



UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS ESPE
CENTRO DE POSGRADOS

MAESTRÍA DE INVESTIGACIÓN EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS

**EVALUACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN DE OCUPACIÓN ESPECIAL EN HORMIGÓN
ARMADO CON PROBLEMAS DE TORSIÓN**

Autor: Parra Yambay, Kléver Gastón

Tutor: Ing. Caiza Sánchez, Pablo Enrique PhD

SANGOLQUÍ, AGOSTO - 2023



Contenido :

1. Motivación y Justificación

2. Objetivos

3. Metodología

Caso de Estudio

Normativas -Objetivos de desempeño

Filosofía del ASCE 41 y Guía de Evaluación

Materiales

Amenaza

Vibraciones Ambientales

4. Resultados

Calibración de los modelos

Evaluación de Nivel 1

Evaluación de Nivel 2

Evaluación de Nivel 3

Curvas de Fragilidad

Probabilidad de colapso

Recomendaciones de rehabilitación

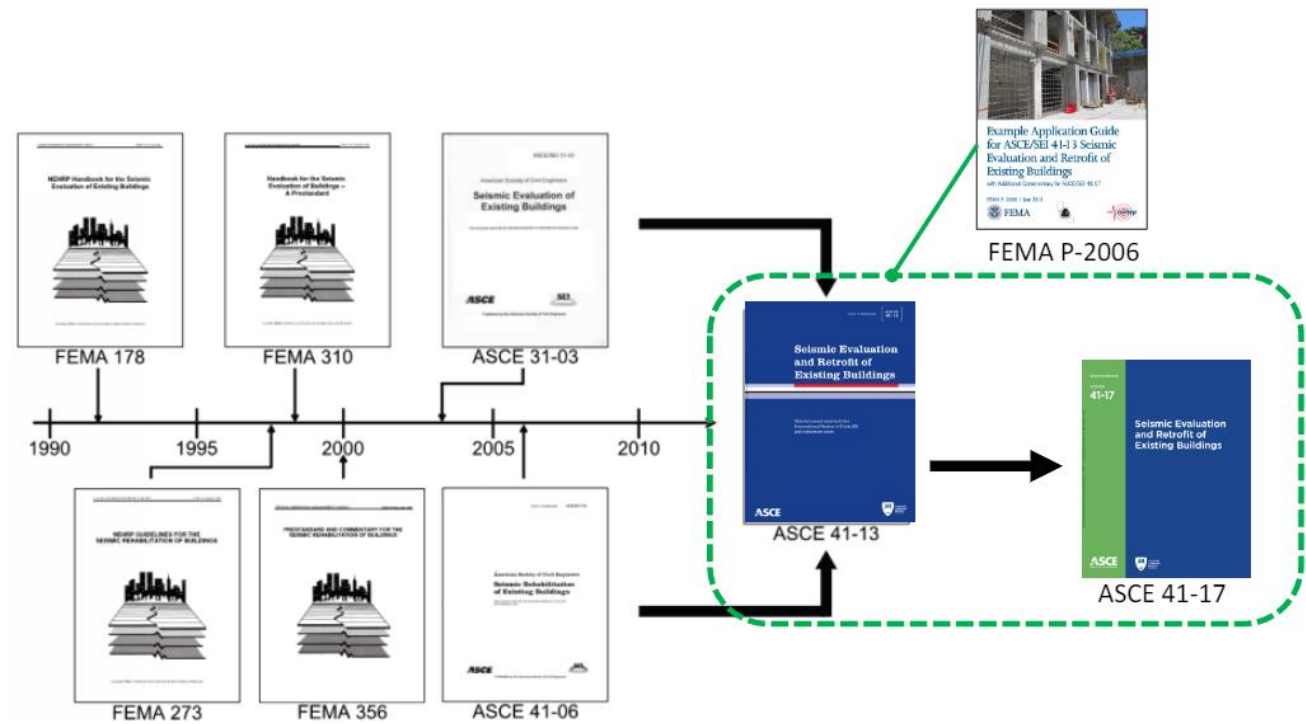
5. Conclusiones y Recomendaciones



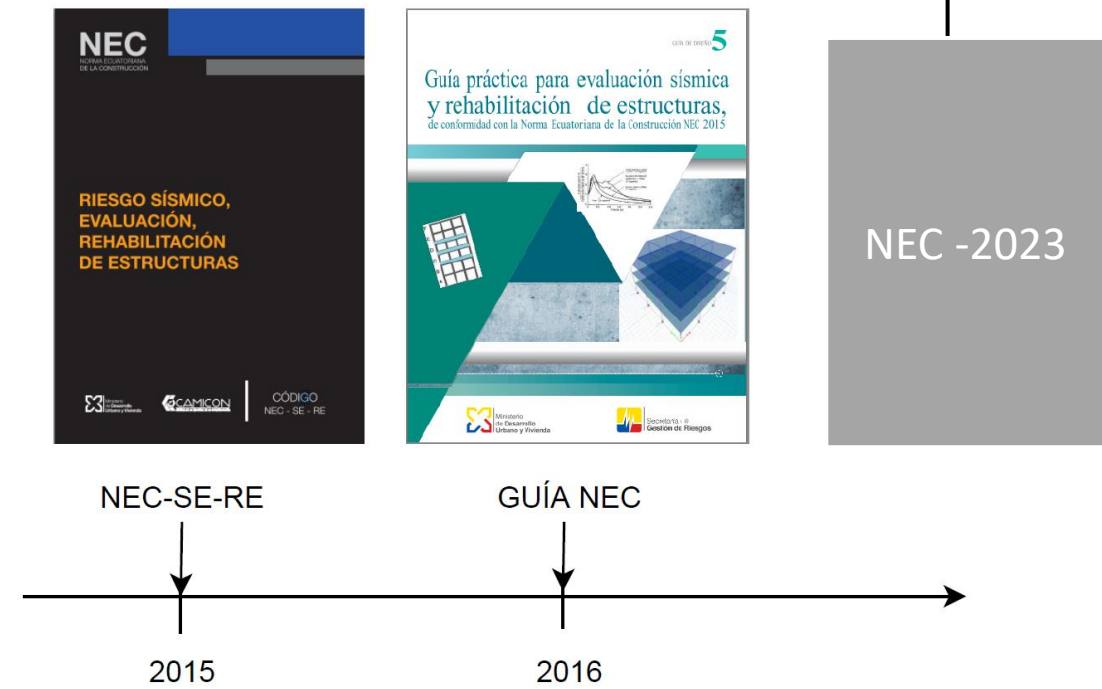
1. Motivación y Justificación

Motivación y Justificación	Objetivos	Metodología	Resultados	Conclusiones
----------------------------	-----------	-------------	------------	--------------

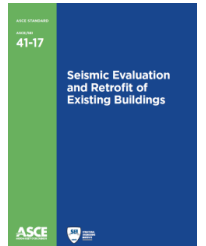
Evaluación Sísmica



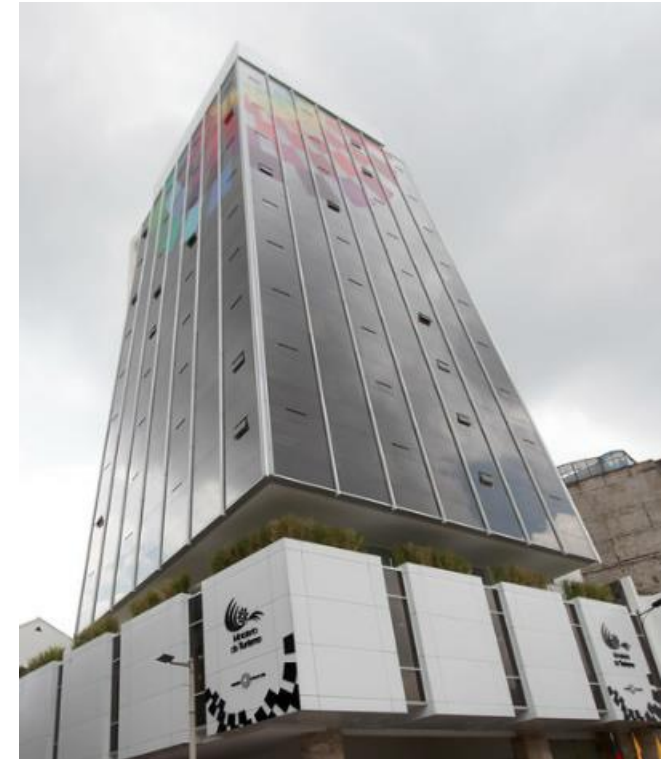
Normativa Internacional



Ecuador



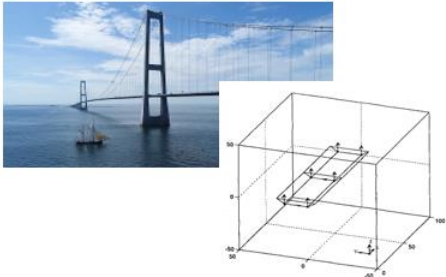
Edificaciones gubernamentales



Vida útil, mantenimientos y rehabilitación
Salvaguardar la vida de los ocupantes, operación continúa.

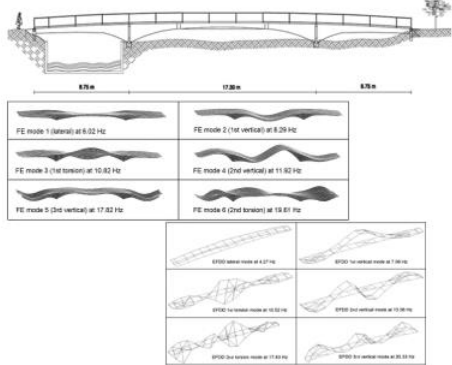
Calibración de modelos de elementos finitos

Puentes



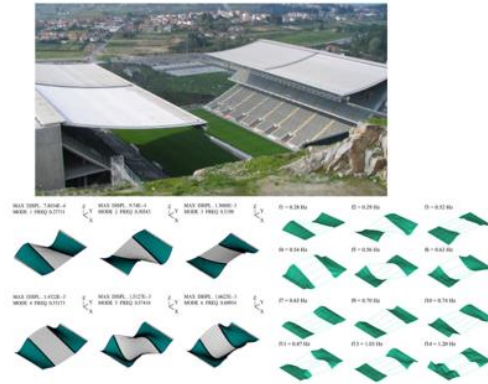
Brincker et al. (2000)

Puentes peatonales



Lakzaeian & Cantieni (2013)

Techos de estadios



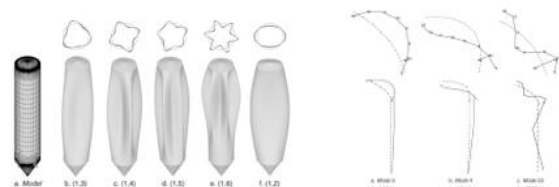
Magalhães et al. (2008)

Torres patrimoniales.



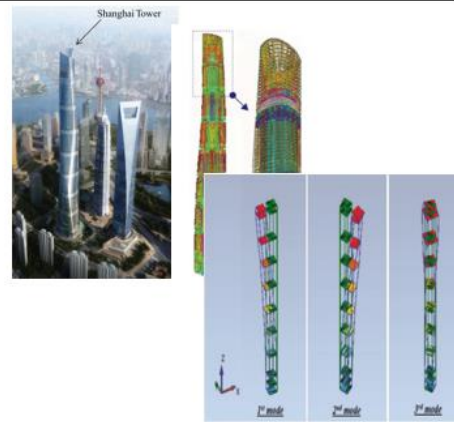
Compan et al. (2017)

Silos



Dooms et al. (2006)

Edificios



Pan et al. (2016)

OMA

- PP:** Peak Picking
- FDD:** Frequency domain decomposition
- EFDD:** Enhance Frequency domain decomp.
- TDD:** Time domain decomposition
- NEXT:** Natural excitation technique
- ARMA:** Auto-regressive moving average
- SSI:** Stochastic subspace identification

Instrumentación en edificaciones



Godfrey et al., (2020)

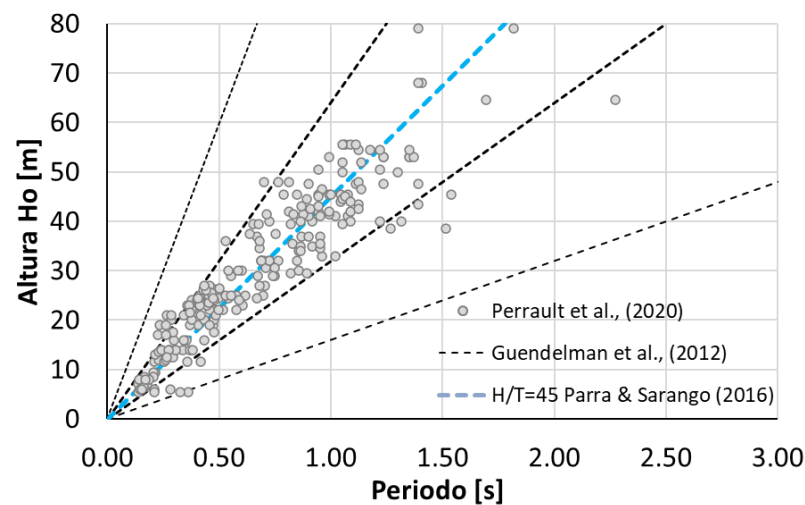
Evaluar rigidez de edificaciones



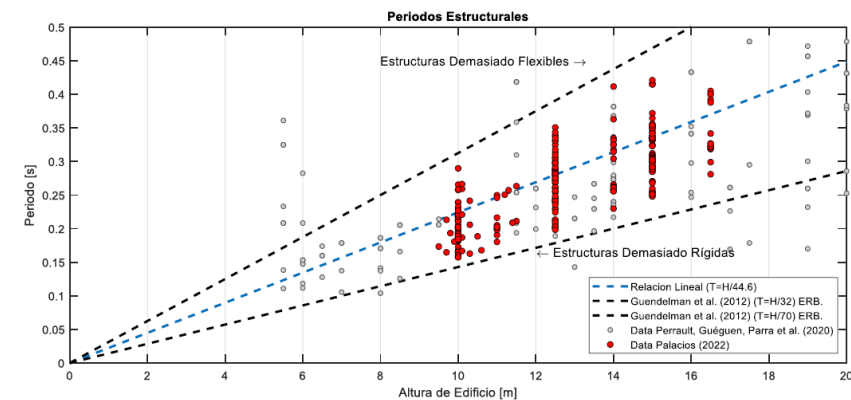
Validación modelos a gran escala



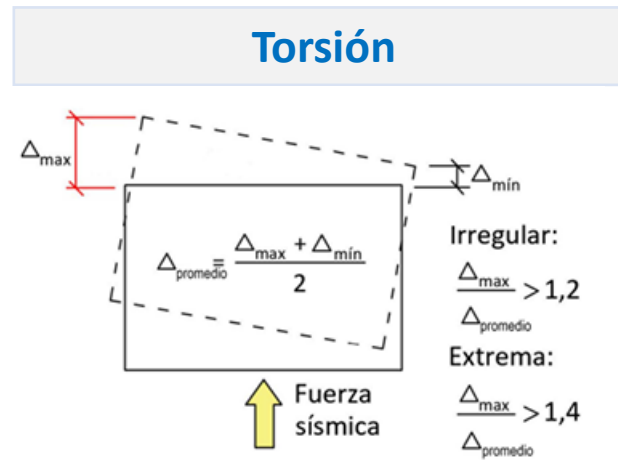
Palacios et al., (2022)



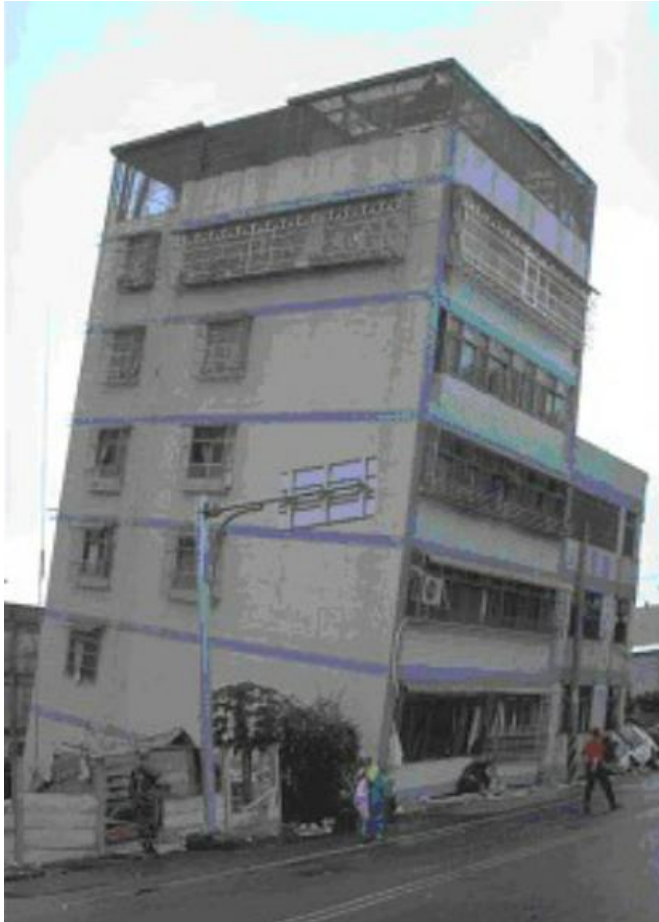
Parra, Sarango (2016), Perrault et al., (2020)



Palacios et al., (2022)



La irregularidad torsional: es la relación entre la deriva máxima de piso (Δ_{max}) incluyendo la torsión accidental y la deriva promedio (Δ_{prom}) de los extremos del mismo piso.



Falla de Edificio
Taiwán, 1999



Falla asociada a torsión
Mexico, 2007



Falla asociada a torsión
Atenas, 1999

Factores que influyen en la torsión:

- ✓ Irregularidad de la estructura
- ✓ Cambios distribución de la **masa**
- ✓ Cambios en la **rigidez**
- ✓ Cambios en **resistencia** de los componentes y del sistema
- ✓ Efectos de la interacción **suelo-estructura**.



Falla del Hotel Terminal
Guatemala, 1976



Hotel New Society Filipinas,
1976



Edificio en Kobe
Japón, 1995



2. Objetivos

Motivación y Justificación	Objetivos	Metodología	Resultados	Conclusiones
----------------------------	------------------	-------------	------------	--------------

Objetivo General:

Evaluar el comportamiento de un edificio de **ocupación especial** con problemas de torsión, mediante los niveles de evaluación del **ASCE 41-17**, utilizando modelos calibrados con resultados de **ensayos de vibración ambiental**.

Objetivos Específicos:

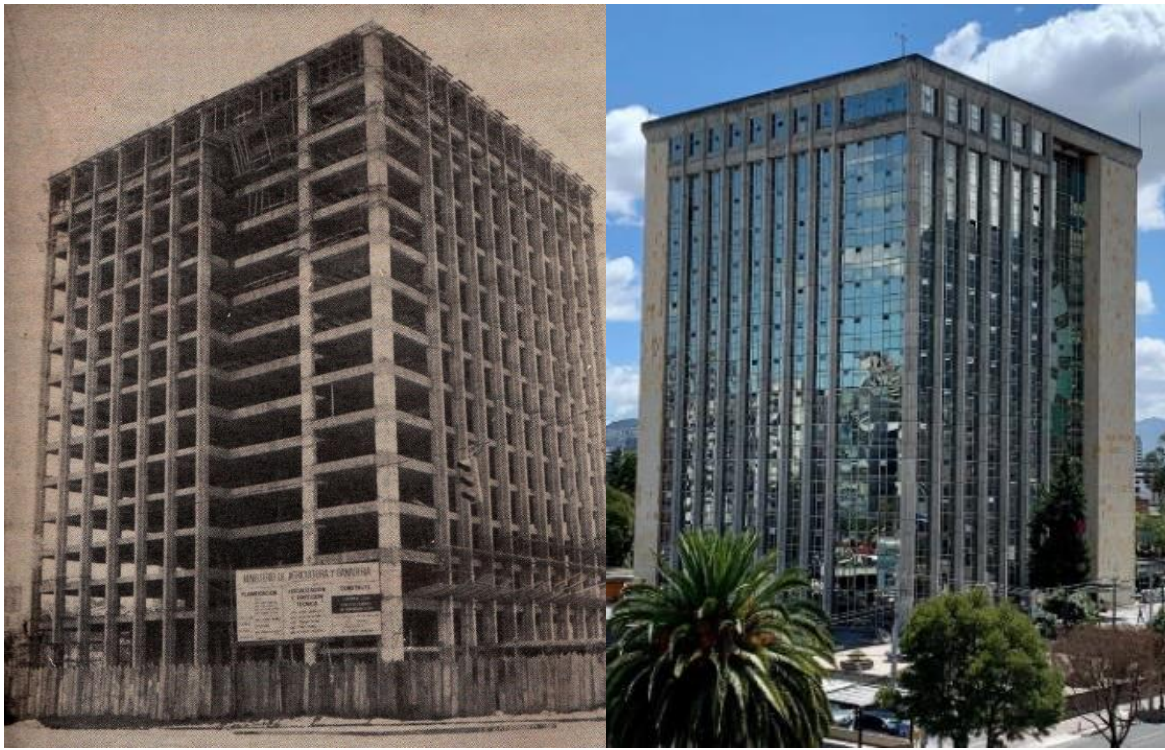
- ✓ Obtener los **modos de vibración** de forma experimental.
- ✓ **Calibrar el modelo** a partir de resultados experimentales de vibración.
- ✓ Realizar una **evaluación** de acuerdo con normativa internacional **ASCE41-17**, desde nivel 1 a nivel 3.
- ✓ Evaluar los **criterios de aceptación** de la edificación analizada.
- ✓ Desarrollar una **guía** para el uso de los diferentes **niveles de evaluación** de acuerdo con la normativa nacional.



3. Metodología

Motivación y Justificación	Objetivos	Metodología	Resultados	Conclusiones
----------------------------	-----------	--------------------	------------	--------------

Importante: ¡Entender y conocer el edificio !



