

1. INTRODUCCION

1.1.El Problema

1.1.1. Planteamiento del Problema

En la actualidad no existe una normativa para el diseño de estructuras sismorresistentes aprobada en Bolivia, sin embargo, se realizó una propuesta de normativa denominada “Guía Boliviana de Diseño Sísmico” (GBDS 2018) que proporciona todos los parámetros necesarios para el diseño de estas estructuras.

Esta guía considera el diseño de las estructuras a través de métodos simplificados, al igual que la mayoría de las normas de otros países, sin embargo, estos métodos no consideran el efecto de la estructura cuando, en medio de un evento sísmico, los elementos estructurales salen del campo elástico y terminan por plastificarse, por lo cual no es posible estimar donde se concentran los mayores esfuerzos ni el desempeño sísmico de una estructura utilizando un análisis lineal estático o dinámico.

Una propuesta del comité VISION 2000, en el año 1995, expuso niveles de desempeño sísmico en base a las propiedades no lineales de los elementos estructurales y a la demanda sísmica posible, un método para realizar este tipo de análisis es el conocido por su término en inglés como Pushover, el cual permite evaluar la curva de capacidad de la estructura a través de los resultados de un análisis no lineal.

1.1.2. Formulación del Problema

¿Cuál es el desempeño sísmico, según el comité VISION 2000, aplicando un análisis estático no lineal en una estructura aporticada de 6 pisos de hormigón armado en la ciudad de Tarija?

1.1.3. Sistematización del Problema

El análisis lineal de una estructura considera a los elementos estructurales dentro del campo elástico, siendo imposible la estimación del punto de concentración mayor de esfuerzo y el desempeño sísmico de una estructura cuando los elementos estructurales se plastifican.

1.2.Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Determinar el desempeño sísmico de una estructura aporticada de 6 pisos de hormigón armado en la ciudad de Tarija, a través de un análisis estático no lineal.

1.2.2. Objetivos Específicos

- ✓ Evaluar la demanda sísmica de la estructura en su zona de ubicación.
- ✓ Evaluar la curva de capacidad de la estructura.
- ✓ Estimar la ubicación del punto de desempeño de la estructura.

1.3.Justificación

1.3.1. Justificación Académica

El presente proyecto pretende realizar un análisis estructural, según la GBDS 2018, con el fin de estimar el desempeño sísmico de una estructura, en cuanto al daño posible posterior a un evento sísmico. Se utilizará un análisis estático no lineal, siendo este un método simplificado y más rápido en comparación con el análisis dinámico no lineal, dejándose este método como una línea para futuras investigaciones.

1.3.2. Justificación Técnica

La investigación propuesta contribuirá a describir los criterios necesarios para realizar un análisis estático no lineal para la estimación del desempeño sísmico de una estructura.

1.3.3. Justificación Social

Este proyecto evaluará la no linealidad de una estructura, con el fin de brindar mayor seguridad en su diseño, reduciendo los daños en caso de un evento sísmico.

1.4.Alcance del Estudio

1.4.1. Hipótesis

El análisis estructural estático no lineal permitirá determinar el desempeño sísmico de una estructura.

1.4.2. Restricciones y Limitaciones

El proyecto se limitará a determinar el desempeño sísmico de una estructura aporticada de hormigón armado en la ciudad de Tarija utilizando el método de análisis estático no lineal.

1.5. Tipo de Estudio

Se clasifica al presente estudio como un proyecto de investigación de tipo aplicativo bajo un nivel descriptivo.

Según Zorrilla (1993), al referirse de la investigación aplicada, explica: *“La investigación aplicada, guarda estrecha relación con la básica, de tal modo que, depende de los avances y descubrimientos de la investigación básica, sin embargo, se caracteriza por su interés en la aplicación, utilización y consecuencias de los conocimientos. La investigación aplicada busca el conocer para hacer, para construir, para modificar.”* (p.43)

Bernal (2010) describe a la investigación explicativa según: *“La investigación descriptiva es uno de los tipos o procedimientos investigativos más utilizados por los principiantes en toda actividad investigativa. Los trabajos de grado, en los pregrados y en muchas de maestría, son estudios de carácter eminentemente descriptivo. En tales estudios se muestra, reseñan, narran o identifican situaciones, rasgos, características de un objeto de estudio, o se diseñan productos, modelos, prototipos, guías, etc.; sin embargo, no se dan explicaciones o razones de las situaciones, los hechos, los fenómenos, etcétera”* (p.113).

1.6. Diseño de la investigación

El diseño utilizado para el presente trabajo de investigación se considera del tipo Analítico; Hurtado (2000) establece: *“La investigación analítica incluye tanto el análisis como la síntesis. Analizar, desde las definiciones que se han manejado convencionalmente, significa desintegrar o descomponer una totalidad en sus partes, para estudiar en forma intensiva cada uno de sus elementos y la relación de estos elementos entre sí y con la totalidad. Por otra parte, síntesis significa reunir varias cosas de modo que conformen una totalidad coherente; sintetizar implica reconstruir, volver a integrar las partes de la totalidad, dentro de una comprensión más amplia que la que se tenía al comienzo.”* (p.269).

1.7. Ámbito temporal y espacial

El ámbito temporal del presente proyecto oscilara desde la entrada en vigencia de la normativa descrita en el marco teórico:

- ✓ FEMA 356: Entro en vigencia en noviembre de 2000.
- ✓ ATC 40: Entro en vigencia en noviembre de 1996.
- ✓ GBDS 2018: Elaborada en junio de 2018; esta normativa no está aprobada y en vigencia actualmente, sin embargo será considerada por ser el único referente existente en territorio boliviano.

El ámbito espacial de la investigación se enfocara en el probable evento sísmico que pudiese ocurrir en una de las principales ciudades en la zona subandina del país, correspondiente a la zona sísmica 3, según la clasificación de la GBDS 2018.

1.8. Variables

- Variable independiente: Aplicación del procedimiento de análisis estático no lineal.
- Variable dependiente: Desempeño sísmico

1.8.1. Operacionalización de variables

Tabla 1. Operacionalización de las variables planteadas

VARIABLE	DEFINICIÓN OPERACIONAL	INDICADORES	MEDICIÓN
APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER	<p>Criterios técnicos establecidos en el modelado de FEMA 356 para determinar los parámetros de modelación y aceptación de rotulas plásticas</p>	<p>Parámetros para rotulas plásticas</p> <p>Criterios de aceptación para rotulas plásticas</p>	<p>- Angulo de rotación plástico (rad)</p> <p>- Ratio de esfuerzo residual (adimensional)</p> <p>- IO: Ocupación inmediata</p> <p>- LS: Seguridad de vida</p> <p>- CP: Prevención del colapso</p>
DESEMPEÑO SÍSMICO	<p>Nivel de desempeño, según los limites propuestos por el comité VISION 2000, posterior a la aplicación del análisis estático no lineal</p>	<p>Niveles de desempeño de la estructura</p>	<p>- Operacional</p> <p>- Inmediatamente ocupacional</p> <p>- Seguridad de vida</p> <p>- Prevención del colapso</p>

Nota: Elaboración propia.

