



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL– ESTRUCTURAS

FRAGILIDAD DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES CON PLANTA BAJA DÉBIL  
DISEÑADO CON LOS RCDF – 1976, - 1987, - 2004 Y – 2017.

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
JOSÉ LUIS CABRERA LÓPEZ

TUTOR PRINCIPAL  
DRA. SONIA ELDA RUIZ, GÓMEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
COMITÉ TUTOR  
DR. LUIS ESTEVA MARABOTO, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
DR. JUAN JOSE PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
DR. OSCAR ALBERTO LÓPEZ BÁTIZ, CENAPRED  
DR. AMADOR TERÁN GILMORE, UNIVERSIDAD AUTÓNOMA  
METROPOLITANA

CIUDAD DE MÉXICO, OCTUBRE 2019



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. ESTEVA MARABOTO LUIS

Secretario: DR. PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE JUAN JOSÉ

Vocal: DRA. RUIZ GÓMEZ SONIA ELDA

1<sup>er.</sup> Suplente: DR. LÓPEZ BÁTIZ OSCAR ALBERTO

2<sup>d o.</sup> Suplente: DR. TERÁN GILMORE AMADOR

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:  
INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM. CIUDAD UNIVERSITARIA. CIUDAD DE MÉXICO.

**TUTOR DE TESIS:**

DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

---

**FIRMA**

## DEDICATORIA

*A Dios padre, por brindarme salud, serenidad y comprensión durante el transcurso de mis estudios de Maestría.*

*A mi madre Luisa, por su amor, consejos, paciencia y apoyo incondicional durante estos cuatro años en los que he radicado en la Ciudad de México, permitiéndome el alcanzar mis metas.*

*A mi hermano Emmanuel, por su gran apoyo en los momentos más difíciles a lo largo de mi vida, impulsándome siempre a alcanzar mis objetivos.*

*A mi abuelo Francisco, por sus sabios consejos.*

*A la DGAPA – UNAM por su apoyo dentro del proyecto PAPIIT - 103517.*

## AGRADECIMIENTOS

*A la Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez, por brindarme la oportunidad de formar parte de su equipo de trabajo, brindándome su asesoría y conocimiento durante el desarrollo de este trabajo de investigación.*

*A mis compañeros de Maestría; Leonardo, Omar, Daniel y Ángel, por su increíble amistad durante esta etapa.*

*A mi mejor amigo Jordi, por su gran amistad a pesar de la distancia y el tiempo.*

*Al M.I. Israel Ibarra de Colinas de Buen, por ofrecerme sus comentarios y experiencia profesional en el campo de la Ingeniería Estructural.*

*Al Ing. Eloy Morales y al Ing. Rene Riaño, por su amistad y motivación para realizar este posgrado.*

*A la Universidad Nacional Autónoma de México, por permitirme continuar con mi preparación profesional.*

*Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por brindarme todos los recursos necesarios para el desarrollo de este trabajo de investigación.*

*Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología CONACYT, por el apoyo económico brindado durante mis estudios de posgrado.*

## RESUMEN

En el presente trabajo se analizó una edificación con *planta baja débil* representativa de algunos edificios colapsados por el sismo 19S-2017. La edificación tiene cinco niveles y está estructurada a base de marcos de concreto en la planta baja, y muros de mampostería confinada en los niveles superiores. La edificación se diseñó conforme a los Reglamentos de Construcciones para la Ciudad de México (RCDF) en sus versiones de 1976, 1987, 2004 y 2017. Los casos de estudio se nombran *M1*, *M2*, *M3* y *M4* respectivamente. Para todos los casos el efecto de la fuerza sísmica se tomó mediante un análisis dinámico modal espectral como se indica en su respectiva normativa, posteriormente se realizó un análisis dinámico incremental (ADI). Se seleccionaron 12 movimientos sísmicos producidos por el sismo 19S-2017 en un suelo con periodo dominante cercano a 1 s. Dicho suelo se clasifica como de “transición” en las distintas normas. El motivo del realizar un análisis dinámico no lineal paso a paso es la obtención de la respuesta del sistema ante una gran variedad de intensidades sísmicas para cada caso de estudio. De este análisis se derivan resultados que se plasman en curvas de capacidad en donde se utiliza como medida de daño la distorsión máxima de entrepiso contra la intensidad sísmica. Posterior a esto, se estima la probabilidad de superar una distorsión de entrepiso dado una intensidad sísmica; esto se ve reflejado mediante la aplicación de curvas de fragilidad.

Con base en los resultados obtenidos se encuentra que el modelo *M1* presenta una alta probabilidad de exceder la distorsión máxima permisible de entrepiso de acuerdo con el RCDF 2017, en comparación con los modelos *M2*, *M3* y *M4*. Solo el modelo *M1* presenta la denominada *planta baja débil* de acuerdo con el RCDF 2017. Se observa que las resistencias de los modelos *M1* y *M2* se encuentran por debajo de las requeridas de acuerdo con el reglamento vigente.

## ABSTRACT

For this work was analyze a building with a weak ground floor destined for housing that can be representative of some buildings collapsed by the earthquake 19S-2017, this building it has five levels and is conformed by concrete frames in the low level and masonry walls in the up levels. The building was conventionally designed according to the Mexico City Desing Code: 1976, 1987, 2004 and 2017, the case studies are named *M1*, *M2*, *M3* and *M4* respectively. For all cases the effect of the seismic force was taken through a Dynamic spectral modal analysis for each normative, subsequently an incremental Dynamic analysis (ADI). Twelve seismic movements were selected representative of the acceleration presented by the earthquake 19S-2017 were in a soild with a dominant period of one second, soil according to regulations is classified as transition. The reason for performing a step-by-step nonlinear dynamic analysis is to obtain the response of the system to a wide variety of seismic intensities for each case of study. Of this analysis is obtained results that are reflected in the capacity curves where be used an index of damage related with maximum storey drift versus the intensity seismic. After this, the probability of overcoming a storey drifts is estimated given a seismic intensity this is reflected by the application of fragility curves.

According to the results obtained in the probabilistic analysis it's found that *M1* model have a high probability of exceeding the maximum drift according to the RCDF 2017, compared to the *M2*, *M3* and *M4* models. The resistances of the M1 and M2 models are below the required according with the RCDF 2017.

## ÍNDICE GENERAL

<b>DEDICATORIA</b> .....	<b>III</b>
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	<b>IV</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>V</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>VI</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	<b>IX</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	<b>X</b>
<b>NOTACIÓN</b> .....	<b>XII</b>
<b>I. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
<b>II. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b> .....	<b>3</b>
<b>III. JUSTIFICACIÓN</b> .....	<b>4</b>
<b>IV. METODOLOGÍA</b> .....	<b>5</b>
<b>V. EL FENÓMENO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS CON PLANTA BAJA DÉBIL</b> .....	<b>6</b>
<b>VI. REGLAMENTOS DE CONSTRUCCIÓN PARA LA CIUDAD DE MÉXICO</b> .....	<b>9</b>
6.1 NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS.....	13
<b>VII. ANÁLISIS INCREMENTAL Y ANÁLISIS PROBABILÍSTICO</b> .....	<b>23</b>
7.1 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASO A PASO.....	23
7.1.1 Selección y escalamiento de registros sísmicos.....	24
7.2 CURVAS DE FRAGILIDAD.....	26
<b>VIII. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN</b> .....	<b>27</b>
8.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA.....	29
8.2 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS CASOS DE ESTUDIO DE ACUERDO CON EL RCDF.....	34
8.3 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS CASOS DE ESTUDIO, DE ACUERDO CON EL RCDF 2017.....	45
8.3.1 Aceleración del sismo 19S-2017/aceleración de diseño.....	46
8.3.2 Estructura con planta baja débil según el NTCDS 2017.....	48
8.4 REGISTROS SÍSMICOS SELECCIONADOS.....	50
8.5 ESCALAMIENTO DE REGISTROS.....	52
8.6 ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL.....	53
8.6.1 Vigas.....	53
8.6.2 Columnas.....	54
8.6.3 Muros de mampostería confinada con acero horizontal.....	54
8.6.4 Degradación de resistencia.....	58
8.6.5 Validación de los modelos numéricos estructurales.....	60
8.7 CURVAS DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL.....	61
8.8 CURVAS DE FRAGILIDAD.....	69
<b>CONCLUSIONES</b> .....	<b>71</b>

<b>BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS .....</b>	<b>72</b>
<b>APÉNDICE A .....</b>	<b>76</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 6.1.</b>	Principales aspectos de la NTC para estructuras de Concreto.....	15
<b>Tabla 6.2.</b>	Principales aspectos de la NTC para Estructuras de Mampostería .....	17
<b>Tabla 6.3.</b>	Principales aspectos de la NTC para Diseño por Sismo.....	20
<b>Tabla 8.1.</b>	Cargas de diseño.....	36
<b>Tabla 8.2.</b>	Periodos de vibración, pesos modales .....	38
<b>Tabla 8.3.</b>	Cuantías máximas de refuerzo horizontal en muros de mampostería .....	40
<b>Tabla 8.4.</b>	Secciones estructurales, armados y dimensiones .....	40
<b>Tabla 8.5.</b>	Periodos de vibración y aceleración. Modelos <i>M1</i> , <i>M2</i> y <i>M3</i> .....	46
<b>Tabla 8.6.</b>	Revisión 5.4 NTCDS 2017, estructura de <i>planta baja débil</i> . Modelos <i>M1</i> , <i>M2</i> , <i>M3</i> y <i>M4</i> .....	49
<b>Tabla 8.7.</b>	Registros sísmicos utilizados, sismo 19S-2017.....	51
<b>Tabla 8.8.</b>	Parámetros para el modelo tri – lineal SINA calibrado para muros de mampostería con acero de refuerzo horizontal.....	58
<b>Tabla 8.9.</b>	Fuerzas cortantes y distorsiones en muros de mampostería confinada con acero horizontal .....	59
<b>Tabla 8.10.</b>	Propiedades modales ETABS y RUAUMOKO 3D .....	60

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.1.</b>	Estructura colapsada y estructura con daño originado en el sismo de 1985 por estructuración con planta baja débil. ....	1
<b>Figura 1.2.</b>	Estructuras colapsadas por planta baja débil en el sismo de 2017. ....	2
<b>Figura 1.3.</b>	Zonas afectadas por diferentes eventos sísmicos en la Ciudad de México. ....	2
<b>Figura 5.1.</b>	Comportamiento de la planta baja débil, conceptual y real. ....	6
<b>Figura 6.1.</b>	Zonificación de la ciudad de México en cuanto a tipo de suelo 1976. ....	10
<b>Figura 6.2.</b>	Zonificación de la ciudad de México zona del lago y transición 1987. ....	11
<b>Figura 6.3.</b>	Zonificación de la ciudad de México en cuanto a tipo de suelo 2004. ....	12
<b>Figura 6.4.</b>	Zonificación de la ciudad de México en cuanto a tipo de suelo 2017. ....	13
<b>Figura 7.1.</b>	Veinte curvas ADI asociadas a estados límite de desempeño. ....	24
<b>Figura 7.2.</b>	Espectros de respuesta de pseudo-aceleración, obtenidas a partir de registros escalados con; a) <i>SaT1</i> , b) <i>Saprom</i> . ....	25
<b>Figura 7.3.</b>	Curvas de fragilidad asociadas a la distorsión máxima de entrepiso. ....	26
<b>Figura 8.1.</b>	Planta arquitectónica planta baja. ....	29
<b>Figura 8.2.</b>	Planta arquitectónica niveles superiores tipo. ....	30
<b>Figura 8.3.</b>	Planta estructural, elevación estructural y arquitectónica. ....	31
<b>Figura 8.4.</b>	Ubicación de la estructura. ....	32
<b>Figura 8.5.</b>	Block BH12. ....	33
<b>Figura 8.6.</b>	Modelado de la columna ancha. Eje A. ....	35
<b>Figura 8.7.</b>	Modelado de la columna ancha, elementos de acoplamiento. ....	36
<b>Figura 8.8.</b>	Espectros elásticos y de diseño sísmico. ....	37
<b>Figura 8.9.</b>	Modelo numérico estructural M4. ....	37
<b>Figura 8.10.</b>	Formas modales, a) M1, b) M2, c) M3 y d) M4. ....	38
<b>Figura 8.11.</b>	Distribución de fuerzas cortantes actuantes y resistentes por entrepiso. ....	42
<b>Figura 8.12.</b>	Desplazamientos máximos laterales de entrepiso. ....	43
<b>Figura 8.13.</b>	Distorsiones límites de entrepiso, a) M1, b) M2, c) M3 y d) M4 colapso, e) M4 sismos frecuentes. ....	44
<b>Figura 8.14.</b>	Espectro de diseño sísmico, a) espectro elástico, diseño y servicio, b) parámetros proporcionados por el SASID. ....	45
<b>Figura 8.15.</b>	Espectros sísmicos, aceleraciones <i>Sa19S</i> – 2017, a) colapso, b) sismos frecuentes. ....	47
<b>Figura 8.16.</b>	Distribución de fuerzas cortantes actuantes RCDF 2017 y resistentes por entrepiso, a) M1, b) M2, c) M3. ....	47
<b>Figura 8.17.</b>	Distorsiones límites de entrepiso RCDF 2017 casos M1, M2 y M3, a) estado límite de seguridad contra colapso, b) estado límite daños por sismos frecuentes. ....	48
<b>Figura 8.18.</b>	Evaluación planta baja débil. ....	48
<b>Figura 8.19.</b>	Espectros elásticos sismo 19S-2017, espectros de diseño RCDF. ....	50
<b>Figura 8.20.</b>	Ubicación de la estructura considerando la zonificación del RCDF 2004. ....	51
<b>Figura 8.21.</b>	Espectros de respuesta escalados. ....	52
<b>Figura 8.22.</b>	Modelo de Giberson. ....	53
<b>Figura 8.23.</b>	Modelo de comportamiento histórico de Takeda modificado. ....	54
<b>Figura 8.24.</b>	Superficie de interacción carga axial – momento flexionante de fluencia. ....	54
<b>Figura 8.25.</b>	Modelo de columna ancha modificado para muros doblemente empotrados. ....	55
<b>Figura 8.26.</b>	Comportamiento de muros de mampostería envolvente para mampostería confinada. .	56

<b>Figura 8.27.</b>	Modelo de comportamiento histórico SINA.....	57
<b>Figura 8.28.</b>	Patrón de agrietamiento y curva histerética del modelo M – ¼ - E6. ....	57
<b>Figura 8.29.</b>	Comparación de la respuesta analítica y la experimental. Modelo M – ¼ - E6. ....	58
<b>Figura 8.30.</b>	Modelo de degradación de resistencia Ruaumoko 3D. ....	59
<b>Figura 8.31.</b>	Modelo numérico estructural caso M1 en RUAUMOKO 3D.....	60
<b>Figura 8.32.</b>	Curvas ADI. ....	61
<b>Figura 8.33.</b>	Aceleraciones de diseño, fluencia y colapso en curva ADI, modelos a) M1, b) M2, c) M3 y d) M4. ....	62
<b>Figura 8.34.</b>	Perfil de distorsiones asociadas a una intensidad de 0.11 Sa/g (110 gals), modelos a) M1, b) M2, c) M3 y d) M4.....	64
<b>Figura 8.35.</b>	Perfil de distorsiones asociadas a una intensidad de 0.23 Sa/g (230 gals), modelos a) M1, b) M2, c) M3 y d) M4.....	65
<b>Figura 8.36.</b>	Perfil de distorsiones asociadas a una intensidad de 0.36 Sa/g (360 gals), modelos a) M1, b) M2, c) M3 y d) M4.....	66
<b>Figura 8.37.</b>	Perfil de distorsiones asociadas a una intensidad de 0.41 Sa/g (410 gals), modelos a) M1, b) M2, c) M3 y d) M4.....	67
<b>Figura 8.38.</b>	Perfil de DME para los casos de estudio asociadas a la excedencia de la distorsión permisible, Sa/g; a) M1, 0.15 Sa/g, b) M2, 0.30 Sa/g, c) M3, 0.40 Sa/g y d) M4, 0.47 Sa/g.....	68
<b>Figura 8.39.</b>	Curvas de fragilidad; estado límite daños por sismos frecuentes.....	69
<b>Figura 8.40.</b>	Curvas de fragilidad; estado límite de seguridad contra colapso. ....	70
<b>Figura A.1.</b>	Planta estructural planta baja, modelo M1. ....	76
<b>Figura A.2.</b>	Planta estructural niveles superiores, modelo M1.....	77
<b>Figura A.3.</b>	Columnas, modelo M1. ....	78
<b>Figura A.4.</b>	Trabes secundarias y dalas, modelo M1.....	78
<b>Figura A.5.</b>	Trabes principales, modelo M1.....	79
<b>Figura A.6.</b>	Planta estructural planta baja, modelo M2. ....	80
<b>Figura A.7.</b>	Planta estructural niveles superiores, modelo M2.....	81
<b>Figura A.8.</b>	Columnas, modelo M2. ....	82
<b>Figura A.9.</b>	Trabes secundarias y dalas, modelo M2.....	82
<b>Figura A.10.</b>	Trabes principales, modelo M2.....	83
<b>Figura A.11.</b>	Planta estructural planta baja, modelo M3. ....	84
<b>Figura A.12.</b>	Planta estructural niveles superiores, modelo M3.....	85
<b>Figura A.13.</b>	Columnas, modelo M3. ....	86
<b>Figura A.14.</b>	Dalas, modelo M3. ....	86
<b>Figura A.15.</b>	Trabes principales, modelo M3.....	87
<b>Figura A.16.</b>	Trabes secundarias, modelo M3.....	88
<b>Figura A.17.</b>	Planta estructural planta baja, modelo M4. ....	89
<b>Figura A.18.</b>	Planta estructural niveles superiores, modelo M4.....	90
<b>Figura A.19.</b>	Columnas, modelo M4. ....	91
<b>Figura A.20.</b>	Dalas, modelo M4. ....	91
<b>Figura A.21.</b>	Trabes principales, modelo M4.....	92
<b>Figura A.22.</b>	Trabes secundarias, modelo M4.....	93

## NOTACIÓN

$a$	Ordenada del espectro elástico de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad.
$Ag$	Área bruta de la sección transversal en elementos de concreto.
$a_{min}$	Ordenada espectral mínima de diseño.
$a_o$	Valor que corresponde a $T=0$ .
$Ash$	Área de acero del refuerzo horizontal en muros de mampostería.
$AS_{Máx}$	Acero de refuerzo longitudinal máximo para elementos de concreto reforzado.
$As$	Área de acero longitudinal en elementos de concreto reforzado.
$AS_{Min}$	Acero de refuerzo longitudinal mínimo para elementos de concreto reforzado.
$AT_m$	Área bruta del muro de mampostería.
$Av$	Área de acero de una barra de acero corrugada.
$b$	Dimensión de la sección transversal denominada como base en elementos de concreto reforzado.
$b_c$	Base del elemento confinante para muros de mampostería.
$\beta$	Factor reductivo por amortiguamiento suplementario debido a la interacción suelo – estructura o al uso de disipadores pasivos de energía.
$C$	Coefficiente sísmico para diseño.
$c$	Ordenada espectral correspondiente a la meseta del espectro de diseño.
$d$	Peralte efectivo de la sección transversal en elementos de concreto reforzado.
$d_m$	Distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima para muros de mampostería.
$d'_m$	Distancia entre el centroide del acero colocado en ambos extremos de un muro de mampostería.
$e_{ai}$	Excentricidad accidental, el subíndice indica la correspondencia entre la excentricidad y el $i$ -ésimo nivel.
$E_c$	Módulo de elasticidad del concreto de peso normal.
$E_s$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.
$E_m$	Módulo de elasticidad de la mampostería.
$F.C$	Factor de carga para diseño estructural.
$fan$	Cociente entre área neta y el área bruta de las piezas de mampostería.
$f'_c$	Resistencia especificada del concreto a compresión.
$f^*_c$	Resistencia nominal a compresión del concreto.
$f''_c$	Resistencia a compresión referente al bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión.
$FE$	Factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez.
$fi$	Factor de irregularidad para diseño sísmico.
$f^*_m$	Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, referida al área bruta (RCDF 1976, 1987 y 2004).
$f'_m$	Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, referida al área bruta (RCDF 2017).
$FR_C$	Factor de reducción de resistencia a cortante para elementos de concreto reforzado.
$FR_f$	Factor de reducción de resistencia a flexión para elementos de concreto reforzado.
$FRfC$	Factor de reducción de resistencia para compresión en flexocompresión para elementos de concreto reforzado.
$FRfT$	Factor de reducción de resistencia para tensión en flexocompresión para elementos de concreto reforzado.

$FR_{mc}$	Factor de reducción de resistencia para fuerza axial en elementos de mampostería.
$FR_{mft}$	Factor de reducción de resistencia para flexocompresión en elementos de mampostería.
$FR_{mv}$	Factor de reducción de resistencia para fuerza cortante en elementos de mampostería.
$ft$	Resistencia a tensión del refuerzo horizontal en muros de mampostería.
$Fy$	Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo.
$F_{yhc}$	Esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo horizontal o malla de alambre soldado.
$G$	Módulo de rigidez a corte.
$hc$	Peralte del elemento confinante para muros de mampostería.
$hj$	Espesor de la junta de mortero de pega.
$I_g$	Momento de inercia centroidal bruto de la sección transversal del elemento estructural.
$k$	Cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura, se usa para el cálculo de $a$ y $Q$ .
$K_1$	Factor de corrección por hiperasticidad, se usa para el cálculo de $R$ .
$K_2$	Factor de incremento para estructuras bajas y rígidas; se usa para el cálculo de $R$ .
$\mu$	Ductilidad global del sistema.
$Mo$	Momento flexionante, aplicado en el plano que resiste el muro de mampostería en flexión pura.
$MR$	Momento flexionante resistente de diseño, aplicado en el plano en muro de mampostería sujeto a flexocompresión.
$MRx$	Momento flexionante resistente alrededor del eje X.
$MRy$	Momento flexionante resistente alrededor del eje Y.
$Mux$	Momento flexionante de diseño alrededor del eje X.
$Muy$	Momento flexionante de diseño alrededor del eje Y.
$\eta$	Factor de eficiencia del refuerzo horizontal.
$\rho$	Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión.
$\rho_{bal}$	Cuantía balanceada del acero de refuerzo longitudinal.
$\rho_h$	Cuantía de refuerzo horizontal en muros de mampostería.
$PR$	Carga normal resistente de diseño a flexocompresión en elementos de concreto y mampostería.
$PRO$	Carga axial resistente de diseño.
$PRx$	Carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad $e_x$ .
$PRy$	Carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad $e_y$ .
$Pu$	Carga axial de diseño.
$Q$	Factor de comportamiento sísmico en función del sistema estructural.
$q$	Índice del refuerzo a tensión en elementos de concreto reforzado.
$Q'$	Factor de reducción por comportamiento sísmico en función de $T$ .
$R$	Factor de reducción por sobre-resistencia para diseño sísmico.
$R_o$	Factor básico de sobre – resistencia.
$s$	Separación del acero de refuerzo transversal en elementos de concreto reforzado.
$T$	Periodo natural de vibrar del sistema estructural.
$t$	Espesor del muro de mampostería.
$T_a, T_b$	Periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de diseño.
$T_s$	Periodo de vibración del suelo en el sitio de interés.
$V_{sR}$	Fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo.
$V_{cR}$	Fuerza cortante resistente que toma el concreto.

- $V_m^*$  Resistencia de diseño a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga (RCDF 1976, 1987 y 2004).
- $V'_m$  Resistencia a compresión diagonal para diseño de la mampostería, referida al área bruta (RCDF 2017).
- $VmR$  Resistencia a fuerza cortante que toma la mampostería.
- $\gamma$  Distorsión de entrepiso.
- $\gamma_{m\acute{a}x}$  Distorsión límite asociado al estado límite de seguridad contra colapso.
- $\gamma_v$  Peso volumétrico del material.
- $\phi_v$  Diámetro de una barra de acero corrugada.

## I. INTRODUCCIÓN

En la República Mexicana se han registrado movimientos sísmicos de grandes intensidades, algunos de estos han provocado el colapso de la planta baja en muchas edificaciones. El 28 de Julio de 1957 se registra en la Ciudad de México un sismo con una magnitud igual a 7.7, el epicentro se encontró en las costas del estado de Guerrero; a este sismo se le denominó sismo del Ángel, su paso dejó 52 muertos, 569 lesionados y más de 100 colapsos (Poniatowska, 1988). En el año de 1979 se originó un sismo cuya magnitud fue de 7.6, el epicentro se localizó a 290 kilómetros aproximadamente de la Ciudad de México en Petatlán, Guerrero, este sismo colapsó la Universidad Iberoamericana en la Ciudad de México. De los colapsos que se generaron en este sismo, aproximadamente el 6% de estos se atribuyó a la *planta baja débil* en donde el modo de falla predominante fue el cortante en las columnas. Es aquí donde se aprecia que la estructuración con *planta baja débil* se ha empleado desde hace más de 40 años en México (Meli y Miranda 1986).

En 1985 ocurre el sismo con más impacto en la historia de la Ciudad de México, los niveles de daño en las edificaciones aún se encuentran en las investigaciones actuales. Los acontecimientos anteriores motivaron a investigadores (por ejemplo, los del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM)) a realizar la evaluación de los daños y realizar un informe (Meli y Miranda 1986). La evaluación se dividió en 17 zonas en donde se clasificaba el daño conforme al esquema siguiente; colapso total o parcial, daño grave, daño estructural intermedio, daños menores. De la misma forma que el sismo de 1979, se determinó un porcentaje de fallas en sistemas estructurales por el primer piso débil el cual fue aproximadamente del 8%. Se observó que el primer piso fue destinado a estacionamientos en viviendas o para vestíbulos y salones de hoteles. En la figura 1.1 se muestran dos edificios documentados que colapsaron por *planta baja débil* durante el sismo de 1985.



**Figura 1.1.** Estructura colapsada y estructura con daño originado en el sismo de 1985 por estructuración con *planta baja débil*.

(Meli y Miranda 1986)

El sismo ocurrido el 19 de septiembre de 2017 a las 13:24:40 horas, con magnitud  $M_w^*$  7.1, cuyo epicentro fue al suroeste de Axochiapan, Morelos, a 120 km de la Ciudad de México, provocó daños importantes en las construcciones de la Ciudad de México. Se generaron colapsos de estructuras que se alineaban en la zona de transición (entre el área lacustre del valle de México y la zona de lomas). Como el mejor inspector, este sismo detectó las irregularidades de estructuración de un gran número de edificios, entre estos se destacan los de *planta baja débil*. En la figura 1.2 se muestran algunas edificaciones que colapsaron por esta estructuración.

En la figura 1.3 se observa con puntos rojos algunos colapsos generados por el sismo 19S-2017, en donde de igual forma se plasman las curvas de isoperiodos del suelo, las cuales reflejan que los daños se encuentran comprendidos entre periodos del suelo del orden de 1 a 1.5 (Pérez *et al.*, 2017). Se observa estos daños provocados por los 4 sismos anteriores (1957, 1979, 1985 y 2017), se alinean entre la zona de lomas y transición.



Figura 1.2. Estructuras colapsadas por *planta baja débil* en el sismo de 2017. (Google maps)

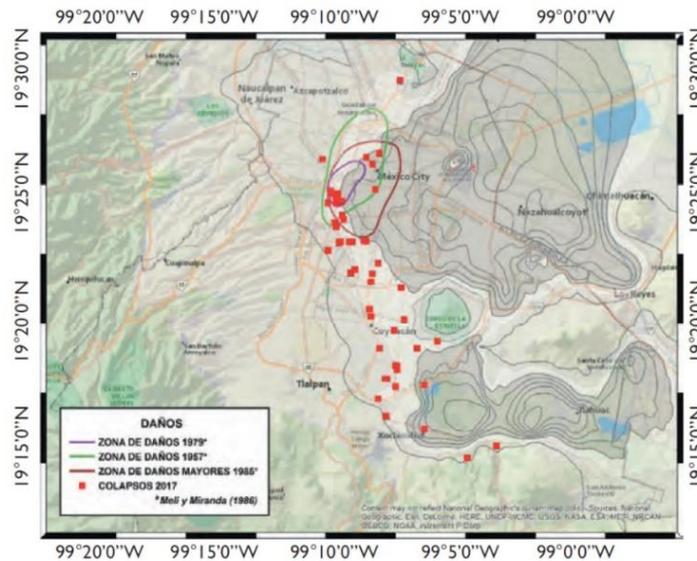


Figura 1.3. Zonas afectadas por diferentes eventos sísmicos en la Ciudad de México. (Pérez *et al.*, 2017)

## II. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la Ciudad de México existen edificaciones que presentan irregularidades como la denominada *planta baja débil*. Un porcentaje elevado de estructuras destinadas a vivienda presentan esta configuración, por mencionar en la colonia del Valle, Narvarte, Nápoles, Colonia Roma, etc., en donde se encuentran edificaciones con *planta baja débil* destinadas a vivienda, las cuales, pueden ser más vulnerables al colapso por acciones sísmicas.

En la actualidad, la ingeniería estructural en el campo profesional carece de la sensibilidad y el carácter necesario para imponer una solución adecuada ante los problemas de edificios con *planta baja débil*, desconociendo en muchas ocasiones las limitaciones de los análisis elásticos, los cuales pueden subestimar la concentración de deformaciones en la planta baja.

Una planta baja débil es producida por la concentración de las deformaciones inelásticas debido a la discontinuidad en elevación de resistencia y rigidez. La deformación lateral en la planta baja puede superar la capacidad de los elementos verticales, volviéndose la primera o la única en tener deformaciones inelásticas.

Por lo anterior, en este trabajo se propone determinar el desempeño de una edificación con planta baja débil diseñada de acuerdo con diferentes normativas, considerando métodos de análisis estructural recientes y los parámetros de diseño en cada normativa.

### III. JUSTIFICACIÓN

Debido a los colapsos de edificaciones con *planta baja débil* en el sismo 19S-2017, se cuestiona si estas estructuras diseñadas de acuerdo con el RCDF actual y sus versiones anteriores al año 2017, presentan el colapso a intensidades semejantes a las registradas en este evento. Dentro del panorama del diseño estructural, la irregularidad denominada *planta baja débil* presenta un riesgo latente ante los eventos sísmicos, debido al bajo desempeño estructural de las edificaciones que la presentan. El riesgo se puede incrementar si se estudian las edificaciones construidas en los años 70's u 80's, las cuales, fueron diseñadas para acciones sísmicas menores que las presentes en el RCDF vigente.

## IV. METODOLOGÍA

La metodología que se siguió en el desarrollo de esta tesis se presenta a continuación:

- Se propone una estructuración semejante a la que poseían algunas edificaciones que colapsaron en el sismo 19S-2017. Esta se ubica en la zona donde se encontraban edificaciones colapsadas por dicho sismo.
- Se realiza el diseño estructural de los cuatro casos de estudio, es decir, se toma como limitante lo expuesto en cada RCDF (1976, 1987, 2004 y 2017) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC). No se toma algún otro criterio para el diseño; en cada modelo se sigue la misma estructuración, todos los casos consideran un cambio drástico en la rigidez que se concentra en la planta baja, no se considera otro material distinto a mampostería para los muros en los niveles superiores, ni de concreto para la planta baja. Para los cuatro casos la fuerza sísmica de diseño se determina mediante un análisis dinámico modal espectral. El análisis estructural se realiza en un software estructural comercial, la etapa de diseño estructural se realiza mediante hojas de cálculo elaboradas dentro de esta tesis.
- De los resultados obtenidos en el diseño estructural, se evalúa la resistencia de los sistemas ante la fuerza sísmica de diseño correspondiente al RCDF 2017. Se obtienen las ordenadas espectrales predominantes de cada caso ante el sismo 19S-2017. Conforme a lo expuesto en el capítulo 5 *Condiciones de regularidad* presente en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2017 (NTCDS - 2017) los modelos *M1* y *M2* presentan el caso de irregularidad denominado *planta baja débil*.
- Se estima la capacidad estructural de los casos de estudio ante la demanda sísmica mediante un análisis dinámico no lineal en el tiempo tipo incremental (ADI). Para ello se utilizan 12 acelerogramas registrados durante el sismo 19S-2017, en un suelo con periodo  $T_s = 1s$ . Estos se escalan a diferentes intensidades generando así diferentes historias de aceleraciones. El análisis ADI de las estructuras se realiza en un software académico.
- Para los cuatro casos de estudio se calcula la distorsión máxima de entrepiso a cada nivel de intensidad, se determina a qué nivel de intensidad se supera la distorsión de entrepiso permisible expuesta en cada uno de los RCDF, así como la distorsión asociada a la fluencia global del sistema.
- Se calculan curvas de fragilidad asociadas a distorsiones permisibles en estructuras de concreto y mampostería para los estados límite de colapso y servicio presentes en los RCDF. Se evalúa la probabilidad de excedencia de la distorsión máxima dada la intensidad presente en el sismo 19S-2017.

## V. EL FENÓMENO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS CON PLANTA BAJA DÉBIL

La presencia de una edificación con *planta baja débil* es muy común en zonas urbanas. En estas edificaciones la planta baja es utilizada para estacionamiento, comercio, lobby, u otro uso que requiera una gran abertura. Una estructura con *planta baja débil* puede presentarse desde la concepción arquitectónica, la modificación de la estructuración (eliminación de muros) o a raíz de la falla en un elemento vertical durante un sismo. La planta baja débil puede presentarse tanto una dirección ortogonal como en ambas (Miranda, 2005).

Una edificación con la denominada *planta baja débil* presenta un problema relacionada con la discontinuidad de rigidez y la resistencia lateral entre la planta baja y los niveles superiores. Las demandas sísmicas de comportamiento no lineal que originan el daño estructural tienden a concentrarse en la planta baja, lo que provoca que el daño sea excesivo en este nivel produciendo que la edificación colapse súbitamente. Al concentrarse la deformación lateral, se origina una gran demanda de rotación en los extremos de columnas y vigas, produciendo que las columnas alcancen su resistencia o capacidad a flexocompresión antes que las trabes alcancen su capacidad (Jean, 2011).

El problema de la *planta baja débil* se agrava cuando se considera la combinación de la deformación lateral junto a la carga vertical que transmiten los niveles superiores más rígidos. Esto produce no linealidades geométricas y no linealidades del material, que en muchas ocasiones no fueron previstas en la etapa de diseño. La demanda adicional de carga producida por estos efectos contribuye de forma significativa a que se supere la capacidad de los elementos estructurales, induciendo a un posible colapso (Tena, 2016).

En la figura 5.1 se muestra el comportamiento conceptual y real de estructuras con *planta baja débil*.



**Figura 5.1.** Comportamiento de la *planta baja débil*, conceptual y real.  
(Miranda y Jean, 2017)

Entre la extensa literatura a nivel mundial sobre el tema, se pueden mencionar las siguientes:

- Bahmani et al., (2015): Realizó pruebas experimentales con un edificio de madera a escala real, este constaba con 4 pisos, de los cuales se contaba con un piso débil, la estructura representaba un edificio típico de la bahía de San Francisco, California. Seleccionaron 3 diferentes sismos con intensidades que van desde una aceleración espectral de  $S_a = 0.4$  g hasta  $S_a = 1.8$  g. A través de análisis numéricos no lineales en el tiempo, con 44 registros sísmicos escalados, se encontró que los pisos más elevados sufrieron distorsiones bajas en comparación al entrepiso débil.
- Chopra et al., (1972): Investigó el efecto en la reducción de la resistencia en el primer nivel por deformaciones desarrolladas en los pisos superiores, a través del análisis de dos edificaciones; la primera sin el entrepiso débil y la segunda con la presencia de este. Encontró que el piso débil requiere una capacidad de desplazamiento muy alta, además de un mecanismo de fluencia perfectamente plástico para proporcionar una protección a toda la estructura.
- Esteva (1992): Estudia la respuesta no lineal de edificaciones con un cambio pronunciado en la rigidez de los niveles superiores respecto a la planta baja. Las variables estudiadas fueron; el periodo fundamental, la rigidez de entrepiso, un factor “r” que relaciona el valor promedio del factor de seguridad a corte en los niveles superiores con el inferior. Encuentra que la respuesta no lineal de los edificios estudiados presentan una resistencia y rigidez lateral que corresponden a factores “r” mayores que los aplicados al primer piso.
- Mahin et al., (1976): Estudia el comportamiento de una estructura de 6 pisos, la cual es dañada por un sismo severo, debido a una diferencia de rigidez en el segundo nivel, en donde no es posible su rehabilitación. Este considera efectos de segundo orden, los resultados se muestran en términos de la distorsión de entrepiso.
- Miyamoto y Roger (1996): Estudia una edificación histórica rehabilitada con amortiguadores viscosos (V.D.). La edificación consta de 4 niveles, su estructura es a base de marcos de concreto reforzado (RC) en la planta baja y marcos de concreto con muros de cortante en los niveles superiores. De los resultados obtenidos se concluye que el uso de los V.D. redujo las deformaciones en la planta baja, permitiendo un comportamiento adecuado, mitigando la planta baja débil.
- Ruiz y Diederich (1989): Se estudia la influencia de la discontinuidad de la resistencia lateral en la demanda de ductilidad de una estructura de 5 y 12 niveles con planta baja débil. Se analiza el comportamiento de este tipo de estructuras bajo la acción de un movimiento sísmico obtenido en suelo blando de la Ciudad de México. Los resultados muestran la capacidad de absorción de la ductilidad de demanda de la planta baja respecto a los superiores.
- Shahriar et al., (2010): Estudia el comportamiento de varias estructuras de concreto reforzado con diferentes configuraciones de muros de corte en los entrepisos. De los resultados obtenidos se comparan las deformaciones laterales, carga axial, momentos flexionantes en columnas, cortante en la base, etc.
- Tena y Hernández (2016): Realizan un estudio en sistemas de 2 gdl, los cuales presentan piso bajo débil. Se hacen variar las rigideces y la resistencia lateral entre ambos sistemas. Se realizan análisis dinámicos no lineales paso a paso con 10 movimientos sísmicos. De los resultados obtenidos, se concluye que la planta baja débil se previene o amplifica mediante una combinación de rigidez y resistencia.

A través de sus publicaciones, los RCDF han considerado la presencia de un entrepiso débil o *planta baja débil* como una irregularidad en las edificaciones. La irregularidad se ha intentado erradicar y/o controlar mediante el cumplimiento del capítulo denominado “*condiciones de regularidad*” presente en las NTCDS (con excepción del RCDF 1976, estas no contemplan esta revisión).

En el capítulo de irregularidad, se cataloga a la estructura con un cierto grado de regularidad (regular, irregular, muy irregular) al no cumplirse con alguna de las especificaciones. Al catalogarse con cierto grado de irregularidad, las fuerzas laterales (para diseño por sismo) son incrementadas en un porcentaje mayor a las correspondientes para la misma estructura sin la irregularidad. A continuación, se enlistan las condiciones de regularidad referentes a estructuras con planta baja o entrepiso débil en cada RCDF.

- NTCDS (RCDF 1987, apartado 6 – punto 10)): Esta revisión está enfocada en la rigidez de entrepiso. Esta dice lo siguiente:

*“La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior”.*

- NTCDS (RCDF 2004, apartado 6 – punto 10)): Esta revisión está enfocada en la rigidez y resistencia a corte de entrepiso. Esta dice lo siguiente:

*“Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito”.*

- NTCDS (RCDF 2017, apartado 5.1 – punto 11), 13) y apartado 5.4)): Esta revisión está enfocada a la rigidez y resistencia a corte de entrepiso. El punto 11 dice lo siguiente:

*“La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito”.*

El punto 13 dice lo siguiente:

*“En sistemas diseñados para  $Q$  de 4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para  $Q$  igual o menor que 3, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso”.*

El apartado 5.4 dice lo siguiente:

*“Si en un edificio el cociente de la capacidad resistente ( $V_R$ ) entre la fuerza cortante de diseño ( $V_d$ ) para el primer entrepiso es menor que 60 por ciento del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes, se considerará que el edificio cae en el caso denominado planta baja débil”.*

El emplear los factores de irregularidad en el diseño por sismo, no resuelve la presencia de una planta baja o entrepiso débil, ya que no se modifica la diferencia de la resistencia y rigidez. Aunado a esto, el factor se aplica independientemente del número de niveles y la posición del entrepiso blando (Jean, 2011).

Por otra parte la aplicación del apartado 5.4 de las NTCDS 2017, permite controlar el contraste en la resistencia a corte de entrepiso, pudiendo corregir adecuadamente la presencia de un entrepiso blando.

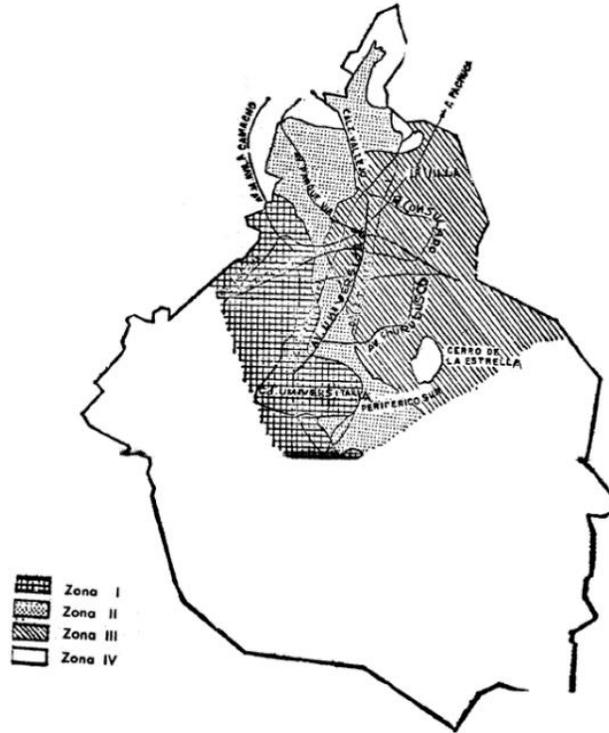
## VI. REGLAMENTOS DE CONSTRUCCIÓN PARA LA CIUDAD DE MÉXICO

Debido al fenómeno sísmico, la Ciudad de México a lo largo de su historia ha concebido distintos reglamentos de construcciones, reglamentos que han ido evolucionando en aras de la seguridad de construcciones civiles denominados *Reglamentos de Construcciones para el Distrito Federal*. La mayoría de reglamentos y normativas se han realizado para la Ciudad de México, en algunos otros Estados de la República Mexicana se ha intentado establecer una adecuada normativa para construcción y diseño estructural; sin embargo, estos tienden a aplicar el RCDF o replicar la normativa americana, si bien, esto resuelve en primera instancia la necesidad del diseño, su aplicación no es correcta ya que las bases de la investigación que dio origen al RCDF es propia del lugar y difiere en muchos parámetros a los del resto del país.