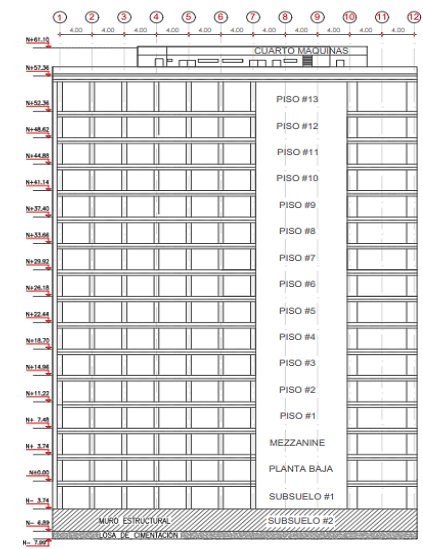
MAG durante la etapa de construcción durante el año 1978. (45 años)

MAG fotografía actual

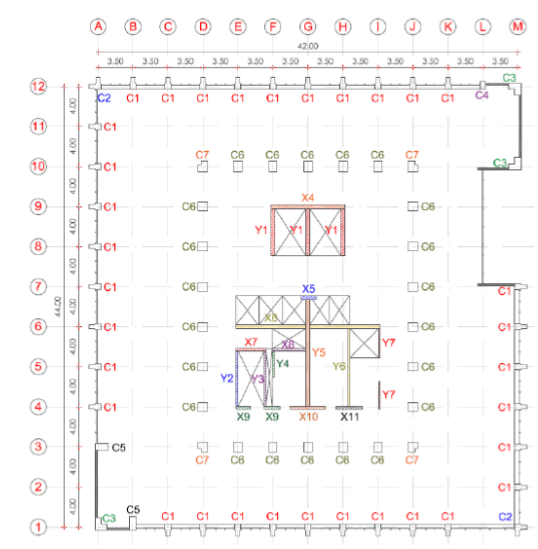
- **Tipo de edificio:** Edificio **dual** de hormigón armado con diafragmas de piso rígido. **C2**
- **Configuración del edificio:** Identificación componentes estructurales y no estructurales (mampostería en esquinas). No confinamiento en muros. 15 Pisos + 2 Subsuelos + Cuarto de Máquinas. Ocupación Especial
- **Propiedades de los componentes:** Hormigón con valores de resistencia > 350 (kg/cm²)
- **Información del suelo y cimentación:** Tipo D, Losa de cimentación. No existen amenazas geológicas.
- **Edificaciones adyacentes:** No



Localización del proyecto



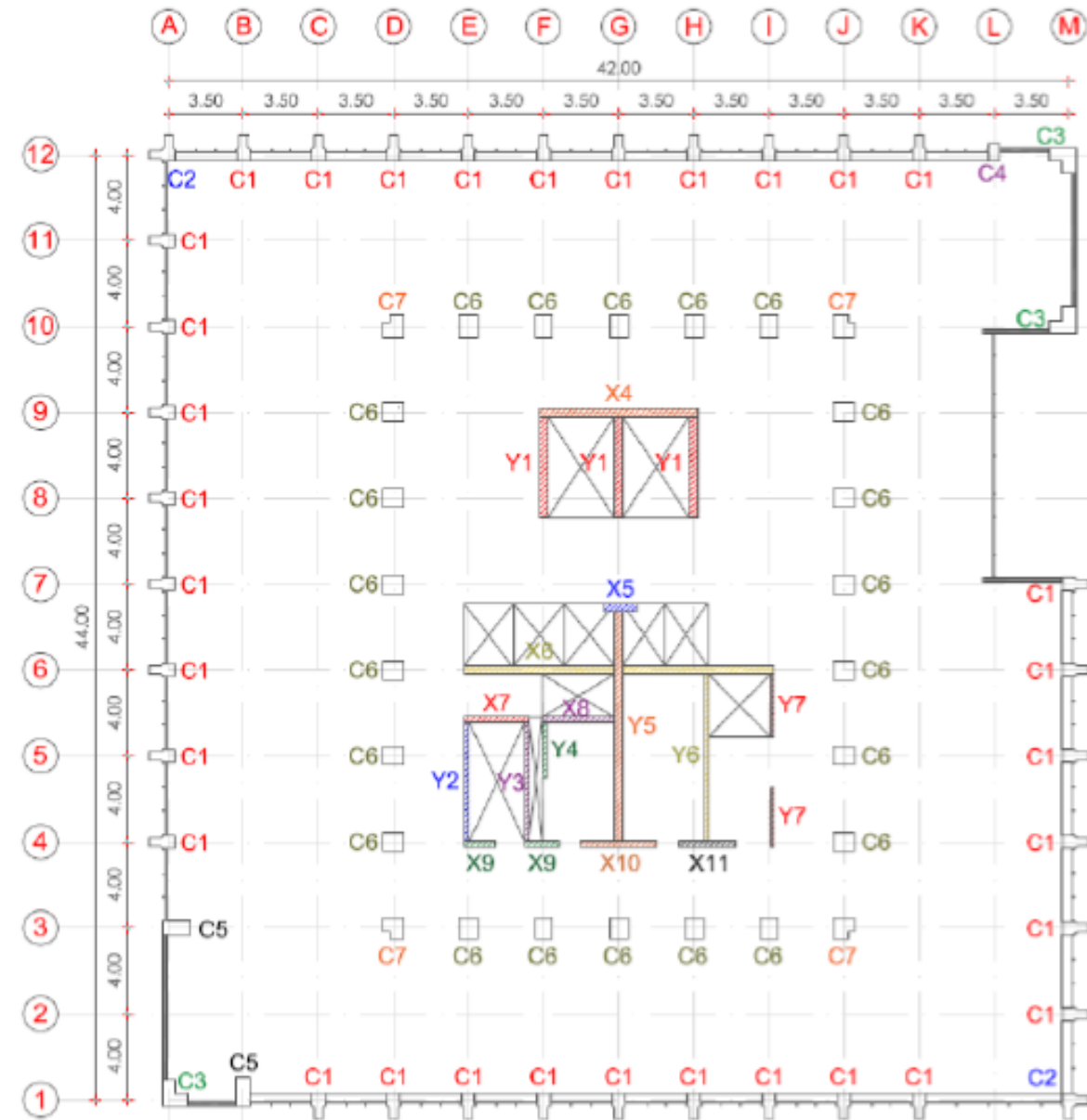
Vista en Planta



Vista en elevación

Columnas

Tipo	Cantidad (Ubicación)	Dimensiones (m)	Tipo	Cantidad (Ubicación)	Dimensiones (m)
C1	35 (A4-A11, M2-M9, C1, D1, E1, F1, G1, H1, I1, J1, K1, B12, C12, D12, E12, F12, G12, H12, I12, J12, K12)		C5	2 (A3, B1)	
C2	2 (M1, A12)		C6	22 (D4-D9, J4-J9, E3, F3, G3, H3, I3, E10, F10, G10, H10, I10)	
C3	3 (A1, M10, M12)		C7	4 (D3, D10, J3, J10)	
C4	1 (L12)				

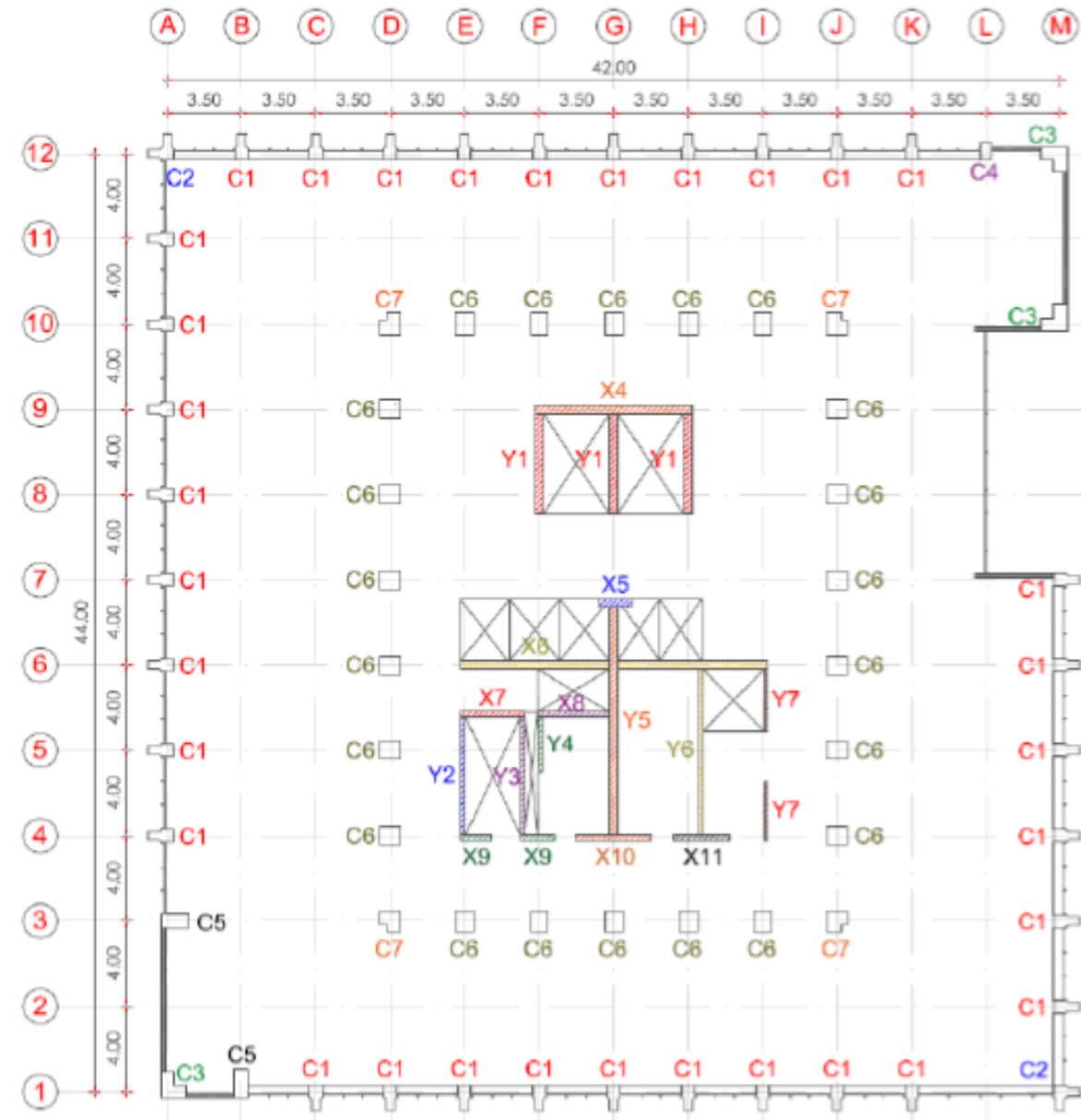


Muros

Tipo	Cantidad	Longitud (m)	Espesor (m)	Tipo	Cantidad	Longitud (m)	Espesor (m)
Sentido X				Sentido Y			
X1	2	2.90	0.40	Y1	3	4.70	0.40
X2	1	2.33	0.40	Y2	1	5.50	0.25
X3	1	6.40	0.40	Y3	1	5.50	0.20
X4	1	7.40	0.40	Y4	1	2.55	0.20
X5	1	1.55	0.40	Y5	1	10.70	0.40
X6	2	7.00	0.40	Y6	1	7.75	0.20
X7	1	3.00	0.25	Y7	2	2.90	0.15
X8	1	3.35	0.25	Y8	1	6.20	0.40
X9	2	1.50	0.25	Y9	9	3.40	0.40
X10	1	3.50	0.25				
X11	1	2.60	0.25				

La cuantía calculada para el área de muros y columnas respecto al área en planta en el sentido X es igual a 0.0023 y en sentido Y igual a 0.0024. Alta densidad de muros.

Nota sobre edificios C2: En construcciones más antiguas, los muros de corte no tienen una gran cantidad de acero de refuerzo, pero a menudo se distribuyen por todo el edificio. En construcciones más recientes, los muros de cortante se ubican en lugares aislados, tiene una cantidad mayor de refuerzo y tienen pantallas de hormigón que son más rígidas en relación con las paredes.

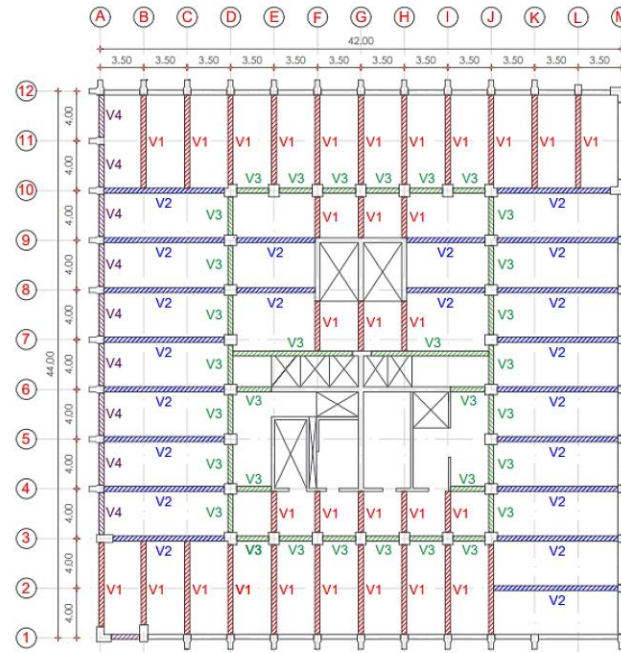


Vigas

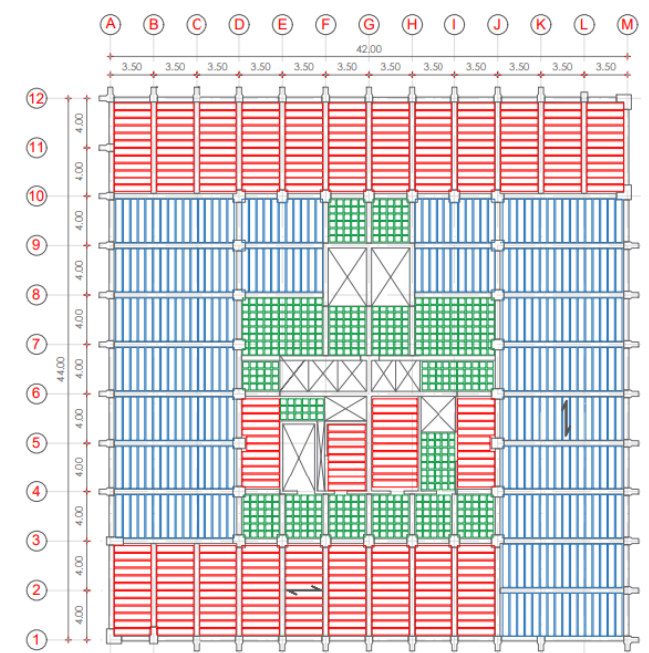
Tipo	Longitud máxima m	Dimensiones	
		base m	altura m
V1	7.50	0.40	0.90
V2	10.00	0.40	1.00
V3	3.15	0.40	0.65
V4	3.15	0.40	0.40

Paneles de relleno

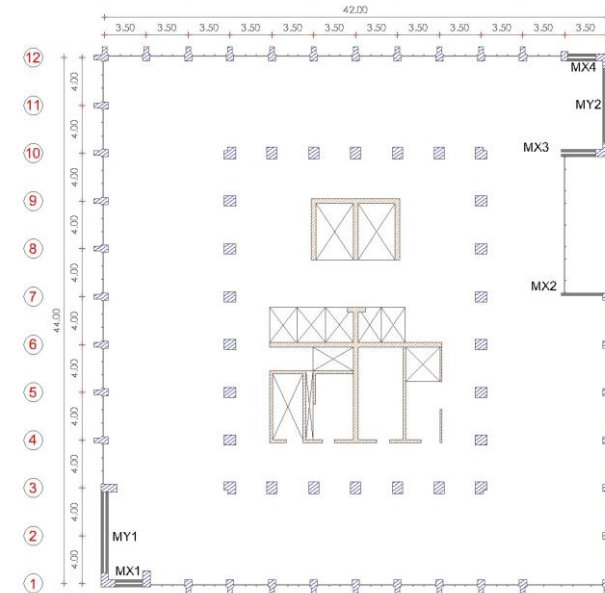
Tipo	Cantidad	Longitud (m)	Espesor (m)	Tipo	Cantidad	Longitud (m)	Espesor (m)
Sentido X				Sentido Y			
MX1	1	2.40	0.25	MY1	2	6.15	0.25
MX2	1	9.17	0.25	MY2	2	6.15	0.25
MX3	2	9.85	0.25				
MX4	2	2.40	0.25				



Vigas

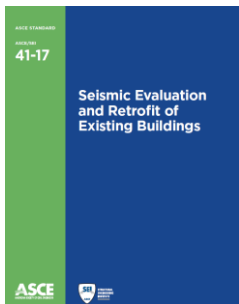


Losas



Mampostería

ASCE 41/SEI 17



Objetivos de desempeño más consistentes.

NEC -15



Amenaza	Ocupación inmediata (1-B)	Control de daños (2-B)	Seguridad de vida (3-C)	Seguridad Limitada (4-D)	Prevención de colapso (5-D)
BSE-1E 20% en 50 años Tr 225 años	IV	III	I y II		
BSE-2E 5% en 50 años Tr 975 años			IV	III	I y II

III: Edificios y estructuras cuyo colapso podría suponer un riesgo sustancial para la vida humana, no incluidos en la Categoría de Riesgo IV, con potencial para causar un impacto económico significativo y/o una interrupción masiva de la vida civil cotidiana en caso de fallo.

Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio

	Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
	50% / 50 años	a	B	D
NIVEL DE TERREMOTO	20% / 50 años 225 años	E	F	H
	BSE-1 10% / 50 años 475 años	I	J	L
	BSE-2 2% / 50 años	M	N	P

(2) Control de Daños para el BSE-1E (Tr 225 años): Se define como un punto intermedio entre la seguridad de vida y la ocupación inmediata.

(4) Seguridad Limitada para BSE-2E (Tr 975 años): Se establece como un punto medio entre la Seguridad de vida (S-3) y Prevención de Colapso (S-5).

Niveles de desempeño

Niveles de desempeño estructural					
Niveles de desempeño No estructural	Ocupación Inmediata OI (S-1)	Control de Daños CD (S-2)	Seguridad de vida SV (S-3)	Seguridad Limitada SL (S-4)	Prevención al Colapso PC (S-5)
Operacional (N-A)	Operacional 1-A	2-A	No es recomendable	No es recomendable	No es recomendable
Posición de retención (N-B)	Ocupación Inmediata (1-B)	2-B	3-B	No es recomendable	No es recomendable
Seguridad de vida (N-C)	1-C	2-C	Seguridad de vida (3-C)	4-C	5-C
Peligros reducidos (N-D)	No es recomendable	2-D	3-D	4-D	5-D
No Considerado (N-E)	No es recomendable	No es recomendable	No es recomendable	4-E	Prevención al Colapso (S-E)

Nota. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

Aplicación y limitaciones de los análisis

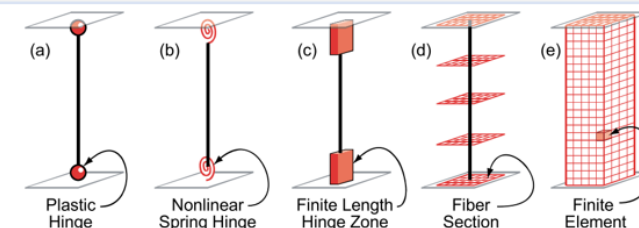
Limitaciones	LSP	LDP	NSP	NDP
Irregularidad	X	Sí	Sí	Sí
Alta demanda inelástica	X	X	Sí	Sí
Efecto de altos modos	X	Sí	X	Sí
Cercanos a la falla	X	X	X	Sí
Costo Computacional	Bajo	Bajo	Medio	Alto

Niveles de evaluación

Nivel	Procedimientos de análisis	Limitaciones, excepciones.
Nivel 1 Evaluación Preliminar	Listas de chequeo ALE	Si una EN1 encuentra deficiencias, utilizar una EN2
Nivel 2 Evaluación basada en deficiencias	ALE ALD	Con una EN2 se puede mitigar y rehabilitar las deficiencias o utilizar una EN3 lineal para un análisis más detallado.
Nivel 3 Evaluación detallada	ALE ALD ANLE ANLD	Si una EN3 lineal no es permitida, utilizar una EN3 no lineal.

Nota. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

Tipos de modelos



Nota. Tomado de (NIST, 2010) Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings

Componentes:

Primarios y Secundarios

Criterios de Aceptación

Respuestas Globales

Respuestas Locales

Exigencias de derivas:

- Deriva excesiva, No convergencia, Respuestas exceden rango validos

Análisis Lineales

Acciones controladas por deformación :

- Capacidad de deformación inelástica
- Captar deterioro de resistencia

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad m\kappa Q_{CE} > Q_{UD}$$

Donde:
 Q_{UD}= Acción controlada por deformación;
 Q_{CE}= Resistencia esperada (media)
 Q_E=originada por cargas sísmicas
 Q_G=originada por cargas gravitacionales

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}}$$

Acciones controladas por fuerza:

- Elemento modelado elásticamente.
- Componentes frágiles
- Simplificación de modelado

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E \cdot \chi}{J \cdot C1 \cdot C2} \quad \kappa Q_{CL} > Q_{UF}$$

Donde:
 Q_{UF}= Acción controlada por fuerza;
 Q_{CL} = Resistencia del componente del límite inferior correspondientes al material controlado por fuerza; (μ-σ)

Análisis No Lineales

K* Límite de deformaciones

Las demandas de los componentes primarios y secundarios deberán estar dentro de los criterios de aceptación de los componentes no lineales en el nivel de desempeño estructural seleccionado.

Rot. elem < Rot límite.

Límites de rotación dado por el nivel de desempeño y el tipo de elemento estructural.

Acciones controladas por fuerza:

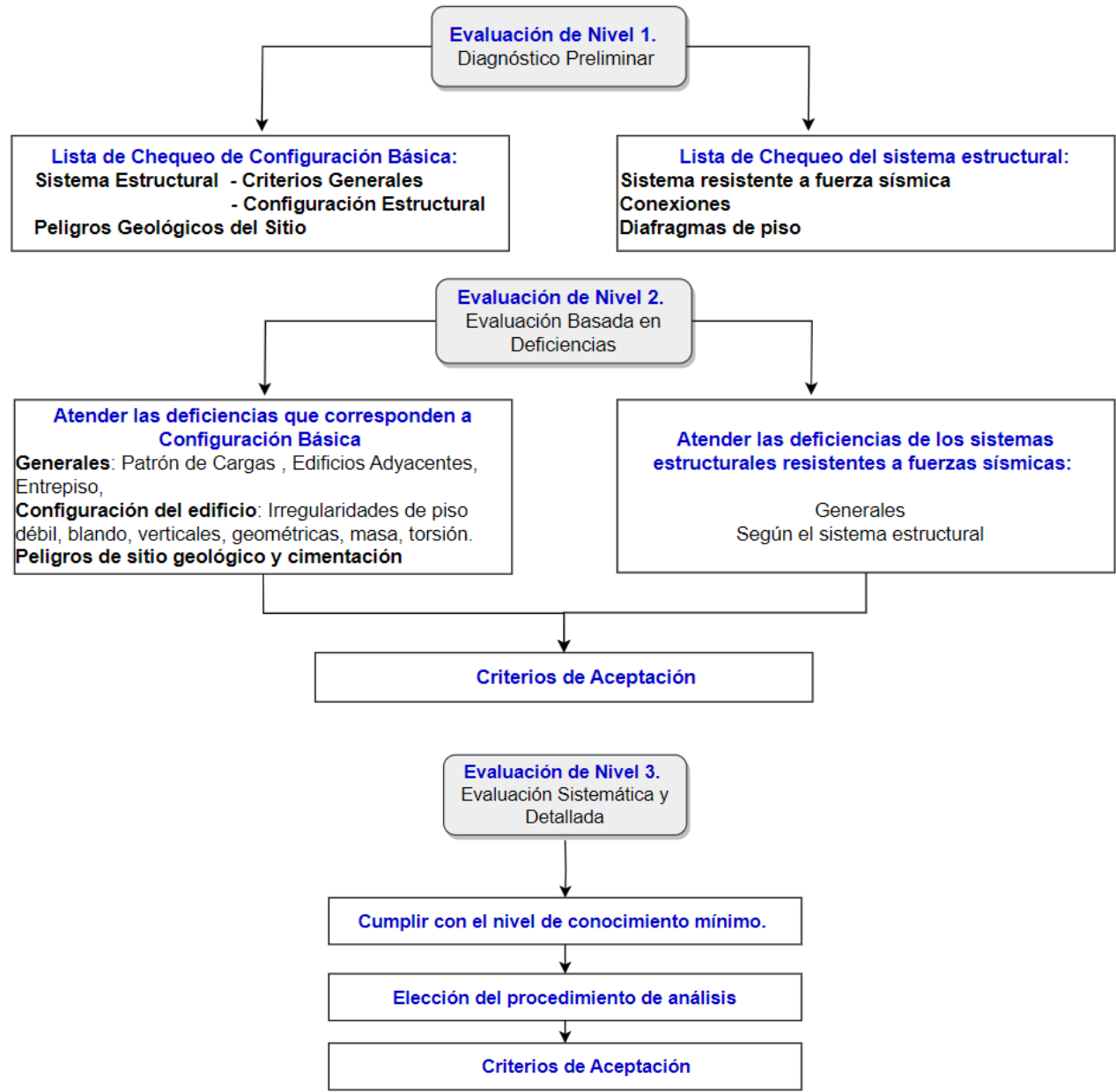
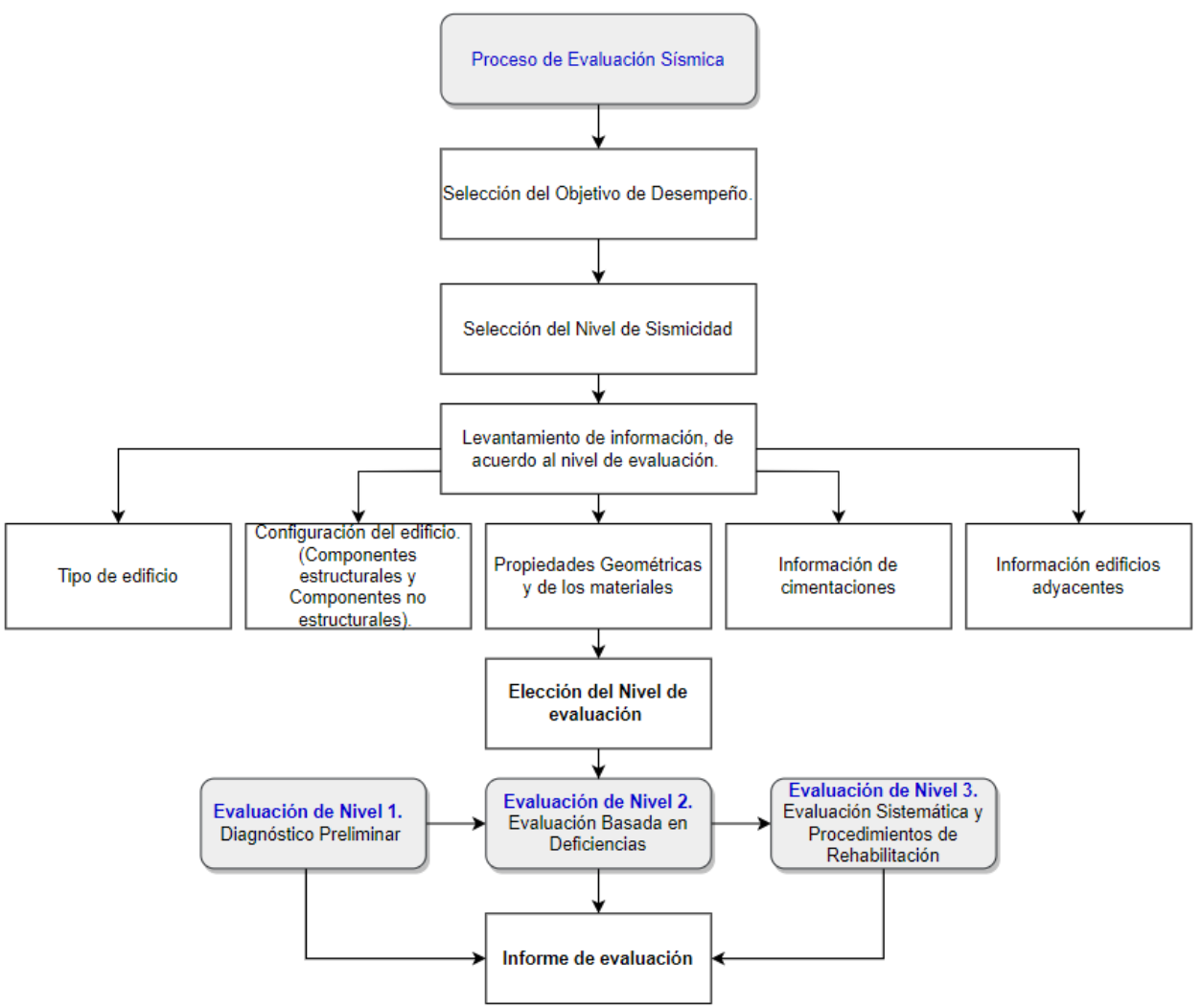
$$\gamma \chi (Q_{UF} - Q_G) + Q_G \leq Q_{CL}$$

Q_{UF} = la demanda controlada por fuerzas para el ANLE o el ANLD, respectivamente; γ = Factor de carga según el tipo de acción, crítico 1,3, ordinario 1,0 ; χ se toma como 1.0 para la prevención al colapso o 1.3 para seguridad de vida y Ocupación Inmediata.