1.9. Fuentes y técnicas para la recolección de información

Para cumplir con los objetivos específicos planteados se hará uso del software ETABS (versión 16.2.1), mediante el cual se podrá modelar la estructura, para posteriormente realizar el diseño y análisis estructural requerido.

1.10. Tratamiento de la Información

Para el análisis de datos se utilizara una técnica cualitativa al igual que una cuantitativa.

La técnica cualitativa será empleada para la recolección de datos a través de la bibliografía, documentos, etc.

La técnica cuantitativa se utilizara mediante la implementación de los programas de análisis y diseño estructural.

2. MARCO TEORICO

2.1. Idealizaciones estructurales para el hormigón armado

2.1.1. Idealización de la curva esfuerzo-deformación para el acero estructural

Existen diferentes modelos para la idealización de la curva esfuerzo-deformación del acero, entre estos se encuentran:

- **Idealización de aproximación elástica perfectamente plástica.**- Consiste en la simplificación de una curva a dos líneas rectas ignorando la sobre resistencia en la cedencia del acero, es una curva utilizada por la normativa ACI para el acero, sin embargo, las limitaciones de esta curva radican en que no permite estimar los esfuerzos que superan el límite de fluencia, restringiendo su uso para una evaluación no lineal.

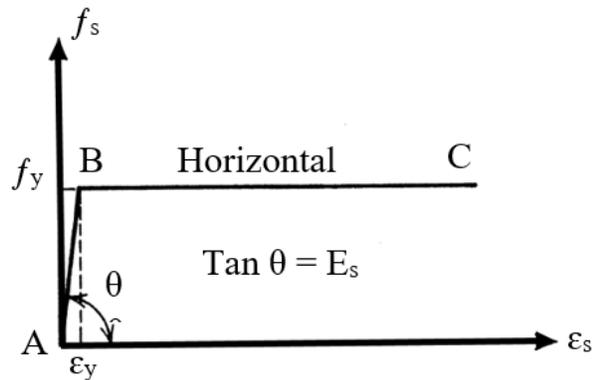


Figura 1. Idealización de aproximación elástica perfectamente plástica.

Basado en Park y Paulay (1983).

- **Idealización de aproximación trilineal.**- Es una idealización de la curva esfuerzo-deformación más exacta, para su construcción requiere de valores de esfuerzo y deformación no solo del inicio de cedencia, sino también del inicio de endurecimiento por deformación, es por esto que se está idealización puede someterse a esfuerzos mayores al límite de fluencia.

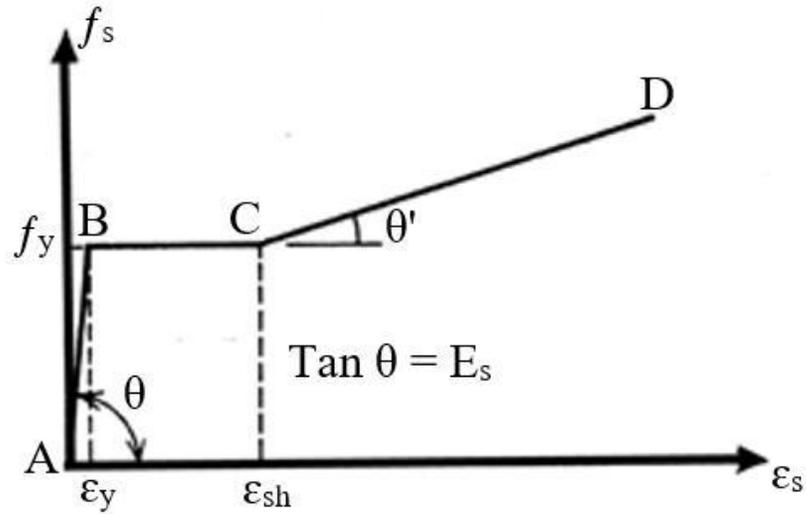


Figura 2. Idealización de aproximación trilineal.

Basado en Park y Paulay (1983).

- Idealización de curva completa.-** Esta idealización de la curva esfuerzo-deformación, además de requerir los valores de esfuerzo y deformación al inicio de cedencia del acero y del inicio de endurecimiento por deformación, para su construcción requiere los valores de esfuerzo último o límite de rotura del acero, el cual es representado por una parábola de segundo o tercer grado.

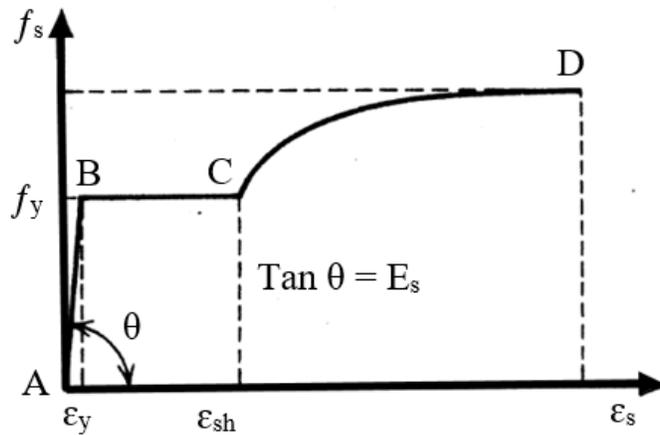


Figura 3. Idealización de curva completa.

Basado en Park y Paulay (1983).

2.1.2. Idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación para el hormigón

Existen diferentes modelos para la idealización de la curva esfuerzo-deformación del hormigón, entre estos se encuentran:

- **Modelo de Kent y Park.**- A través de datos obtenidos experimentalmente se generó una curva esfuerzo-deformación donde se considera el refuerzo transversal de acero, con lo que se creó una buena idealización de la curva esfuerzo-deformación del hormigón confinado.

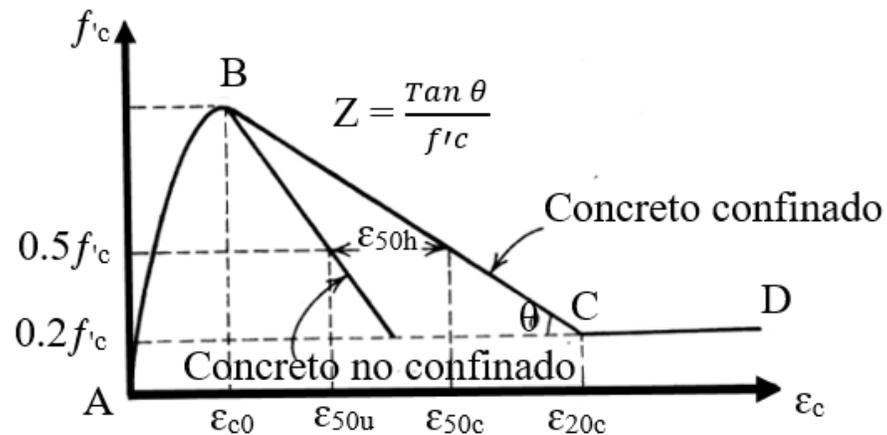


Figura 4. Idealización de la relación esfuerzo-deformación.

