

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO**



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**RESPUESTA NO-LINEAL DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
ARMADO DE UN PISO SOMETIDAS A SOLICITACIONES
SÍSMICAS BI-DIRECCIONALES CON ÁNGULOS DE
INCIDENCIA VARIABLES**

Tesis para optar el Grado de **Magíster**, que presenta el Ingeniero Civil:

ALEXANDER RUBENIL FLOREZ TTITO

ASESOR: Dr. VÍCTOR I. FERNÁNDEZ-DÁVILA

Lima, agosto del 2012

ÍNDICE

CAPÍTULO I	
1. Introducción	3
1.1. Antecedentes	3
1.2. Justificación	4
1.3. Objetivos	4
1.3.1. Objetivo general	4
1.3.2. Objetivos Específicos	5
1.4. Estructura del proyecto	5
CAPÍTULO II	
2. Metodología	7
2.1. Definición de los parámetros elásticos	7
2.2. Definición del modelo paramétrico	10
2.3. Determinación de la familia de casos	12
2.4. Confección del espectro de diseño y definición del parámetro inelástico R	18
2.5. Análisis lineal	19
2.5.1. Carga muerta (D)	19
2.5.2. Carga viva (L)	19
2.5.3. Carga de sismo (E)	19
2.6. Diseño de los elementos estructurales	21
CAPÍTULO III	
3. Análisis inelástico	25
3.1. Determinación de las curvas de comportamiento inelástico	25
3.2. Excitación sísmica	27
3.3. Preparación de información para la herramienta de análisis inelástico	30
3.3.1. Introducción	30
3.3.2. Obtención de las curvas de momento-rotación	34
3.4. Elaboración de los modelos inelásticos	41
CAPÍTULO IV	
4. Análisis de respuestas de interés	46
4.1. Respuestas globales	46
4.1.1. Desplazamientos laterales y torsionales del CM	46
4.2. Respuestas locales	52
4.2.1. Fuerza cortante y momento del muro	52
4.2.2. Fuerza cortante de columnas	60
4.3. Índice de deformación demanda-capacidad	63
4.4. Comparación de las respuestas elásticas e inelásticas	67
CAPÍTULO V	
5.1. Conclusiones y recomendaciones	75
5.1.1. Conclusiones	75
5.1.2. Recomendaciones	76
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	77

CAPÍTULO I

1. Introducción

1.1. Antecedentes

El Perú se encuentra en una zona de alta sismicidad y los sismos muestran lo vulnerables que son las edificaciones.

La norma de diseño sismorresistente de estructuras E.030, no toma en cuenta la bi-direccionalidad del sismo. La norma asume que las acciones sísmicas actúan independientemente en cada una de las dos direcciones principales ortogonales o aproximadamente ortogonales del edificio. La acción sísmica separada es válida si la dirección predominante es coincidente con una de las direcciones principales. Si el sismo tiene dos componentes horizontales de acciones simultáneas importantes, además el agravante que el movimiento sísmico experimenta cambios en la dirección de incidencia y magnitud durante la ocurrencia del evento. Se puede suponer entonces que las respuestas calculadas por el análisis que indican las normas que no consideran la direccionalidad del sismo, no sean las verdaderas respuestas que se generan en las estructuras (Fernández-Dávila et al, 2000). Además, los edificios no han sido probados en condiciones sísmicas extremas en los últimos 130 años (Muñoz, 2004).

El Federal Emergency Management Agency (FEMA, en su sigla en inglés) considera los efectos sísmicos multidireccionales en edificios que cumplen los criterios de irregularidad en un plano y columnas principales que forman parte de dos o más pórticos de intercepción o elementos apoyados en pórticos. Señala que los elementos y los componentes del edificio serán diseñados para las combinaciones de fuerzas y deformaciones de análisis separados realizado para los movimientos de suelo en direcciones de X e Y. Para los casos de procedimiento estático no-lineal (NSP) o procedimiento dinámico no-lineal (NDP), los elementos y componentes del edificio serán diseñados para las fuerzas y deformaciones asociadas a 100% del desplazamiento del diseño en la dirección X más las fuerzas (no deformaciones) asociadas a 30% de los desplazamientos del diseño en la dirección horizontal perpendicular Y. Así mismo para

las fuerzas y las deformaciones asociadas a 100% de los desplazamientos del diseño en la dirección Y más las fuerzas (no deformaciones) asociadas a 30% de los desplazamientos del diseño en la dirección X (FEMA 356, 2000).

Estudios previos señalan que los códigos de diseño internacionales vigentes, proporcionan respuestas distintas al caso bi-direccional. Los resultados del análisis elástico considerando efectos de excitaciones bi-direccionales con ángulos de incidencia variables señalan que las respuestas son mayores y ocurren en diferentes ángulos críticos (Lobos y Fernández-Dávila, 2000). Por lo tanto, es necesario evaluar la respuesta de estructuras sometidas a eventos sísmicos bi-direccionales con ángulos de incidencia variables con el empleo de modelos de comportamiento inelástico en los elementos.

1.2. Justificación

Es necesario estudiar el comportamiento de edificios con el fin de identificar y relacionar el ángulo en donde se maximice la respuesta global y local con los parámetros que definen a la estructura, sometidos a movimientos sísmicos bi-direccionales con ángulos de incidencia variable. Es necesario contribuir y complementar con la iniciativa de estudios realizados por Lobos y Fernández-Dávila (Lobos y Fernández-Dávila, 2000) para la identificación de respuestas sísmicas máximas en modelos simples de estructuras tridimensionales (3D) de concreto armado de un piso solicitado por aceleraciones del suelo.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

El objetivo general del proyecto es conocer la respuesta no-lineal de estructuras de concreto armado de un piso sometidas a sollicitaciones sísmicas bi-direccionales con ángulos de incidencia variables.

1.3.2. Objetivos específicos

- a) Generar una familia de modelos paramétricos representativos de estructuras "reales" de un piso de concreto armado.
- b) Determinar la respuesta no-lineal de los modelos paramétricos empleando un registro sísmico (dos componentes horizontales del movimiento del suelo) y aplicándolos en diferentes ángulos de incidencia.
- c) Evaluar los ángulos críticos de incidencia en donde una determinada respuesta de interés (global y local) es máxima.

1.4. Estructura de la tesis

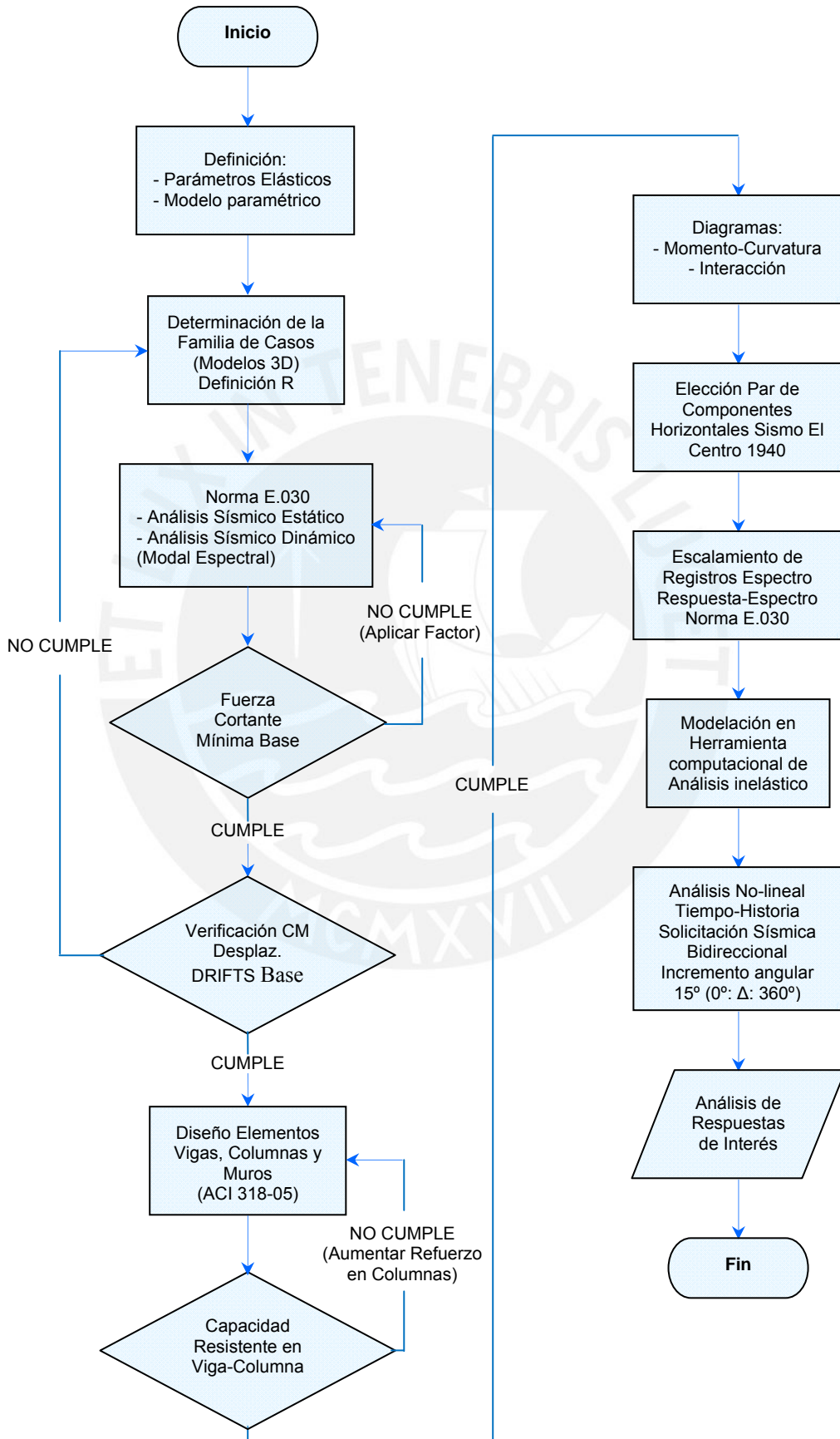
En el capítulo 1 se presenta el tema del proyecto, justificación y los objetivos considerados. También se tiene la información sobre los estudios disponibles de investigaciones anteriores relacionadas con el tema.

El capítulo 2 considera la metodología a utilizar para la definición de los parámetros elásticos del modelo y a partir de ellos evaluar las dimensiones de los elementos resistentes. Parámetros que permitirán analizar estructuras con diferentes características resistentes. Luego se definirá el modelo paramétrico de la estructura de un piso. El modelo será tridimensional (3D) compuesto por vigas, columnas y muros. Además se determina la familia de casos de la combinatoria de valores dados a los parámetros elásticos. Finalmente se realiza el análisis lineal para los diferentes estados de carga y el diseño según el ACI 318-05.

El capítulo 3 trata del análisis no-lineal tiempo-historia de cada caso aplicando la sollicitación sísmica bi-direccional (registro de aceleraciones del sismo de El Centro 1940) para diferentes ángulos de incidencia en planta. El valor del incremento angular será de 15° (0° : delta angular: 360°) para estimar máximas respuestas en los modelos.

En el capítulo 4 se evaluará el comportamiento estructural de las respuestas globales y locales como son los desplazamientos laterales del CM y fuerza cortante y momento basal en X e Y de los elementos respectivamente. Finalmente se detallará las conclusiones y comentarios al final del proyecto.

A continuación se muestra el diagrama de flujo de la metodología considerada para este trabajo.



CAPÍTULO II

2. Metodología

2.1. Definición de los parámetros elásticos

La ecuación diferencial del movimiento de una estructura de un piso sin amortiguación esta definido por la Ecuación 2.1. Estructura sometido a una sollicitación sísmica bi-direccional con respecto a los grados de libertad [gdl's] ubicados en el CM mostrado en la Fig. 2.1. La Ecuación 2.1 puede expresarse en función de las frecuencias de vibración desacopladas traslacionales ω_x , ω_y y torsionales ω_θ , razón entre las excentricidades estáticas y el radio medio de giro e_x/r , e_y/r . Para el presente proyecto la estructura es simétrica con respecto a la dirección principal X por tanto e_y no es considerado (Lobos y Fernández-Dávila, 2000).

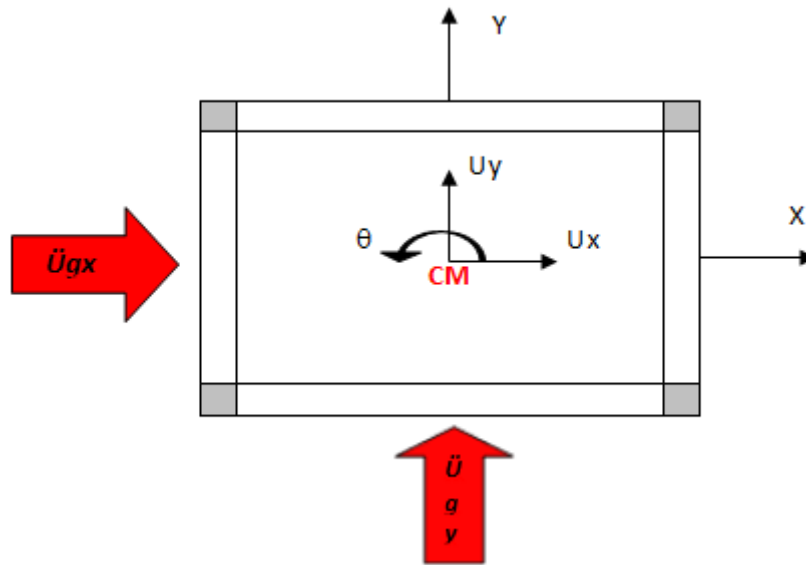


Figura 2.1: Planta de un edificio con gdl's en el CM (acción sísmica bi-direccional)

$$\begin{bmatrix} \ddot{U}_{xc} \\ \ddot{U}_{yc} \\ r\ddot{\theta} \end{bmatrix} + \omega_y^2 \begin{bmatrix} \left(\frac{\omega_x}{\omega_y}\right)^2 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & \frac{e_x}{r} \\ 0 & \frac{e_x}{r} & \left(\frac{\omega_\theta}{\omega_y}\right)^2 + \left(\frac{e_x}{r}\right)^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_{xc} \\ U_{yc} \\ r\theta \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} \ddot{U}_{gxc} \\ \ddot{U}_{gy} \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

Donde:

$$\ddot{U} = \begin{bmatrix} \ddot{U}_x \\ \ddot{U}_y \\ \ddot{\theta} \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

$$U = \begin{bmatrix} U_x \\ U_y \\ \theta \end{bmatrix} \quad (2.3)$$

$$\ddot{U}_g = \begin{bmatrix} \ddot{U}_{gx} \\ \ddot{U}_{gy} \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

Donde:

- \ddot{U} : Vector de aceleraciones del CM de la estructura
- U : Vector de desplazamientos del CM de la estructura
- \ddot{U}_g : Vector de aceleraciones del suelo

La Ecuación 2.1 puede expresarse en función de los parámetros elásticos T_y , ω_x/ω_y , ω_θ/ω_y y e_x/r .

Donde:

$$T_y = \frac{2\pi}{\omega_y} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K_y}{m}}} \quad (2.5)$$

$$\frac{\omega_x}{\omega_y} = \sqrt{\frac{K_x}{K_y}} \quad (2.6)$$

$$\frac{\omega_\theta}{\omega_y} = \sqrt{\frac{K_\theta}{r^2 K_y} - \left(\frac{e_x}{r}\right)^2} \quad (2.7)$$

$$\frac{e_x}{r} \text{ con: } e_x = \frac{\sum_i^n K_{yi} x_i}{K_y}; \quad r = \sqrt{\frac{1}{12} m(a^2 + b^2)} \quad (2.8)$$

Donde:

- T_y : Período de vibración traslacional desacoplado en la dirección Y
- ω_x/ω_y : Razón entre las frecuencias de vibración traslacionales desacopladas
- ω_θ/ω_y : Razón entre las frecuencias desacopladas torsional y traslacional
- e_x/r : Razón entre la excentricidad estática y el radio de giro de la planta
- K_x : Rigidez traslacional en la dirección X de la estructura
- K_y : Rigidez traslacional en la dirección Y de la estructura
- K_{yi} : Rigidez traslacional en la dirección Y del elemento i
- K_θ : Rigidez torsional de la estructura con respecto al CM

- e_x : Excentricidad estática en la dirección X
 r : Radio medio de giro de la planta
 x_i : Distancia entre el elemento i el CM medido en la dirección X
 a,b : Dimensiones de la planta de la estructura

La variación de los parámetros elásticos permitirá analizar estructuras con diferentes características resistentes. La Tabla 2.1 presenta los valores adoptados. Los valores de T_y son propios de estructuras de un piso rígidas, semi-rígidas, semi-flexible y flexibles en la dirección Y. Los valores de ω_x/ω_y son propios de estructuras de un piso con mayor rigidez traslacional en la dirección Y que en la dirección X, con igual rigidez en ambas direcciones y con mayor rigidez en la dirección X que en la dirección Y. Los valores de ω_θ/ω_y son propios de estructuras de un piso con mayor rigidez traslacional en la dirección Y en comparación a la rigidez torsional en la dirección θ , con igual rigidez en ambas direcciones y con mayor rigidez en la dirección θ que en la dirección Y. Los valores de e_x/r son propios de estructuras de un piso con pequeña, mediana y gran excentricidad.

Tabla 2.1: Variación de los parámetros elásticos

T_y (seg.)	ω_x/ω_y	ω_θ/ω_y	e_x/r
0,05	0,5	0,5	0,3
0,1	1,0	1,0	0,6
0,15	1,5	1,5	0,9
0,3	-----	-----	-----

2.2. Definición del modelo paramétrico

El modelo tridimensional (3D) está compuesto por vigas, columnas y muros. Las Figs. 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5 describen el modelo. Estructurado a nivel del plano del CM por un comportamiento de diafragma rígido. El modelo es una estructura de un piso de concreto armado simétrico en planta con respecto a la dirección X. El modelo 3D está conformado por cuatro pórticos perimetrales de un vano y un núcleo de ascensores y/o caja de escaleras constituido por muros de corte en forma de doble "T". Los dos pórticos orientados en la dirección principal X tienen columnas de distinta sección. Los dos pórticos orientados en la dirección principal Y tienen columnas de igual sección.

Se precisa que los cuatro pórticos tienen un índice de rotación del nudo definido por el parámetro de Blume (Lobos y Fernández-Dávila, 2000) de $\rho=0.125$. El valor considerado del parámetro de Blume permite que la viga y la columna que llegan a un nudo se deformen en doble curvatura. Todos los elementos estructurales verticales se consideran empotrados en la base. Para el cálculo de la masa sísmica se consideró una carga uniformemente distribuida de 1.0 ton/m² resultado de la carga muerta de la estructura y carga viva para estructuras educativas. Las dimensiones en planta del modelo son de 12x6 m² con una altura de entrepiso de 3 m.

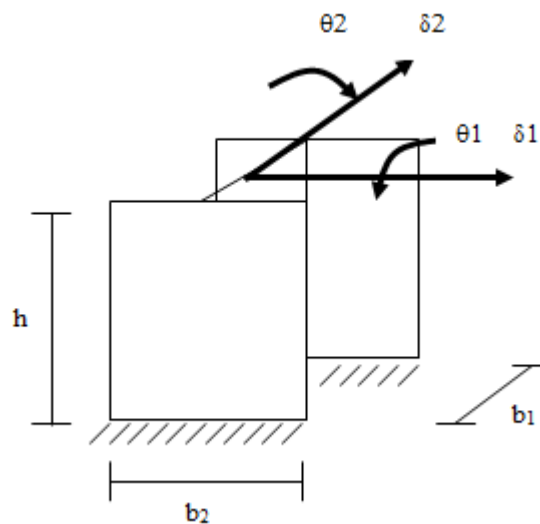


Figura 2.2: Núcleo conformado por muros de corte con sus respectivos gdl's

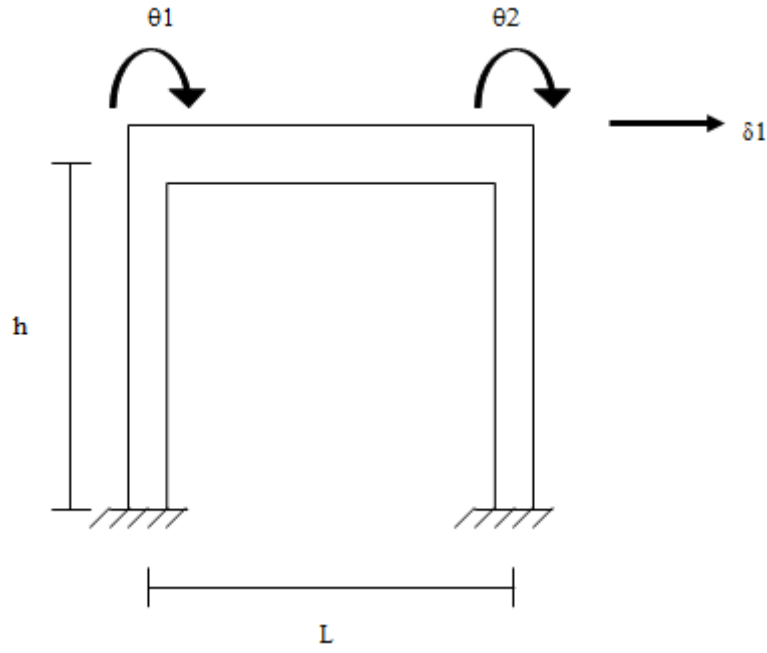


Figura 2.3: Marco plano con sus respectivos gdl's

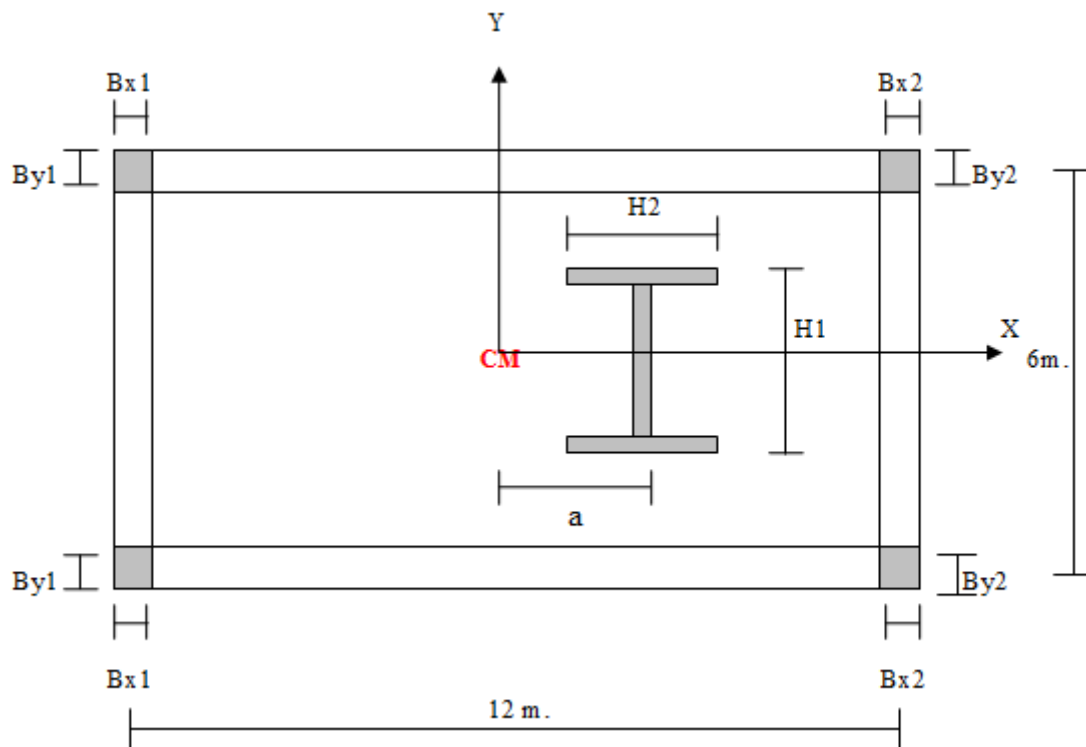


Figura 2.4: Planta del modelo estructural del edificio de concreto armado de un piso

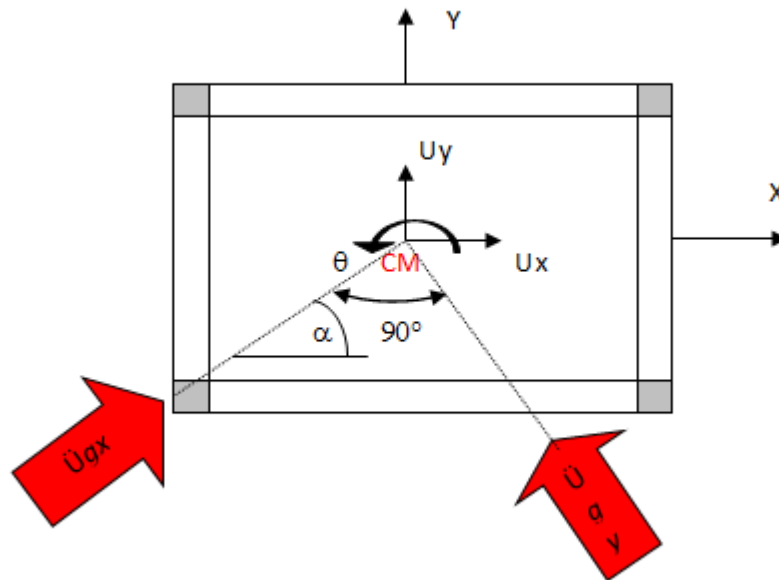


Figura 2.5: Solicitación sísmica bi-direccional con ángulo de incidencia variable α

2.3. Determinación de la familia de casos

Los parámetros elásticos de los modelos permiten evaluar las dimensiones de los elementos resistentes y la combinación de los mismos genera la familia de casos mostrado en la Tabla 2.2. A través de las Tablas 2.3 y 2.4 se determinan las dimensiones de los elementos estructurales presentados en las Tablas 2.5, 2.6, 2.7 y 2.8 para los periodos de 0.05, 0.1, 0.15 y 0.30 respectivamente.

La leyenda de la Tabla 2.2 señala que en la etapa de definición de los parámetros elásticos se tiene 108 modelos paramétricos. En esta etapa los modelos se reducen a 68 por requerimiento de anchos mínimos y relaciones de rigideces en los elementos estructurales según Norma E.060 de concreto armado. Además algunos modelos presentan excentricidades superiores a la dimensión en planta del modelo base. En la etapa de análisis y diseño se reducen a 48 modelos por verificaciones según las normas E.030 y ACI 318-05 respectivamente. Para la presente tesis se considerarán 4 modelos para el análisis inelástico.