Combinaciones de carga:

$$Q_G = 1.1 * (Q_D + Q_L); \quad Q_G = 0,9 * (Q_D)$$

$$Q_G = 1.0 * (Q_D + Q_L);$$



Hormigón:

Elemento	Resumen		CV
	(MPa)	(kg/cm ²)	
Promedio Muros y Columnas	47.34	482.74	0.14<0.20
Promedio Vigas	35.41	361.13	0.02<0.20
Promedio Vigas Subsuelos (ex)	60.74	619.40	0.10<0.20

$$\text{ACI 318-19} \quad f_{ceq} = 0.9 * \bar{f}_c \left[1 - 1.28 \sqrt{\frac{(k_c CV)^2}{n} + 0.0015} \right]$$

Elemento	Resumen	
	(MPa)	(kg/cm ²)
Promedio Muros y Columnas (núcleos)	39.39	401.66
Promedio Vigas Subsuelos (ex)	30.14	307.35
Promedio Vigas sobre nivel 0.00 (ex)	50.19	511.83

Westfall & Henning, 2013:

Para: $d=30.00 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma=66.66 \text{ kg/cm}^2$

$$n = \frac{(Z_{1-\frac{\alpha}{2}})^2 * \sigma^2}{d^2} = 18$$

Norma ASTM E 122:

46>44 Ok!

$$n = \left(\frac{3 * \sigma}{d} \right)^2 = 44$$

$$\text{NEC SE HM, 2015:} \quad f_{ceq} = 4700 \sqrt{f'_c} \quad \text{en MPa}$$

Elementos	Módulo de elasticidad	
	E (MPa)	E (kg/cm ²)
Promedio Muros y Columnas (núcleos)	29497.74	300794.39
Promedio Vigas Subsuelos (ex)	25803.26	263120.95
Promedio Vigas estructura (ex)	33298.105	339547.44

Panel de relleno:

Pachano, (2018)

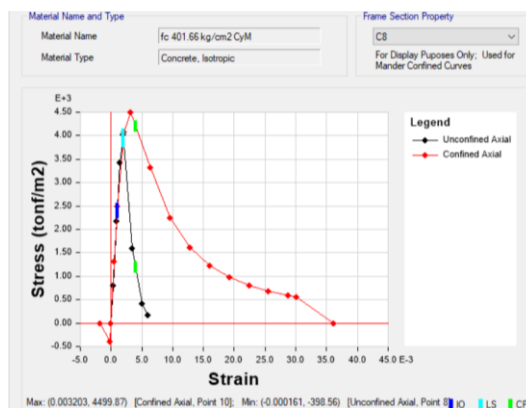
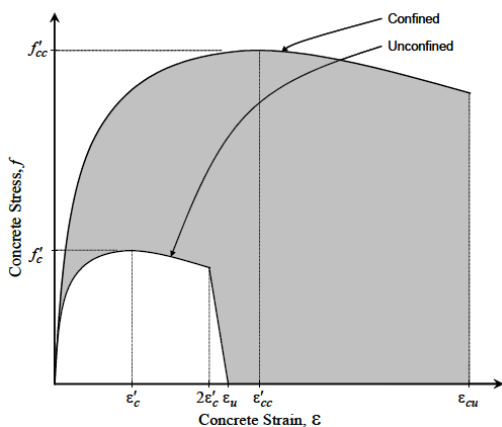
f'_{mv} (MPa)	f'_m (MPa)	E (GPa)
0.24	0.94	2.01

Suelo:

Bohorquez et al., (2018)

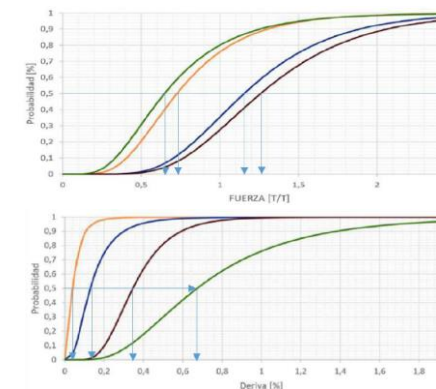
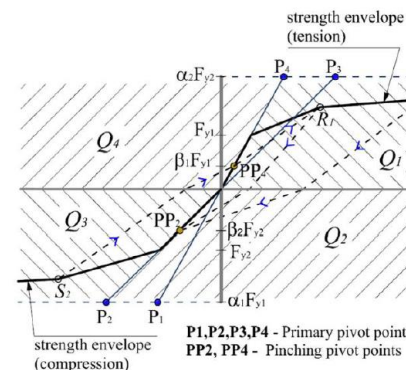
Periodo de suelo (s)	Vs30 (m/s)	Tipo de suelo (SUCS)
0.069	353.50	ML,SM,GC

Hormigón: (Mander J et al., 1989)



Fisura en elementos estructurales: 0.0001
 Resquebrajamiento del confinamiento: 0.0020
 Aplastamiento del núcleo: 0.0060

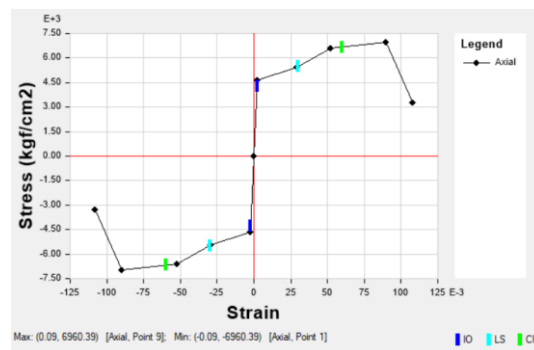
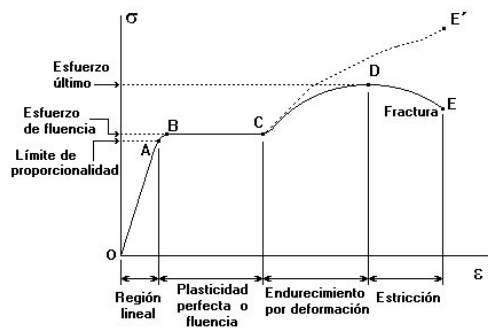
Panel de relleno:



Cavaleri & Di Trapani (2014)

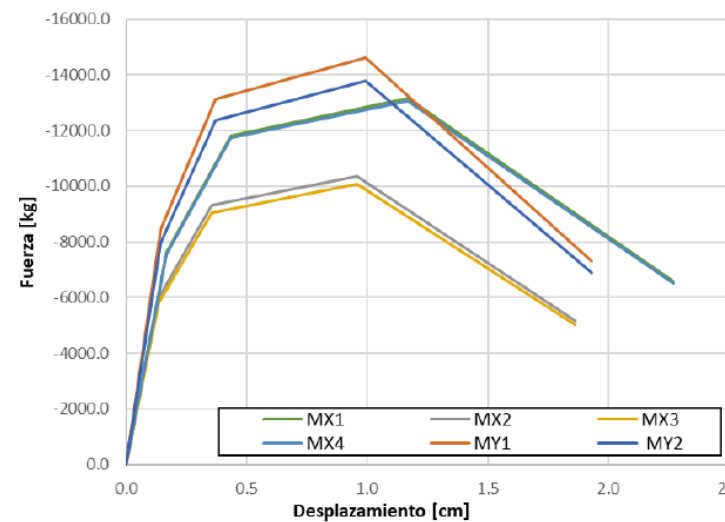
Grijalva & Narváez, (2018)

Acero de refuerzo: (Park)



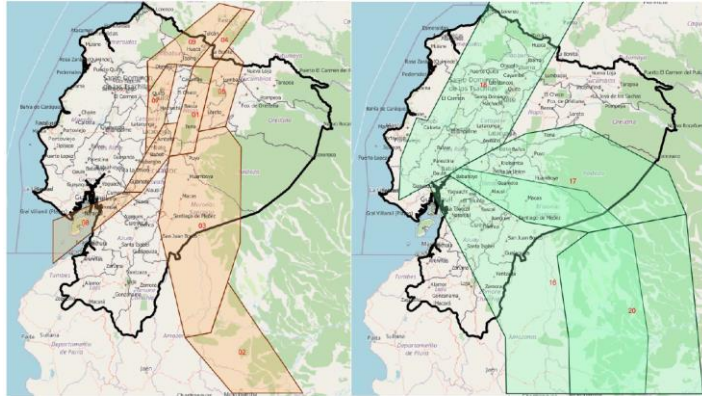
Fluencia del acero: 0.0025
 Fractura del acero: 0.0600

Modelo: Park
 Histéresis: Takeda

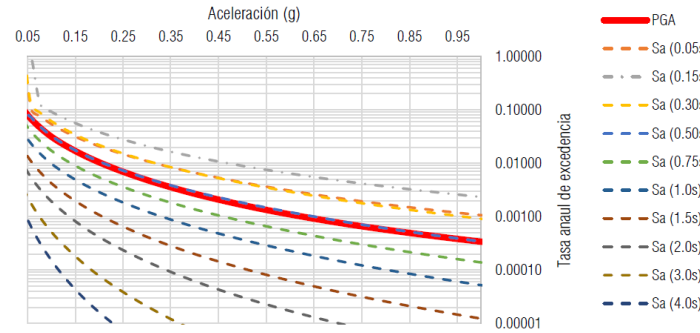


Estudio de Peligro Sísmico: Probabilístico

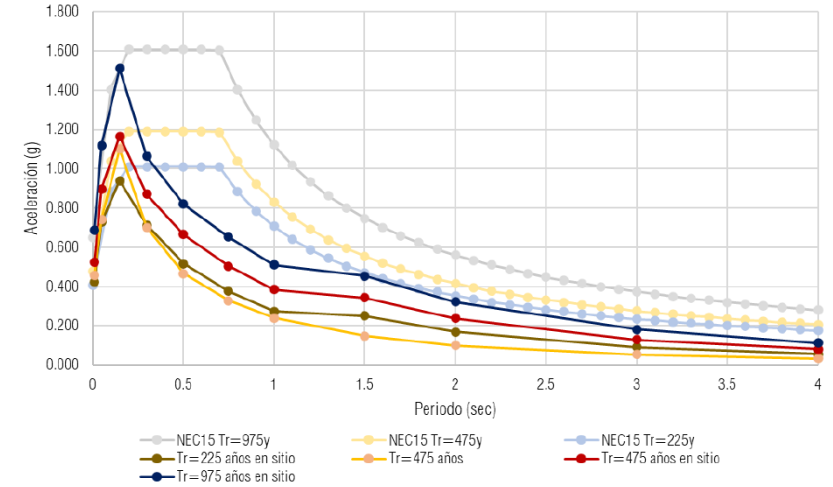
$$\lambda_{anual}(A > a) = \sum_{i=1}^{N_f} \int_{M_o}^{N_f} \frac{d\lambda_i(M)}{dM} \Pr(A > a | M, R, \epsilon) dM$$



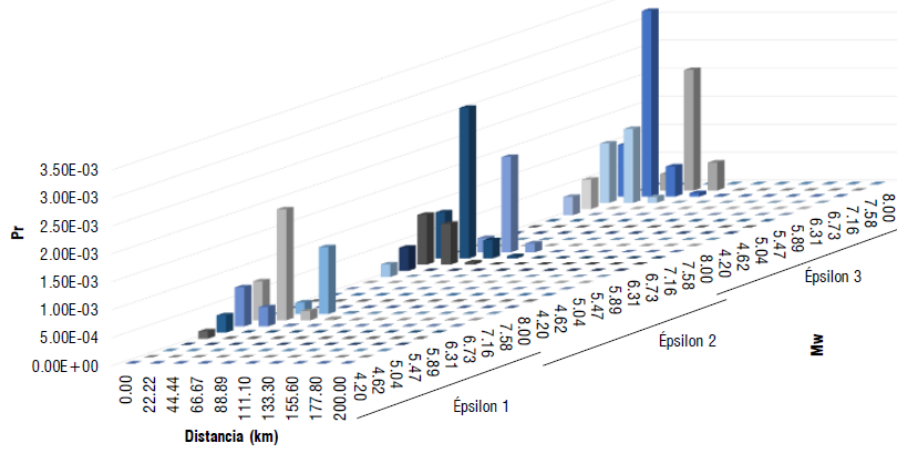
Curvas de Peligrosidad Sísmica Quito



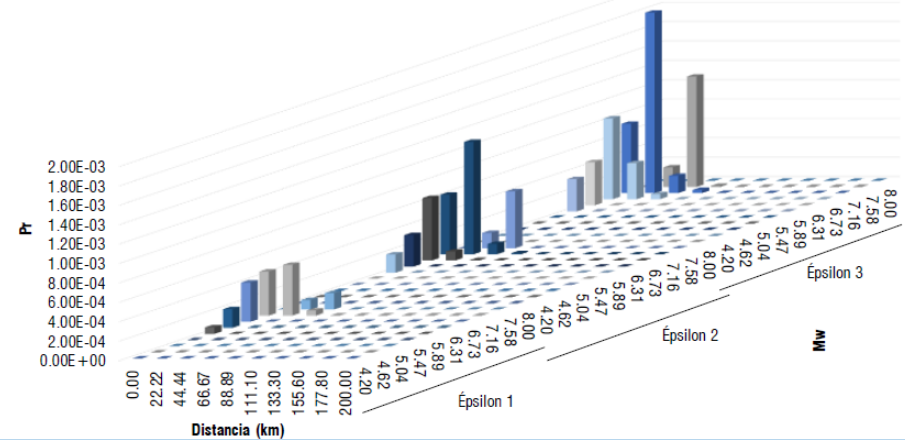
Espectros de Aceleración en Sitio & Espectro NEC15



Desagregación Sísmica CY14-A16 / (M, R, ε) / Sa (1.0sec) / Tr 225y

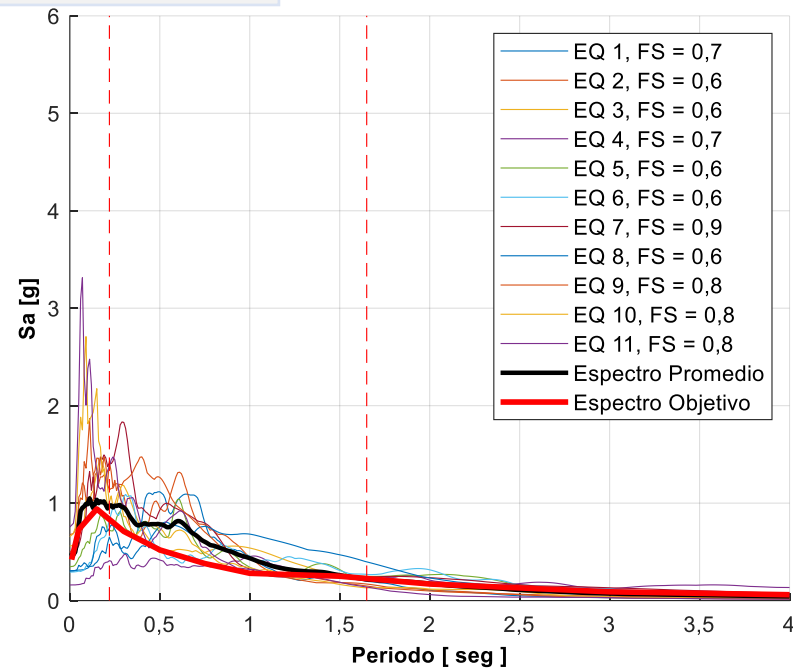


Desagregación Sísmica CY14-A16 / (M, R, ε) / Sa (1.0sec) / Tr 975y



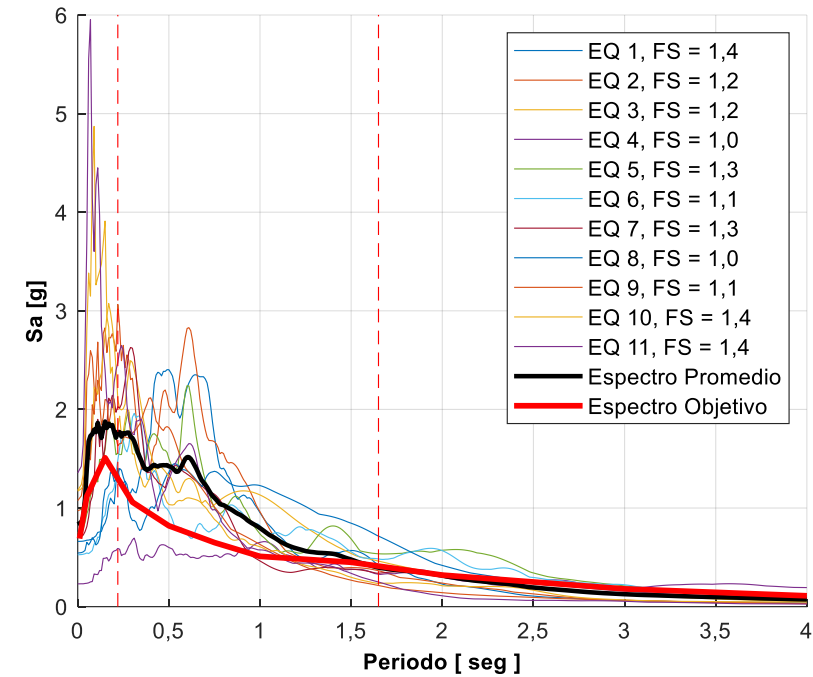
Tr=225 años, profundidad entre 20 y 40 km, Mw =5.50 y 6.70. Tr=975 años, profundidad entre 0 y 25 km, Mw =5.50 y 7.50.

Escalamiento de sismos:



EQ	Evento	Fj	F1	Fs
1	Sismo Coquimbo – Chile	0.5240	1.25	0.70
2	Sismo Ovalle – Chile	0.4538	1.25	0.60
3	N. Palm Springs	0.3927	1.50	0.60
4	Chi-Chi, Taiwan	0.5302	1.25	0.70
5	Northridge-01	0.4698	1.25	0.60
6	Dinar, Turkey	0.4237	1.50	0.60
7	Chi-Chi, Taiwan-03	0.7088	1.25	0.90
8	Montenegro, Yugoslavia	0.2703	2.10	0.60
9	L'Aquila, Italy	0.6274	1.25	0.80
10	Sismo, Huasco – Chile	0.7608	1.00	0.80
11	Sismo Iquique – Chile	0.7923	1.00	0.80

Tr=225 años



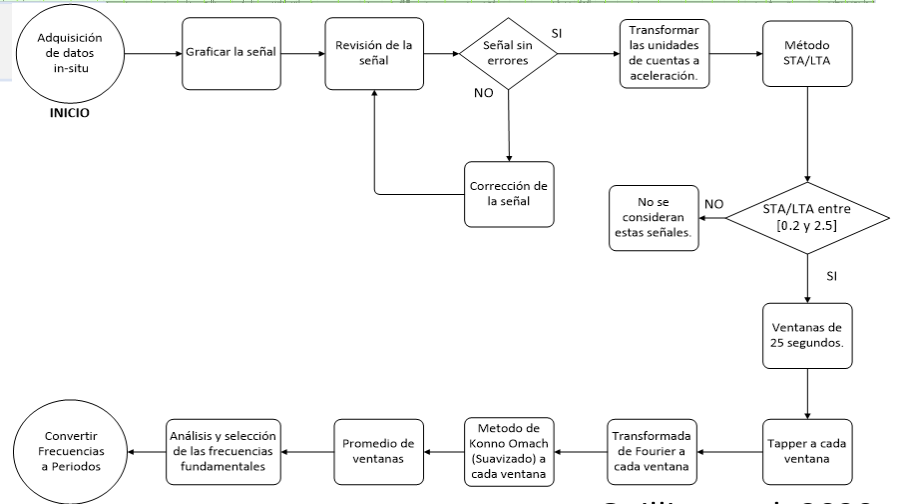
EQ	Evento	Fj	F1	Fs
1	Sismo Coquimbo – Chile	0.9402	1.50	1.40
2	Sismo Ovalle – Chile	0.8125	1.50	1.20
3	N. Palm Springs	0.7068	1.75	1.20
4	Chi-Chi, Taiwan	0.9556	1.00	1.00
5	Northridge-01	0.8445	1.50	1.30
6	Dinar, Turkey	0.7623	1.50	1.10
7	Chi-Chi, Taiwan-03	1.2703	1.00	1.30
8	Montenegro, Yugoslavia	0.4867	2.10	1.00
9	L'Aquila, Italy	1.1262	1.00	1.10
10	Sismo, Huasco – Chile	1.3680	1.00	1.40
11	Sismo Iquique – Chile	1.4234	1.00	1.40

Tr=975 años

Registro:

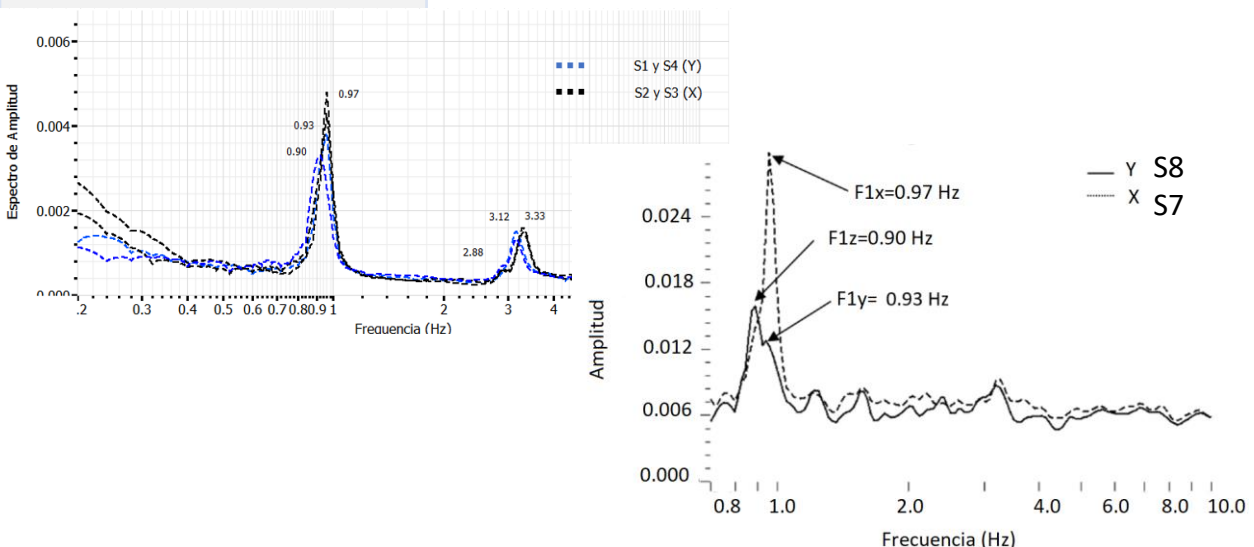


Metodología:

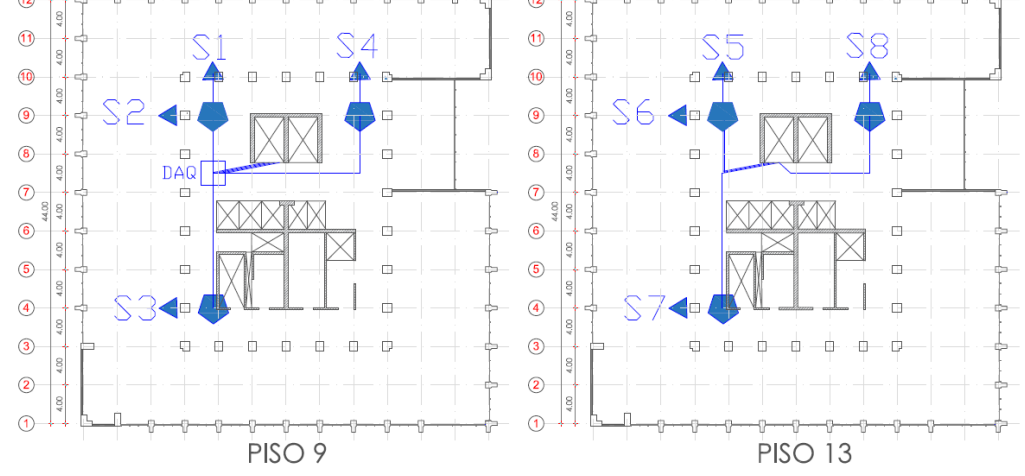


Guillier et al, 2020.