Las etapas en la evolución del RCDF se presentan a continuación (Alcocer y Castaño, 2008):

- Reglamento para edificaciones (año 1920): El primer reglamento de construcciones para la Ciudad de México. Antes de que se estableciera este reglamento, se diseñaba con parámetros de reglamentos de otros Estados. Se basó en la filosofía de esfuerzos permisibles (ASD).
- Reglamento para edificaciones (año 1942): Contenía un apartado para diseño sísmico, se clasificó a las estructuras de acuerdo con su importancia en tipos I, II, III, IV, V, VI y VIII. La acción sísmica se tomaba mediante la aplicación de un coeficiente  $C$  multiplicado por el peso del sistema estructural. El coeficiente  $C$  era seleccionado según la clasificación.
- Reglamento para edificaciones (año 1957): Esta reglamentación se consideró de emergencia. Su concepción fue a raíz de sismo del 28 de julio de 1957. Este sismo tuvo una magnitud de  $M_w^*$  7.5 provocando aceleraciones pico de 0.06 g en suelo blando. Esto provocó un aumento del coeficiente  $C$ , provocando que este coeficiente estuviera en función del tipo de suelo y sobre el tipo de construcción (como se venía planteando en sus predecesores). Se clasificaron los distintos sistemas estructurales, concretamente en tres diferentes tipos. Se incorporó una filosofía de diseño límite a través de factores de seguridad. La distorsión de entrepiso se limitó a 0.002 veces la altura de entrepiso y se consideraron los efectos de torsión.
- Reglamento para edificaciones (año 1966): Este reglamento considera dos tipos de suelo: el de transición y blando. Las edificaciones se clasifican en tres categorías según su ocupación A, B y C, según el sistema estructural. Estas se clasificaban en tres clases 1, 2 y 3. Se asignan nuevos valores del coeficiente  $C$ , el valor más alto de  $C$  se proporciona a estructuras del grupo B clase 3, las cuales se ubicaban en suelo blando; para estructuras del grupo A se multiplica por 1.2. El código especificó tres tipos de análisis; el *análisis estático simplificado*, el *análisis de fuerzas laterales equivalentes*, (en este se consideraba una distribución lineal de fuerzas en edificio, consideraba la excentricidad de torsión dinámica con un factor de 1.5, la accidental se tomó igual al 5% de la dimensión máxima en planta del edificio), y el *análisis dinámico*. Se crearon dos espectros para el tipo de suelo, se permitieron mayores distorsiones de entrepiso máximas para elementos no estructurales.
- Reglamento para edificaciones (año 1976): En este reglamento se derivan requisitos de desempeño asociados a cada material (concreto, madera, acero, mampostería) para acciones como sismo o viento. Estas se denominaron Normas Técnicas Complementarias, las cuales se desarrollaron bajo la filosofía de diseño por estados límite. Se crearon tres zonas sísmicas conforme a la profundidad de suelo: suave, transición y firme. Los coeficientes  $C$  eran 0.24, 0.2 y 0.16, respectivamente. En la figura 6.1 se muestra el mapa de Zonificación sísmica. El comportamiento dúctil se rigió por la aplicación de factores de reducción por ductilidad denominados  $Q$ , para este reglamento estos presentaban valores del orden de 1 a 6, el valor que se le asignaba dependiendo del tipo de material, detalles estructurales y el sistema estructural.

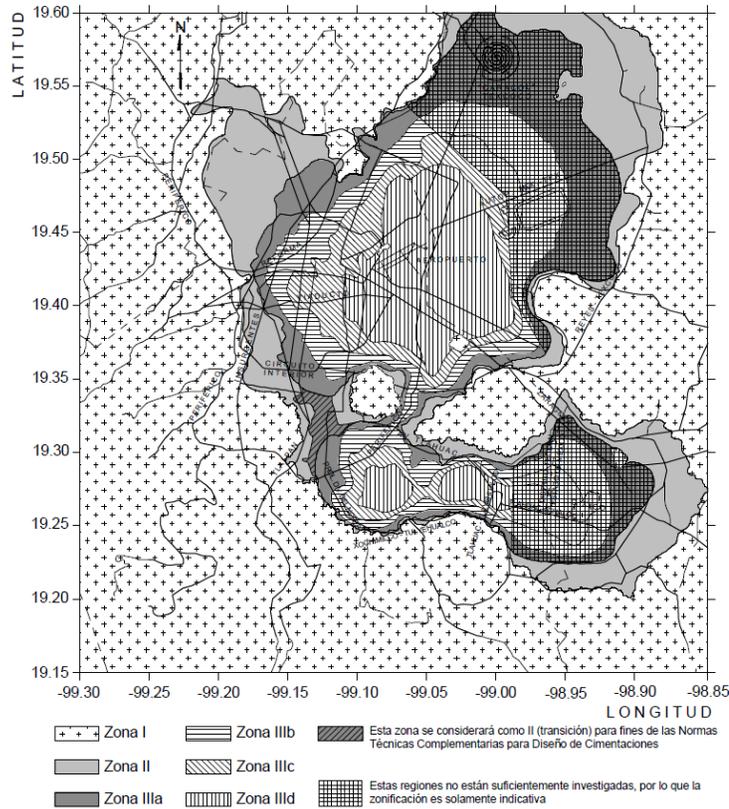
Las fuerzas sísmicas se reducían por el factor Q, por ende, para obtener las distorsiones asociadas a los estados límite, los desplazamientos obtenidos por un análisis modal se multiplican por el factor Q. Las distorsiones se comparaban con las permisibles, en este caso 0.008 y 0.016. Se menciona un análisis dinámico “paso a paso”, para este se requerían al menos cuatro acelerogramas reales o sintéticos.



**Figura 6.1. Zonificación de la ciudad de México en cuanto a tipo de suelo 1976.**  
(RCDF, 1976)

- Reglamento para edificaciones (año 1985): De igual forma que el RCDF de 1957, este reglamento se considera de emergencia, su publicación fue posterior al sismo del 19 de septiembre de 1985. Lo expuesto en este reglamento fue fruto de las revisiones e investigaciones realizadas desde la publicación de 1976. Se aumentaron los coeficientes de diseño elástico a 0.40 g y a 0.27 g en las zonas suaves y de transición. Debido a los colapsos del sismo se incrementaron los factores de resistencia, se prestó más atención a detalles estructurales para sistemas con un Q mayor a 2, el valor máximo que este factor podría tomar sería de 4 aplicado a estructuras con marcos resistentes a momento capaces de resistir el 50% del total de la fuerza cortante, excluyendo así al sistema dual.
- Reglamento para edificaciones (año 1987): Este reglamento se basó en las disposiciones que contenía su antecesor, los cambios más radicales son: agrupación de estructuras en A, B1 y B2, se presentan requisitos de detalle para estructuras dependiendo de la zona de desplante (II y II principalmente). En la figura 6.2 se muestra en mapa de zonificación sísmica para la zona del Lago y de transición. Los coeficientes C aumentaron para la zona de transición pasaron de 0.27 a 0.32 g, las distorsiones permisibles de entrepiso se redujeron a 0.006 y 0.0012, el factor de importancia aumentó a 1.5 para estructuras tipo A. Se incorpora por primera vez un factor de reducción por irregularidad para el factor Q si no se cumplen las condiciones para regularidad. Se incluyen recomendaciones para la interacción suelo – estructura. Se incorpora la revisión por

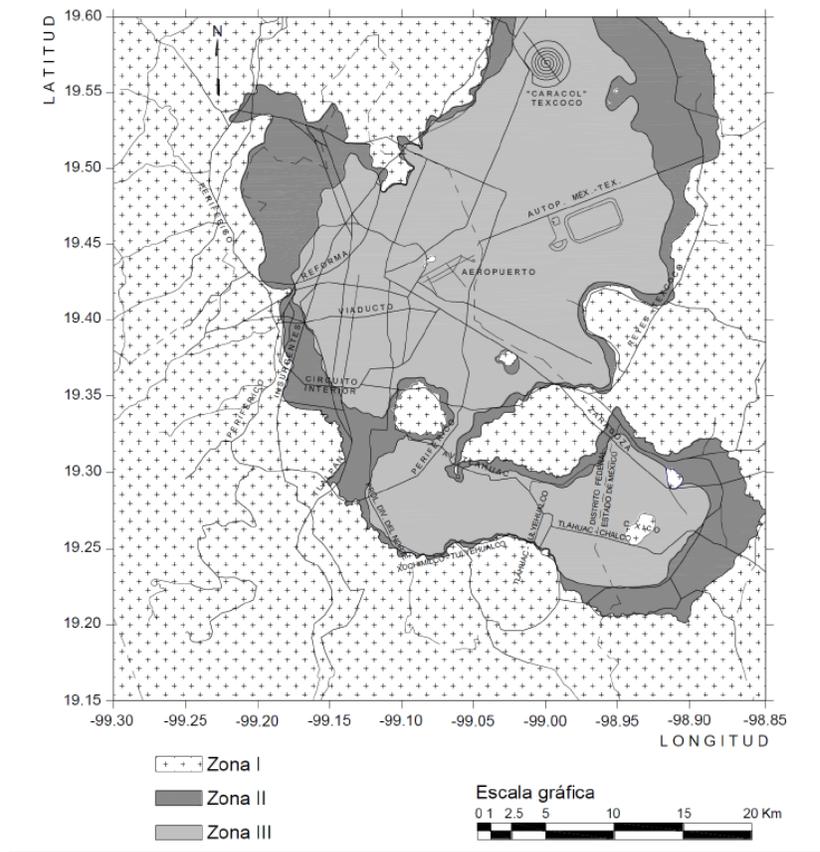




**Figura 6.3. Zonificación de la ciudad de México en cuanto a tipo de suelo 2004.**  
(RCDF, 2004)

- Reglamento para edificaciones (año 2017):** Reglamento de diseño vigente. Este reglamento añadió criterios de diseño para estructuras basadas en desempeño. Entre las modificaciones importantes se encuentran: modificación de la zonificación sísmica conforme a las NTCDS y Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDC). Estas se clasifican en: Zona I o de Lomas, Zona II o de Transición, Zona II o del lago, como se muestra en la figura 6.4. Se añaden factores de importancia para la clasificación de estructuras A1 y A2. Se modificaron los factores de combinaciones de cargas gravitacionales. Se modifica el cortante basal en función del periodo del suelo  $T_s$ . Se establecen dos distorsiones asociadas a los estados límite: colapso y limitación de daños ante sismos frecuentes. La primera se determina por el tipo de sistema estructural (marcos de acero, muros mampostería confinada, marcos de concreto, sistemas duales, etc.), y la segunda presenta valores del orden de 0.002 y 0.004 en función al daño permitido en elementos no estructurales (estas distorsiones se revisan para un sismo de menor intensidad). Se incorpora el factor de sobrerresistencia R, este factor ya se consideraba implícitamente en reglamentos anteriores (RCDF 2004). Se presentan explícitamente los parámetros para realizar un análisis dinámico no lineal paso a paso haciendo obligatorio este tipo de análisis para estructuras que excedan una determinada altura o presenten ciertas irregularidades. Para evaluar los efectos de torsión se considera una excentricidad accidental en función de los niveles de entrepiso, de igual forma puede evaluarse el efecto de la torsión accidental añadiendo a las fuerza y desplazamientos que resulten de un análisis donde no se considere dicho efecto. Esto es mediante la aplicación de un momento alojado en el plano de cada nivel de piso (válido sólo a sistemas donde se considera que se tiene un diafragma rígido). Se dan criterios generales para la evaluación de diafragmas de piso, apéndices y contenidos. El

espectro sísmico de diseño se determina conforme al Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID). Para los factores de comportamiento sísmico se dan valores de  $Q$  y de la distorsión asociada al estado límite de colapso  $\gamma_{m\acute{a}x}$  conforme a la estructuración y la ductilidad del sistema. Se consideran tres tipos de ductilidad; baja, media y alta, cada una con requisitos de diseño según el material que se emplee. Se atiende de mejor forma a las estructuras irregulares, mediante la aplicación de las condiciones de regularidad, incorporándose el caso de la *planta baja débil*. Se incluye un apéndice destinado a edificios con disipadores de energía sísmica. Se incluyen modificaciones de los factores de resistencia para el diseño estructural en función del material empleado (acero, mampostería, concreto, madera, etc.). Se publica la Norma para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto dañados por el 19S-2017. Esta expone los requisitos mínimos para evaluar la seguridad de las estructuras dañadas, así como su respectiva rehabilitación.



**Figura 6.4. Zonificación de la ciudad de México en cuanto a tipo de suelo 2017.**  
(RCDF, 2017)

Para efectos de este trabajo, a continuación, se expone brevemente el contenido de las NTC para el diseño sísmico de estructuras de mampostería y concreto, las que se encuentran presentes en las versiones del RCDF de los años 1976, 1987, 2004 y 2017.

### 6.1 NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS

Para el año 1976 las NTC para el diseño de estructuras se encontraban expuestas en las publicaciones del Instituto de Ingeniería de la UNAM, en las Series No 401, 402, 403, 404 y 405. En estas se prestaban

las disposiciones del diseño estructural con base en las normas publicadas el 15 de abril de 1977, contenía las disposiciones para el diseño de estructuras de concreto simple y reforzado, para mampostería confinada con la presencia de refuerzo y sin refuerzo, la filosofía de diseño se basaba en resistencias las cuales eran reducidas por un factor de resistencia comparándose contra las cargas amplificadas por el factor de carga. Las estructuras de concreto y mampostería se analizaban con un análisis elástico.

En su versión de 1987 las NTC para estructuras de concreto y mampostería se modifican expresiones para el cálculo de las propiedades mecánicas del concreto, factores de resistencia. Se contempla la resistencia a flexión biaxial en vigas, las ecuaciones que proporcionan la resistencia para los elementos estructurales no se modifican. Se incorpora un apartado para el diseño de marcos dúctiles diseñados con un factor  $Q=4$ . Se incluye un apartado para el diseño de losas planas. Se añade el incremento en resistencia a corte por la presencia del acero de refuerzo horizontal en muros de mampostería confinada a través del aumento de un porcentaje del módulo de corte.

En las NTC de 2004 se amplían los requisitos complementarios para anclajes y elementos estructurales. El apartado de marcos dúctiles aplica para el factor de comportamiento  $Q$  igual a 4. Se incluyen las disposiciones para concretos de alta resistencia. Se incluyen las expresiones que permiten evaluar el aporte en la resistencia a cortante que proporciona el acero horizontal en los muros de mampostería. Se anexa un apartado sobre la evaluación y rehabilitación de estructuras de mampostería dañadas por sismo.

Entre las modificaciones presentes en las NTC 2017 se encuentran: limitación en cuanto la aplicación del tipo de concreto conforme al artículo 139 RCDF 2017, agrietamiento de elementos estructurales tipo columna y muros, se dan parámetros de plasticidad (modelado de articulaciones plásticas) para los elementos estructurales que intervengan en un análisis no lineal, el diseño de las secciones estructurales se divide en tres secciones en función del grado de ductilidad requerido, baja, mediana y alta. En cuanto a las estructuras de mampostería se amplía de mejor manera las formas de modelación de muros y de análisis, se toman la relación de forma del muro en las expresiones de diseño.

En las tablas 6.1, 6.2 y 6.3 se presentan las principales diferencias de las NTC para estructuras de concreto mampostería y diseño por sismo para las cuatro versiones del RCDF (1976, 1987, 2004 y 2017), las cuales fueron vitales en el desarrollo de este trabajo. Los paréntesis en cada contenido hacen referencia a la ubicación del texto en la norma correspondiente.

**Tabla 6.1. Principales aspectos de la NTC para estructuras de Concreto**

Concepto	NTC 1976	NTC 1987	NTC 2004	NTC 2017
<u>Análisis.</u>	Comportamiento elástico en general, se considera análisis límite. <b>(1.3)</b>	Comportamiento elástico en general, se considera análisis límite. <b>(1.3)</b>	Comportamiento elástico en general, se considera análisis límite, se reduce la rigidez de muros y vigas agrietados en 50% $I_g$ . <b>(1.4)</b>	Análisis lineal, se reduce la rigidez de vigas y muros agrietados en 50% $I_g$ , columnas agrietadas 70% $I_g$ <b>(3.2)</b> , se puede realizar un análisis no lineal <b>(3.2.1.2)</b> .
<u>Efectos de esbeltez (columnas).</u>	Presenta expresiones para su aplicación, permite un análisis de segundo orden <b>(1.3.2, f)</b> .	Presenta expresiones para su aplicación, permite un análisis de segundo orden <b>(1.3.2, e)</b> .	Presenta expresiones para su aplicación, permite un análisis de segundo orden <b>(1.4.2, 1.4.2.3)</b> .	Presenta expresiones para su aplicación, permite un análisis de segundo orden <b>(3.2.2, 3.2.2.3)</b> .
<u>Resistencia nominal de compresión (concreto).</u>	$f''_c = 0.85f^*_c$ <b>(2.3)</b> $f^*_c = 0.8f'_c$ <b>(1.8)</b>	$f''_c = 0.85f^*_c$ <b>(2.3)</b> $f^*_c = 0.8f'_c$ <b>(1.7)</b>	$f''_c = 0.85f^*_c$ <b>(e)</b> $f^*_c = 0.8f'_c$ <b>(1.12)</b>	$f''_c = 0.85f'_c$ <b>(e)</b>
<u>Módulo de elasticidad del concreto.</u>	$10000\sqrt{f'_c}$ <b>(1.4 c)</b>	$14000\sqrt{f'_c}$ <b>(1.4 d)</b>	$14000\sqrt{f'_c}$ <b>(1.5.1.4)</b>	$14000\sqrt{f'_c}$ <b>(2.1.4)</b>
<u>Parámetro <math>\beta_1</math>.</u>	$0.85f^*_c$ <b>(2 - e)</b>	$0.85f^*_c$ <b>(2 - e)</b>	$0.85f^*_c$ <b>(2.1)</b>	$0.85f'_c$ <b>(3.5.1)</b>
<u>Factores de resistencia.</u>	$FRf \rightarrow 0.9, FRC \rightarrow 0.8$ $FRfT \rightarrow 0.85, FRfC \rightarrow 0.75$ <b>(1.6)</b>	$FRf \rightarrow 0.9, FRC \rightarrow 0.8$ $FRfT \rightarrow 0.85, FRfC \rightarrow 0.7$ <b>(1.6)</b>	$FRf \rightarrow 0.9, FRC \rightarrow 0.8$ $FRfT \rightarrow 0.85, FRfC \rightarrow 0.7$ <b>(1.7)</b>	$FRf \rightarrow 0.9, FRC \rightarrow 0.75$ $FRfT \rightarrow 0.75, FRfC \rightarrow 0.65$ <b>(3.7)</b>
<u>Acero mínimo en trabes.</u>	$A_{SMin} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{F_y}bd$ <b>(2.1)</b>	$A_{SMin} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{F_y}bd$ <b>(2.1)</b>	$A_{SMin} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{F_y}bd$ <b>(2.1)</b>	$A_{SMin} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{F_y}bd$ <b>(5.1.18)</b>
<u>Acero máximo en trabes.</u>	$A_{SMax} = 0.75, 0.9\rho_{bal}$ . <b>(2.2)</b>	$A_{SMax} = 0.75, 0.9\rho_{bal}$ . <b>(2.2)</b>	$A_{SMax} = 0.75, 0.9\rho_{bal}$ . <b>(2.3)</b>	$A_{SMax} = 0.75, 0.9\rho_{bal}$ . <b>(5.1.1)</b>
<u>Momento resistente de flexión trabes (armado simple).</u>	$Mr = FRbd^2f''_c q(1 - 0.5q)$ <b>(2.5)</b>	$Mr = FRbd^2f''_c q(1 - 0.5q)$ <b>(2.5)</b>	$Mr = FRbd^2f''_c q(1 - 0.5q)$ <b>(2.4)</b>	$Mr = FRbd^2f''_c q(1 - 0.5q)$ <b>(5.1.2)</b>
<u>Flexocompresión</u>	$PR = \frac{1}{\frac{1}{PRx} + \frac{1}{PRy} - \frac{1}{PRO}}$ $\frac{Mux}{MRx} + \frac{Muy}{MRY} \leq 1$ <b>(2.14, 2.15)</b>	$PR = \frac{1}{\frac{1}{PRx} + \frac{1}{PRy} - \frac{1}{PRO}}$ $\frac{Mux}{MRx} + \frac{Muy}{MRY} \leq 1$ <b>(2.15, 2.16)</b>	$PR = \frac{1}{\frac{1}{PRx} + \frac{1}{PRy} - \frac{1}{PRO}}$ $\frac{Mux}{MRx} + \frac{Muy}{MRY} \leq 1$ <b>(2.16, 2.17)</b>	$PR = \frac{1}{\frac{1}{PRx} + \frac{1}{PRy} - \frac{1}{PRO}}$ $\frac{Mux}{MRx} + \frac{Muy}{MRY} \leq 1$ <b>(5.2.1, 5.2.2)</b>
<u>Cortante en vigas.</u>	$\rho < 0.01$ <b>(2.16)</b> $V_{cr} = FRbd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f^*_c}$ $\rho \geq 0.01$ <b>(2.17)</b> $V_{cr} = 0.5FRbd\sqrt{f^*_c}$	$\rho < 0.01$ <b>(2.17)</b> $V_{cr} = FRbd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f^*_c}$ $\rho \geq 0.01$ <b>(2.18)</b> $V_{cr} = 0.5FRbd\sqrt{f^*_c}$	$\rho < 0.015$ <b>(2.19)</b> $V_{cr} = FRbd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f^*_c}$ $\rho \geq 0.015$ <b>(2.20)</b> $V_{cr} = 0.5FRbd\sqrt{f^*_c}$	$\rho < 0.015$ <b>(5.3.1)</b> $V_{cr} = FRbd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f^*_c}$ $\rho \geq 0.015$ <b>(5.3.2)</b> $V_{cr} = 0.5FRbd\sqrt{f^*_c}$
<u>Cortante en columnas.</u>	$Pu < 0.7f^*_c Ag + 2000As$ $V_{cr} \cdot \left(1 + 0.007\left(\frac{Pu}{Ag}\right)\right)$ <b>(2.1.5)</b>	$Pu < 0.7f^*_c Ag + 2000As$ $V_{cr} \cdot \left(1 + 0.007\left(\frac{Pu}{Ag}\right)\right)$ <b>(2.1.5)</b>	$Pu < FR(0.7f^*_c Ag + 2000As)$ $V_{cr} \cdot \left(1 + 0.007\left(\frac{Pu}{Ag}\right)\right)$ <b>(2.5.1.3)</b>	$Pu < FR(0.7f'_c Ag + 2000As)$ $V_{cr} \cdot \left(1 + 0.007\left(\frac{Pu}{Ag}\right)\right)$ <b>(5.3.3.1)</b>
<u>Separación del refuerzo transversal.</u>	$s = \frac{FRAvFyd}{Vu - Vcr} \leq \frac{FRAvFy}{3.5b}$ <b>(2.19)</b>	$s = \frac{FRAvFyd}{Vu - Vcr} \leq \frac{FRAvFy}{3.5b}$ <b>(2.21)</b>	$s = \frac{FRAvFyd}{Vu - Vcr}$ <b>(2.23)</b>	$s = \frac{FRAvFyd}{Vu - Vcr}$ <b>(5.3.29)</b>

El módulo de elasticidad del concreto depende del tipo de concreto y del tipo de agregado utilizado en este.

<p><u>Separación máxima del refuerzo transversal.</u></p>	<p>La separación debe ser menor que; 50% del peralte de la sección, 25% del peralte de la sección, <math>s &lt; \frac{850}{\sqrt{F_y}} \phi_v, s &lt; 48\phi_v</math>, la separación no debe exceder la mitad de la menor dimensión de la columna, esta separación se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que la dimensión máxima de la columna, un sexto de la altura libre, ni que 60 cm.</p>	<p>La separación nunca será menor que 5 cm, la separación debe ser menor que; 50% del peralte de la sección, 25% del peralte de la sección, <math>s &lt; \frac{850}{\sqrt{F_y}} \phi_v, s &lt; 48\phi_v</math>, la separación no debe exceder la mitad de la menor dimensión de la columna, esta separación se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que la dimensión máxima de la columna, un sexto de la altura libre, ni que 60 cm.</p>	<p>La separación nunca será menor que 6 cm, la separación debe ser menor que; 50% del peralte de la sección, 25% del peralte de la sección, <math>s &lt; \frac{850}{\sqrt{F_y}} \phi_v, s &lt; 48\phi_v</math>, la separación no debe exceder la mitad de la menor dimensión de la columna, esta separación se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que la dimensión máxima de la columna, un sexto de la altura libre, ni que 60 cm.</p>	<p>La separación nunca será menor que 6 cm, la separación debe ser menor que; 50% del peralte de la sección, 25% del peralte de la sección. Para estructuras de ductilidad baja (Q=2), <math>s &lt; \frac{850}{\sqrt{F_y}} \phi_v, s &lt; 48\phi_v</math>, la separación no debe exceder la mitad de la menor dimensión de la columna, esta separación se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que la dimensión máxima de la columna, un sexto de la altura libre, ni que 60 cm.</p>
<p><u>Paquetes de barras refuerzo longitudinal máximo y mínimo en columnas.</u></p>	<p>Las barras longitudinales pueden agruparse en paquetes de máximo cuatro barras, la relación entre el área de refuerzo vertical y el área bruta de la sección no será menor que <math>\frac{20}{F_y}</math>, ni mayor que 8%.</p>	<p>Las barras longitudinales pueden agruparse en paquetes de máximo dos barras, la relación entre el área de refuerzo vertical y el área bruta de la sección no será menor que <math>\frac{20}{F_y}</math>, ni mayor que 6%.</p>	<p>Las barras longitudinales pueden agruparse en paquetes de máximo dos barras, la relación entre el área de refuerzo vertical y el área bruta de la sección no será menor que <math>\frac{20}{F_y}</math>, ni mayor que 6%.</p>	<p>Las barras longitudinales pueden agruparse en paquetes de máximo dos barras. Para estructuras con ductilidad baja (Q=2) la cuantía de refuerzo longitudinal de la sección no será menor que 0.01Ag (1%), ni mayor que 0.01Ag (6%).</p>
<p><u>Resistencia mínima a flexión de columnas.</u></p>	<p>No se considera</p>	<p>No se considera</p>	<p>Con excepción de los nudos de azotea, las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deberán ser al menos iguales a las resistencias a flexión de las vigas, esto es:</p> $\sum_{conexión} M_{columnas} \geq \sum_{conexión} M_{vigas} \quad (6.2.5)$	<p>Con excepción de los nudos de azotes, las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deberá ser al menos mayores que las resistencias a flexión de las vigas, esto es:</p> $\sum_{conexión} M_{columnas} \geq \sum_{conexión} M_{vigas} \quad (7.3.2)$

**Tabla 6.2. Principales aspectos de la NTC para Estructuras de Mampostería**

Concepto	NTC 1976	NTC 1987	NTC 2004	NTC 2017
<u>Tipo de piezas.</u>	Asigna un factor de comportamiento Q en función del tipo de pieza, se distinguen dos tipos de piezas macizas y huecas, las piezas macizas son piezas que tengan en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos el 75% del área total, el espesor de las paredes es mayor a 2 cm, las piezas huecas deben tener al menos el 45% del área bruta, el espesor de las paredes debe ser mayor a 1.5 cm. <b>(2.1.1)</b>	Asigna un factor de comportamiento Q en función del tipo de pieza, se distinguen dos tipos de piezas macizas y huecas, las piezas macizas son piezas que tengan en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos el 75% del área total, el espesor de las paredes es mayor a 2 cm, las piezas huecas deben tener al menos el 45% del área bruta, el espesor de las paredes debe ser mayor a 1.5 cm. <b>(2.2.1)</b>	Asigna un factor de comportamiento Q en función del tipo de pieza, se distinguen dos tipos de piezas macizas y huecas, las piezas macizas son piezas que tengan en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos el 75% del área total, el espesor de las paredes es mayor a 2 cm, las piezas huecas deben tener al menos el 45% del área bruta, el espesor de las paredes debe ser mayor a 1.5 cm. <b>(2.2.1)</b>	Asigna un factor de comportamiento Q en función del tipo de pieza, se distinguen dos tipos de piezas macizas y huecas, las piezas macizas son piezas que tengan en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos el 75% del área total, el espesor de las paredes es mayor a 2 cm, las piezas huecas deben tener al menos el 45% del área bruta, el espesor de las paredes debe ser mayor a 1.5 cm. <b>(2.2.1.1, 2.1.1.2)</b>
<u>Resistencia a compresión de morteros.</u>	La resistencia en compresión será por lo menos de $40 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ . <b>(2.2 a)</b>	La resistencia en compresión será por lo menos de $40 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ . <b>(2.2 a)</b>	La resistencia en compresión será por lo menos de $40 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ . <b>(2.5.2 a)</b>	La resistencia en compresión será por lo menos de $75 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ . <b>(2.5.3 a)</b>
<u>Resistencia nominal a compresión de la mampostería tipos de piezas.</u>	Se contempla la resistencia a compresión ( $f_m^*$ ) de algunos tipos de piezas, entre estas se encuentran; tabique de barro recocido, bloque de concreto tipo pesado, tabico de concreto y el tabique con huecos verticales, los valores de la resistencia se encuentran en función del tipo de mortero (I, II y III). <b>(2.4.1 c)</b>	Se contempla la resistencia a compresión ( $f_m^*$ ) de algunos tipos de piezas, entre estas se encuentran; tabique de barro recocido, tabique de concreto tipo A, tabico de concreto y el tabique con huecos verticales, los valores de la resistencia se encuentran en función del tipo de mortero (I, II y III), estos valores permanecen constantes con respecto su antecesor. <b>(2.4.1 c)</b>	Se contempla la resistencia a compresión ( $f_m^*$ ) de algunos tipos de piezas, entre estas se encuentran; tabique de barro recocido, tabique de concreto tipo A, tabico de concreto y el tabique con huecos verticales, los valores de la resistencia se encuentran en función del tipo de mortero (I, II y III), estos valores permanecen constantes con respecto su antecesor. <b>(tabla 2.8)</b>	Se contempla la resistencia a compresión ( $f_m^*$ ) de algunos tipos de piezas, entre estas se encuentran; tabique macizo de arcilla artesanal, tabique de arcilla extruido, bloque de concreto, tabique de concreto (tabicón), estas resistencias ya no se consideran en función del tipo de mortero. <b>(tabla 0.4)</b>
<u>Resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería tipos de piezas.</u>	No se contempla.	Se contempla la resistencia a cortante ( $V_m^*$ ) para algunos tipos de piezas, entre esta se encuentra; tabique de barro recocido, tabique de concreto, tabique hueco de barro, bloque de concreto tipo A, los valores de la resistencia se encuentran en función del tipo de mortero (I, II y III). <b>(2.4.2)</b>	Se contempla la resistencia a cortante ( $V_m^*$ ) para algunos tipos de piezas, entre esta se encuentra; tabique de barro recocido, tabique de barro con huecos, bloque de concreto (pesado), tabique de concreto (tabicón), los valores de la resistencia se encuentran en función del tipo de mortero (I, II y III). <b>(tabla 2.9)</b>	Se contempla la resistencia a compresión ( $V_m^*$ ) de algunos tipos de piezas, entre estas se encuentran; tabique macizo de arcilla artesanal, tabique de arcilla extruido, bloque de concreto, tabique de concreto, estas resistencias ya no se consideran en función del tipo de mortero, la resistencia de los cuatro tipos de piezas es $2 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ . <b>(tabla 0.5)</b>
<u>Resistencia de tensión.</u>	Se considera que es nula la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas. <b>(2.4.3)</b>	Se considera que es nula la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas. Cuando se requiera esta resistencia deberá proporcionarse el refuerzo necesario. <b>(2.4.4)</b>	Se considera que es nula la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendicular a las juntas. Cuando se requiera esta resistencia deberá proporcionarse el acero de refuerzo necesario. <b>(2.8.4)</b>	Se considerará que la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas es nula, cuando se requiera esta resistencia deberá proporcionarse el acero de refuerzo necesario. <b>(2.8.4)</b>

	$FR_{mc} \rightarrow 0.6$ (muros confinados, reforzados interiormente). $FR_{mv} \rightarrow 0.6$ (muros confinados, reforzados interiormente). $FR_{mftl} \rightarrow 0.6$ . <b>(4.4.1, 4.3.3, 4.3.2)</b>	$FR_{mc} \rightarrow 0.6$ (muros confinados, reforzados interiormente). $FR_{mftl} \rightarrow 0.8$ , si $Pu \leq \frac{PR}{3}$ $FR_{mftl} \rightarrow 0.6$ , si $Pu > \frac{PR}{3}$ $FR_{mv} \rightarrow 0.7$ (muros confinados, reforzados interiormente). <b>(4.2.1, 4.3.3, 4.3.2)</b>	$FR_{mc} \rightarrow 0.6$ (muros confinados, reforzados interiormente). $FR_{mftl} \rightarrow 0.8$ , si $Pu \leq \frac{PR}{3}$ $FR_{mftl} \rightarrow 0.6$ , si $Pu > \frac{PR}{3}$ $FR_{mv} \rightarrow 0.7$ (muros confinados, reforzados interiormente). <b>(3.1.4)</b>	$FR_{mc} \rightarrow 0.6$ (muros confinados, reforzados interiormente). $FR_{mftl} \rightarrow 0.8$ , si $Pu \leq \frac{PR}{3}$ $FR_{mftl} \rightarrow 0.6$ , si $Pu > \frac{PR}{3}$ $FR_{mv} \rightarrow 0.7$ (muros confinados, reforzados interiormente). <b>(3.1.4)</b>
<u>Diseño de muros sobre vigas.</u>	No se contempla.	No se contempla.	No se contempla.	Permite revisar el esfuerzo de vigas que se encuentren por debajo de muros que no llegan a la cimentación. <b>(3.1.14)</b>
<u>Revisión del cortante resistente de entrepiso.</u>	No se contempla.	No se contempla.	No se contempla.	En toda estructura de mampostería se verificará que la resistencia a corte de entrepiso en las direcciones ortogonales sea mayor que el 80% de la fuerza cortante de entrepiso. <b>(3.1.8)</b>
<u>Análisis.</u>	Se permite un análisis elástico contemplando que la mampostería no resiste tensiones, para determinar las fuerzas laterales se permite la aplicación de los métodos simplificado. <b>(4.3, 4.5)</b>	Se permite un análisis elástico contemplando que la mampostería no resiste tensiones, para determinar las fuerzas laterales se permite la aplicación de los métodos simplificado. <b>(4.1.2, 4.1.3)</b>	Se permite un análisis elástico de primer orden contemplando que la mampostería no resiste tensiones, para determinar las fuerzas laterales se permite la aplicación de los métodos simplificado, estático y dinámico, se permite la modelación de mampostería confinada como columnas anchas, permitiendo el uso de la sección transformada en muros y el ancho equivalente en losas. <b>(3.2.2, 3.2.3)</b>	Se permite un análisis elástico de primer orden contemplando que la mampostería no resiste tensiones, para determinar las fuerzas laterales se permite la aplicación de los métodos estático y dinámico, se permite la modelación de mampostería confinada como columnas anchas, permitiendo el uso de la sección transformada en muros y el ancho equivalente en losas. Permite la modelación de muros con elementos finitos conforme al apéndice B. <b>(3.2.3, 3.2.4)</b>
<u>Muros de mampostería confinada.</u>	Se encuentran confinados por castillos y dalas, estos tendrán como mínimo la dimensión del muro. La resistencia a compresión de estos no será inferior a $150 \frac{Kg}{cm^2}$ , el área de acero no será menor a $0.2 \frac{f_c}{F_y}$ , el área de acero transversal no será inferior a $\frac{1000s}{F_y d c'}$ , la separación "s" no excederá de 1.5 veces el ancho del castillo ni 20 cm. <b>(4.5.1 b)</b>	Se encuentran confinados por castillos y dalas, estos tendrán como mínimo la dimensión del muro. La resistencia a compresión de estos no será inferior a $150 \frac{Kg}{cm^2}$ , el área de acero no será menor a $0.2 \frac{f_c}{F_y}$ , el área de acero transversal no será inferior a $\frac{1000s}{F_y d c'}$ , la separación "s" no excederá de 1.5 veces el ancho del castillo ni 20 cm. Se puede incrementar la resistencia a corte de los muros si se coloca acero de refuerzo horizontal conforme a cuantías especificadas. <b>(3.3)</b>	Esta reforzada por castillos y dalas, estos tendrán como mínimo la dimensión del muro. El factor de comportamiento sísmico es igual a $Q=2$ cuando las piezas sean macizas. La resistencia a compresión de castillos no será inferior a $150 \frac{Kg}{cm^2}$ , el área de acero no será menor a $0.2 \frac{f_c}{F_y} t^2$ , el área de acero transversal no será inferior a $\frac{1000s}{F_y h c'}$ , la separación "s" no excederá de 1.5 veces el ancho del castillo ni 20 cm. Se puede incrementar la resistencia a corte de los muros si se coloca acero de refuerzo horizontal conforme a cuantías especificadas. <b>(5.0)</b>	Esta reforzada por castillos y dalas, tendrán como mínimo el espesor del muro, en castillos la dimensión paralela al muro no será menor que 15 cm. El factor de comportamiento sísmico es igual a $Q=2$ cuando las piezas sean macizas. La resistencia a compresión de castillos no será inferior a $150 \frac{Kg}{cm^2}$ , el área de acero no será menor a $0.2 \frac{f_c}{F_y} b_c h_c^2$ , el área de acero transversal no será inferior a $\frac{1000s}{F_y h c}$ , la separación "s" no excederá de 1.5 veces el ancho del castillo ni 20 cm. Se puede incrementar la resistencia a corte añadiendo acero de refuerzo horizontal conforme a cuantías especificadas. <b>(5.0)</b>

<p><u>Muros reforzados interiormente.</u></p>	<p>Permite el uso de mallas o barras corrugadas de acero en las juntas del muro, la cuantía horizontal no será menor que 0.0007, donde la cuantía se calcula mediante:</p> $\rho_h = \frac{A_{sh}}{st}$ <p>(4.5.1)</p>	<p>Permite el uso de mallas o barras corrugadas de acero en las juntas del muro, la cuantía horizontal no será menor que 0.0007, donde la cuantía se calcula mediante: <math>\rho_h = \frac{A_{sh}}{st}</math>, el refuerzo horizontal debe ser continuo y sin traslape en la longitud del muro y anclado en sus extremos.</p> <p>(3.4)</p>	<p>Se permite el uso de acero de refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero para resistir fuerza cortante, el refuerzo puede ser barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío, se colocarán a lo largo del muro, su separación no excederá de seis hiladas ni 60 cm. La cuantía de diseño no debe ser menor que <math>\frac{3}{f_{yh}}</math>, ni del que resulte de <math>p_h = \frac{3}{FRf_{yh}AT_m}</math> en ningún caso será mayor que;</p> $\frac{0.3f'_m}{f_{yh}} \text{ ni que } \frac{12}{f_{yh}} \text{ ni que } \frac{9}{f_{yh}}$ <p>(5.4.3)</p>	<p>Se permite el uso de acero de refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero para resistir fuerza cortante, el refuerzo puede ser barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío, se colocarán a lo largo del muro, su separación no excederá de cuatro hiladas ni 45 cm. El producto de la cuantía de refuerzo horizontal y el esfuerzo de fluencia no excederá <math>\rho_h f_{yh} &gt; 3 \frac{kg}{cm^2}</math>, el valor máximo de esta relación será <math>0.15 f_{an}(f_{yh})</math> o <math>0.05 \frac{h f_{yh}}{sh}</math>.</p> <p>(5.4.3)</p>
<p><u>Resistencia a compresión.</u></p>	<p><math>PR = FR FE f'_m AT_m</math></p> <p>(4.4.1)</p>	<p><math>PR = FR FE f'_m AT_m</math></p> <p>(4.2.1)</p>	<p><math>PR = FR FE (f'_m AT_m + \sum A_s Fy)</math></p> <p>(5.3)</p>	<p><math>PR = FR FE (f'_m AT_m + \sum A_s Fy)</math></p> <p>(0.1)</p>
<p><u>Resistencia a flexo-compresión.</u></p>	<p><math>MR = Mo + 0.3Pud_m \text{ si } Pu \leq \frac{PR}{3}</math>  <math>MR = (1.5 Mo + 0.15PRd_m) \left(1 - \frac{Pu}{PR}\right)</math>  <i>si</i> <math>Pu &gt; \frac{PR}{3}</math>  <math>Mo = FR A_s Fy d'_m</math></p> <p>(4.5.5)</p>	<p><math>MR = FMo + 0.3Pud_m \text{ si } Pu \leq \frac{PR}{3}</math>  <math>MR = (1.5 Mo + 0.15PRd_m) \left(1 - \frac{Pu}{PR}\right)</math>  <i>si</i> <math>Pu &gt; \frac{PR}{3}</math>  <math>Mo = FR A_s Fy d'_m</math></p> <p>(4.3.3)</p>	<p><math>MR = FR Mo + 0.3Pud_m \text{ si } Pu \leq \frac{PR}{3}</math>  <math>MR = (1.5 Mo + 0.15PRd_m) \left(1 - \frac{Pu}{PR}\right)</math>  <i>si</i> <math>Pu &gt; \frac{PR}{3}</math>  <math>Mo = A_s Fy d'_m</math></p> <p>(4.3.3)</p>	<p><math>MR = FR Mo + 0.3Pud_m \text{ si } Pu \leq \frac{PR}{3}</math>  <math>MR = (1.5 Mo + 0.15PRd_m) \left(1 - \frac{Pu}{PR}\right)</math>  <i>si</i> <math>Pu &gt; \frac{PR}{3}</math>  <math>Mo = A_s Fy d'_m</math></p> <p>(4.3.3)</p>
<p><u>Fuerza cortante resistida por la mampostería.</u></p>	<p><math>V_R = FR (0.5V'_m AT_m + 0.3P)</math>  <math>\leq</math>  <math>1.5FRV'_m AT_m</math></p> <p>(4.5.3)</p>	<p><math>V_R = FR (0.5V'_m AT_m + 0.3P)</math>  <math>\leq</math>  <math>1.5FRV'_m AT_m</math></p> <p>(4.3)</p>	<p><math>V_R = FR (0.5V'_m AT_m + 0.3P)</math>  <math>\leq</math>  <math>1.5FRV'_m AT_m</math></p> <p>(5.7)</p>	<p><math>V_R = FR (0.5V'_m AT_m + 0.3P)f</math>  <math>\leq</math>  <math>1.5FRV'_m AT_m f</math></p> <p>(0.2)</p>
<p><u>Fuerza cortante resistida por el acero horizontal.</u></p>	<p>La contribución del refuerzo horizontal se toma mediante el incremento de <math>V'_m</math> como 1.5 veces el valor medido en los ensayos para mampostería sin refuerzo o el presente en las especificaciones de la norma.</p> <p>(4.5.3)</p>	<p>Cuando se coloque refuerzo horizontal en las juntas para muros con refuerzo interior podrá incrementarse un 25% la fuerza cortante resistente (<math>V_R</math>) siempre que la cuantía de refuerzo horizontal (<math>\rho_h</math>) no sea inferior a 0.0005 ni al valor que resulte de la siguiente expresión:</p> $\rho_h = 0.0002V'_m \left(1 + 0.2 \frac{P}{V'_m AT_m}\right) \frac{4200}{Fy}$ <p>(4.3.2)</p>	<p>La fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal, <math>V_{SR}</math> se calculará mediante la siguiente expresión:</p> $V_{SR} = FR \eta \rho_h f_{yh} AT_m$ <p>(5.9)</p>	<p>La fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal, <math>V_{SR}</math> se calculará mediante la siguiente expresión:</p> $V_{SR} = FR \eta \rho_h f_{yh} AT_m$ <p>(0.4)</p>