Tabla 2.2: Resumen de la generación de la familia de casos

ω_x/ω_y	e_x/r	Familia de casos												Leyenda:	
1.50	0.90	1313	1323	1333	2313	2323	2333	3313	3323	3333	4313	4323	4333	108	Filtro físico y geométrico
	0.60	1312	1322	1332	2312	2322	2332	3312	3322	3332	4312	4322	4332	68	Filtro Normas E.030 y ACI 318-05
	0.30	1311	1321	1331	2311	2321	2331	3311	3321	3331	4311	4321	4331	48	Modelos para el análisis inelástico
1.00	0.90	1213	1223	1233	2213	2223	2233	3213	3223	3233	4213	4223	4233	4	Modelos de análisis inelástico presente tesis
	0.60	1212	1222	1232	2212	2222	2232	3212	3222	3232	4212	4222	4232		
	0.30	1211	1221	1231	2211	2221	2231	3211	3221	3231	4211	4221	4231		
0.50	0.90	1113	1123	1133	2113	2123	2133	3113	3123	3133	4113	4123	4133		
	0.60	1112	1122	1132	2112	2122	2132	3112	3122	3132	4112	4122	4132		
	0.30	1111	1121	1131	2111	2121	2131	3111	3121	3131	4111	4121	4131		
ω_x/ω_y		0.50	1.00	1.50	0.50	1.00	1.50	0.50	1.00	1.50	0.50	1.00	1.50		
T_y (seg)		0.05			0.10			0.15			0.30				

Tabla 2.3: Evaluación de las dimensiones de los elementos resistentes

Propiedades de los Elementos Estructurales de las Columnas y Muros						
1.- Familia de caso considerado.						
2.- Secciones de columnas y muros.			Nº	e _x /r		
b _{1x} =	0.485	m.	1	0.05	0.5	0.3
b _{1y} =	0.485	m.	2	0.1	1	0.6
b _{2x} =	0.485	m.	3	0.15	1.5	0.9
b _{2y} =	0.485	m.		0.0500	0.50	0.30
h=	3.000	m.	altura de entrepiso			
H _{1y} =	3.030	m.	longitud 1 del muro.			
H _{2x} =	1.500	m.	longitud 2 del muro.			
a _x =	1.250	m.	distancia del CM al centroide del muro.			
E=	2500000	t/m ² .	8.- Sección transversal de vigas			
p=	0.125		parámetro de Blume.	viga	ancho	peralte
lc1x=	0.005	m4.	lv1x= 0.005	1	0.485	0.485
lc1y=	0.005	m4.	lv2x= 0.002	2	0.485	0.385
lc2x=	0.005	m4.	lv3x= 0.005	3	0.485	0.485
lc2y=	0.005	m4.	lv4x= 0.002	4	0.485	0.385
A=	12	m.	long. modelo direccion X.			
B=	6	m.	long. modelo direccion Y.			
r=	3.873	m.	radio de giro de la planta.			
W=	1	t/m ² .	peso del modelo.			
m=	7.339	t*seg ² /m.	masa sísmica.			

Leyenda	
	Definir la familia de caso.
	Datos a ingresar.
	Resultado de secciones de vigas.

Nota: La planta tiene dimensiones A*B, en donde A=4*h y B=2*h

Tabla 2.4: Evaluación de las dimensiones de los elementos resistentes (continuación)

3.- Rigideces de los marcos condensados para cada una de las direcciones.			
$\alpha_{13} =$	1.000000000		
$\beta_{13} =$	1.000000000	2794.48488	2794.48488
$K_{marcx13} =$	4657.475	t/m.	rigidez condensada para los marcos 1 y 3 orientados en la dirección X.
$K_{marcx2} =$	4657.475	t/m.	rigidez condensada para el marco 2 orientados en la dirección Y.
$K_{marcx4} =$	4657.475	t/m.	rigidez condensada para el marco 4 orientados en la dirección Y.
4.- Propiedades de los muros.			
H1=	3.030	m.	
H2=	1.500	m.	
espesor=	0.150	m.	
5.- Geometría de los muros.			
$I_x =$	1.188	m ⁴ .	inercia del muro c/r a X de un muro doble T.
$A_x =$	0.225	m ² .	área para calcular el corte en dirección X.
$I_y =$	0.085	m ⁴ .	inercia del muro c/r a Y de un muro doble T.
$A_y =$	0.455	m ² .	área para calcular el corte en dirección Y.
6.- Rigideces de los muros condensados para cada una de las direcciones.			
$\nu =$	0.200		módulo de poisson.
$G =$	1041666.667	t/m ² .	módulo de corte.
$f_x =$	0.600		factor de forma dirección X.
$f_y =$	1.000		factor de forma dirección Y.
$K_{my} =$	106767.033	t/m.	rigidez condensada del muro en la dirección Y.
$K_{mx} =$	20032.034	t/m.	rigidez condensada del muro en la dirección X.
7.- Rigideces del modelo			
$K_x =$	29346.984	t/m.	rigidez del modelo en la dirección X.
$K_y =$	116081.982	t/m.	rigidez del modelo en la dirección Y.
$K_{\theta} =$	133458.791	t/m.	rigidez acoplada del modelo movimiento torsional y traslacional Y.
$K_{\theta} =$	585996.221	t/m.	rigidez torsional del modelo.

Tabla 2.5: 26 modelos paramétricos para T=0.05 seg

N°	Modelo	Columna				h _{entrepiso}	Muro		
		b _{1x}	b _{1y}	b _{2x}	b _{2y}		H _{1y}	H _{2x}	a _x
1	1111	0.485	0.485	0.485	0.485	3.000	3.030	1.500	1.250
2	1112	0.470	0.475	0.480	0.480	3.000	3.040	1.500	2.500
3	1113	0.470	0.450	0.460	0.460	3.000	3.050	1.550	3.710
4	1121	0.500	0.760	0.600	0.800	3.000	2.530	1.000	1.250
5	1122	0.465	0.765	0.600	0.765	3.000	2.550	1.140	3.150
6	1123	0.530	0.700	0.550	0.700	3.000	2.710	1.200	4.700
7	1131	0.435	1.040	0.650	1.050	3.000	1.820	0.010	0.000
8	1132	0.350	1.040	0.650	1.050	3.000	1.840	0.010	5.900
9	1133	0.350	1.040	0.650	1.050	3.000	1.840	0.010	6.200
10	1211	0.350	0.400	0.560	0.600	3.000	2.640	2.960	0.800
11	1212	0.340	0.400	0.670	0.605	3.000	2.600	2.920	2.010
12	1213	0.360	0.420	0.690	0.620	3.000	2.570	2.890	3.350
13	1221	0.735	0.630	0.790	0.690	3.000	2.230	2.400	1.250
14	1222	0.630	0.630	0.895	0.690	3.000	2.223	2.360	2.550
15	1223	0.610	0.620	0.885	0.680	3.000	2.265	2.390	4.200
16	1231	0.790	0.800	0.905	0.905	3.000	1.210	1.700	0.000
17	1232	0.760	0.760	1.000	0.920	3.000	1.200	1.300	2.000
18	1233	0.665	0.760	1.100	0.920	3.000	1.200	1.000	5.500
19	1311	0.900	0.250	0.900	0.320	3.000	2.645	4.320	1.150
20	1312	0.900	0.250	0.900	0.320	3.000	2.645	4.320	2.350
21	1313	0.900	0.250	0.900	0.320	3.000	2.645	4.320	3.550
22	1321	0.870	0.470	0.870	0.740	3.000	2.000	3.940	0.000
23	1322	0.890	0.480	0.890	0.750	3.000	1.975	3.940	1.700
24	1323	0.900	0.490	0.900	0.760	3.000	1.935	3.900	3.500
25	1331	0.980	0.720	0.990	0.830	3.000	1.255	3.300	0.900
26	1332	0.980	0.700	0.990	0.830	3.000	1.290	3.320	3.900
27	1333	1.000	0.600	1.300	0.830	3.000	1.300	2.400	3.900

Tabla 2.6: 22 modelos paramétricos para T=0.10 seg

N°	Modelo	Columna				h _{entrepiso}	Muro		
		b _{1x}	b _{1y}	b _{2x}	b _{2y}		H _{1y}	H _{2x}	a _x
1	2111	0.200	0.405	0.300	0.405	3.000	1.445	1.000	1.150
2	2112	0.200	0.400	0.300	0.400	3.000	1.445	1.000	2.450
3	2113	0.200	0.400	0.300	0.400	3.000	1.445	1.000	3.700
4	2121	0.340	0.500	0.345	0.680	3.000	1.230	0.775	0.000
5	2122	0.345	0.505	0.350	0.685	3.000	1.210	0.780	2.100
6	2123	0.340	0.505	0.350	0.685	3.000	1.215	0.780	4.200
7	2131	0.355	0.700	0.430	0.760	3.000	1.255	0.010	0.000
8	2132	0.210	0.800	0.500	0.770	3.000	0.900	0.000	6.000
9	2133	0.150	0.800	0.500	0.800	3.000	0.000	0.010	0.000
10	2211	0.380	0.325	0.380	0.340	3.000	1.240	1.700	1.260
11	2212	0.375	0.320	0.370	0.340	3.000	1.255	1.650	2.500
12	2213	0.365	0.310	0.360	0.330	3.000	1.260	1.650	3.720
13	2221	0.350	0.410	0.520	0.590	3.000	1.040	1.530	-0.460
14	2222	0.390	0.440	0.560	0.605	3.000	0.987	1.460	1.380
15	2223	0.400	0.450	0.570	0.610	3.000	0.972	1.430	3.600
16	2231	0.570	0.570	0.600	0.650	3.000	0.700	1.100	0.550
17	2232	0.550	0.550	0.680	0.660	3.000	0.670	0.930	3.000
18	2233	0.500	0.520	0.770	0.700	3.000	0.930	0.000	2.000
19	2311	0.330	0.330	0.420	0.330	3.000	1.127	2.350	1.180
20	2312	0.330	0.330	0.420	0.330	3.000	1.127	2.350	2.450
21	2313	0.320	0.320	0.410	0.320	3.000	1.133	2.350	3.700
22	2321	0.430	0.420	0.560	0.560	3.000	0.920	2.220	0.000
23	2322	0.430	0.420	0.580	0.580	3.000	0.890	2.200	1.550
24	2323	0.435	0.425	0.585	0.585	3.000	0.878	2.190	3.600
25	2331	0.605	0.530	0.730	0.600	3.000	0.660	1.880	0.000
26	2332	0.575	0.495	0.790	0.635	3.000	0.590	1.810	0.000
27	2333	0.575	0.490	0.850	0.635	3.000	0.555	1.690	5.000

Tabla 2.7: 17 modelos paramétricos para T=0.15 seg

N°	Modelo	Columna				h _{antepiso}	Muro		
		b _{1x}	b _{1y}	b _{2x}	b _{2y}		H _{1y}	H _{2x}	a _x
1	3111	0.185	0.100	0.317	0.384	3.000	1.078	0.690	0.510
2	3112	0.170	0.250	0.250	0.450	3.000	1.040	0.720	1.850
3	3113	0.170	0.285	0.250	0.450	3.000	1.035	0.720	3.350
4	3121	0.250	0.490	0.250	0.450	3.000	0.967	0.650	2.150
5	3122	0.250	0.462	0.250	0.450	3.000	0.984	0.660	3.470
6	3123	0.250	0.435	0.250	0.450	3.000	1.000	0.660	4.750
7	3131	0.200	0.800	0.200	0.600	3.000	0.350	0.700	6.000
8	3132	0.200	0.800	0.200	0.600	3.000	0.350	0.700	6.000
9	3133	0.200	0.800	0.200	0.600	3.000	0.350	0.700	6.000
10	3211	0.250	0.300	0.250	0.300	3.000	0.901	1.253	1.260
11	3212	0.250	0.285	0.250	0.300	3.000	0.905	1.250	2.480
12	3213	0.250	0.272	0.250	0.300	3.000	0.907	1.250	3.700
13	3221	0.250	0.506	0.250	0.300	3.000	0.822	1.240	2.900
14	3222	0.250	0.470	0.250	0.300	3.000	0.843	1.240	3.910
15	3223	0.250	0.437	0.250	0.300	3.000	0.860	1.240	4.920
16	3231	0.250	0.620	0.250	0.300	3.000	0.728	1.230	5.740
17	3232	0.250	0.620	0.250	0.300	3.000	0.728	1.230	6.000
18	3233	0.250	0.620	0.250	0.300	3.000	0.728	1.230	6.000
19	3311	0.250	0.295	0.250	0.300	3.000	0.810	1.713	1.270
20	3312	0.250	0.285	0.250	0.300	3.000	0.813	1.710	2.500
21	3313	0.250	0.270	0.250	0.300	3.000	0.815	1.710	3.700
22	3321	0.250	0.505	0.250	0.300	3.000	0.738	1.700	2.920
23	3322	0.250	0.470	0.250	0.300	3.000	0.756	1.705	3.900
24	3323	0.250	0.438	0.250	0.300	3.000	0.770	1.710	4.950
25	3331	0.250	0.620	0.250	0.300	3.000	0.650	1.695	5.750
26	3332	0.250	0.620	0.250	0.300	3.000	0.650	1.695	6.200
27	3333	0.250	0.620	0.250	0.300	3.000	0.650	1.695	7.000

Tabla 2.8: 03 modelos paramétricos para T=0.30 seg

N°	Modelo	Columna				h _{antepiso}	Muro		
		b _{1x}	b _{1y}	b _{2x}	b _{2y}		H _{1y}	H _{2x}	a _x
1	4111	0.160	0.160	0.230	0.240	3.000	0.723	0.410	0.850
2	4112	0.150	0.150	0.241	0.271	3.000	0.717	0.400	1.900
3	4113	0.150	0.150	0.265	0.301	3.000	0.722	0.358	3.050
4	4121	0.160	0.300	0.259	0.357	3.000	0.691	0.281	0.000
5	4122	0.150	0.293	0.276	0.383	3.000	0.683	0.243	1.000
6	4123	0.150	0.304	0.282	0.395	3.000	0.684	0.206	3.220
7	4131	0.200	0.415	0.230	0.435	3.000	0.450	0.200	3.500
8	4132	0.200	0.415	0.230	0.435	3.000	0.450	0.200	6.200
9	4133	0.200	0.415	0.230	0.435	3.000	0.450	0.200	7.000
10	4211	0.150	0.150	0.380	0.170	3.000	0.605	0.720	1.000
11	4212	0.150	0.150	0.380	0.180	3.000	0.605	0.715	2.200
12	4213	0.150	0.150	0.385	0.185	3.000	0.604	0.715	3.450
13	4221	0.235	0.235	0.465	0.253	3.000	0.605	0.540	0.650
14	4222	0.240	0.240	0.470	0.260	3.000	0.610	0.506	2.200
15	4223	0.235	0.230	0.477	0.268	3.000	0.612	0.492	3.650
16	4231	0.200	0.370	0.500	0.330	3.000	0.570	0.210	-0.300
17	4232	0.195	0.370	0.500	0.330	3.000	0.576	0.210	3.900
18	4233	0.156	0.373	0.525	0.330	3.000	0.595	0.208	5.800
19	4311	0.150	0.150	0.380	0.170	3.000	0.539	1.008	1.000
20	4312	0.150	0.150	0.386	0.181	3.000	0.538	1.000	2.200
21	4313	0.150	0.150	0.388	0.186	3.000	0.537	0.999	3.450
22	4321	0.192	0.234	0.430	0.285	3.000	0.485	0.945	0.000
23	4322	0.192	0.192	0.192	0.192	0.192	0.192	0.192	0.192
24	4323	0.183	0.223	0.471	0.328	3.000	0.444	0.903	2.300
25	4331	0.310	0.310	0.487	0.325	3.000	0.388	0.810	0.000
26	4332	0.270	0.305	0.532	0.340	3.000	0.365	0.760	0.900
27	4333	0.270	0.302	0.534	0.340	3.000	0.366	0.765	5.220

2.4. Confección del espectro de diseño y definición del parámetro inelástico R

Según la norma E.030 (SENCICO, 1997) se tienen los siguientes parámetros resumidos en la Tabla 2.9 que definen el espectro de la Fig. 2.6. Uno de los parámetros definidos es precisamente el parámetro inelástico de reducción de ductilidad R.

Tabla 2.9: Parámetros que definen el espectro

ESPECTRO DE DISEÑO - E.030 (PERÚ)			
PARÁMETROS DE SITIO:			
ZONIFICACIÓN.-			
ZONA:	3		
Z	0.4		
CONDICIONES LOCALES.-			
CONDICIONES GEOTÉCNICAS:			
TIPO	S2	Suelos intermedios	
S	1.2		
T _p	0.6		
CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES.-			
CATEGORÍA	A	Edificaciones Esenciales	
FACTOR U	1.5	Centros educativos	
SISTEMAS ESTRUCTURALES.-			
Sist Estruct _{xx}	Dual		
Sist Estruct _{yy}	Dual		
R _{xx}	7		
R _{yy}	7		
ANÁLISIS DE EDIFICIOS:			
PERÍODO FUNDAMENTAL.-			
H _n	3		
Elementos Resist _{xx}	Para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de		
Elementos Resist _{yy}	Para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de		
C _{xxx}	45		
C _{yyy}	45		
T _{xx}	0.06667	<0.70 seg	F _a =0
T _{yy}	0.06667	<0.70 seg	F _a =0
			$T = \frac{h_n}{C_T}$
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA.-			
C _{xx}	2.5		0.257
C _{yy}	2.5		0.257
g	9.81	m/seg ²	
F _{xx}	1.009	m/seg ²	
F _{yy}	1.009	m/seg ²	
			$F_{xx} = \frac{ZUS}{R_{xx}}g \quad F_{yy} = \frac{ZUS}{R_{yy}}g \quad S_a = \frac{ZUSC}{R}g$

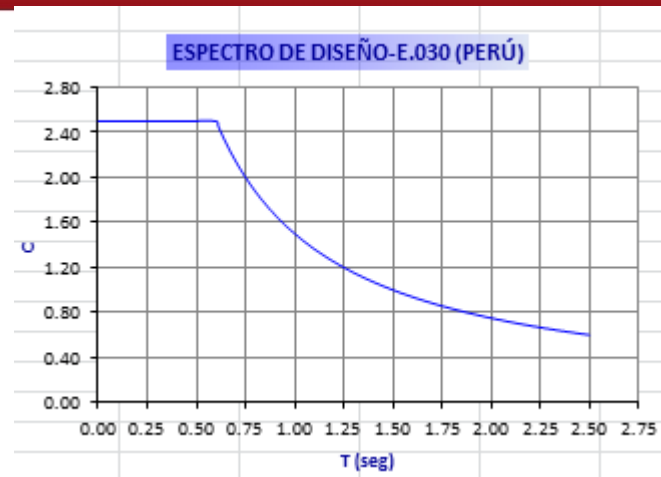


Figura 2.6: Espectro de diseño – Norma E.030

2.5. Análisis Lineal

Se utiliza el programa de computo ETABS v9.7.2 (CSI, 2010) donde cada modelo está sometido a carga muerta ($D=0.4 \text{ ton/m}^2$), carga viva ($L=0.3 \text{ ton/m}^2$) y carga de sismo (E =Espectro de diseño). Los resultados del análisis se presentan en las Figs. 2.7, 2.8 y 2.9 para el modelo 1111. Se verifica la cortante mínima, el desplazamiento lateral e irregularidad torsional según la Norma E.030 a través de la Tabla 2.10.

Se realizó dos tipos de análisis:

- Análisis sísmico estático.
- Análisis sísmico dinámico – modal espectral.

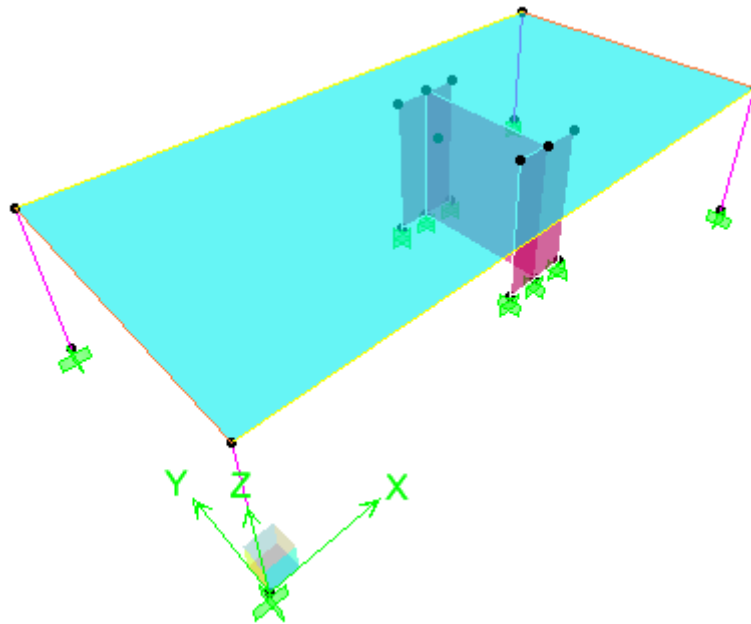


Figura 2.7: Modelo 3D -1111

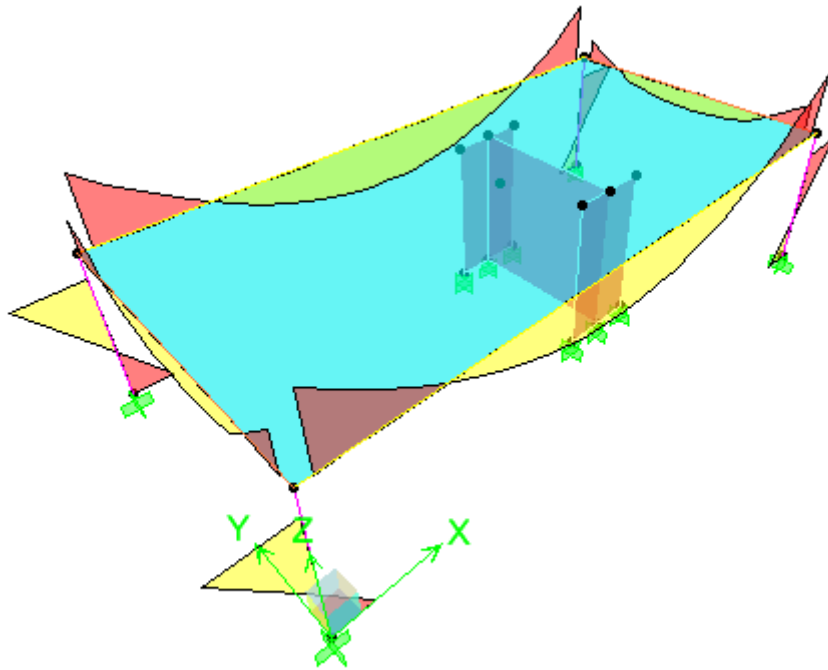


Figura 2.8: Análisis de vigas y columnas

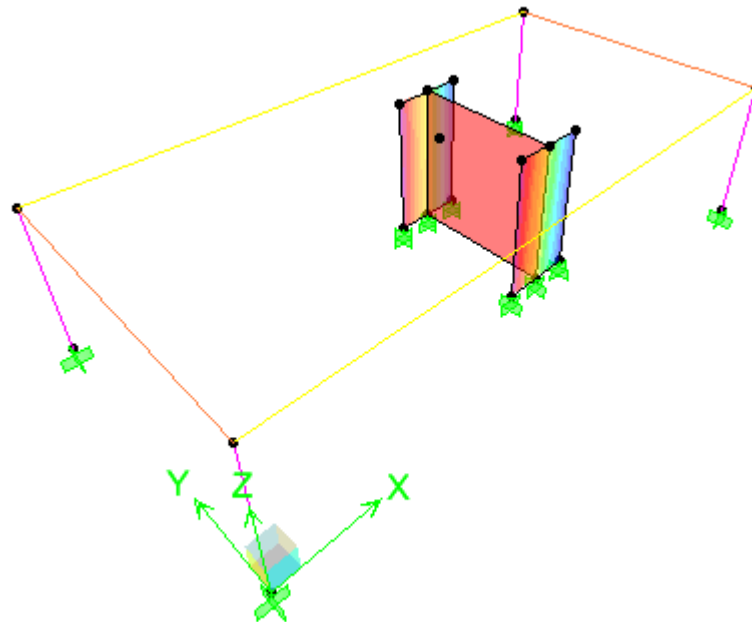


Figura 2.9: Análisis de muro doble T

Tabla 2.10: Chequeo de CM desplazamientos y DRIFTS

Verificación del desplazamiento lateral y cortante mínimo (Norma E.030)						
	Periodo	C	V estática	Vdinámica	80% Vesta.	f
T _{xx}	0.085059	2.50	18.48	16.52	14.78	0.89
T _{yy}	0.042580	2.50	18.48	15.69	14.78	0.94

CM							Desplazamientos Laterales (<7 C°A°)
Story	Diaphragm	Load	UX	UY	RZ	h	(0.75*R*Delta /h)*1000
PISO 1	D1	SISXX	0.0005	0	0	3	0.9
PISO 1	D1	SISYY	0	0.0001	0.00004	3	0.2

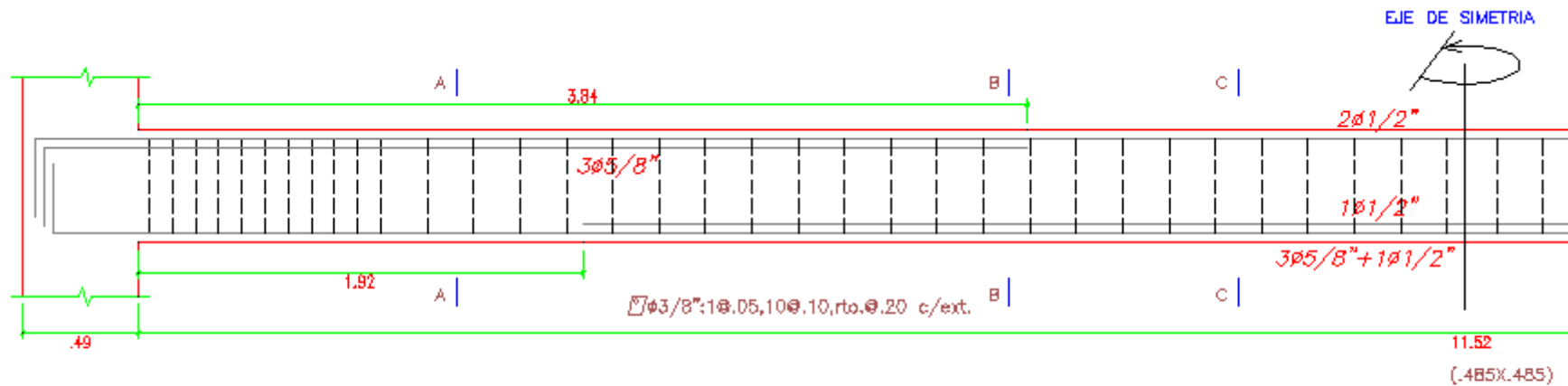
DRIFT							Desplazamientos Laterales	Irregularidad Torsional
Story	Item	Load	DriftX	DriftY	-	h	(0.75*R*Drift)*1000	Cumple si >1/1.3
PISO 1	Max Drift X	SISXX	0.000154			3	0.81	0.92
PISO 1	Max Drift Y	SISYY		0.000101		3	0.53	3.03

Desplazamientos Maximos azotea		Desplazamientos relativos		Drift XX		cm
X (cm)	Y(cm)	X (cm)	Y(cm)	Drift YY	Junta	
0.26	0.05	0.24	0.16	0.81	0.18	

2.6. Diseño de los elementos estructurales

El diseño se realizó basado en el código ACI 318-05 (ACI, 2005) y con el apoyo de la herramienta de análisis elástico. Las Figs. 2.10, 2.11, 2.12 y 2.13 muestran los diseños de vigas, columnas y muros. Además se presenta el resumen del número de modelos utilizados en las diferentes fases del proyecto según la Tabla 2.2.