Espectro de Fourier

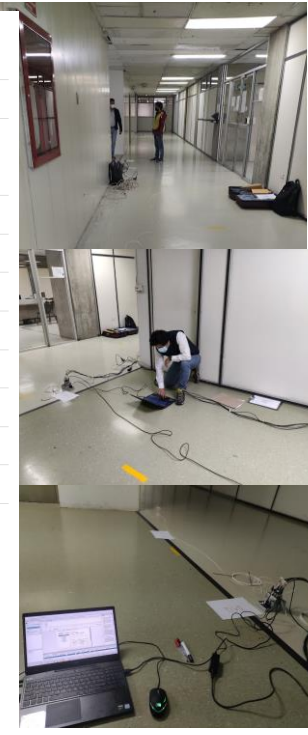


Medición in situ:



Simbología:

- ◆ Sensor
- DAQ
- Cables



Resultados:

Modo	Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (seg)	Descripción
1	T1,To [s]	0.91	1.10	Torsión
2	T1,L [s]	0.93	1.07	Desplazamiento en Y
3	T1,T [s]	0.97	1.03	Desplazamiento en X
4	T2,To [s]	2.88	0.35	Torsión
5	T2,L [s]	3.12	0.32	Desplazamiento en Y
6	T2,T [s]	3.33	0.30	Desplazamiento en X
7	T3,To [s]	5.26	0.19	Torsión
8	T3,L [s]	5.88	0.17	Desplazamiento en Y
9	T3,T [s]	6.43	0.15	Desplazamiento en X



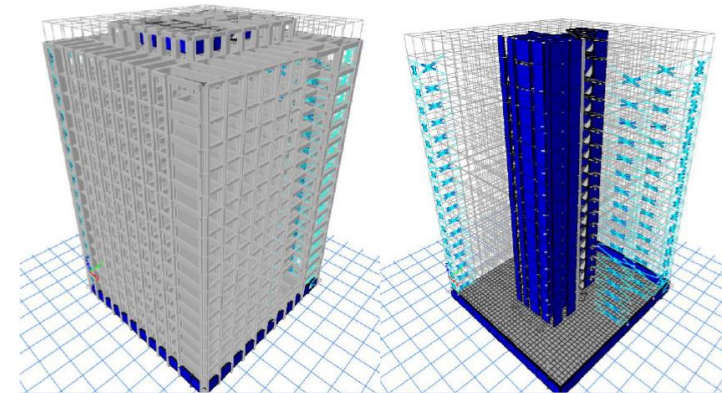
4. Resultados

Motivación y Justificación	Objetivos	Metodología	Resultados	Conclusiones
----------------------------	-----------	-------------	-------------------	--------------

Primer modelo



Modelo calibrado



Función de Optimización

$$FO = (f_{1x} - f_{1x}^{exp})^2 + (f_{1y} - f_{1y}^{exp})^2 + \left| \frac{radio_x + radio_y}{2} \right| * [(f_{2x} - f'_{2x})^2 + (f_{2y} - f'_{2y})^2] \dots$$

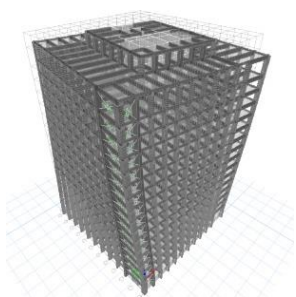
- ✓ La **calibración** incluye:
- ✓ Inclusión de la mampostería como links plásticos.
- ✓ Factor de Rigidez en los nudos igual a 0,5.
- ✓ Módulo de elasticidad del hormigón.

Modo	T exp	T mod	Radio
T1z	1.104	1.527	1.000
T1y	1.067	1.129	1.000
T1x	1.032	1.045	1.000
T2z	0.349	0.47	0.147
T2y	0.315	0.318	0.218
T2x	0.301	0.297	0.231
T3z	0.190	0.25	0.049
T3y	0.171	0.164	0.001
T3x	0.154	0.156	0.052

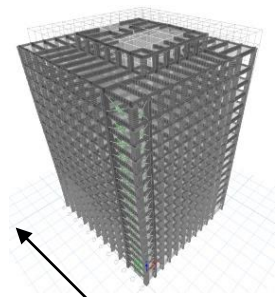
FO 0.186

Modo	T exp	T mod	Radio
T1z	1.104	1.129	1.000
T1y	1.067	0.965	1.000
T1x	1.032	0.953	1.000
T2z	0.349	0.362	0.125
T2y	0.315	0.288	0.179
T2x	0.302	0.28	0.199
T3z	0.190	0.204	0.041
T3y	0.171	0.159	0.000
T3x	0.154	0.154	0.006

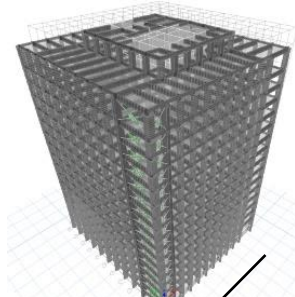
FO 0.018



Tz= 1,129 segundos



Ty=0,965 segundos



Tx= 0,953 segundos

Modelo:

$$E = 3875 * \sqrt{f_c} \quad (\text{Cabrera, 2014})$$

Módulo de elasticidad

	E (MPa)	E (kg/cm2)
Promedio Muros y Columnas	24319.95	247995.37
Promedio Vigas Subsuelos	21273.96	216934.83
Promedio Vigas estructura	27453.22	279946.02

Lista de Chequeo 1: Configuración Básica - Prevención de Colapso

Estado Criterio de Evaluación

Sistema Estructural - Criterios Generales

C NC N/A U CONTINUIDAD DE CARGA: La estructura contiene un sistema de carga continuo y completo, incluyendo elementos estructurales y conexiones, que sirvan para transferir las fuerzas inerciales asociadas con la masa de todos los elementos del edificio a la cimentación.

La estructura cuenta con elementos verticales continuos y completos hasta el nivel de cimentación.

C NC N/A U EDIFICIOS ADYACENTES: La distancia libre entre el edificio en evaluación y cualquier edificio adyacente es mayor que el 1.5% de la altura del edificio más corto, en zonas de alta sismicidad.

El edificio no cuenta con edificaciones adosadas a el.

C NC N/A U MEZZANINES: Los niveles interiores de las entreplantas están arriostrados independientemente de la estructura principal o están anclados a los elementos sismorresistentes de la estructura principal.

El edificio posee un mezzanine conectado a la estructura principal, donde existe un abertura inferior al 30 % con respecto al área en planta Ver Tabla 45.

C NC N/A U GEOMETRIA: No existen cambios en la dimensión horizontal del sistema resistente a fuerza sísmica de más del 30% de un piso respecto al a pisos adyacentes, excluyendo entrepisos o cubiertas ligeras.

Las dimensiones de los elementos resistentes a cargas laterales no poseen variaciones importantes a lo largo de la altura, con respecto a losas, no existen variaciones en la geometría que sean superiores al 30%, razón por la cual si se cumple con este requisito. En la Tabla 45 se presenta que el piso P1 posee un área de losa menor con respecto a todos los pisos ya que posee una abertura en el mezzanine, obteniendo una relación de 29%.

Cálculo de Áreas de piso. Aberturas.

Losa	Nivel [m]	Área [m ²]	Diferencia Área	
			$ (A_{i+1}/A_i) - 1 \%$	< 30 %
P16	61.10	504.22	Cubierta	
P15	57.36	1746.43	2.40%	
P14	52.36	1704.43	0.00%	Ok
P13	48.62	1704.43	0.00%	Ok
P12	44.88	1704.43	0.00%	Ok
P11	41.14	1704.43	0.00%	Ok
P10	37.4	1704.43	0.00%	Ok
P9	33.66	1704.43	0.00%	Ok
P8	29.92	1704.43	0.00%	Ok
P7	26.18	1704.43	0.00%	Ok
P6	22.44	1704.43	0.00%	Ok
P5	18.70	1704.43	0.00%	Ok
P4	14.96	1704.43	0.00%	Ok
P3	11.22	1704.43	0.00%	Ok
P2	7.48	1704.43	28.75%	Ok
P1	3.74	1214.43	27.67%	Ok
PB	0.00	1550.43	12.64%	Ok
S1	-3.74	1746.43		

Sistema Estructural - Configuración Estructural

C NC N/A U PISO DEBIL: La suma de la capacidad a corte del sistema resistente a fuerza sísmica en cualquier piso y en cualquier dirección no es menor que el 80% de su capacidad en el piso superior adyacente.

No existen variaciones importantes en la rigidez de la estructura, razón por la cual si se cumple con este requisito.

C NC N/A U PISO BLANDO: La rigidez del sistema de resistencia a la fuerza sísmica en cualquier piso no es inferior al 70% de la rigidez del sistema de resistencia a la fuerza sísmica en un piso adyacente superior o inferior al 80% de la rigidez media del sistema de resistencia a la fuerza sísmica de los tres pisos

No existen variaciones importantes en la rigidez de la estructura, razón por la cual si se cumple con este requisito.

C NC N/A U IRREGULARIDAD VERTICAL: Todos los elementos del sistema resistente a fuerza sísmica son continuos hasta la cimentación.

No existen variaciones importantes en los elementos verticales, son continuos hasta la cimentación.

C NC N/A U MASA/ PESOS: No existen cambios en la masa o pesos efectivos mayores al 50% entre un piso y su nivel adyacente. Entrepisos o cubiertas ligeras no requieren ser considerados.

No existen variaciones importantes en la masa, la **Tabla 46** presenta que el piso P1 posee un peso reactivo menor con respecto a todos los pisos ya que posee una abertura en el mezzanine, obteniendo una relación de $32.56\% < 50.00\%$

C NC N/A U TORSIÓN: La distancia estimada entre el centro de masas y el centro de rigideces de un nivel es menor que el 20% de la dimensión menor de edificio medida en planta.

Mediante identificación de periodos fundamentales utilizando vibraciones ambientales se determinó que el modo fundamental es de torsión.

- La **Tabla 47** evidencia que no existe una distancia entre el centro de rigidez y de masa que supere el 20% de la dimensión menor del edificio. La distancia más grande se encuentra en el primer piso y el subsuelo 2 donde existe una diferencia de 2.55 metros (6.1%) y 1.36 metros (3.2%).

Cálculo de masas de piso.

Losa	Nivel [m]	Peso T]	Masa [T-s ² /m]	Masa (mi/mi+1) %	< 50 %
P16	61.10	837.10	85.33	Cubierta	
P15	57.36	2491.58	253.98	-11.33%	Ok
P14	52.36	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P13	48.62	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P12	44.88	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P11	41.14	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P10	37.4	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P9	33.66	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P8	29.92	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P7	26.18	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P6	22.44	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P5	18.7	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P4	14.96	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P3	11.22	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P2	7.48	2209.24	225.20	-17.20%	Ok
P1	3.74	1829.29	186.47	32.56%	Ok
PB	0.00	2424.90	247.19	1.62%	Ok
S1	-3.74	2464.10	251.18		

Cálculo de CM y CR.

Piso	Centro de masas		Centro de Rigidez		Distancia CM -CR		Distancia CM -CR /DM	
	X CM	Y CM	X CR	Y CR	X	Y	X	Y
P16	20.94	19.81	20.59	21.45	0.35	1.63	0.8%	3.9%
P15	21.03	21.70	20.54	21.55	0.49	0.16	1.2%	0.4%
P14	20.61	21.77	20.53	21.54	0.09	0.23	0.2%	0.5%
P13	20.62	21.78	20.54	21.51	0.09	0.27	0.2%	0.6%
P12	20.62	21.78	20.55	21.49	0.08	0.29	0.2%	0.7%
P11	20.62	21.78	20.55	21.46	0.07	0.32	0.2%	0.8%
P10	20.62	21.78	20.56	21.44	0.06	0.34	0.2%	0.8%
P9	20.62	21.78	20.56	21.42	0.06	0.36	0.1%	0.9%
P8	20.62	21.78	20.56	21.40	0.06	0.38	0.2%	0.9%
P7	20.62	21.78	20.55	21.39	0.07	0.39	0.2%	0.9%
P6	20.62	21.78	20.54	21.38	0.09	0.40	0.2%	0.9%
P5	20.62	21.78	20.51	21.38	0.11	0.40	0.3%	0.9%
P4	20.62	21.78	20.48	21.39	0.15	0.39	0.4%	0.9%
P3	20.62	21.78	20.42	21.39	0.20	0.39	0.5%	0.9%
P2	20.62	21.78	20.35	21.38	0.28	0.40	0.7%	1.0%
P1	17.84	20.07	20.39	21.43	2.55	1.36	6.1%	3.2%
PB	20.27	20.57	20.54	21.46	0.27	0.89	0.6%	2.1%

Peligros Geológicos del Sitio

- C NC N/A U LICUEFACCION:** No existen suelos granulares saturados, susceptibles de licuefacción que pudieran comprometer el desempeño sísmico a profundidades menores a 15m bajo el edificio.
De acuerdo con los resultados del estudio de suelos llevado a cabo en Bohorquez en 2020, se puede afirmar que la posibilidad de que se produzca licuefacción se descarta por completo, tal y como se detalla en la Tabla 48 del informe. Las razones de esta conclusión son las siguientes:
El terreno del sitio se compone de arenas no saturadas;
La estructura de la arena es suelta o muy suelta hasta los 4,50 metros de profundidad, a partir de donde se vuelve densa; y,
Las arenas presentan más del 15% de finos.
- C NC N/A U FALLA DE TALUDES:** El edificio está ubicado fuera de zonas donde pudiera haber derrumbes generados por sismos, de tal forma que no se vea afectado por dichos eventos o que esté en capacidad de acomodar cualquier movimiento esperado sin sufrir fallas.
No existen pendientes importantes cercanas a la edificación que puedan causar derrumbes en caso de sismos, por lo que si se cumple con este requisito.
- C NC N/A U ROTURA DE FALLAS SUPERFICIALES:** No se prevé la rotura o desplazamientos de fallas superficiales en la zona donde se ubica el edificio.
No se han observado fallas en la superficie del suelo en el terreno donde se encuentra asentada la estructura. Esto indica que el suelo es capaz de soportar las cargas generadas por el edificio sin presentar deformaciones o fracturas en la superficie. Esta observación es una buena señal para la estabilidad a largo plazo del edificio, ya que sugiere que el terreno ofrece una base sólida y resistente para la cimentación del edificio.

Suelo

Profundidad [m]	N golpes	P1		P2		P3		Diferencia de Estrato
		SUCS	% Finos	SUCS	% Finos	SUCS	% Finos	
1	4	SM	48	ML	72	SM	25	Estrato 1
2	6	SM	48	ML	72	SM	25	
3	7	SM	36	SM	8	SM	39	
4	12	SM	48	ML	57	SM	49	
5	28	SM	40	SM	37	SM	37	Estrato 2
6	33	SM	45	SM	41	SM	23	
7	47	SM	45	SM	49	SM	22	
8	51	SM	30	SM	35	SM	30	
9	51			GC	17	SM	18	

- C NC N/A U VOLCAMIENTO:** La relación entre la dimensión horizontal menor del sistema resistente a fuerza sísmica en el nivel de cimentación y la altura del edificio (base/altura) es mayor que 0.6 Sa
La relación entre la base y la altura del edificio, que se calcula dividiendo 42,0 entre 57,36, da como resultado un valor de 0,73. Esta relación supera el valor límite de 0,6 veces el valor de Sa, que en este caso es 0,71, por lo que se cumple con este requisito. Además, la estructura cuenta con dos subsuelos que contribuyen a prevenir el volcamiento del edificio.
- C NC N/A U AMARRES EN CIMENTACIONES:** La cimentación tiene amarres adecuados para resistir fuerzas sísmicas como cadenas, vigas, losas o suelos clasificados como A, B o C.
La cimentación del edificio se compone de una losa de cimentación con un peralte de 1,10 metros que se extiende a lo largo de toda la superficie de la estructura. Esta losa proporciona una base sólida y uniforme para la estructura, lo que contribuye a una distribución equitativa de las cargas y una mayor estabilidad del edificio en su conjunto.

Basado en la tabla 17-2 del ASCE 41-17 para zonas de alto riesgo sísmico

Lista de Chequeo 3: Edificios Tipo C2 - Prevención de Colapso

Estado Criterio de Evaluación

Sistema Resistente a Fuerza Sísmica

C NC N/A U PORTICOS COMPLETOS: Los pórticos de hormigón o acero clasificados como secundarios forman un sistema resistente a carga vertical completo.

Los pórticos de hormigón forman pórticos completos.

C NC N/A U REDUNDANCIA: El número de ejes con muros de corte en cada dirección principal es mayor o igual a 2.

El número de ejes con muros estructurales en la dirección paralela a X es igual a 4. y 5 para la dirección Y.

C NC N/A U ESFUERZO CORTANTE: El esfuerzo cortante en muros de corte de hormigón, calculado usando los procedimientos de Chequeos Rápidos, es menor que el mayor valor entre 7 kg/cm^2 o $0,53 \sqrt{f_c} \text{ kg/cm}^2$.

El chequeo del esfuerzo cortante promedio se realiza mediante la Tabla 49, en la cual se muestra que el valor del esfuerzo cortante promedio para el eje X es de $34,13 \text{ kg/cm}^2$, mientras que para el eje Y es de $29,05 \text{ kg/cm}^2$. Cabe destacar que los valores de esfuerzo cortante en el eje X son mayores que el valor límite de $0,53 \sqrt{f_c} = 33,59 \text{ kg/cm}^2$. Por lo tanto, no se cumple con el requisito de corte de muros en ese sentido.

C NC N/A U ACERO MINIMO: La relación entre al área de acero de refuerzo y el área de la sección de muro es mayor o igual a 0.12% en la dirección vertical y 0.2% en la dirección horizontal. Ver Tabla 50

El chequeo del armado de muros horizontal y vertical se lo realiza en la Tabla 50, donde se evidencia que la relación de acero de refuerzo de armado horizontal es aproximadamente igual 0.23% y de armado vertical es igual a 0.70%, que superan el límite impuesto por el chequeo de 0.20% y 0.12% respectivamente.

C NC N/A U LOSAS PLANAS: Las losas planas que no formen parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas tienen refuerzo inferior continuo a través de sus nudos con columnas.

Las losas en la edificación poseen refuerzo inferior continuo.

Columnas

$$V_j^{avg} = \frac{1}{M_s} \left(\frac{n_c}{nc - nf} \right) \left(\frac{v_j}{A_c} \right)$$

Tipo	Área A_w (m ²)	V_j (T)	v_{javg} (kg/cm ²)	$< 0,53 \sqrt{f_c}$ (kg/cm ²)
Muros X	13.04	16692.23	34.13	NC
Muros y	15.33	16692.23	29.05	Ok

Consideraciones:

Tr	975	(años)	Tabla 4.8 Seguridad Limitada	
Ms	3.75		f _{Ceq} Muros y columnas	
f _c	401.66	(kg/cm ²)	Ecuación en (MPa) luego a (kg/cm ²)	
$0.53 \sqrt{f_c}$	33.59	(kg/cm ²)		

Muros

$$V_j^{avg} = \frac{1}{M_s} \left(\frac{v_j}{A_w} \right)$$

Tipo	Área A_c (m ²)	V_j (T)	v_{javg} (kg/cm ²)	$< 0.53 \sqrt{f_c}$ (kg/cm ²)
Columnas	50.42	16692.23	18.92	Ok

Consideraciones:

Tr	975	(años)	Sección 4.4.3.2 , Seguridad Limitada	
Ms	1.75		f _{Ceq} Muros y columnas	
f _c	401.66	(kg/cm ²)	Ecuación en (MPa) luego a (kg/cm ²)	
$0.53 \sqrt{f_c}$	33.59	(kg/cm ²)		

C NC N/A U COMPATIBILIDAD DE DEFORMACION: Los elementos secundarios diseñados para cargas gravitacionales tienen suficiente resistencia a corte para que primero se desarrolle su capacidad a flexión.

El chequeo del esfuerzo cortante promedio en columnas se calcula en la Tabla 49, donde se presenta que el esfuerzo cortante promedio para es igual a $18,92 \text{ kg/cm}^2$ que son menores al valor de $2 \sqrt{f_c}$ igual a $126,75 \text{ kg/cm}^2$.

C NC N/A U **VIGAS DE ACOUPLE:** Los elementos de borde que soportan vigas de acople están detallados para resistir cargas verticales generadas por volcamiento.

En el levantamiento realizado, se omite información sobre si las vigas que conectan los muros tienen un armado como vigas de acople. Solo se indica que se asume el mínimo refuerzo. El ASCE 41-17 menciona que el refuerzo de la viga de acoplamiento suele ser inadecuado para las exigencias que puede inducir el movimiento de los muros acoplados.

El ASCE/SEI 41-17 menciona que todos en estructuras con relación de aspecto inferiores a 4 a 1, no es necesario tener en cuenta el chequeo de volcamiento.

El edificio posee una altura de 61,10 metros y su ancho menor es 42 metros. Por lo tanto su relación de aspecto es $(61,10/42,00) = 1,5 < 4$. Por lo tanto no es necesario chequear volcamiento en muros.

C NC N/A U **ANCLAJE DE MUROS CON DIAFRAGMAS FLEXIBLES:** Los muros exteriores de hormigón que dependen de diafragmas flexibles para obtener soporte lateral están anclados mediante tensores de acero que soportan fuerzas fuera del plano en cada nivel. La conexión del tensor tiene capacidad para resistir las fuerzas determinadas mediante los procedimientos de

Se supone que la estructura no posee diafragmas flexibles, debido al cálculo realizado en la [Tabla 51](#)

C NC N/A U **TRANSFERENCIA A MUROS DE CORTE:** Los diafragmas están detallados para transferir las fuerzas sísmicas a los muros de corte.

Se supone que las losas de piso están detalladas para transmitir fuerzas de gravedad.

NC N/A U **ANCLAJES EN CIMENTACION:** El refuerzo del muro está anclado en la cimentación con varillas verticales del mismo tamaño y espaciamiento que el colocado en el muro sobre el nivel de cimentación.

Se supone que los muros están anclados por varillas verticales con su misma disposición (diámetro y espaciamiento) a la cimentación.

C NC N/A U **LEVANTAMIENTO DE CABEZALES:** Los cabezales de pilotes tienen refuerzo superior y los pilotes están anclados a los cabezales.

La edificación no cuenta con pilotes.