Basado en Kent y Park (1971).

- **Modelo de Mander.**- Este modelo es aplicable a elementos con características específicas, como ser el tipo de sección transversal, nivel de confinamiento o el espaciamiento entre estribos. Este modelo propuesto por John Barrie Mander tiene una comparación adecuada con la respuesta experimental, por lo que es el modelo más empleado para realizar un análisis sísmico.

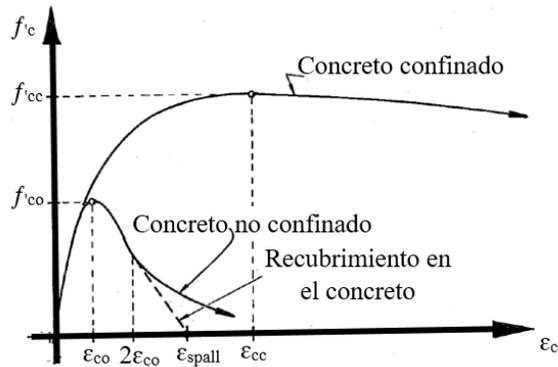


Figura 5. Modelo esfuerzo-deformación para hormigón confinado y sin confinar.

Basado en Mander (1983).

2.2. Modelamiento de rotulas plásticas

2.2.1. Relación momento-curvatura

Las características del comportamiento inelástico de los elementos estructurales o de disipación de energía dependen de los diagramas momento-curvatura, los que permiten visualizar, de manera idealizada, la capacidad de deformación inelástica de un elemento. Existen tres posibles simplificaciones para el diagrama momento-curva de donde se obtienen: el diagrama bilineal simplificado, el diagrama bilineal y el diagrama trilineal; en el diagrama trilineal se pueden observar tres puntos importantes, el momento y curvatura de agrietamiento, el momento y curvatura en el límite de fluencia del acero y el momento y curvatura al momento de falla o rotura de la sección.

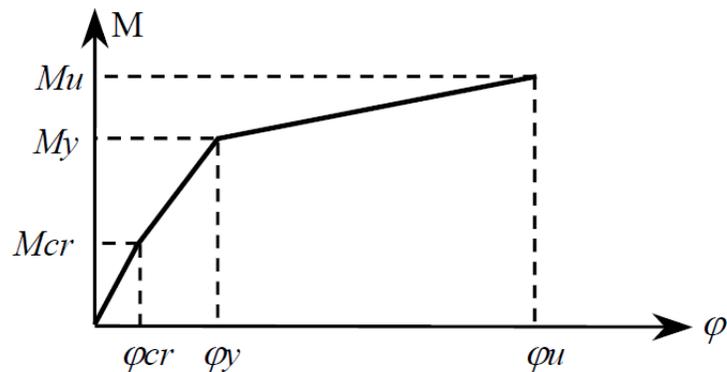


Figura 6. Puntos notables para el diagrama trilineal momento-curvatura.

Basado en Ottazzi (2003).

2.2.2. Procedimiento para modelos no lineales en rotulas, según FEMA 356

Existen 2 tipos de idealización de los modelos inelásticos para rotulas plásticas:

- **Tipo I.-** En esta curva, las deformaciones son expresadas directamente en términos de, curvatura o rotación. La respuesta lineal está representada entre los puntos A y B, la pendiente entre B y C tiene una inclinación entre el 0% y 10% de la pendiente elástica, el cual representa el endurecimiento por deformación, el punto C indica el inicio de degradación del elemento, cuando el punto D es sobrepasado el elemento sigue respondiendo pero una significativa reducción hasta alcanzar el punto E, los parámetros “a” y “b” se definen en base a porciones de deformación que ocurren después que el elemento llega a la fluencia. El parámetro c es la resistencia reducida a la que se llega luego de la reducción de C a D (Federal Emergency Management Agency [FEMA] 356, 2000).

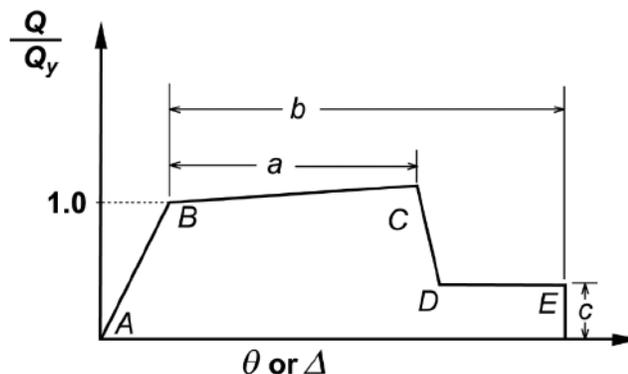


Figura 7. Curva tipo I para modelos no lineales en rotulas.

Basado en FEMA 356 (2000).

- **Tipo II.-** En esta curva las deformaciones son expresadas en términos de ratio de desplazamiento relativo de entrepiso o distorsión. Los puntos notables representados tienen el mismo significado que en el Tipo I (FEMA 356, 2000).

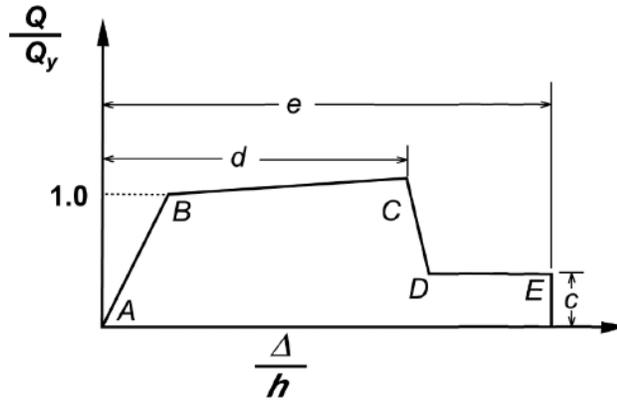


Figura 8. Curva tipo II para modelos no lineales en rotulas.

Basado en FEMA 356 (2000).