Se procedió al análisis y diseño de 68 modelos paramétricos de los cuales solo 48 modelos son válidos para la etapa de análisis no lineal. Los 20 modelos no califican por no cumplir requerimientos de desplazamientos laterales, irregularidad torsional y capacidad resistente viga-columna. Finalmente se presentan los 48 modelos resumidos en las Tablas 2.5 y 2.6 asociados a periodos de 0.05 y 0.10 seg.



VT-01, VT-03 (.485X.485) M-1111

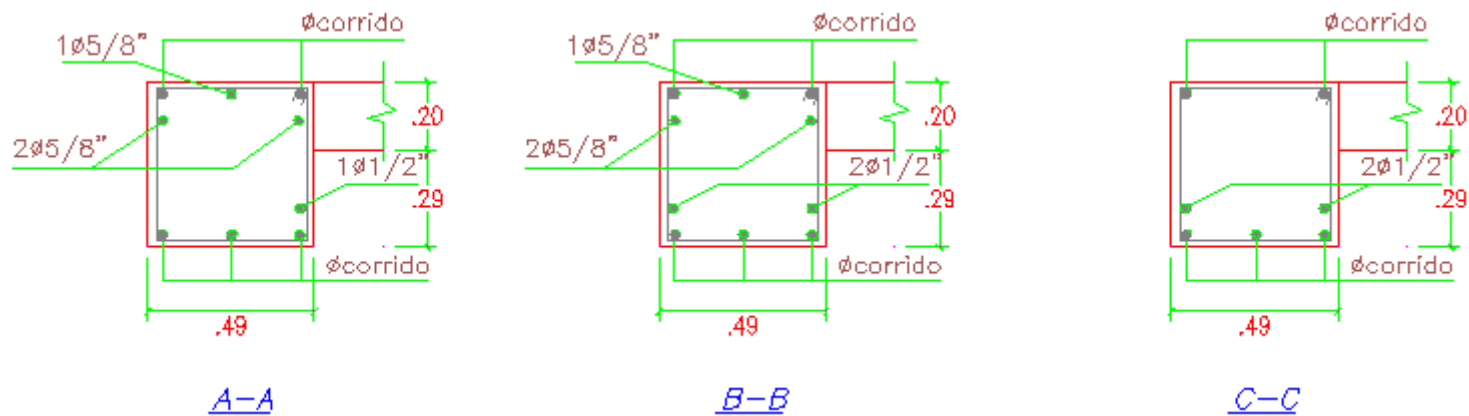
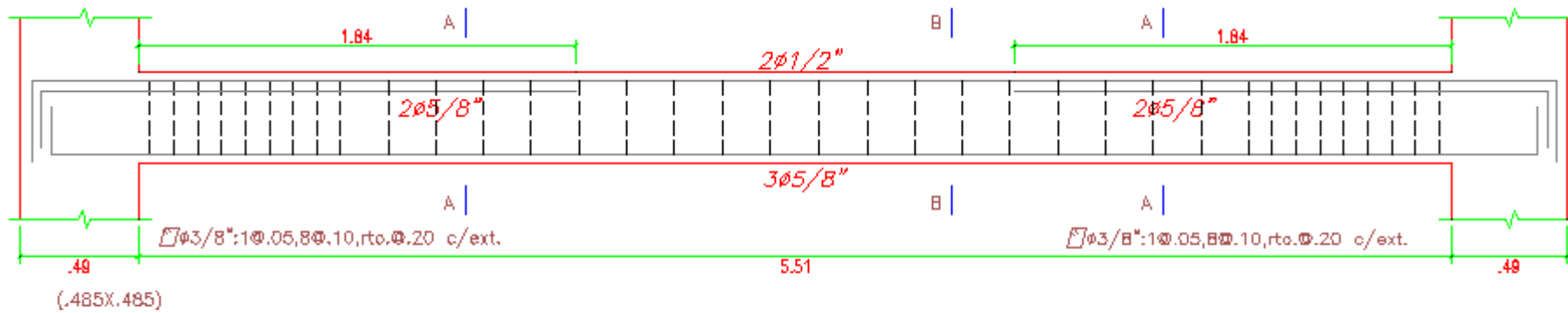


Figura 2.10: Diseño de las vigas V1 y V3



VT-02, VT-04 (.485X.385) M-1111

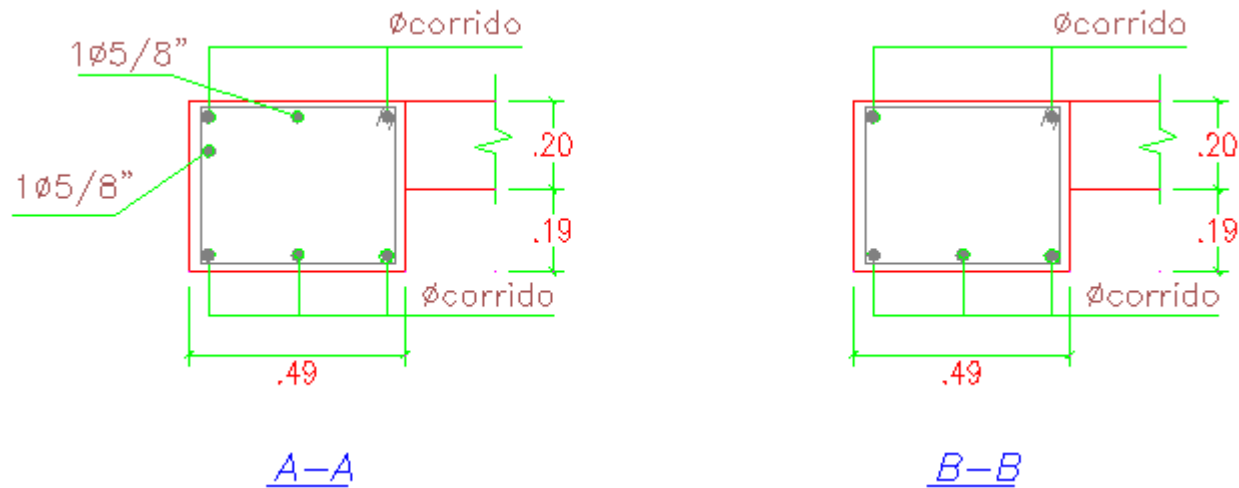


Figura 2.11: Diseño de las vigas V2 y V4

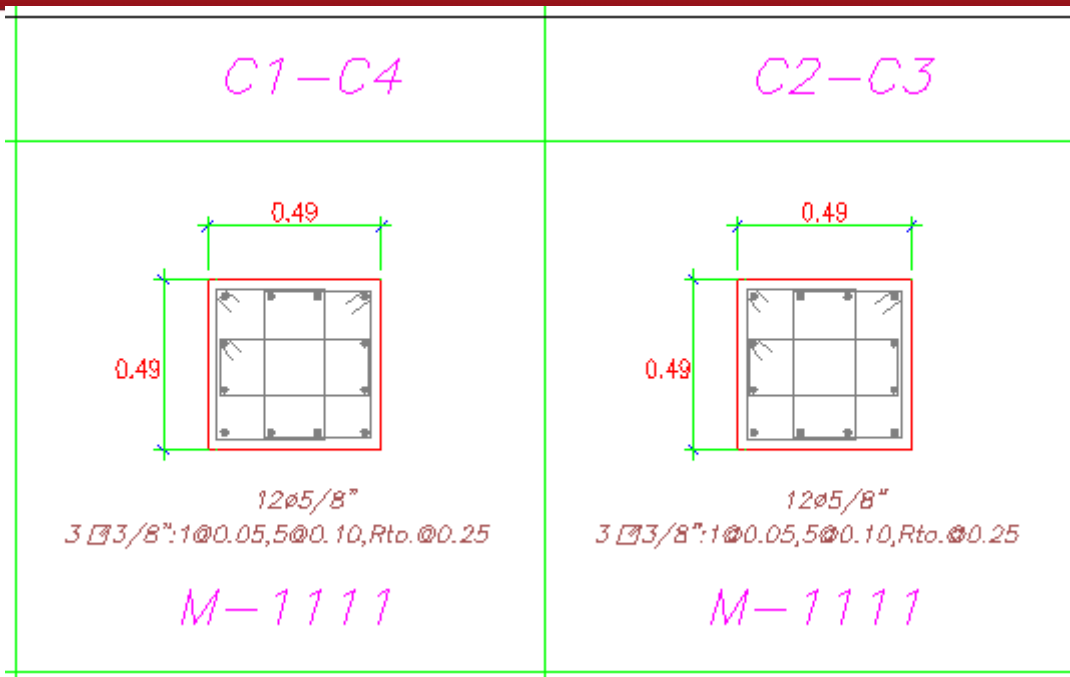


Figura 2.12: Diseño de columnas C1, C2, C3 y C4

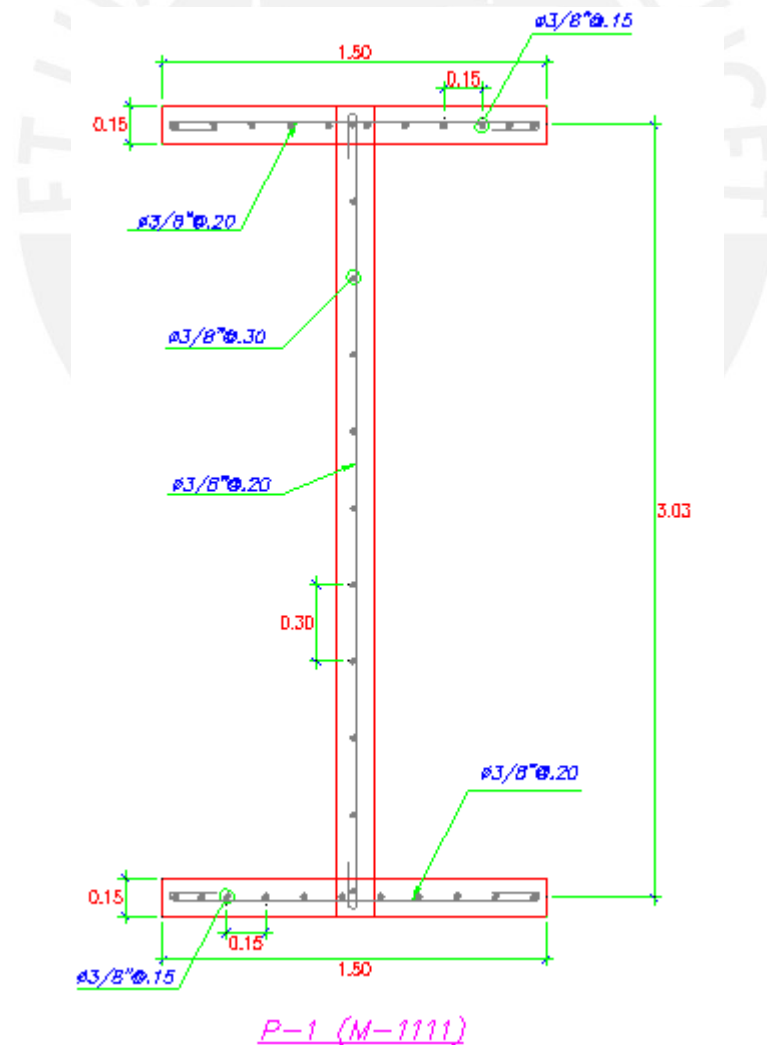


Figura 2.13: Diseño de muro

CAPÍTULO III

3. Análisis inelástico

3.1. Determinación de las curvas de comportamiento inelástico

Para obtener las curvas de momento-curvatura ($M-\phi$) y los diagramas de interacción para las columnas se utilizó la herramienta de análisis elástico. Las Figs. 3.1 y 3.2 muestran la sección transversal y la distribución de refuerzo de la viga. Con las anteriores consideraciones se obtuvieron las curvas de comportamiento no lineal mostrado en las Figs. 3.3 y 3.4 cuyos datos serán utilizados para obtener curvas momento-rotación de cada elemento estructural.

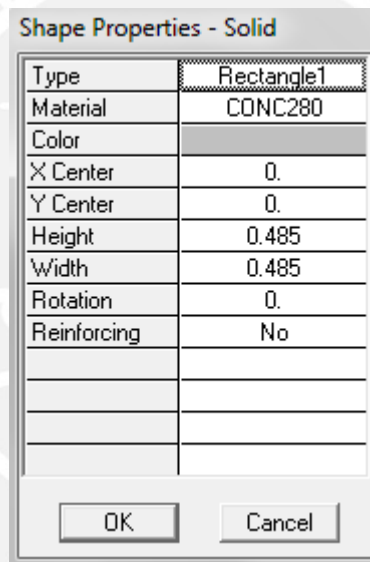


Figura 3.1: Sección transversal vigas V1 y V3

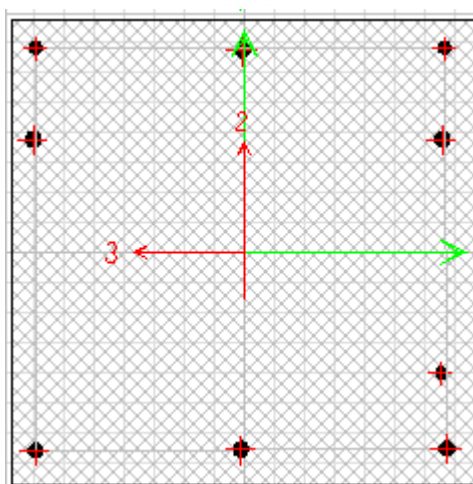


Figura 3.2: Distribución refuerzo vigas V1 y V3

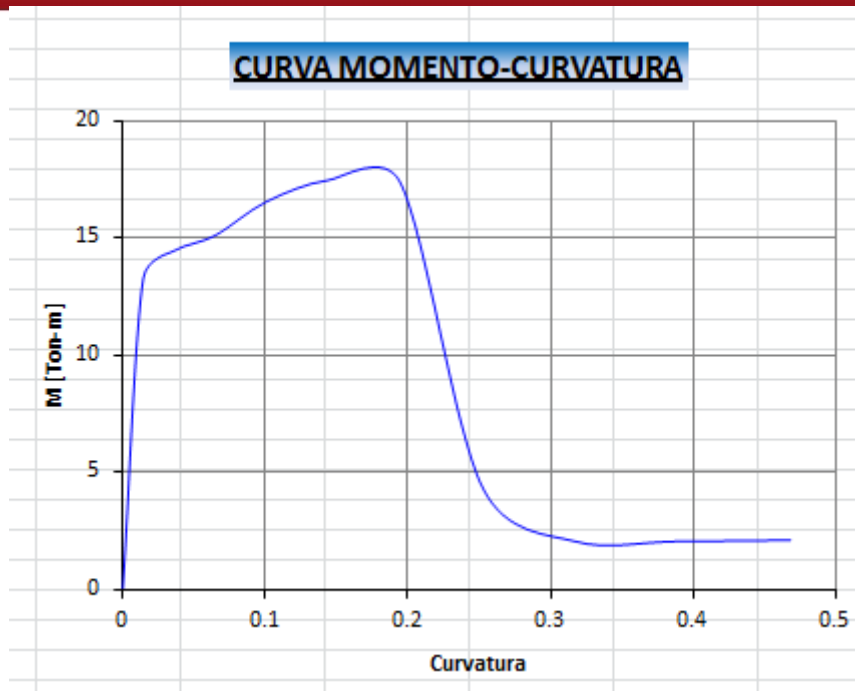


Figura 3.3: Curva momento-curvatura vigas V1 y V2

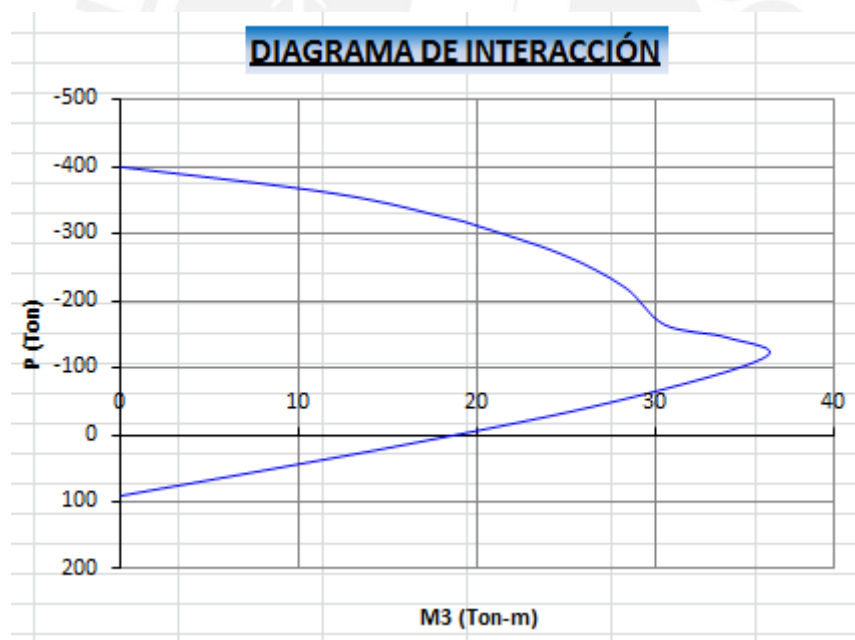


Figura 3.4: Superficie de interacción columnas C1, C2, C3 y C4

En las Tablas 3.1 y 3.2 se presentan las propiedades de entrada así como las propiedades de salida respectivamente para el modelo 1111. Las propiedades de salida permitieron generar las curvas empleados en la herramienta de análisis inelástico PERFORM-3D v5.0.0 (CSI, 2011) para todo los modelos paramétricos.

Tabla 3.1: Propiedades de entrada del modelo 1111

Propiedades de entrada						
ELEMENTO	DATOS DE ENTRADA					
	f_c [Ton/m ²]	f_y [Ton/m ²]	ϵ_u [m/m]	E_c [Ton/m ²]	E_s [Ton/m ²]	S [m]
V-13	2800	42000	0.02	2500000	20000000	0.10
V-24	2800	42000	0.02	2500000	20000000	0.10
C-14	2800	42000	0.02	2500000	20000000	0.10
M-1.50	2800	42000	0.02	2500000	20000000	0.20
M-3.03	2800	42000	0.02	2500000	20000000	0.20

Tabla 3.2: Propiedades de salida del modelo 1111

Propiedades de salida para las curvas momento-rotación						
ELEMENTO	DATOS DE SALIDA					
	M_y Pos [Ton-m]	M_y Neg [Ton-m]	P_T [Ton]	P_C [Ton]	P_B [Ton]	M_B [Ton-m]
V-13	13.28	14.12				
V-24	8.75	8.76				
C-14	19.73	19.73	90.72	-340.56	-116.03	36.13
M-1.50	23.06	23.06	32.19	-296.01	-134.34	86.32
M-3.03	48.52	48.52	32.19	-580.03	-282.82	331.57

3.2. Excitación sísmica

La sollicitación sísmica bi-direccional empleado para el análisis de cada caso corresponde al registro sísmico de El Centro de 1940. La señal sísmica se importó a la herramienta computacional para el análisis inelástico tiempo-historia. Las componentes horizontales ortogonales entre si son EL40EWC de aceleración máxima de -0.2148g ocurrido a 11.48 seg mostrado en la Fig. 3.5 y EL40NSC de aceleración máxima de -0.3129g ocurrido a 2.16 seg mostrado en la Fig. 3.6. Ambos componentes fueron escalados a 0.60g de aceleración utilizando un factor de escala de 1.92. El registro de aceleraciones fue aplicado para diferentes ángulos de incidencia en planta mostrada en la Fig. 3.7. El valor del incremento angular fue de 15° (0°: delta angular: 360) para estimar máximas respuestas en los modelos paramétricos.

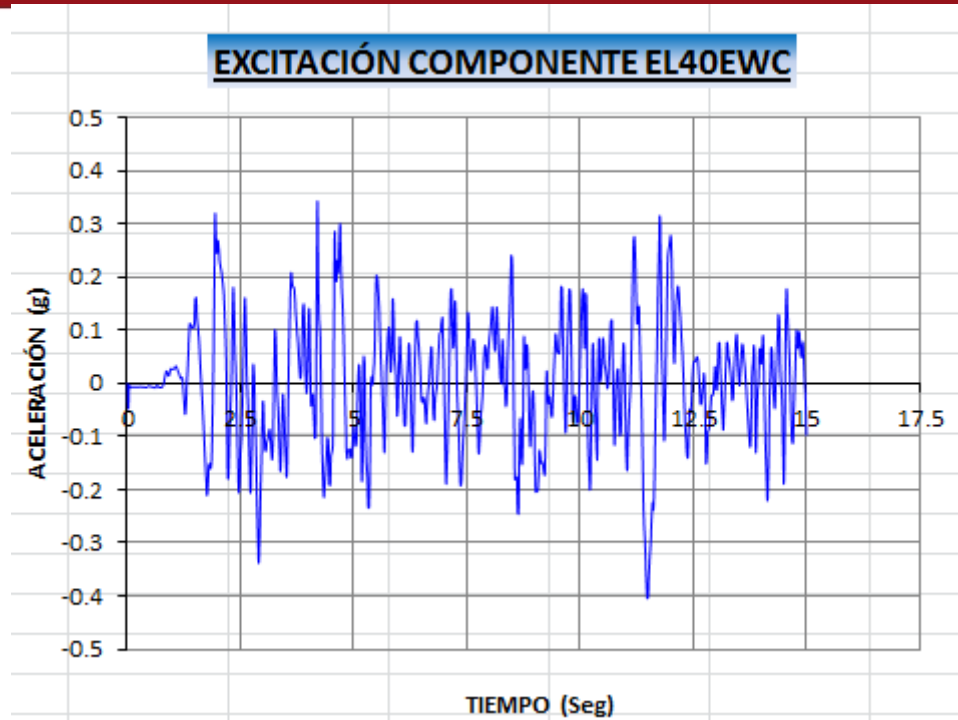


Figura 3.5: Componente E-W del sismo El Centro 1940

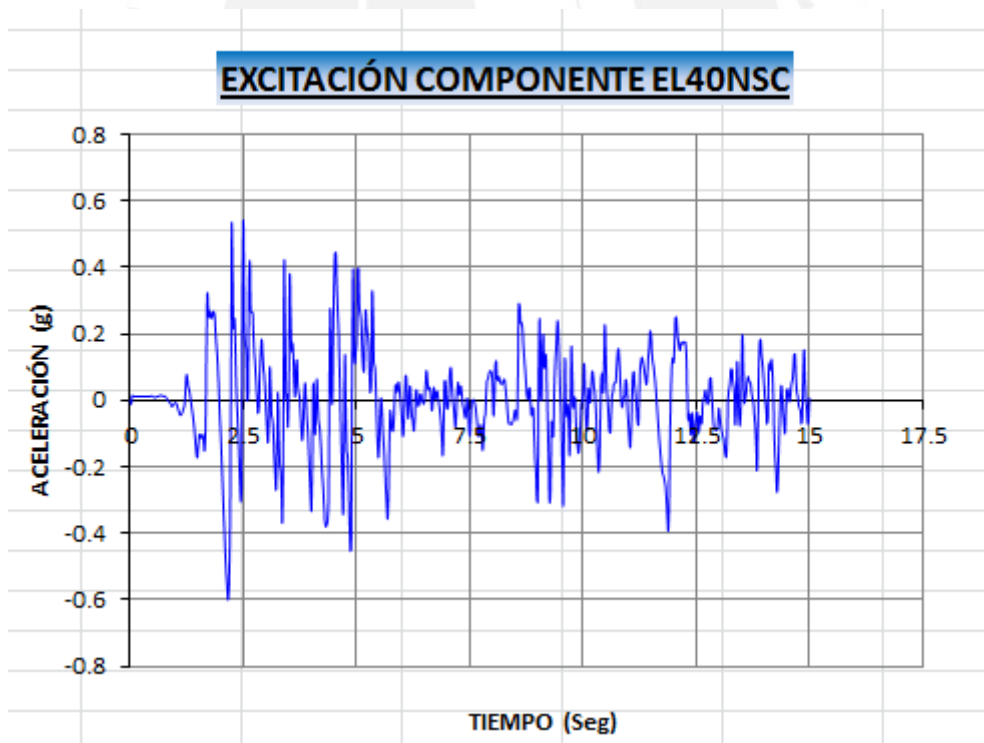


Figura 3.6: Componente N-S del sismo El Centro 1940

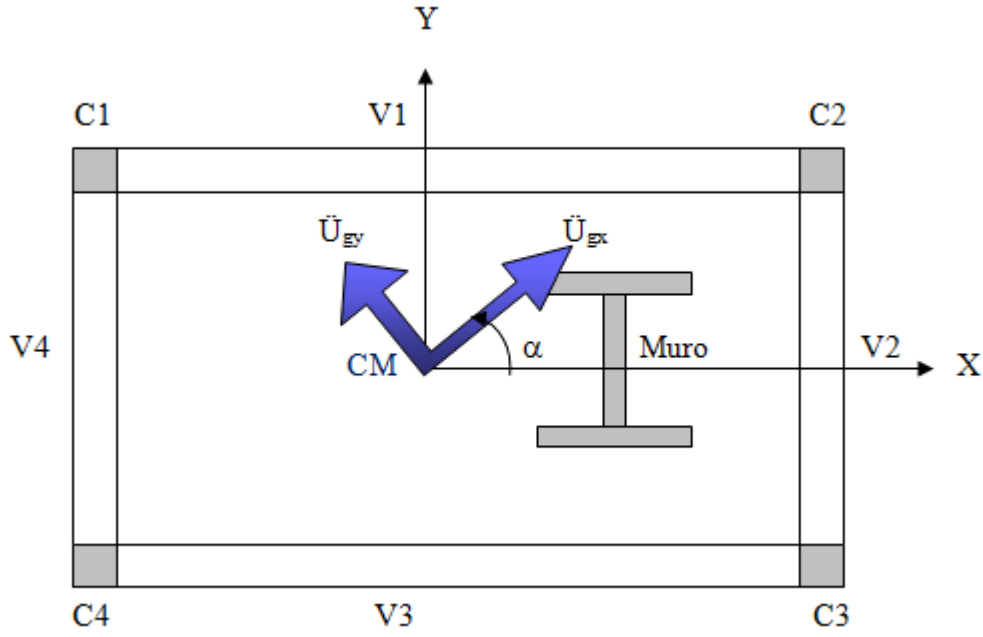
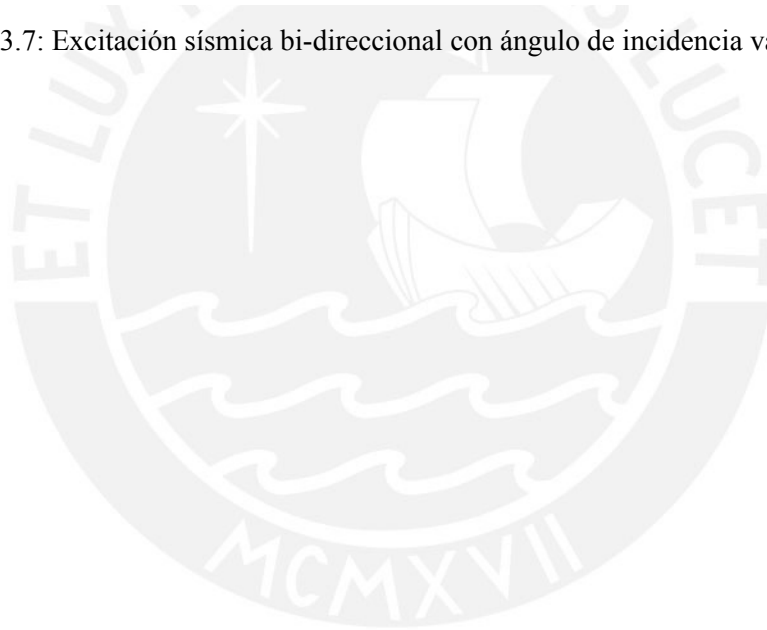


Figura 3.7: Excitación sísmica bi-direccional con ángulo de incidencia variable α



3.3. Preparación de información para la herramienta de análisis inelástico

3.3.1. Introducción

Se utilizó el documento FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency, 2000) para modelar las propiedades no lineales de los elementos estructurales. FEMA 356 establece parámetros que se definen numéricamente en diferentes tablas según el tipo del elemento estructural. Los parámetros definen la curva generalizada de esfuerzo-deformación propio para los elementos estructurales. La Fig. 3.8 muestra la curva generalizada de fuerza-deformación por FEMA 356 para los elementos de concreto armado.