Distribución de fuerzas sísmicas

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad V_j = \sum_{x=j}^n F_x$$

Planta	W _i (T)	h _i (m)	W _i *h _i ^k (T.m)	F _x (T)	V _j (T)
P16	837.10	61.10	175643.65	929.66	929.66
P15	2491.58	57.36	481577.91	2548.93	3478.59
P14	2209.24	52.36	379265.19	2007.40	5485.99
P13	2209.24	48.62	344431.52	1823.03	7309.02
P12	2209.24	44.88	310393.17	1642.87	8951.90
P11	2209.24	41.14	277196.04	1467.16	10419.06
P10	2209.24	37.40	244893.09	1296.19	11715.25
P9	2209.24	33.66	213546.18	1130.27	12845.52
P8	2209.24	29.92	183228.71	969.81	13815.33
P7	2209.24	26.18	154029.53	815.26	14630.59
P6	2209.24	22.44	126058.80	667.21	15297.80
P5	2209.24	18.70	99457.50	526.42	15824.21
P4	2209.24	14.96	74413.98	393.86	16218.08
P3	2209.24	11.22	51195.78	270.97	16489.05
P2	2209.24	7.48	30221.47	159.96	16649.01
P1	1469.69	3.74	8165.03	43.22	16692.23
S1	0.00	0.00	0.00	0.00	16692.23
Suma	33518.53			16692.23	
V _x =V _y	16692.23				
Donde:					
Sa (g) =	0.498			Para Tr= 975 años y Desempeño Objetivo: SL	
T=	1.100	segundos			
K=	1.30				

Diafragma de Piso

Diafragmas Rígidos y Flexibles

C NC N/A U **CONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA:** Los diafragmas de piso mantienen un mismo nivel y no tienen juntas constructivas.

Los diafragmas de piso y la estructura no poseen juntas estructurales.

C NC N/A U **ABERTURAS JUNTO A MUROS DE CORTE:** Las aberturas de diafragmas adyacente a muros de corte son menores que el 25% de la longitud del muro.

No existe aberturas de losas adyacentes a muros.

Diafragmas Flexibles

C NC N/A U **ESTRIBOS:** Existen estribos continuos en las cuerdas de los diafragmas.

El edificio no posee diafragmas flexibles.

C NC N/A U **PANELES RECTOS:** Todos los diafragmas con tendido recto tienen relaciones de aspecto menores que 2 a 1 en la dirección que este siendo considerada.

El edificio no posee diafragmas flexibles.

C NC N/A U **VANOS:** Todos los diafragmas de madera con luces mayores a 7.3m consisten de paneles estructurales de madera o tendido diagonal.

El edificio no posee diafragmas flexibles ni pisos de madera.

C NC N/A U **PANELES DIAGONALES:** Todos los paneles diagonales de madera tienen luces menores que 12.2m y relaciones de aspecto menores que 4 a 1.

El edificio no posee diafragmas flexibles ni pisos de madera.

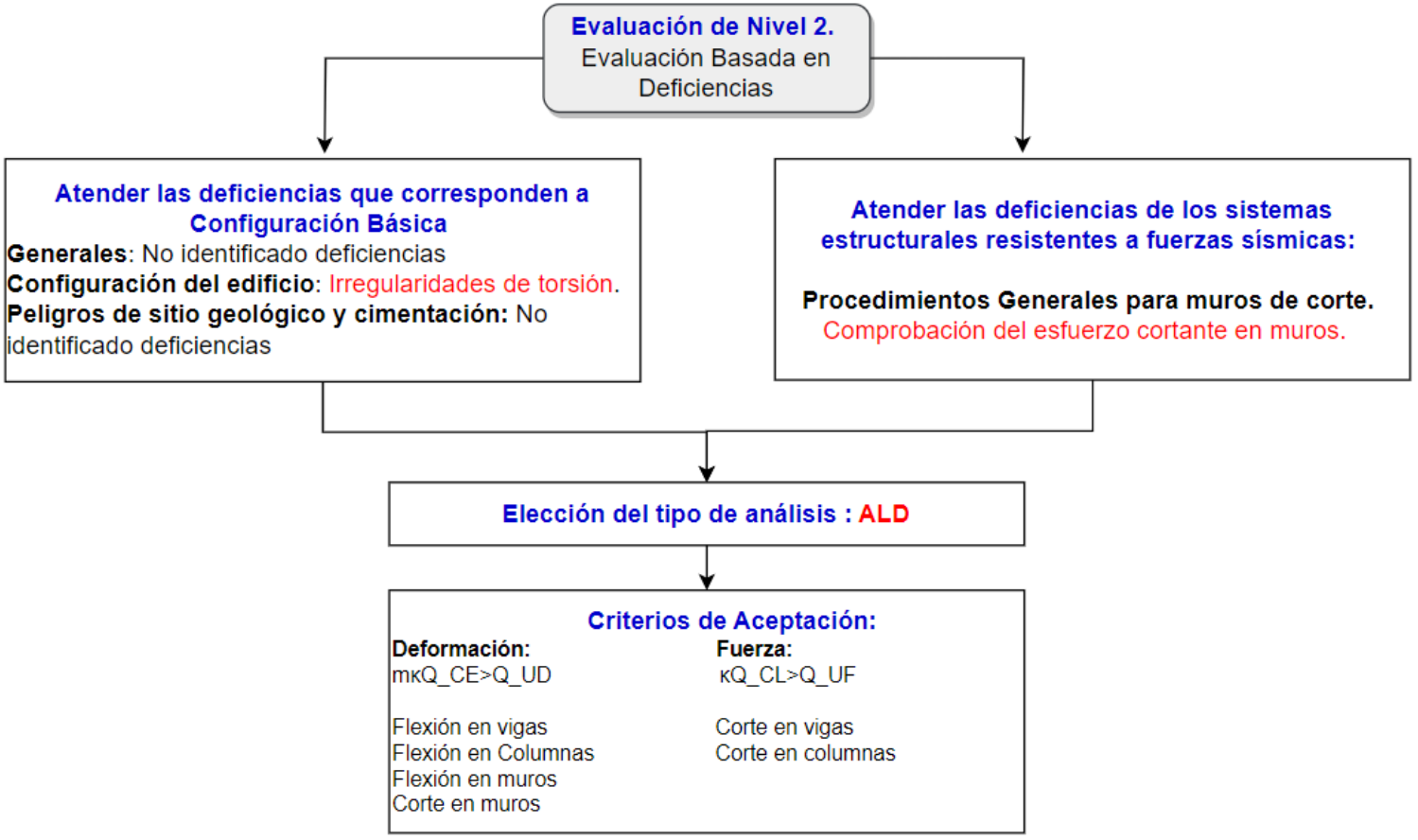
C NC N/A U **OTROS DIAFRAGMAS:** Los diafragmas no están conformados por otros sistemas distintos a los de madera, deck metálico, hormigón o diagonales de arriostramiento.

El edificio solo posee losas de hormigón armado alivianadas.

Basado en la tabla 17-24 del ASCE 41-17 para zonas de alto riesgo sísmico

Conclusión Evaluación 1: Por la información recopilada en las listas de chequeo 1, el edificio requiere una evaluación más profunda que destaque las siguientes deficiencias encontrada:

- Comportamiento de **torsión** en la estructura (Lista de chequeo básica)
- Esfuerzo a **corte** en muros en el sentido X (Lista de chequeo - C2)



Se evalúa el nivel de amenaza más grande.

(4) Seguridad Limitada para BSE-2E (Tr. 975 años): Se establece como un punto medio entre la Seguridad de vida (S-3) y Prevención de Colapso (S-5).

Materiales

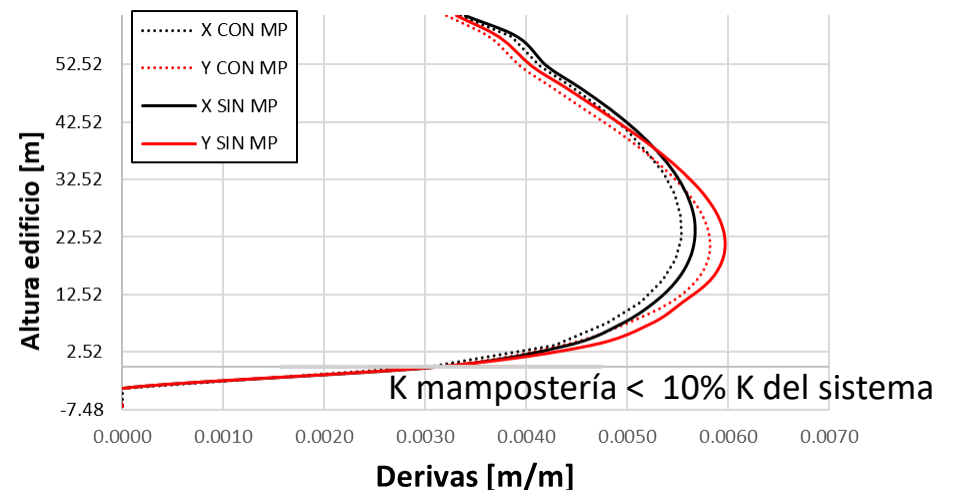
Elemento	Resistencia esperada		σ (MPa)	Resistencia límite inferior	
	(MPa)	(kg/cm ²)		(MPa)	(kg/cm ²)
Muros y Columnas	39.39	401.66	6.66	32.73	333.77
Vigas Subsuelos	30.14	307.35	0.87	29.27	298.46
Vigas estructura	50.19	511.83	8.74	41.45	422.67
Acero de refuerzo	514.85	5250.00	-	411.88	4200.00

Agrietamiento

Componente	Flexión	Corte
Vigas no pre esforzadas	0.3 $E_c I_g$	0.4 $E_c A_w$
Columnas con compresión mayor a $> 0.5 A_g f_c$	0.7 $E_c I_g$	0.4 $E_c A_w$
Columnas con compresión menor a $< 0.1 A_g f_c$	0.3 $E_c I_g$	0.4 $E_c A_w$
Muros	0.35 $E_c I_g$	0.4 $E_c A_w$

Donde:
 E_c : Módulo de elasticidad del hormigón. Evaluado usando propiedades esperadas
 I_g : Momento de inercia de la sección completa
 A_w : Área transversal de la sección
 f'_c : Valor de esfuerzo a compresión esperado

Componentes secundarios:



Elección del valor de m, para acciones controladas por deformación

Vigas: m=3.50

Columnas: m=1.72

Muros: m=1.63

<i>m</i> -Factors ^a					
Performance Level					
Conditions	Component Type				
	Primary		Secondary		
	IO	LS	CP	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_{cE}}}$				
Transverse reinforcement ^c	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_{cE}}}$				
≤0.0	C	≤3 (0.25)	3	6	7
≤0.0	C	≥6 (0.5)	2	3	4
≥0.5	C	≤3 (0.25)	2	3	3
≥0.5	C	≥6 (0.5)	2	2	2
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	2	3	4
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	1.25	2	3
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	2	3	3
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	1.25	2	2
Condition ii. Beams controlled by shear ^b					
Stirrup spacing ≤ d/2	1.25	1.5	1.75	3	4
Stirrup spacing > d/2	1.25	1.5	1.75	2	3
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b					
Stirrup spacing ≤ d/2	1.25	1.5	1.75	3	4
Stirrup spacing > d/2	1.25	1.5	1.75	2	3
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^d					
2	2	2	3	3	4

$$\text{Cuantía} = \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$$

$$\text{Corte} = \frac{V^d}{b_w d f'_{cE}}$$

$$M_{CE} = A_s * f'_{ye} * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'_{cE} * b_w}$$

$$V_{CL} = (0.53 * \sqrt{f'_{cE}} * A_c) + \left(\frac{A_v * f'_{ye} * d}{s}\right)$$

Table 10-10a. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular With Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

<i>m</i> -Factors ^a					
Performance Level					
Conditions	Component Type				
	Primary		Secondary		
	IO	LS	CP	LS	CP
$\left(\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}}\right)$	ρ_t				
V_{YE}/V_{CoIE}	V_{YE}/V_{CoIE}				
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^b					
≤0.1	≥0.0175	≥0.2	1.7	3.4	4.2
≥0.7	≥0.0175	≥0.2	1.2	1.4	1.7
≤0.1	≤0.0005	≥0.2	1.5	2.6	3.2
≥0.7	≤0.0005	≥0.2	1.0	1.0	1.0
≤0.1	≥0.0175	≥0.6	1.5	2.7	3.3
≥0.7	≥0.0175	≥0.6	1.0	1.0	1.0
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^b					
≤0.1	≥0.0075	≥1.0	1.0	1.7	2.0
≥0.7	≥0.0075	≥1.0	1.0	1.0	1.0
≤0.1	≤0.0005	≥1.0	1.0	1.0	1.4
≥0.7	≤0.0005	≥1.0	1.0	1.0	1.0

$$\text{Axial} = \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}}$$

$$\text{Corte} = \frac{V^d}{b_w d f'_{cE}}$$

$$V_{CL} = (0.53 * \sqrt{f'_{cE}} * A_c) + \left(\frac{A_v * f'_{ye} * d}{s}\right)$$

Table 10-21. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—R/C Structural Walls and Associated Components Controlled by Flexure

<i>m</i> -Factors ^a					
Performance Level					
Conditions	Component Type				
	Primary		Secondary		
	IO	LS	CP	LS	CP
i. Structural walls and wall segments					
$\frac{(A_s - A'_s) f_{yE} + P^b}{t_w l_w f'_{cE}}$	$\frac{V^c}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$				
Confined Boundary ^d	Confined Boundary ^d				
≤0.1	≤4	Yes	2	4	6
≤0.1	≥6	Yes	2	3	4
≥0.25	≤4	Yes	1.5	3	4
≥0.25	≥6	Yes	1.25	2	2.5
≤0.1	≤4	No	2	2.5	4
≤0.1	≥6	No	1.5	2	2.5
≥0.25	≤4	No	1.25	1.5	2
≥0.25	≥6	No	1.25	1.5	1.75
ii. Structural wall coupling beams ^e					
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ^f					
$\frac{V^c}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$					
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤3	2	4	6	6
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≥6	1.5	3	4	4
Diagonal reinforcement	NA	2	5	7	7

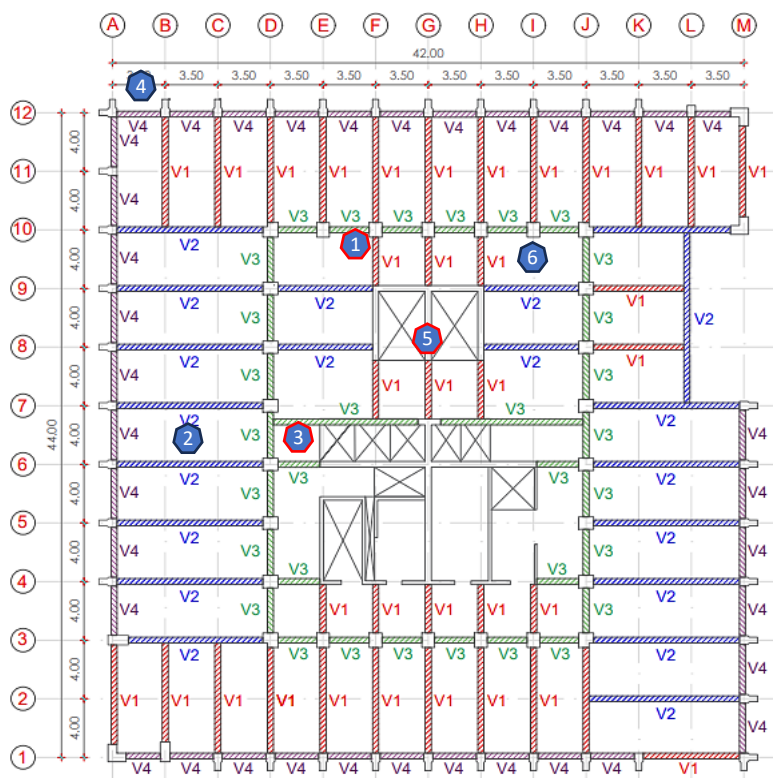
$$\text{Axial} = \frac{(A_s - A'_s) f_{yE} + P_b}{t_w l_w f'_{cE}}$$

$$\text{Corte} = \frac{V^c}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$$

$$V_{CE} = (\alpha_c * \sqrt{f'_{cE}} * A_{cv}) + (\rho_t * f'_{ye} * A_{cv})$$

Vigas:

Viga	Ubicación	PISO 1		PISO 3	
		Flexión:	Corte	Flexión:	Corte
V1	G,10-12	0.92	0.34	1.02	0.37
V2	6, A-D	0.43	0.10	0.54	0.10
V3	D, 7-8	1.04	0.30	1.20	0.45
V4	12, A-B	0.41	0.38	0.45	0.41
V1	G,7-8	1.90	0.63	2.19	0.71
V2	9, H-J	0.76	0.19	0.84	0.22



Flexión: m=3.50

Piso	Ubicación	#	Viga	MUD/m	As	M CE	RC	Condición
				(T .m)	(cm ²)	(T .m)		
P1	Sentido Y:G,10-12	1	V1	45.291	11.40	49.2	0.92	OK
	Sentido X:6, A-D	2	V2	26.169	12.56	60.7	0.43	OK
	Sentido X:D, 7-8	3	V3	24.07	7.63	23.2	1.04	NO
	Sentido X:12, A-B	4	V4	3.2743	4.62	8.1	0.41	OK
	Sentido Y:G,7-8	5	V1	93.549	11.40	49.2	1.90	NO
	Sentido X:9, H-J	6	V2	46.441	12.56	60.7	0.76	OK
P3	Sentido Y:G,10-12	1	V1	50.15	11.40	49.24	1.02	NO
	Sentido X:6, A-D	2	V2	32.76	12.56	60.73	0.54	OK
	Sentido X:D, 7-8	3	V3	27.79	7.63	23.17	1.20	NO
	Sentido X:12, A-B	4	V4	3.62	4.62	8.07	0.45	OK
	Sentido Y:G,7-8	5	V1	107.87	11.40	49.24	2.19	NO
	Sentido X:9, H-J	6	V2	51.06	12.56	60.73	0.84	OK

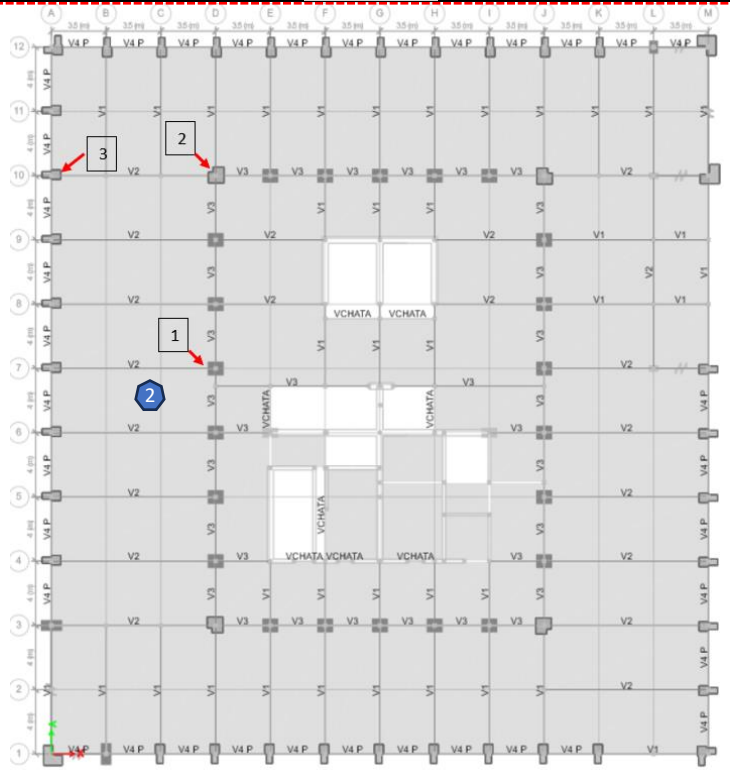
Corte: J=2.00

Ubicación	#	Viga	Base	Altura	V ₂		RC	Condición	
					UF	V ₂ CL			
			cm	cm	(T)	(T)			
P1	G,10-12	1	V1	40	90	37.10	110.46	0.34	OK
	6, A-D	2	V2	40	100	11.91	123.61	0.10	OK
	D, 7-8	3	V3	40	65	23.45	77.59	0.30	OK
	12, A-B	4	V4	40	40	16.99	44.71	0.38	OK
	G,7-8	5	V1	40	90	69.54	110.46	0.63	OK
	9, H-J	6	V2	40	100	23.53	123.61	0.19	OK
P3	G,10-12	1	V1	40	90	40.42	110.46	0.37	OK
	6, A-D	2	V2	40	100	12.95	123.61	0.10	OK
	D, 7-8	3	V3	40	65	34.73	77.59	0.45	OK
	12, A-B	4	V4	40	40	18.22	44.71	0.41	OK
	G,7-8	5	V1	40	90	77.95	110.46	0.71	OK
	9, H-J	6	V2	40	100	27.02	123.61	0.22	OK

Deficiencia en vigas tipo 1 conectan muros, deficiencia a flexión.

Columnas:

Columna	PISO 1		PISO 3	
	Flexión:	Corte	Flexión:	Corte
D-7	0.31	0.35	0.53	0.29
	0.20	0.50	0.50	0.90
D-10	0.29	0.48	0.39	0.50
	0.24	0.40	0.48	0.43
A10	0.30	0.19	0.27	0.19
	0.22	0.39	0.41	0.43



Flexión: m=1.72

Piso	Ubicación	#	Tipo	Base cm	Altura cm	Sentido	P _{UD} /m (T)	M _{UD} /m (T.m)	RC	Condición
P1	D-7	1	C6	85	100	X	815.71	21.14	0.31	OK
		1	C6	100	85	Y	541.11	11.53	0.20	OK
	D-10	2	C7	70	94	X	957.22	23.72	0.29	OK
		2	C7	94	70	X	793.33	34.93	0.24	OK
	A10	3	C1	50	114	X	470.38	19.15	0.30	OK
		3	C1	114	50	Y	358.37	7.85	0.22	OK
P3	D-7	1	C6	85	100	X	160.39	17.81	0.53	OK
		1	C6	100	85	Y	178.33	136.11	0.50	OK
	D-10	2	C7	70	94	X	13.33	65.56	0.39	OK
		2	C7	94	70	Y	141.01	120.02	0.48	OK
	A10	3	C1	50	114	X	336.11	29.44	0.27	OK
		3	C1	114	50	Y	256.67	63.89	0.41	OK