Tabla 2. Parámetros no lineales y criterios de aceptación para vigas de hormigón armado

Condiciones			Parámetros de modelado			Criterio de aceptación				
			Angulo plástico de rotación, rad	Relación de esfuerzo residual	Angulo plástico de rotación, rad					
Nivel de desempeño										
			Tipo de componente							
			Principal		Secundario					
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. Vigas controladas por esfuerzo de flexión										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Reforz. Trans. ²	$\frac{v}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}}$								
≤0.0	C	≤3	0.02 5	0.05	0.2	0.01	0.02	0.02 5	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	0.01 5	0.02	0.2	0.005	0.00 5	0.01 5	0.01 5	0.02
≤0.0	NC	≤3	0.02	0.00 3	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03

≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.01	0.2	0.001	0.00	0.01	0.01	0.01
				5		5	5			5
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.01	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.01
				5						5
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.00	0.01	0.2	0.001	0.00	0.00	0.00	0.01
			5			5	5	5	5	
ii. Vigas controladas por esfuerzos de corte										
Separación de estribos $\leq d/2$			0.00	0.02	0.2	0.001	0.00	0.00	0.01	0.02
			3			5	2	3		
Separación de estribos $\geq d/2$			0.00	0.01	0.2	0.001	0.00	0.00	0.00	0.01
			3			5	2	3	5	
iii. Vigas controladas por inadecuado empalme a lo largo de la altura libre										
Separación de estribos $\leq d/2$			0.00	0.02	0	0.001	0.00	0.00	0.01	0.02
			3			5	2	3		
Separación de estribos $\geq d/2$			0.00	0.01	0	0.001	0.00	0.00	0.00	0.01
			3			5	2	3	5	
iv. Vigas controladas por inadecuada incrustación en la unión										
			0.01	0.03	0.2	0.001	0.00	0.01	0.02	0.03
			5				2	5		

Nota: IO = Ocupación Inmediata; LS = Seguridad de Vida; CP = Prevención para el Colapso; Componente Primario = La deformación es controlada básicamente por flexión; Componente secundario = La deformación está controlada por otro tipo de fuerza. Basado en el documento FEMA 356 (2000).

Tabla 3. Parámetros no lineales y criterios de aceptación para columnas de hormigón armado

Condiciones			Parámetros de modelado			Criterio de aceptación				
			Angulo plástico de rotación, rad	Relación de esfuerzo residual	c	Angulo plástico de rotación, rad				
Nivel de desempeño										
			Tipo de componente							
			Principal		Secundario					
a	b		IO	LS	CP	LS	CP			
i. Columnas controladas por esfuerzo de flexión										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Reforz. Trans. ²	$\frac{v}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.00	0.01	0.02	0.02	0.03
						5	5			
≤ 0.1	C	≥ 6	0.01	0.02	0.2	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
			6	4		5	2	6	6	4
≥ 0.4	C	≤ 3	0.01	0.02	0.2	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
			5	5		3	2	5	8	5
≥ 0.4	C	≥ 6	0.01	0.02	0.2	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
			2			3		2	3	
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.00	0.01	0.2	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
			6	5		5	6	6		5
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.00	0.01	0.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
			5	2		5	5	5	8	2
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.00	0.01	0.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
			3			2	2	3	6	
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.00	0.00	0.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			2	8		2	2	2	5	8
ii. Columnas controladas por esfuerzos de corte										
All cases			-	-	-	-	-	-	0.00	0.00
									3	4

iii. Columnas controladas por inadecuado empalme a lo largo de la altura libre								
Separación de zunchos $\leq d/2$	0.01	0.02	0.4	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02
				5	5			
Separación de zunchos $\geq d/2$	0	0.01	0.2	0	0	0	0.00	0.01
							5	
iv. Columnas con cargas axiales excediendo $0.70P_o^{1,3}$								
Conformar zunchos en toda la longitud	0.01	0.02	0.2	0	0.00	0.01	0.01	0.02
	5	5			5			
Todos los otros casos	0	0	0	0	0	0	0	0

Nota: IO = Ocupación Inmediata; LS = Seguridad de Vida; CP = Prevención para el Colapso; Componente Primario = La deformación es controlada básicamente por flexión; Componente secundario = La deformación está controlada por otro tipo de fuerza. Basado en el documento FEMA 356 (2000).

2.3. Niveles de desempeño sísmico

El nivel de desempeño sísmico o desempeño estructural es una condición límite descrita por el daño interno de la estructura, la funcionalidad de la edificación y la posible amenaza a la seguridad de los ocupantes luego de un movimiento sísmico. Las propuestas para los niveles de desempeño de una estructura se describen a continuación:

2.3.1. Propuesta del comité VISION 2000

El comité VISION 2000 define 4 niveles de desempeño estructural, que definen el desempeño sísmico de la estructura posterior a un evento sísmico.

- **Totalmente operacional.-** Este nivel corresponde a la fase en la cual, esencialmente, no se aprecian daños; la edificación permanece segura para sus ocupantes y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso (Structural Engineers Association Of California [SEAOC], 1995).
- **Operacional.-** En este nivel se aprecian daños moderados en los elementos no estructurales y algunos daños leves en los elementos estructurales; el daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para seguir siendo ocupada inmediatamente después de un posible evento sísmico; sin embargo, los daños en algunos componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunos

servicios usuales; el sistema de respaldo para los procedimientos, puede ser requerido para continuar funcionando (SEAOC, 1995).

- **Seguridad vital.**- Este nivel de daño indica que la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales han ocurrido; la rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales han sido reducidas, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso; no han ocurrido grandes riesgos de caídas de escombros; la salida de la estructura no está obstruida pero el elevador y algunos dispositivos podrían no funcionar; es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación; la estructura probablemente sería reparada aunque podría no ser justificado desde un punto de vista económico (SEAOC, 1995).
- **Cercanía al colapso.**- En este nivel la capacidad resistente lateral y vertical de la estructura ha sido sustancialmente comprometida; las posibles replicas podrían traer un parcial o total colapso de la estructura; los escombros pueden ser muy peligrosos y las salidas podrían estar afectadas; los elementos de carga vertical significativos continúan funcionando; con todo esto, la estructura es insegura para sus ocupantes y su reparación podría no ser técnica o económicamente realizable (SEAOC, 1995).

Tabla 4. Niveles de desempeño para el comité VISION 2000

ESTADO DE DAÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS
DESPRECIABLE	Inmediatamente operacional	No hay daño estructural apreciable; los servicios continúan, la estructura está en operación y funciona después del movimiento sísmico.
LEVE	Operacional	La mayoría de las funciones y servicios pueden reanudar inmediatamente; los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad y es segura para una ocupación inmediata luego de un movimiento sísmico.
MODERADO	Seguridad de vida	El daño es moderado en algunos elementos estructurales; los sistemas de construcción y contenidos pueden ser protegidos de los daños; la seguridad de la vida es generalmente protegida; la estructura está dañada, pero permanece funcional; los riesgos ante caídas permanecen seguras.
SEVERO	Prevención de colapso	La estructura ha evitado el colapso, pero hay fallas en elementos secundarios no estructurales. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
COMPLETO	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. No es posible la reparación.

Nota: Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño. Basado en SEAOC (1995).