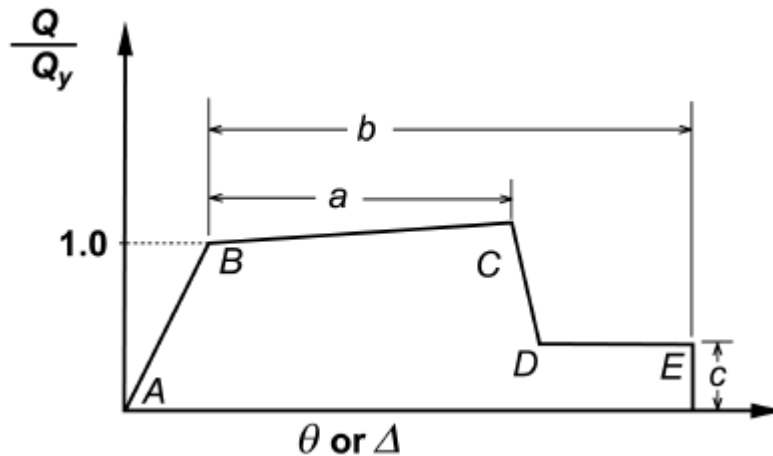


Figura 3.8: Curva generalizada fuerza-deformación de FEMA 356

Los parámetros de modelamiento y los criterios numéricos de aceptación del procedimiento no-lineal se determinaron de las Tablas 6-7, 6-8 y 6-18 del FEMA 356, los que están en función de las secciones transversales, propiedades del material, condiciones de carga y distribución de acero longitudinal y transversal de los elementos estructurales tales como las vigas, columnas y muros de corte de concreto armado mostrados en las Figs. 3.9, 3.10 y 3.11, respectivamente.

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures— Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³					Acceptance Criteria ³				
	Plastic Rotation Angle, radians			Residual Strength Ratio		Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
						Component Type				
						Primary		Secondary		
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_n \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V') is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Figura 3.9: Tabla de FEMA 356 para determinar los parámetros de la curva momento- rotación para las vigas de concreto armado

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴					Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Rotation Angle, radians			Residual Strength Ratio		Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
	a			b		c		Component Type		
								Primary		Secondary
IO			LS		CP		LS		CP	
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵	—	—	—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2	0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2	0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_c^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length	0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02
All other cases	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Figura 3.10: Tabla de FEMA 356 para determinar los parámetros de la curva momento- rotación para las columnas de concreto armado

Table 6-18 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Members Controlled by Flexure

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio		Acceptable Plastic Hinge Rotation (radians)					
					Performance Level					
					Component Type					
					Primary		Secondary ⁴			
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP		
i. Shear walls and wall segments										
$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Shear $\frac{V_u}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary ¹								
≤ 0.1	≤ 3	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	
≥ 0.25	≤ 3	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.003	0.005	0.005	
≤ 0.1	≤ 3	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	
≥ 0.25	≤ 3	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	
ii. Columns supporting discontinuous shear walls										
Transverse reinforcement ²										
Conforming			0.010	0.015	0.20	0.003	0.007	0.010	n.a.	
Nonconforming			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	n.a.	
iii. Shear wall coupling beams										
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ³	Shear $\frac{V_u}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$									
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.025	0.050	0.75	0.010	0.02	0.025	0.025	0.050	
	≥ 6	0.02	0.040	0.50	0.005	0.010	0.020	0.020	0.040	
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	0.020	0.035	0.50	0.006	0.012	0.020	0.020	0.035	
	≥ 6	0.010	0.025	0.25	0.005	0.008	0.010	0.010	0.025	
Diagonal reinforcement	n.a.	0.030	0.050	0.80	0.006	0.018	0.030	0.030	0.050	

1. Requirements for a confined boundary are the same as those given in ACI 318.
2. Requirements for conforming transverse reinforcement in columns are: (a) hoops over the entire length of the column at a spacing ≤ d/2, and (b) strength of hoops $V_s \geq$ required shear strength of column.
3. Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing ≤ d/3, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq$ 3/4 of required shear strength of the coupling beam.
4. For secondary coupling beams spanning $8^{\circ}-0^{\circ}$, with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.

Figura 3.11: Tabla de FEMA 356 para determinar los parámetros de la curva momento- rotación para los muros de corte de concreto armado

3.3.2. Obtención de las curvas momento-rotación

Los datos de las Tablas 3.1 y 3.2 tales como las propiedades geométricas, los momentos de fluencia positivos y negativos, cargas axiales máximas de tensión y compresión, carga axial en el punto de balance y momento de balance de cada elemento, se utilizaron para elaborar las Tablas 3.3, 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7, a fin de determinar las rotaciones de fluencia con las siguientes expresiones:

$$\theta_y = \frac{M_y}{6E_c I_e} L \quad (\text{para vigas y columnas}) \quad (3.1)$$

$$\theta_y = \frac{M_y}{E_c I} L_p \quad (\text{para muros}) \quad (3.2)$$

$$\text{Donde: } I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_y}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_y}\right)^3\right] I_{cr} \quad (3.3)$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \quad (3.4)$$

$$M_{cr} = f_r \frac{bh^3}{6} \quad (3.5)$$

$$I_{cr} = 0.7I_g \quad (\text{para columnas}) \quad (3.6)$$

$$I_{cr} = 0.35I_g \quad (\text{para vigas}) \quad (3.7)$$

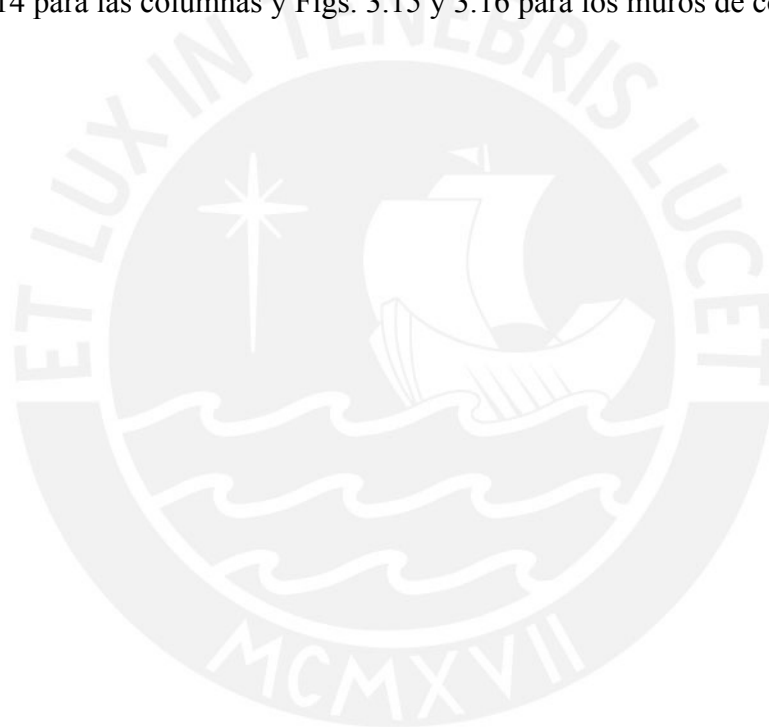
$$f_r = 1.99 \sqrt{f'_c} \quad (3.8)$$

$$I_g = \frac{1}{12} bh^3 \quad (3.9)$$

Donde:

- M_y : Momento de fluencia
- L : Longitud del elemento
- L_p : Longitud de la rótula plástica
- E_c : Modulo de elasticidad del concreto
- I, I_g : Momento de inercia de la sección
- I_e : Momento de inercia efectivo
- M_{cr} : Momento de rotura
- I_{cr} : Momento de inercia de la sección agrietada
- f'_c : Resistencia del concreto a la compresión
- f_r : Modulo de rotura del concreto
- h, b : Dimensiones de la sección transversal

Las Tablas 3.3-3.7 también permitieron obtener parámetros de entrada para las Tablas 6.7, 6.8 y 6.18 de FEMA 356. Los parámetros de entrada para las vigas son la relación de cuantía de refuerzo, conformidad del refuerzo transversal y condición de carga por cortante. Los parámetros de entrada para las columnas son la condición de carga axial, conformidad del refuerzo transversal y condición de carga por cortante. Los parámetros de entrada para los muros de corte son la condición de carga axial, condición de carga por cortante y elementos de confinamiento. Con los parámetros de entrada se ingresaron a las tablas correspondientes de FEMA 356 para determinar los parámetros de modelamiento a, b y c con lo cual queda definido la curva momento-rotación de los elementos. Las curvas momento-rotación se muestran en las Figs. 3.12 y 3.13 para las vigas, Fig. 3.14 para las columnas y Figs. 3.15 y 3.16 para los muros de corte.

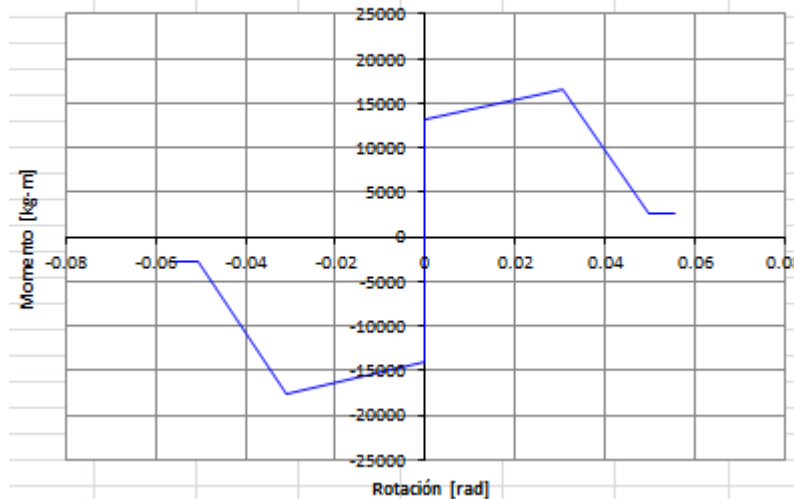


Hoja de cálculo para los parámetros de la curva de momento rotación

Propiedades del Elemento												
L	B	H	d	Ec	fc	fy	S	V	Ig	Icr	fr	Mcr
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[cm]	[kg]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[kg/cm ²]	[kg-cm]
1200	48.5	48.5	44.5	250000	280	4200	10	8100	461090.01	161381.50	33.28	632728.00
Propiedades de Refuerzo										Parámetros de FEMA 356		
	As	My	Ie	θy	ρ	ρ _{bal}	(ρ-ρ')/ρ _{bal}	d/3	V/(Bdf'c ^{0.5})	a	b	c
	[cm ²]	[kg-cm]	[cm ⁴]	[rad]				[cm]		[rad]	[rad]	
Superior	8.47	1,412,000.00	188349.34	0.006	0.00392	0.02853	0.0206	C	0.2	0.025	0.05	0.2
Inferior	7.20	1,328,000.00	193797.25	0.005	0.00334	0.02853	-0.0206			0.025	0.05	0.2

CURVA MOMENTO - ROTACIÓN

Momento Negativo		
Punto	M	θ
	[kg-m]	[rad]
A	0	0
B	-14120	0
C	-17650	-0.031
D	-2824	-0.050
E	-2824	-0.056



Momento Positivo		
Punto	M	θ
	[kg-m]	[rad]
A	0	0
B	13280	0
C	16600	0.030
D	2656	0.050
E	2656	0.055

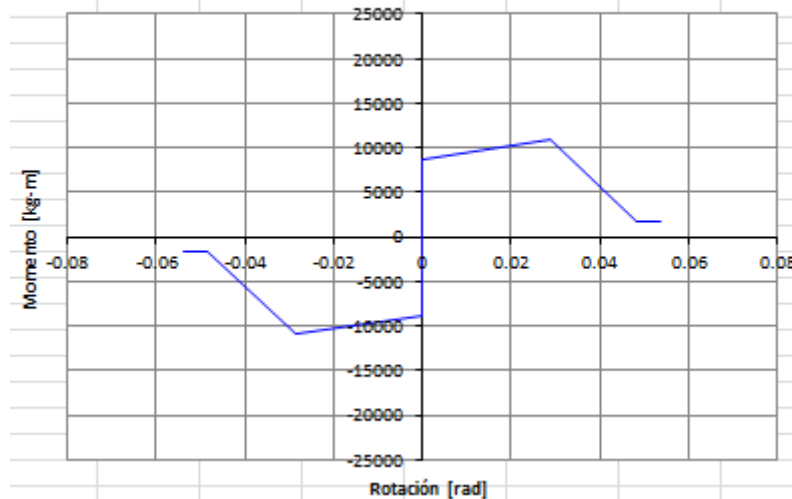
Tabla 3.3 y figura 3.12: Determinación de los parámetros y curva momento-rotación para las vigas V1 y V3 del modelo 1111

Hoja de cálculo para los parámetros de la curva de momento rotación

Propiedades del Elemento												
L	B	H	d	Ec	fc	fy	S	V	Ig	Icr	fr	Mcr
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[cm]	[kg]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[kg/cm ²]	[kg-cm]
600	48.5	38.5	34.5	250000	280	4200	10	9500	230644.28	80725.50	33.28	398708.08
Propiedades de Refuerzo										Parámetros de FEMA 356		
	As	My	Ie	θy	ρ	ρ _{bal}	(ρ-ρ')/ρ _{bal}	d/3	V/(Bdf' ^{0.5})	a	b	c
	[cm ²]	[kg-cm]	[cm ⁴]	[rad]				[cm]		[rad]	[rad]	
Superior	6.49	876,000.00	94860.92	0.004	0.00388	0.02853	0.0115	C	0.3	0.025	0.05	0.2
Inferior	5.94	875,000.00	94909.44	0.004	0.00355	0.02853	-0.0115			0.025	0.05	0.2

CURVA MOMENTO - ROTACIÓN

Momento Negativo		
Punto	M	θ
	[kg-m]	[rad]
A	0	0
B	-8760	0
C	-10950	-0.029
D	-1752	-0.048
E	-1752	-0.054



Momento Positivo		
Punto	M	θ
	[kg-m]	[rad]
A	0	0
B	8750	0
C	10937.5	0.029
D	1750	0.048
E	1750	0.054

Tabla 3.4 y figura 3.13: Determinación de los parámetros y curva momento-rotación para las vigas V2 y V4 del modelo 1111

Hoja de cálculo para los parámetros de la curva de momento rotación

Propiedades del Elemento												
L	B	H	d	Ec	fc	fy	S	V	Ig	Icr	fr	Mcr
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[cm]	[kg]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[kg/cm ²]	[kg-cm]
300	48.5	48.5	44.5	250000	280	4200	10	7350	461090.01	322763.00	33.28	632728.00
Propiedades de Refuerzo										Parámetros de FEMA 356		
	As	M _B	Ie	θy	ρ	P	P/(Agf'c)	d/3	V/(Bdf'c ^{0.5})	a	b	c
	[cm ²]	[kg-cm]	[cm ⁴]	[rad]		[kg]		[cm]		[rad]	[rad]	
Superior	23.75	3,613,400.00	323505.70	0.002	0.01100	19590	0.03	C	0.2	0.02	0.03	0.2
Inferior	23.75	3,613,400.00	323505.70	0.002	0.01100	19590	0.03			0.02	0.03	0.2

CURVA MOMENTO - ROTACIÓN

Punto	M	θ
	[kg-m]	[rad]
A	0	0
B	-36134	0
C	-45167.5	-0.022
D	-7226.8	-0.029
E	-7226.8	-0.032



Punto	M	θ
	[kg-m]	[rad]
A	0	0
B	36134	0
C	45167.5	0.022
D	7226.8	0.029
E	7226.8	0.032

Tabla 3.5 y figura 3.14: Determinación de los parámetros y curva momento-rotación para las columnas C1-C4 del modelo 1111

Hoja de cálculo para los parámetros de la curva de momento rotación

Propiedades del Elemento										
H	t_w	I_w	d	E_c	f_c	f_y	S	Shear	I	P
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[cm]	[kg]	[cm ⁴]	[kg]
300	15	303	301	250000	280	4200	20	15170	34772658.75	14803
Propiedades de Refuerzo								Parámetros de FEMA 356		
	A_s	M_B	I_p	θ_y	$(A_s - A'_s)f_y + P$	Confined	$V/(t_w I_w f_c^{0.5})$	a	b	c
	[cm ²]	[kg-cm]	[cm]	[rad]	$f_w I_w f_c$	Boundary		[rad]	[rad]	
Izquierdo	4.28	33,156,870.00	300.00	0.0011	0.01	No	0.2	0.008	0.015	0.6
Derecho	4.28	33,156,870.00	300.00	0.0011				0.008	0.015	0.6

CURVA MOMENTO - ROTACIÓN

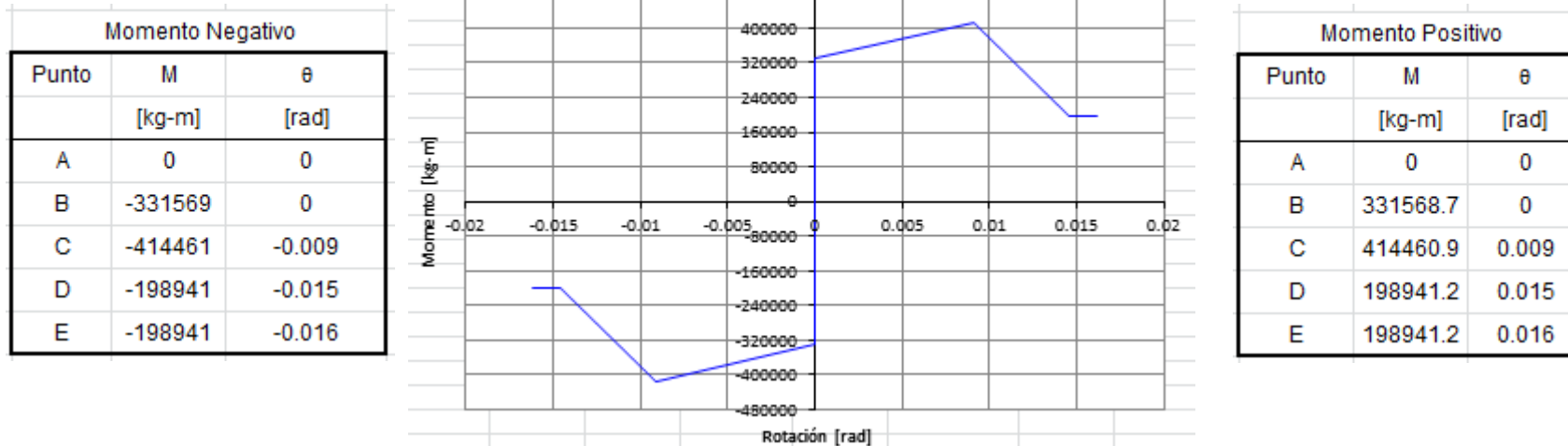


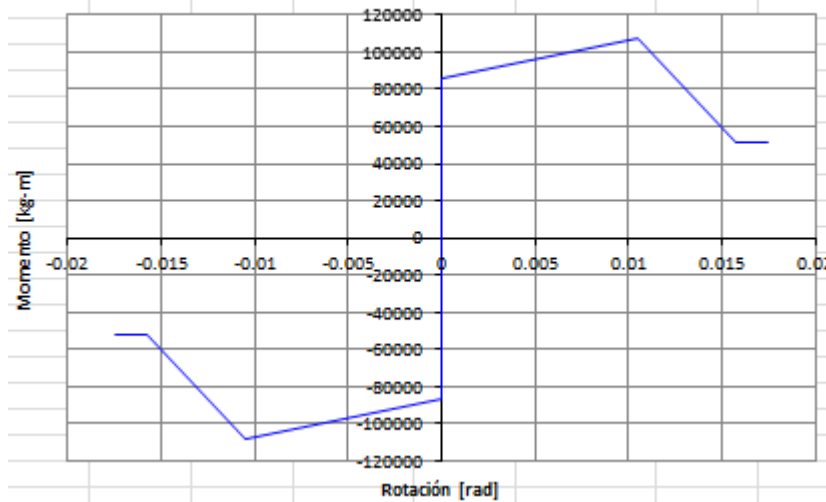
Tabla 3.6 y figura 3.15: Determinación de los parámetros y curva momento-rotación para el muro de corte M-3.03 del modelo 1111

Hoja de cálculo para los parámetros de la curva de momento rotación

Propiedades del Elemento										
H	t_w	l_w	d	E_c	f_c	f_y	S	Shear	I	P
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[cm]	[kg]	[cm ⁴]	[kg]
300	15	150	148	250000	280	4200	20	6562	4218750.00	13063
Propiedades de Refuerzo								Parámetros de FEMA 356		
	A_s	M_B	l_p	θ_y	$(A_s - A'_s) f_y + P$	Confined	$V / (t_w l_w f_c^{0.5})$	a	b	c
	[cm ²]	[kg-cm]	[cm]	[rad]	$\lambda t_w l_w f_c$	Boundary		[rad]	[rad]	
Izquierdo	4.28	8,632,360.00	300.00	0.0025	0.02	No	0.2	0.008	0.015	0.6
Derecho	4.28	8,632,360.00	300.00	0.0025				0.008	0.015	0.6

CURVA MOMENTO - ROTACIÓN

Momento Negativo		
Punto	M	θ
	[kg-m]	[rad]
A	0	0
B	-86323.6	0
C	-107905	-0.010
D	-51794.2	-0.016
E	-51794.2	-0.017



Momento Positivo		
Punto	M	θ
	[kg-m]	[rad]
A	0	0
B	86323.6	0
C	107904.5	0.010
D	51794.16	0.016
E	51794.16	0.017

Tabla 3.7 y figura 3.16: Determinación de los parámetros y curva momento-rotación para el muro de corte M-1.50 del modelo 1111

3.4. Elaboración de los modelos inelásticos

Luego de determinar los parámetros de modelamiento y obtener las curvas momento-rotación para la herramienta computacional de análisis inelástico se modelaron los modelos paramétricos. Se asignaron las masas sísmicas de entrepiso ubicado en el centro de masa. Así mismo se asumió un comportamiento de diafragma rígido de entrepiso. Se definieron las curvas específicas de esfuerzo-deformación del acero, del concreto no confinado y del material amortiguador de acero mostradas en las Figs. 3.17, 3.18 y 3.19 respectivamente.