Corte: J=2.00

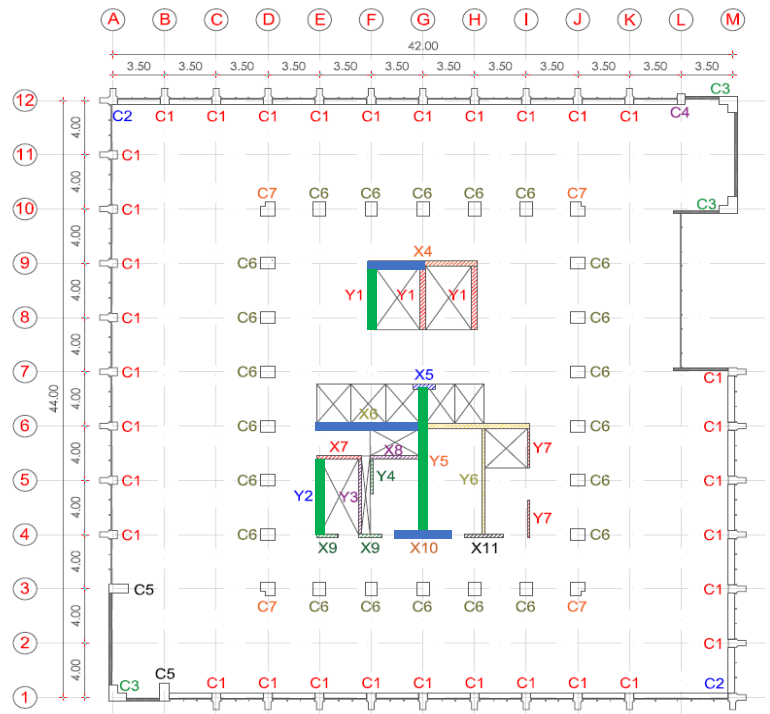
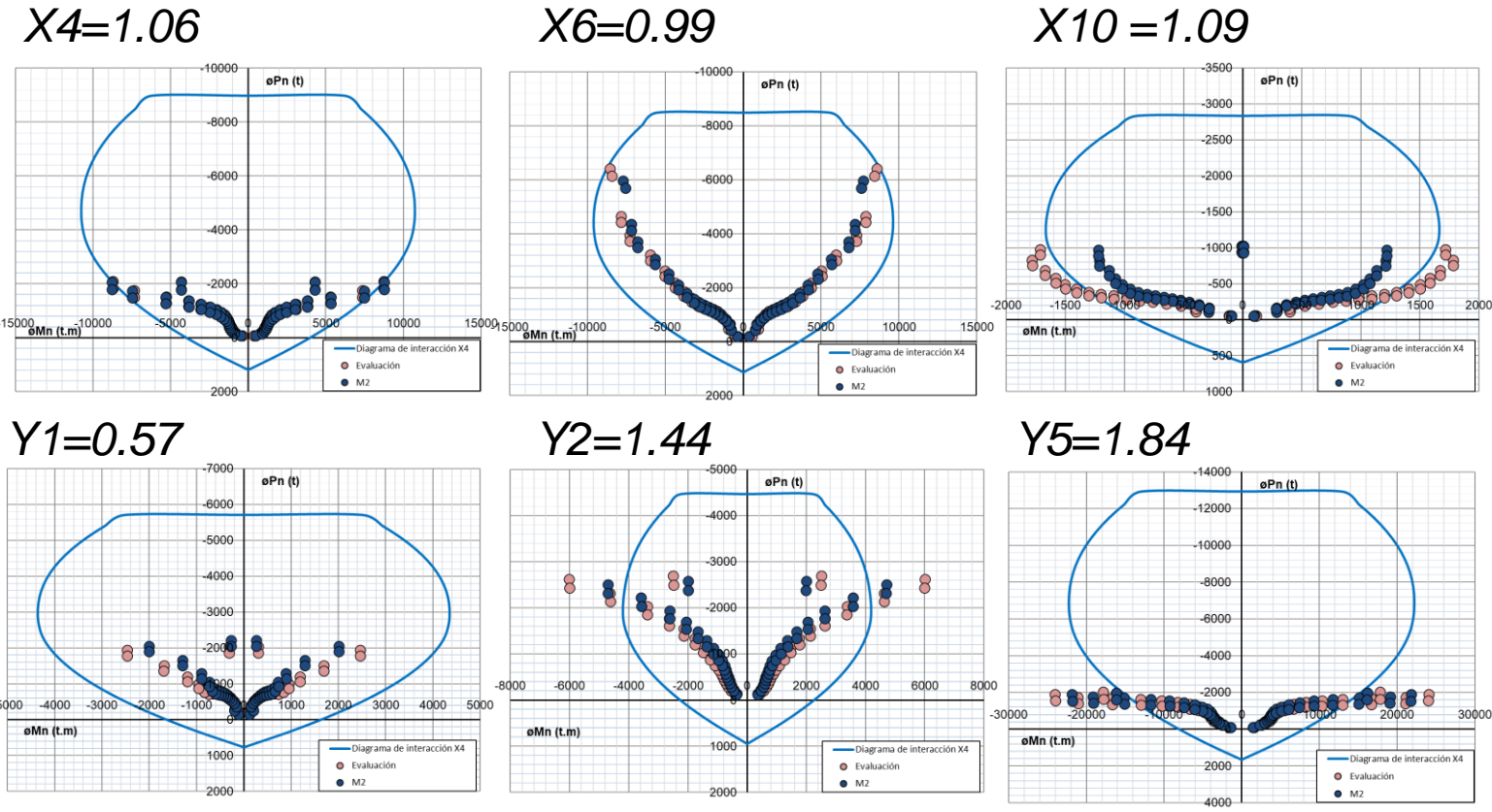
Piso	Ubicación	#	Tipo	Base cm	Altura cm	Sentido	P _{UD} /m (T)	M _{UD} /m (T.m)	RC	Condición
P1	D-7	1	C6	85	100	X	815.71	21.14	0.31	OK
		1	C6	100	85	Y	541.11	11.53	0.20	OK
	D-10	2	C7	70	94	X	957.22	23.72	0.29	OK
		2	C7	94	70	X	793.33	34.93	0.24	OK
	A10	3	C1	50	114	X	470.38	19.15	0.30	OK
		3	C1	114	50	Y	358.37	7.85	0.22	OK
P3	D-7	1	C6	85	100	X	160.39	17.81	0.53	OK
		1	C6	100	85	Y	178.33	136.11	0.50	OK
	D-10	2	C7	70	94	X	13.33	65.56	0.39	OK
		2	C7	94	70	Y	141.01	120.02	0.48	OK
	A10	3	C1	50	114	X	336.11	29.44	0.27	OK
		3	C1	114	50	Y	256.67	63.89	0.41	OK

Comportamiento en columnas adecuado

Muros:

Piso PB			
Muro	Ubicación	Flexión:	Corte
X4	Eje 9: F-H	1.06	1.67
X6	Eje 6: E-G	0.99	2.38
X10	Eje 4	1.09	2.77
Y1	Eje F: 8-9	0.57	1.08
Y2	Eje G: 4-7	1.44	2.82
Y5	Eje E	2.62	2.23

Flexión: m=1.63

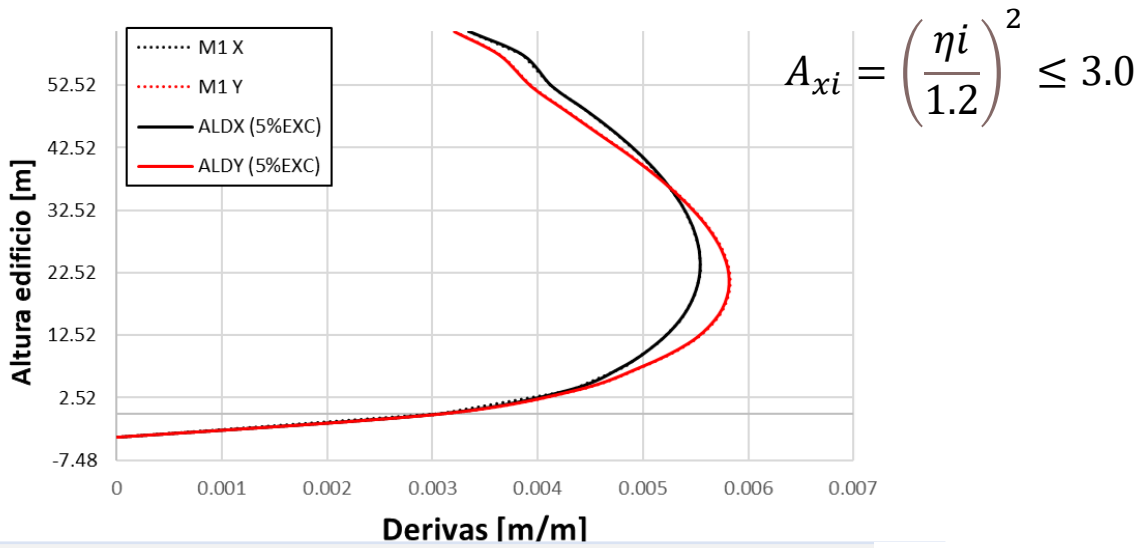


Corte: m=1.63

Piso	#	Tipo	e cm	Lw cm	V UD/m (T)	V CE (T)	RC	Condición
PB	1	X4	40	740	1444.00	863.08	1.67	NO
	2	X6	40	700	1945.74	816.43	2.38	NO
	3	X10	25	350	707.63	255.13	2.77	NO
	4	Y1	40	470	589.38	548.17	1.08	NO
	5	Y2	25	550	1129.62	400.92	2.82	NO
	6	Y5	40	1070	2789.00	1247.97	2.23	NO

Comportamiento en muros **deficiente a corte**

Método 1: Amplificación de la torsión

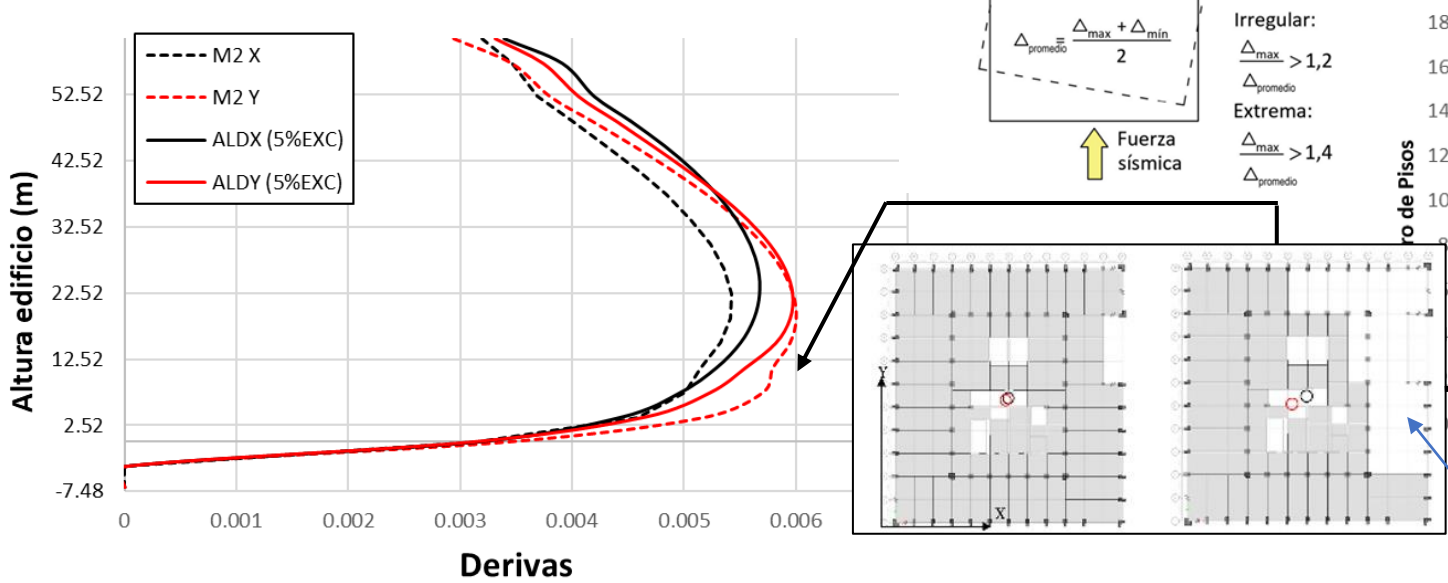


Conclusión EN2: El edificio requiere una rehabilitación. Se encuentra deficiencias de corte en muros. La relación de η máximo en el método 1 es igual a 1,15 e igual a **1,26** en el **método 2**. Las irregularidades de torsión se mitigan gracias a la hiperestaticidad del edificio.

- El valor **bajo de m** -> Puede inducir en costos de reforzamiento elevado.
- Debido a la incertidumbre del enfoque de torsión, se decide trabajar con análisis no lineales.

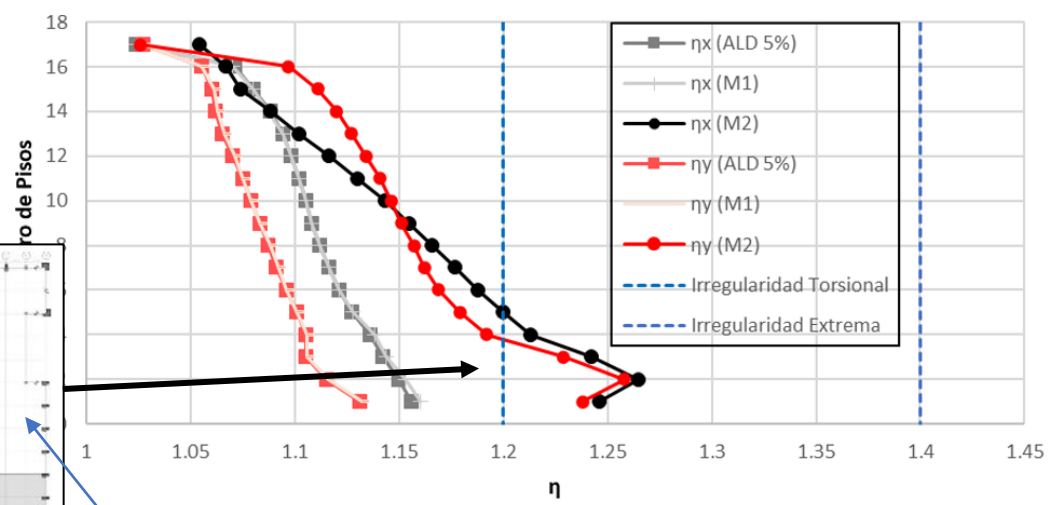
De acuerdo a la gran cantidad de información que se posee, se decide realizar una **Evaluación de nivel 3**.

Método 2: Ajuste del centro de masas



$\eta = \delta_{\text{máximo}} / \delta_{\text{medio}}$

Comparación de η en M1 y M2

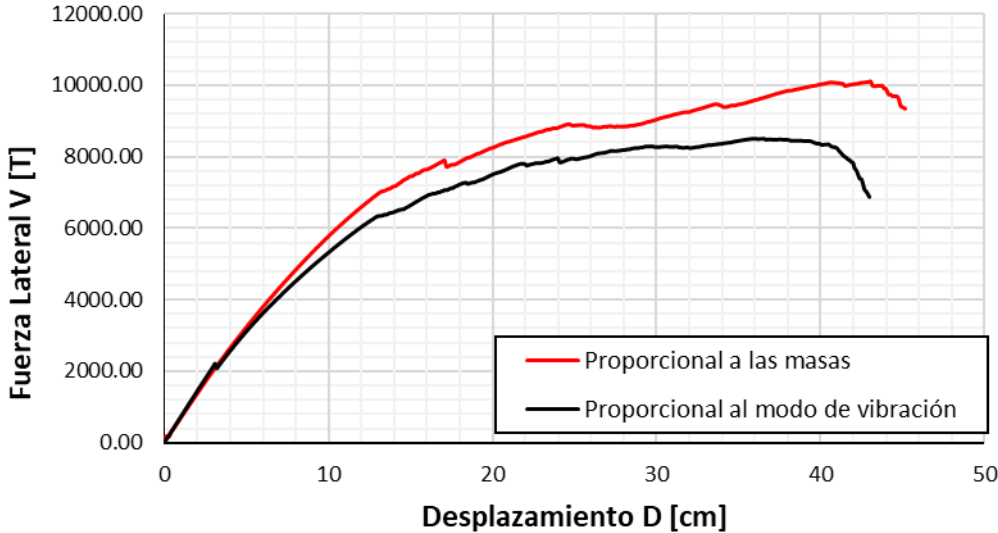


Irregularidad tipo 2: Entrantes en esquinas >15%

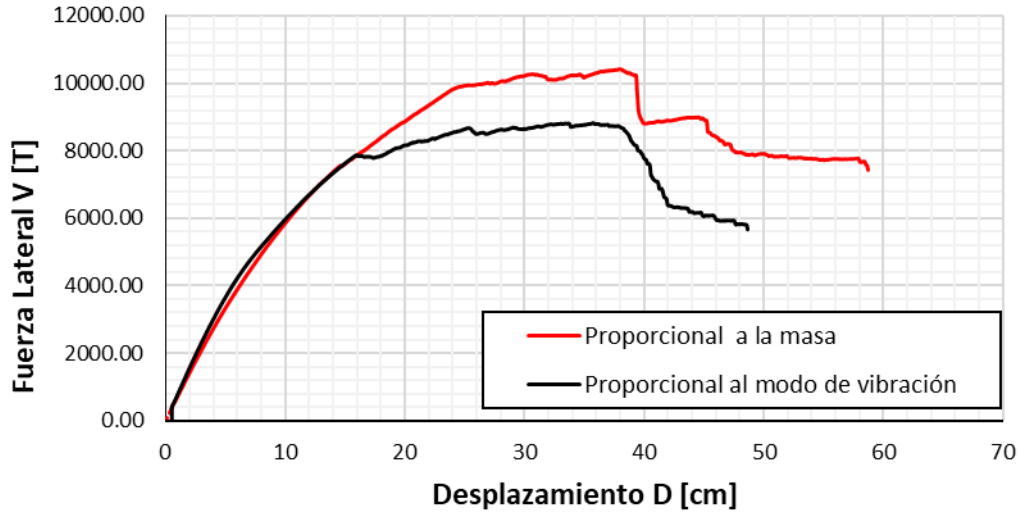
ANLE – Patrón de cargas

En proporción a la distribución a la [masa](#). ASCE 41-17.

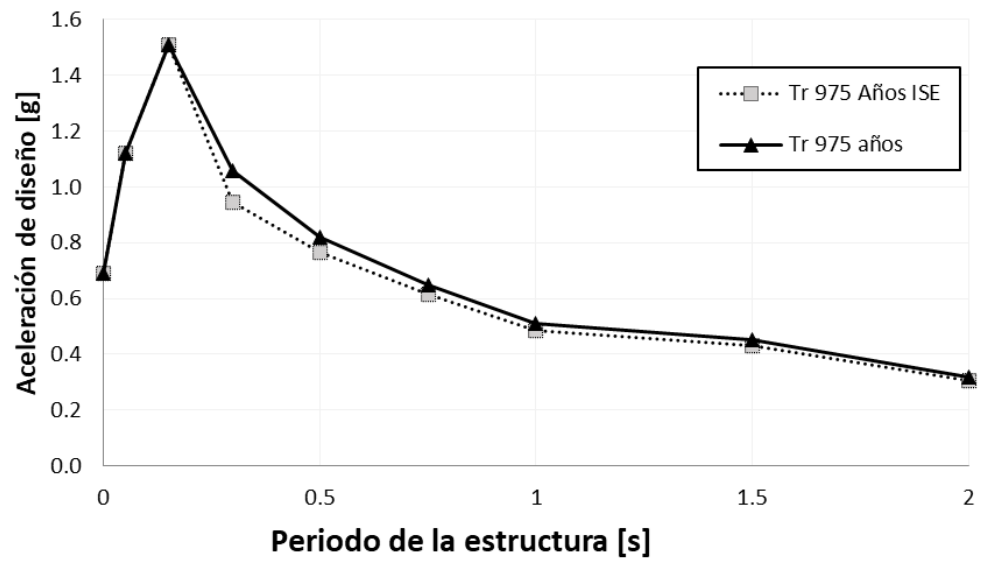
Sentido X



Sentido Y

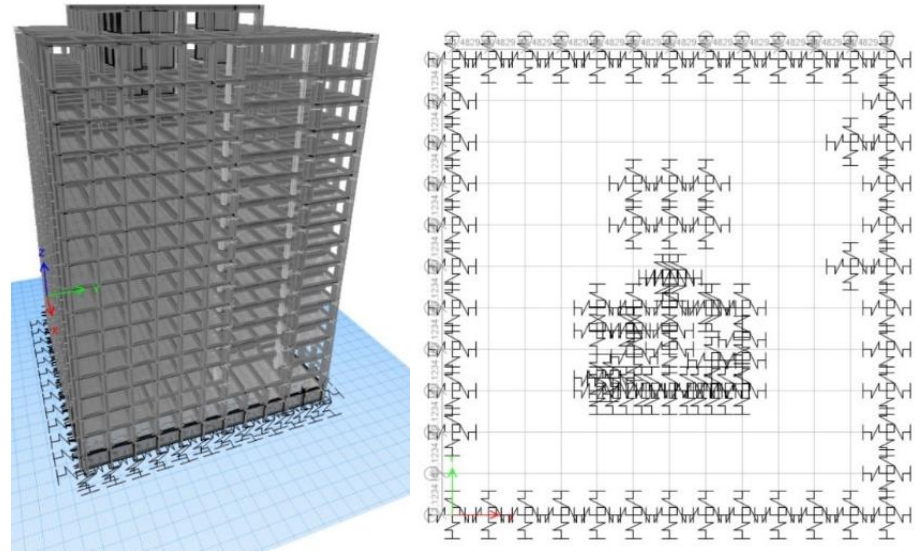
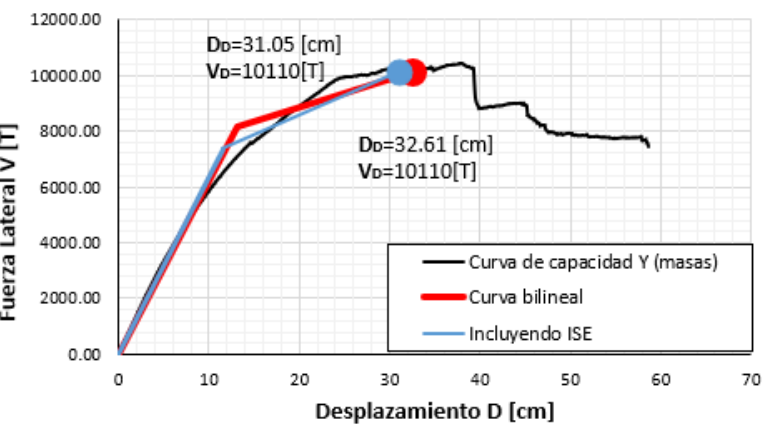
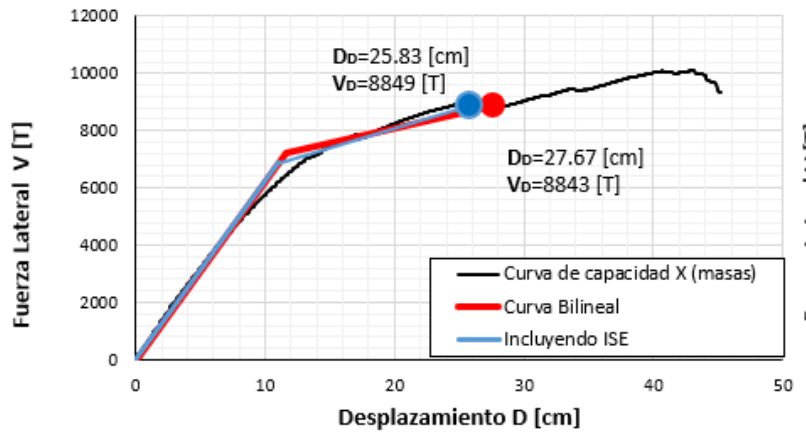


Influencia de la ISE, FEMA 440:



Funciones	Columnas [T/cm]			Muros [T/cm]		
	Esquinas	Horizontal X	Vertical Y	Central	Muros1	Muros2
KTz	3601	2162	1872	4299	1636	1707
KTy	1368	1856	1368	2504	557	603
Ktx	1409	1856	1409	2504	557	603
KTzz	57439	92045	57439	251635	10424	12341
KTy	36681	59778	36681	54672	852	1078
KTxx	38532	46069	38532	41779	759	945

Modo	T modelo Fibras	T modelo Fibras con ISE	Variación
T1y	1.261	1.373	8.88%
T1x	1.164	1.265	8.68%



$$\delta_{objetivo} = C_o C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

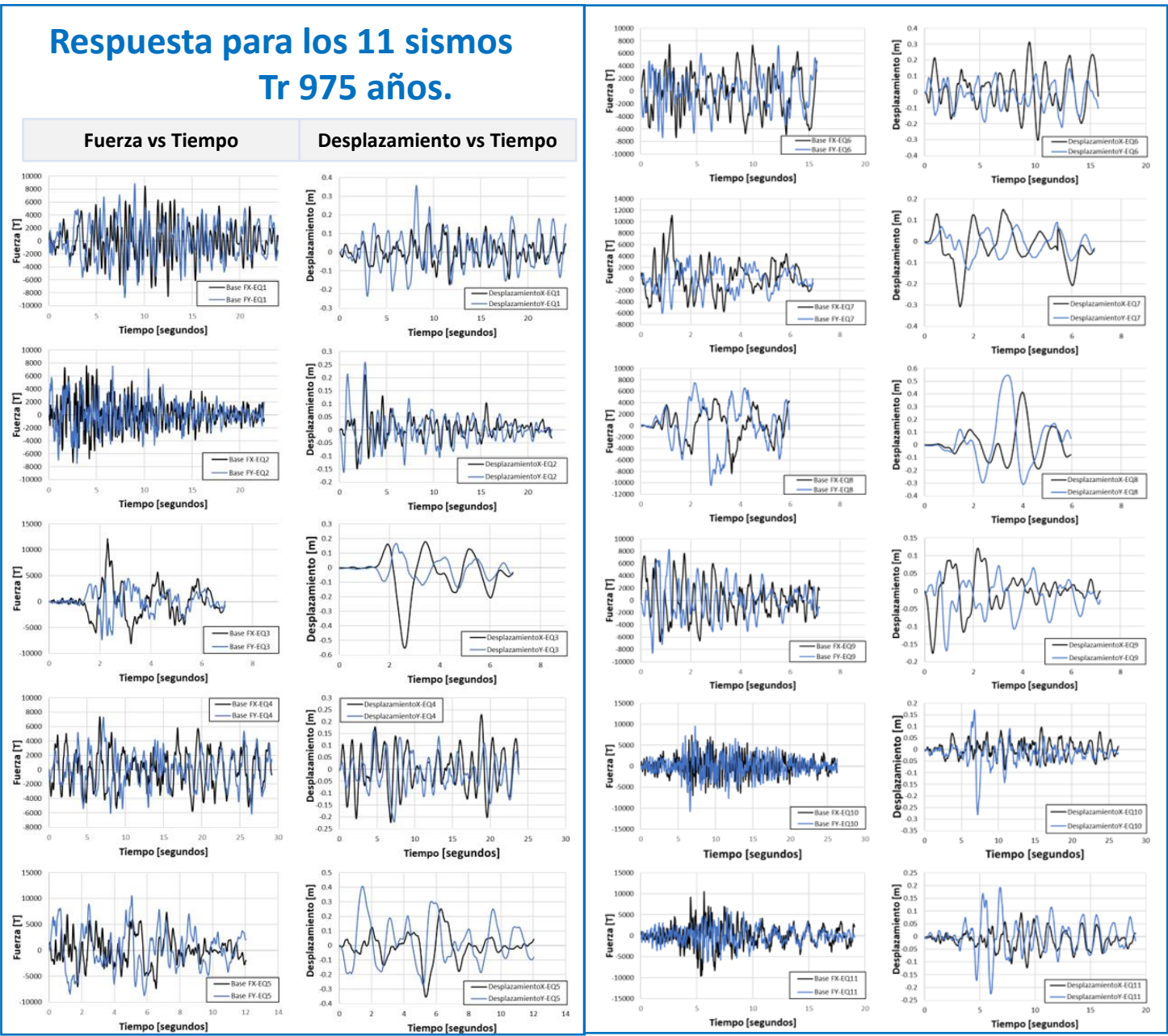
Evaluación de Nivel 3.
Evaluación Sistemática y
Detallada