**Tabla 6.3. Principales aspectos de la NTC para Diseño por Sismo**

Concepto	NTC 1976	NTC 1987	NTC 2004	NTC 2017
<u>Elección del tipo de análisis.</u>	Estructuras menores a 60 m se podrán analizar mediante el método estático, para estructuras con una altura superior a 60 m se podrá emplear un análisis dinámico, se podrá emplear un análisis sísmico simplificado si se cumplen los requisitos expuestos en el artículo 238. <b>(Artículo 238)</b>	Toda estructura podrá analizarse mediante un método dinámico, estructuras cuya altura no pase de 60 m podrá analizarse mediante el método estático, se puede emplear el método simplificado si se cumplen requisitos especificados, será aceptable la aplicación del apéndice, el cual, considera la interacción suelo estructura. <b>(2.1)</b>	Según sean las características de que se trate, está podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o el método dinámico, para estructuras ubicadas en las zonas II y III será factible aplicar el método descrito en el apéndice. <b>(1.2)</b>	Se especifican limitaciones en cuanto a la aplicación de los análisis estáticos y dinámicos, para edificaciones que excedan ciertas dimensiones de altura en función de su irregularidad estructural se hace obligatorio la revisión de su diseño estructural mediante un análisis dinámico no lineal paso a paso. <b>(2.1)</b>
<u>Espectros para diseño sísmico.</u>	Cuando se utilice el análisis dinámico la ordenada de seudo - aceleraciones ( $a$ ) se determinará mediante las siguientes expresiones: $a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_1}; \quad \text{si } T < T_1$ $a = c; \quad \text{si } T_1 < T \leq T_2$ $a = c \left(\frac{T_2}{T}\right)^r; \quad \text{si } T > T_2$ El valor de $c$ se considera igual a 0.20 para la zona de transición. <b>(Artículo 236, Artículo 234)</b>	Cuando se aplique el análisis dinámico modal la ordenada del espectro de seudo - aceleraciones ( $a$ ) se determinará mediante las siguientes expresiones: $a = \left(1 + 3 \frac{T}{T_a}\right) \left(\frac{c}{4}\right); \quad \text{si } T < T_a$ $a = c; \quad \text{si } T_a < T \leq T_b$ $a = cq; \quad \text{si } T > T_b$ $q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^2$ El valor de $c$ se considera igual a 0.32 para la zona de transición, salvo que la estructura se ubique en la parte sombreada de la zona II, se tomara $c$ igual a 0.4 para estructuras del grupo B. <b>(3.0, Artículo 206)</b>	Cuando se aplique el análisis dinámico la ordenada del espectro de seudo - aceleraciones ( $a$ ) se determinará mediante las siguientes expresiones: $a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$ $a = c; \quad \text{si } T_a < T \leq T_b$ $a = cq; \quad \text{si } T > T_b$ $q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^2$ El valor de $c$ se considera igual a 0.32 para la zona de transición. <b>(3.0)</b>	Cuando se aplique el análisis dinámico las acciones sísmicas se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el SASID, la norma tiene la opción de la creación de los espectros mediante los parámetros de suelo proporcionados por SASID, la ordenada del espectro de seudo - aceleraciones ( $a$ ) se determinará mediante las siguientes expresiones: $a = a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$ $a = \beta c; \quad \text{si } T_a < T \leq T_b$ $a = \beta c \rho \left(\frac{T_b}{T}\right)^2; \quad \text{si } T > T_b$ <b>(3.0)</b>
<u>Factor de comportamiento sísmico (Q).</u>	Presenta valores de $Q$ del orden de 1 a 6, el valor de $Q = 2$ es asignado a sistemas estructurales en donde la resistencia a fuerzas laterales puede ser suministrada por muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos, dalas de concreto <b>(Artículo 235)</b>	Presenta valores de $Q$ del orden de 1 a 4, el valor de $Q = 2$ es asignado a sistemas estructurales en donde la resistencia a fuerzas laterales puede ser suministrada por muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos, dalas, columnas o traveses de concreto. <b>(5.0)</b>	Presenta valores de $Q$ del orden de 1 a 4, el valor de $Q = 2$ es asignado a sistemas estructurales en donde la resistencia a fuerzas laterales puede ser suministrada por muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos, dalas, columnas o traveses de concreto. <b>(5.0)</b>	Establece distintos valores de $Q$ , estos se encuentran en función de la ductilidad y de la estructuración, se permite un valor de $Q = 2$ para estructuras de mampostería confiada de piezas macizas con refuerzo horizontal, siempre y cuando todos los muros estructurales tengan acero de refuerzo horizontal. <b>(4.0)</b>
<u>Condiciones de irregularidad.</u>	No se contempla.	Establece 11 casos de irregularidad, clasificando al sistema como regular e irregular y aplicando un factor $f_i$ igual a 0.8 a las fuerzas sísmicas si la estructura es irregular. <b>(6.0)</b>	Establece 11 casos de irregularidad, clasificando al sistema como regular, irregular y fuertemente irregular, aplicando un factor $f_i$ igual a 0.9, 0.8, 0.7 a las fuerzas sísmicas, en función del grado de regularidad. <b>(6.0)</b>	Establece 13 casos de irregularidad, clasificando al sistema como regular, irregular y muy irregular, aplicando un factor $f_i$ igual a 0.8, 0.7 a las fuerzas sísmicas, en función del grado de regularidad. Contiene un apartado para la evaluación de estructuras con piso bajo débil. <b>(5.0)</b>

<p><u>Factor de reducción de fuerzas sísmicas (Q').</u></p>	<p>Para evaluar las fuerzas sísmicas, las ordenadas del espectro elástico se dividen entre el factor <math>Q'</math> el cual se determinará aplicando las siguientes expresiones:</p>	<p>Las fuerzas sísmicas para análisis dinámico se podrán reducir entre el factor reductivo <math>Q'</math> este se determina mediante las siguientes expresiones:</p>	<p>Las fuerzas sísmicas para análisis dinámico se podrán reducir entre el factor reductivo <math>Q'</math> este se determina mediante las siguientes expresiones:</p>	<p>Las fuerzas sísmicas para análisis dinámico se podrán reducir entre el factor reductivo <math>Q'</math> este se determina mediante las siguientes expresiones:</p>
	$Q' = Q; \text{ si } T > T_1$ $Q' = 1 + (Q - 1) \left( \frac{T}{T_1} \right); \text{ si } T < T_1$ <p><b>(Artículo 236)</b></p>	$Q' = Q; \text{ si } T > T_a$ $Q' = 1 + (Q - 1) \left( \frac{T}{T_a} \right); \text{ si } T < T_a$ <p><b>(4.0)</b></p>	$Q' = Q; \text{ si } T > T_a$ $Q' = 1 + (Q - 1) \left( \frac{T}{T_a} \right); \text{ si } T < T_a$ <p><b>(4.1)</b></p>	$Q' = 1 + (Q - 1) \left( \sqrt{\frac{\beta}{k}} \right) \left( \frac{T}{T_a} \right); \text{ si } T \leq T_a$ $Q' = 1 + (Q - 1) \left( \sqrt{\frac{\beta}{k}} \right); \text{ si } T_a < T \leq T_b$ $Q' = 1 + (Q - 1) \left( \sqrt{\frac{\beta \rho}{k}} \right); \text{ si } T > T_b$ <p><b>(3.4.1)</b></p>
<p><u>Factor de sobrerresistencia (R).</u></p>	<p>No se contempla.</p>	<p>No se contempla.</p>	<p>No se contempla.</p>	<p>El factor de sobre – resistencia <math>R</math> se determina mediante la siguiente expresión:</p> $R = K_1 R_0 + K_2$ <p>este factor se encuentra en función del tipo de sistema estructural y de su hiperestaticidad.</p> <p><b>(3.5.1)</b></p>
<p><u>Cortante basal</u></p>	<p>No se contempla.</p>	<p>Si la fuerza cortante en la base <math>V_0</math> de la estructura producto del análisis dinámico es menor que <math>\frac{0.8aW_0}{Q'}</math>, se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales en una proporción que iguale a este valor.</p> <p><b>(9.3)</b></p>	<p>Si la fuerza cortante en la base <math>V_0</math> de la estructura producto del análisis dinámico es menor que <math>\frac{0.8aW_0}{Q'}</math>, se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales en una proporción que iguale a este valor.</p> <p><b>(9.3)</b></p>	<p>Si en la dirección de análisis se encuentra que la fuerza cortante basal <math>V_0</math> obtenida con el análisis dinámico modal es menor que <math>a_{min}W_0</math>, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que se iguale ese valor, el valor de <math>a_{min}</math> se determinara en función del periodo de suelo <math>T_s</math>.</p> <p><b>(1.7)</b></p>
<p><u>Estados límite por desplazamientos laterales.</u></p>	<p>Las deformaciones laterales de cada entrepiso debidas a fuerzas cortantes no excedan de 0.008 veces la diferencia de elevaciones correspondientes multiplicadas por <math>Q</math>.</p> <p><b>(Artículo 242)</b></p>	<p>Las deformaciones laterales de cada entrepiso debidas a fuerzas cortantes no excedan de 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes multiplicadas por <math>Q</math>.</p> <p><b>(Artículo 209)</b></p>	<p>Establece que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes el desplazamiento deberá ser multiplicado por el factor de comportamiento sísmico <math>Q</math>.</p> <p><b>(1.8)</b></p>	<p>Define el termino de distorsión de entrepiso como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente, se consideran dos condiciones de diseño; estado límite de seguridad contra colapso, en este se revisa que las distorsiones calculadas con el espectro sísmico de diseño no rebasen los valores especificados en los apartados 4.2.2 y 4.2.3 en función de la ductilidad del sistema y la estructuración, el estado límite de daños ante sismos frecuentes, para este límite se revisara que las distorsiones calculadas no rebasen 0.002.</p> <p><b>(1.8)</b></p>

<p><u>Análisis dinámico no lineal paso a paso.</u></p>	<p>Se permite el uso del análisis paso a paso de respuestas a temblores específicos, se podrán usar acelerogramas reales o simulados o combinaciones de estos, el mínimo de acelerogramas son cuatro, estos deben ser representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles, se deberán tomar en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura.</p>	<p>Se permite el uso del análisis paso a paso de respuestas a temblores específicos, se podrán usar acelerogramas reales o simulados o combinaciones de estos, el mínimo de acelerogramas son cuatro, estos deben ser representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles, se deberán tomar en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura.</p>	<p>(9.2)</p>	<p>Se permite el uso del análisis paso a paso de respuestas a temblores específicos, se podrán usar acelerogramas reales o simulados o combinaciones de estos, el mínimo de acelerogramas son cuatro, estos deben ser representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles, se deberán tomar en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura.</p>	<p>(9.2)</p>	<p>Se permite el uso de análisis dinámicos no lineales, para estos deben utilizarse parejas de acelerogramas de temblores reales, movimientos simulados o de combinaciones de estos, si el periodo de suelo (<math>T_s</math>) es menor que 2 s, deben usarse no menos de ocho parejas de movimientos representativos, en caso contrario deben usarse no menos de doce parejas. Se establece que todas las parejas de acelerogramas se afectaran por factores de escalamiento que conduzcan a que las ordenadas promedio de los espectros que miden la intensidad de las excitaciones sísmicas bajo consideración, no sean menores que 1.3 veces la que corresponde a los periodos de diseño, para periodos comprendidos entre 0.2 y 1.3 veces el periodo fundamental del sistema.</p>	<p>(6.2)</p>
<p><u>Estructuras con planta baja débil.</u></p>	<p>No se contempla.</p>	<p>No se contempla.</p>	<p>No se contempla.</p>	<p>Si en un entrepiso el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso es menor que 60% del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes se considerara que el edificio cae en el caso denominado de <i>planta baja débil</i> y se aplicarán las penalizaciones que se fijan en la sección 5.5</p>	$\frac{VR_{PB}}{Vu_{PB}} < 0.6 \left( \frac{VR_{n2}}{Vu_{n2}} \right); 0.6 \left( \frac{VR_{(n-2)}}{Vu_{(n-2)}} \right)$	<p>Cuando el edificio es clasificado como <i>planta baja débil</i> se diseñará su entrepiso para que sea capaz de resistir la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción <math>Q' = 1</math>, mientras que los otros entrepisos se diseñarán para resistir las fuerzas internas que resultan del análisis con el factor de reducción <math>Q'</math> que corresponda al sistema estructural sin afectarlos por los factores de irregularidad. La distorsión máxima de entrepiso se limita a 0.006.</p>	

## VII. ANÁLISIS INCREMENTAL Y ANÁLISIS PROBABILÍSTICO

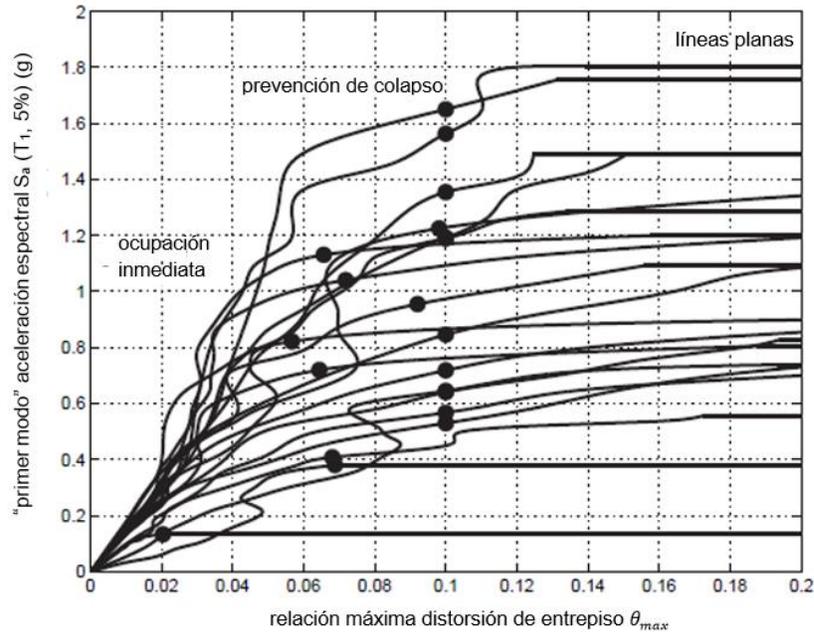
### 7.1 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASO A PASO

El método utilizado para el desarrollo del presente trabajo es el Análisis Dinámico Incremental (ADI). Este es un método que presenta un alto grado de aceptación en la predicción de la capacidad sísmica. Se basa en la aplicación de una serie de análisis dinámicos no lineales bajo un conjunto de registros sísmicos escalados a diferentes niveles de intensidad, provocando que la estructura pase del rango elástico a la inestabilidad dinámica global. Este análisis permite establecer diferentes medidas de daño las cuales pueden estar asociados a condiciones de desempeño (distorsiones de entrepiso, aceleraciones de piso, curvaturas, desplazamientos, rotaciones, etc.); una de sus ventajas es que al utilizar cierto número de registros de movimiento sísmico se puede estimar la distribución de la probabilidad de la demanda estructural dada una intensidad sísmica (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

El procedimiento que se utilizó para realizar un análisis dinámico incremental es el siguiente:

- Modelo estructural (estructura diseñada convencionalmente a través de un código de diseño).
- Selección y escalamiento de registros sísmicos.
- Aplicación del análisis ADI.
- Postproceso, selección de una magnitud de intensidad sísmica (IM) y una magnitud de daño (DM).
- Generación de la curva ADI.
- Reconocimiento de las medidas de daño en la curva ADI.

Como se muestra en los incisos anteriores; realizar este tipo de análisis requiere cierto control en la elección del número de registros sísmicos a utilizar y de los niveles de intensidad a los cuales se pretende escalar, ya que para este tipo de análisis la cantidad de tiempo de procesamiento está en función de la precisión en la respuesta estructural deseada. Se debe seleccionar de forma adecuada y precisa la cantidad de información de entrada para que el análisis se realice de forma óptima en cuanto al tiempo y resultados. Lo anterior es el punto “en contra” de la ejecución de este tipo de análisis en la práctica profesional, sin embargo, con el auge de las nuevas tecnologías en computación, se permite eficientizar estos análisis ADI para estructuras no tan complejas y con cierto número de niveles. El utilizar software computacional que incorpore algoritmos avanzados enfocados a estos procesos, permiten automatizar eficientemente el trabajo logrando un buen balance entre velocidad y precisión, ejemplo de estos programas son ETABS, DRAIN – 2DX, RUAUMOKO 3D, MIDAS GEN, OPENSEES, etc. En la figura 7.1 se muestra una serie de curvas ADIS. En estas se establecen las medidas de daños como distorsiones límite asociadas a condiciones de desempeño (Prevención del colapso y Ocupación inmediata) (Vamvatsikos y Cornell, 2002).



**Figura 7.1. Veinte curvas ADI asociadas a estados límite de desempeño.**  
(Vamvatsikos y Cornell, 2002)

### 7.1.1 Selección y escalamiento de registros sísmicos

La selección de registros sísmicos influye de forma importante en los resultados de un análisis dinámico incremental. Trabajos realizados por Vamvatsikos y Cornell (2002) establecen criterios para identificar las propiedades que el registro sísmico debe contener para ser utilizado en un análisis ADI. Se sugiere que las historias de aceleraciones deben escalarse de tal forma que se obtengan excitaciones sísmicas que abarquen un rango de intensidades de interés (Vamvatsikos y Cornell, 2006).

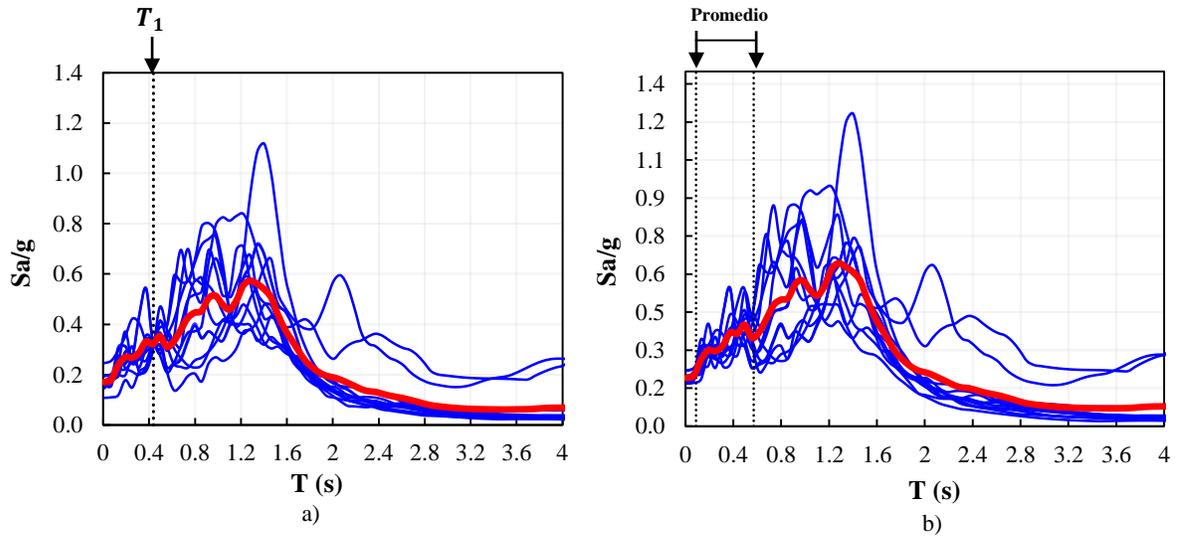
Para amplificar los movimientos sísmicos es necesario emplear un factor de escala. Este factor es un valor numérico que multiplica la historia de aceleraciones, originando que la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura tenga una intensidad, esta intensidad puede asociarse a un periodo de retorno (Shome y Cornell, 1999).

Uno de los principales objetivos de estudio de la ingeniería sísmica es la denominada “medida de intensidad sísmica”, la cual, relaciona la severidad de un movimiento sísmico (demanda sísmica) con la respuesta estructural. Debido a lo anterior, generalmente se suele estudiar la forma espectral para proponer medidas de intensidad sísmica, ya que la forma espectral puede tomarse como predictor de la respuesta estructural. En varios casos, las medidas de intensidad propuestas pueden no ser representativas de la forma espectral; en particular, del espectro de pseudo-aceleración (Bojórquez *et al.*, 2012). Una de las medidas de intensidad empleadas con recurrencia es la aceleración espectral en el periodo fundamental de vibrar  $S_a(T_1)$ , esta medida de intensidad proporciona una aproximación suficiente en la respuesta de sistemas de un grado de libertad (S1GL). El hecho de escalar los movimientos a su periodo fundamental  $S_a(T_1)$  proporciona información limitada para periodos diferentes a los del fundamental, es decir, no proporciona información en otras zonas espectrales, las cuales, pueden ser importantes en los análisis no lineales para estructuras dominadas por modos superiores.

Por medio de estudios realizados por Baker y Cornell (2008) es posible obtener la información en otras zonas espectrales, al emplear una medida de intensidad basada en  $S_a(T_1)$  y la respuesta en otro punto

del espectro ( $R_{T_1, T_2}$ ), conformando así un vector de la forma  $\langle Sa, R_{T_1, T_2} \rangle$ . La diferencia de este vector es que proporciona más información del comportamiento no lineal de la estructura que el  $Sa(T_1)$  al considerar también la participación del periodo  $T_2$ . A partir de estos estudios, se propuso el uso de una media geométrica  $Sa_{prom}(T_1 \dots T_N)$  como medida de intensidad sísmica, la cual, proporciona información para varios puntos del espectro caracterizando la forma espectral con suficiente aproximación.

En la figura 7.2 se muestran, como ejemplo, registros sísmicos escalados a niveles de una medida de intensidad utilizando el  $Sa(T_1)$  y  $Sa_{prom}$ .



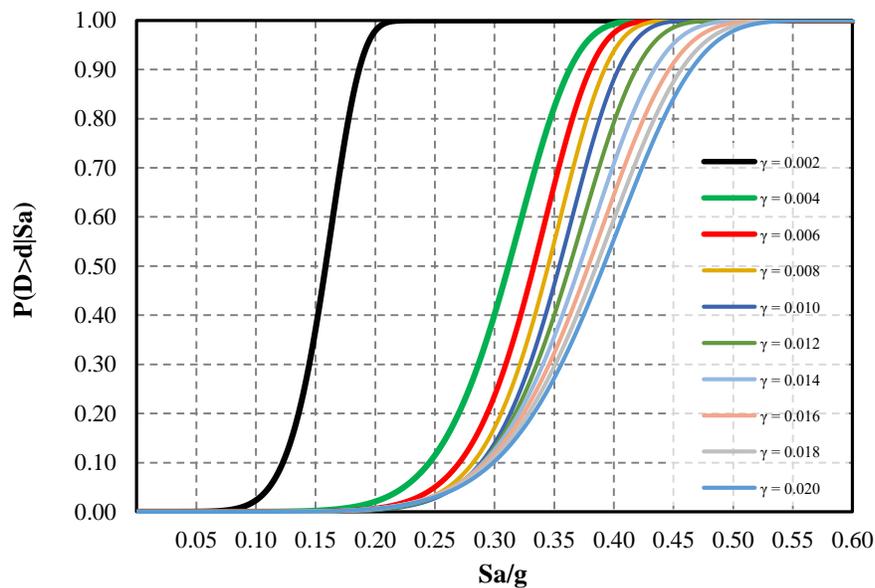
**Figura 7.2.** Espectros de respuesta de pseudo-aceleración, obtenidas a partir de registros escalados con; a)  $Sa(T_1)$ , b)  $Sa_{prom}$ .

## 7.2 CURVAS DE FRAGILIDAD

Las curvas de fragilidad sísmica son funciones de probabilidad condicional que indican la probabilidad de que una estructura alcance o exceda un nivel de daño particular dado un sismo con un cierto nivel de intensidad. Si en un evento sísmico existen “ $n$ ” estados de daño ( $ED_i$ ,  $i = 0 \dots n$ ), una curva de fragilidad determina la probabilidad de exceder el  $i$  – ésimo estado de daño; esto se logra a través del cálculo de una función de fragilidad la cual está dada por la siguiente expresión (Rosenblueth y Esteve, 1972):

$$P(EDP > y | IM = im) = 1 - \Phi \left( \frac{\ln \left( \frac{y}{D} \right)}{\sigma_{\ln D}} \right) \quad (7.1)$$

Una curva de fragilidad se calcula para cada estado de daño y expresa la probabilidad de alcanzar o exceder el estado de daño para la que fue construida. Un estado de daño igual a cero corresponde a la ausencia total de daño, del mismo modo, la probabilidad que se le asocia a un sistema de alcanzar un daño igual a cero es igual a uno, mientras que para el  $i$  – ésimo estado de daño la probabilidad es superior a cero. En la figura 7.3 se muestran algunos ejemplos de curvas de fragilidad asociadas a la probabilidad de exceder una distorsión máxima de entrepiso ( $d$ ), dada una intensidad sísmica ( $S_a/g$ ). Es importante resaltar que estas curvas no proporcionan la información necesaria para poder estimar pérdidas económicas; sin embargo, a partir de estas se pueden derivar funciones de vulnerabilidad.



**Figura 7.3. Curvas de fragilidad asociadas a la distorsión máxima de entrepiso.**  
(Jordán, 2018)

## VIII. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

Como se expone en el principio de este trabajo, se determinará de forma cuantitativa el colapso de algunas edificaciones que presentaban *planta baja débil* cuando ocurrió en el sismo 19S-2017, mediante el análisis y diseño con cuatro normativas de un edificio con estructuración similar a los colapsados en el sismo, ubicados en un suelo con periodo aproximadamente de 1 s.

Este capítulo hace referencia al análisis y diseño estructural convencional de los cuatro casos de estudio *M1*, *M2*, *M3* y *M4*, incluyendo su respectivo análisis dinámico incremental y probabilístico.

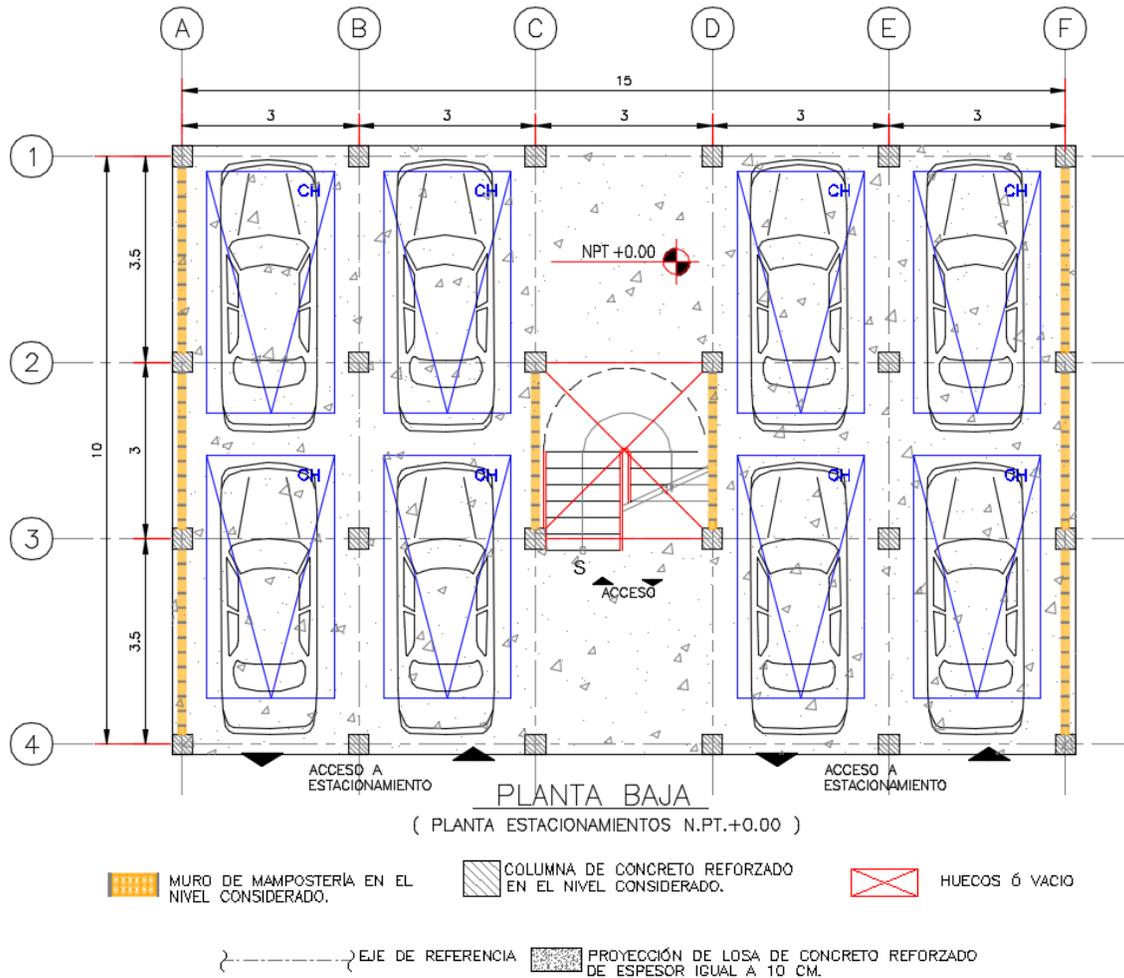
La metodología empleada es la siguiente:

1. Se investiga por medio de publicaciones y fotografías tomadas de portales de internet, la estructuración que presentaban las edificaciones colapsadas por *planta baja débil* en el sismo del 19 de septiembre de 2017, con la finalidad de intentar replicar dicha estructuración. La edificación es de 4 niveles con una planta baja, la estructuración predominante a base de marcos de concreto reforzado en la planta baja y muros de mampostería confinada en los niveles superiores.
2. Se establecen los criterios de análisis y diseño estructural de acuerdo con los RCDF 1976, 1987, 2004 y 2017, estableciendo cuatro variantes del modelo estructural refiriéndose a estas como *M1*, *M2*, *M3* y *M4*, respectivamente. La edificación se ubica en un suelo con periodo dominante de  $T_s = 1s$  aproximadamente.
3. Se modelan, analizan (mediante herramientas actuales) y diseñan los cuatro casos de estudios aplicando las especificaciones de los reglamentos citados anteriormente. El análisis estructural se realiza en el software comercial ETABS V16.2.1. El diseño estructural se realiza mediante hojas de cálculo programadas en Visual Basic for Applications de Microsoft Excel. El modelado de elementos tipo columnas y vigas se hace con ayuda de elementos tipo “frame”, para los muros de mampostería se utiliza el método de la columna ancha (Pérez Gavilán *editor*, 2015).
4. Se realiza un análisis estructural para los casos *M1*, *M2* y *M3*, de acuerdo con el RCDF 2017. Se emplea un análisis dinámico modal espectral, usando el espectro elástico proveniente del Sistema de Acciones Sísmicas (SASID), y se comparan las resistencias contra las fuerzas mecánicas en cada elemento estructural (muros de mampostería, columnas y trabes) conforme a las NTC 2017. Se evalúa la sección 5.4 de las NTCDS 2017, referente a las estructuras con *planta baja débil*.
5. Se seleccionan 12 movimientos sísmicos registrados en suelo con  $T_s = 1s$ , en la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 2017. Los movimientos se escalan a diferentes intensidades, con la finalidad de realizar un análisis dinámico no lineal paso a paso tipo incremental. Estos se escalan mediante la medida de intensidad basada en el promedio de las ordenadas espectrales  $S_{a_{prom}}$  (Baker y Cornell, 2006).
6. Mediante el software académico RUAUMOKO 3D (Carr, 2000) se realiza un análisis dinámico incremental para los cuatro casos de estudio. En este se modelan las propiedades no lineales de cada elemento estructural con base en las dimensiones y propiedades generadas por el diseño convencional del paso 3. Para los elementos tipo viga y columna se considera un modelo de plasticidad concentrada en sus extremos (Giberson 1967), para muros de mampostería se utiliza el método modificado de la columna ancha concentrando la acción inelástica mediante un resorte en la base de la columna (Terán).
7. Se validan los modelos numéricos estructurales, con el fin de tener certeza en las propiedades dinámicas en los análisis no lineales. Se comparan los periodos obtenidos en ETABS y RUAUMOKO 3D.

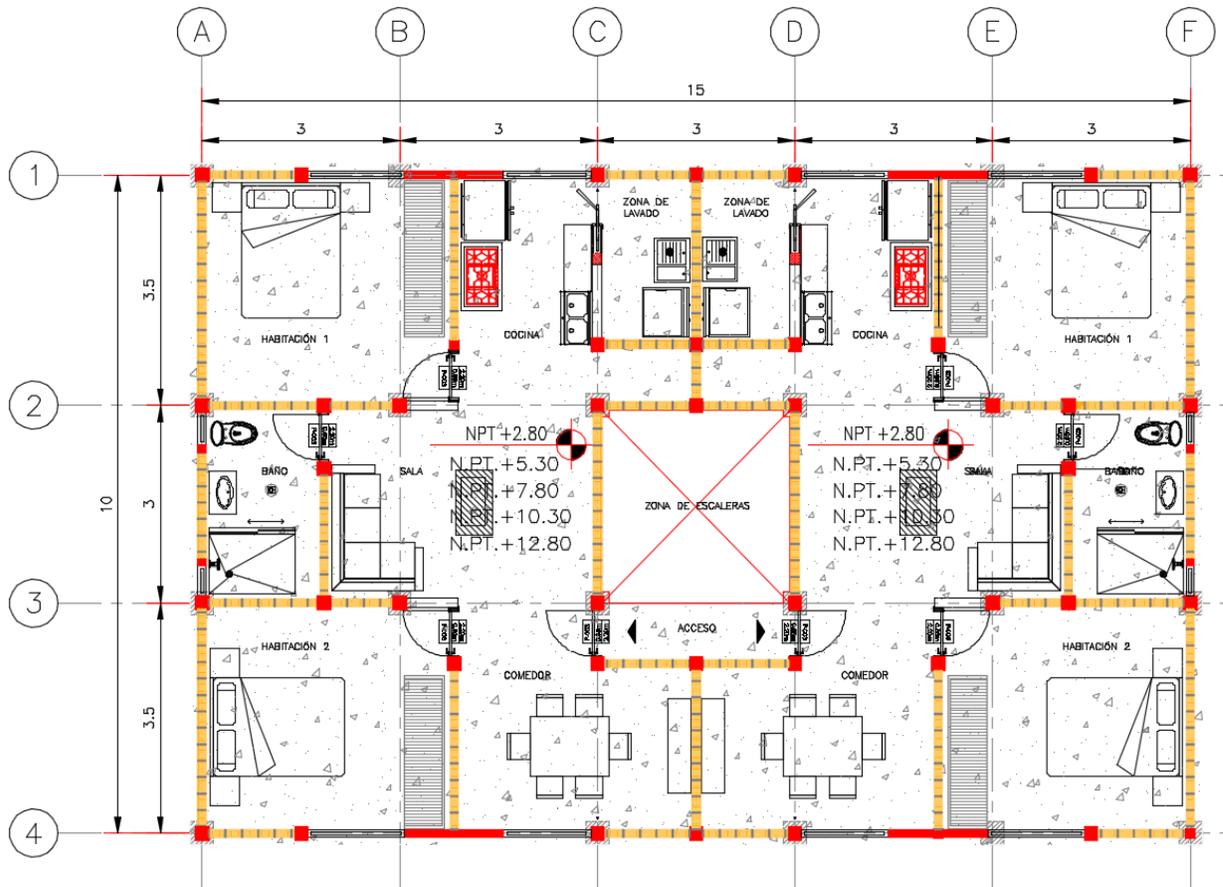
8. Se obtienen las curvas de capacidad estructural (ADI). Se representa en cada una de estas los límites asociados a las distorsiones máximas de entrepiso.
9. Se evalúa el diseño de los modelos  $M1$ ,  $M2$  y  $M3$  de acuerdo con su correspondiente RCDF. Se identifica el punto de fluencia y el punto en donde se supera la distorsión permisible de entrepiso.
10. Se calcula la probabilidad de excedencia de distorsiones máximas de entrepiso obteniéndose las curvas de fragilidad correspondientes.
11. Se determina, para cada caso, de estudio la probabilidad de exceder la distorsión permisible de entrepiso (colapso y sismos frecuentes, NTCDS 2017), en el sismo 19S-2017.

### 8.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

La edificación que se analiza trata de ser una aproximación de algunas edificaciones que colapsaron durante el sismo 19S-2017 (ver figura 1.2). El edificio está destinado al uso habitacional, consta de 4 niveles y planta baja. La altura de cada nivel es de 2.5 m con excepción de la planta baja la cual tiene una altura de 2.8 m considerándose así una altura total de 12.80 m; cuenta con 5 crujiás en la dirección X con dimensión igual a 3 m, y 3 crujiás en la dirección Y, con dimensión igual a 3 m y 3.5 m (centro), considerándose así una dimensión en el sentido largo de 15 m y una dimensión en el sentido corto de 10 m. La edificación se encuentra estructurada mediante marcos de concreto reforzado y muros de mampostería. En la planta baja, en dirección X, la rigidez lateral únicamente es proporcionada por marcos de concreto reforzado; en la dirección Y de la planta baja se añadieron muros de mampostería en las colindancias y en el cubo de escaleras contribuyendo junto a los marcos a la rigidez lateral en ese sentido. Para los niveles 1 a 4 la rigidez lateral es suministrada por muros de mampostería confinada por castillos y dalas, descargando las cargas a los marcos de concretos alojados en planta baja. El sistema de piso en todos los niveles consta de una losa maciza de concreto reforzado. Existe una trabe de concreto reforzado en planta baja donde se desplanta un muro de mampostería. En la figura 8.1 se muestra la planta arquitectónica de la planta baja; en la figura 8.2 se muestra la planta arquitectónica de los niveles superiores, y en la figura 8.3 se muestran el estructural de la planta baja y la elevación.



**Figura 8.1. Planta arquitectónica planta baja.**



PLANTA TIPO  
 ( PLANTA VIVIENDA N.PT.+2.80 )  
 N.PT.+5.30  
 N.PT.+7.80  
 N.PT.+10.30  
 N.PT.+12.80

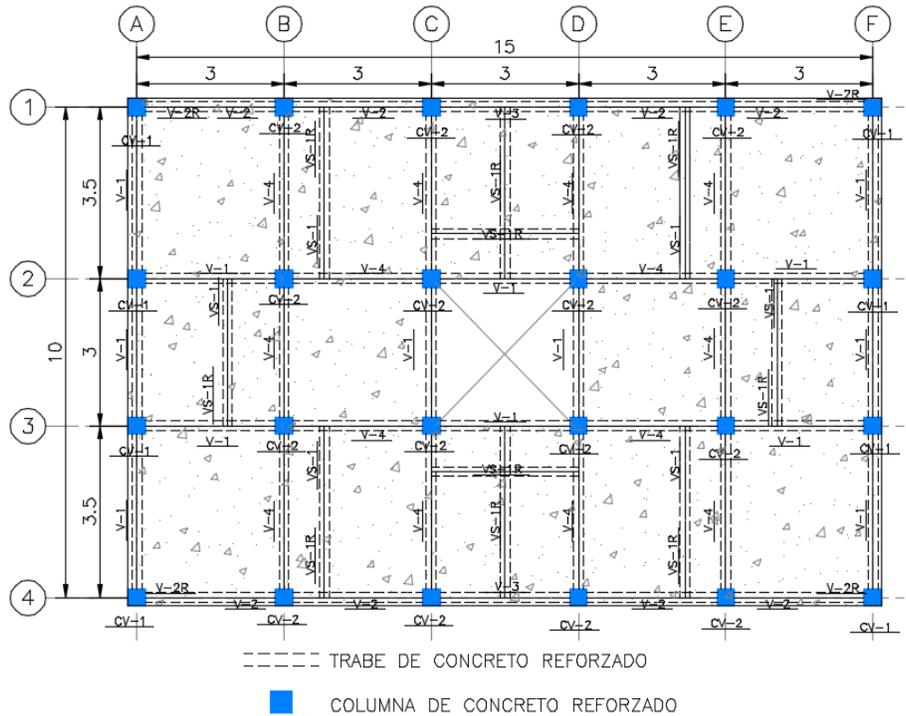
- |   |  |   |   |
|---|--|---|---|
|  | MURO DE MAMPOSTERÍA EN EL NIVEL CONSIDERADO. |  | COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO PROYECTADA SOLO PARA EL NIVEL 2.80. |
|  | HUECOS Ó VACIO                               |  | LOSA DE CONCRETO REFORZADO DE ESPESOR IGUAL A 10 CM.              |
|  | CASTILLOS DE CONCRETO REFORZADO              |  | MURO NO ESTRUCTURAL   |
|  | EJE DE REFERENCIA                            |   |   |

Figura 8.2. Planta arquitectónica niveles superiores tipo.



a) Elevación arquitectónica

b) Elevación estructural



c) Planta estructural

**Figura 8.3. Planta estructural, elevación estructural y arquitectónica.**

Como se observa en la figura 8.3, la planta baja está destinada a estacionamiento y los niveles superiores a departamentos. En esta se observa el cambio drástico de la rigidez de la planta baja respecto a los niveles superiores. Para fines de diseño por sismo, como se especifica en los RCDF, la estructura esta desplantada en la zona II (transición). La figura 8.4 se muestra la ubicación del edificio.

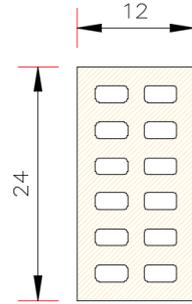


**Figura 8.4. Ubicación de la estructura.**

A continuación, se describen las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en los cuatro casos de estudio:

- Se utiliza concreto reforzado con un peso volumétrico igual a  $\gamma_v = 2.4 \text{ t/m}^3$  y con una resistencia a compresión igual a  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$  para elementos estructurales como vigas y columnas, (el módulo de elasticidad y cortante se calcula como se indica en cada normativa).
- El acero de refuerzo para elementos como trabes, losas y columnas es a base de barras corrugadas con un módulo de elasticidad igual a  $E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$ , con un esfuerzo de fluencia igual a  $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ .
- Se utiliza concreto con un peso volumétrico igual a  $\gamma_v = 2.2 \text{ t/m}^3$  y con una resistencia a compresión igual a  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  para elementos confinantes como dalas y castillos en muros de mampostería, (el módulo de elasticidad y cortante se calcula como se indica en cada normativa).
- El acero de refuerzo horizontal en muros de mampostería es a base de varillas con un esfuerzo de fluencia igual a  $f_{yh} = 6000 \text{ Kg/cm}^2$ , con una resistencia a la tensión igual a  $f_t = 7000 \text{ Kg/cm}^2$ .
- La pieza de mampostería utilizada en los cuatro casos de estudio es un block macizo IBMEX BH12 multiperforado con medidas nominales 12x12x24. Esta pieza tiene un porcentaje de solidez del 75%, contiene 12 celdas y cumple la especificación NMX – C -404 ONNCE, las propiedades de la pieza son:
  - Resistencia de diseño a compresión  $f'm (f^*m) = 95 \text{ Kg/cm}^2$ .
  - Resistencia de diseño a compresión diagonal  $v'm (v^*m) = 8.0 \text{ Kg/cm}^2$ .
  - Módulo de elasticidad de diseño  $E_m = 69000 \text{ Kg/cm}^2$ .
  - Módulo de rigidez a corte  $G = 22000 \text{ Kg/cm}^2$ .

En la figura 8.5 se muestra la pieza BH12 que se utiliza en muros de mampostería.