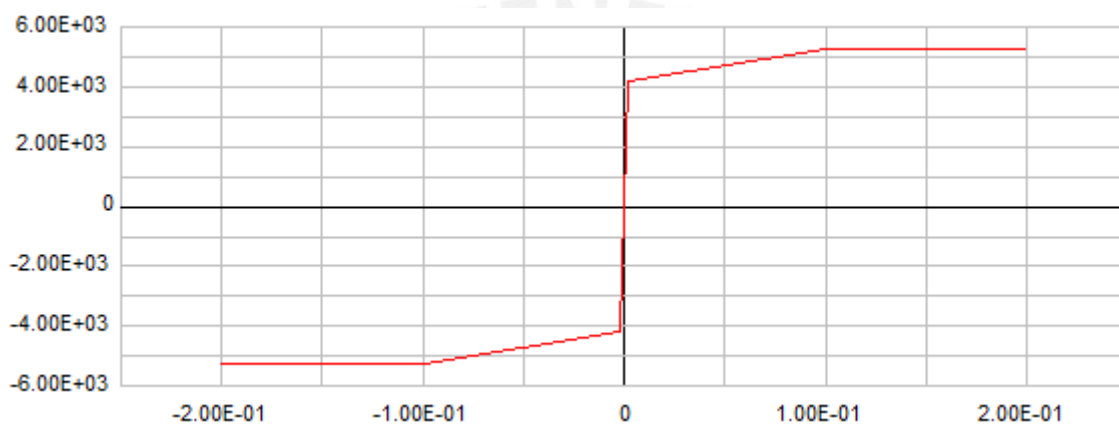


Figura 3.17: Curva de esfuerzo-deformación del acero

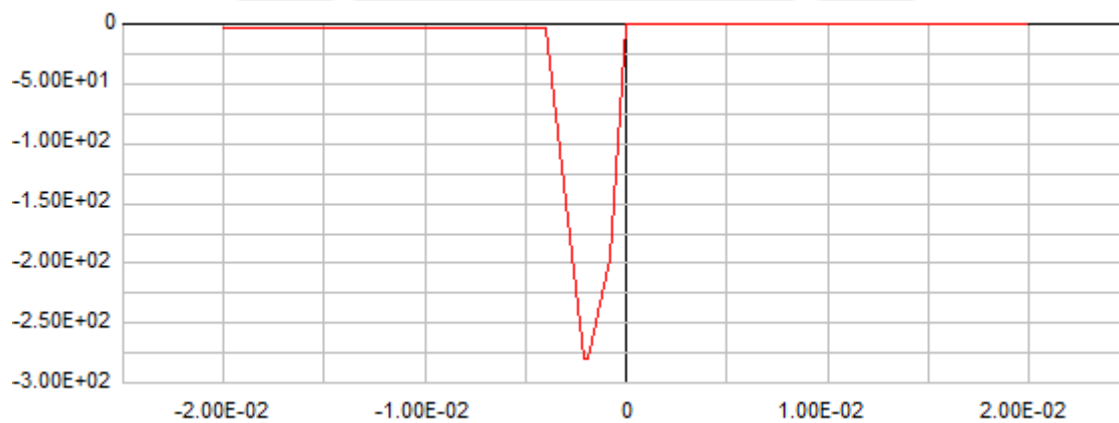


Figura 3.18: Curva de esfuerzo-deformación del concreto no confinado

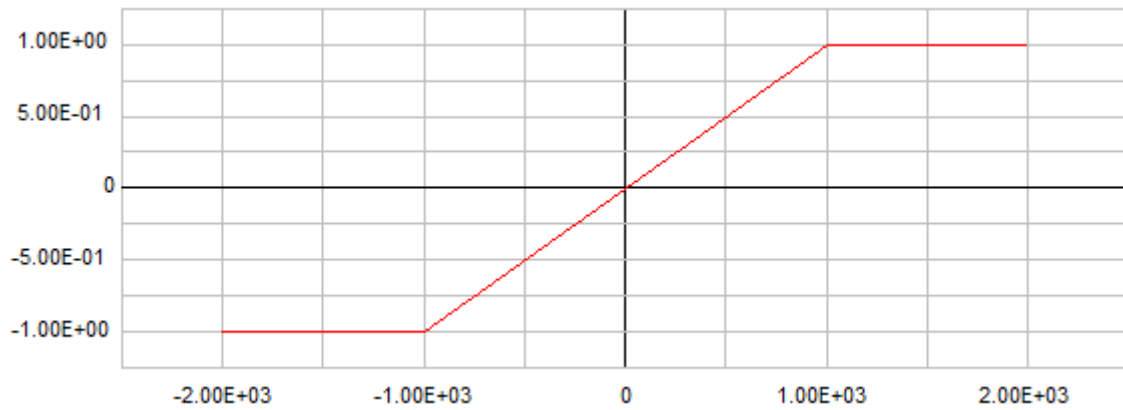


Figura 3.19: Curva de esfuerzo-deformación del material amortiguador de acero

El elemento que se empleó para modelar las vigas orientadas en la dirección E-W corresponde al modelo Chord Rotation mostrado en la Fig. 3.20. Los tipos de componentes que tiene el modelo están las zonas rígidas en los extremos y los componentes FEMA Beam. La curva momento-rotación de la Fig. 3.12 se ingresó al programa considerando la rotación de fluencia y pertenece al componente FEMA Beam mostrado en la Fig. 3.21.

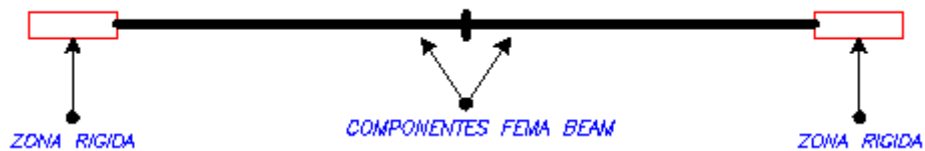


Figura 3.20: Modelo Chord Rotation para las vigas E-W

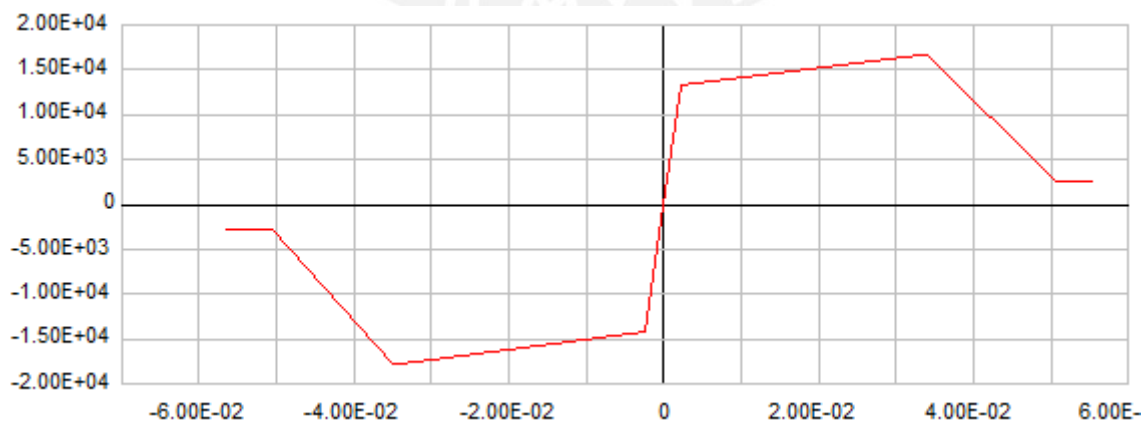


Figura 3.21: Curva momento-rotación en la herramienta de análisis inelástico para vigas E-W modelo 1111

El elemento que se empleó para modelar las vigas orientadas en la dirección N-S corresponde al modelo Chord Rotation mostrado en la Fig. 3.22. Los tipos de componentes que tiene el modelo están las zonas rígidas en los extremos, las articulaciones plásticas y los segmentos elásticos.

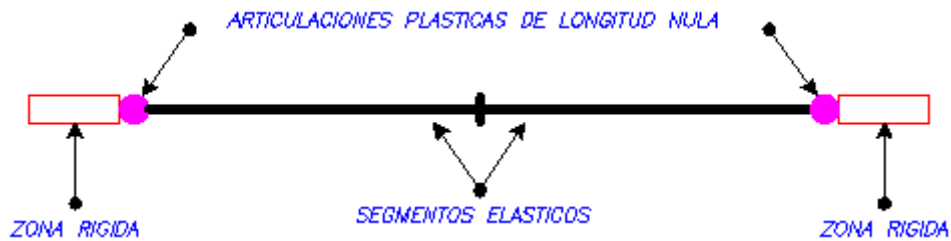


Figura 3.22: Modelo Chord Rotation para las vigas N-S

El elemento que se empleó para modelar las columnas corresponde al modelo mostrado en la Fig. 3.23 donde la zona rígida no está presente en el extremo que se une a la zapata. Los tipos de componentes que tiene el modelo están la articulación plástica, el componente FEMA Column de proporción 2%, el componente FEMA Column de proporción 98% y la zona rígida. Los datos de la Tabla 3.2 se ingresaron a la herramienta de análisis inelástico para generar el diagrama mostrado en la Fig. 3.24.



Figura 3.23: Modelo para las columnas en la herramienta de análisis inelástico

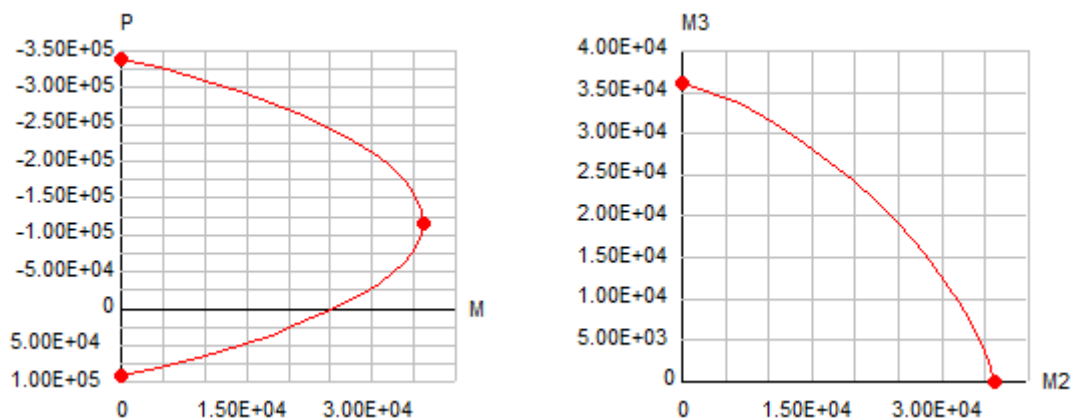


Figura 3.24: Diagrama de interacción para las columnas del modelo 1111

También se ingresaron los datos de la Fig. 3.14 a la herramienta de análisis inelástico para definir las curvas de momento-rotación y carga-desplazamiento axial mostrados en las Figs. 3.25 y 3.26 respectivamente. En ambas curvas se consideraron la rotación de fluencia y el desplazamiento de fluencia. Curvas que determinan el comportamiento no lineal de los componentes FEMA Column señalado en el modelo propio de las columnas.

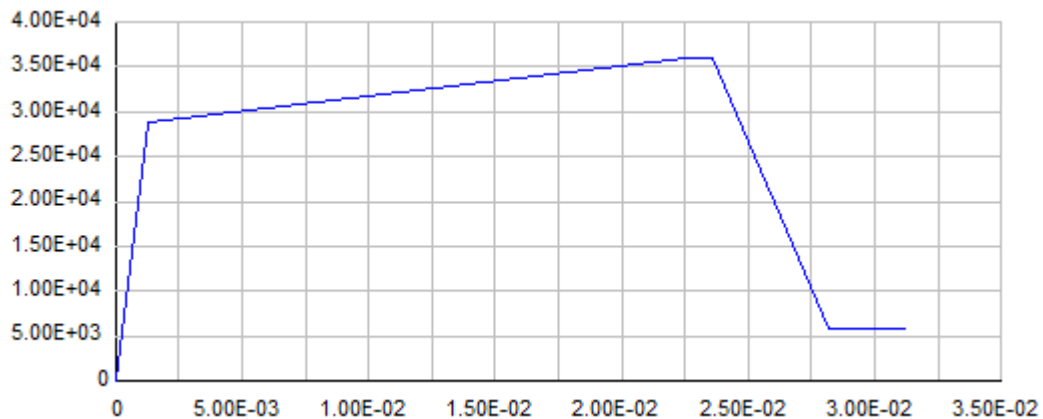


Figura 3.25: Curva simétrica momento-rotación para las columnas del modelo 1111

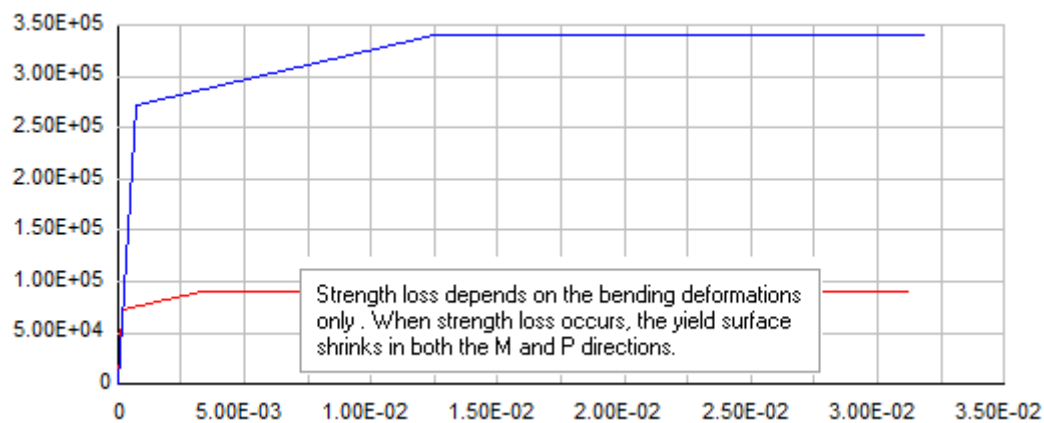


Figura 3.26: Curva carga-desplazamiento axial para las columnas del modelo 1111

Los elementos que se emplearon para modelar los muros de corte en la dirección Y corresponden a los modelos mostrados en las Figs. 3.27 y 3.28. El modelo utilizado para el acero considera la sección dividido en 12 fibras concordante con la cantidad de varillas de acero. El modelo utilizado para el concreto considera la sección dividido en 12 partes concordante con el modelo del acero.

El valor del modulo de corte inelástico utilizado para los muros de corte orientados en ambas direcciones fue el 25% del modulo de corte elástico.

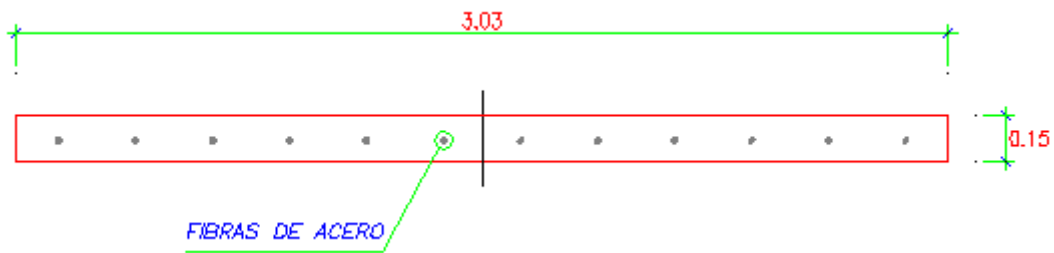


Figura 3.27: Modelo del acero para muros de corte Y en la herramienta de análisis inelástico

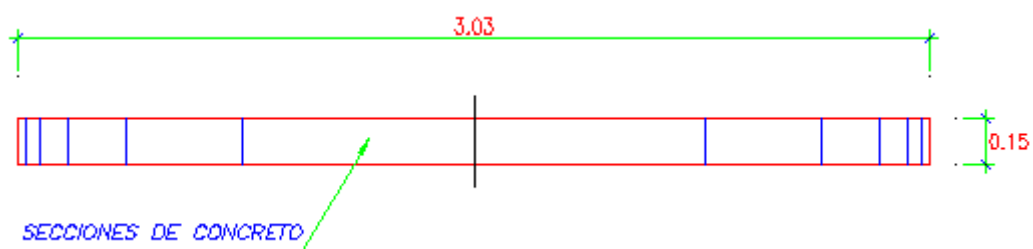


Figura 3.28: Modelo del concreto muros de corte Y en la herramienta de análisis inelástico

Los elementos que se emplearon para modelar los muros de corte en la dirección X corresponden a los modelos mostrados en las Figs. 3.29 y 3.30. El modelo utilizado para el acero considera la sección dividido en 6 fibras concordante con la cantidad de varillas de acero. El modelo utilizado para el concreto considera la sección dividido en 6 partes concordante con el modelo de acero.

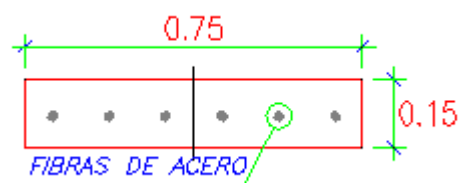


Figura 3.29: Modelo del acero para muros de corte X en la herramienta de análisis inelástico

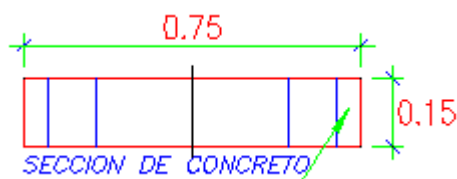


Figura 3.30: Modelo del concreto muros de corte X en la herramienta de análisis inelástico

CAPÍTULO IV

4. Análisis de las respuestas de interés

4.1. Respuestas globales

4.1.1. Desplazamientos laterales y rotacionales del CM

Los modelos paramétricos se modelaron en la herramienta computacional de análisis inelástico aplicando la metodología presentado en el capítulo 3. Finalmente se procesaron los modelos paramétricos en la herramienta sometidos a solicitaciones sísmicas bi-direccionales con incremento del ángulo de incidencia de 15° hasta cubrir los 360° . El análisis de las respuestas globales de interés se centrara en los desplazamientos laterales y rotacionales del centro de masa mostrados en las Figs. 4.1-4.12. Las respuestas globales se presentan en gráficas de coordenadas polares y rectangulares en función del ángulo de incidencia de la solicitación sísmica.

El desplazamiento lateral máximo en la dirección principal X se presenta cuando el ángulo de incidencia de la solicitación sísmica bi-direccional es próximo al eje principal Y. El ángulo de incidencia crítico es aproximadamente de 75° del modelo 1111 mostrado en las Figs. 4.1, 4.2.

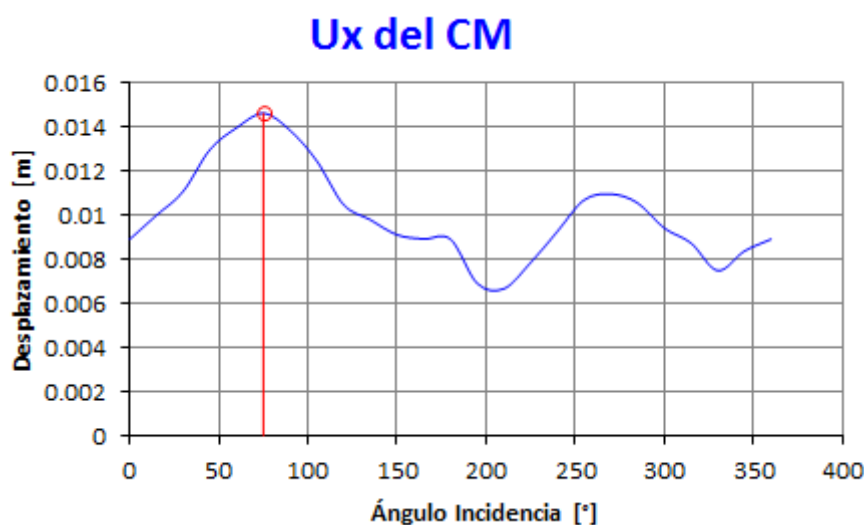


Figura 4.1: Desplazamiento lateral Ux del modelo 1111
(Sistema de coordenada rectangular)

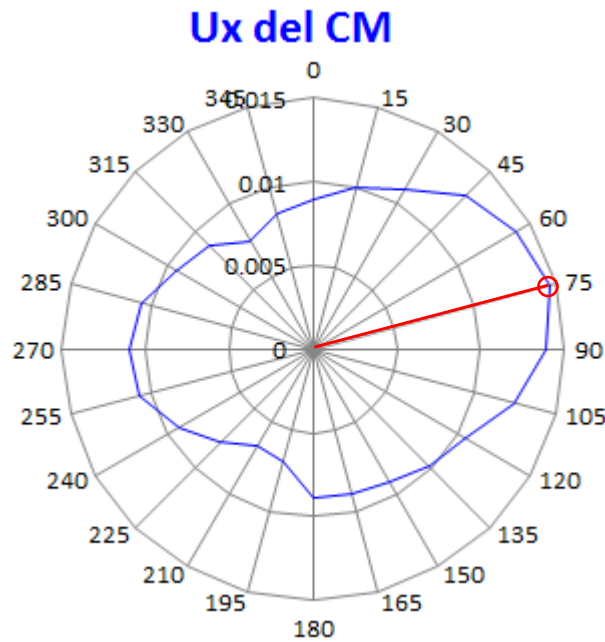


Figura 4.2: Desplazamiento lateral U_x del modelo 1111
(Sistema de coordenada polar)

El desplazamiento lateral máximo en la dirección principal Y se presenta cuando el ángulo de incidencia de la sollicitación sísmica bi-direccional es próximo al eje principal X. El ángulo de incidencia crítico es aproximadamente de 195° del modelo 1111 mostrado en las Figs. 4.3, 4.4.

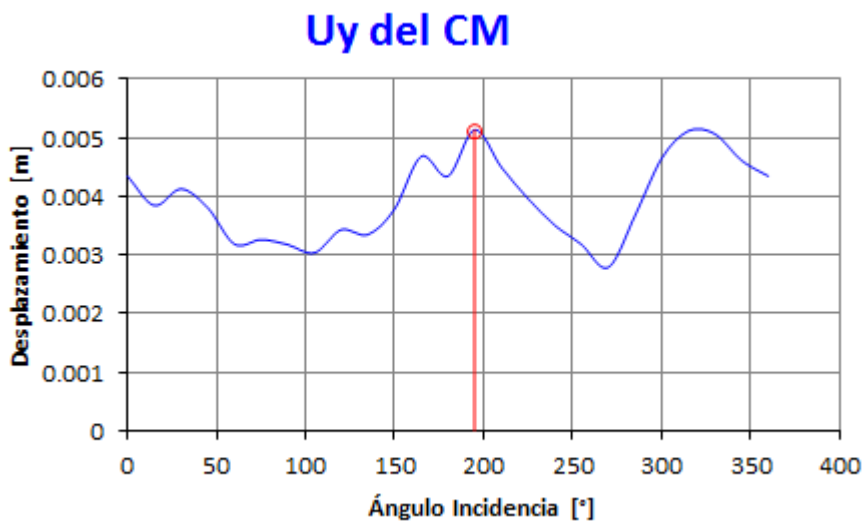


Figura 4.3: Desplazamiento lateral U_y del modelo 1111
(Sistema de coordenada rectangular)

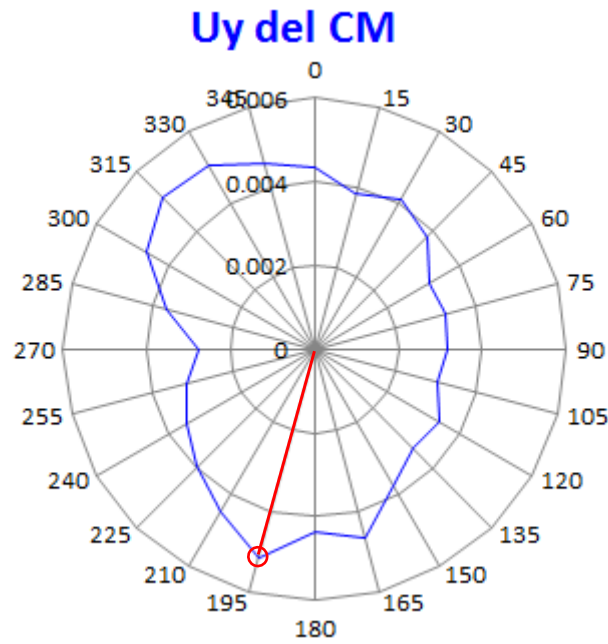


Figura 4.4: Desplazamiento lateral U_y del modelo 1111
(Sistema de coordenada polar)

El desplazamiento rotacional máximo en la dirección principal Z se presenta cuando el ángulo de incidencia de la sollicitación sísmica bi-direccional es próximo al eje principal X. El ángulo de incidencia crítico es aproximadamente de 15° del modelo 1111 mostrado en las Figs. 4.5, 4.6.

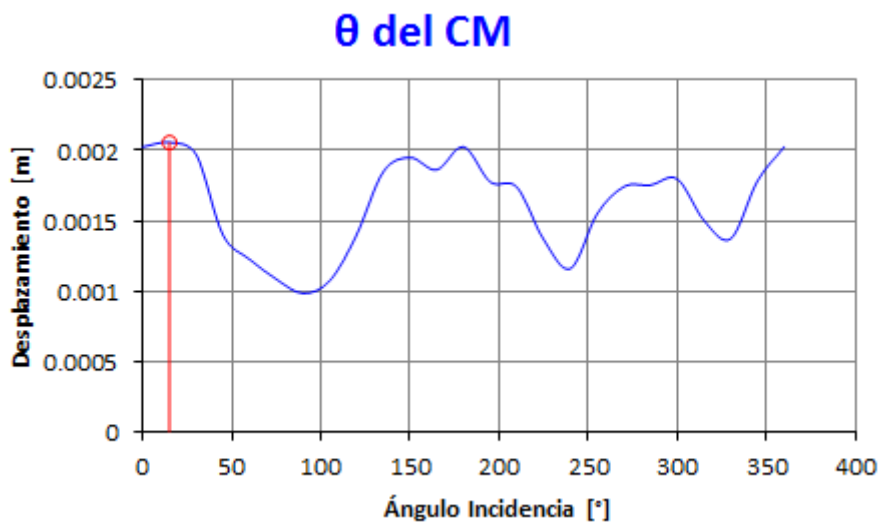


Figura 4.5: Desplazamiento rotacional θ del modelo 1111
(Sistema de coordenada rectangular)

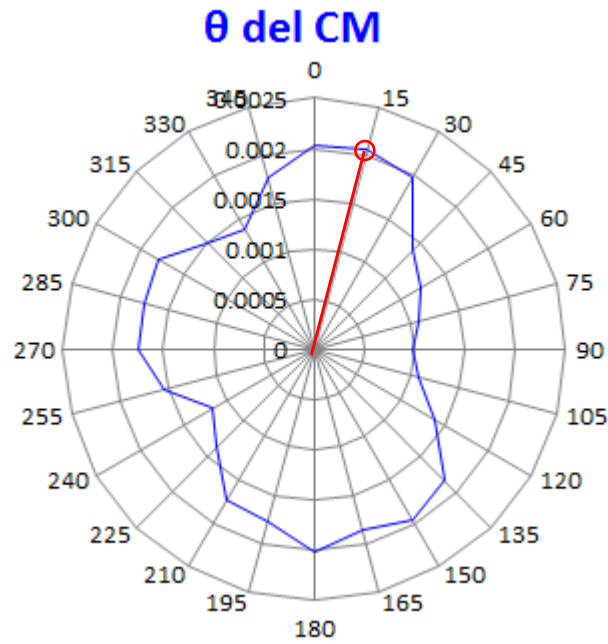


Figura 4.6: Desplazamiento rotacional θ del modelo 1111
(Sistema de coordenada polar)

El desplazamiento lateral máximo en la dirección principal X se presenta cuando el ángulo de incidencia de la sollicitación sísmica bi-direccional es próximo al eje principal Y. El ángulo de incidencia crítico es aproximadamente de 75° del modelo 1112 mostrado en las Figs. 4.7, 4.8.