2.3.2. Propuesta del ATC 40 y FEMA 356

Los niveles de desempeño de una estructura, establecidos por el ATC 40 y FEMA 356, se presentan como una combinación de los niveles de desempeño de elementos estructurales y no estructurales de forma intercalada, a continuación se definen los niveles de desempeño establecidos:

2.3.2.1. Niveles de desempeño para elementos estructurales

- **Ocupación inmediata, S-1.-** Ocupación inmediata significa que luego de un posible evento sísmico, los estados de los daños son muy limitados; el sistema

básico resistente para cargas laterales y verticales permanece en las mismas condiciones de capacidad, rigidez y resistencia de la estructura que antes de ocurrido el evento sísmico; el riesgo de lesiones mortales es mínimo y no se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad (FEMA 356, 2000).

- **Control de daño, SP-2.-** Llamado a veces daño limitado, está definido en un rango de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad vital; rango en el cual la vida de los ocupantes no está en peligro, y podría incluir una protección a los elementos arquitectónicos (Applied Technology Council [ATC]-40, 1996).
- **Seguridad de vida, S-3.-** Podría ser definido como el estado de daños después del sismo que incluye daño en los elementos no estructurales, no agotando por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura, en esta zona se prevé que algunos elementos y componentes estructurales están severamente dañados por lo cual podrían producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior; sin embargo, el riesgo de lesiones para los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales que amenacen la vida es bajo; luego de un posible análisis estructural podría ser necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo; siempre y cuando sea factible, desde el punto de vista económico, con respecto a una demolición total (FEMA 356, 2000).
- **Seguridad limitada, SP-4.-** Corresponde a un rango de daño entre los niveles de seguridad de vida y estabilidad estructural, en el que luego de un análisis estructural se podría concluir que estas circunstancias incluyen casos en los que el nivel de seguridad vital no es rentable (ATC 40, 1996).
- **Prevención de colapso, S-5.-** Este nivel corresponde al estado de daño en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se han producido daños sustanciales en la estructura, pérdida en la rigidez y la resistencia en los elementos estructurales; a pesar de que el sistema de cargas de gravedad continua soportando su demanda de cargas, hay un riesgo significativo

de lesiones y la estructura puede no ser viable para reparación y no es segura para ser ocupada (FEMA 356, 2000).

- **No considerado, SP-6.-** Este no es un nivel de desempeño, pero es útil pues proporciona una marca de posición en las ocasiones que se requiera evaluar los posibles daños no estructurales o si se realiza un reforzamiento (ATC 40, 1996).

2.3.2.2.Niveles de desempeño para elementos no estructurales

- **Operacional, NP-A.-** Los elementos no estructurales no hay sufrido daños internos; los sistemas de distribución y el equipamiento crítico del edificio están estables y funcionando con total normalidad después del evento sísmico (ATC 40, 1996).
- **Ocupación inmediata, N-B.-** En el caso de que los elementos no estructurales permanezcan en su sitio, estos aún pueden presentar algunas interrupciones en el funcionamiento de los equipamientos y sistemas de distribución; algunos de los equipamientos en los servicios externos pueden no estar disponibles, pero eso no compromete la ocupación del edificio después del sismo (FEMA 356, 2000).
- **Seguridad de vida, NP-C.-** Aunque no se llegase al colapso, se podrían presentar daños graves en algunos componentes no estructurales ubicados en los diferentes lugares de la estructura, y aun así no se pone en peligro la vida de los ocupantes; los sistemas de distribución y equipamientos podrían verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados totalmente (ATC 40, 1996).
- **Amenaza reducida, N-D.-** Aunque no se llegase al colapso o a la falla de los elementos estructurales, se presentan daños severos en todos los elementos no estructurales, equipamientos y sistemas de distribución, que podrían ocasionar heridas a los ocupantes de la estructura (FEMA 356, 2000).
- **No considerado, NP-E.-** El análisis de una estructura que no involucre componentes no estructurales se clasificara como desempeño no considerado (ATC 40, 1996).

2.3.2.3.Niveles de desempeño para las estructuras

- **Operacional, 1-A.-** En este nivel los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales son mínimos y no ponen en peligro

que la estructura continúe funcionando sin interrupciones después de un sismo; adicionalmente, las posibles reparaciones no pondrán en peligro los servicios de la estructura, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad (ATC 40, 1996).

- **Ocupación inmediata, 2-B.-** Las estructuras que tienen este nivel de desempeño están caracterizadas por esperar que sufran un daño mínimo o nulo en sus elementos estructurales y solo daños menores en sus componentes no estructurales; por eso es el nivel más utilizado para estructuras esenciales; aunque es posible la ocupación inmediata del edificio; puede ser necesaria una limpieza o algunas reparaciones para que el edificio pueda seguir funcionando de un modo normal; se mantiene la seguridad de los ocupantes pues el riesgo para la seguridad de la vida en este nivel es muy bajo (FEMA 356, 2000).
- **Seguridad de vida, 3-C.-** En este nivel la probabilidad de daño es extremadamente baja, al igual que la amenaza a la seguridad de vidas humanas, ya sea por daños estructurales o caída de sus elementos; este nivel conlleva un daño algo mayor que el previsto para los edificios nuevos y corresponde al desempeño esperado en las estructuras con usos comunes y de los edificios diseñados con un código de diseño sísmoresistente (ATC 40, 1996).
- **Prevención de colapso, 5-E.-** Las estructuras que cumplen este nivel pueden suponer un peligro muy significativo para la seguridad de vida por la falla de los componentes no estructurales, teniendo en cuenta que el edificio ha sido afectado severamente, pero continua soportando cargas de gravedad es muy probable que se eviten pérdidas de vidas; los daños en los componentes no estructurales no requieren ser evaluados pues el elevado nivel de daños en los elementos estructurales son apreciables debido a las deformaciones, lo vuelve innecesario; este nivel de desempeño ha sido tomado en cuenta, en algunas ocasiones, como base para ordenanzas obligatorias de rehabilitación sísmica por algunas gobernaciones, por lo que se requiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura, teniendo así una pérdida económica completa, ya que el desempeño estructural es muy poco confiable (FEMA 356, 2000).

Tabla 5. Niveles de desempeño para el ATC 40

NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURALES	DESEMPEÑO NO ESTRUCTURALES	NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL					
		SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
NP-A	Operacional	1-A	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	Ocupación inmediata	1-B	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C		1-C	2-C	3-C	4-C	5-C	6-C
NP-D		NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E		NR	NR	3-E	4-E	5-E	No Previsión de colapso aplicable
NR: COMBINACIÓN NO RECOMENDADA							

Nota: Niveles de desempeño de las estructuras. Basado en ATC 40 (1996).

2.4. Niveles de movimientos sísmicos

Para determinar el desempeño sísmico de una estructura se debe seleccionar el rango de severidad sísmica, representado por una serie de posibles eventos sísmicos denominados “Movimientos sísmicos de diseño”, lo cuales varían en función a la sismicidad del lugar de emplazamiento de la estructura y los niveles de daño aceptables en la misma.