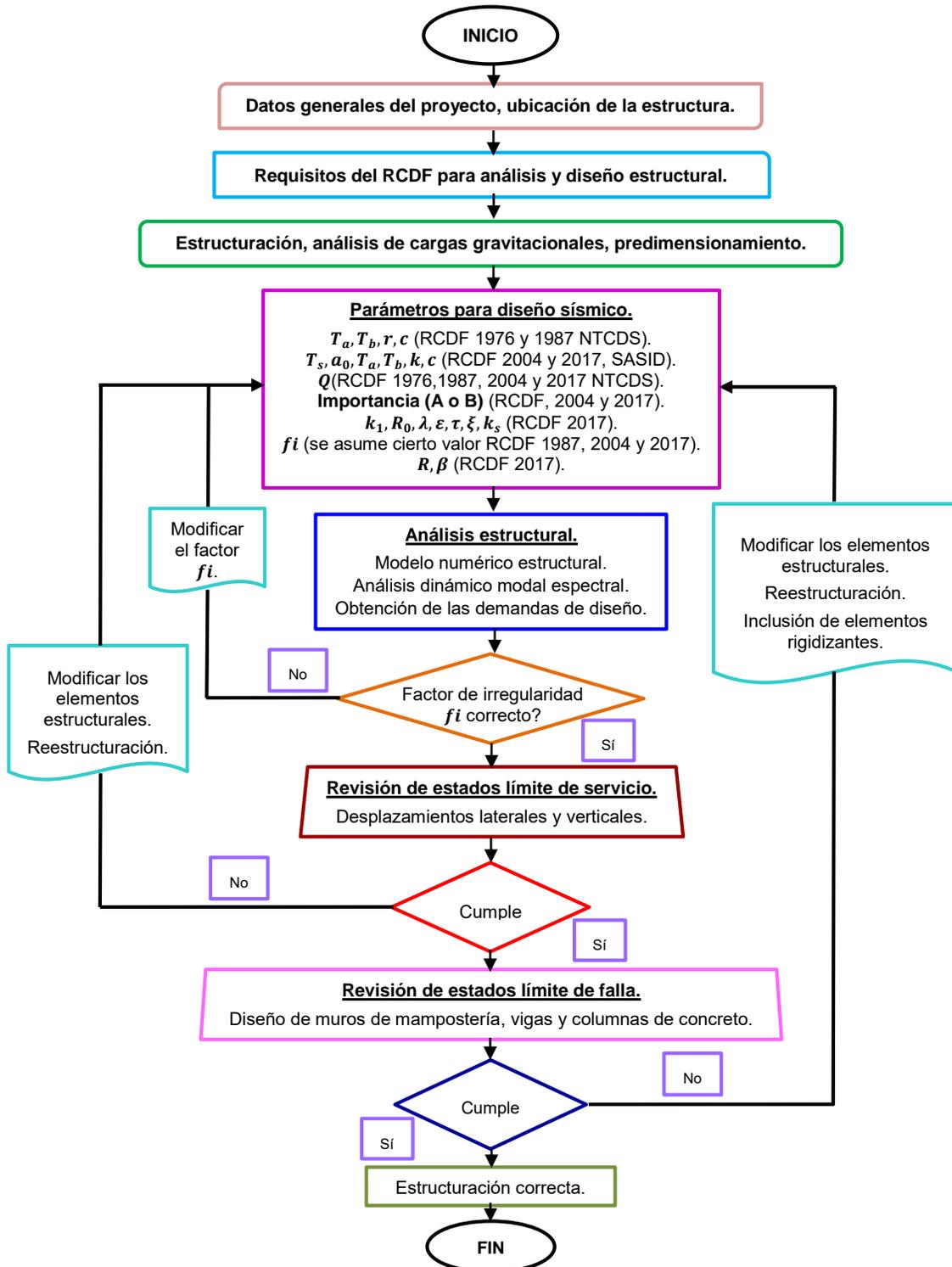


**Figura 8.5. Block BH12.**

En los casos de estudio analizados y diseñados conforme a los RCDF anteriores a 2017 se usó este tipo de pieza. Aunque esta no existía en el mercado en estos años, se consideraron aceptables sus propiedades para la finalidad de este estudio que es la comparación entre resultados utilizando diferentes reglamentos.

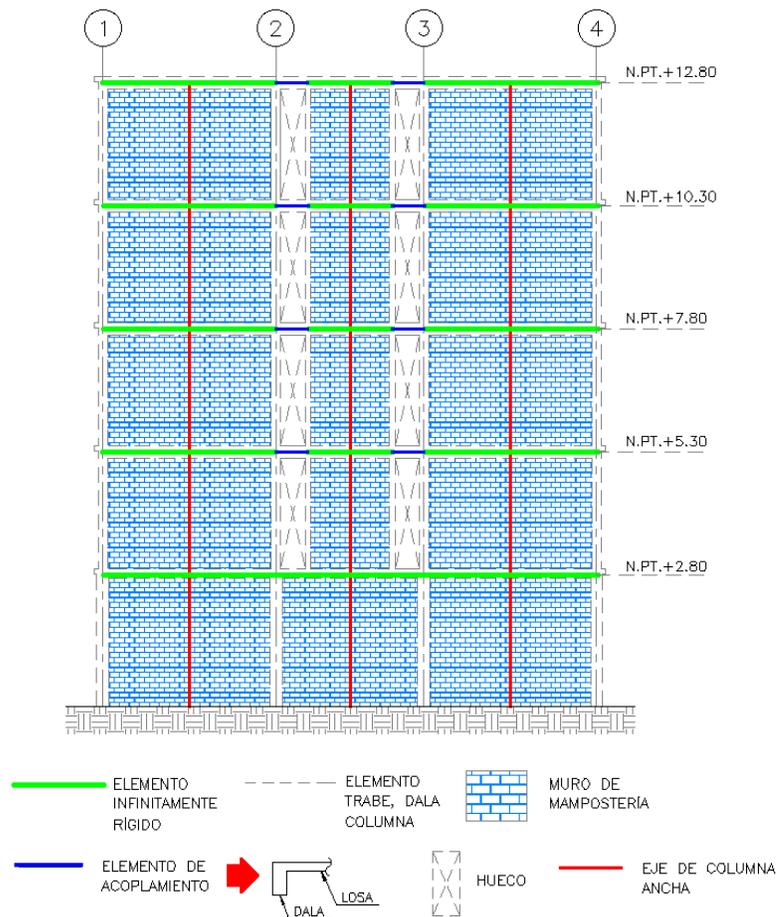
## 8.2 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS CASOS DE ESTUDIO DE ACUERDO CON EL RCDF

En este apartado se describe brevemente el análisis y diseño estructural de los modelos  $M1$ ,  $M2$ ,  $M3$  y  $M4$ . Estos se diseñan conforme a los criterios especificados en cada uno de los RCDF (ver apartado 6.1). El proceso de análisis y diseño se ilustra mediante el siguiente diagrama de bloques.



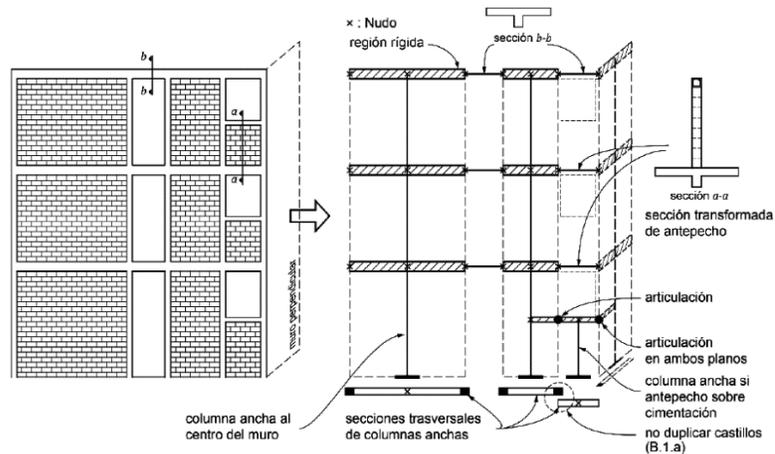
Para el modelado de elementos de concreto se recurre a los elementos tipo “frame” incluidos en ETABS. Para el modelado de los muros de mampostería en los niveles superiores se utiliza la metodología de la columna ancha, para su correcto modelado se hacen las siguientes suposiciones (Pérez Gavilán *editor*, 2015):

- Los muros o segmentos de muro se modelan con elementos tipo barra que incluya deformaciones por cortante.
- La sección transversal del elemento es la sección del muro incluyendo las secciones transformadas de los castillos. Los castillos en intersecciones no deben duplicarse en el modelado.
- Para conectar el ancho del muro a los elementos de acoplamiento se utilizan elementos infinitamente rígidos. Estos se colocan perpendiculares al eje del muro hasta llegar al borde. Para considerar este elemento en el programa comercial se crea un material con una rigidez 1000 veces mayor que la de un elemento normal. En la figura 8.6 se muestra el modelado de los muros del eje A (ver figura 8.1), conforme a la metodología de la columna ancha.



**Figura 8.6. Modelado de la columna ancha. Eje A.**

- Para los elementos de acoplamiento se incluyó el efecto de la losa, esto mediante una sección equivalente considerando los anchos efectivos, esto se ejemplifica en la figura 8.7.



**Figura 8.7. Modelado de la columna ancha, elementos de acoplamiento.**  
(NTCDCM, 2017)

Las cargas de diseño que se consideraron en el proceso de análisis y diseño se asignaron con base en el uso del edificio (casa – habitación). En esta etapa del trabajo se consideraron las cargas que se presentan en la tabla 8.1.

**Tabla 8.1. Cargas de diseño<sup>1</sup>**

CASO DE CARGA	CARGA (Kg/m <sup>2</sup> )			
	MODELO M1 (RCDF 1976)	MODELO M2 (RCDF 1987)	MODELO M3 (RCDF 2004)	MODELO M4 (RCDF 2017)
Sobrecarga muerta en entrepiso <sup>2</sup>	150	150	150	150
Sobrecarga muerta en azotea <sup>2</sup>	240	240	240	240
Carga viva máxima en entrepiso	155.28 <sup>3,5</sup>	170	170	190
Carga viva máxima en azotea <sup>4</sup>	100	100	100	100
Carga viva accidental en entrepiso	90	90	90	100
Carga viva accidental en azotea <sup>4</sup>	70	70	70	70

<sup>1</sup> Las cargas vivas son para uso casa - habitación.

<sup>2</sup> Incluye el peso de instalaciones, firmes y la añadida por reglamento, no se considera el peso del sistema de piso.

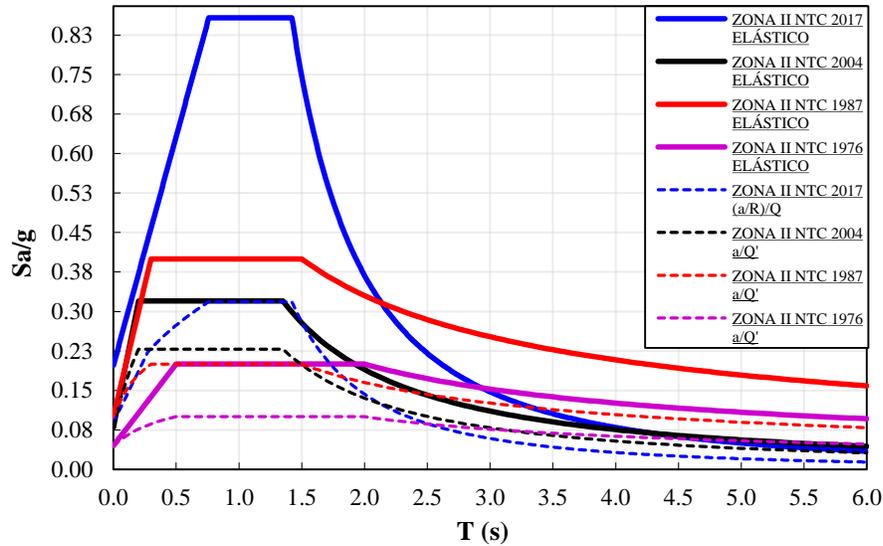
<sup>3</sup> Esta carga se determinó mediante la siguiente expresión:  $120 + 420(A)^{-\frac{1}{2}}$ , donde A es el área del entrepiso en consideración.

<sup>4</sup> Se utilizó lo referente a cubiertas con pendiente no menor a 5%.

<sup>5</sup> Se establece que por lo menos una estancia o sala comedor debe considerarse una carga  $\omega_m = 250 \text{ Kg/m}^2$  aplicada en un tablero que descargue a un elemento estructural ya sea trabe o columna.

Para considerar el efecto sísmico en los casos de estudio y obtener su respuesta en términos del desplazamiento, se realiza un análisis dinámico modal espectral con el software estructural ETABS. Para efectos del diseño estructural de los elementos, el análisis se efectúa en la dirección de dos componentes ortogonales. Las fuerzas sísmicas fueron reducidas por el factor de comportamiento sísmico (Q) y el factor de regularidad (*fi* ver apartado 6.1). En todos los casos de estudio se supuso un factor de comportamiento sísmico  $Q = 2$  conforme a los requisitos contenidos en los RCDF respectivos. Para el modelo M2 se determinó que la estructura es irregular por lo que, se utilizó un  $fi = 0.8$ . Para el modelo M3 se determinó que la estructura se cataloga como fuertemente irregular se utilizó un  $fi = 0.7$ . Para el modelo M4 se concluyó que la estructura era muy irregular, considerando un factor  $fi = 0.7$ .

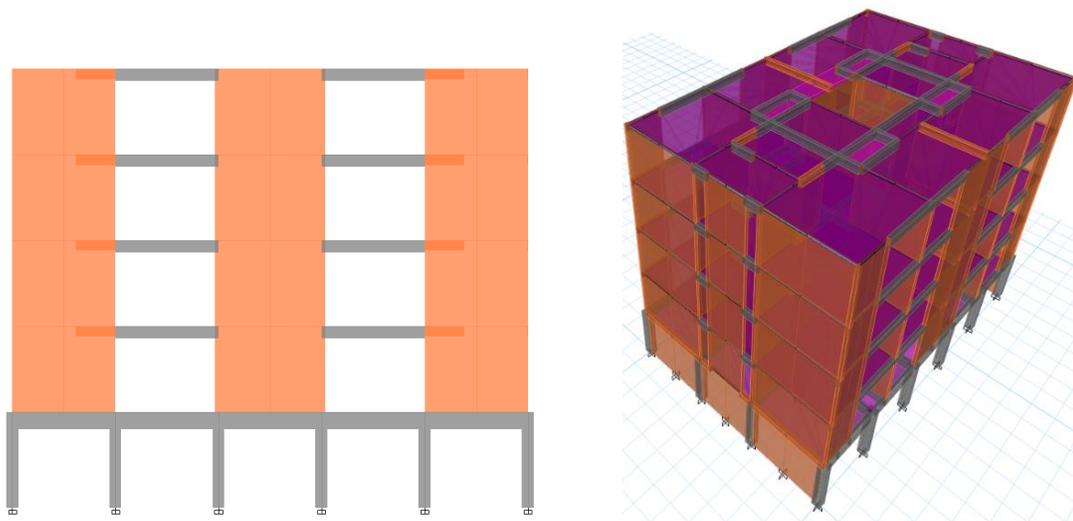
Los espectros elásticos y de diseño reducidos por ductilidad y sobrerresistencia ( $R$  sólo aplica para el espectro del 2017) se muestran en la figura 8.8; estos se construyeron con las expresiones de los RCDF (ver apartado 6.1). El espectro de diseño 2017 se determinó con base en los parámetros sísmicos proporcionados por el SASID (ver figura 8.14).



**Figura 8.8. Espectros elásticos y de diseño sísmico.**

Se hace notar en la figura 8.8, que las ordenadas espectrales del RCDF 2004 son menores que las ordenadas espectrales del RCDF 1987, sin embargo, en los espectros de diseño es a la inversa, esto es debido a los factores de reducción.

Con los parámetros de diseño ya establecidos, la sección transversal de los elementos provenientes de un predimensionamiento y la geometría de la edificación, se modelaron los cuatro casos de estudio en el software estructural ETABS. El periodo fundamental de vibración en los cuatro casos es en la dirección X (dirección débil). En la figura 8.9 se observa el modelo numérico estructural del caso  $M4$ .

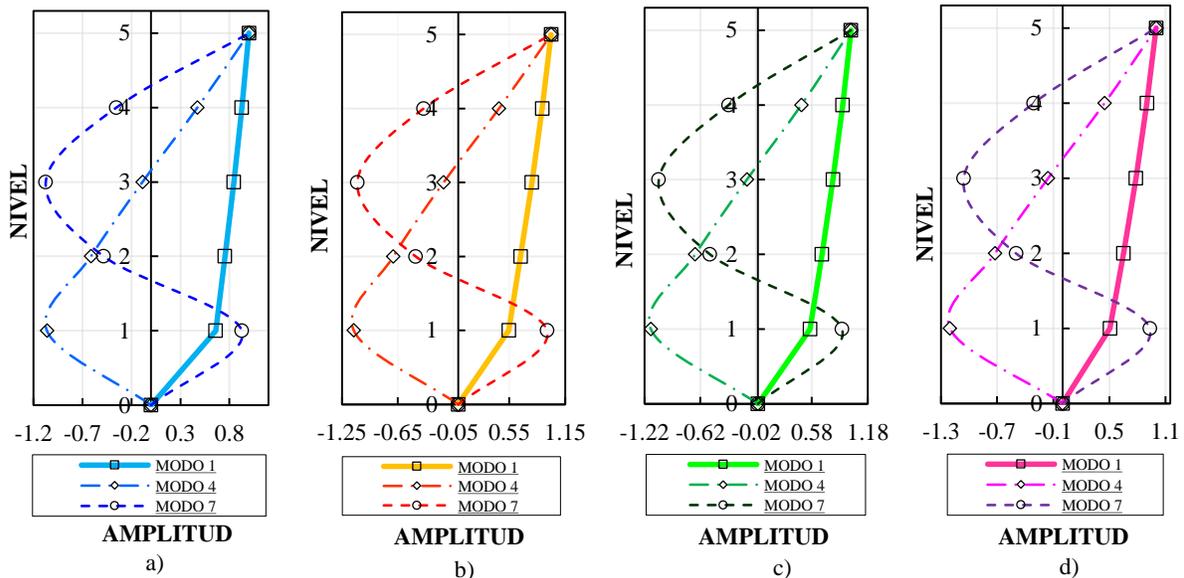


**Figura 8.9. Modelo numérico estructural  $M4$ .**

En la figura 8.10 se observa claramente el comportamiento de la *planta baja débil* en la primera forma modal para los cuatro casos, ya que la planta baja presenta una amplitud pronunciada en las deformaciones, mientras que los niveles superiores tienden a permanecer con cierta inclinación. En la tabla 8.2 se muestran los periodos de vibración ( $T$ ), para los primeros cuatro modos, así como los pesos modales efectivos ( $\omega$ ), correspondientes a los cuatro casos.

**Tabla 8.2. Periodos de vibración, pesos modales**

MODO	M1				M2				M3				M4			
	T (seg)	$\omega$ (%) X	$\omega$ (%) Y	$\omega$ (%) Z	T (seg)	$\omega$ (%) X	$\omega$ (%) Y	$\omega$ (%) Z	T (seg)	$\omega$ (%) X	$\omega$ (%) Y	$\omega$ (%) Z	T (seg)	$\omega$ (%) X	$\omega$ (%) Y	$\omega$ (%) Z
1	0.633	97.95	0	0	0.488	95.81	0	0	0.437	96.15	0	0	0.412	94.96	0	0
2	0.236	0	80.06	0	0.224	0	80.97	0	0.211	0	79.71	0	0.213	0	80.57	0
3	0.2	0	0	0	0.193	0	0	0	0.176	0	0	0	0.177	0	0	0
4	0.176	1.99	0	0	0.152	4.1	0	0	0.136	0	0	0	0.132	0	0	0



**Figura 8.10. Formas modales, a) M1, b) M2, c) M3 y d) M4.**

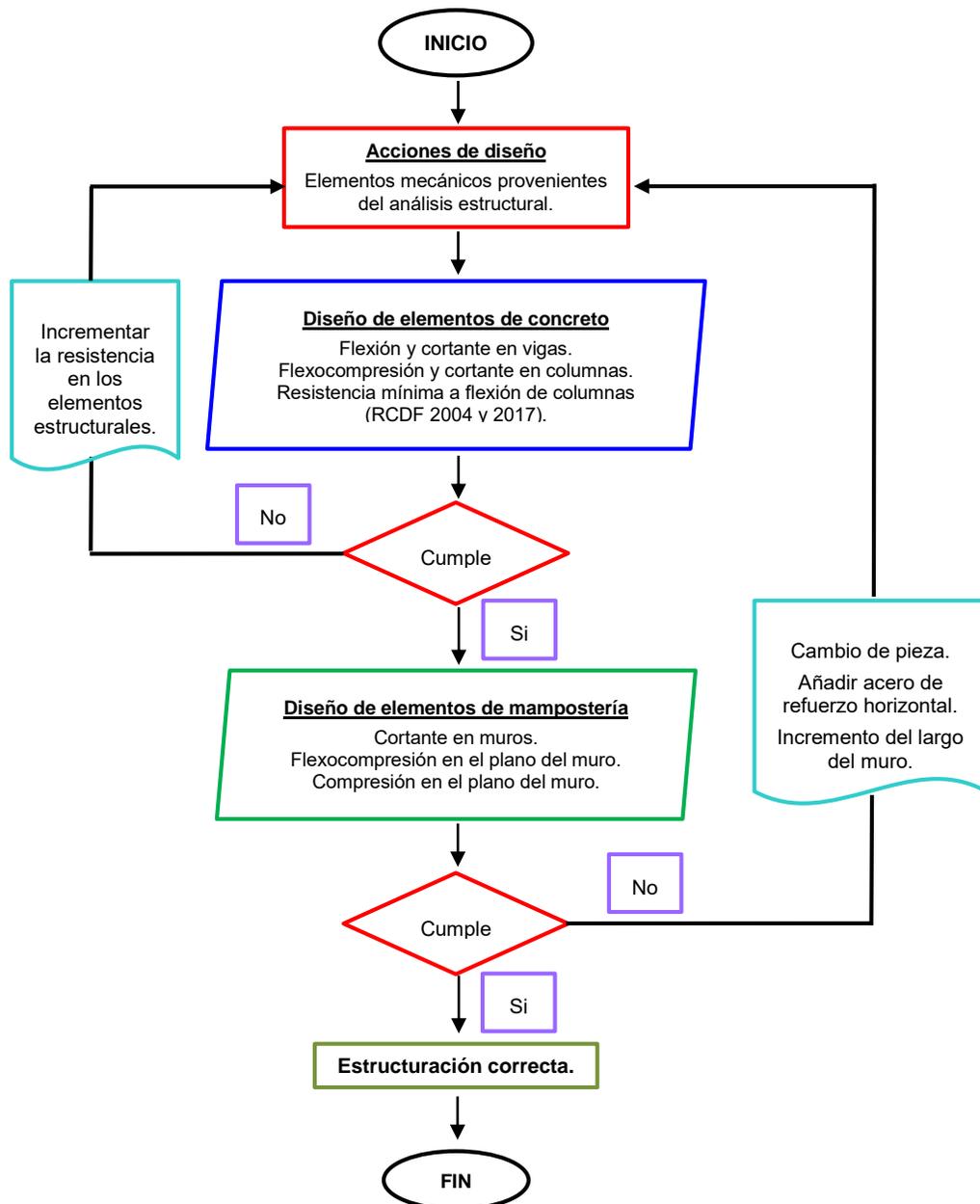
Posteriormente, se realiza el diseño estructural de los cuatro modelos en estudio. Se hace cumplir con el valor de los estados límite en las distorsiones máximas de entrepiso especificadas en cada RCDF. Se verifica que se satisfagan las demandas de resistencia a cortante, flexión en vigas, flexocompresión y cortante en columnas, cortante, compresión y flexocompresión en muros de mampostería. Se requirió añadir acero de refuerzo horizontal en la mampostería, en los cuatro casos de estudio. Para el modelo *M3* además del cumplimiento de las resistencias, se verifica el criterio de “columna fuerte – viga débil”, por lo que se aumenta el área de acero en columnas. Para el modelo *M4* se verifican las demandas de resistencia, el mecanismo “columna fuerte – viga débil”, y además se incrementa la resistencia a corte en el primer entrepiso en la dirección X, con la finalidad no presentar el caso de la *planta baja débil* (apartado 5.4 NTCDS 2017) lo cual aumentan considerablemente las dimensiones de la sección transversal de las columnas y disminuye la separación del refuerzo transversal (para evitar una falla tipo frágil).

En este trabajo se consideraron los siguientes factores de carga:

- Combinaciones que incluyan acciones permanentes y variables: en los modelos *M1*, *M2* y *M3* para carga variables y permanentes se usa  $F.C = 1.4$ , para el modelo *M4* se usa  $F.C = 1.5, 1.3$  respectivamente.
- Combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales: para todos los casos de estudio se usa  $F.C = 1.1$ .

Las combinaciones de carga se efectúan considerando los efectos bidireccionales expuestos en cada RCDF.

El proceso de diseño estructural se ilustra mediante el siguiente diagrama de bloques.



Con el fin de ejemplificar los resultados del diseño estructural se presenta la siguiente tabla 8.4, en donde se encuentran las secciones y armados finales de trabes, columnas de la planta baja. Para muros de mampostería se muestra en la tabla 8.3, las máximas cuantías de acero del refuerzo horizontal. En el apéndice A se anexan los armados finales.

**Tabla 8.3. Cuantías máximas de refuerzo horizontal en muros de mampostería**

CASO DE ESTUDIO	(%) $\rho_H$
M1	0.0813
M2	0.1450
M3	0.1210
M4	0.1750

**Tabla 8.4. Secciones estructurales, armados y dimensiones**

DESIGNACIÓN		MODELO M1 RCDF 1976						MODELO M2 RCDF 1987					
SECCIÓN APÉNDICE A	TIPO DE ELEMENTO	B (cm)	H (cm)	r (cm)	AsT (cm <sup>2</sup> )	As top (cm <sup>2</sup> )	As bot (cm <sup>2</sup> )	B (cm)	H (cm)	r (cm)	AsT (cm <sup>2</sup> )	As top (cm <sup>2</sup> )	As bot (cm <sup>2</sup> )
CV-1	COLUMNA	25	25	3	10.16	3.81	3.81	30	30	3	34.20	11.4	11.4
CV-2	COLUMNA	25	25	3	13	5.23	5.23	25	25	3	22.8	8.55	8.55
D-1	DALA	15	30	3	5.08	2.54	2.54	15	35	3	6.35	2.54	3.81
D-2	DALA	15	30	3	5.08	2.54	2.54	15	35	3	6.35	2.54	3.81
D-3	DALA	15	30	3	5.08	2.54	2.54	15	35	3	6.35	2.54	3.81
D-4	DALA	15	30	3	5.08	2.54	2.54	15	35	3	6.35	2.54	3.81
V-1	TRABE PRINCIPAL P.B.	25	50	3	8.63	4.67	3.96	25	50	3	6.50	2.54	3.96
V-2	TRABE PRINCIPAL P.B.	25	50	3	6.35	2.54	3.81	25	50	3	9.04	2.54	6.5
V-3	TRABE PRINCIPAL P.B.	25	50	3	8.63	4.67	3.96	25	50	3	8.95	3.25	5.70
V-4	TRABE PRINCIPAL P.B.	25	50	3	6.51	3.25	3.25	25	50	3	7.32	3.81	3.81
V-2R	TRABE PRINCIPAL P.B.	25	50	3	6.35	2.54	3.81	25	50	3	9.04	2.54	6.5
VS-1	TRABE SECUNDARIA P.B.	20	40	3	5.08	2.54	2.54	20	40	3	5.08	2.54	2.54
VS-1R	TRABE SECUNDARIA P.B.	20	40	3	5.08	2.54	2.54	20	40	3	5.08	2.54	2.54
V-5	TRABE SECUNDARIA NIVELES SUPERIORES	15	35	3	5.08	2.54	2.54	15	35	3	5.08	2.54	2.54
V-6	TRABE SECUNDARIA NIVELES SUPERIORES	15	35	3	5.08	2.54	2.54	15	35	3	5.08	2.54	2.54

DESIGNACIÓN		MODELO M3 RCDF 2004						MODELO M4 RCDF 2017					
SECCIÓN APÉNDICE A	TIPO DE ELEMENTO	B (cm)	H (cm)	r (cm)	AsT (cm <sup>2</sup> )	As top (cm <sup>2</sup> )	As bot (cm <sup>2</sup> )	B (cm)	H (cm)	r (cm)	AsT (cm <sup>2</sup> )	As top (cm <sup>2</sup> )	As bot (cm <sup>2</sup> )
CV-1	COLUMNA	30	30	4	31.68	9.9	9.9	35	35	4	34.2	11.4	11.4
CV-2	COLUMNA	30	30	4	38.64	12.51	12.51	35	35	4	43.08	15.84	15.84
D-1	DALA	15	35	3	7.06	4.52	2.54	15	35	3	7.06	4.52	2.54
D-2	DALA	15	35	3	5.08	2.54	2.54	15	35	3	5.08	2.54	2.54
D-3	DALA	15	35	3	5.08	2.54	2.54	15	35	3	5.08	2.54	2.54
D-4	DALA	15	35	3	5.08	2.54	2.54	15	35	3	5.08	2.54	2.54
V-1	TRABE PRINCIPAL P.B.	25	50	3	7.92	3.96	3.96	20	50	4	8.48	4.52	3.96
V-2	TRABE PRINCIPAL P.B.	25	50	3	7.62	5.08	2.54	20	50	4	8.89	3.81	5.08
V-3	TRABE PRINCIPAL P.B.	25	50	3	9.19	5.23	3.96	20	50	4	10.93	5.23	5.7
V-4	TRABE PRINCIPAL P.B.	25	50	3	6.35	3.81	2.54	20	50	4	6.35	3.81	2.54
V-2R	TRABE PRINCIPAL P.B.	25	50	3	7.62	5.08	2.54	20	50	4	8.89	3.81	5.08
VS-1	TRABE SECUNDARIA P.B.	25	50	3	6.35	3.81	2.54	20	50	4	7.06	2.54	4.52
VS-1R	TRABE SECUNDARIA P.B.	25	50	3	6.35	3.81	2.54	20	50	4	7.06	2.54	4.52
V-5	TRABE SECUNDARIA NIVELES SUPERIORES	15	35	3	5.08	2.54	2.54	15	35	3	5.08	2.54	2.54
V-6	TRABE SECUNDARIA NIVELES SUPERIORES	15	35	3	5.08	2.54	2.54	15	35	3	5.08	2.54	2.54

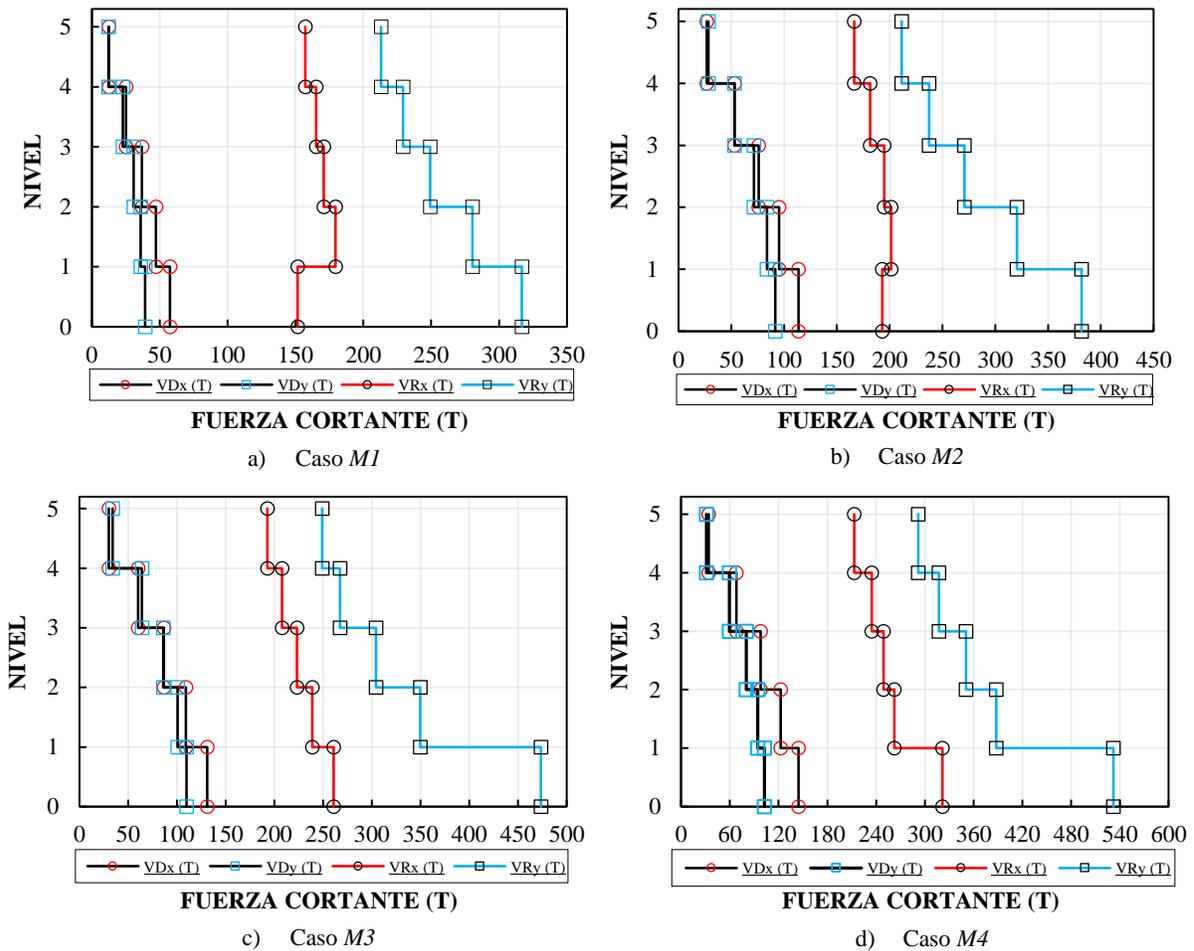
El modelo *M4* fue diseñado con la última versión del RCDF y muestra un cambio significativo respecto a los restantes. En primera instancia el área de la columna más esforzada es igual a 1225 cm<sup>2</sup>, las áreas obtenidas en los otros modelos representan el 74% y 51% de esta, su cuantía de acero es del orden de 3.52% mientras que para el modelo *M3* es del orden de 4.29% para una sección menor, el modelo *M2* requiere una dimensión igual a la del modelo *M3* pero la cuantía de acero es del orden de 3.8% y para el modelo *M1* la cuantía de acero es 2.48%, siendo este el modelo con menor requerimiento de diseño.

Respecto al refuerzo transversal en columnas, el modelo *M4* tiene estribos a base de varilla corrugada del #3 a una separación de 10 cm en extremos. Para los restantes se requieren 10, 15, 15 cm (*M3*, *M2* y *M1*, respectivamente).

En el diseño estructural de las columnas en los modelos *M3* y *M4* se encontró que la cuantía de diseño por resistencia aumentó debido al cumplimiento del requisito resistencia mínima a flexión de columnas (aparatado 6.2.5 NTCDCC 2004 y 7.3.2 NTCDCC 2017). Este requisito está enfocado al cumplimiento del mecanismo de falla “columna fuerte – viga débil”, en donde las trabes de concreto se plastifican en los extremos antes de la plastificación en la base de columnas, procurando así que la sumatoria de los momentos resistentes de columnas en el nudo de conexión sean mayores que los momentos resistentes de las vigas. El agravante en este tipo de estructuración es que la resistencia es proporcionada sólo por las columnas de la planta baja debido a la discontinuidad en elevación, generando así, que la resistencia

en el nodo sea gobernada por las trabes. En el modelo *M4* el área de acero y la sección aumentaron debido a lo anterior y al cumplimiento del requisito de regularidad (estructura de *planta baja débil*). Con esta revisión se da un paso importante en la mitigación de la *planta baja débil*. Se observó que el factor de irregularidad *fi* no es una solución para este tipo de estructuración; sin embargo, el aumento de la rigidez y resistencia en la planta baja puede ser una opción viable.

En la figura 8.11 se muestra la distribución de la demanda de cortante ( $V_D$ ) por entrepiso, y se compara contra la resistencia ( $V_R$ ), que es proporcionada por muros de mampostería en los niveles superiores, mientras que en la planta baja la resistencia en la dirección X es proporcionada solamente por las columnas de concreto reforzado. La capacidad a corte  $V_R$  se determinó como la suma del cortante resistente de cada elemento estructural en cada entrepiso conforme a cada RCDF.



**Figura 8.11. Distribución de fuerzas cortantes actuantes y resistentes por entrepiso.**

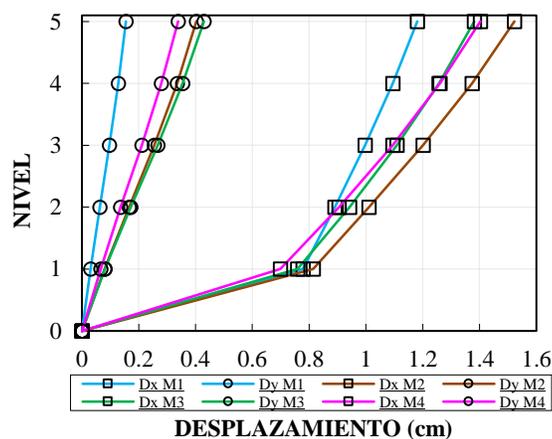
En la figura 8.11 se observa un aumento del cortante basal conforme el RCDF es más reciente. Para los modelos *M2* y *M3* la demanda de cortante son cercanas ya que el coeficiente sísmico se encuentra dentro de un rango de 0.2 y 0.24 Sa/g considerando aproximadamente el mismo peso del sistema estructural. En cada caso de estudio se revisó el cortante basal mínimo con excepción del modelo *M1*, ya que el RCDF de 1976 no contempla esta revisión. En las figuras 5.11 a – d se observa lo siguiente:

- El cortante resistente en cada entrepiso es mayor que el cortante de demanda por sismo, sin embargo, en el modelo *M1* la resistencia a corte en la dirección X en la planta baja es menor que

la resistencia del primer nivel. La resistencia de las columnas representa el 89% de la resistencia del primer nivel (ver figura 8.11 a)).

- En el modelo *M2* se observa que la resistencia a corte en planta baja para la dirección X sigue siendo menor que la resistencia de los muros de mampostería del primer nivel, aunque algunas columnas aumentaron su sección transversal y para todas aumentaron la cuantía de acero. La resistencia de las columnas representa el 95% de la resistencia del primer nivel (ver figura 8.11 b)).
- La resistencia de la planta baja en el modelo *M3* en la dirección X es mayor que la del modelo *M2*. En este modelo la resistencia a corte proporcionada por el acero de refuerzo horizontal en la mampostería se calcula mediante una expresión analítica en función de las propiedades del muro y del acero de refuerzo (NTCDCM 2004, apartado 5.4.3). Esto genera un aumento considerable en la resistencia respecto a la que presenta el modelo *M2*. Comparando la resistencia del primer nivel respecto a la planta baja, esta última es mayor que el presentado en el modelo *M2*. Esto refleja la evolución de la NTCDCM 2004 con relación al acero de refuerzo horizontal en muros (ver figura 8.11 c)).
- En cuanto al modelo *M4* (ver figura 8.11 d)), se observa que la resistencia proporcionada por las columnas en planta baja para la dirección X es mayor que la de los niveles superiores, esto se debe a que por la demanda de diseño aunado a los requisitos de regularidad (*planta baja débil*), ductilidad (“columna fuerte - viga débil”), acero mínimo (1%), la sección transversal se incrementa junto con el acero de refuerzo; asimismo, la resistencia a corte de muros de mampostería se incrementa considerando una expresión analítica para la determinación de la contribución del acero de refuerzo la cual contempla la relación de esbeltez del muro (NTCDCM 2017 apartado 5.4.3).
- Para los cuatro modelos de estudios el cortante resistente de la planta baja en la dirección Y es mayor que la de los pisos superiores. Esto se atribuye a los 8 muros de mampostería colocados en el núcleo de escalera y en los extremos; igualmente se observa que los cortantes de demanda sísmica se incrementan a medida que las versiones del RCDF son más recientes.

Enseguida se revisan los desplazamientos laterales debidos a la fuerza sísmica. En la figura 8.12 se muestran los desplazamientos máximos laterales de entrepiso en las direcciones X y Y para cada caso de estudio.



**Figura 8.12. Desplazamientos máximos laterales de entrepiso.**

En la figura 8.13 se muestran los perfiles de distorsión máxima de entrepiso. Se puede ver que en ningún caso, se supera la distorsión permisible especificada en cada RCDF. Para el caso *M1* se toma como distorsión límite de entrepiso el valor de 0.008, la cual, está asociada al caso de elementos estructurales

incapaces de soportar deformaciones apreciables (*RCDF 1976 artículo 242*). Para los casos *M2* y *M3* el valor de la distorsión límite es 0.006 (*RCDF 1987 artículo 209, NTCDS 2004 apartado 1.8*) asociado al mismo caso. Para el caso *M4* se considera tres valores de la distorsión permisible: 1)  $\gamma = 0.015$  asociado al estado límite de seguridad contra colapso para estructuras de concreto (*NTCDS 2017 apartado 4, tabla 4.21*), 2)  $\gamma = 0.010$  asociado al estado límite de seguridad contra colapso para estructuras de mampostería (*NTCDS 2017 apartado 4, tabla 4.2.3*), y 3)  $\gamma = 0.004$  asociado a la limitación de daños antes sismos frecuentes (*NTCDS 2017 apartado 1.8*). Se observa que para todos los casos se cumple con este requisito.

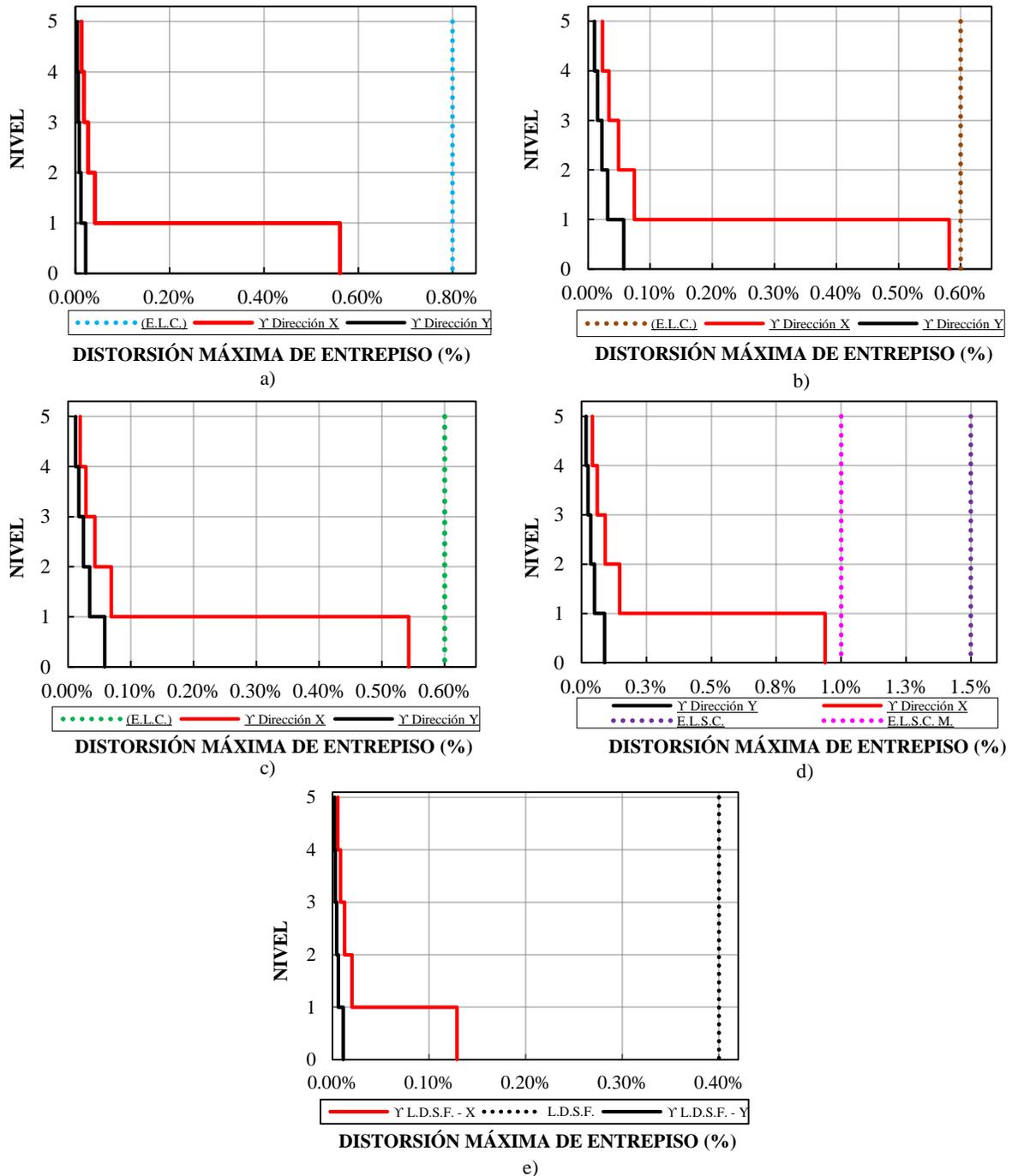


Figura 8.13. Distorsiones límites de entrepiso, a) *M1*, b) *M2*, c) *M3* y d) *M4* colapso, e) *M4* sismos frecuentes.

### 8.3 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS CASOS DE ESTUDIO, DE ACUERDO CON EL RCDF 2017

Para determinar la probabilidad de excedencia en la distorsión máxima de entrepiso durante el sismo 19S-2017, se realizó un análisis estructural conforme al RCDF 2017 y sus NTC para diseño de estructuras. Como se expuso en la sección 6, la normativa actual difiere respecto a sus predecesoras en los requisitos de análisis y diseño estructural, por lo que, fue necesario actualizar todos los parámetros requeridos en los casos *M1*, *M2* y *M3*. Entre los cambios más destacados se encuentran los siguientes:

- **Efectos de torsión:** Considera una expresión para la excentricidad accidental ( $e_{ai}$ ), en función del número de pisos de la estructura (NTCDS 2017 - 2.2).
- **Factores de carga:** Establece que para las acciones permanentes y variables que se incluyan en las combinaciones de diseño se aplicará un factor de carga de 1.3 y 1.5, respectivamente (NTCCADE 2017 - 3.4).
- **Factores de resistencia:** Conforme a la NTC para diseño de estructuras se modifican los factores de resistencia (ver sección 6.1).
- **Bloque equivalente a compresión del concreto ( $f'_c$ ):** Establece que la magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión ya no se encuentra en función del factor  $0.85f'_c$ , la resistencia nominal del concreto a compresión ( $f^*_c$ ) es eliminada (NTCDCC 2017 - 3.5 e)).
- **Análisis lineal:** Establece que cuando se emplee un análisis lineal se deberá incluir el efecto del agrietamiento. Se admite el agrietamiento en columnas y vigas mediante la reducción del momento de inercia en la dirección de la flexión,  $0.5I_g$  y  $0.7I_g$  para vigas y columnas, respectivamente (NTCDCC 2017 - 3.2).
- **Cargas para diseño estructural:** Los valores de las cargas para diseño se modifican, especialmente para el caso de estructuras destinadas a uso habitacional (NTCCADE 2017 - tabla 6.1.1).
- **Espectro para diseño sísmico:** El espectro de diseño se determina a partir de los parámetros generados en el programa SASID, los cuales corresponden al sitio en donde se desplantan los casos de estudio (NTCDS 2017 - tabla 3.1.1. En la figura 8.14 se muestra el espectro de diseño (RCDF 2017) junto a los parámetros obtenidos mediante el SASID). El factor de comportamiento sísmico empleado es  $Q=2$ .

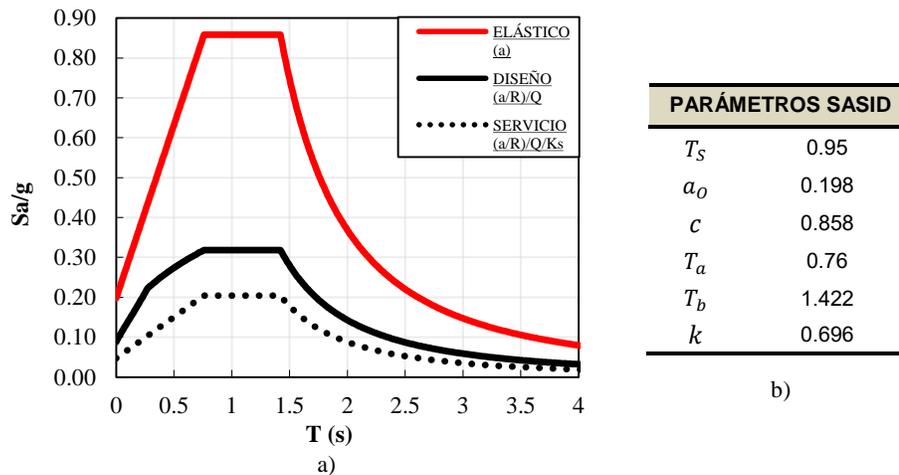


Figura 8.14. Espectro de diseño sísmico, a) espectro elástico, diseño y servicio, b) parámetros proporcionados por el SASID.

Con base en los puntos anteriores, se realiza el análisis estructural en el software comercial ETABS V16.2.1.

### 8.3.1 Ordenada espectral RCDF 2017

A partir de las propiedades estructurales (secciones transversales, cuantías de acero, etc.) obtenidas en el diseño estructural por fuerzas reducidas realizado en la sección 8.2, se procede a realizar la revisión de acuerdo con el RCDF 2017 y sus NTC. Se observa lo siguiente:

- Alargamiento en los periodos de vibración producido por el agrietamiento en columnas. Los periodos de vibración se muestran en la tabla 8.5.
- Aumento considerable en los elementos mecánicos; por ejemplo, la demanda por fuerza cortante en la planta baja se produce por el incremento en las ordenadas del espectro de diseño.
- Excedencia en las distorsiones permisibles de entrepiso para los estados límite de seguridad contra colapso, y limitación ante sismos frecuentes.

Por otro lado, se obtienen las ordenadas espectrales de diseño correspondiente para los tres casos de estudio, usando el espectro sísmico de diseño 2017. Las ordenadas correspondientes al espectro de diseño son denominadas como  $S_{a_c(RCDF-2017)}$  (columna 3 tabla 8.5). Las ordenadas correspondientes al espectro de servicio se denominan como  $S_{a_f(RCDF-2017)}$  (columna 4 tabla 8.5). Estas ordenadas fueron obtenidas al graficar los periodos de vibración fundamentales obtenidos del análisis estructural con el RCDF 2017 (columna 2 de la tabla 8.5), en el espectro sísmico del RCDF 2017. En la figura 8.15 se muestran los espectros de diseño sísmico junto con las pseudo - aceleraciones respectivas.

**Tabla 8.5. Periodos de vibración y pseudo - aceleración. Modelos M1, M2 y M3**

MODELO	PERIODO FUNDAMENTAL $T_n$ (s)	ORDENADA CORRESPONDIENTE A COLAPSO $S_{a_c(RCDF-2017)}$ (Sa/g)	ORDENADA CORRESPONDIENTE A SISMOS FRECUENTES $S_{a_f(RCDF-2017)}$ (Sa/g)
M1	0.704	0.31	0.19
M2	0.540	0.29	0.16
M3	0.487	0.27	0.15

Se determinó la resistencia de los elementos estructurales (vigas, columnas y muros) ante las fuerzas mecánicas conforme a las expresiones de las NTC 2017, para el caso de estructuras con ductilidad baja ( $Q=2$ ). Se encontró que para el caso M3 la relación máxima entre la demanda/resistencia en flexocompresión en columnas es 1.053, para los casos M2 y M1 la relación es 1.40 y 3.27, respectivamente. Lo anterior indica que el armado y las dimensiones de columnas en el caso M3 se encuentran dentro del margen resistente para el sismo de diseño 2017, caso contrario es lo presentado en el modelo M1 en donde el margen de resistencia se ve superado por la demanda. Respecto a la fuerza cortante en la planta baja, se aprecia en la figura 8.16 que la capacidad a corte ( $V_{Rx}$ ) es menor para el modelo M1, siendo la capacidad del modelo M3 mayor a la demanda.

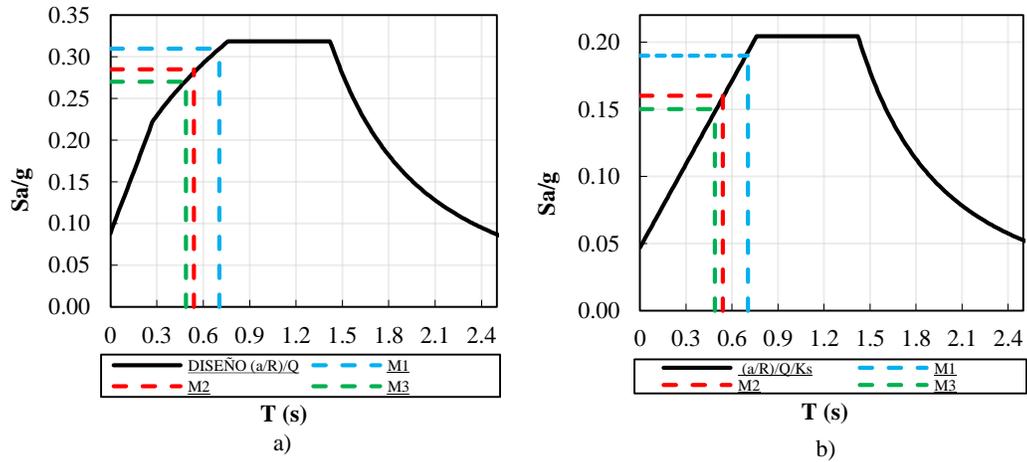


Figura 8.15. Espectros sísmicos, ordenadas espectrales  $S_{aRCDF-2017}$ , a) colapso, b) sismos frecuentes.

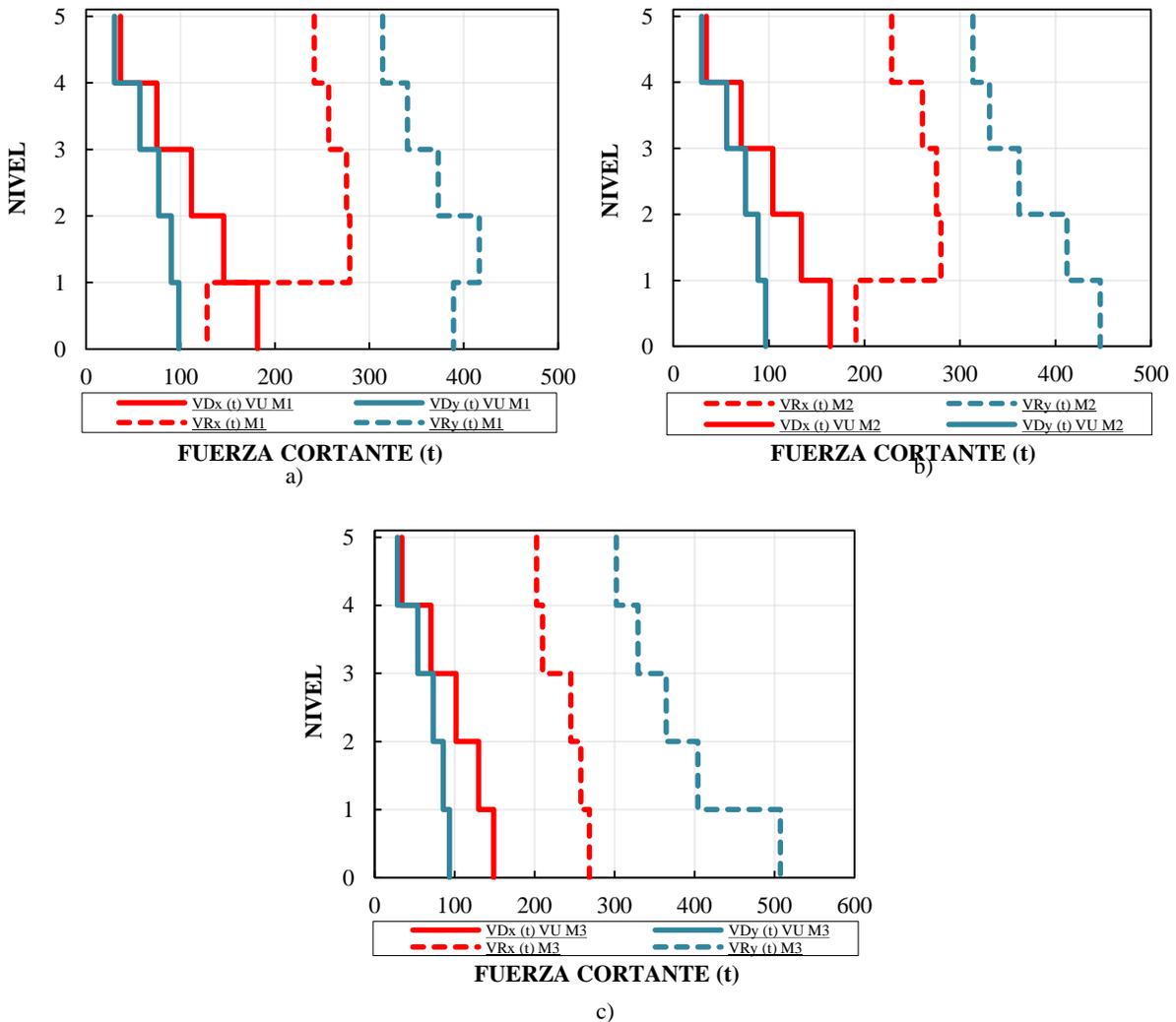


Figura 8.16. Distribución de fuerzas cortantes actuantes RCDF 2017 y resistentes por entrepiso, a) M1, b) M2, c) M3.

Respecto a las distorsiones máximas de entrepiso, en la figura 8.17 se muestra el perfil de distorsiones máximas de entrepiso en la dirección X. Se observa que sólo el caso *M3* se encuentra en la vecindad de la distorsión máxima permisible para estructuras de concreto ( $\gamma_{m\acute{a}x} = 0.015$ ), por el contrario, los casos *M2* y *M1*, superan esta distorsión. En todos los casos la distorsión permisible para estructuras de mampostería ( $\gamma_{m\acute{a}x} = 0.010$ ) no se supera. En la figura 8.17 se anexa el perfil de distorsiones asociadas al estado límite de daños ante sismos frecuentes, en el cual, sólo los casos *M2* y *M3* no superan la distorsión permisible ( $\gamma_{m\acute{a}x} = 0.004$ ).

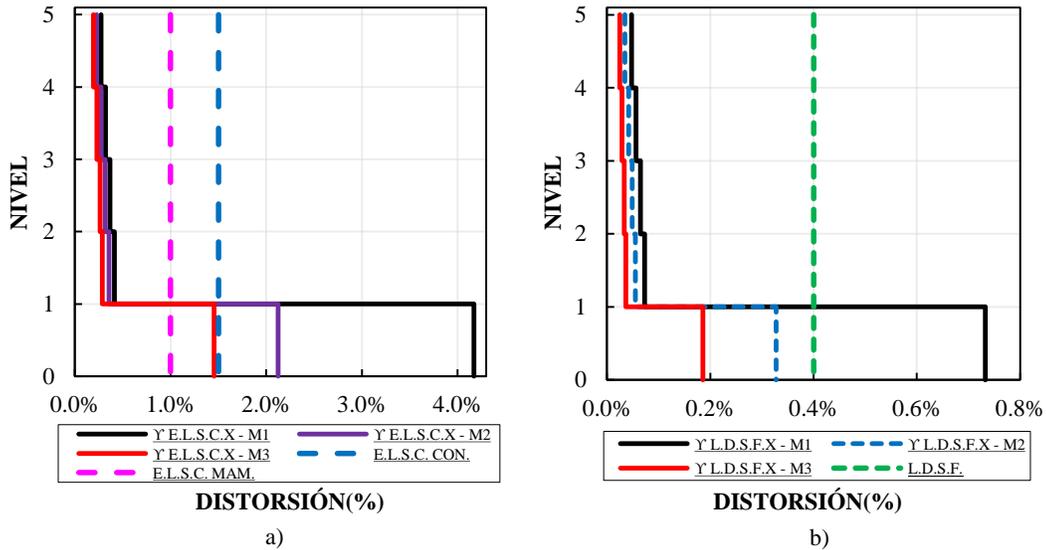


Figura 8.17. Distorsiones límites de entrepiso RCDF 2017 casos *M1*, *M2* y *M3*, a) estado límite de seguridad contra colapso, b) estado límite daños por sismos frecuentes.

### 8.3.2 Estructura con planta baja débil según el NTCDS 2017

Los casos *M1*, *M2* se clasifican como edificios de *planta baja débil* de acuerdo con el RCDF 2017 - sección 5.4. El cociente de la fuerza cortante resistente proporcionado por columnas ( $V_R$ ) entre la fuerza cortante de diseño ( $V_u$ ) en el primer entrepiso es menor que el 60% del cociente para el segundo entrepiso. En la figura 8.18 se muestra esquemáticamente la revisión.

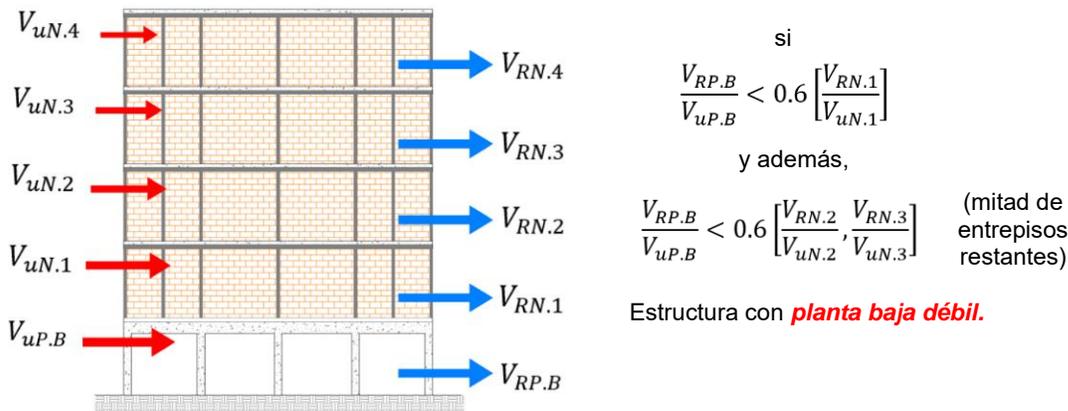


Figura 8.18. Evaluación *planta baja débil*.

En la tabla 8.6 se muestran la relación de cocientes para los cuatro modelos, sólo se considera la dirección X.

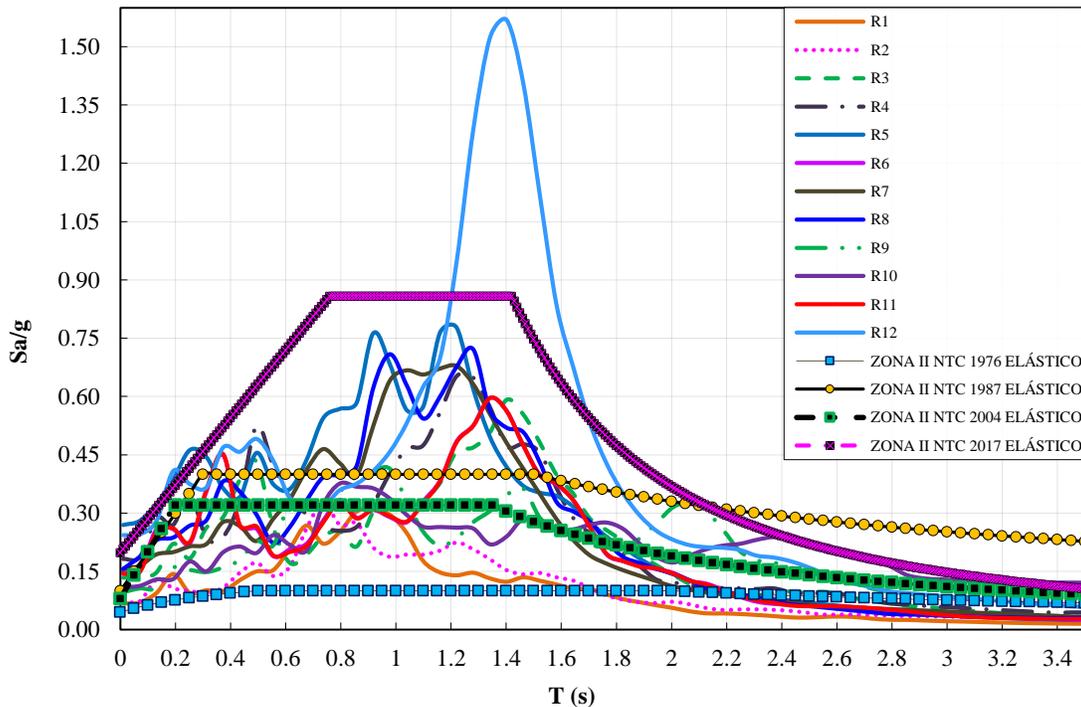
**Tabla 8.6. Revisión 5.4 NTCDS 2017, estructura de *planta baja débil*. Modelos M1, M2, M3 y M4**

NIVEL	M1				M2				M3				M4			
	$V_R$ (t)	$V_D$ (t)	$\frac{V_R}{V_D}$	$\frac{0.6 V_R}{V_D}$	$V_R$ (t)	$V_D$ (t)	$\frac{V_R}{V_D}$	$\frac{0.6 V_R}{V_D}$	$V_R$ (t)	$V_D$ (t)	$\frac{V_R}{V_D}$	$\frac{0.6 V_R}{V_D}$	$V_R$ (t)	$V_D$ (t)	$\frac{V_R}{V_D}$	$\frac{0.6 V_R}{V_D}$
4	242	36	6.66	3.99	228	35	6.59	3.96	203	34	5.93	3.56	224	34	6.59	3.95
3	257	75	3.42	<b>2.05</b>	261	71	3.68	<b>2.21</b>	210	70	2.97	<b>1.78</b>	246	68	3.62	<b>2.17</b>
2	276	111	2.47	<b>1.48</b>	275	104	2.65	<b>1.59</b>	245	102	2.41	<b>1.45</b>	262	98	2.68	<b>1.61</b>
1	279	145	1.92	<b>1.15</b>	280	134	2.09	<b>1.25</b>	258	130	1.98	<b>1.16</b>	260	122	2.13	<b>1.28</b>
P. B	128	181	<b>0.71</b>	---	191	164	<b>1.16</b>	---	268	149	<b>1.80</b>	---	321	145	<b>2.22</b>	---

De acuerdo con la tabla 8.6 que sólo los modelos M1 y M2 son estructuras con *planta baja débil*, la capacidad a corte de entrepiso  $V_R$  se determinó como la suma del cortante resistente de cada elemento estructural en cada entrepiso conforme a la NTCDC 2017 y NTCDCM 2017.

### 8.4 REGISTROS SÍSMICOS SELECCIONADOS

Los movimientos sísmicos que se utilizan para realizar los análisis dinámicos incrementales fueron en total 12 registrados durante el sismo 19S-2017 por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES), en suelo de transición de la Ciudad de México, y con un periodo dominante cercano a 1 s. En la tabla 8.7 se muestra la ubicación de las estaciones (latitud y longitud) y la pseudo - aceleración máxima de pico, se muestra también la denominación asignada a cada estación sísmica. En la figura 8.19 se muestran los espectros de respuesta en términos de la pseudo - aceleración de los 12 registros utilizados. En esa figura el porcentaje de amortiguamiento crítico que se consideró fue de 5%. En la figura se incluyen los espectros de diseño sísmico elásticos de los RCDF 1976, 1987, 2004 y 2017. Se puede observar la evolución de de los códigos de diseño sísmico.



**Figura 8.19. Espectros elásticos sismo 19S-2017, espectros de diseño RCDF.**

Los periodos fundamentales de los modelos  $M1$ ,  $M2$ ,  $M3$  y  $M4$  (ver tabla 8.2) se encuentran dentro de un intervalo de periodos entre 0.41 y 0.63 s, lo que da información sobre el compartimento que tuvieron estos modelos en el sismo del 2017. El espectro sísmico de diseño del año 2017 se obtuvo a partir del SASID, correspondiente a la ubicación de la estructura. En la figura 8.20 se muestra la ubicación de la estructura conforme a la zonificación sísmica presente en el RCDF 2004. Las NTC para Diseño por Sismo 2017 establecen que para periodos de suelo menores a  $T_s = 2$  s, se deben usar no menos de 8 parejas de movimientos sísmicos; sin embargo, para efectos de esta etapa del trabajo se consideró que con 12 movimientos sísmicos la capacidad estructural de los modelos de estudio se aproximaba con suficiente grado alto de exactitud (Montiel y Ruiz, 2007).

Tabla 8.7. Registros sísmicos utilizados, sismo 19S-2017

NÚMERO DE REGISTRO	DENOMINACIÓN	NOMBRE DE LA ESTACIÓN	UBICACIÓN DE LA ESTACIÓN	Pico [cm/s <sup>2</sup> ]
1	R1	ES57	19.4017 LAT. N, 99.1775 LONG. W	302.77
2	R2	ES57	19.4017 LAT. N, 99.1775 LONG. W	321.59
3	R3	SI53	18.40 LAT. N, 98.72 LONG. W	580.249
4	R4	SI53	19.3753 LAT. N, 99.1483 LONG. W	640.12
5	R5	JC54	19.3130 LAT. N, 99.1272 LONG. W	762.46
6	R6	CH84	19.3300 LAT. N, 99.1254 LONG. W	584.99
7	R7	LEAC	19.322748 LAT. N, 99.097641 LONG. W	665.68
8	R8	LEAC	19.322748 LAT. N, 99.097641 LONG. W	707.75
9	R9	AE02	19.4290 LAT. N, 99.0584 LONG. W	406.09
10	R10	AE02	19.4290 LAT. N, 99.0584 LONG. W	369.301
11	R11	CH84	19.3300 LAT. N, 99.1254 LONG. W	585.031
12	R12	CH84	19.3300 LAT. N, 99.1254 LONG. W	1539.317

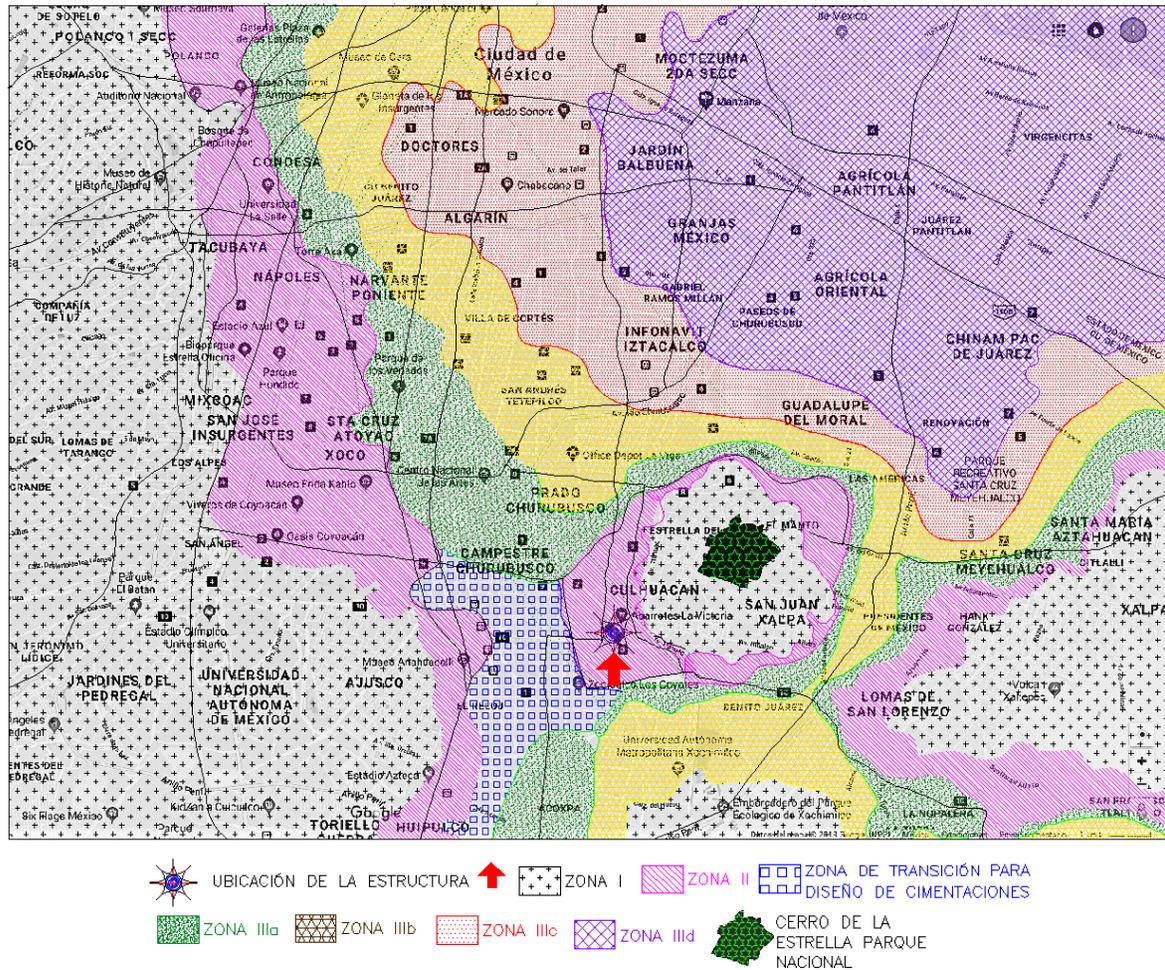


Figura 8.20. Ubicación de la estructura considerando la zonificación del RCDF 2004.

### 8.5 ESCALAMIENTO DE REGISTROS

Para escalar los registros sísmicos a una intensidad establecida, estos se deben multiplicar por diferentes factores de escalamiento para toda la historia de aceleraciones. En las NTCDS 2017, en su apartado 6.2.1, se especifica que los movimientos sísmicos se afectarán por factores de escalamiento que conduzcan a que las ordenadas promedio de los espectros no sean menores a 1.3 veces las que corresponden a los espectros de diseño, para periodos comprendidos entre 0.2 y 1.3 veces el periodo fundamental del sistema estructural ( $T_n$ ). Para efectos de este trabajo los registros se escalaron con la medida de intensidad basada en el promedio de las ordenadas espectrales  $Sa_{prom}$  (Baker y Cornell, 2006). Los niveles de intensidades a los que se escalaron están comprendidos entre 0.01 g a 1 g.

Con el fin de ejemplificar el escalamiento de registros, en la figura 8.21 se muestran los espectros de respuesta de pseudo - aceleración para los 12 registros sísmicos utilizados en este trabajo. Los registros se escalaron mediante la medida de intensidad basada en el promedio de las ordenadas espectrales  $Sa_{prom}$  (Baker y Cornell, 2006), para un nivel de intensidad igual a 0.32 Sa/g. El intervalo de periodos para el promedio se toma igual a 0.2 y 1.3 veces  $T_n$ , el periodo fundamental usado es proveniente del modelo M3 ( $T_n = 0.437$  s), el intervalo de promediación queda definido como:  $0.2(0.437) = T_1 = 0.087s$  y  $1.3(0.437) = T_2 = 0.568s$ .

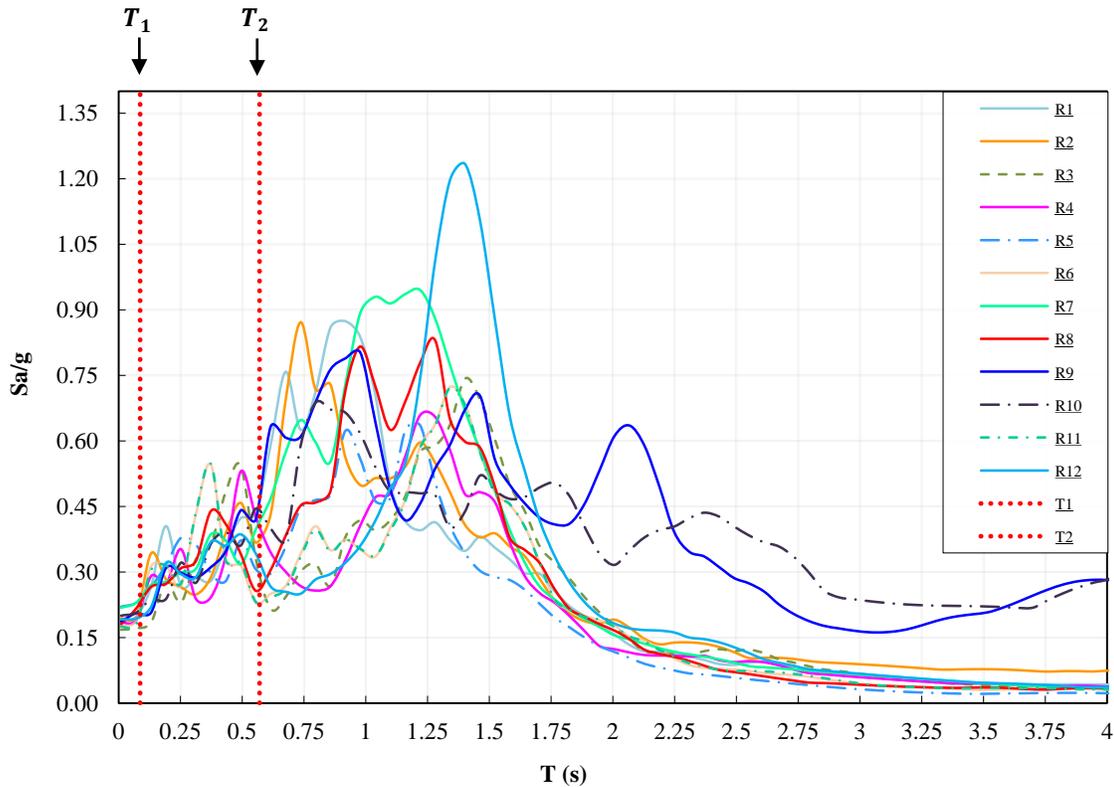


Figura 8.21. Espectros de respuesta escalados.

## 8.6 ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL

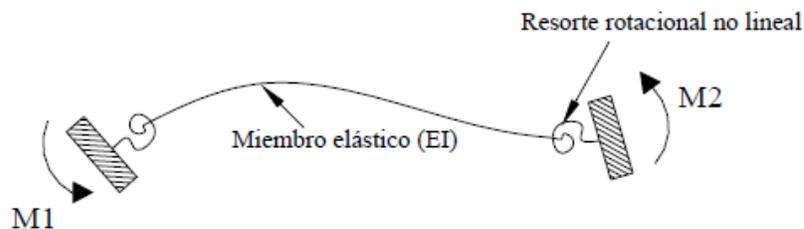
En este apartado se describe brevemente la creación del modelo no lineal para los cuatro casos de estudio. El modelo no lineal se realizó en el programa académico RUAUMOKO 3D (Carr, 2007). Los principales aspectos que se tomaron en cuenta para el análisis son:

- Las masas empleadas se consideraron concentradas en cada entrepiso.
- Los módulos de elasticidad, corte y propiedades geométricas de elementos tipo viga y columna se tomaron con los mismos criterios que en los modelos elásticos lineales. Se incluye la sección agrietada conforme los RCDF.
- Los muros de mampostería se modelaron mediante elementos de plasticidad concentrada, donde la acción inelástica se concentra en el extremo inferior del elemento.
- Los entrepisos se consideraron con comportamiento de diafragma infinitamente rígido. Los desplazamientos de los nodos ubicados en el plano están definidos por un solo nodo (nodo maestro).
- El porcentaje de amortiguamiento crítico fue igual a 5% para todos los modos que contribuyen a la respuesta del modelo. Se empleó el modelo de Rayleigh.

En las siguientes secciones se muestran las consideraciones de análisis particulares en RUAUMOKO 3D para los elementos estructurales para el modelo no lineal.

### 8.6.1 Vigas

El programa Ruaumoko 3D presenta tres formas de modelar el comportamiento no lineal de vigas de concreto reforzado, estos son; mediante el elemento de una componente (Sharpe, 1974), mediante un elemento de dos componentes (Kankan y Powell, 1973) y, mediante un modelo de cuatro componentes. En este trabajo se eligió el uso del modelo de una componente (Giberson 1967), el cual concentra las deformaciones no lineales en los extremos mediante dos resortes rotacionales, como se muestra en la figura 8.22.



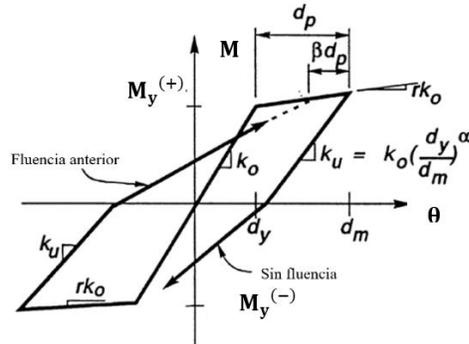
**Figura 8.22. Modelo de Giberson.**

(Adaptado de Carr, 2007)

Los parámetros de fluencia que se emplearon en la viga fue el momento de fluencia positivo ( $M_{y(+)}$ ) y negativo ( $M_{y(-)}$ ) en el extremo inicial, y los momentos de fluencia positivo y negativo en el extremo final, los cuales se determinaron a partir del diagrama momento curvatura del elemento. La ley de histéresis corresponde a la de Takeda modificada (Otani, 1974), con una reducción de resistencia basada en la ductilidad máxima. Conforme a esta ley, dos son los parámetros fundamentales que definen su comportamiento: el parámetro  $\alpha$  que define la pendiente de descarga  $k_u$  y el parámetro  $\beta$  que define la rigidez de recarga. La ley de Takeda modificada se muestra en la figura 8.23.

Es importante mencionar al lector la forma de modelado no lineal de las vigas en la planta baja en este

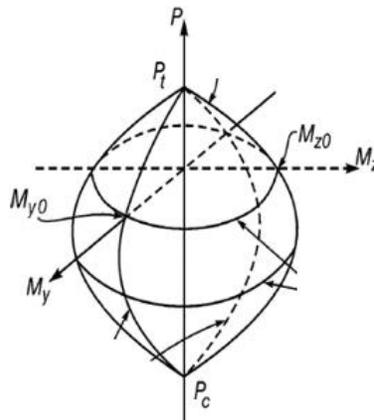
trabajo, como se muestra en la figura 8.3 b) existe una zona de transición entre la planta baja y el primer nivel, en la cual, se desplanta un muro de mampostería. Conforme a la metodología de columna ancha, esta zona se considera rígida, por lo cual, la articulación plástica se concentrará en los extremos libre de la viga. Esto se ejemplifica en la figura 8.31 b).



**Figura 8.23. Modelo de comportamiento histérico de Takeda modificado.**  
(Adaptado Carr, 2007)

### 8.6.2 Columnas

El programa Ruaumoko 3D presenta dos formas de modelar el comportamiento no lineal de columnas de concreto reforzado, estas son: modelado semejante a la de vigas mediante elementos de una componente sin la interacción momento – carga axial, y modelado mediante elementos de una componente que considera la interacción momento – carga axial. Para efectos de este trabajo se tomó la segunda forma de modelado. De forma similar, se emplea la ley de histéresis Takeda modificada con una reducción de resistencia basada en la ductilidad máxima. El elemento tipo columna emplea la superficie de interacción momento - carga axial que se muestra en la figura 8.24, la cual se relaciona con la fluencia del elemento.

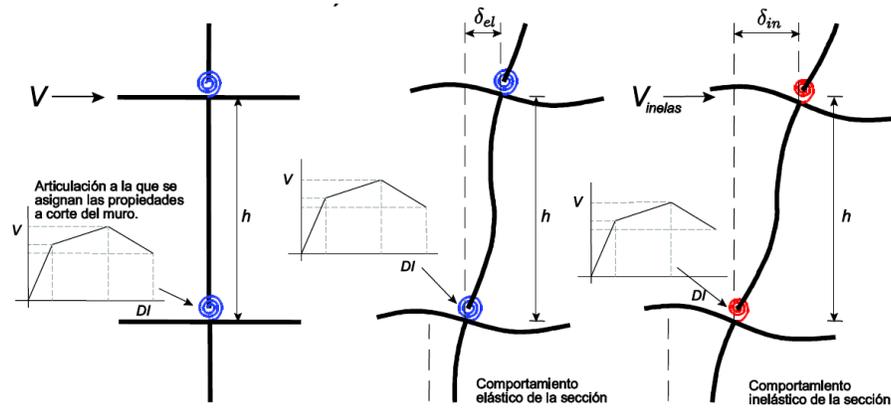


**Figura 8.24. Superficie de interacción carga axial – momento flexionante de fluencia.**  
(Carr, 2007)

### 8.6.3 Muros de mampostería confinada con acero horizontal

El programa Ruaumoko 3D permite el modelado de muros de mampostería mediante el elemento *masonry panel*. El panel se modela a través de dos puntales paralelos en cada diagonal que representa la compresión y transfiere la fuerza de cortante entre la parte superior e inferior del panel. Otra forma de modelar es el método de la columna ancha concentrando la acción inelástica mediante una articulación

en la base como se muestra en la figura 8.25.



**Figura 8.25. Modelo de columna ancha modificado para muros doblemente empotrados. (Gilmore)**

Como los muros de mampostería se modelaron como columna ancha, en el análisis convencional se opta por modelar los muros de mampostería por medio del modelo de la columna ancha modificada. Para ello fue necesario determinar las rigideces elásticas en las direcciones locales X, Y y Z, que fueron calculadas mediante las siguientes expresiones (Pérez Gavilán *editor*, 2015):

$$k_{axial} = \frac{E_m A_m}{h_m} \quad (8.1)$$

donde

$E_m$  = Módulo de elasticidad de la mampostería.

$A_m$  = Área de la sección transversal del muro incluyendo las secciones transformadas de los castillos.

$h_m$  = Altura del muro.

La rigidez lateral del muro se determina mediante la siguiente expresión:

$$k_{lateral} = \frac{k_f k_v}{k_f + k_v} \quad (8.2)$$

donde

$k_f$  = Rigidez a flexión del muro, que se determina mediante la expresión 8.3.

$k_v$  = Rigidez a corte del muro, que se determina mediante la expresión 8.4.

$$k_f = \frac{12E_m I_m}{(4 - 3\beta)h_m^3} \quad (8.3)$$

$$k_v = \frac{G_m A_m}{k h_m} \quad (8.4)$$

donde

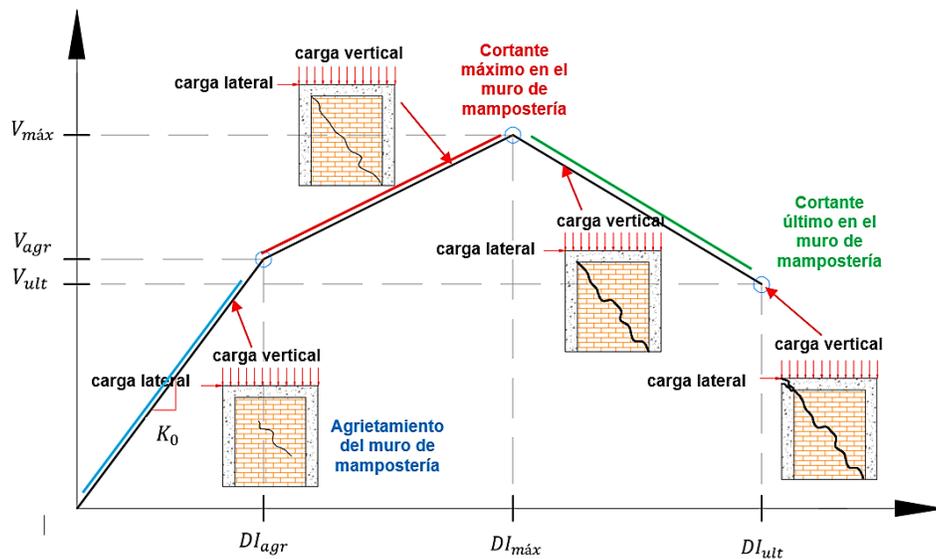
$I_m$  = Momento de inercia de la sección transversal del muro incluyendo las secciones transformadas de los castillos.

$\beta$  = Coeficiente que define la condición de frontera del muro; si se toma igual a la unidad el muro está restringido al giro, si vale cero el muro está en voladizo.

$G_m$  = Módulo de cortante de la mampostería.

$k$  = Factor de forma por cortante.

Las fuerzas de fluencia que se emplearon en el resorte se basaron en los parámetros empleados en el modelo de Flores y Alcocer (1996), que corresponden a una envolvente de comportamiento trilineal de un ciclo histerético para muros de mampostería confinada con refuerzo horizontal. Esta envolvente permite determinar la resistencia del muro al primer agrietamiento ( $V_{agr}$ ), la resistencia máxima ( $V_{m\acute{a}x}$ ), y la resistencia última ( $V_{ult}$ ), así como las distorsiones asociadas a cada punto (ver sección 8.6.4). En la figura 8.26 se muestra la envolvente trilineal.



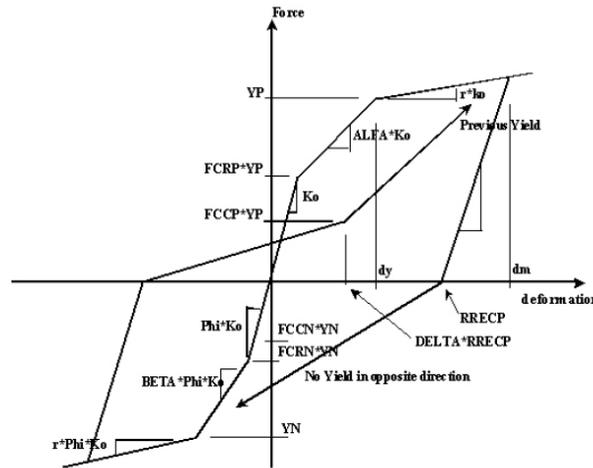
**Figura 8.26. Comportamiento de muros de mampostería envolvente para mampostería confinada.**

(Adaptado Pérez Gavilán *editor*, 2015)

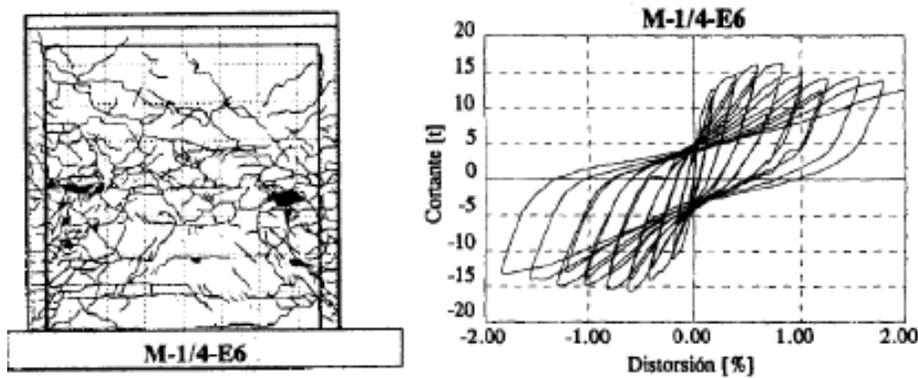
En la curva anterior se distinguen los siguientes puntos:

- **Comportamiento elástico:** En niveles de desplazamiento y esfuerzo pequeños la mampostería carece de agrietamiento diagonal, por lo cual se asume que la mampostería exhibe un comportamiento elástico.
- **Degradación de rigidez:** Después se presenta agrietamiento diagonal, los muros presentan un pendiente post – elástica positiva alcanzando una resistencia mayor a la del comportamiento elástico.
- **Degradación de rigidez y resistencia:** Una vez que se alcanza la resistencia máxima, el muro presenta una pérdida de resistencia hasta la falla. Esto se muestra a través de la pendiente negativa.

La curva trilineal se utilizó para el proceso de calibración de la ley de histéresis utilizados en este trabajo (Jordán, 2018). Conforme a la literatura los muros de mampostería sujetos a fuerzas sísmicas pueden presentar fallas de tipo cortante, flexión y una combinación de estas. Para relaciones de aspecto ( $H/L$ ) menores a 2 la falla predominante es por cortante, y el muro se cataloga como robusto. Las relaciones de esbeltez empleadas en este trabajo oscilan entre 0.83 y 1.66 por lo que en las fuerzas de fluencia sólo se considera una falla por fuerza cortante, despreciando las fuerzas axiales y momentos de fluencia. Tomando la anterior consideración, se utiliza el modelo de comportamiento para concreto reforzado SINA (Saiidi y Sozen, 1979) con una reducción de resistencia basada en la ductilidad máxima. El modelo se muestra en la figura 8.27. La ley se calibró conforme a los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio realizados por Flores y Alcocer (1996), en donde se ensayó un muro de mampostería con acero refuerzo horizontal obteniéndose la curva histórica que se muestra en la figura 8.28 donde se relaciona la distorsión asociada a la fuerza cortante.



**Figura 8.27. Modelo de comportamiento histérico SINA.**  
(Carr, 2007)



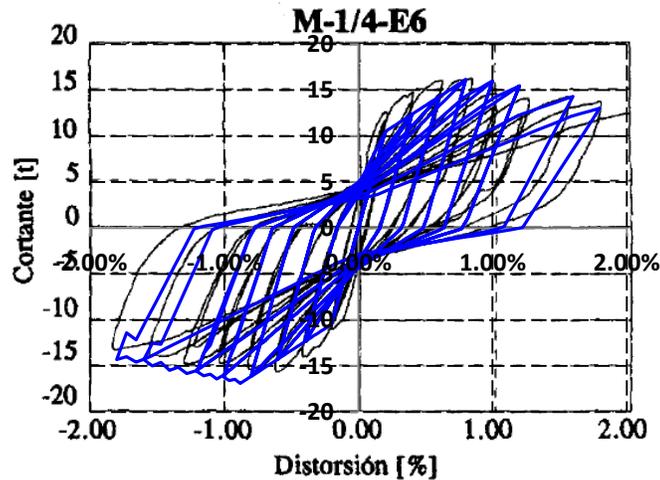
**Figura 8.28. Patrón de agrietamiento y curva histérica del modelo M – ¼ - E6.**  
(Flores y Alcocer, 1996)

Modelando las columnas anchas y asignando las propiedades no lineales correspondientes, se busca que la respuesta analítica sea semejante a la experimental. A través de iteraciones con el programa Ruaumoko 3D, se consigue una aproximación razonable entre estas dos, obteniéndose los parámetros del modelo SINA (Jordán, 2018), los cuales se muestran en la tabla 8.8.

**Tabla 8.8. Parámetros para el modelo tri – lineal SINA calibrado para muros de mampostería con acero de refuerzo horizontal**

RF	ALFA	BETA	DELTA	PHI	FCRP	FCRN	FCCP	FCCN	RDUCT
0.180	0.90	0.9	0.10	1.0	0.90	0.90	0.50	0.45	0.20

En la figura 8.29 se muestra la comparación entre el modelo analítico contra el experimental, para fines de esta etapa del trabajo se considera válida su aplicación en el análisis no lineal.



**Figura 8.29. Comparación de la respuesta analítica y la experimental. Modelo M – ¼ - E6.**  
(Jordán, 2018)

Se debe aclarar al lector que la curva histerética mostrada en la figura 8.29 utilizada como modelo de degradación de rigidez en los muros de mampostería confinada, depende del nivel de carga axial aplicado durante el ensaye experimental. De la misma forma, este comportamiento de degradación es para una relación de aspecto  $H/L$  igual a la unidad. Su empleo en este trabajo se justifica al tener la mayoría de los muros una relación de aspecto semejante a la unidad, considerando la falla por corte y por los resultados semejantes entre el modelo experimental y el calibrado. Sin embargo, en el modelado no lineal de muros de mampostería, la curva histerética a emplear debe ser congruente con las propiedades de la pieza utilizada, la carga axial de los muros (obtenidas durante el diseño) y relación de aspecto, utilizando así diferentes curvas histeréticas en cada muro por cada entepiso. Lo anterior se considerará en trabajos futuros en una estancia doctoral.

#### 8.6.4 Degradación de resistencia

El uso del programa Ruaumoko 3D permite implementar un modelo de degradación de resistencia basado en ductilidades, como se muestra en la figura 8.30. El modelo bilineal está caracterizado por tres parámetros de control (Carr, 2007):

- DUCT1: Ductilidad asociada al inicio de la degradación.
- DUCT2: Ductilidad asociada con el cambio en la intensidad de degradación.
- DUCT3: Ductilidad última asociada a una capacidad de resistencia prácticamente nula ( $1\% V_{máx}$ ) del elemento.
- RDUCT: Es el porcentaje de carga residual en el cambio de intensidad de degradación.

Para elementos de concreto (vigas y columnas) la ductilidad DUCT3 se obtiene a partir del diagrama momento curvatura, y usando la siguiente expresión:

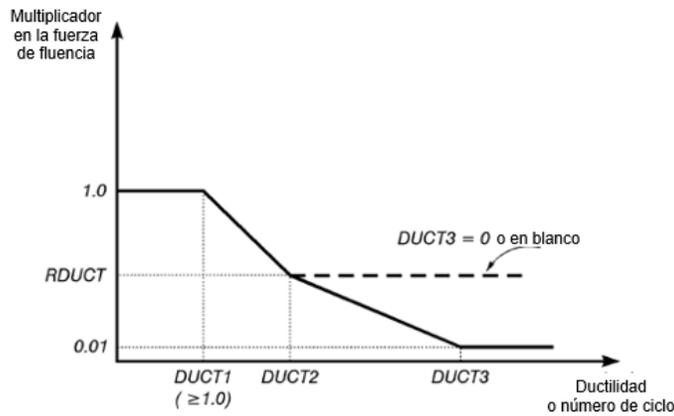
$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \tag{8.5}$$

donde

$\mu$  = Ductilidad del elemento

$\varphi_u$  = Curvatura asociada a la capacidad última.

$\varphi_y$  = Curvatura asociada a la fluencia.



**Figura 8.30. Modelo de degradación de resistencia Ruaumoko 3D.**  
(Adaptado Carr, 2007)

Para el caso de muros de mampostería se utilizan los parámetros empleados en el modelo de Flores y Alcocer (1996) que corresponden a la envolvente de comportamiento trilineal de un ciclo histerético para muros de mampostería confinada con refuerzo horizontal (ver figura 8.26). Para el cálculo de las ductilidades se determinaron las distorsiones provenientes de la envolvente trilineal, así como las fuerzas cortantes asociadas a estas. En la tabla 8.9 se muestran los valores empleados en este trabajo.

**Tabla 8.9. Fuerzas cortantes y distorsiones en muros de mampostería confinada con acero horizontal**

$V_{agr}^1 (t)$	$DI_{agr}^2$	$V_{m\acute{a}x}^3 (t)$	$DI_{m\acute{a}x}^4$	$V_{ult}^5 (t)$	$DI_{ult}^6$
$V_{mR}$	0.0013	$1.50(V_{agr})$	0.006	$1.10(V_{agr})$	0.005

<sup>1</sup> La fuerza cortante de agrietamiento se toma como la fuerza cortante resistente expuesta en los RCDF correspondientes al caso de estudio, tomando la contribución de la resistencia a corte de la pieza de mampostería y del acero de refuerzo horizontal.

<sup>2</sup> Distorsión asociada a la fuerza cortante de agrietamiento.

<sup>3</sup> Fuerza cortante máxima resistente que exhibe la mampostería, considerablemente mayor a la correspondiente al primer agrietamiento.

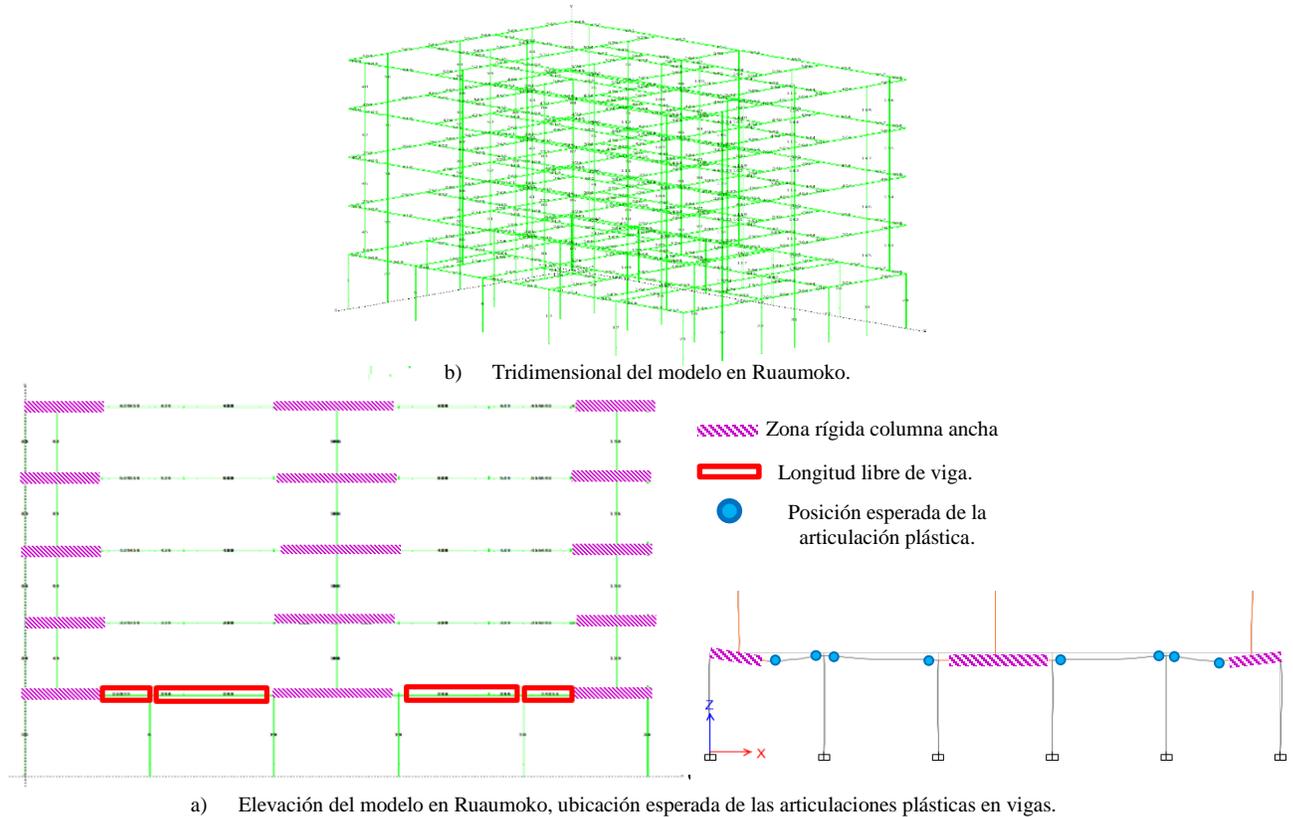
<sup>4</sup> Distorsión asociada a la fuerza cortante máxima resistente.

<sup>5</sup> Fuerza cortante última que exhibe la mampostería, presenta una pendiente negativa asociada a una pérdida de resistencia que se incrementa hasta la falla del muro.

<sup>6</sup> Distorsión asociada a la fuerza cortante último.

### 8.6.5 Validación de los modelos numéricos estructurales

Definidos los parámetros no lineales de los elementos estructurales para los casos de estudio, se hace uso del software académico Ruaumoko 3D. En la figura 8.31 se muestra el modelo *M4*. Se aprecia que la configuración es similar a la realizada en el software ETABS empleado en el análisis por fuerzas reducidas (ver figura 8.9). Para dar validez a los resultados del análisis no lineal se compararán los periodos fundamentales de vibración y el peso modal proporcionados por Ruaumoko 3D con los proporcionados por ETABS. En la tabla 8.10 se presentan los resultados generados de los dos análisis.



**Figura 8.31. Modelo numérico estructural caso M4 en RUAUMOKO 3D.**

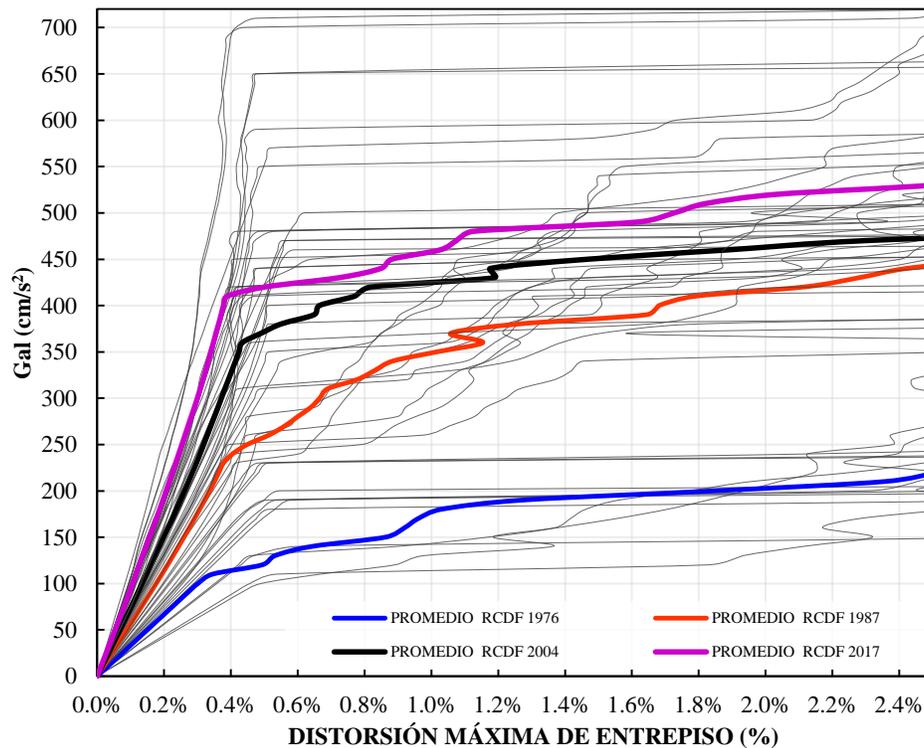
**Tabla 8.10. Propiedades modales ETABS y RUAUMOKO 3D**

MODELO	ETABS			RUAUMOKO 3D		
	PERIODO FUNDAMENTAL Tn (seg)	PERIODO ASOCIADO AL SEGUNDO MODO DE VIBRAR (seg)	PESO MODAL 1 (%)	PERIODO FUNDAMENTAL Tn (seg)	PERIODO ASOCIADO AL SEGUNDO MODO DE VIBRAR (seg)	PESO MODAL 1 (%)
M1	0.633	0.236	97.95	0.635	0.239	98
M2	0.488	0.224	95.81	0.489	0.225	96
M3	0.437	0.211	96.15	0.439	0.220	96
M4	0.412	0.213	94.96	0.412	0.214	95

Los resultados de los dos programas muestran suficiente aproximación, por lo que se procede a realizar el análisis dinámico incremental.

## 8.7 CURVAS DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL

En la sección 7.1 se presentó una breve introducción sobre la curva de capacidad estructural ADI. En esta sección se describirán los resultados del análisis no lineal realizado en el software académico Ruaumoko 3D. Una vez definido un modelo no lineal apropiado, los cuatro casos de estudios se excitaron mediante el conjunto de 12 movimientos sísmicos escalados en un rango de intensidades crecientes, para cada caso de estudio se tiene 1 curva ADI por registro. Considerando que se utilizaron 12 movimientos se tiene un total de 12 curvas ADIS. En la figura 8.32 se muestran las curvas de capacidad para los cuatro casos de estudio *M1*, *M2*, *M3* y *M4*. Estas se obtuvieron al procesar los resultados de todos los análisis no lineales con el objetivo de obtener la máxima distorsión de entrepiso. En la figura 8.32 se observa en color gris las curvas ADIS. para cada registro, y en línea de color el promedio de estas correspondiente a cada caso de estudio.



**Figura 8.32. Curvas ADI.**

En las curvas de capacidad mostradas arriba, se puede observar con notoriedad el punto de fluencia del sistema estructural. El modelo *M1* incursiona en el rango no lineal a una intensidad igual a 110 gals (0.11 Sa/g), para el modelo *M2* la intensidad es igual a 230 gals (0.23 Sa/g), el límite de fluencia para el modelo *M3* se alcanza a una intensidad igual a 360 gals (0.36 Sa/g), y por último la intensidad que se encuentra asociada a la de fluencia para el modelo *M4* es igual a 410 gals (0.417 Sa/g).

De acuerdo con las curvas de la figura 8.32, las pseudo - aceleraciones de diseño en cada caso de estudio se encuentran dentro del comportamiento elástico de la estructura; es decir, los modelos fluyen a pseudo - aceleraciones mayores de las que fueron diseñadas.

En la figura 8.33 se ha incluido, individualmente, el promedio de las curvas de capacidad ADI de la figura 8.32, y además se incluyen los espectros de diseño para cada uno de los casos de estudio. En cada grafica; la línea en color verde representa la ordenada espectral de diseño, la línea azul representa la ordenada-distorsión máxima asociada a la fluencia del sistema y, por último, la línea roja representa la

ordenada-distorsión asociada a la excedencia de la distorsión máxima de entrepiso.

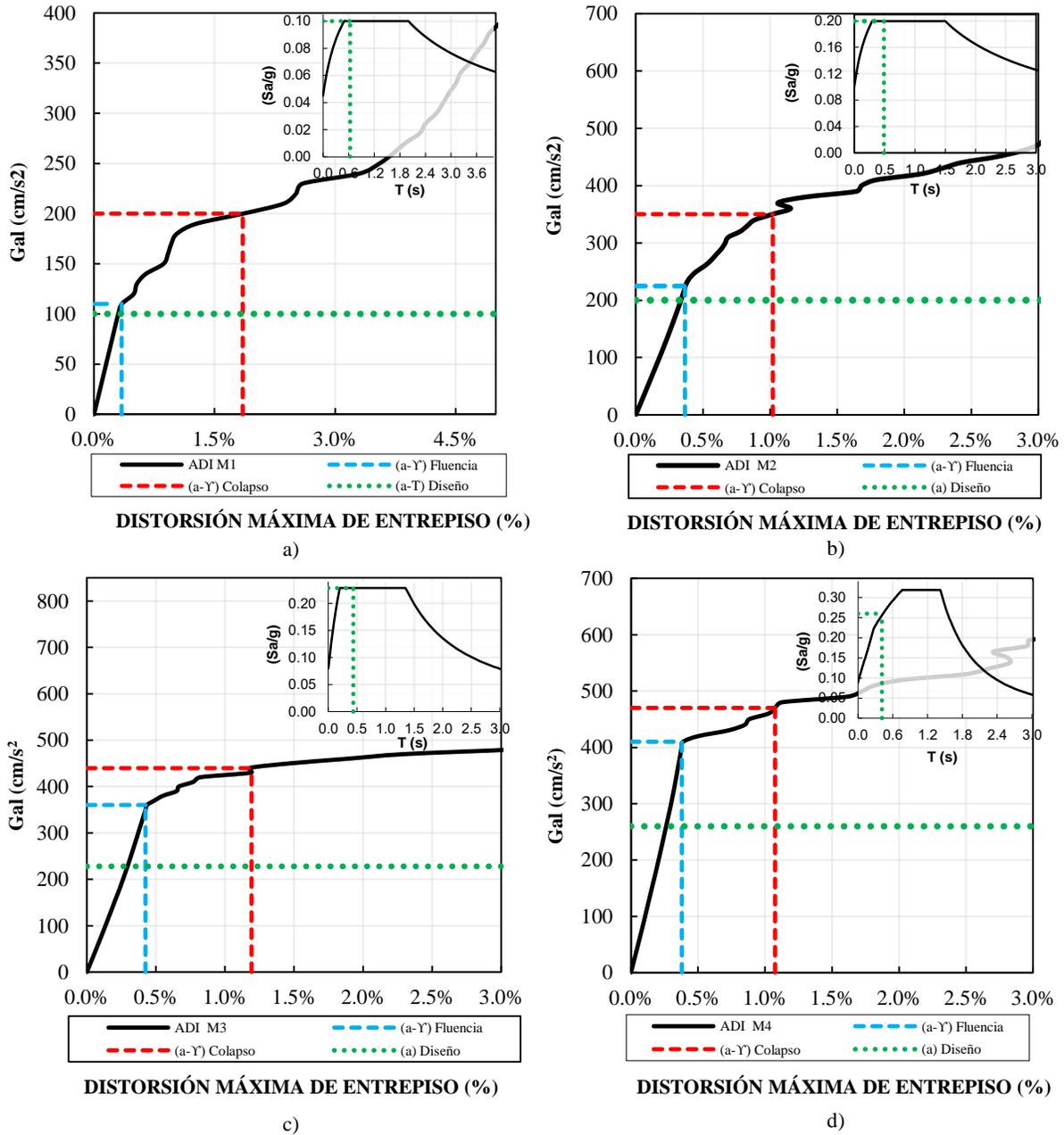


Figura 8.33. Ordenadas espectrales de diseño, fluencia y colapso en curva ADI, modelos a) M1, b) M2, c) M3 y d) M4.

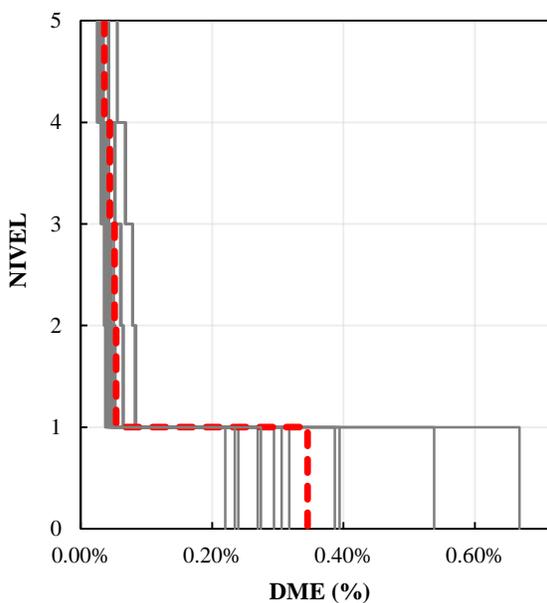
En las figuras 8.33 a-d se observa lo siguiente:

- La ordenada espectral con la que fue diseñado el caso M1 es igual a 0.10 Sa/g (figura 8.33 a) línea verde), la ordenada se encuentra en la meseta del espectro de diseño. Este caso presenta la fluencia a una intensidad igual a 0.11 Sa/g con una distorsión máxima de entrepiso  $\gamma = 0.0034$  (figura 8.33 a) línea azul). Se ve que la intensidad de fluencia se ubica por encima de la de diseño. La distorsión permisible para estructuras de concreto ( $\gamma = 0.015$ ) es superada a una intensidad igual a 0.20 Sa/g, con una distorsión máxima de entrepiso  $\gamma = 0.0185$  (figura 8.33 a)

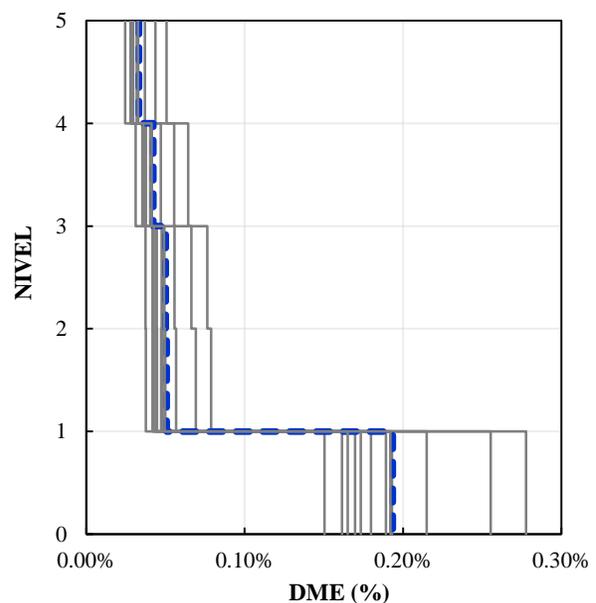
*línea roja).*

- La ordenada espectral con la que se diseñó el caso *M2* es igual a 0.20 Sa/g (*figura 8.33 b*) *línea verde*), la ordenada se encuentra en la meseta del espectro de diseño. Este caso presenta la fluencia a una intensidad igual a 0.23 Sa/g con una distorsión máxima de entrepiso  $\gamma = 0.0036$  (*figura 8.33 b*) *línea azul*). Se puede ver que la intensidad de fluencia se ubica por encima de la de diseño. La distorsión permisible para estructuras de mampostería ( $\gamma = 0.010$ ) es superada a una intensidad igual a 0.35 Sa/g con una distorsión máxima de entrepiso  $\gamma = 0.0102$  (*figura 8.33 b*) *línea roja*).
- La ordenada espectral con la que se diseñó el caso *M3* es igual a 0.22 Sa/g (*figura 8.33 c*) *línea verde*), la ordenada se encuentra en la meseta del espectro de diseño. Este caso presenta la fluencia a una intensidad igual a 0.36 Sa/g con una distorsión máxima de entrepiso  $\gamma = 0.0042$  (*figura 8.33 c*) *línea azul*). Se ve que la intensidad de fluencia se ubica por encima de la de diseño. La distorsión permisible para estructuras de mampostería ( $\gamma = 0.010$ ) es superada a una intensidad igual a 0.45 Sa/g con una distorsión máxima de entrepiso  $\gamma = 0.011$  (*figura 8.33 c*) *línea roja*).
- La ordenada espectral con la que se diseñó el caso *M4* es igual a 0.26 Sa/g (*figura 8.33 d*) *línea verde*), la ordenada se encuentra en rama ascendente del espectro de diseño. Este caso presenta la fluencia a una intensidad igual a 0.41 Sa/g con una distorsión máxima de entrepiso  $\gamma = 0.0038$  (*figura 8.33 d*) *línea azul*). Se puede ver que la intensidad de fluencia se ubica por encima de la de diseño. La distorsión permisible para estructuras de mampostería ( $\gamma = 0.001$ ) es superada a una intensidad igual a 0.47 Sa/g con una distorsión de entrepiso  $\gamma = 0.0107$  (*figura 8.33 d*) *línea roja*).

Para evaluar el desempeño sísmico se toma como indicador de respuesta la distorsión máxima lateral de entrepiso de acuerdo con el RCDF. En las figuras 8.34 a 8.38 se muestran los perfiles de distorsión para intensidades comprendidas entre 100 gals y 470 gals. Estas figuras describen el comportamiento de los modelos para distintas pseudo - aceleraciones. Las líneas en color gris corresponden a las distorsiones máximas de entrepiso (DME) de los 12 registros sísmicos, la línea roja representa el perfil promedio de DME correspondiente de la pseudo - aceleración de fluencia, y la línea azul representa el promedio de DME.



a)



b)

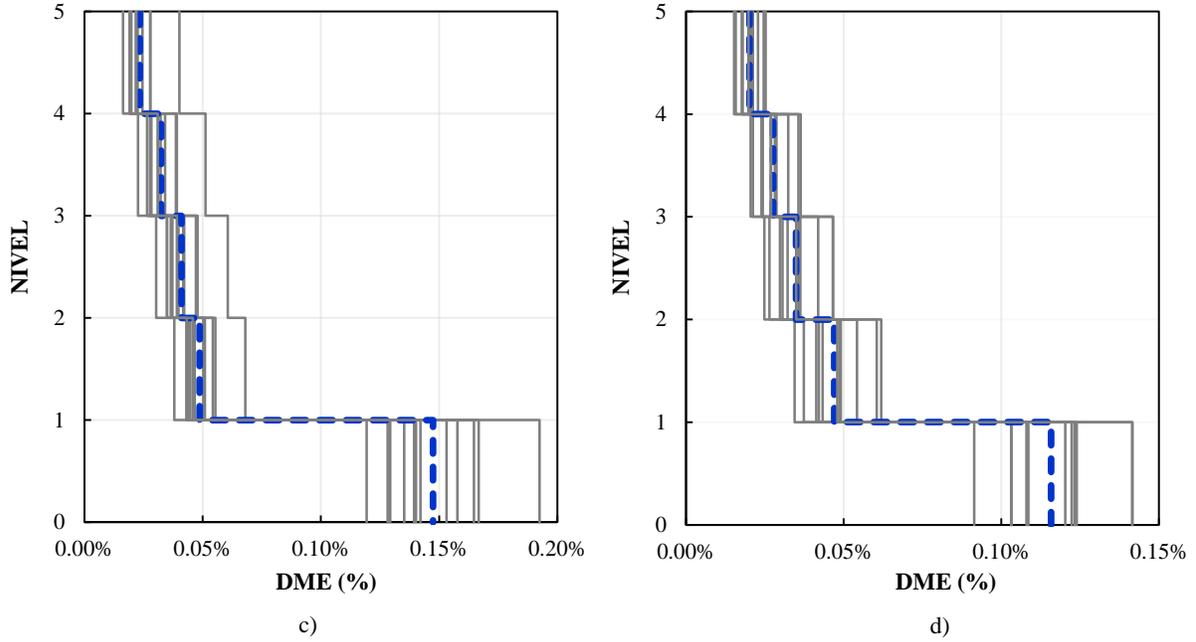
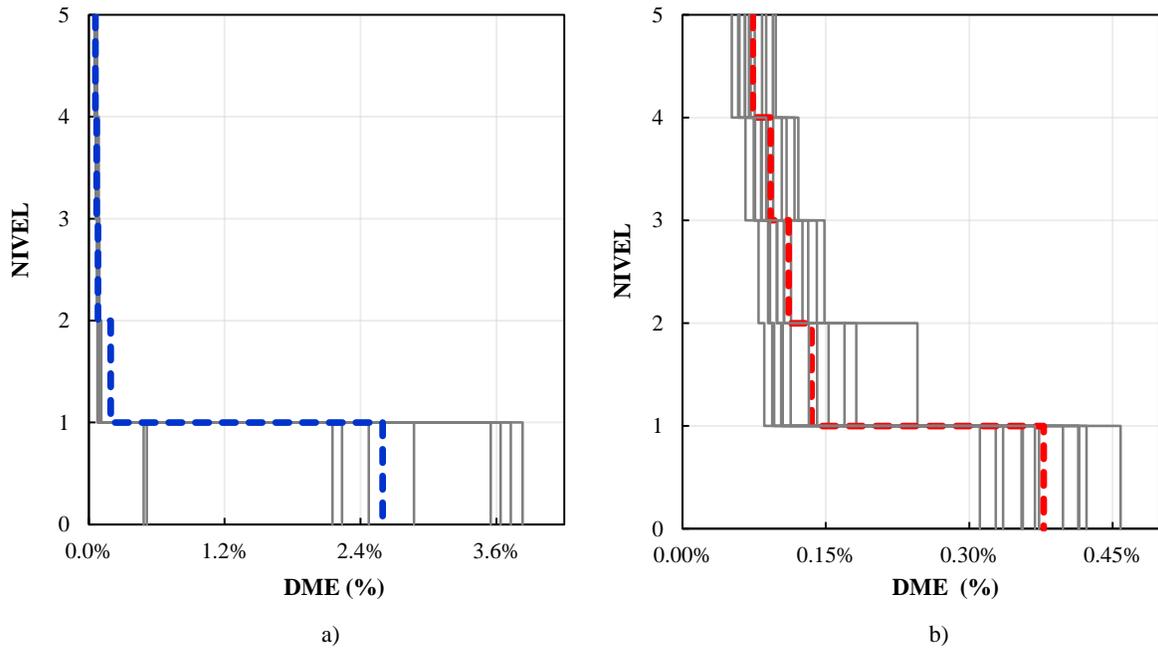


Figura 8.34. Perfil de distorsiones asociadas a una intensidad de 0.11 Sa/g (110 gals), modelos a) M1, b) M2, c) M3 y d) M4.



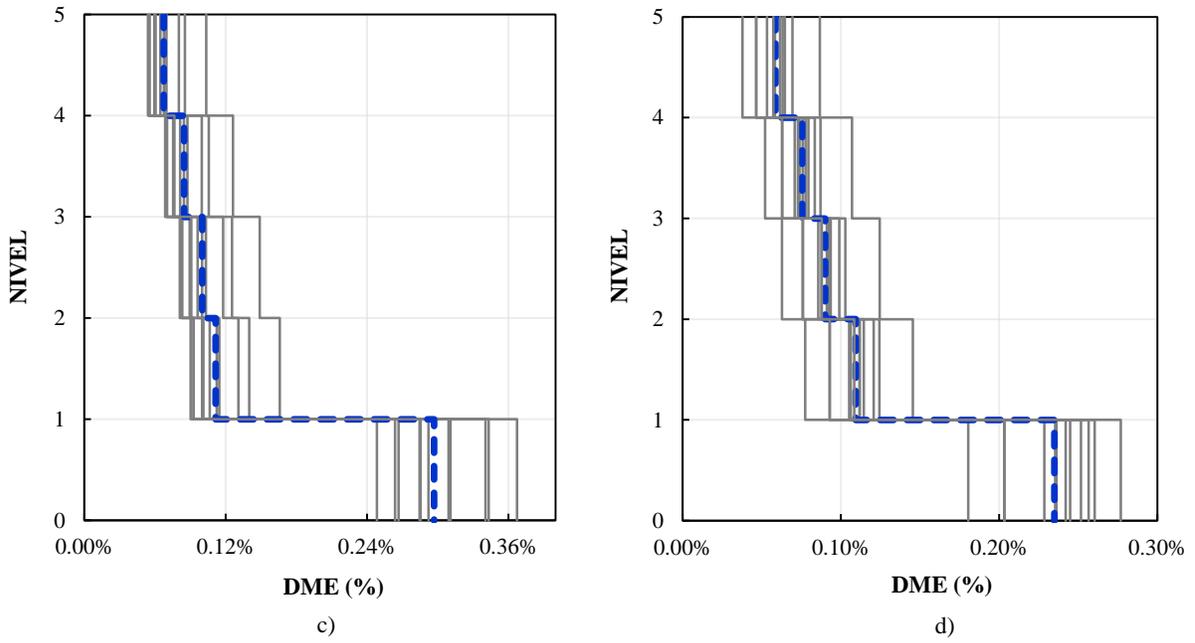
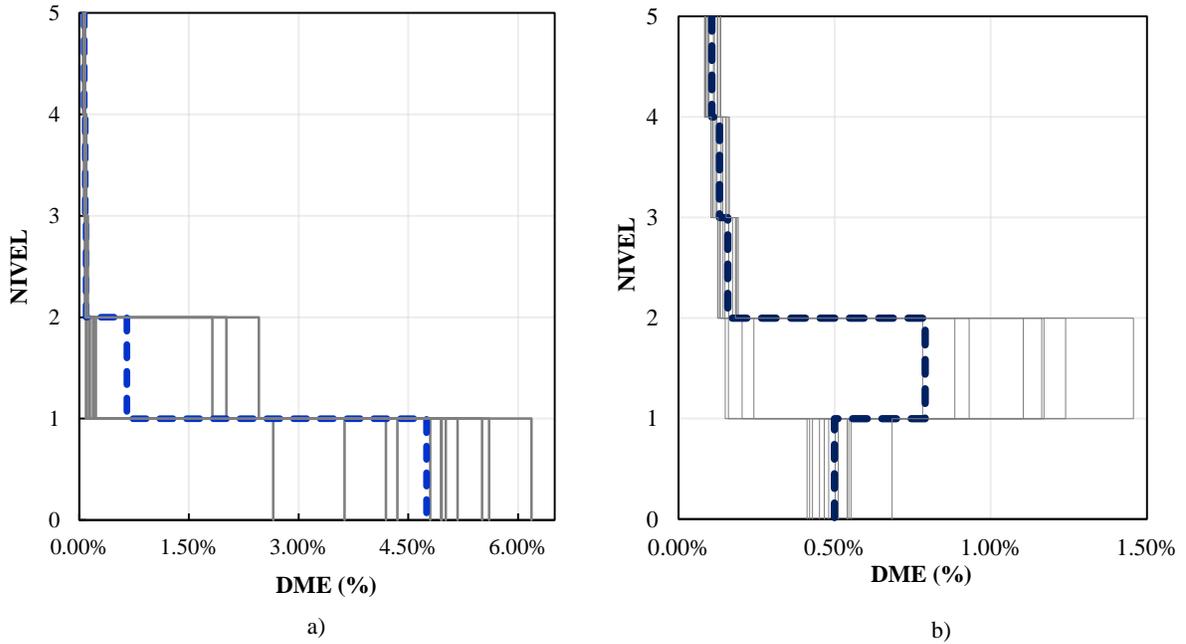


Figura 8.35. Perfil de distorsiones asociadas a una intensidad de 0.23 Sa/g (230 gals), modelos a) M1, b) M2, c) M3 y d) M4.



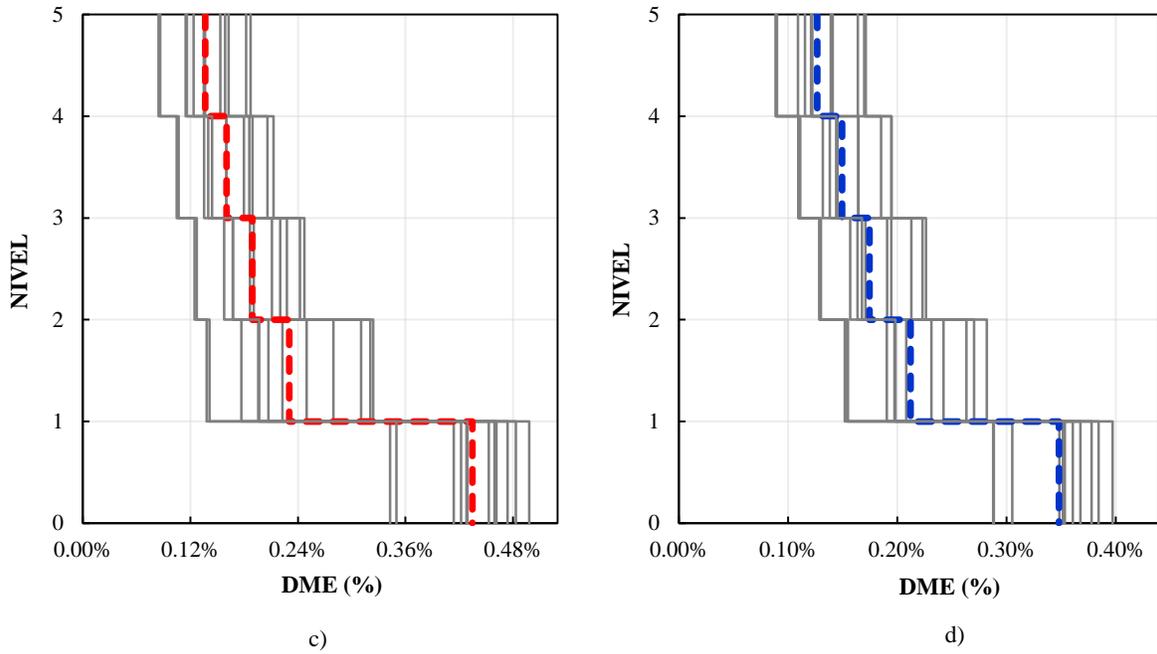
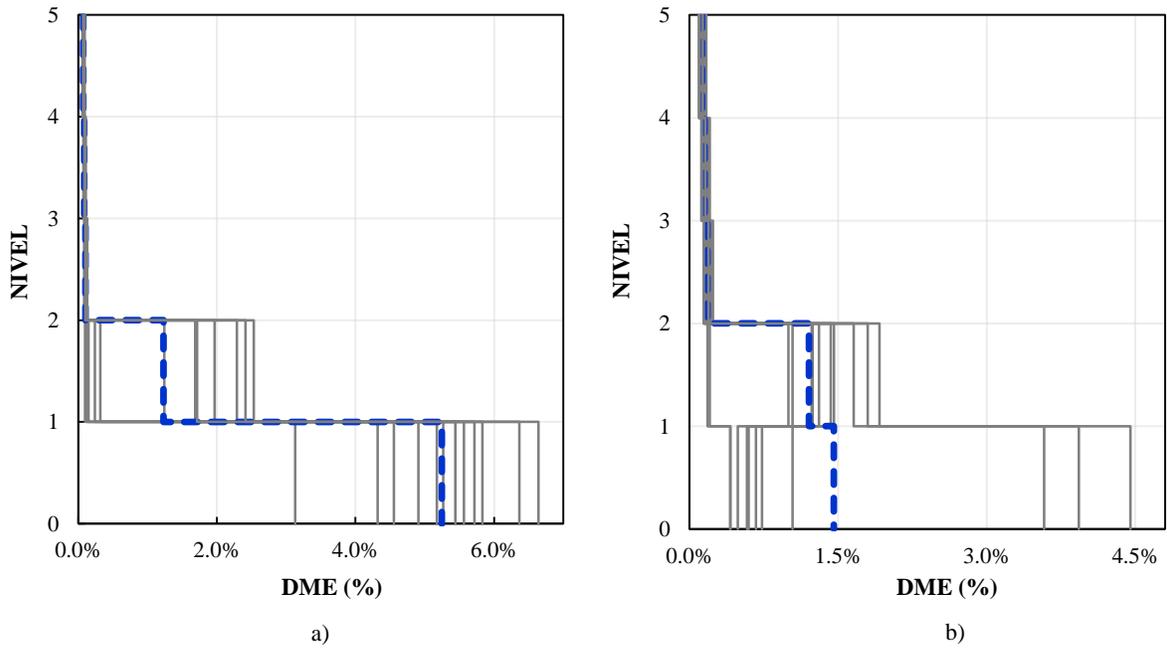


Figura 8.36. Perfil de distorsiones asociadas a una intensidad de 0.36 Sa/g (360 gals), modelos a) M1, b) M2, c) M3 y d) M4.



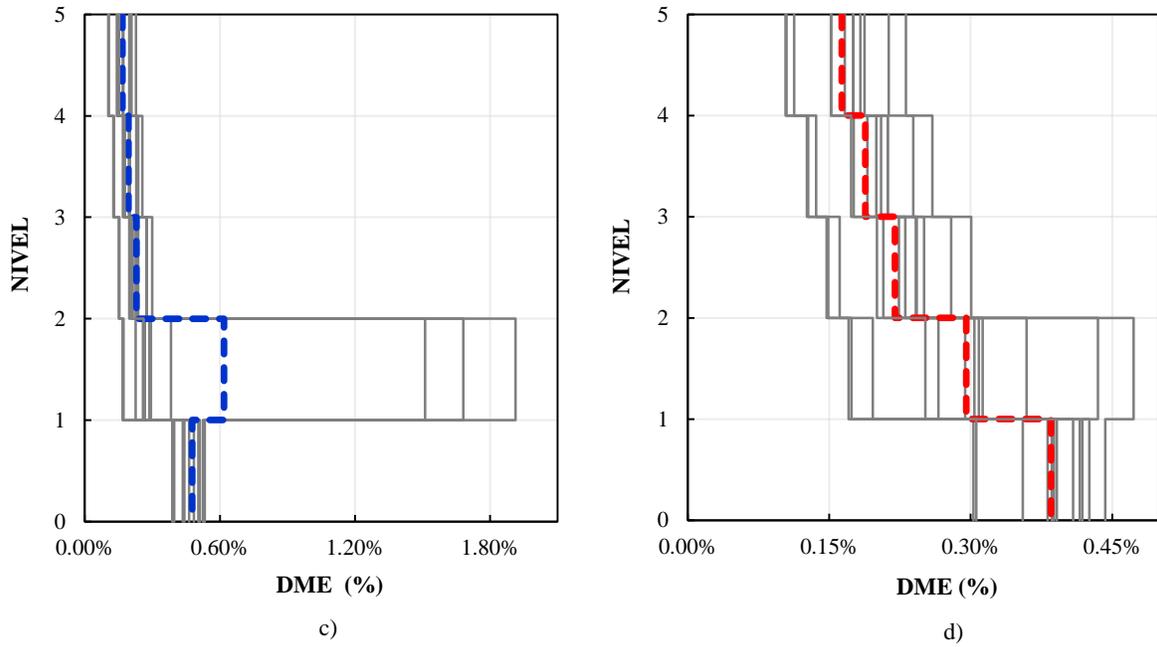
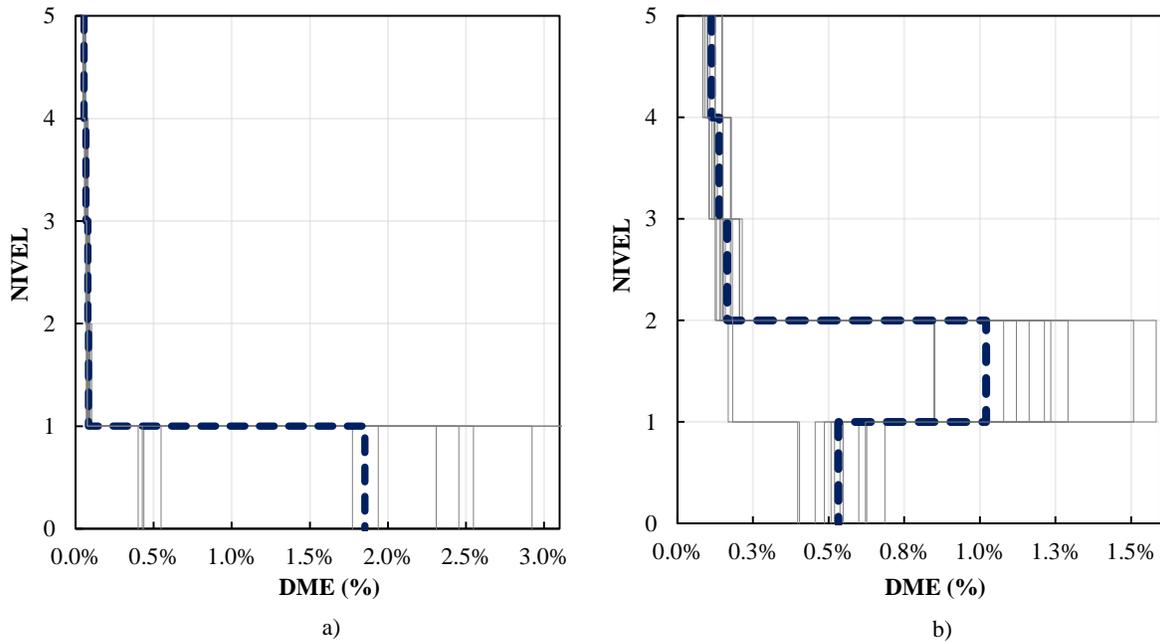
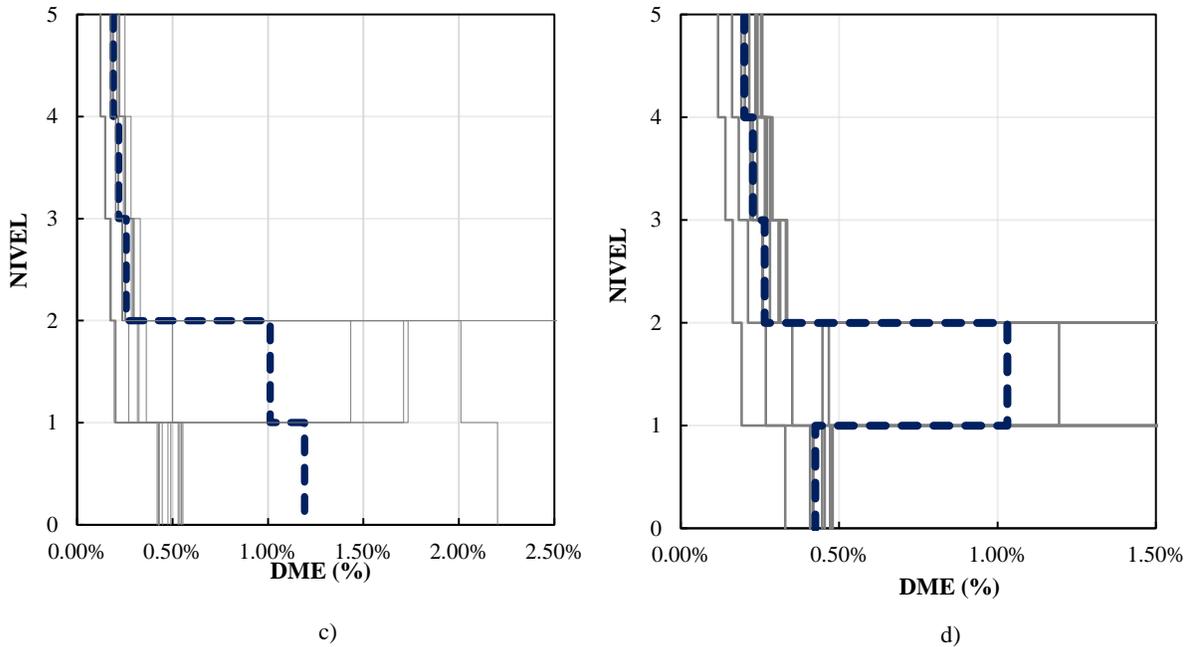


Figura 8.37. Perfil de distorsiones asociadas a una intensidad de 0.41 Sa/g (410 gals), modelos a) M1, b) M2, c) M3 y d) M4.





**Figura 8.38. Perfil de DME para los casos de estudio asociadas a la excedencia de la distorsión permisible, Sa/g; a) M1, 0.20 Sa/g, b) M2, 0.35 Sa/g, c) M3, 0.45 Sa/g y d) M4, 0.47 Sa/g.**

De las figuras 8.34 a 8.38 se concluye lo siguiente:

- La distorsión máxima de entrepiso en la figura 8.38 a) muestra el comportamiento de las estructuras con *planta baja débil*. En esta figura se observa un cambio drástico en la DME en la planta baja con respecto a los niveles superiores, los cuales, permanecen en línea recta, siendo la planta baja el nivel que presenta una mayor distorsión.
- En los perfiles de DME asociados a la fluencia global de los sistemas se observa que en los casos M1, M2 y M3 se presenta el comportamiento de la *planta baja débil*, siendo el caso M4 el único en donde no se presenta este comportamiento.
- La excedencia de la distorsión permisible en la planta baja (marcos de concreto, figura 8.38 a)) sólo se presentó en el modelo M1, para los tres casos restantes de estudio la mampostería es la que excede la distorsión permisible (figura 8.38 b) – d)).

## 8.8 CURVAS DE FRAGILIDAD

Estas se calculan mediante una función de fragilidad que se define como una función que determina la probabilidad de igualar o exceder un nivel de demanda (índice de daño) dada una intensidad sísmica (ver Ec. 8.6). La función de fragilidad que se utilizó en este trabajo supone que la demanda presenta una distribución lognormal (Rosenblueth y Esteva, 1972).

$$P(EDP > y | IM = im) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln\left(\frac{y}{D}\right)}{\sigma_{InD}}\right) \quad (8.6)$$

donde

$y$  = Vector de distorsiones límite de entrepiso.

$D$  = Mediana del logaritmo natural de las distorsiones máximas de entrepiso.

$\sigma_{InD}$  = Desviación estándar del logaritmo natural de las distorsiones máximas de entrepiso.

Las distorsiones límite de desempeño que se tratan en esta tesis son las siguientes:

- $\gamma = 0.004$ , que se asocia a la distorsión límite de entrepiso ante sismos frecuentes de acuerdo con las NTCDS 2017.
- $\gamma = 0.010$ , que se asocia a la distorsión límite de entrepiso para el estado de seguridad contra colapso para estructuras de mampostería de acuerdo con la NTCDS 2017.
- $\gamma = 0.015$ , que se asocia a la distorsión límite de entrepiso para el estado de seguridad contra colapso para estructuras de concreto de acuerdo con la NTCDS 2017.

En la figura 8.39 y 8.40 se muestran las curvas de fragilidad correspondientes a las distorsiones límite para el estado límite ante daños por sismos frecuentes y el estado límite de seguridad contra colapso en los cuatro casos de estudio, respectivamente.

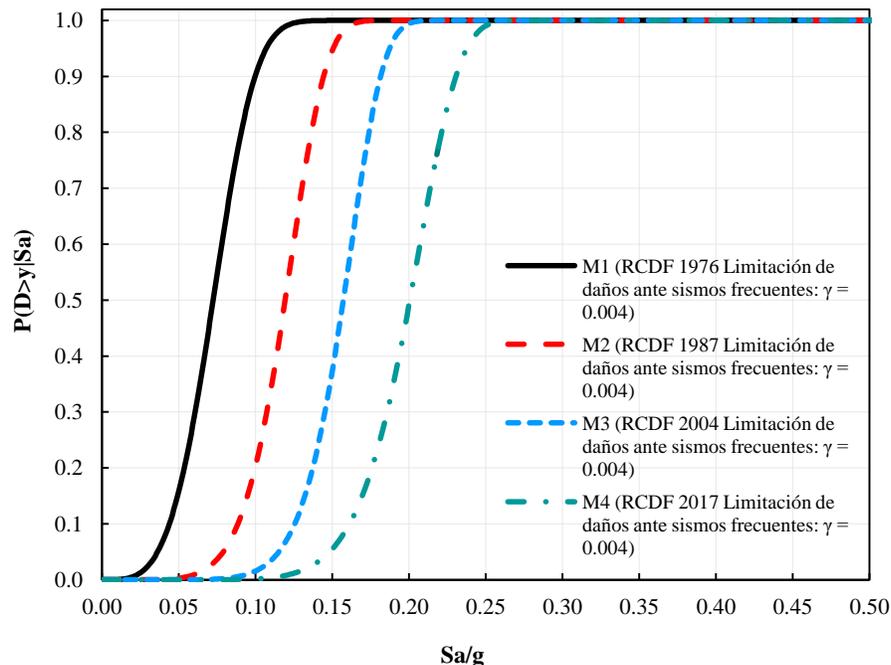
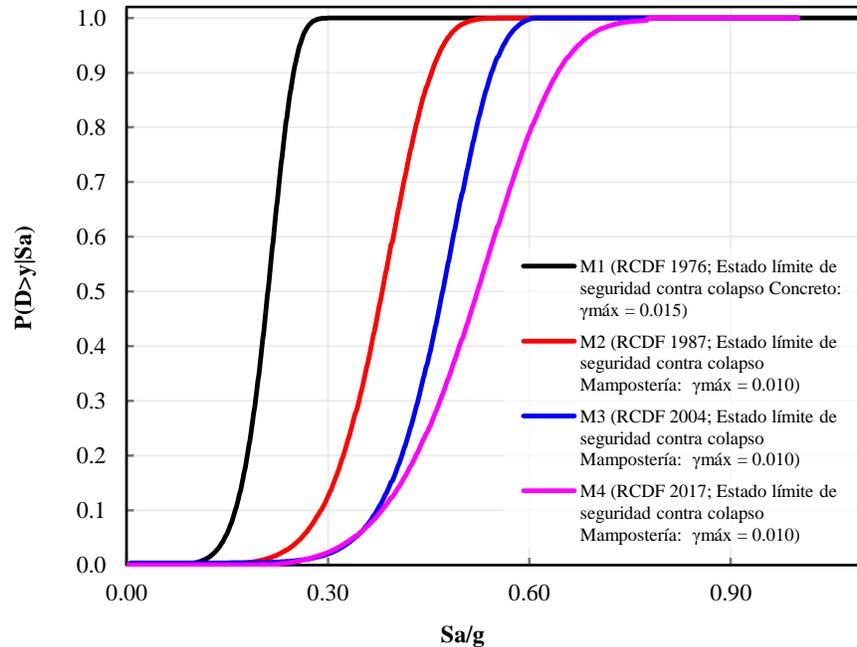


Figura 8.39. Curvas de fragilidad; estado límite daños por sismos frecuentes.



**Figura 8.40. Curvas de fragilidad; estado límite de seguridad contra colapso.**

De la figura 8.40 se observa lo siguiente:

- Dada una intensidad de 0.31 Sa/g la probabilidad de excedencia en la DME asociada al estado límite de seguridad contra colapso para estructuras de concreto ( $\gamma_{m\acute{a}x} = 0.10$ ) es del 100%, para el caso diseñado con el RCDF 1976 (*M1*, curva color negro).
- Dada una intensidad de 0.29 Sa/g la probabilidad de excedencia en la DME asociada al estado límite de seguridad contra colapso para estructuras de mampostería es del 10%, para el caso diseñado con el RCDF 1987 (*M2*, curva color rojo).
- Dada una intensidad de 0.27 Sa/g la probabilidad de excedencia en la distorsión de entrepiso asociada al estado límite de seguridad contra colapso para estructuras de mampostería es cercano 1.5%, para el caso diseñado con el RCDF 2004 (*M3*, curva color azul).
- Dada una intensidad de 0.25 Sa/g la probabilidad de excedencia en la distorsión de entrepiso asociada al estado límite de seguridad contra colapso para estructuras de mampostería es de aproximadamente al 1%, para el caso diseñado con el RCDF 2017 (*M4*, curva color magenta).

Las pseudo - aceleraciones utilizadas para describir las curvas de fragilidad resultan del análisis modal espectral realizado en la sección 8.3.

## CONCLUSIONES

Con base en revisión realizada y en los resultados obtenidos se concluye los siguiente:

- Es notoria la evolución que han tenido los reglamentos de construcción (RCDF) y sus respectivas normas para diseño estructural (NTC) enfocados al caso de estructuras con *planta baja débil*. La última versión de estos reglamentos permite mitigar esta irregularidad de forma más adecuada a través de las varias revisiones de la resistencia y control de deformaciones de la estructura.
- El estudio de las curvas de fragilidad obtenidas en este trabajo muestra que las edificaciones con una estructuración semejante a la aquí expuesta, diseñadas con los RCDF presentan una probabilidad de excedencia en la distorsión máxima de entrepiso menor conforme al RCDF de diseño es más reciente, dada una intensidad.
- La probabilidad de excedencia en la distorsión máxima de entrepiso asociada a sus correspondientes estados límite de colapso para los modelos *M1*, *M2*, *M3* es de 100%, 10% y 1.5% respectivamente. Para el modelo *M4* la probabilidad es menor que 1%.
- Solo en los casos *M1* y *M2* se presenta la denominada *planta baja débil* de acuerdo con la definición del RCDF 2017.
- Se deduce que el modelo *M1* colapsa por *planta baja débil* antes de presentarse el sismo de diseño especificado por el RCDF 2017.
- Respecto a los modelos *M2* y *M3*, se encuentra que su colapso ocurre en el primer entrepiso; sin embargo, la mampostería en este entrepiso falla con valores mayores al sismo de diseño del RCDF 2017.
- Con base en los resultados obtenidos en este trabajo, se deduce que el posible colapso de las estructuras con *planta baja débil* durante el sismo 19S-2017, de edificaciones como las aquí analizadas, puede atribuirse a: carencia de revisiones enfocadas al control de deformaciones y de la resistencia lateral de edificaciones diseñadas con RCDF antiguos (por ejemplo, el RCDF 1976), así como a las intensidades sísmicas que se generaron durante el sismo 19S-2017, las cuales fueron mayores a las recomendadas por tales reglamentos.

## BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

- [1] Aguirre J., Pérez G. y Ramírez L. (2017), “*Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones lecciones aprendidas en México*”, Salud Pública de México, pp. 41-15.
- [2] Alcocer M. y Castaño V. (2008), “*Evolution of codes for structural desing Mexico*”, American Structural Survey, Vol. 26, pgs. 17 - 28.
- [3] Backer J. y Cornell, C.A. (2006), “*Spectral shape, epsilon and record selection*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics”, No. 35, pgs 1078 - 1094.
- [4] Bahmani P. y Van de Lindt J. W. (2012), “*Numerical Modeling of Soft-Story Woodframe Retrofit Techniques for Design*”, [American Society of Civil Engineers Structures Congress 2012 - Chicago, Illinois, United States (March 29-31, 2012)], pgs. 1755-1757.
- [5] Bahmani P., Lindt, J. W., Mochizuki, G. L., Gershfeld, M. y Pryor, S. E. (2015), “*Experimental seismic collapse study of a full – scale, 4 – story, soft – story, wood – frame building*”. Journal of Architectural Engineering, pgs 4-12.
- [6] Carr, A., (2007), “*Ruaumoko Manual*”, Volumen 1: Theory, University of Catenbury, Departament of Civil Engineering.
- [7] Carr, A., (2007), “*Ruaumoko Manual*”, Volumen 3: User Manual for the 3 – Dimensional Version Ruaumoko3D, University of Catenbury, Departament of Civil Engineering.
- [8] Carr, A., (2007) “*Ruaumoko Manual*”, Volumen 5: Appendices, University of Catenbury, Departament of Civil Engineering.
- [9] Chopra, A. K., Clough, D. P. y Clough, R. W. (1972), “*Earthquake resistance of buildings with a soft first storey*”, Earthquake Engineering & Structural Dynamics.
- [10] Esteva, L., (1992). “*Nonlinear seismic response of soft – story buildings subjected to narrow – band accelerograms*”, Earthquake Spectra, 8, 3.
- [11] Flores L.E. y S.M. Alcocer (1996), “*Calculated response of confined masonry structures*”, *Proceedings of IIWCEE*, México.
- [12] Terán – Gilmore, A. (2002), “*Diseño por desempeño: antecedentes, conceptos generales, perspectivas*”, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, México.
- [13] Hernández Basilio. (1998), “*Reflexiones sobre la mampostería en México*”, Ingeniería Civil, UNAM, Ciudad de México.
- [14] Jean, R. (2011), “*Entrepisos Blandos*”, Memorias del 7° Simposio Nacional y Curso de Ingeniería Estructural en la Vivienda, México.
- [15] Jiménez Jordán, R (2018), “*Curvas de fragilidad de un edificio tipo con planta baja débil dañado por el sismo S-19/2017, y rehabilitado con contravientos restringidos al pandeo*”, Tesis de Maestría, Programa de maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM, 2018.
- [16] Mahin, S. A., Bertero, V. V. y Chopar, A. K. (1976), “*Response of the Olive View hospital main building during the San Fernando earthquake*”, University of California, Berkeley, USA.

- [17] Meli R. y Miranda E. (1986), “*Evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la ciudad de México, parte I evaluación de daños*”, informe del Instituto de Ingeniería, pp. 20-28.
- [18] Miranda, E. (2005). “*Aspectos fundamentales de la respuesta sísmica de edificios con entrepisos blandos*”. Memorias del 4° Simposio Nacional de Ingeniería Estructural en la Vivienda, México.
- [19] Miranda E. (2017), “*Algunas Recomendaciones para mejorar el Diseño Sismorresistente*”, Curso de Diseño de Estructuras Sismorresistentes.
- [20] Miyamoto, H. y R. Scholl (1996), “*Case study: seismic rehabilitation of a non – ductile soft story concrete structure using viscous dampers*”, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México.
- [21] NTC Concreto, (1977), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de Concreto*”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, Ciudad de México.
- [22] NTC Concreto, (1987), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de Concreto*”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, Ciudad de México.
- [23] NTC Concreto, (2004), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de Concreto*”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, Ciudad de México.
- [24] NTC Concreto, (2017), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de Concreto*”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, Ciudad de México.
- [25] NTC Mampostería, (1977), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de Mampostería*”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, Ciudad de México.
- [26] NTC Mampostería, (1987), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de Mampostería*”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, Ciudad de México.
- [27] NTC Mampostería, (2004), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de Mampostería*”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, Ciudad de México.
- [28] NTC Mampostería, (2017), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de Mampostería*”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, Ciudad de México.
- [29] NTC Sismo, (1987), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo*”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, Ciudad de México.
- [30] NTC Sismo, (2004), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, Ciudad de México.
- [31] NTC Sismo, (2017), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, Ciudad de México.
- [32] Ordaz, M., (2008), “*Relaciones entre curvas de fragilidad, matrices de probabilidad y funciones*

*de vulnerabilidad*”, Ciudad de México.

[33] Pérez Gavilán, J. J. (2015), “*Análisis de Estructuras de Mampostería*”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. Ciudad de México.

[34] RCDF, (1977), “*Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, Ciudad de México.

[35] RCDF, (1987), “*Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, Ciudad de México.

[36] RCDF, (2004), “*Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, Ciudad de México.

[37] RCDF, (2017), “*Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, Ciudad de México.

[38] Rosenblueth E., “*Folleto complementaria del reglamento de las construcciones en el distrito federal disposiciones generales, cargas muertas, cargas vivas y viento*”, Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México.

[39] Ruiz C., (1998), “*Seguridad sísmica de marcos con piso bajo débil diseñados con el RCDF – 1976 y con el RCDF - 1993*”, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería., UNAM, Ciudad de México.

[40] Ruiz, S. E. y R. Diederich. (1989), “*The seismic performance of buildings with weak first story*”, Earthquake Spectra, 5, 1, 93-101.

[41] Series Instituto de Ingeniería 401, (1997), “*Diseño y construcción de estructuras de concreto*”, Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México.

[42] Series Instituto de Ingeniería 403, (1997), “*Diseño y construcción de estructuras de mampostería*”, Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México.

[43] Series Instituto de Ingeniería, (1992), “*Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo*”, Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México.

[44] Shahriar, Q., Islam, y Mahububa, I. (2010), “*Effects of Randomly distributed infill on columns of reinforced concrete frames with soft ground Storey*”. International Journal of Structural Stability and Dynamics.

[45] Shome, N. y Cornell, C. A. (1999), “*Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures*”, Report No. R MS-35, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University: Satanford, CA, USA.

[46] Tena C. (2016), “*Estudio paramétrico de modelos representativos de estructuras propensas a desarrollar pisos suaves o débiles ante excitaciones sísmicas de suelo blando*”. Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 95, 54-60.

[47] Terán – Gilmore, A. (2002), “*Diseño por desempeño: antecedentes, conceptos generales, perspectivas*”. VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Ciudad de México.

[48] Vamvatsikos, D. y Cornell, C.A. (2002), “*The incremental dynamic analysis and its application*

*to performance – based earthquake engineering*”, European Conference on Earthquake Engineering, paper 479. London, UK.

[49] Zentner I., Nadjarian A., Humbert N. y Viallet E. (2008), “*Numerical calculation of fragility curves for probabilistic seismic risk assessment*”, World Conference on Earthquake Engineering. Beijing China.

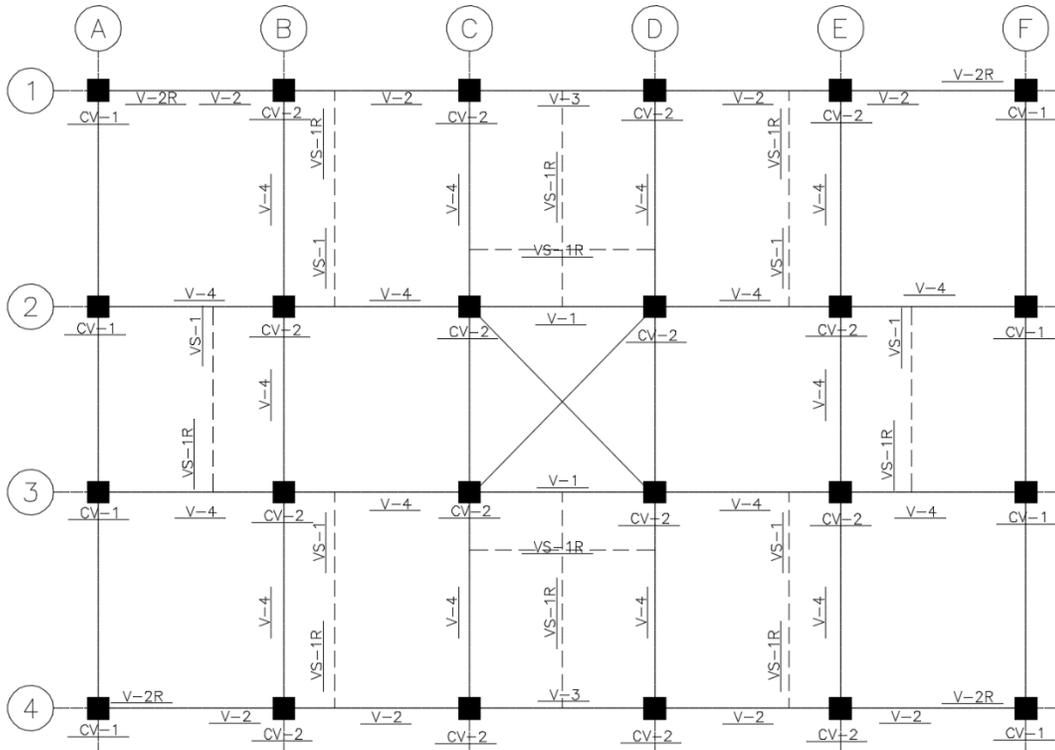
[50] Pincheira, J.A., (1993), “*Design strategies for the seismic retrofit of reinforced concrete frames*”, Earthquake Spectra, Vol. 9, No. 4, pp. 817-842.

## APÉNDICE A

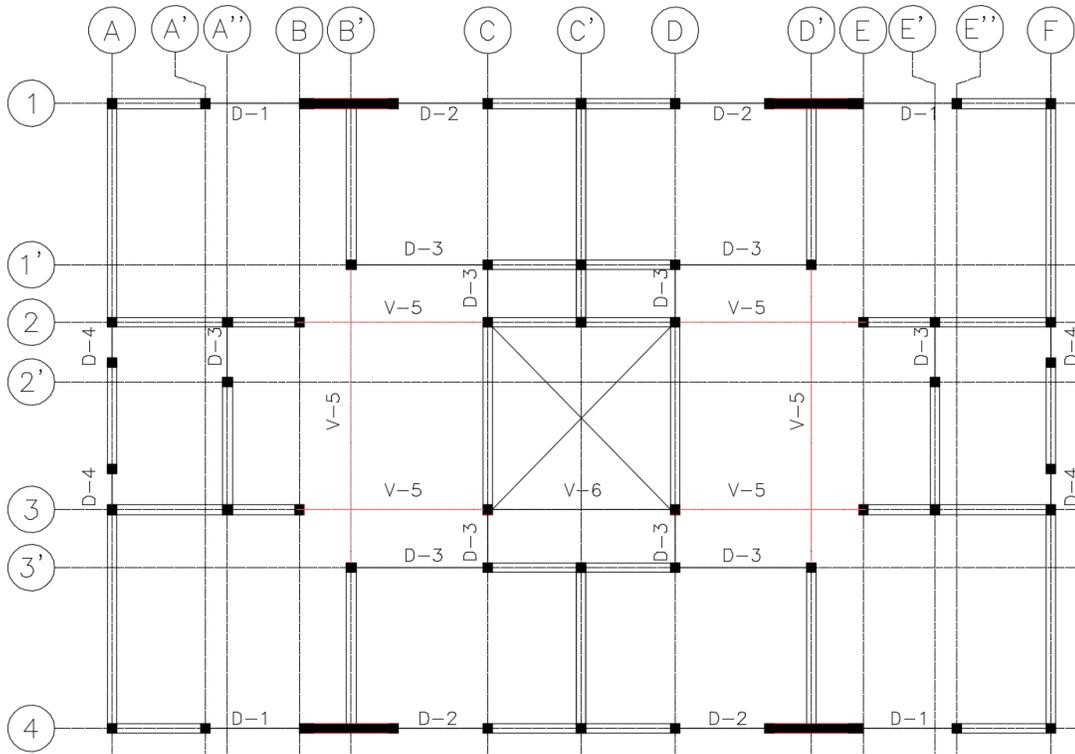
### RESULTADOS EL DISEÑO ESTRUCTURAL.

#### A.1 Modelo *MI*.

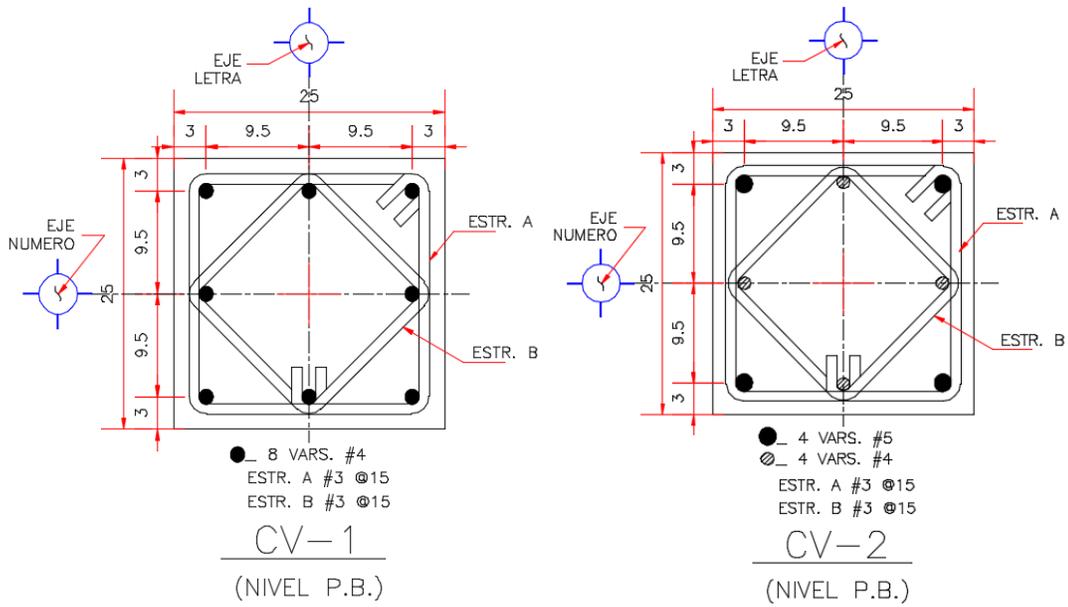
En esta sección se presentan las secciones estructurales obtenidas en el proceso de diseño para el modelo *MI*.



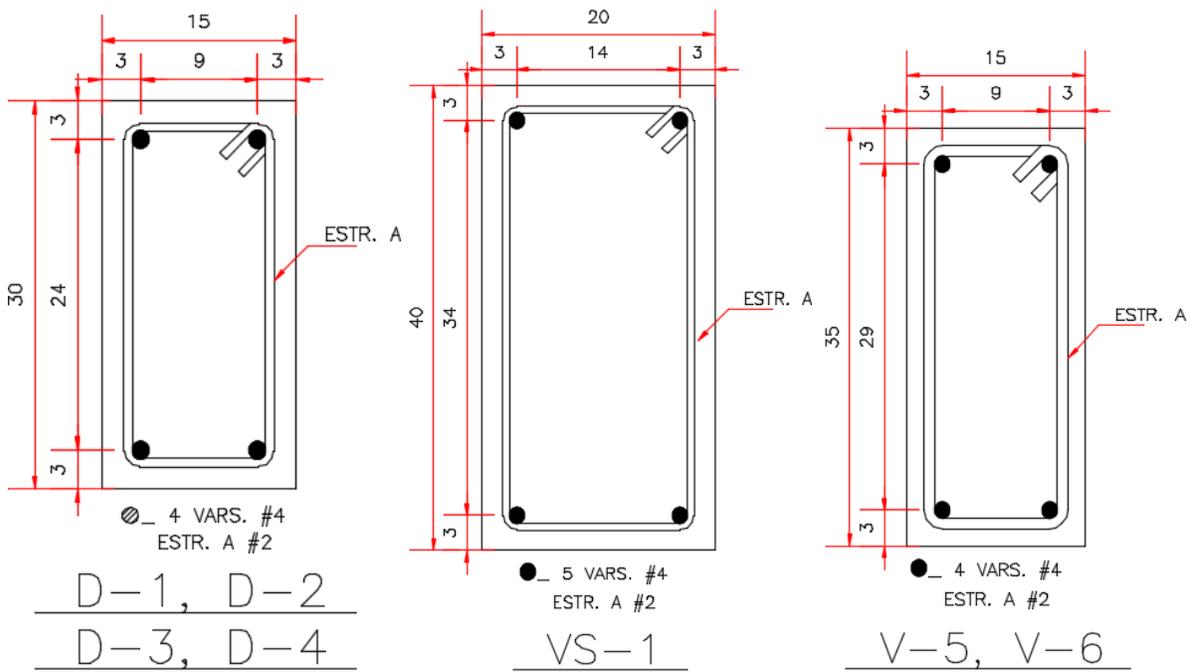
**Figura A.1. Planta estructural planta baja, modelo *MI*.**  
(propia)



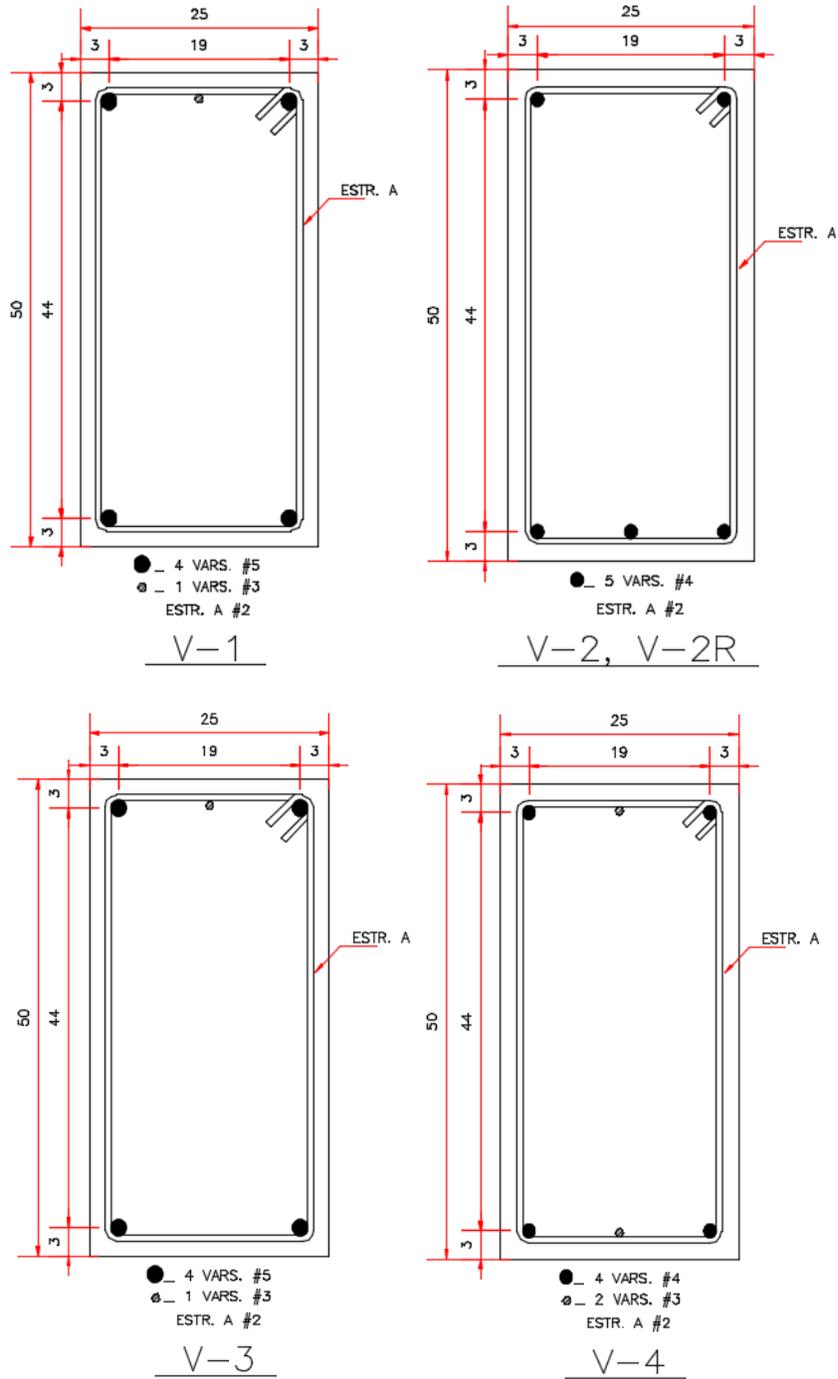
**Figura A.2. Planta estructural niveles superiores, modelo MI.**  
(propia)



**Figura A.3. Columnas, modelo MI.**  
(propia)



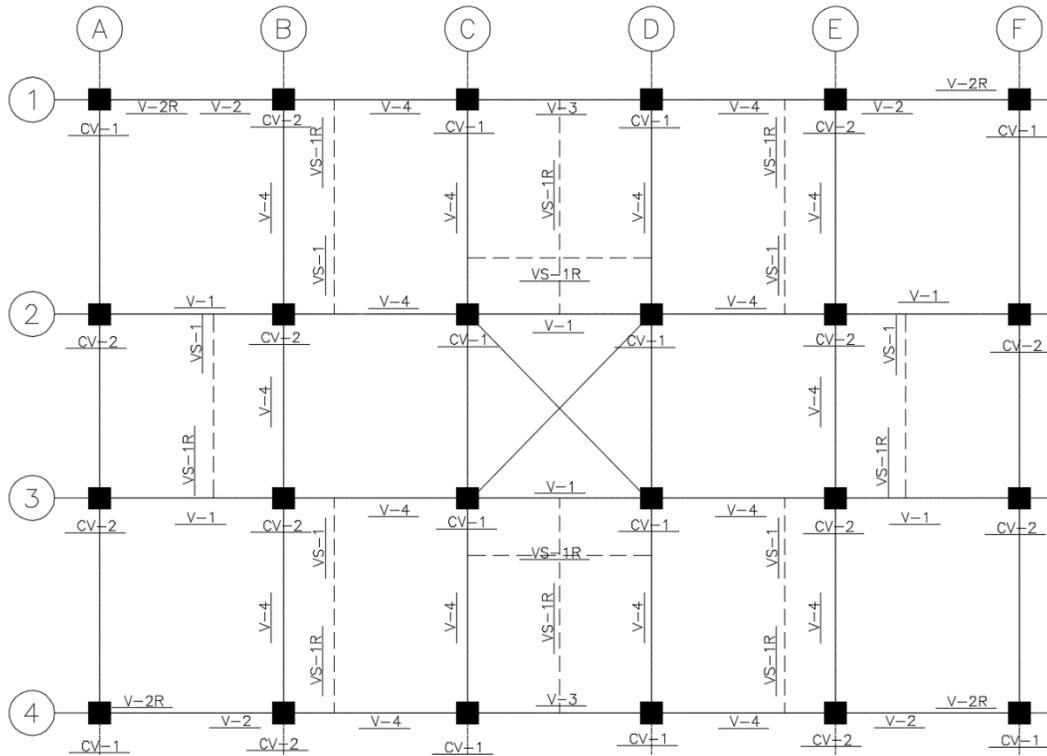
**Figura A.4. Trabes secundarias y dalas, modelo MI.**  
(propia)