Cumplir con el nivel de conocimiento mínimo. **k=1**

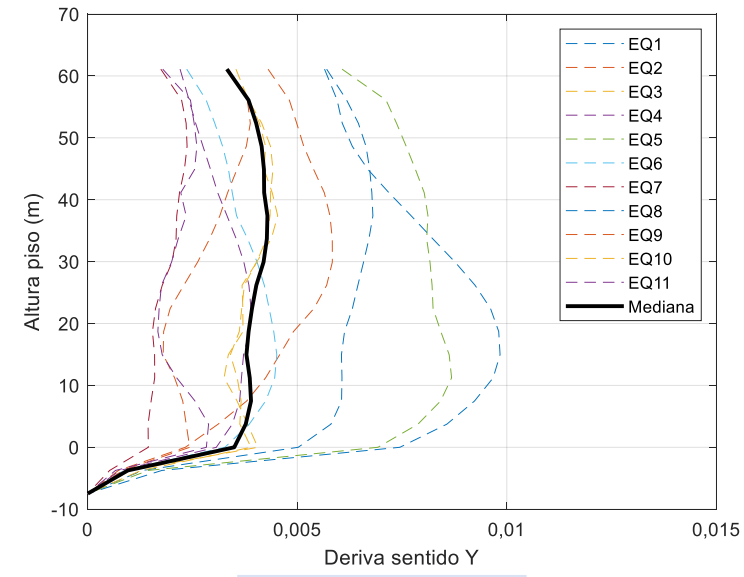
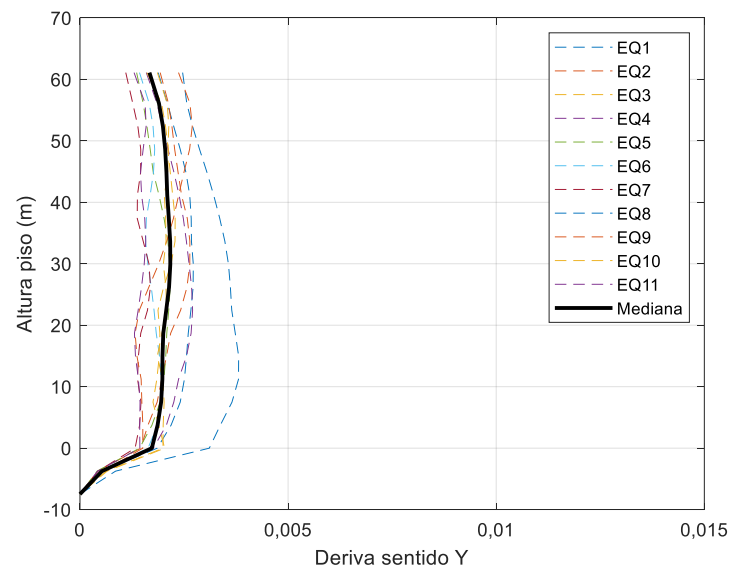
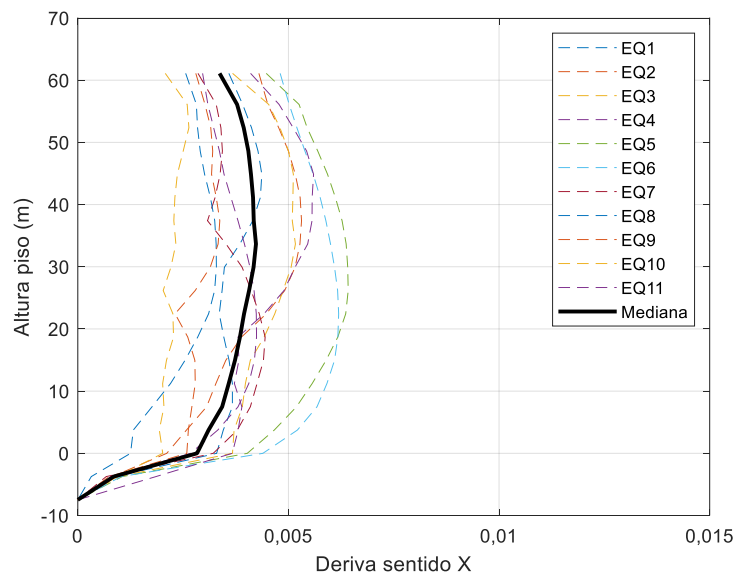
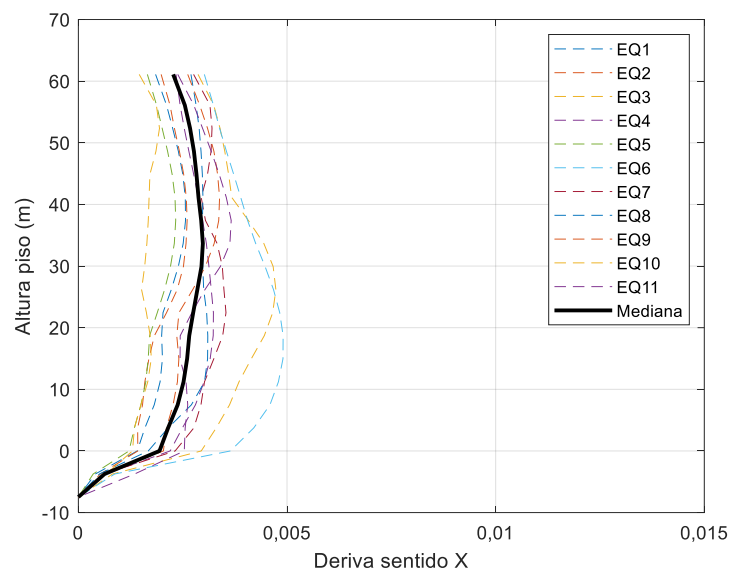
Elección del tipo de análisis. **ANLD**

Criterios de Aceptación
Límite de deformaciones -> **Rotaciones**

Once pares de registro por cada
nivel de amenaza.



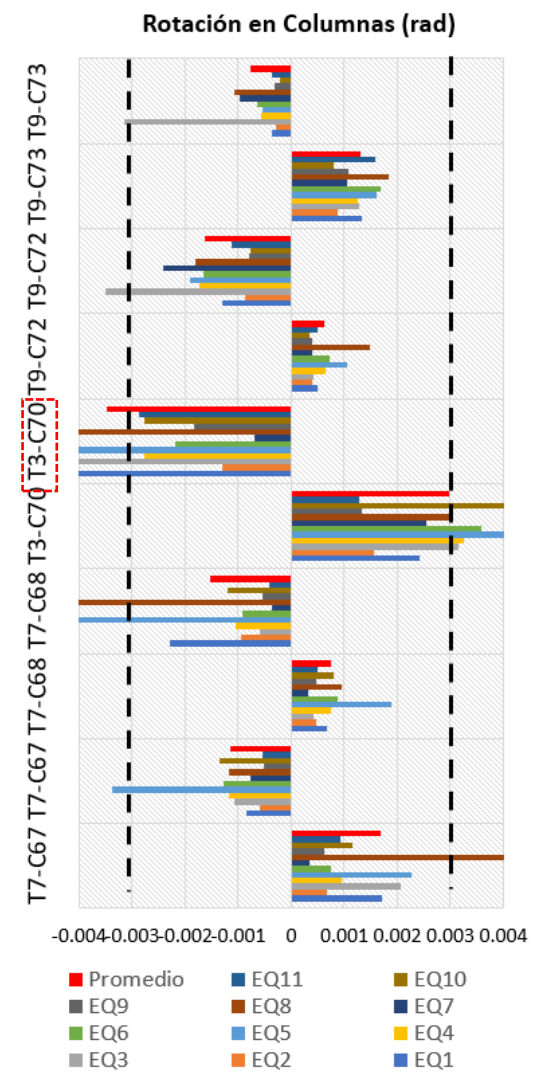
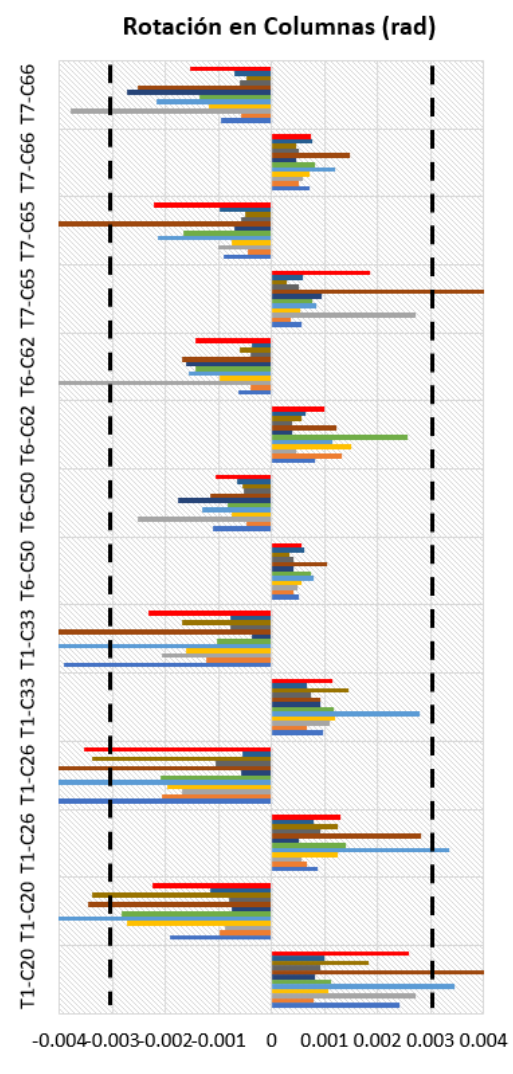
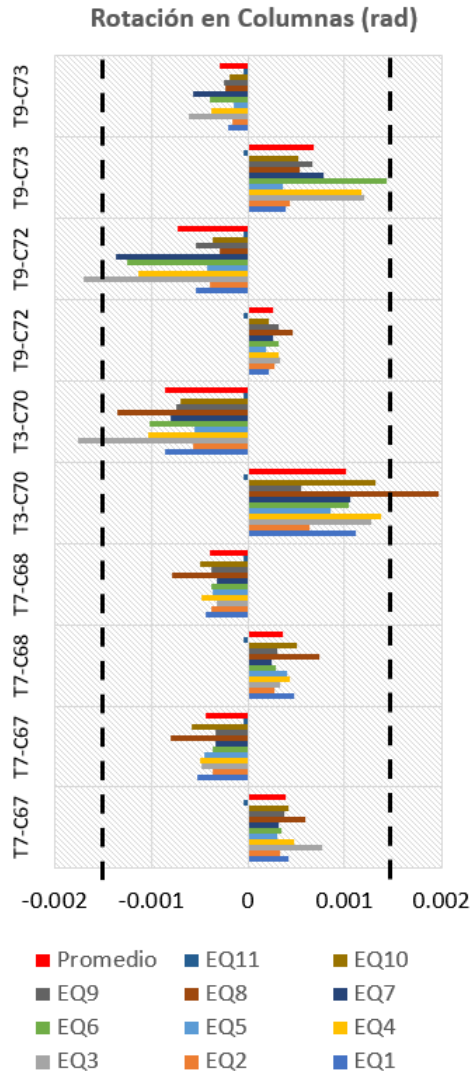
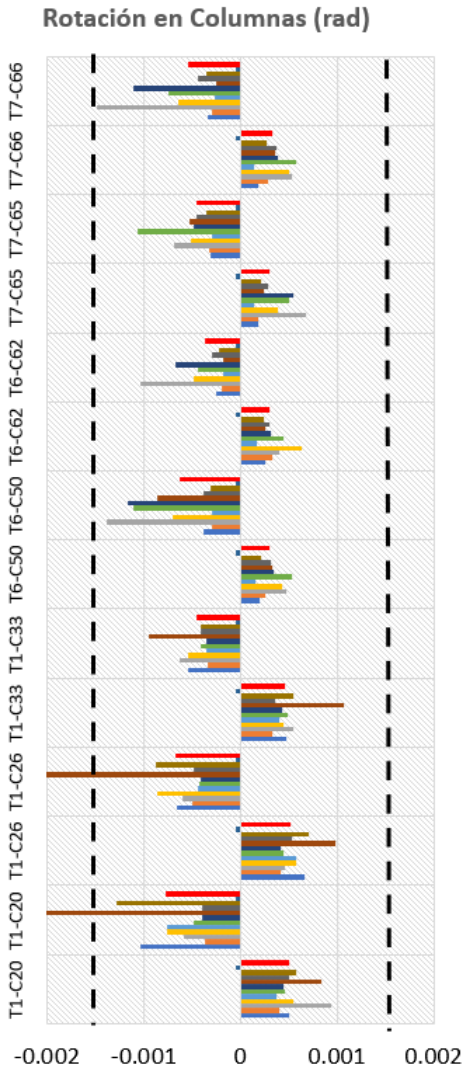
ANLD - Derivas



Tr- 225 años

Tr- 975 años

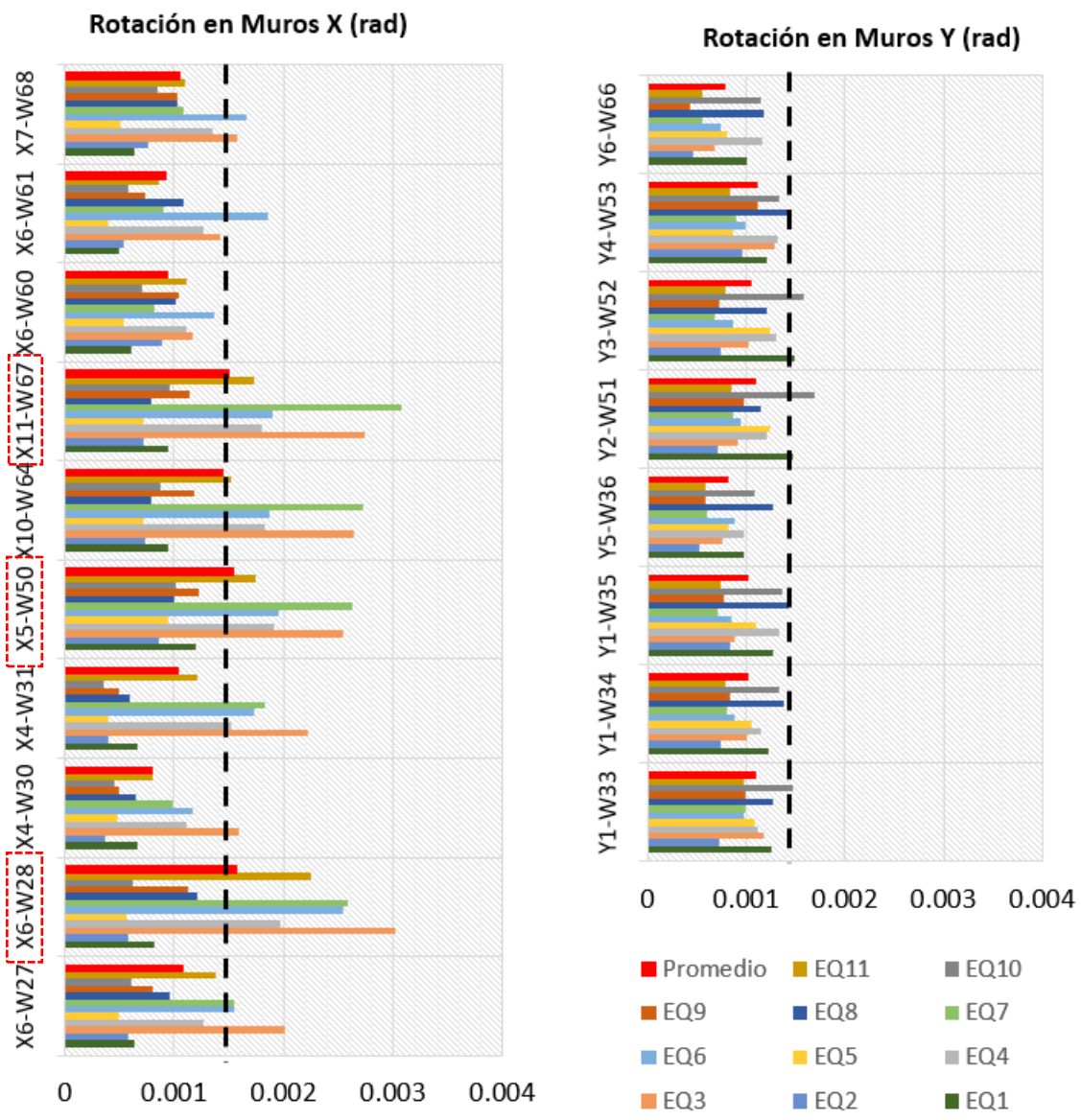
Columns.



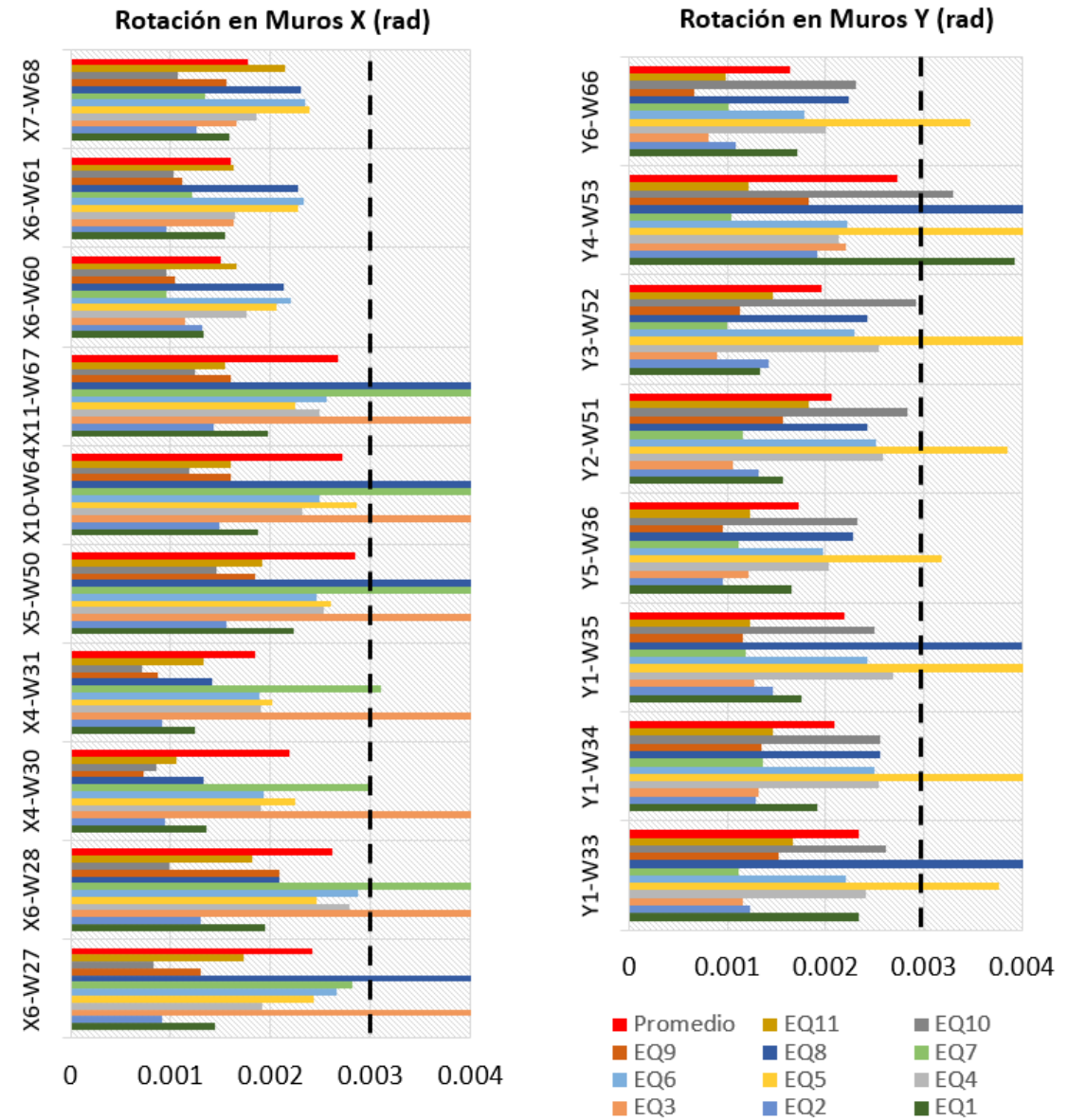
Control de daños – Tr 225 años

Seguridad Limitada – Tr 975 años

Muros.



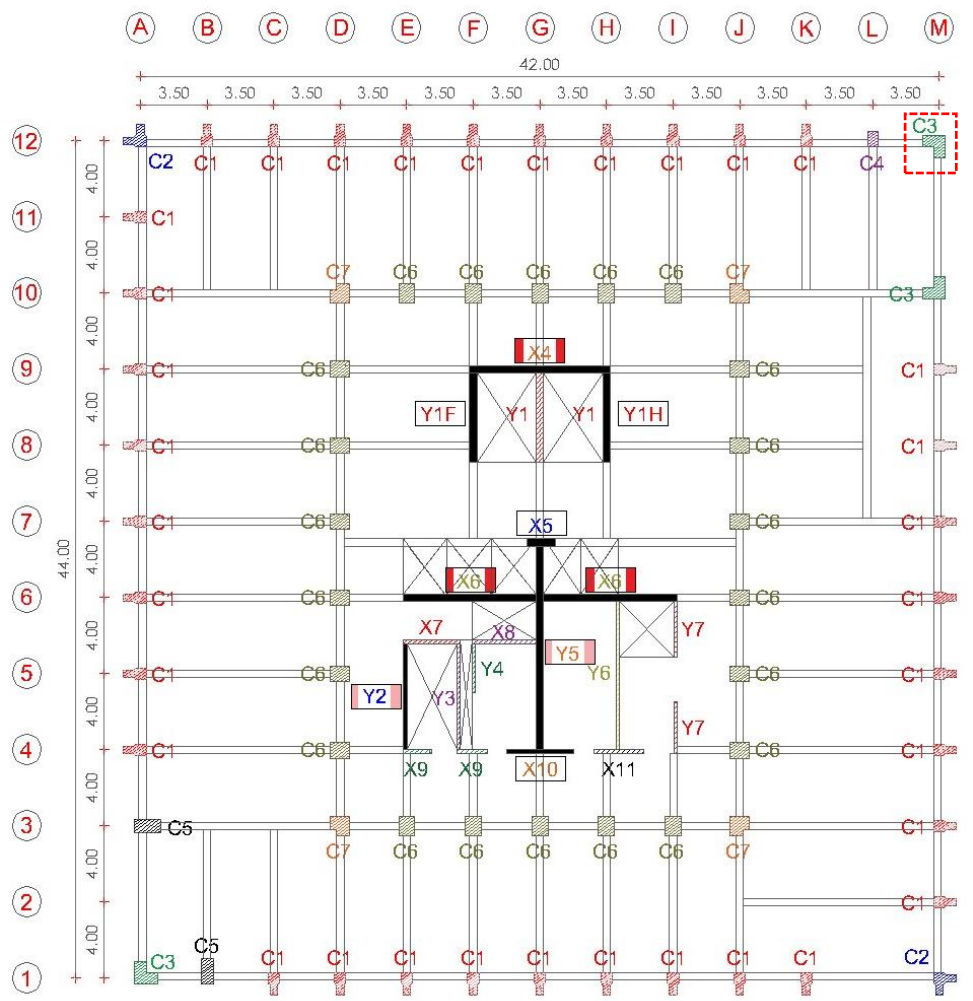
Control de daños – Tr 225 años



Seguridad Limitada – Tr 975 años

Muros –Resistencia a corte en muros más solicitados

Tr 225 años



UBICACION DE REFORZAMIENTOS EN PLANTA TIPO
SIN ESC.