A continuación se presentan las propuestas del comité VISION 2000, ATC 40 y FEMA 356 para movimientos sísmicos de diseño:

2.4.1. Propuesta del comité VISION 2000

El comité VISION 2000 expresa los movimientos sísmicos de diseño en función de un periodo de retorno o intervalo de recurrencia o de una probabilidad de que el evento sísmico exceda una severidad en un intervalo de tiempo establecido.

Tabla 6. Movimiento sísmico de diseño

MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO	INTERVALO DE RECURRENCIA	DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS
FRECUENTE	43 años	50% en 30 años
OCASIONAL	72 años	50% en 50 años
RARO	475 años	10% en 50 años
MUY RARO	950 años	10% en 100 años

Nota: Basado en SEAOC (1995).

2.4.2. Propuesta del ATC 40

El ATC 40 expresa los movimientos sísmicos de diseño mediante niveles de “sacudidas” que están directamente relacionados a su probabilidad de ocurrencia, para lo que se utilizan espectros de respuesta. Se reconocen 3 niveles de movimiento:

- **Sismo de servicio (SE).**- En este nivel se determina que un movimiento sísmico tiene una probabilidad de 50% de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo de retorno de 75 años, se estima que tiene un valor de la mitad del sismo de diseño
- **Sismo de diseño.**- Es un movimiento sísmico poco frecuente que puede ocurrir durante la vida de la estructura, tiene una probabilidad de 10% de ser excedido en un periodo de 50 años, para un periodo de retorno de 500 años.
- **Sismo máximo (ME).**- Es el máximo movimiento sísmico esperado en el sitio de emplazamiento de la estructura, tiene una probabilidad de 5% de ser excedido en un periodo de 50 años, para un periodo de retorno de 1000 años, se estima que tiene un valor de 1.25 a 1.50 veces el sismo de diseño.

2.4.3. Propuesta del FEMA 356

Según el FEMA 356 el peligro debido a un movimiento sísmico dependerá del sitio de emplazamiento de la estructura, de las características geológicas y específicas del lugar.

- **BSE-1.**- Es un movimiento sísmico con una probabilidad de excedencia del 10% en un periodo de 50 años, la probabilidad de excelencia dependerá de la ubicación geográfica del lugar, no debe exceder los valores tomados para estructuras nuevas siendo 2/3 de BSE-2.

- **BSE-2.-** Es un movimiento sísmico con una probabilidad de excedencia del 2% en un periodo de 50 años, la probabilidad de excedencia dependerá de la ubicación geográfica del lugar.

2.5.Objetivos del desempeño sísmico

2.5.1. Propuesta del comité VISION 2000

Realiza la clasificación en función al uso, ocupación y grado de importancia de las estructuras, durante y después del evento sísmico.

- **Estructuras críticas.-** Edificaciones en las cuales se encuentran materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza latente e inminente para un amplio sector de la comunidad, los materiales que están dentro de esta clasificación pueden incluir explosivos, toxinas y materiales radiactivos (SEAOC, 1995).
- **Estructuras esenciales.-** Las cuales son las encargadas de todas las operaciones críticas luego de un evento sísmico; tales como refugios de emergencia, hospitales, estaciones de bomberos, centros de control de emergencia (SEAOC, 1995).
- **Estructuras básicas.-** Las cuales incluye a todas las demás estructuras que no están clasificadas como estructuras críticas o esenciales (SEAOC, 1995).

Tabla 7. Objetivos de desempeño sísmico de una estructura según comité VISION 2000

MOVIMIENTO SÍSMICO	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA				
	Totalmente operacional	Operacion al	Seguridad vida	de Prevencción colapso	de
FRECUENTE	I	X	X	X	
OCASIONAL	II	I	X	X	
RARO	III	II	I	X	
MUY RARO	-	III	II	I	

Nota: X= Desempeño inaceptable, I= Estructuras básicas, II= Estructuras esenciales, III= Estructuras de seguridad crítica. Basado en SEAOC (1995).

2.5.2. Propuesta del ATC 40

El ATC 40 define el desempeño sísmico definiendo, para una estructura, el nivel de desempeño deseado para un evento sísmico.

Tabla 8. Objetivos de desempeño sísmico de una estructura para ATC 40

MOVIMIENTO SÍSMICO	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA			
	Operacio nal	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
SISMO DE SERVICIO (SE)				
SISMO DE DISEÑO (DE)			X	
SISMO MÁXIMO (ME)				X

Nota: Objetivos de seguridad básica para estructuras. Basado en ATC 40 (1996).

2.5.3. Propuesta del FEMA 356

El FEMA 356 establece diferentes objetivos como base para el diseño de la estructura, el objetivo a emplear debe seleccionarse en función a la viabilidad de la estructura, el costo y los beneficios a obtener, en términos de reducción de daños, seguridad e interrupción de la ocupación posterior a un posible evento sísmico. Los objetivos planteados son los siguientes:

- **k + p = Objetivo de seguridad básico.-** En este objetivo se esperan daños leves en la estructura frente a sismos moderados y frecuentes, sin embargos, se esperan daños graves y mayor pérdida económica frente a sismos infrecuentes y severos.
- **k + p + cualquiera de a, e, i, b, f, j o n = Objetivos mejorados.-** Dentro de este objetivo se esperan daños en la estructura por sismos poco frecuentes.
- **o solamente ó n solamente ó m solamente = Objetivo mejorado.**
- **k solamente ó p solamente = Objetivo limitado.-** En este objetivo se esperan daños en la estructura por sismos poco frecuentes y moderados.
- **c, g, d, h, l = Objetivo limitado.**

Tabla 9. Objetivos de desempeño sísmico de una estructura según FEMA 356

MOVIMIENTO SÍSMICO	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA			
	Operaciona l (1A)	Inmediatamente operacional (1B)	Seguridad de vida (3C)	Prevención de colapso (5E)
50% / 50 AÑOS	A	b	c	d
20% / 50 AÑOS	E	f	g	h
BDE-1 (10% / 50 AÑOS)	I	j	k	l
BDE-2 (2% / 50 AÑOS)	M	n	o	p

Nota: Basado en FEMA 356 (2000).

2.6. Métodos de análisis estructural

El análisis estructural es indispensable para determinar las fuerzas y desplazamientos en la estructura ocasionados por un movimiento sísmico.

A continuación se describen los dos métodos para realizar el análisis estructural:

2.6.1. Métodos lineales

Estos métodos son adecuados cuando se espera un bajo comportamiento no lineal en la estructura, manteniendo así la relación básica de esfuerzo-deformación en su rango lineal.