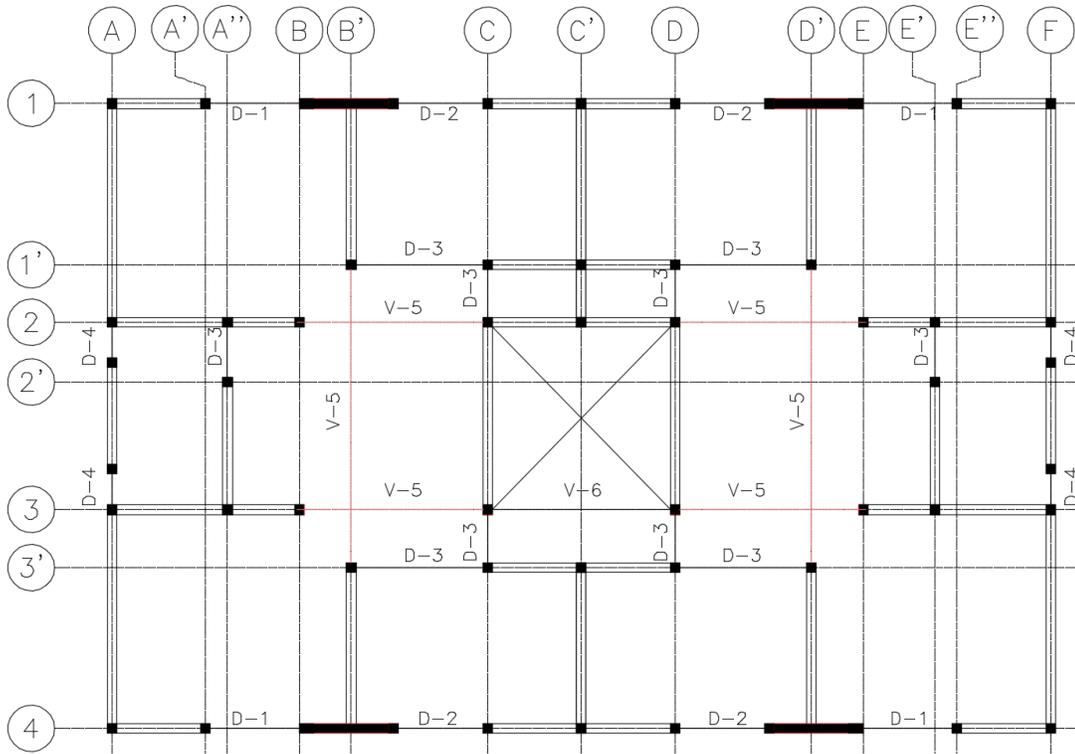
**Figura A.5. Trabes principales, modelo M1.**  
(propia)

**A.2 Modelo M2.**

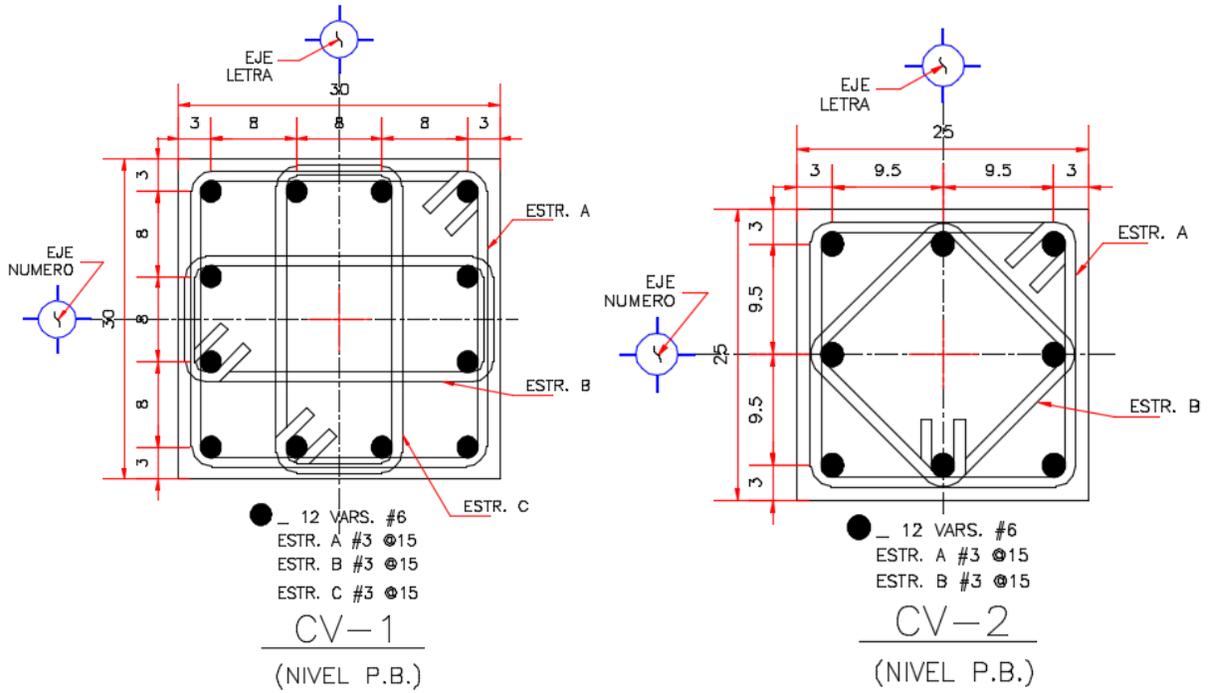
En esta sección se presentan las secciones estructurales obtenidas en el proceso de diseño para el modelo M2.



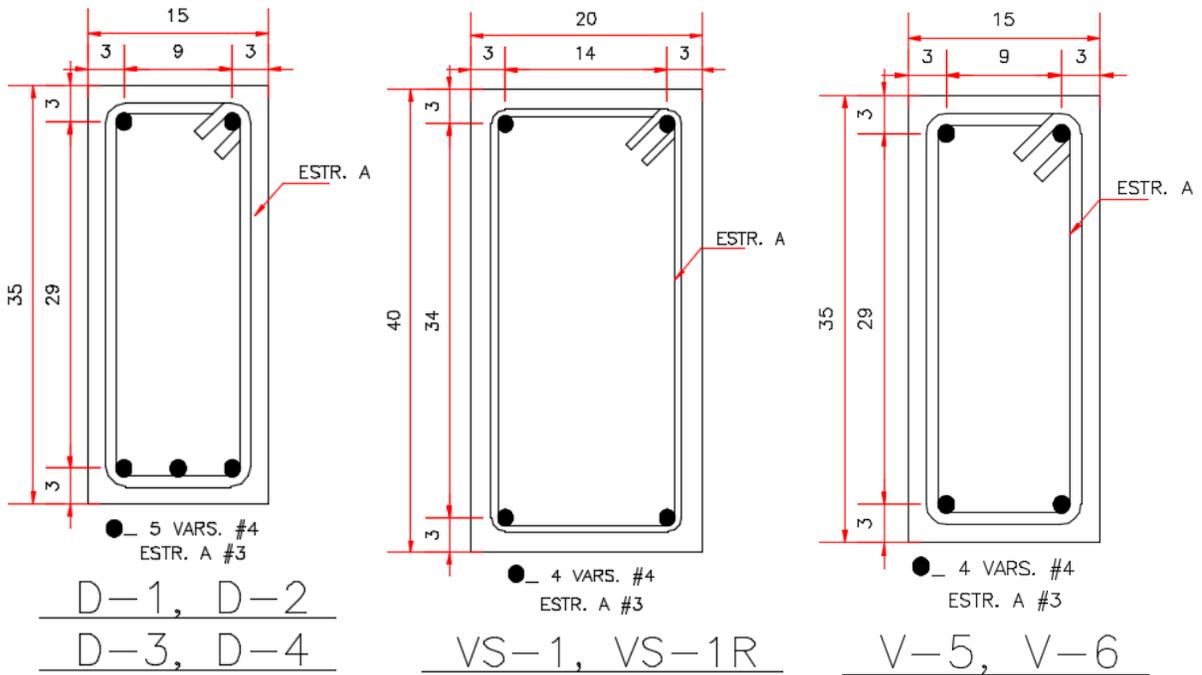
**Figura A.6. Planta estructural planta baja, modelo M2.**  
(propia)



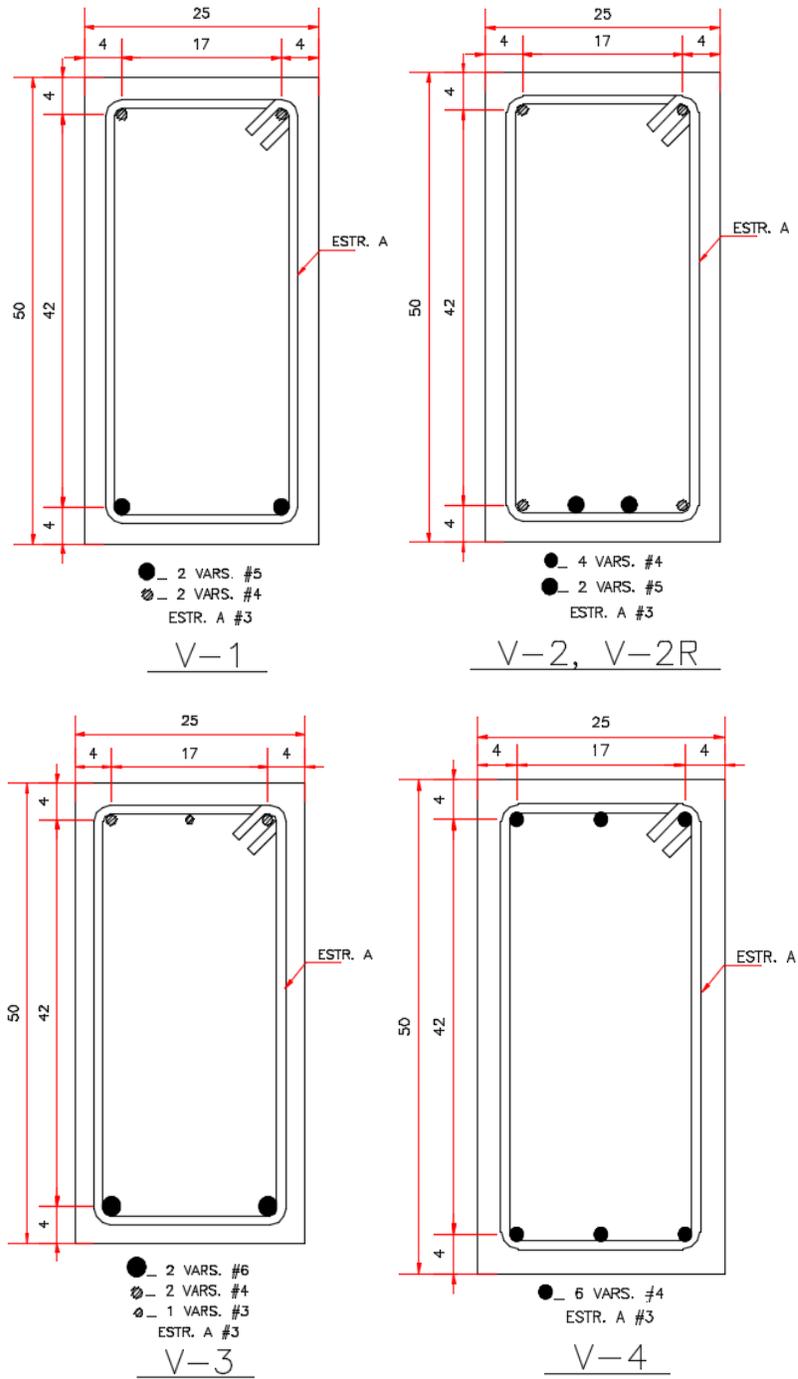
**Figura A.7. Planta estructural niveles superiores, modelo M2.**  
(propia)



**Figura A.8. Columnas, modelo M2.**  
(propia)



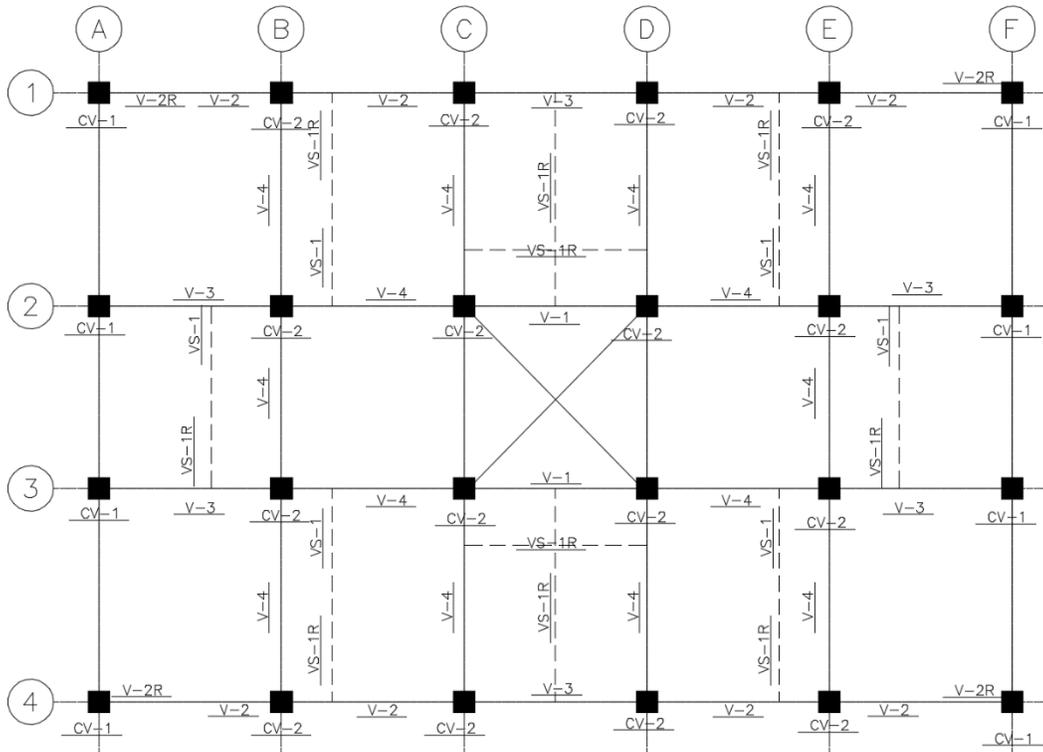
**Figura A.9. Trabes secundarias y dalas, modelo M2.**  
(propia)



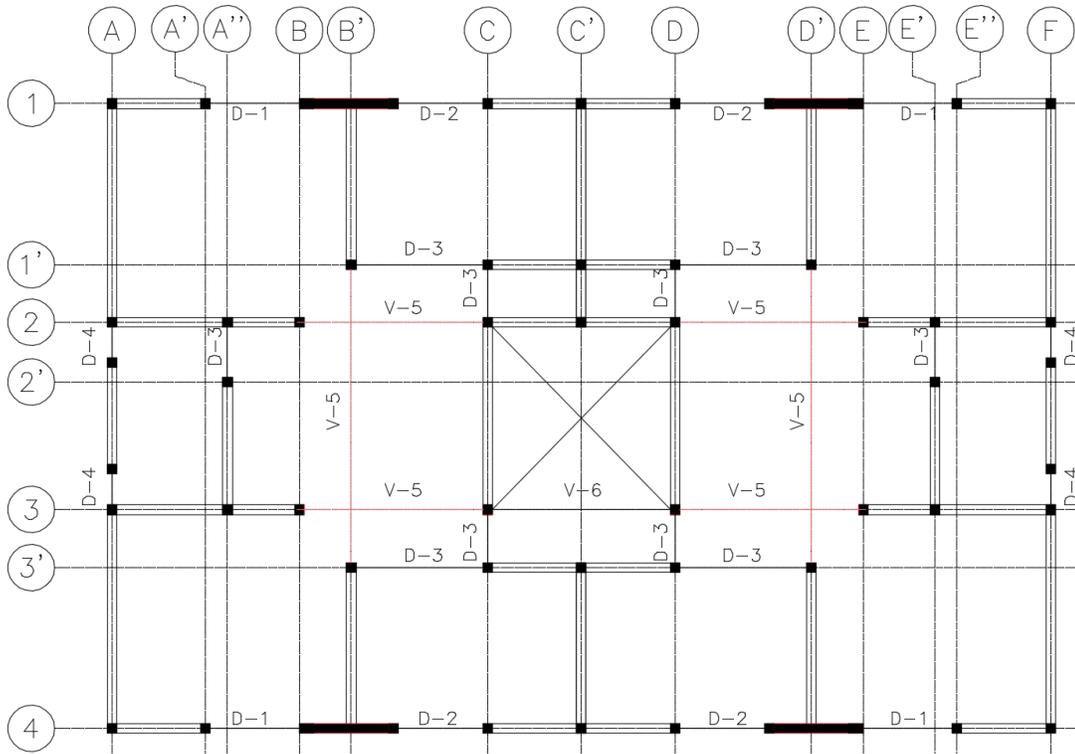
**Figura A.10. Trabes principales, modelo M2.**  
(propia)

**A.3 Modelo M3.**

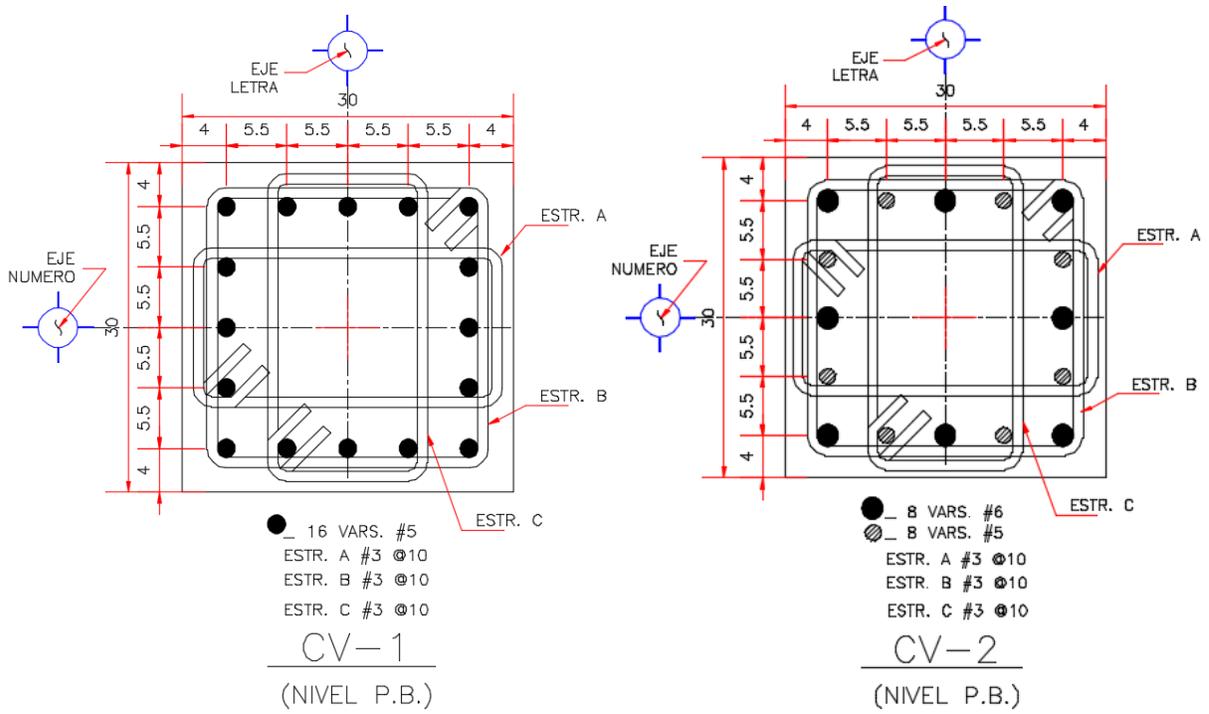
En esta sección se presentan las secciones estructurales obtenidas en el proceso de diseño para el modelo M3.



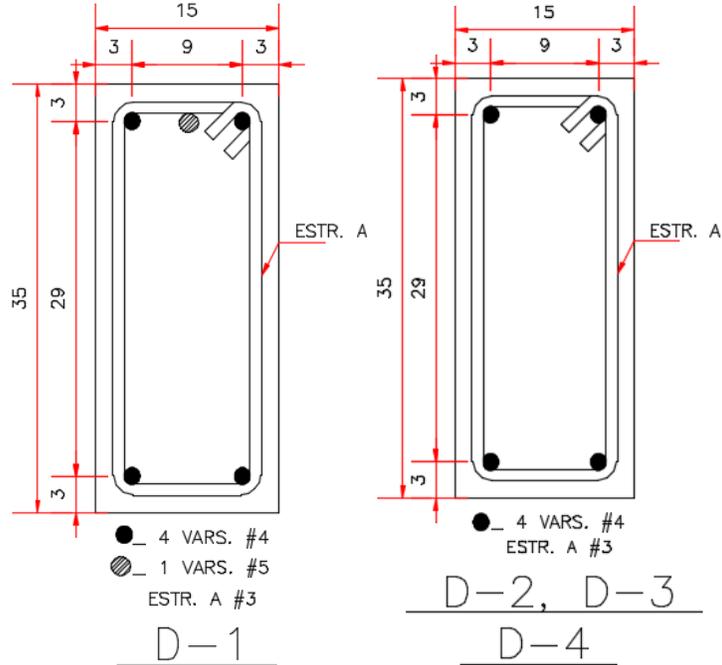
**Figura A.11. Planta estructural planta baja, modelo M3.**  
(propia)



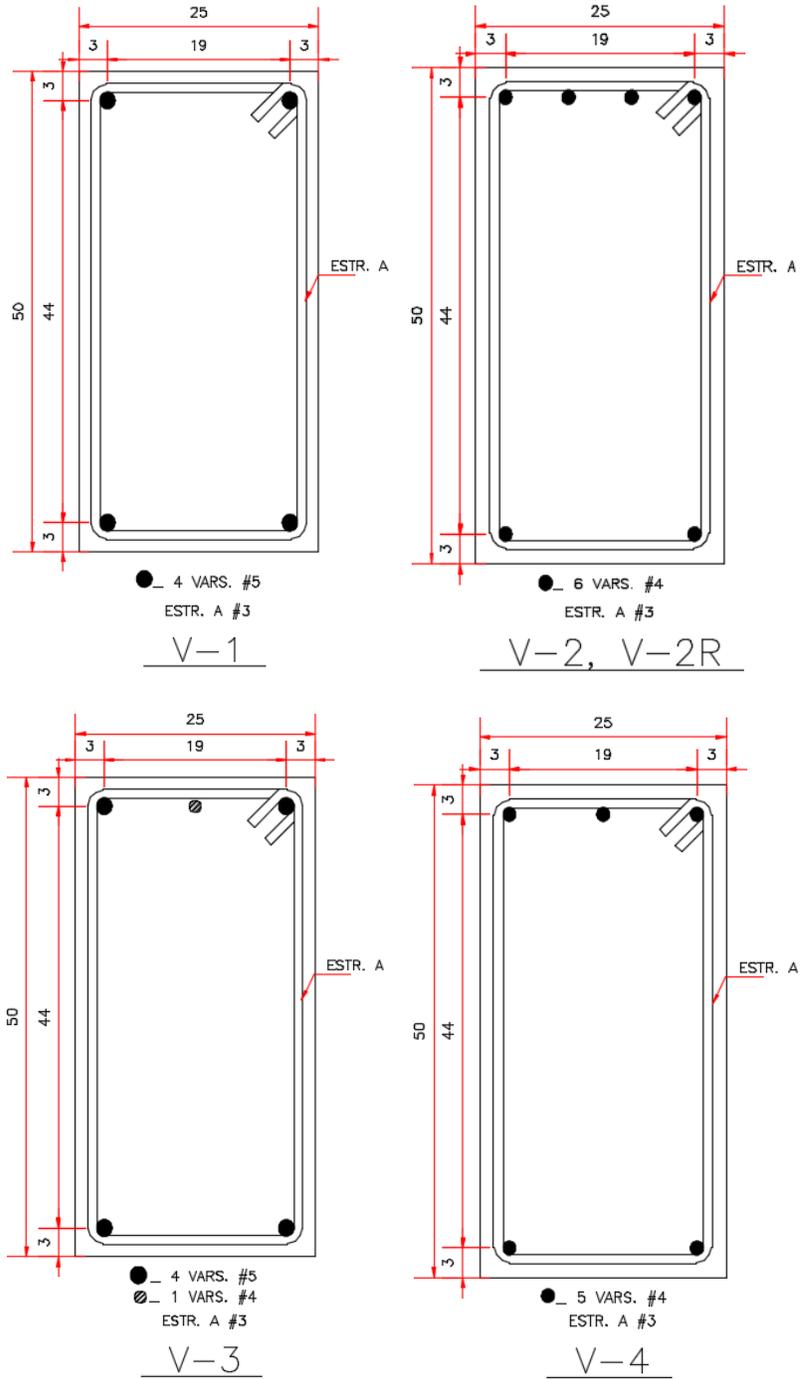
**Figura A.12. Planta estructural niveles superiores, modelo M3.**  
(propia)



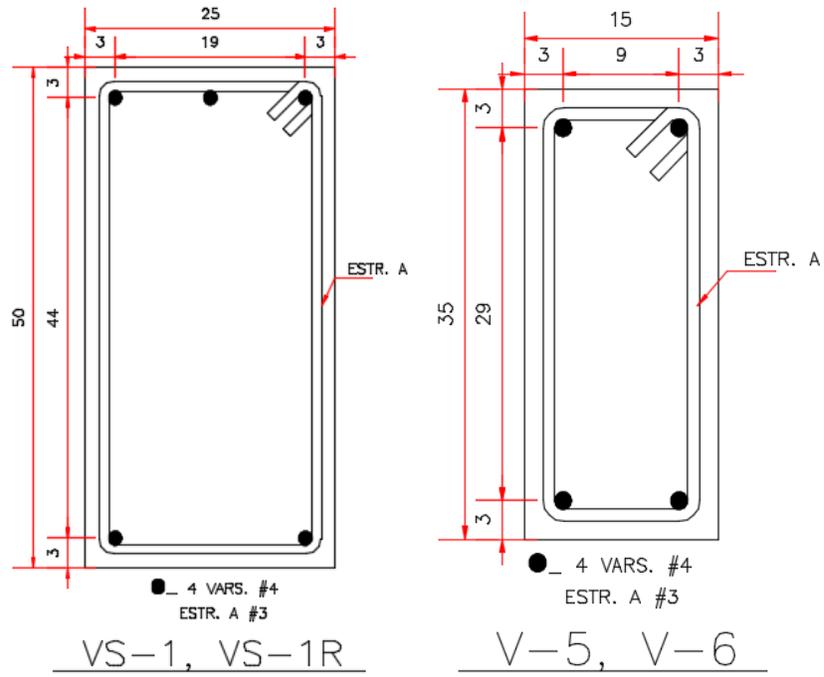
**Figura A.13. Columnas, modelo M3.**  
(propia)



**Figura A.14. Dalas, modelo M3.**  
(propia)



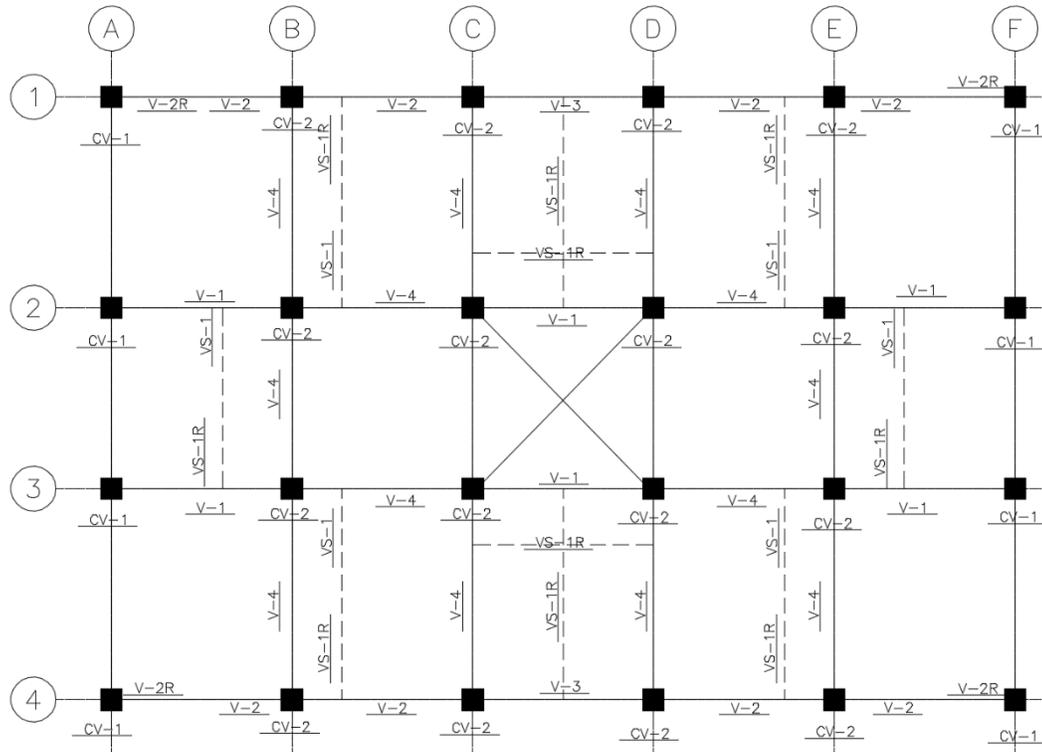
**Figura A.15. Trabes principales, modelo M3.**  
(propia)



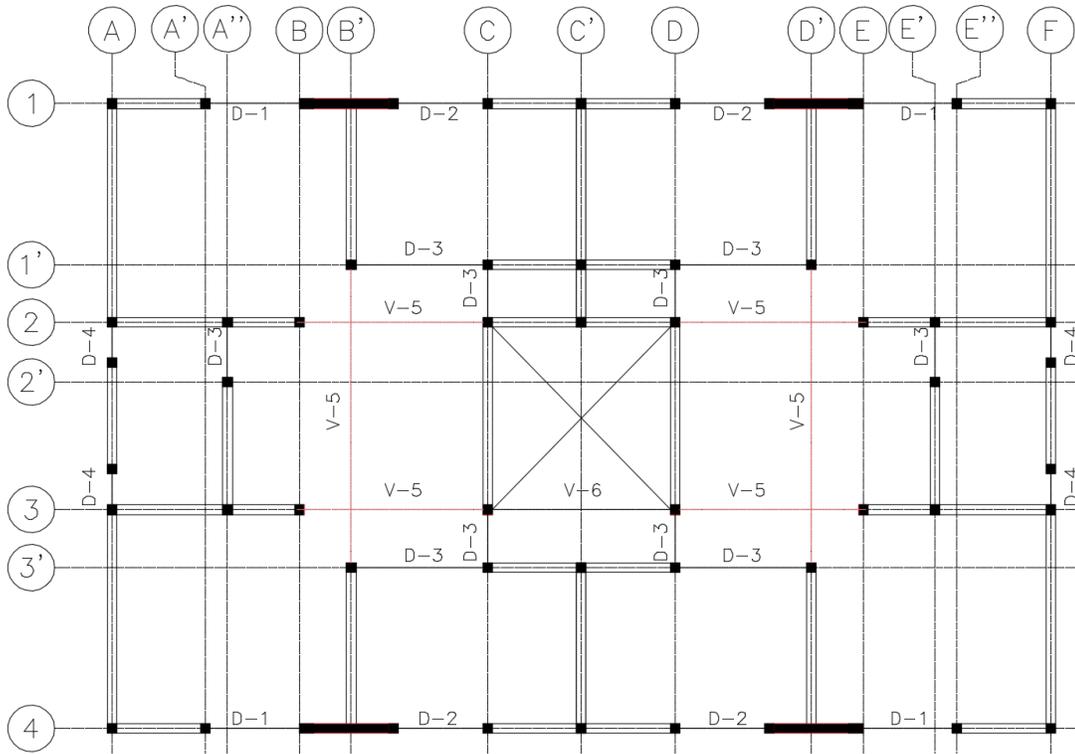
**Figura A.16. Trabes secundarias, modelo M3.**  
(propia)

**A.4 Modelo M4.**

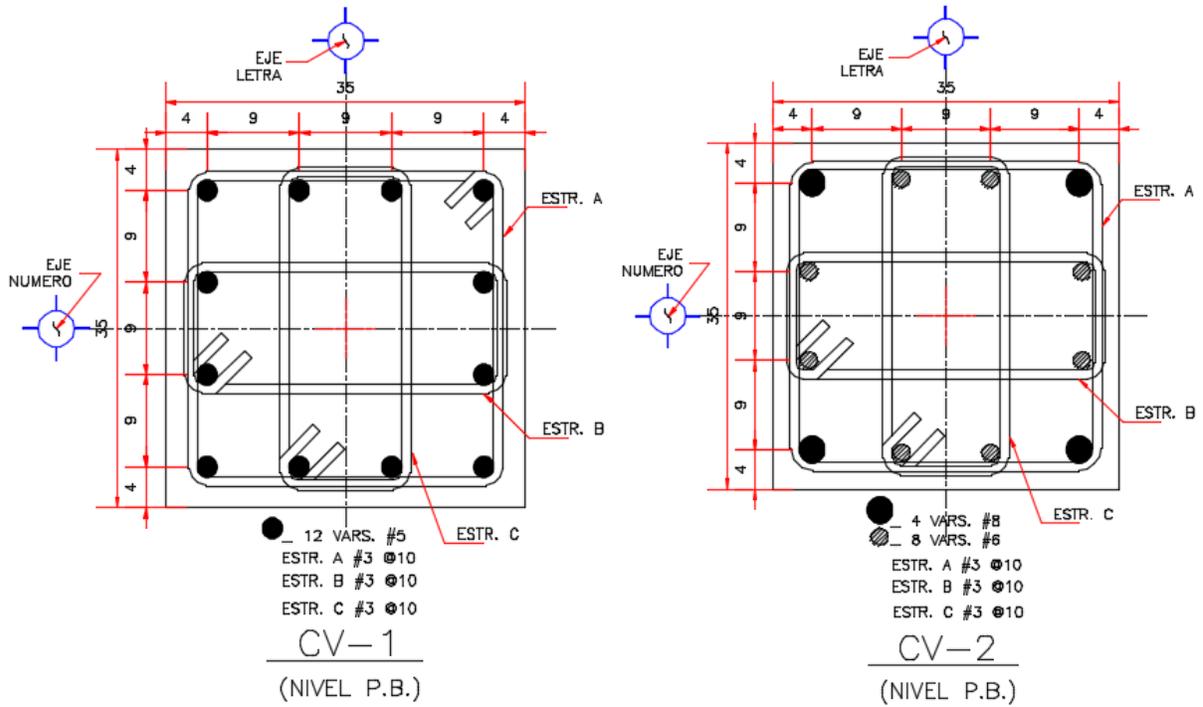
En esta sección se presentan las secciones estructurales obtenidas en el proceso de diseño para el modelo M4.



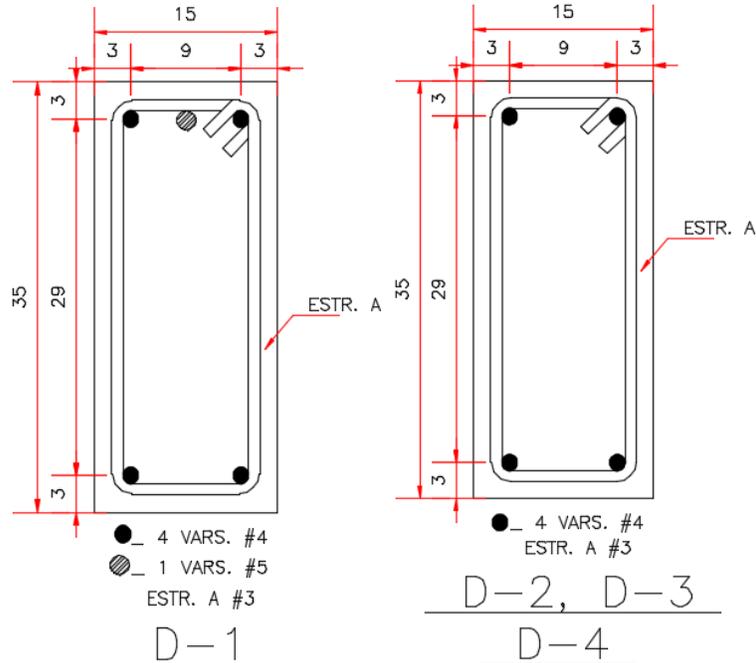
**Figura A.17. Planta estructural planta baja, modelo M4.**  
(propia)



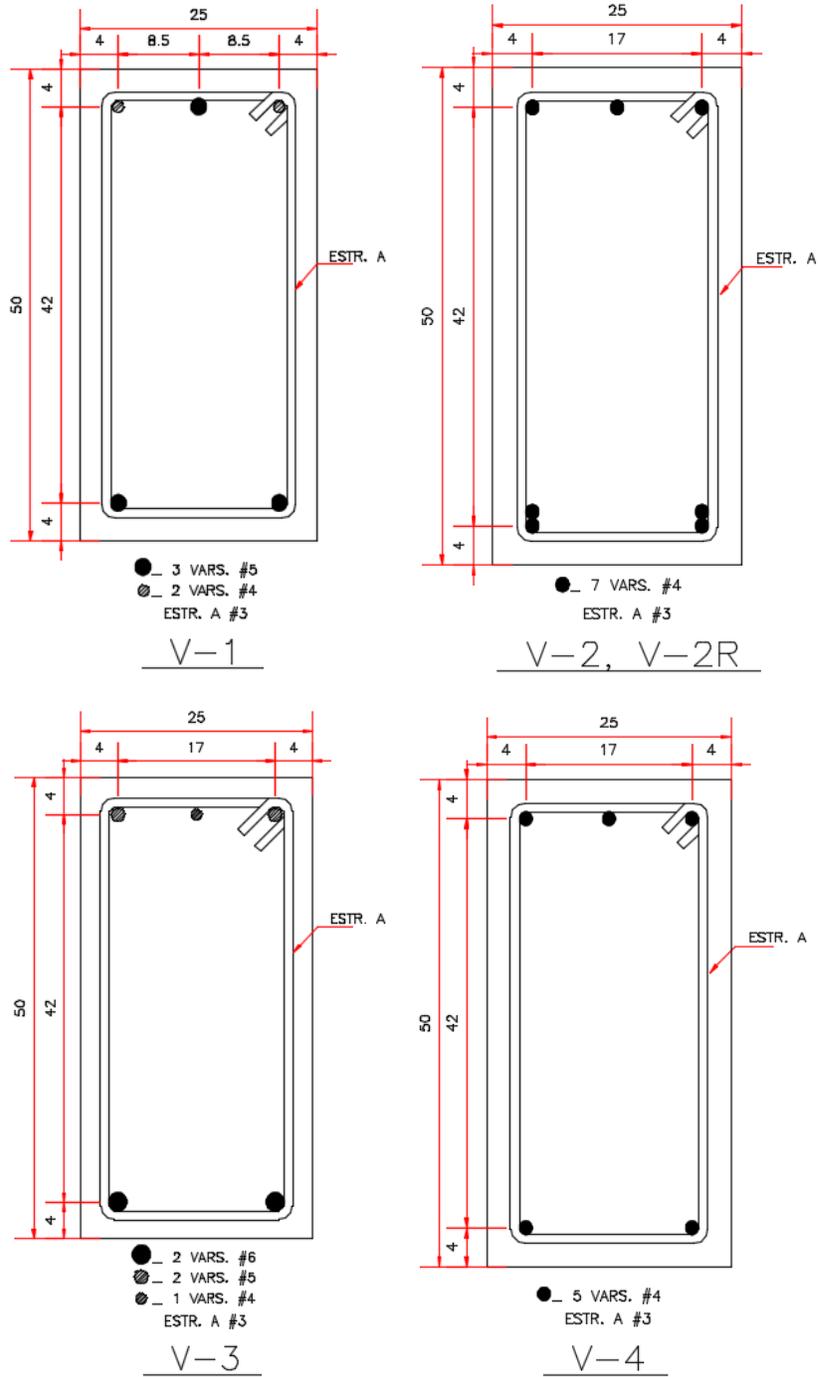
**Figura A.18. Planta estructural niveles superiores, modelo M4.**  
(propia)



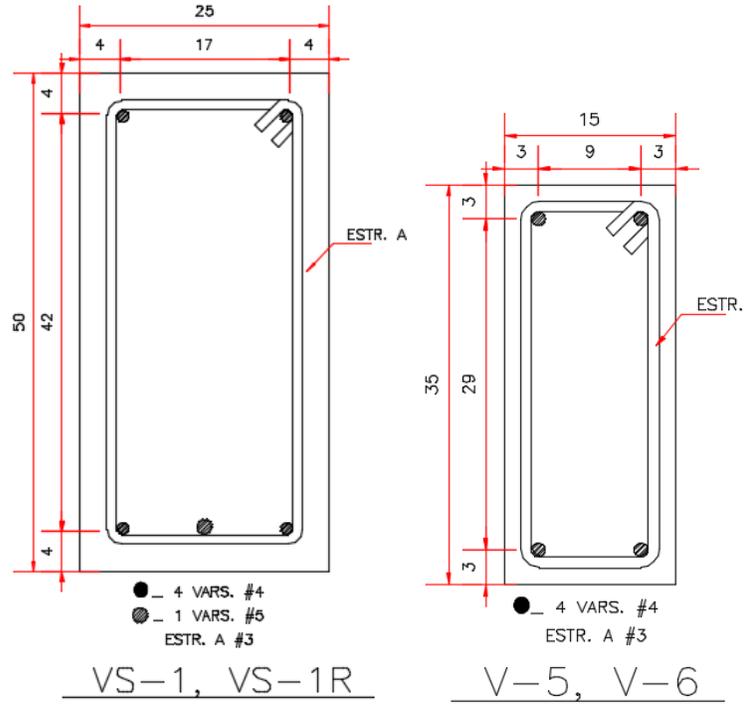
**Figura A.19. Columnas, modelo M4.**  
(propia)



**Figura A.20. Dalas, modelo M4.**  
(propia)



**Figura A.21. Trabes principales, modelo M4.**  
(propia)



**Figura A.22. Trabes secundarias, modelo M4.**  
(propia)