Tipo	EQ1	EQ2	EQ3	EQ4	EQ5	EQ6	EQ7	EQ8	EQ9	EQ10	EQ11	Promedio
VDmáx/Vc												
X4	0.96	0.89	0.88	0.91	0.82	1.20	1.00	0.83	1.22	0.92	0.96	0.96
X5	0.11	0.09	0.27	0.13	0.08	0.15	0.27	0.11	0.15	0.10	0.11	0.14
X6	0.84	0.86	1.72	1.55	0.76	1.74	2.00	0.76	1.46	0.96	0.84	1.23
X10	0.20	0.19	0.20	0.24	0.18	0.32	0.39	0.38	0.23	0.20	0.20	0.25
Y1F	0.60	0.41	0.41	0.56	0.48	0.46	0.42	0.49	0.54	0.53	0.60	0.50
Y1H	0.41	0.35	0.73	0.44	0.35	0.60	0.56	1.03	0.56	0.63	0.41	0.55
Y2	0.64	0.87	0.74	0.66	0.60	0.74	0.75	0.70	1.20	0.87	0.64	0.76
Y5	0.81	0.83	0.73	0.65	0.78	0.70	0.65	0.95	1.05	0.90	0.81	0.81

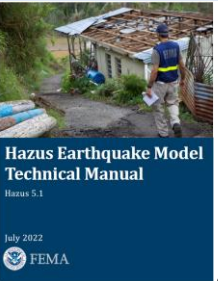
Tr 975 años

Tipo	e cm	lw cm	hw cm	EQ1	EQ2	EQ3	EQ4	EQ5	EQ6	EQ7	EQ8	EQ9	EQ10	EQ11	Promedio
VDmáx/Vc															
X4	40	740	6110	1.37	1.42	1.42	0.92	1.30	1.25	1.26	1.70	1.28	1.34	1.97	1.39
X5	40	155	6110	0.15	0.13	0.69	0.16	0.21	0.18	0.46	0.85	0.15	0.16	0.15	0.30
X6	40	700	6110	1.48	1.49	2.32	1.77	1.67	1.74	2.30	1.69	1.80	1.29	2.05	1.78
X10	25	350	6110	0.31	0.25	0.42	0.30	0.44	0.30	0.48	0.89	0.28	0.34	0.43	0.40
Y1F	40	470	6110	0.88	0.75	0.47	0.82	1.33	0.79	0.62	1.41	0.76	0.71	0.58	0.83
Y1H	40	470	6110	0.97	0.61	0.69	0.56	0.81	0.90	0.69	0.71	0.90	1.04	0.98	0.81
Y2	25	550	6110	1.31	1.13	0.93	0.73	1.31	0.81	0.95	1.35	1.53	1.18	1.05	1.12
Y5	40	1070	6110	1.41	1.11	1.06	0.93	1.60	1.03	0.83	1.56	1.24	1.36	0.86	1.18

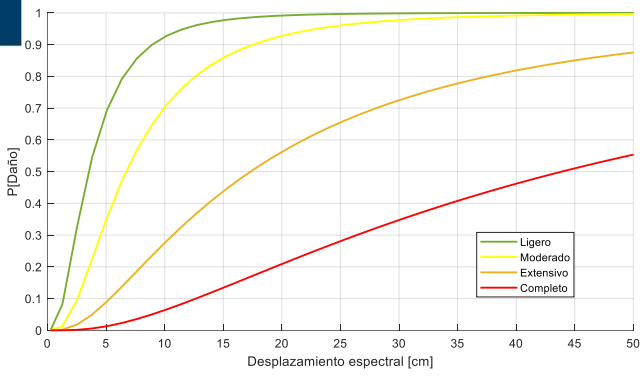
Conclusión EN3:

La presencia significativa de muros estructurales y la hiperestaticidad inherente del diseño han desempeñado un papel esencial en el comportamiento favorable de la estructura. Esta hiperestaticidad ha mitigado los efectos de torsión, contribuyendo a su estabilidad general. Sin embargo, es importante destacar que se ha identificado la necesidad de rehabilitar la capacidad a corte de los muros centrales. El edificio requiere una **rehabilitación**. Se encuentra deficiencias de corte en muros X4, X6 para el sentido X, y Y2 y Y5 para el sentido Y.

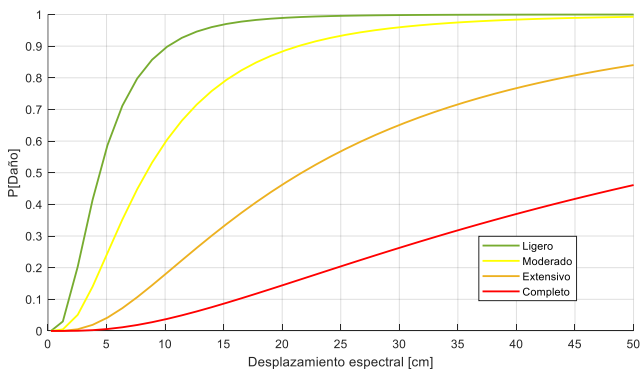
Curva de Fragilidad - HAZUS



HAZUS – Pre código



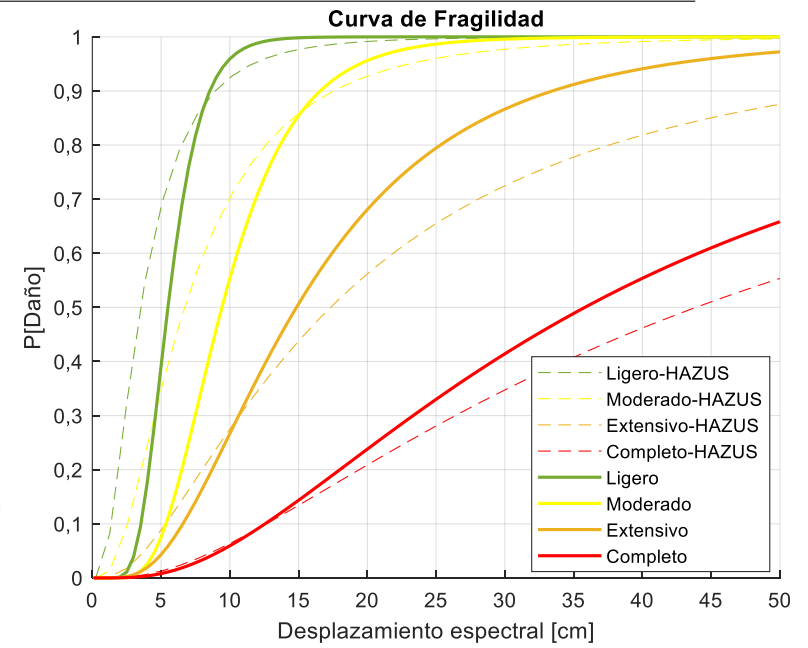
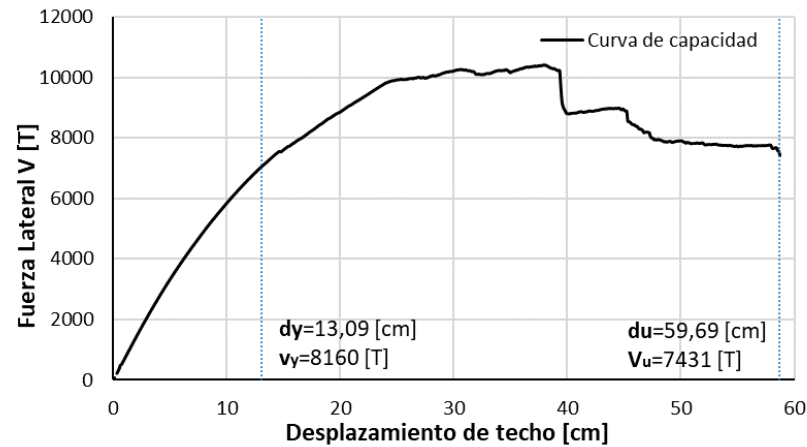
HAZUS – Código diseño bajo



Este estudio

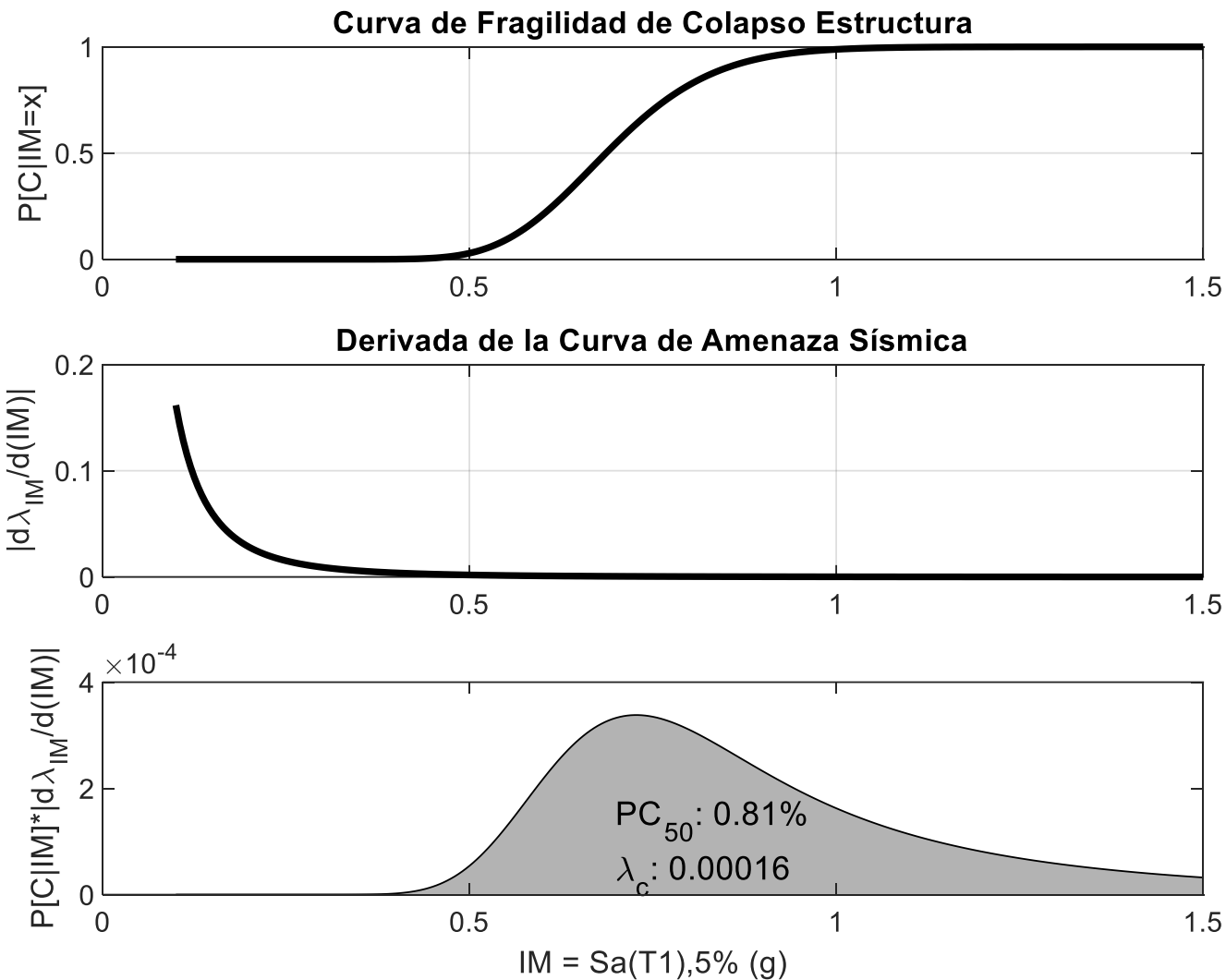
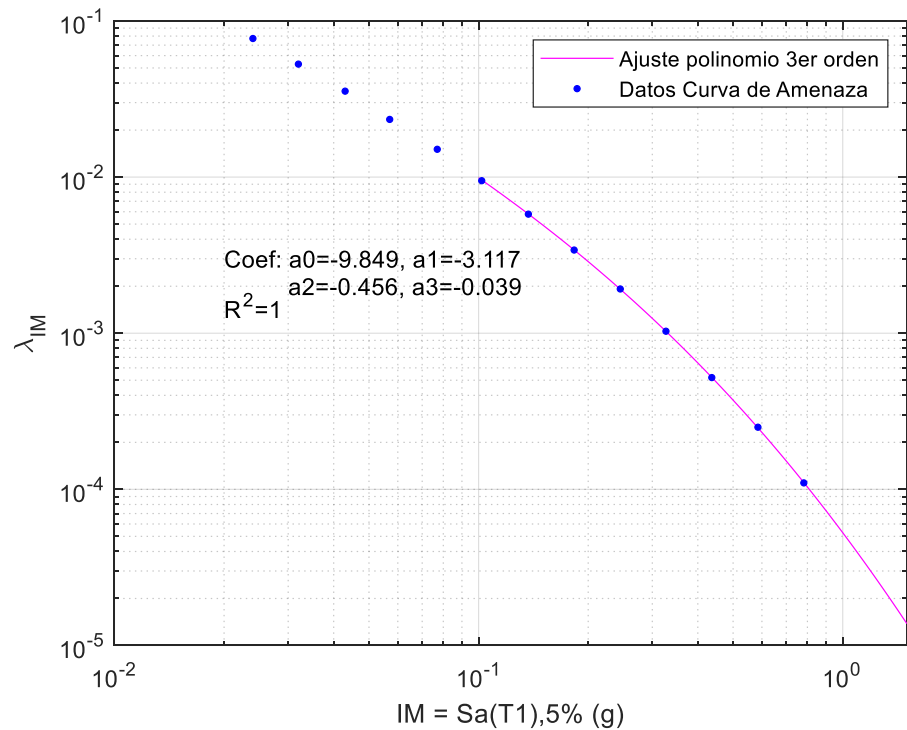
Umbral de estado de daño	Criterio
Leve	$Sd1, d_s=0.7*d_y$
Moderado	$Sd2, d_s=1.2*d_y$
Extensivo	$Sd3, d_s=d_y+0.25*(d_u-d_y)$
Completo	$Sd4, d_s=d_u$

Estados de Daños	Pre – código	
	Mediana (cm)	Desviación estándar
Leve	5.50	0.34
Moderado	9.42	0.44
Extensivo	14.84	0.63
Completo	35.81	0.82



Probabilidad de Colapso en 50 años

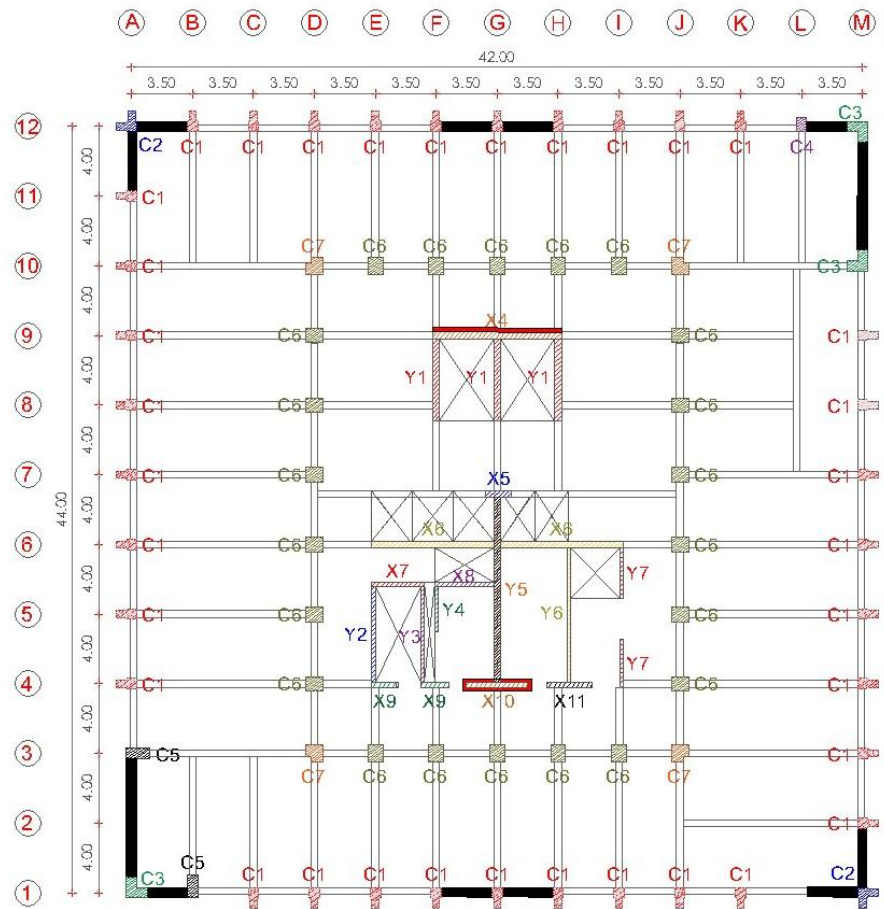
$$P[C|IM = x] = \frac{NC \text{ cuando } IM = x}{Ncr}$$



Eads et al., (2013)

$$\lambda_c = \int_0^{\infty} P\left(\frac{C}{IM}\right) * \frac{d\lambda_{IM}(im)}{d(im)} d(im)$$

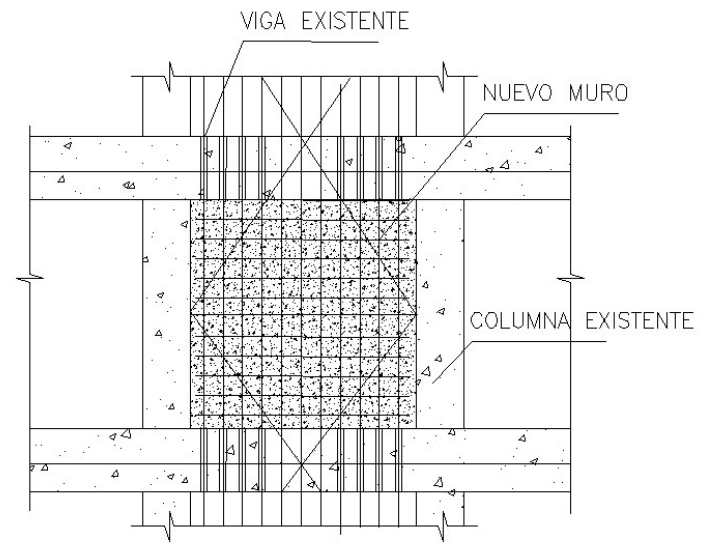
$$P_{colapso \ 50 \ años} = (1 - e^{-\lambda_c * t}) * 100 = 0,81\%$$



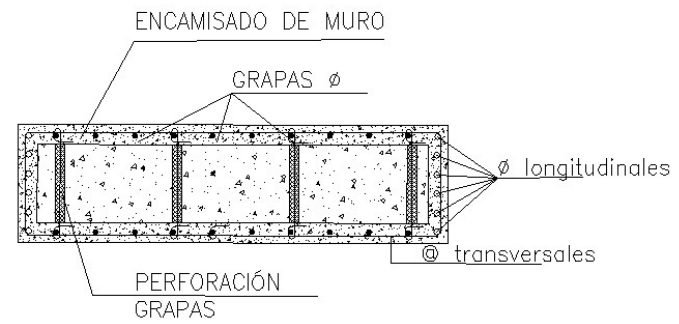
UBICACION DE REFORZAMIENTOS EN PLANTA TIPO

Simbología

- Reforzamiento de muros en pórticos existentes
- Reforzamiento de muros existentes



REFORZAMIENTOS TIPO EN PÓRTICOS



REFORZAMIENTOS EN MUROS EXISTENTES

Rehabilitación: La primera es la colocación de muros estructurales en las periferias del edificio además de fortalecer los muros X4 y X10, con el fin de reducir las demandas en el muro X6 (Figura 132 y 133). Otra alternativa sería la instalación de disipadores de energía en las mismas posiciones mencionadas.



5. Conclusiones y Recomendaciones

Motivación y Justificación	Objetivos	Metodología	Resultados	Conclusiones
----------------------------	-----------	-------------	------------	---------------------

Evaluación Nivel 1:

- Las deficiencias principales encontradas en el nivel de **evaluación 1 o preliminar** son:
 - Comportamiento **de torsión** en la estructura (Lista de chequeo básica)
 - Esfuerzo a corte** en muros en el sentido X (Lista de chequeo - C2)
- El edificio cuenta con una abertura grande en la losa de planta baja, que genera una variación en masas haciendo que para este piso la distancia entre centro de masas y rigideces sea mayor con respecto a otros pisos (**aproximadamente 6% de la longitud del edificio**), y junto con la disposición de muros ocasionan que el primer modo de la estructura sea de **torsión**.

Evaluación Nivel 2:

- Para el **nivel de evaluación 2** o basado en deficiencias, se comprobó las deficiencias de corte en muros, fallas de algunas vigas que actúan como fusibles en las cercanías de muros, irregularidad torsional tipo **1a** y tipo **2**.
- La edificación se clasifica como **irregularidad torsional tipo 1a** ya que su **relación de desplazamiento máximo con respecto a su promedio (η)** alcanza valores iguales a **1.26 y 1.27**, para el método 2 (ajuste del centro de masas).
- La edificación en estudio posee **irregularidad torsional tipo 2**, debido a las entrantes que posee en el piso mezanine o primer piso que alcanzan un **18% y 25%** superior al límite (**>15%**) establecido por ASCE/SEI 7-16.
- La **optimización del modelo** se realiza con los valores de módulo de elasticidad de fórmulas recomendadas del estudio realizado por Cabrera en 2014, para **$E=3875 \cdot \sqrt{f_c}$ (MPa)**, utilizando los valores de esfuerzos de compresión adaptados a situ, con la fórmula del ACI e incluyendo la mampostería, obteniendo un valor de optimización del modelo **OF igual a 0.018** a diferencia del primero modelo que obtuvo un valor de 0.18.

- El ASCE 41-17 incurre en valores de m que castigan elementos que no cumplan con requisitos de corte o de buen detallamiento, por lo tanto, si el evaluador desea una solución más económica y eficiente, debe recurrir a análisis no lineales que muestren el comportamiento de ductilidad real del elemento. Esto dependerá del tipo de estructura a evaluar.

Interacción Suelo Estructura

- El modelo que considera las funciones de impedancia que considera la interacción suelo estructura, flexibilizan a la estructura, generando incrementos del 8.88% y 8.68% para los dos modos ortogonales de la estructura.
- El espectro obtenido incluyendo los efectos cinemáticos y de amortiguamiento de la interacción suelo estructura según el FEMA440 se reduce en un 6.5%,4.1%,4.7%,3.2% para los periodos comprendidos de 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0 segundos respectivamente.
- El desplazamiento objetivo se reduce en un 6.65% y 4.78% para el sentido X y Y respectivamente. El punto de desempeño obtiene un valor de ductilidad μ igual a 2.59 y 2.41 para la estructura.

Evaluación Nivel 3:

- Se observa en el sentido Y que las derivas alcanzan valores cercanos al 0.010 en los pisos intermedios para el sismo EQ8:Montenegro, Yugoslavia (FS=1.20), y alcanza valores de 0.0085 para el sismo EQ5:Northridge-01 (FS=1.30).
- Los valores promedios de rotación máxima de los once registros para los muros analizados son menores al límite promedio de rotación máxima de 0.003, por tal razón se evidencia que los muros tienen un comportamiento adecuado en cuanto a flexión durante la ocurrencia de los registros sísmicos.

Curvas de Fragilidad:

- Los valores de la [curva de fragilidad](#) obtenidos a partir del [ANLE](#), [son similares a las curvas recomendadas por el HAZUS](#) para la [tipología C2, Pre-código](#).
- Los valores obtenidos utilizando el desplazamiento espectral del ANLD (24.5 cm) para el EQ05 alcanza una probabilidad de llegar a un estado de daño completo igual a 33%, daño extensivo igual a 43%, daño moderado igual a 23% y daño ligero igual a 1% respectivamente para el periodo de retorno de 975 años en el sentido Y.
- Los valores obtenidos utilizando el desplazamiento espectral del ANLD (32.8 cm) para el EQ08 alcanza una probabilidad de llegar a un estado de daño completo igual a 47%, daño extensivo igual a 41%, daño moderado igual a 12% y daño ligero igual a 0% respectivamente para el periodo de retorno de 975 años en el sentido Y.
- La probabilidad de colapso en 50 años es igual [0.81%](#), el cual representa un comportamiento [adecuado para el edificio](#), a pesar del [tiempo de construcción](#) de este.

Recomendaciones para la rehabilitación:

- Se debe [disminuir](#) los esfuerzos de corte en los muros centrales del edificio, [con la inclusión de nuevos elementos estructurales](#) colocados en los extremos de la edificación, esta inclusión además ayudara a [mitigar los problemas de torsión](#).



GRACIAS POR
SU ATENCIÓN.!



**Centro de
Posgrados**

Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE



ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA