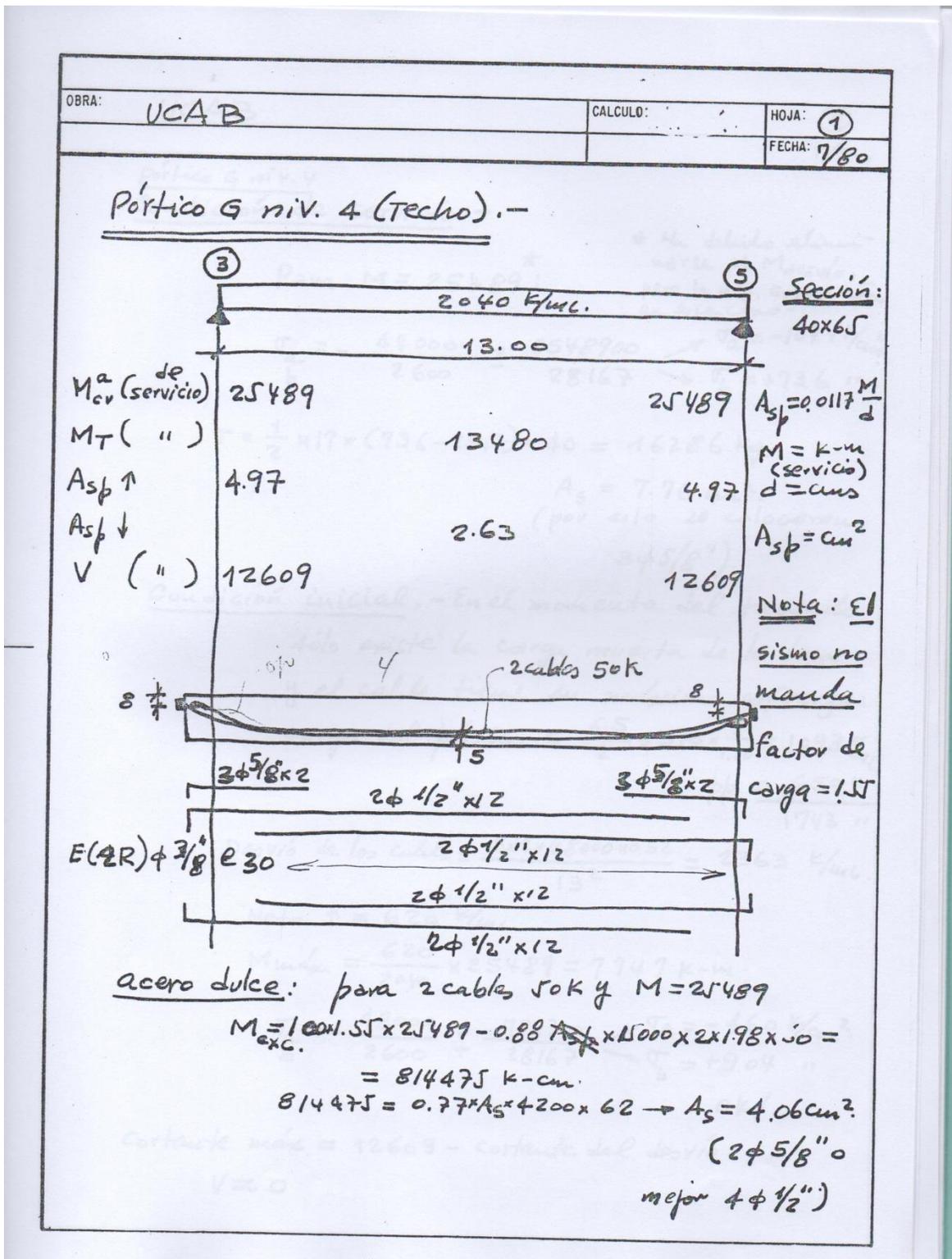
Anexo # 5 – *Detalle típico de nodo.*



Anexo # 6 – *Detalle viga excéntrica.*



Anexo # 7 – Cálculo de viga postensada.



Anexo # 8 – Cálculo de viga postensada.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Barroso, H. A., & De Sousa, M. J. (2016). *Evaluación de la fórmula de mainstone comparándola con el método de elementos finitos en pórticos de concreto con mampostería* (Tesis de pregrado). Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, Venezuela.
- Computers & Structures, Inc. (2016, julio). *Concrete frame desing manual ACI 318-14 for ETABS® 2016*. Estados Unidos de América.
- Norma Venezolana COVENIN 1756:2001-1 (2001, marzo). *Edificaciones sismorresistentes. Parte 1. Requisitos. (1ra Revisión)*. Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad FONDONORMA [en línea]. Disponible en:
<http://www.funvisis.gob.ve/descargas.php>
- Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 2002:1988 (1988, agosto). *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*. Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad FONDONORMA [en línea]. Disponible en:
<http://www.funvisis.gob.ve/descargas.php>
- Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006 (2006, agosto). *Proyecto y construcción de obras en concreto estructural*. Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad FONDONORMA [en línea]. Disponible en:
<http://www.funvisis.gob.ve/descargas.php>