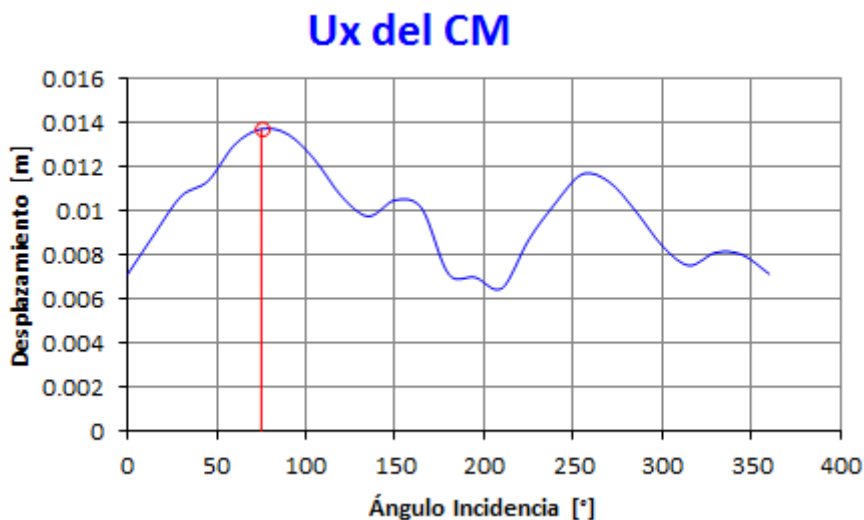


Figura 4.7: Desplazamiento lateral U_x del modelo 1112
(Sistema de coordenada rectangular)

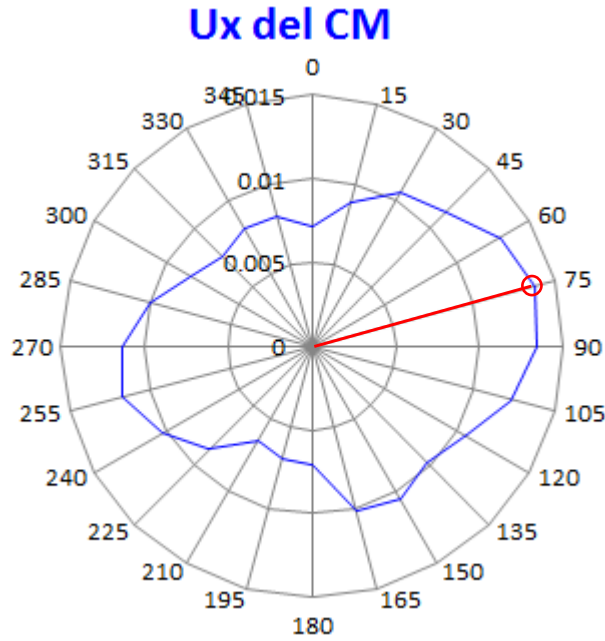


Figura 4.8: Desplazamiento lateral U_x del modelo 1112
(Sistema de coordenada polar)

El desplazamiento lateral máximo en la dirección principal Y se presenta cuando el ángulo de incidencia de la sollicitación sísmica bi-direccional es próximo al eje principal X. El ángulo de incidencia crítico es aproximadamente de 195° del modelo 1112 mostrado en las Figs. 4.9, 4.10.

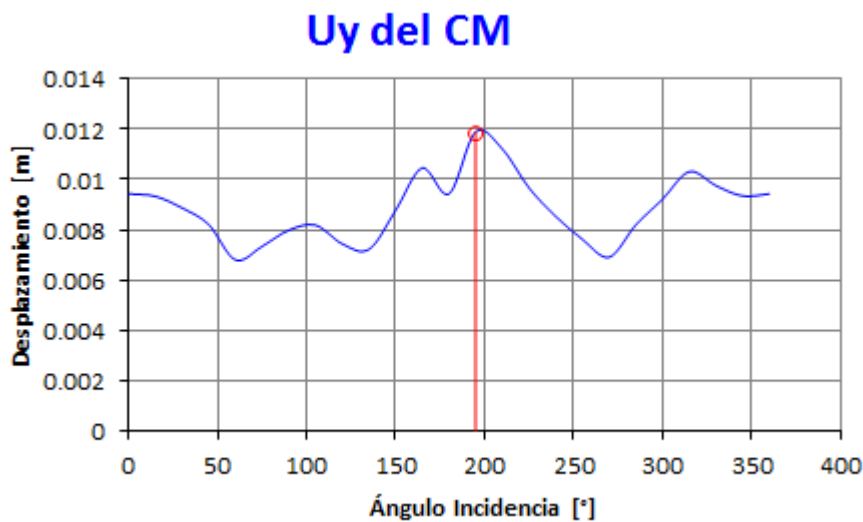


Figura 4.9: Desplazamiento lateral U_y del modelo 1112
(Sistema de coordenada rectangular)

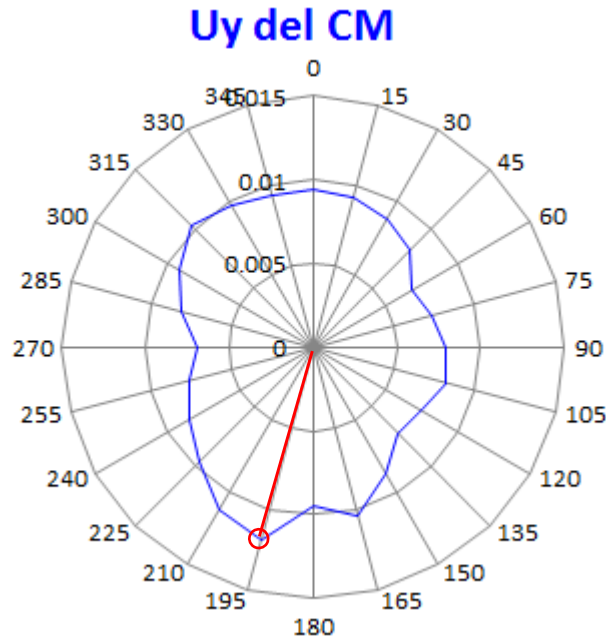


Figura 4.10: Desplazamiento lateral U_y del modelo 1112
(Sistema de coordenada polar)

El desplazamiento rotacional máximo en la dirección principal Z se presenta cuando el ángulo de incidencia de la sollicitación sísmica bi-direccional es próximo al eje principal X. El ángulo de incidencia crítico es aproximadamente de 165° del modelo 1112 mostrado en las Figs. 4.11, 4.12.

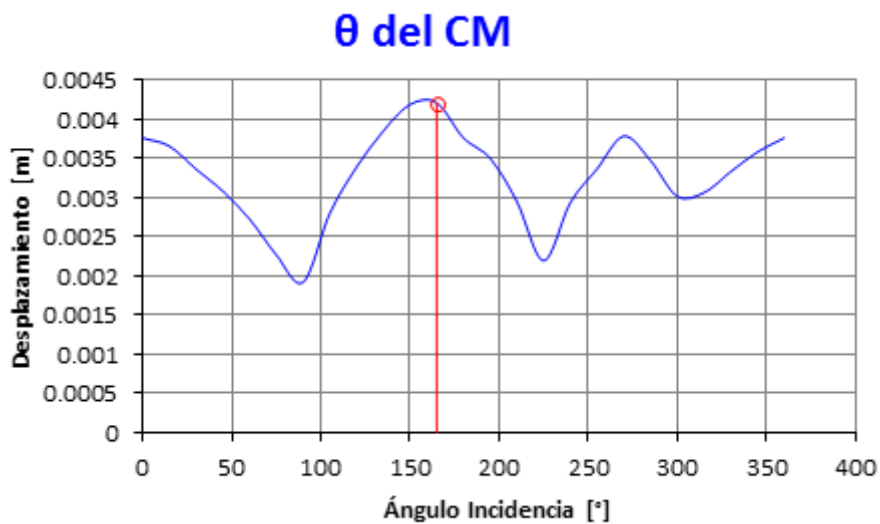


Figura 4.11: Desplazamiento rotacional θ del modelo 1112
(Sistema de coordenada rectangular)

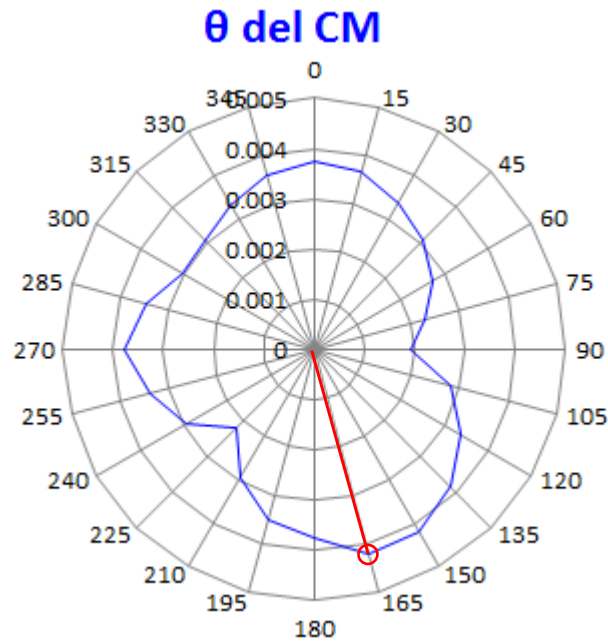


Figura 4.12: Desplazamiento rotacional θ del modelo 1112
(Sistema de coordenada polar)

4.2. Respuestas locales

4.2.1. Fuerza cortante y momento del muro

Los modelos paramétricos se modelaron en la herramienta computacional de análisis inelástico aplicando la metodología presentado en el capítulo 3. Finalmente se procesaron los modelos paramétricos en la herramienta de análisis inelástico sometidos a sollicitaciones sísmicas bi-direccionales con incremento del ángulo de incidencia de 15° hasta cubrir los 360° . El análisis de las respuestas locales de interés se centrara en las fuerzas cortantes y momentos del muro doble T mostrados en las Figs. 4.13-4.28. Las respuestas locales se presentan en gráficas de coordenadas polares y rectangulares en función del ángulo de incidencia de la sollicitación sísmica bi-direccional.

La fuerza cortante máximo en la dirección principal X se presenta cuando el ángulo de incidencia de la sollicitación sísmica bi-direccional es próximo al eje principal Y. El ángulo de incidencia crítico es aproximadamente de 75° del modelo 1111 mostrado en las Figs. 4.13, 4.14.

Vx del Muro

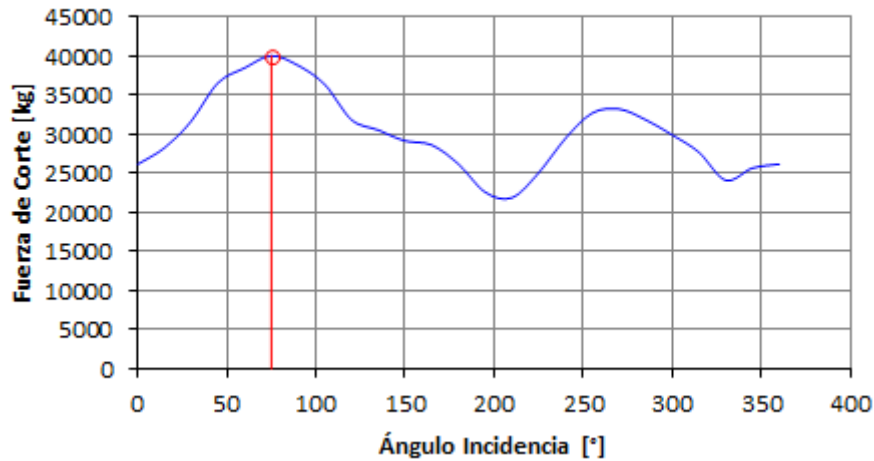


Figura 4.13: Fuerza cortante Vx del modelo 1111
(Sistema de coordenada rectangular)

Vx del Muro

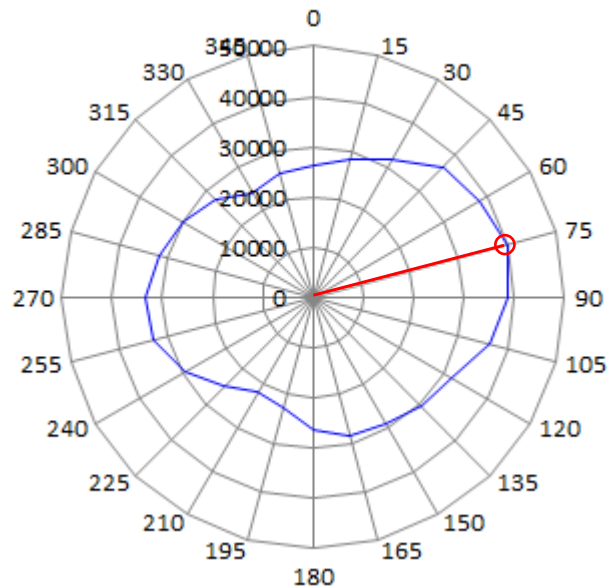


Figura 4.14: Fuerza cortante Vx del modelo 1111
(Sistema de coordenada polar)

La fuerza cortante máximo en la dirección principal Y se presenta cuando el ángulo de incidencia de la sollicitación sísmica bi-direccional es próximo al eje principal X. El ángulo de incidencia crítico es aproximadamente de 195° del modelo 1111 mostrado en las Figs. 4.15, 4.16.



Figura 4.15: Fuerza cortante Vy del modelo 1111
(Sistema de coordenada rectangular)

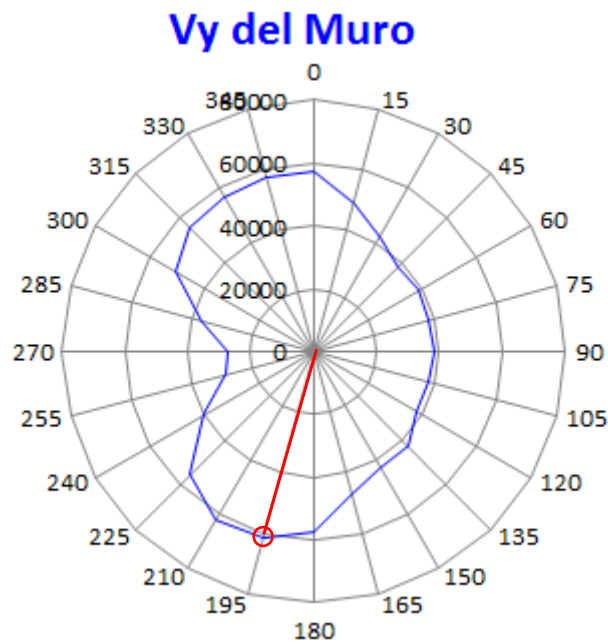


Figura 4.16: Fuerza cortante Vy del modelo 1111
(Sistema de coordenada polar)

La fuerza cortante máximo en la dirección principal X se presenta cuando el ángulo de incidencia de la sollicitación sísmica bi-direccional es próximo al eje principal Y. El ángulo de incidencia crítico es aproximadamente de 75° del modelo 1112 mostrado en las Figs. 4.17, 4.18.

Vx del Muro

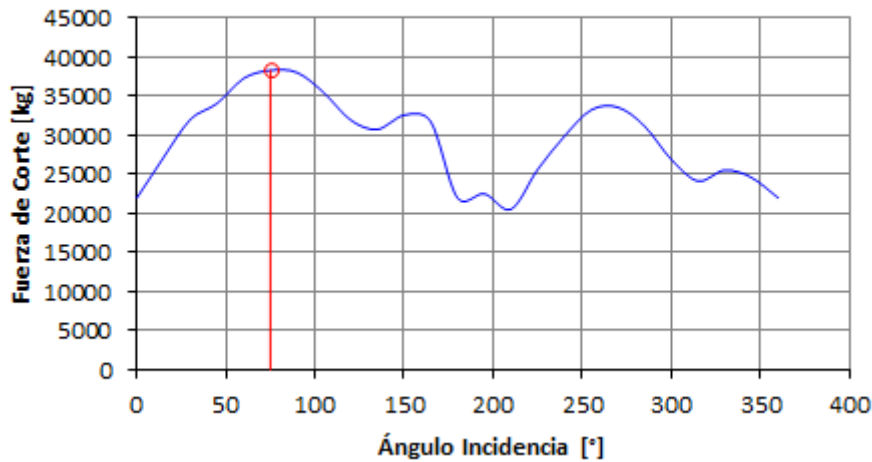


Figura 4.17: Fuerza cortante Vx del modelo 1112
(Sistema de coordenada rectangular)

Vx del Muro

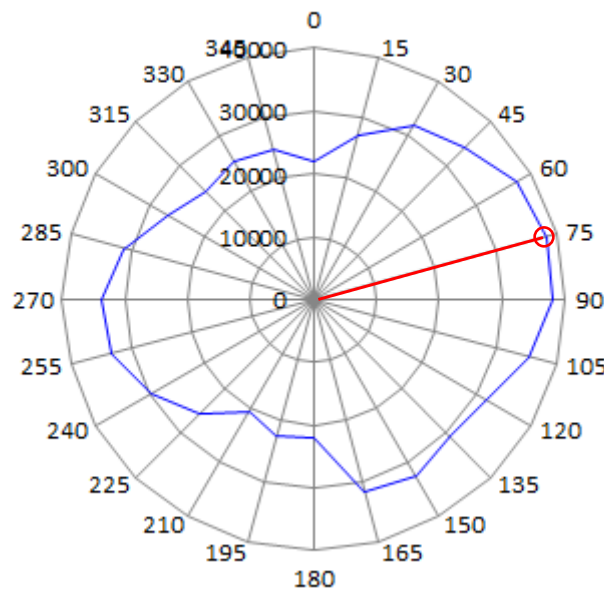


Figura 4.18: Fuerza cortante Vx del modelo 1112
(Sistema de coordenada polar)

La fuerza cortante máximo en la dirección principal Y se presenta cuando el ángulo de incidencia de la sollicitación sísmica bi-direccional es próximo al eje principal X. El ángulo de incidencia crítico es aproximadamente de 195° del modelo 1112 mostrado en las Figs. 4.19, 4.20.

Vy del Muro

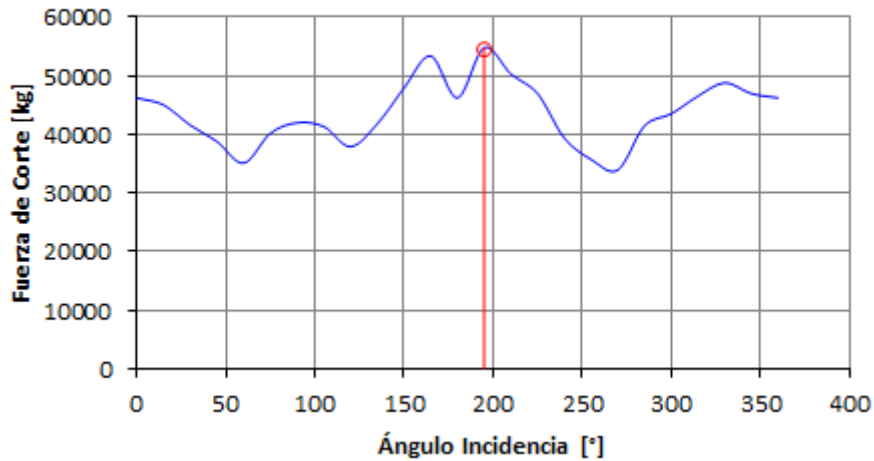


Figura 4.19: Fuerza cortante Vy del modelo 1112
(Sistema de coordenada rectangular)

Vy del Muro

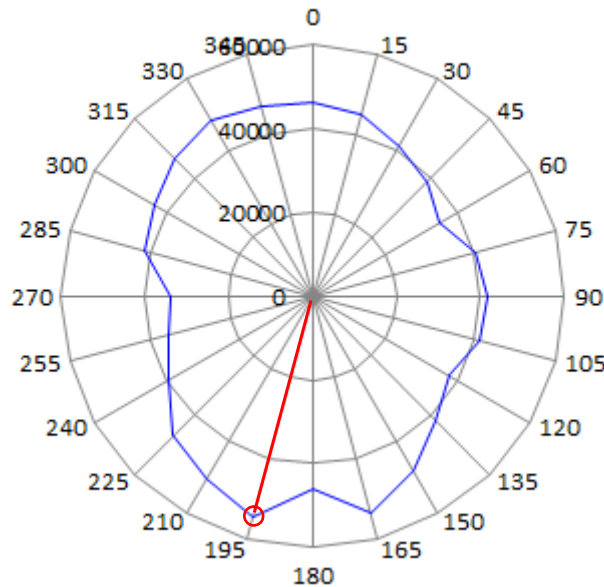


Figura 4.20: Fuerza cortante Vy del modelo 1112
(Sistema de coordenada polar)

El momento máximo alrededor del eje principal X se presenta cuando el ángulo de incidencia de la sollicitación sísmica bi-direccional es próximo al eje principal X. El ángulo de incidencia crítico es aproximadamente de 180° del modelo 1111 mostrado en las Figs. 4.21, 4.22.

Mx del Muro

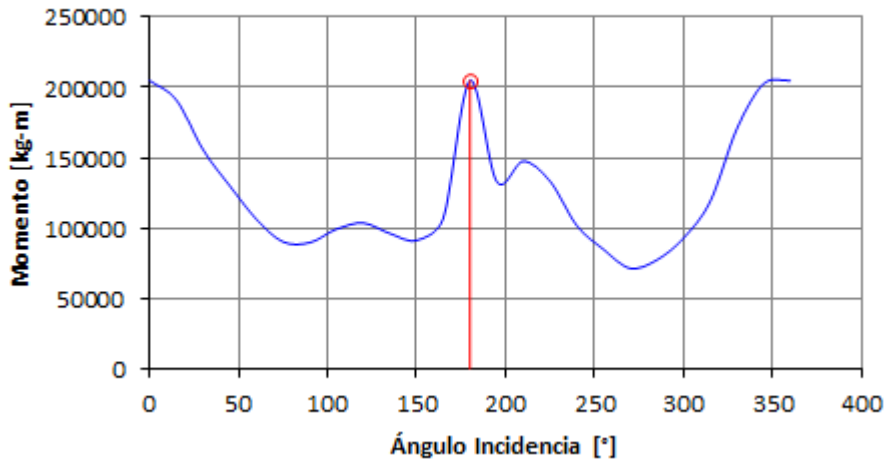


Figura 4.21: Momento Mx del modelo 1111
(Sistema de coordenada rectangular)

Mx del Muro

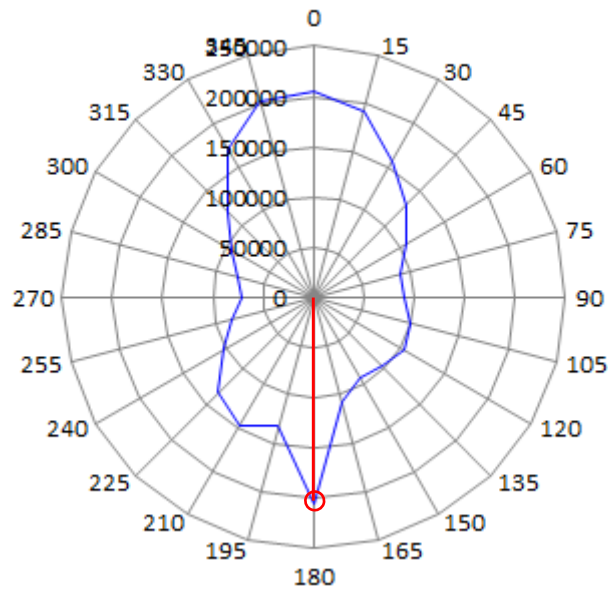


Figura 4.22: Momento Mx del modelo 1111
(Sistema de coordenada polar)

El momento máximo alrededor del eje principal Y se presenta cuando el ángulo de incidencia de la sollicitación sísmica bi-direccional es próximo al eje principal Y. El ángulo de incidencia crítico es aproximadamente de 75° del modelo 1111 mostrado en las Figs. 4.23, 4.24.

My del Muro

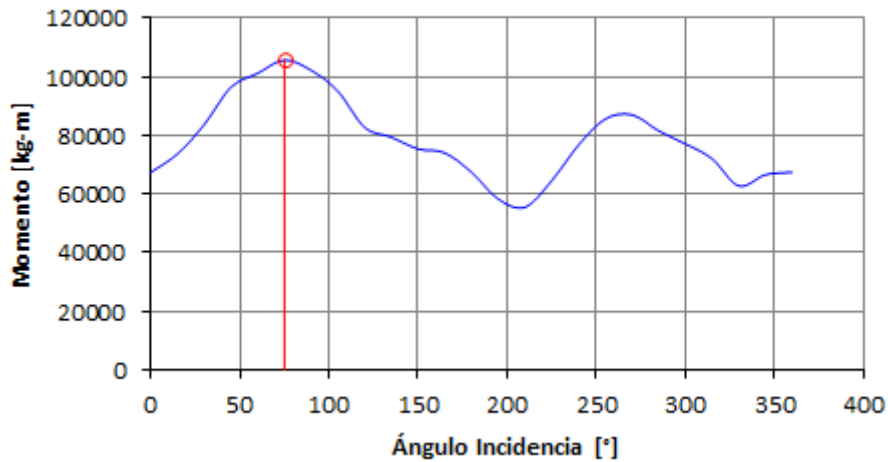


Figura 4.23: Momento My del modelo 1111
(Sistema de coordenada rectangular)

My del Muro

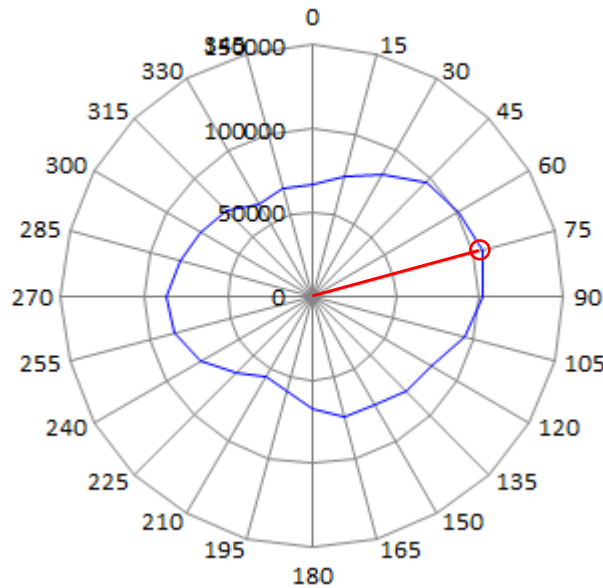


Figura 4.24: Momento My del modelo 1111
(Sistema de coordenada polar)

El momento máximo alrededor del eje principal X se presenta cuando el ángulo de incidencia de la sollicitación sísmica bi-direccional es próximo al eje principal X. El ángulo de incidencia crítico es aproximadamente de 165° del modelo 1112 mostrado en las Figs. 4.25, 4.26.

Mx del Muro

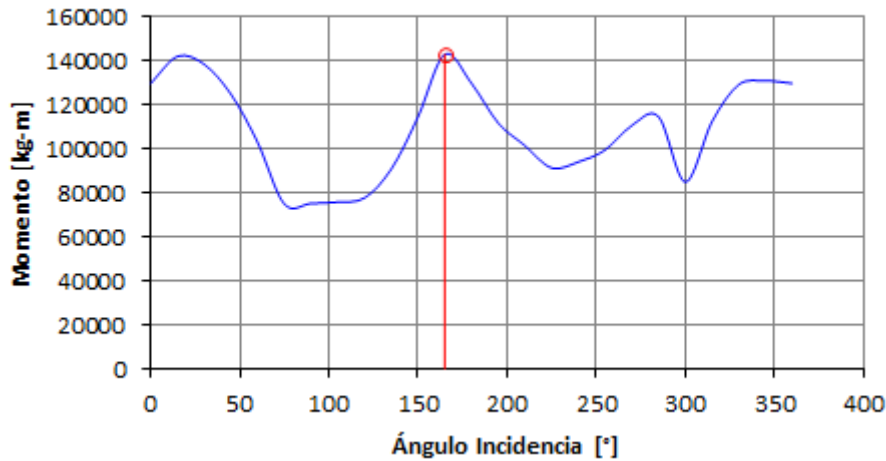


Figura 4.25: Momento Mx del modelo 1112
(Sistema de coordenada rectangular)

Mx del Muro

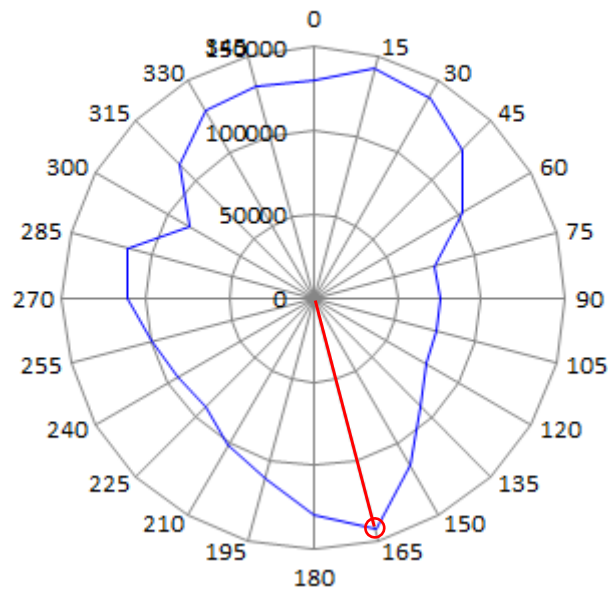


Figura 4.26: Momento Mx del modelo 1112
(Sistema de coordenada polar)

El momento máximo alrededor del eje principal Y se presenta cuando el ángulo de incidencia de la sollicitación sísmica bi-direccional es próximo al eje principal Y. El ángulo de incidencia crítico es aproximadamente de 75° del modelo 1112 mostrado en las Figs. 4.27, 4.28.



Figura 4.27: Momento My del modelo 1112
(Sistema de coordenada rectangular)

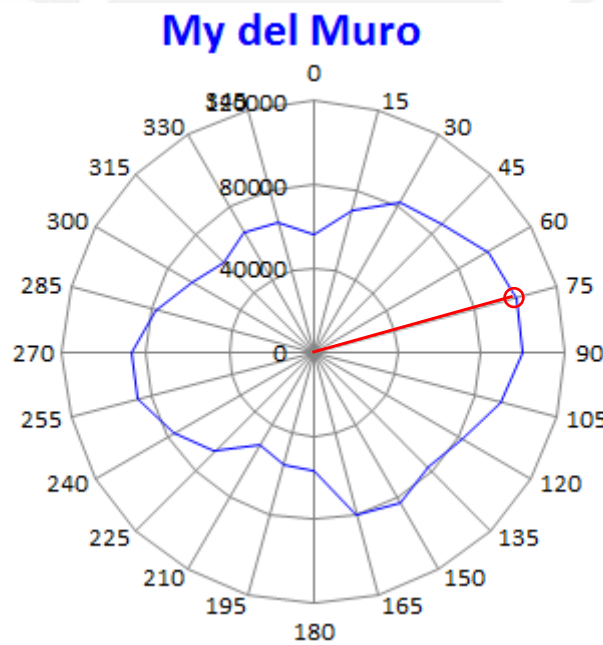


Figura 4.28: Momento My del modelo 1112
(Sistema de coordenada polar)

4.2.2. Fuerza cortante de columnas

El análisis de las respuestas locales de interés se centrara en las fuerzas cortantes de las columnas mostradas en las Figs. 4.29-4.32. Las respuestas locales se presentan en gráficas de coordenadas polares y rectangulares en función del ángulo de incidencia de la sollicitación sísmica bi-direccional.

La fuerza cortante máximo en la dirección principal X se presenta cuando el ángulo de incidencia de la sollicitación sísmica bi-direccional es próximo al eje principal Y. El ángulo de incidencia crítico es aproximadamente de 75° del modelo 1111 mostrado en las Figs. 4.29, 4.30.

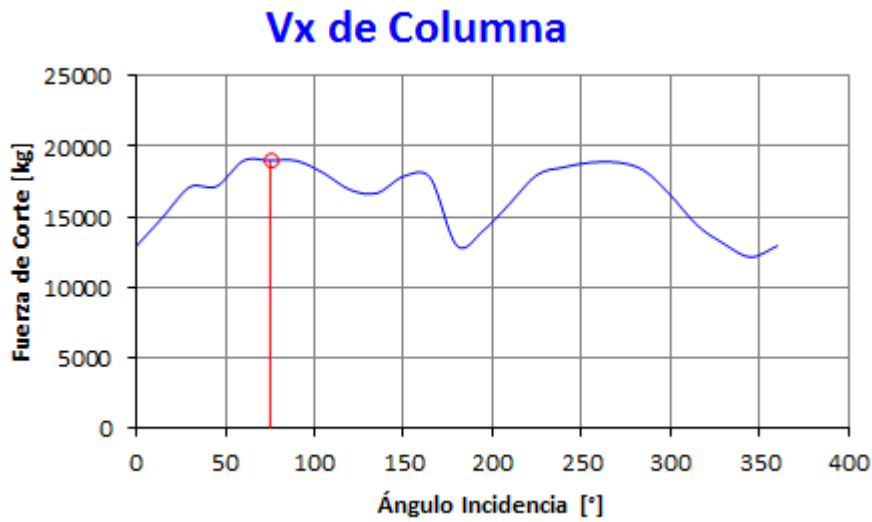


Figura 4.29: Fuerza cortante Vx del modelo 1111 (Sistema de coordenada rectangular)

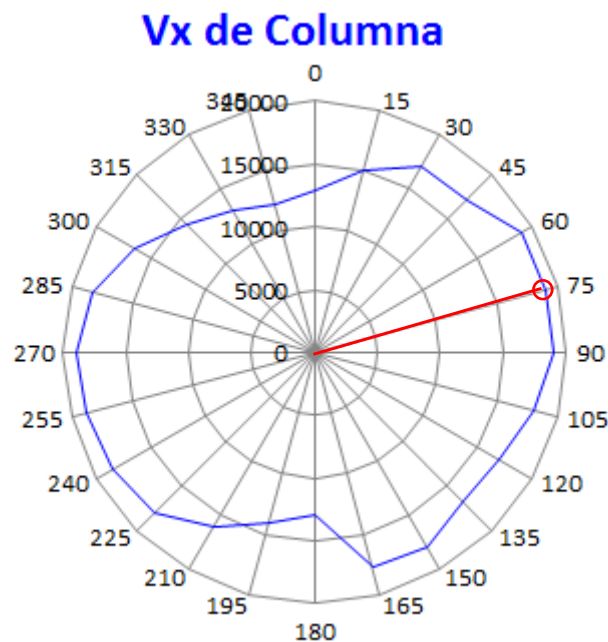


Figura 4.30: Fuerza cortante Vx del modelo 1111 (Sistema de coordenada polar)

La fuerza cortante máximo en la dirección principal Y se presenta cuando el ángulo de incidencia de la sollicitación sísmica bi-direccional es próximo al eje principal X. El ángulo de incidencia crítico es aproximadamente de 180° del modelo 1111 mostrado en las Figs. 4.31, 4.32.

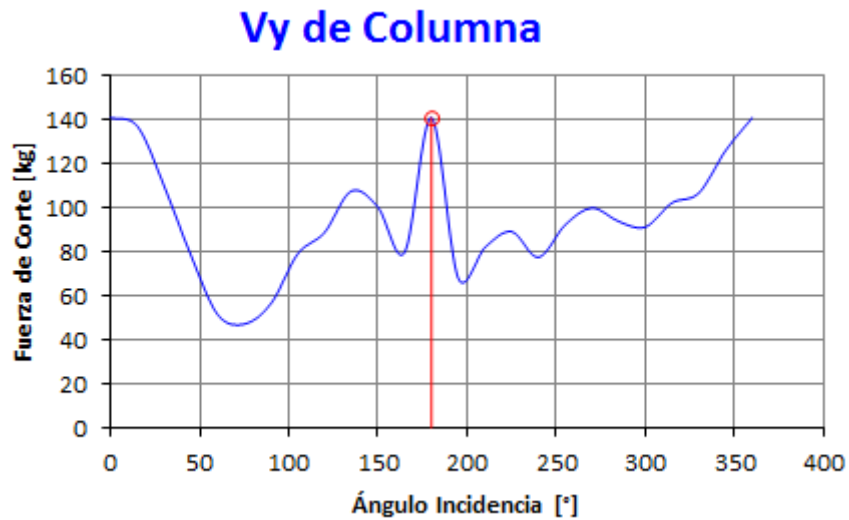


Figura 4.31: Fuerza cortante Vy del modelo 1111 (Sistema de coordenada rectangular)

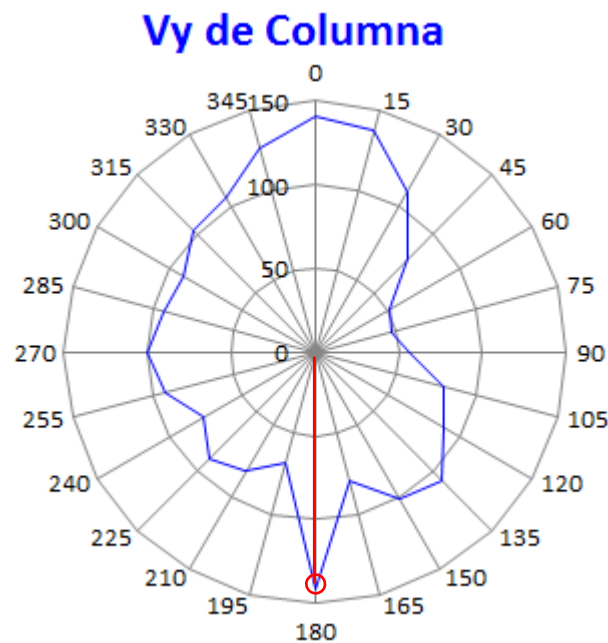


Figura 4.32: Fuerza cortante Vy del modelo 1111 (Sistema de coordenada polar)

4.3. Índice de deformación demanda-capacidad

Para índices de deformación demanda-capacidad (índice D/C) en articulaciones P-M-M, la herramienta de análisis inelástico utiliza solamente deformaciones por flexión. Cuando se especifica la capacidad de deformación, puede especificarse la capacidad de deformación por flexión para un máximo de cinco niveles de desempeño. El índice D/C es calculado con la Ecuación 4.1 (CSI, 2011).

$$\text{Índice } \frac{D}{C} = \sqrt{\left[\frac{D2}{DC2}\right]^2 + \left[\frac{D3}{DC3}\right]^2} \quad (4.1)$$

Donde:

- D2, D3 : Deformaciones por flexión alrededor de los ejes locales 2 y 3
- DC2, DC3 : Capacidades de deformación alrededor de los ejes locales 2 y 3

Para el acero en articulaciones P-M-M se puede especificar que la capacidad de deformación depende de la fuerza axial. Para el concreto en articulación P-M-M se puede especificar que la capacidad de deformación depende tanto de la fuerza axial y la fuerza de corte.

La Fig. 4.33 muestra el índice de daños del modelo 1111 luego del análisis inelástico sometido a la acción sísmica bi-direccional con ángulo de incidencia crítico de 75°. Donde se observa a los elementos estructurales de distintos colores los cuales representan la cantidad de deformación máxima en relación a la deformación última de cada elemento.

Las vigas orientadas en la dirección N-S llegaron a una deformación que varía entre el 2% al 3% de la deformación última. Las vigas orientadas en la dirección E-W tuvieron una deformación que alcanzó el punto de colapso en la curva de momento-rotación. Las cuatro columnas llegaron a una deformación que varía entre el 2% al 4% de la deformación última. Por último los muros de corte tuvieron una deformación que varía entre el 40% al 60% de la deformación última.

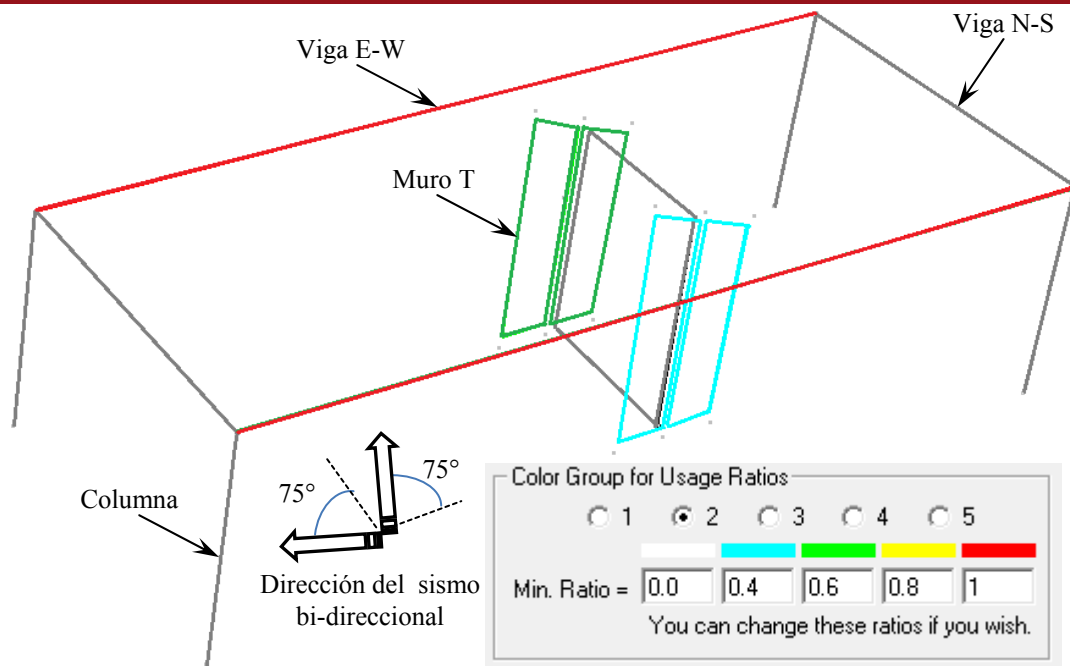


Figura 4.33: Índice de daños de los elementos estructurales del modelo 1111 $\alpha=75^\circ$

La Fig. 4.34 muestra el índice de daños del modelo 1111 luego del análisis inelástico sometido a la acción sísmica bi-direccional con ángulo de incidencia crítico de 195° . Donde se observa a los elementos estructurales de distintos colores los cuales representan la cantidad de deformación máxima en relación a la deformación última de cada elemento.

Las vigas orientadas en la dirección N-S llegaron a una deformación que varía entre el 1% al 2% de la deformación última. Las vigas orientadas en la dirección E-W tuvieron una deformación que alcanzó el punto de colapso en la curva de momento-rotación. Las cuatro columnas llegaron a una deformación que varía entre el 2% al 3% de la deformación última. Por último los muros de corte tuvieron una deformación que varía entre el 30% al 40% de la deformación última.

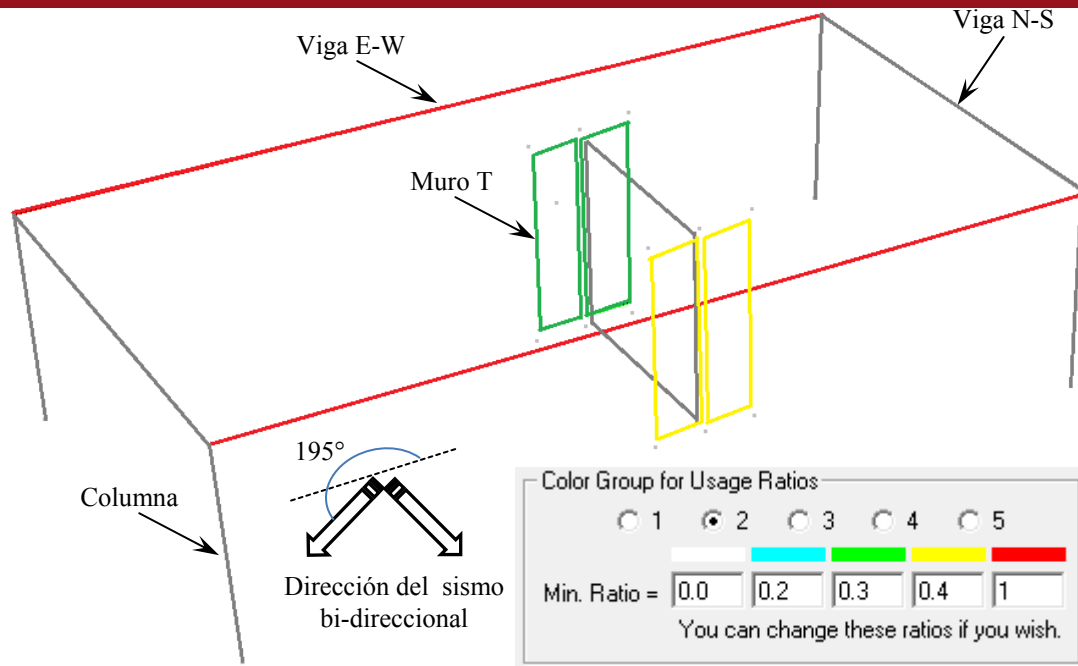
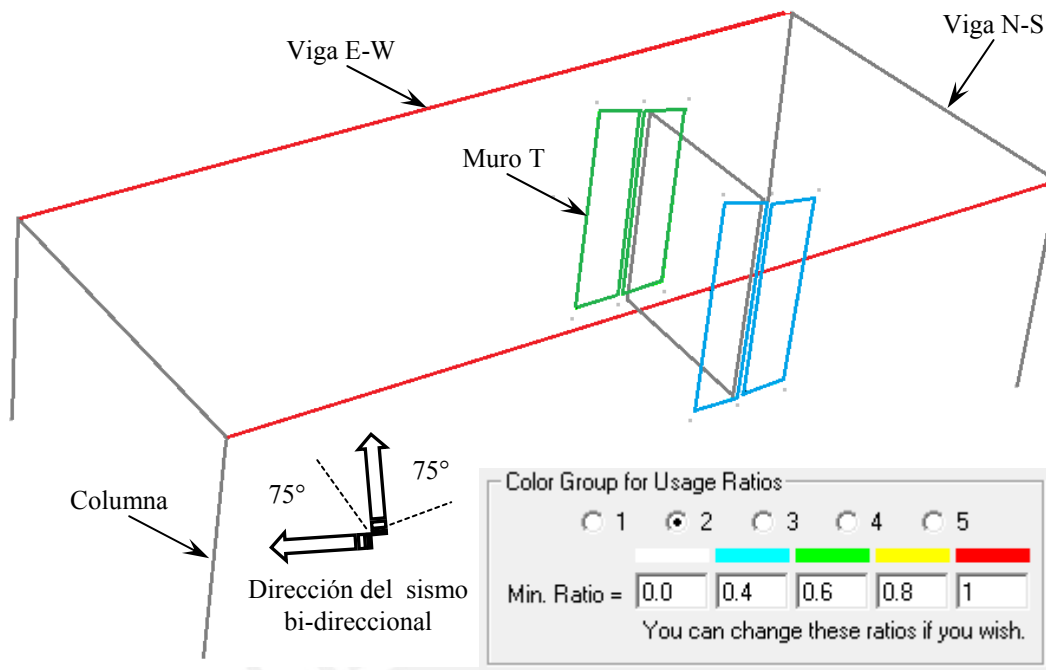


Figura 4.34: Índice de daños de los elementos estructurales del modelo 1111 $\alpha=195^\circ$

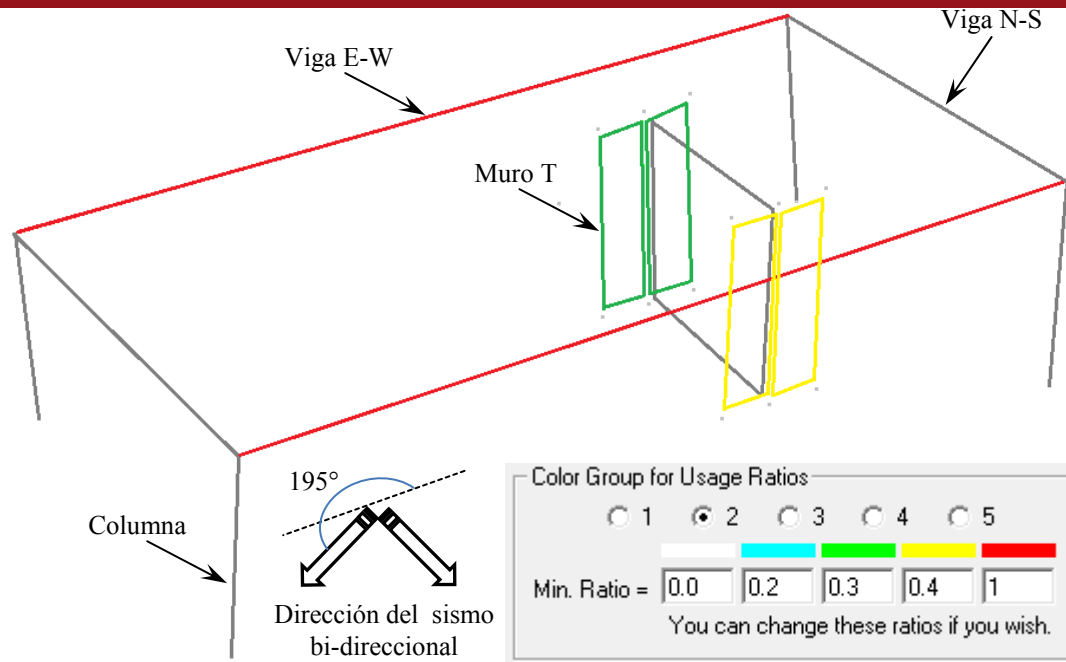
La Fig. 4.35 muestra el índice de daños del modelo 1112 luego del análisis inelástico sometido a la acción sísmica bi-direccional con ángulo de incidencia crítico de 75° . Donde se observa a los elementos estructurales de distintos colores los cuales representan la cantidad de deformación máxima en relación a la deformación última de cada elemento.

Las vigas orientadas en la dirección N-S llegaron a una deformación que varía entre el 2% al 4% de la deformación última. Las vigas orientadas en la dirección E-W tuvieron una deformación que alcanzó el punto de colapso en la curva de momento-rotación. Las cuatro columnas llegaron a una deformación que varía entre el 2% al 5% de la deformación última. Por último los muros de corte tuvieron una deformación que varía entre el 40% al 60% de la deformación última.


 Figura 4.35: Índice de daños de los elementos estructurales del modelo 1112 $\alpha=75^\circ$

La Fig. 4.36 muestra el índice de daños del modelo 1112 luego del análisis inelástico sometido a la acción sísmica bi-direccional con ángulo de incidencia crítico de 195° . Donde se observa a los elementos estructurales de distintos colores los cuales representan la cantidad de deformación máxima en relación a la deformación última de cada elemento.

Las vigas orientadas en la dirección N-S llegaron a una deformación que varía entre el 1% al 3% de la deformación última. Las vigas orientadas en la dirección E-W tuvieron una deformación que alcanzó el punto de colapso en la curva de momento-rotación. Las cuatro columnas llegaron a una deformación que varía entre el 2% al 4% de la deformación última. Por último los muros de corte tuvieron una deformación que varía entre el 30% al 40% de la deformación última.


 Figura 4.36: Índice de daños de los elementos estructurales del modelo 1112 $\alpha=195^\circ$

4.4. Comparación de las respuestas elásticas e inelásticas

Las respuestas elásticas son los resultados obtenidos en el capítulo 2 considerando el análisis dinámico de superposición modal espectral con la herramienta computacional de análisis elástico. Las respuestas inelásticas son los resultados obtenidos en el capítulo 3 considerando el análisis dinámico tiempo-historia con la herramienta computacional de análisis inelástico. Las componentes horizontales del registro sísmico de El Centro de 1940 fueron escalados a 0.4g para que el tamaño del sismo de espectro de la norma sea comparable con cada uno de ellos. Para las respuestas inelásticas los modelos paramétricos fueron sometidos a la acción sísmica unidireccional, a la acción sísmica bi-direccional con ángulo de incidencia de 0° y a la acción sísmica bi-direccional con ángulo de incidencia crítico. La comparación de las respuestas globales de interés se centrara en los desplazamientos laterales del centro de masa y la fuerza de corte en la base.

El desplazamiento lateral elástico en la dirección principal X del modelo 1111 es de 0.26 cm. El desplazamiento lateral inelástico máximo unidireccional en la dirección principal X del modelo 1111 es de 0.86 cm mostrado en la Fig. 4.37. El desplazamiento lateral inelástico máximo bi-direccional con ángulo de incidencia de 0° en la dirección principal X del modelo 1111 es de 0.62 cm mostrado en la Fig. 4.38. El desplazamiento

lateral inelástico máximo bi-direccional con ángulo de incidencia crítico en la dirección principal X del modelo 1111 es de 0.95 cm mostrado en la Fig. 4.39. Resultando una relación entre los desplazamientos laterales inelásticos y desplazamiento lateral elástico de 3.31, 2.38 y 3.65 respectivamente.

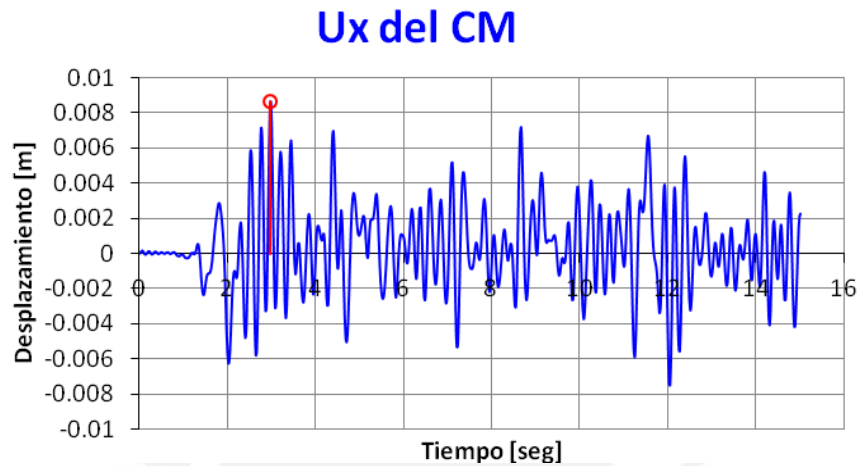


Figura 4.37: Desplazamiento lateral inelástico U_x del modelo 1111 - análisis uni-direccional

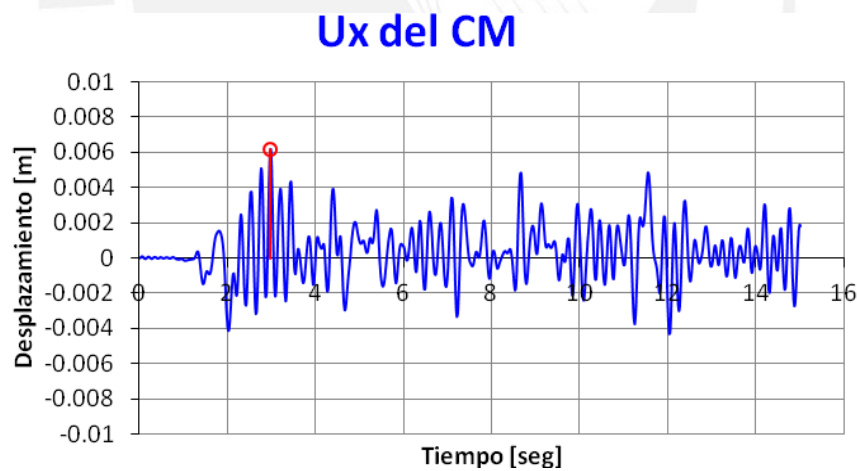


Figura 4.38: Desplazamiento lateral inelástico U_x del modelo 1111 - análisis bi-direccional
ángulo de incidencia $\alpha=0^\circ$

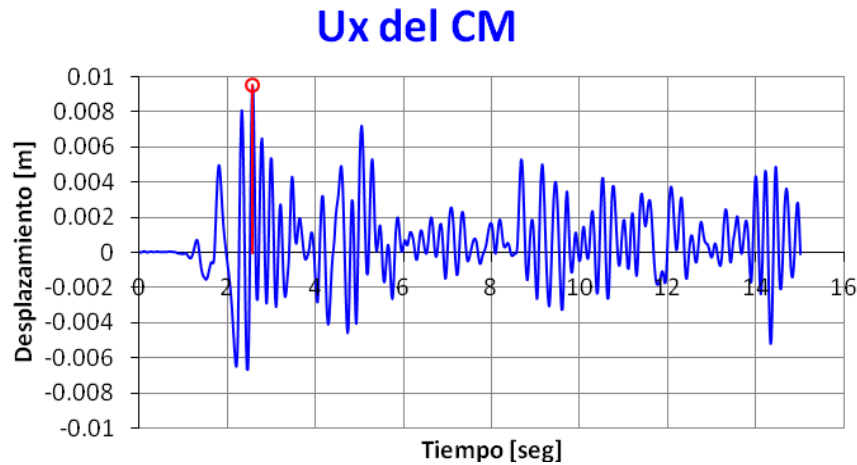


Figura 4.39: Desplazamiento lateral inelástico U_x modelo 1111 - análisis bi-direccional $\alpha=75^\circ$

El desplazamiento lateral elástico en la dirección principal Y del modelo 1111 es de 0.05 cm. El desplazamiento lateral inelástico máximo uni-direccional en la dirección principal Y del modelo 1111 es de 0.25 cm mostrado en la Fig. 4.40. El desplazamiento lateral inelástico máximo bi-direccional con ángulo de incidencia de 0° en la dirección principal Y del modelo 1111 es de 0.28 cm mostrado en la Fig. 4.41. El desplazamiento lateral inelástico máximo bi-direccional con ángulo de incidencia crítico en la dirección principal Y del modelo 1111 es de 0.33 cm mostrado en la Fig. 4.42. Resultando una relación entre los desplazamientos laterales inelásticos y desplazamiento lateral elástico de 5.00, 5.60 y 6.60 respectivamente.

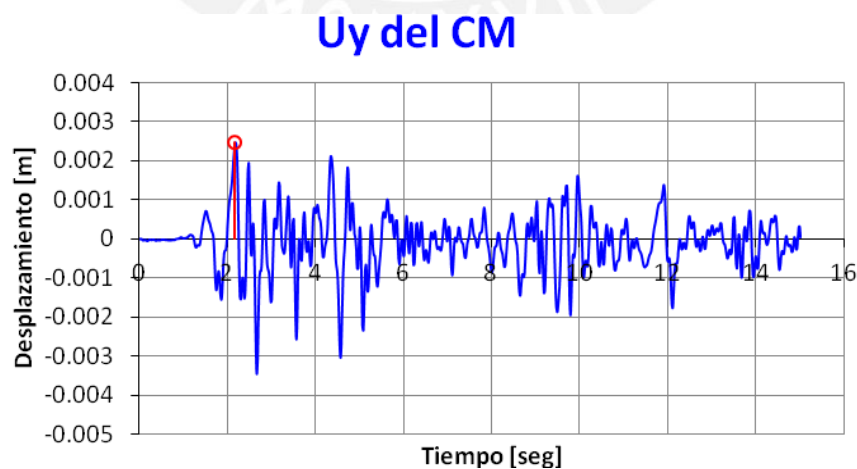


Figura 4.40: Desplazamiento lateral inelástico U_y del modelo 1111 - análisis uni-direccional

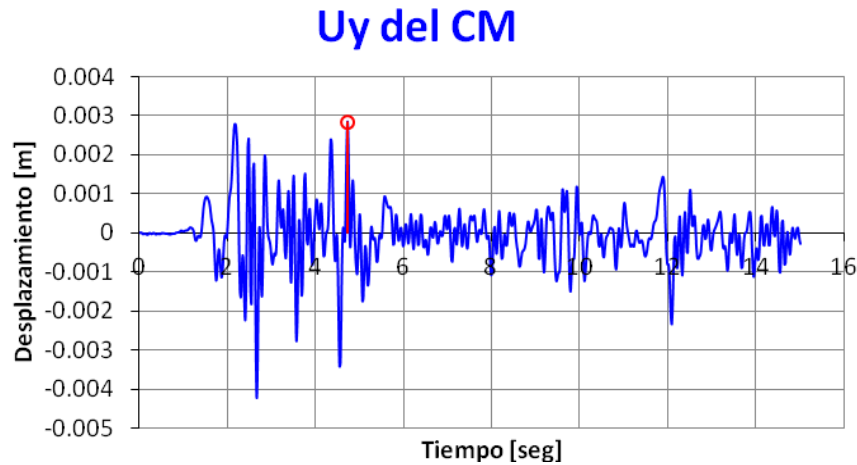


Figura 4.41: Desplazamiento lateral inelástico Uy modelo 1111 - análisis bi-direccional $\alpha=0^\circ$

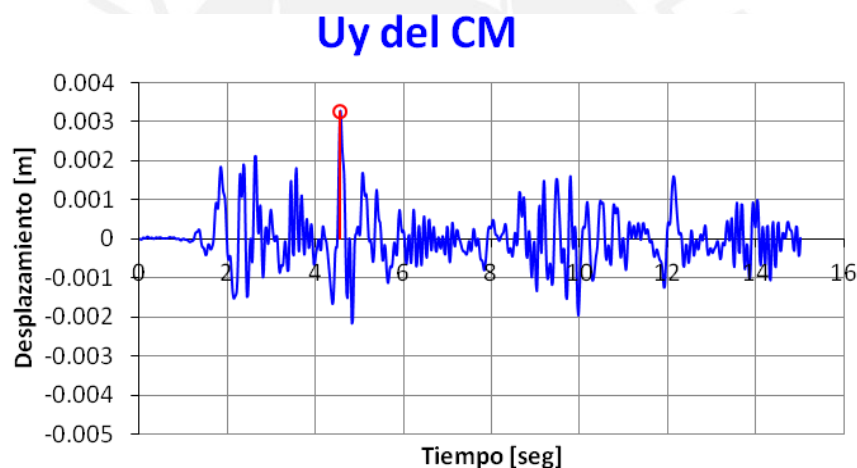


Figura 4.42: Desplazamiento lateral inelástico Uy modelo 1111 - análisis bi-direccional $\alpha=195^\circ$

El desplazamiento lateral elástico en la dirección principal X del modelo 1112 es de 0.26 cm. El desplazamiento lateral inelástico máximo uni-direccional en la dirección principal X del modelo 1112 es de 0.86 cm mostrado en la Fig. 4.43. El desplazamiento lateral inelástico máximo bi-direccional con ángulo de incidencia de 0° en la dirección principal X del modelo 1112 es de 0.50 cm mostrado en la Fig. 4.44. El desplazamiento lateral inelástico máximo bi-direccional con ángulo de incidencia crítico en la dirección principal X del modelo 1112 es de 0.92 cm mostrado en la Fig. 4.45. Resultando una

relación entre los desplazamientos laterales inelásticos y desplazamiento lateral elástico de 3.31, 1.92 y 3.54 respectivamente.

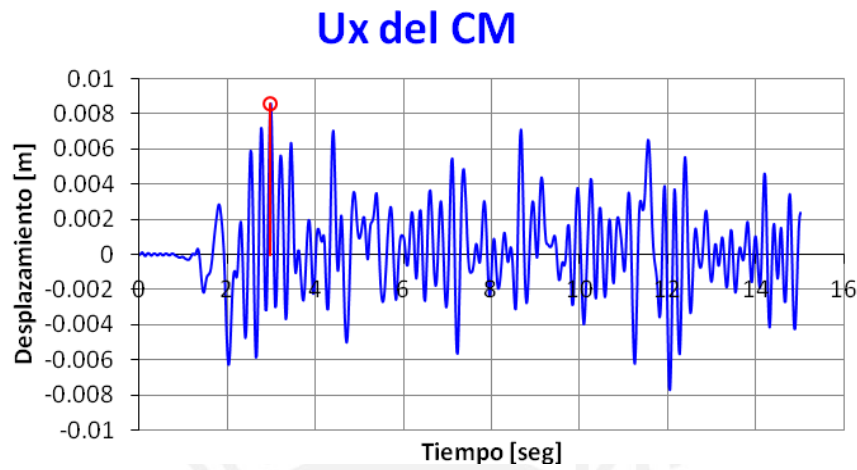


Figura 4.43: Desplazamiento lateral inelástico Ux del modelo 1112 - análisis uni-direccional

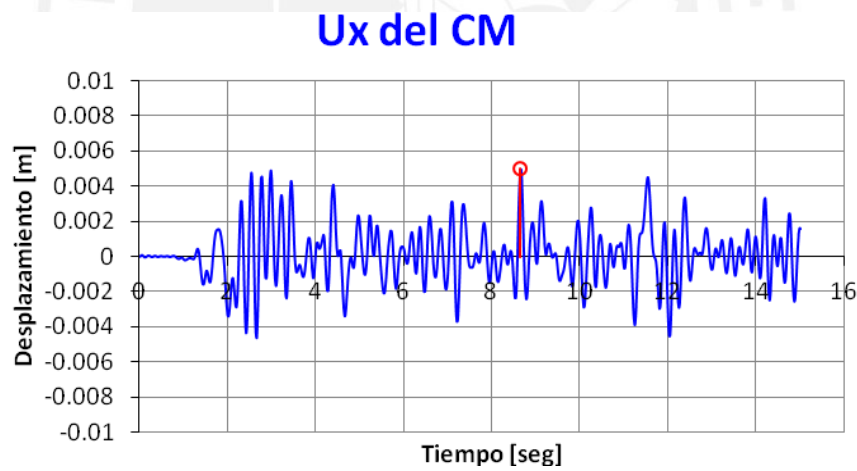


Figura 4.44: Desplazamiento lateral inelástico Ux modelo 1112 - análisis bi-direccional $\alpha=0^\circ$

Ux del CM

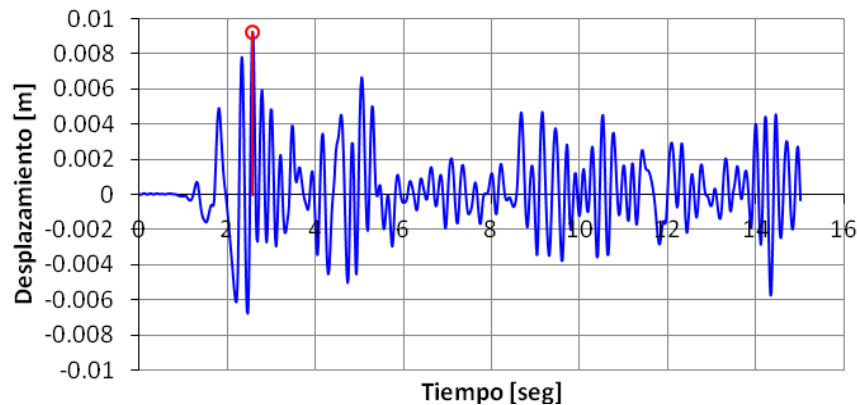


Figura 4.45: Desplazamiento lateral inelástico U_x modelo 1112 - análisis bi-direccional $\alpha=75^\circ$

El desplazamiento lateral elástico en la dirección principal Y del modelo 1112 es de 0.11 cm. El desplazamiento lateral inelástico máximo uni-direccional en la dirección principal Y del modelo 1112 es de 0.61 cm mostrado en la Fig. 4.46. El desplazamiento lateral inelástico máximo bi-direccional con ángulo de incidencia de 0° en la dirección principal Y del modelo 1112 es de 0.63 cm mostrado en la Fig. 4.47. El desplazamiento lateral inelástico máximo bi-direccional con ángulo de incidencia crítico en la dirección principal Y del modelo 1112 es de 0.82 cm mostrado en la Fig. 4.48. Resultando una relación entre los desplazamientos laterales inelásticos y desplazamiento lateral elástico de 5.54, 5.73 y 7.45 respectivamente.

Uy del CM

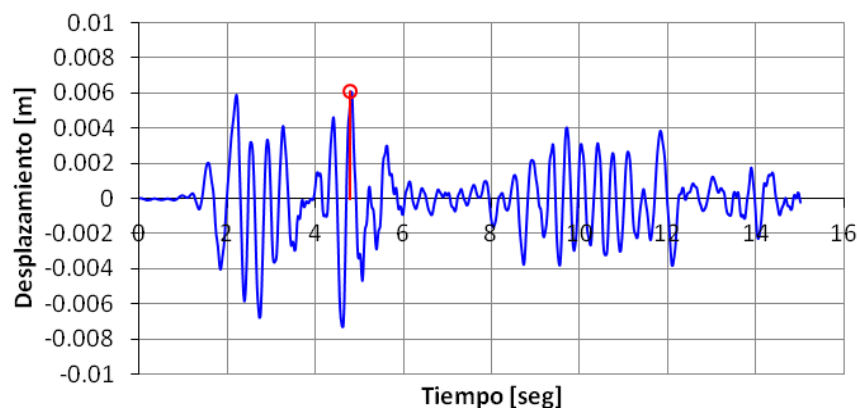


Figura 4.46: Desplazamiento lateral inelástico U_y del modelo 1112 - análisis uni-direccional

Uy del CM

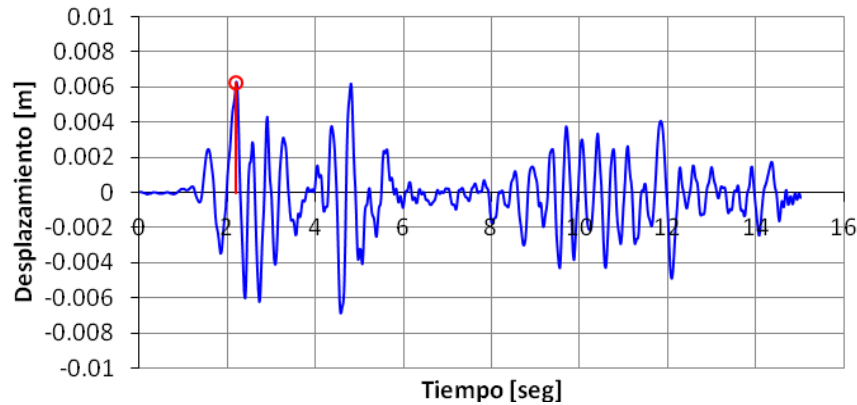


Figura 4.47: Desplazamiento lateral inelástico U_y modelo 1112 - análisis bi-direccional $\alpha=0^\circ$

Uy del CM

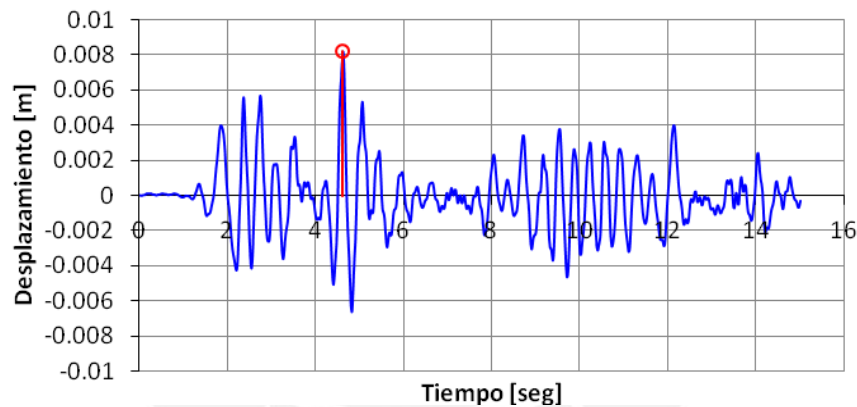


Figura 4.48: Desplazamiento lateral inelástico U_y modelo 1112 - análisis bi-direccional $\alpha=195^\circ$

Se resume el análisis realizado a cada uno de las respuestas globales y locales de los modelos paramétricos. A continuación se precisa los ángulos críticos de incidencia en donde se observaron las respuestas máximas de los modelos sometido a sollicitación sísmica bi-direccional:

1. Las respuestas globales U_x del CM ocurren cuando el ángulo crítico de incidencia es de 75° .

2. Las respuestas globales U_y del CM ocurren cuando el ángulo crítico de incidencia es de 195° .
3. Las respuestas globales θ del CM ocurren cuando los ángulos críticos de incidencia son de 15° y 165° .
4. Las respuestas locales V_x del muro doble T ocurren cuando el ángulo crítico de incidencia es de 75° .
5. Las respuestas locales V_y del muro doble T ocurren cuando el ángulo crítico de incidencia es de 195° .
6. Las respuestas locales M_x del muro doble T ocurren cuando los ángulos críticos de incidencia son de 165° y 180° .
7. Las respuestas locales M_y del muro doble T ocurren cuando el ángulo crítico de incidencia es de 75° .
8. Las respuestas locales V_x de las columnas ocurren cuando el ángulo crítico de incidencia es de 75° .
9. Las respuestas locales V_y de las columnas ocurren cuando el ángulo crítico de incidencia es de 180° .
10. Las respuestas globales y locales en la direccional principal X ocurren con similares ángulos críticos de incidencia.
11. Las respuestas globales y locales en la direccional principal Y ocurren con similares ángulos críticos de incidencia.

CAPÍTULO V

5.1. Conclusiones y recomendaciones

5.1.1. Conclusiones

A partir del análisis inelástico de edificios de concreto armado de un piso definidos mediante modelos paramétricos sometido a una sola sollicitación sísmica bi-direccional con ángulos de incidencia variable, se concluye lo siguiente:

1. Se complementa los resultados obtenidos por Lobos del análisis elástico de los modelos paramétricos sometidos a sollicitaciones sísmicas bi-direccionales. Afirmación que se sustenta en los índices obtenidos entre las respuestas inelásticas globales y las respuestas elásticas globales. Los índices de los desplazamientos laterales en la dirección principal X varían en el rango de 1.92-3.65. Los índices de los desplazamientos laterales en la dirección principal Y varían en el rango de 5.00-7.45. Se resalta que los modelos considerados tienen como parámetro elástico variable la razón entre la excentricidad estática y el radio medio de giro.
2. Los resultados del análisis inelástico considerando el efecto de excitación sísmica bi-direccional con ángulos de incidencia variable, muestran que las respuestas máximas ocurren en ángulos críticos diferentes a 0° y 90° . Por tanto las direcciones principales asumidas por la norma de diseño E.030 para la acción sísmica no son necesariamente las direcciones críticas.
3. A través de las curvas momento-rotación se estimaron los índices de daños presentados en cada elemento estructural de los modelos. Las vigas orientadas en la dirección N-S llegaron a una deformación máxima que varía entre el 1% al 4% de la deformación última. Las vigas orientadas en la dirección E-W tuvieron una deformación que alcanzó el punto de colapso en la curva de momento-rotación. Las columnas llegaron a una deformación máxima que varía entre el 2% al 5% de la deformación última. Por último los muros de corte llegaron a una deformación máxima que varía entre el 30% al 60% de la deformación última. Conociendo el estado de daños de cada

elemento estructural es posible aplicarlos para plantear proyectos de rehabilitación de edificaciones.

4. Se comprueba la ventaja de efectuar el análisis de modelos paramétricos debido a que permite abarcar estructuras con diferentes características resistentes. Además es representativo de estructuras reales propias de edificaciones peruanas.

5. Finalmente se valida la consideración del FEMA 356 sobre los efectos sísmicos multidireccionales en edificaciones con irregularidad en un plano, debido a que las respuestas máximas no se dan en las direcciones principales de las edificaciones.

5.1.2. Recomendaciones

A partir del trabajo realizado en la presente tesis, se recomienda extender la investigación a estructuras definidas mediante modelos paramétricos con períodos de vibración fundamental diferentes a 0.05 seg (Tabla 2.1). Continuar con el proceso de análisis inelástico de los 44 modelos paramétricos faltantes. También se recomienda realizar el análisis inelástico considerando registros sísmicos peruanos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2005). "Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-05, and Commentary, ACI 318R-05, ACI Committee 318 2005". Detroit, Michigan, USA.

COMPUTERS AND STRUCTURES, Inc. (2010). "ETABS Nonlinear Version 9.7.2". University. Berkeley, California, USA.

COMPUTERS AND STRUCTURES, Inc. (2011). "PERFORM-3D Version 5.0.0". University. Berkeley, California, USA.

COMPUTERS AND STRUCTURES, Inc. (2011). "Components and Elements for PERFORM-3D and PERFORM-COLLAPSE". University. Berkeley, California, USA.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA 356) (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings". Washington DC, USA.

FERNÁNDEZ-DÁVILA G., V. I., COMINETTI C-C, S. AND CRUZ Z., E. F. (2000). "Considering the Bi-directional Effects and the Seismic Angle Variations in Building Design". Proceedings 12th WCEE Twelfth World Conference in Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand. January, 2000.

LOBOS, D. U. Y FERNÁNDEZ-DÁVILA, V. I. (2000). "Efectos de Excitaciones Sísmicas Bi-direccionales con Ángulos de Incidencia Variables sobre Edificios de un Piso". Jubileo. Universidad Nacional Andrés Bello. Santiago, Chile.

MANDER, J. B., PRIESTLEY M. J. N. Y PARK R. (1984). "Seismic Design of Bridge Piers". Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury. Christchurch, New Zealand. pp. 442.

MUÑOZ, A. (2004). Propuesta de investigación: "Plan Nacional de Protección de Infraestructura Educativa del Perú". Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

SENCICO/CERESIS (1997). "Proyecto de Norma Técnica de Edificación E.030, Diseño Sismorresistente". SENCICO. Lima, Perú.