Estos métodos son empleables cuando la estructura posee regularidad tanto en planta como en elevación, si existiesen irregularidades los resultados obtenidos a través de métodos lineales podrían ser inexactos. Se reconocen dos tipos de análisis estructural lineal:

2.6.1.1. Análisis estático lineal

El análisis estático puede ser utilizado para determinar las fuerzas para el diseño sísmico, los desplazamientos y la distribución de fuerzas sísmica; cuando la estructura presente efectos modales poco significativos, lo cual ocurre generalmente en estructuras regulares y de poca altura.

Las estructuras serán modeladas con una rigidez elástica lineal y valores consistentes de amortiguamiento viscoso equivalente con componentes que responden al nivel de

cedencia, la magnitud de la carga lateral se selecciona con la intensidad que, cuando se aplique el modelo elástico del edificio, resulten de este análisis unos desplazamientos de diseño aproximados a los posibles desplazamientos máximos esperados al momento del sismo de diseño (FEMA 356, 2000).

El procedimiento está enlazado a la respuesta del desplazamiento del edificio, para tener una mejor consideración del posible comportamiento no lineal de la estructura, pues los desplazamientos son los mejores indicadores del daño en un rango no lineal. En este rango los cambios relativamente pequeños en la demanda de fuerzas corresponden a cambios grandes en la demanda del desplazamiento lateral del edificio; por lo que, cuando la estructura se comporta de forma no lineal, cambios relativamente pequeños en la fuerza aplicada ocasionaría un gran desplazamiento lateral (FEMA 356, 2000).

Si la estructura responde esencialmente de forma elástica al sismo de diseño, las fuerzas internas que se calculen serán razonablemente aproximadas a las fuerzas esperadas para el sismo de diseño. Y si la estructura tiene una respuesta inelástica, como comúnmente será el caso, las fuerzas internas que desarrollarían en la cedencia de la estructura serán menores que las fuerzas internas calculadas usando una carga lateral para el análisis (FEMA 356, 2000).

2.6.1.2. Análisis dinámico lineal

Al igual que con el análisis estático lineal, se espera que el análisis dinámico lineal produzca desplazamientos máximos esperados durante el sismo de diseño, pero que producirán fuerzas internas que superaran a las que se obtendrían en un edificio en proceso de cedencia (FEMA 356, 2000).

El análisis dinámico puede realizarse empleando los métodos descritos a continuación:

- **Análisis dinámico modal espectral.-** Este método permite determinar las máximas respuestas modales, de manera que los modos capturen mínimamente un 90% de la masa participantes de la estructura, analizándola en ambas direcciones ortogonales. Las máximas fuerzas en los elementos estructurales, desplazamientos, fuerzas cortantes en entrepisos y reacciones en la base para cada

modo de vibración se combinaran usando la regla SRSS (suma de raíz cuadrada) o la regla CQC (combinación cuadrática completa) por sus siglas en inglés.

- **Análisis dinámico tiempo-historia.**- Este método determina las respuestas estructurales a través del tiempo, utilizando registros históricos. La matriz de amortiguación reflejara la amortiguación del edificio para deformaciones muy cercanas a la deformación de cedencia.

2.6.2. Métodos no lineales

Estos métodos son utilizados para estructuras con materiales que poseen una respuesta no lineal, lo que permite aproximarse mucho más al comportamiento real de la estructura ya que la idealización del comportamiento estructural empleada por estos métodos tiene mayor certeza, permitiendo estimar los mecanismos de falla y el potencial de un posible colapso progresivo. Se definen dos tipos de análisis estructural no lineal:

2.6.2.1. Análisis estático no lineal

Para este procedimiento se tiene un modelo matemático, que incorpora las características no lineales de carga-deformación de la estructura, a la cual se aplicará una serie de cargas laterales monotónicas de forma incremental, las cuales representan fuerzas de inercia, producidas por su propia masa, ante un posible movimiento sísmico hasta alcanzar un desplazamiento objetivo (FEMA 356, 2000).

El desplazamiento objetivo mencionado, pretende representar el desplazamiento máximo que se podría experimentar durante un eventual movimiento sísmico; en razón a que el modelo matemático representa de manera directa los efectos de la respuesta inelástica del material, las fuerzas internas que son calculadas, como resultado, serán aproximaciones estimadas a las esperadas durante el sismo de diseño (FEMA 356, 2000).

La relación fuerza-desplazamiento no lineal entre la fuerza cortante en la base y el desplazamiento del nudo de control será reemplazada por una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva. Esta relación será bilineal, con una pendiente inicial K_e y la pendiente post-rendimiento α (FEMA 356, 2000).

Los segmentos lineales e la curva fuerza-desplazamiento idealizada deben ubicarse utilizando un procedimiento grafico iterativo que balancee, aproximadamente, el área por encima y por debajo de la curva (FEMA 356, 2000).

2.6.2.2. Análisis dinámico no lineal

Para este procedimiento se tiene un modelo matemático, el cual incorpora de manera directa las características no lineales de carga-deformación de la estructural, la cual se someterá a movimientos sísmicos representadas por registros sísmicos de tiempo-historia para obtener fuerzas y desplazamientos (FEMA 356, 2000).

La base, los enfoques para el modelado y los criterios de aceptación del análisis dinámico no lineal son similares a los del análisis estático no lineal, la principal diferencia es que los cálculos de respuesta se desarrollan utilizando el análisis tiempo-historia; con el análisis dinámico no lineal los desplazamientos de diseño no se establecen utilizando un desplazamiento objetivo, como en el análisis estático no lineal, por el contrario, se determinan directamente a través del análisis dinámico, utilizando para esto los registros de los movimientos sísmicos. La respuesta calculada puede ser muy sensible a las características de los movimientos sísmicos, por lo tanto, el análisis debe llevarse a cabo con más de un registro sísmico. Debido a que el modelo matemático representa directamente los efectos de la respuesta no lineal, las fuerzas internas calculadas serán aproximaciones razonables a las esperadas durante el sismo de diseño (FEMA 356, 2000).

2.7. Capacidad estructural

La capacidad estructural de una edificación depende de su resistencia y de la capacidad de deformación de sus elementos estructurales; para determinar la capacidad estructural fuera del campo elástico es necesario utilizar métodos no lineales, como el análisis estático no lineal conocido como método del empuje o Pushover; este método utiliza secuencialmente una serie de análisis elásticos, superponiéndolos para aproximarse a una gráfica denominada curva de capacidad que relaciona la fuerza cortante en la base (V) y los desplazamientos (Δ) en el nivel superior de la estructura, aproximándose al comportamiento real de la estructura cuando entra en el campo plástico. El modelo matemático se va modificando para considerar la reducción de resistencia de los elementos que llegan a su límite de fluencia; la aplicación de fuerzas horizontales se va

incrementando hasta alcanzar la máxima resistencia de la estructura o hasta que esta se vuelva inestable.

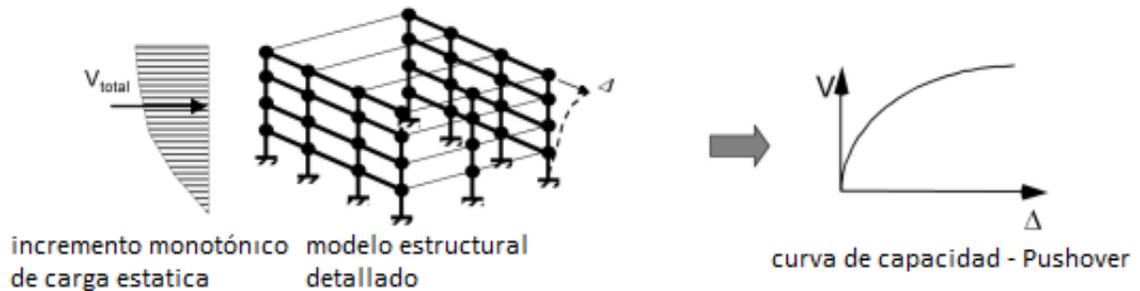


Figura 9. Esquema de curva de capacidad de un pórtico espacial.

Basado en FEMA 356 (2000).

2.8.Demanda sísmica

Un movimiento sísmico produce patrones complejos de desplazamientos horizontales que varían con el tiempo, por lo que seguir este procedimiento paso a paso es considerado poco práctico. Los métodos de análisis lineal utilizan fuerzas horizontales para establecer una denlas condiciones de diseño, sin embargo, en los métodos no lineales resulta más práctico establecer un conjunto de desplazamientos horizontales como condición de diseño. Para una estructura determinada y un movimiento sísmico, el desplazamiento de demanda es la mejor respuesta estructural esperada durante el evento sísmico.

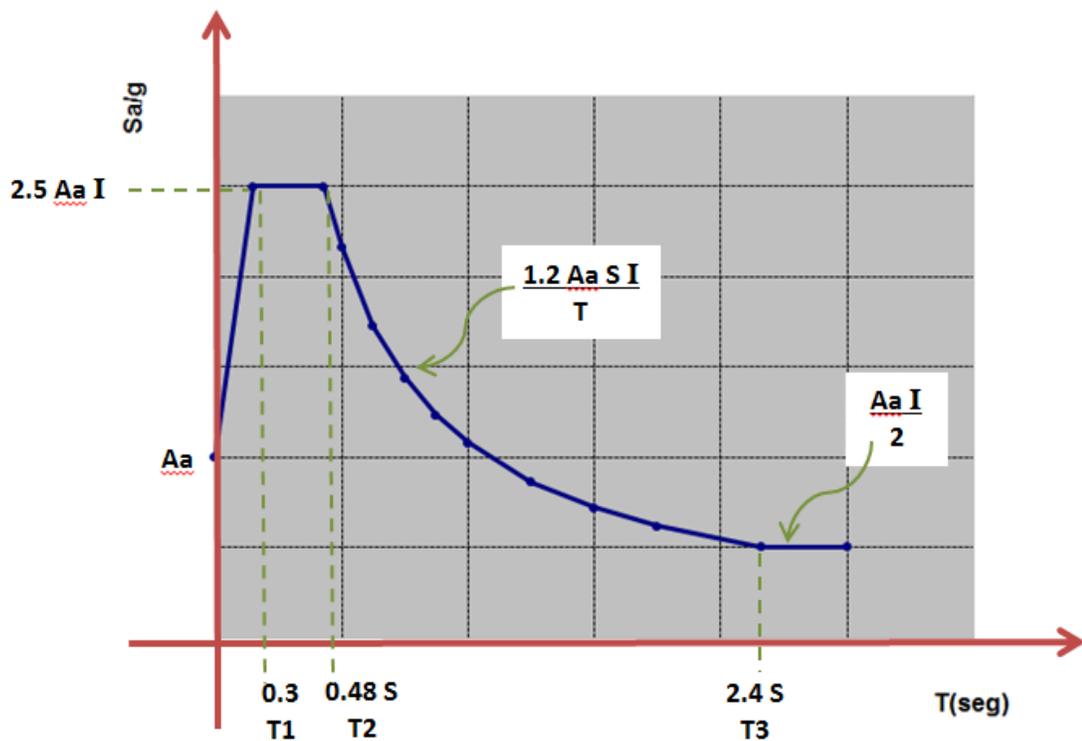


Figura 10. Diagrama espectro de respuesta.

Basado en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2018 (GBDS 2018).

2.9. Métodos de evaluación de la capacidad estructural

La interpretación y el significado adecuado del punto de desempeño de una edificación, es útil para la rehabilitación de estructuras existentes, para el análisis de vulnerabilidad, para el diseño de nuevas estructuras, la evaluación de un posible daño sísmico. La identificación del punto de desempeño permite entender, de mejor manera, el posible comportamiento de una estructura sometida a diferentes tipos de movimientos sísmicos y podría ayudar a incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo económico. El uso del análisis estático no lineal, sigue siendo ampliamente utilizado en los últimos años, como una alternativa para la evaluación del desempeño sismoresistente en el campo de la ingeniería sísmica; este análisis está considerado como más realista, en comparación a los procedimientos lineales utilizados en los diferentes códigos de diseño; una variedad de procedimientos de este tipo de análisis se está consolidando y han sido descritos en detalle en documentos como el ATC 40 y FEMA 356 (Bonett, 2003).

2.9.1. Método del espectro de capacidad

El procedimiento de análisis no lineal simplificado, una versión del método de espectro de capacidad y descrito en el documento ATC 40, se basa en la linealización equivalente. La suposición básica en los métodos de linealización equivalente es que el desplazamiento máximo de un sistema simple de grados de libertad no lineal se puede estimar a partir del desplazamiento máximo de un sistema simple de grados de libertad elástico lineal, sistema que tiene un periodo y una relación de amortiguamiento que son mayores que los valores iniciales para el análisis no lineal. El sistema simple de grados de libertad elástico, de la estructura, que se utiliza para estimar el desplazamiento inelástico máximo del sistema no lineal, se conoce generalmente como sistema equivalente o sustitutivo. Similarmente, el periodo de vibración y la relación de amortiguamiento del sistema elástico son comúnmente conocidos como periodo equivalente y relación equivalente de amortiguación, respectivamente. El concepto de amortiguación viscosa equivalente fue propuesto por primera vez en los años 30 por L. Jacobsen, cuando obtuvo soluciones aproximadas para la constante vibración forzada de sistemas simples de grados de libertad amortiguados, en los años 60 el mismo autor amplió el concepto de amortiguación viscosa equivalente para producir sistemas simples de grados de libertad y desde entonces se han propuesto muchos métodos, en el cual, el método del espectro de capacidad, descrito en el documento ATC 40, fue basado principalmente en la investigación de Freeman, Nicoletti y Tirell (1975), donde se explica el procedimiento para obtener el punto de desempeño de estructuras nuevas y evaluación de la existentes (FEMA 440, 2005).

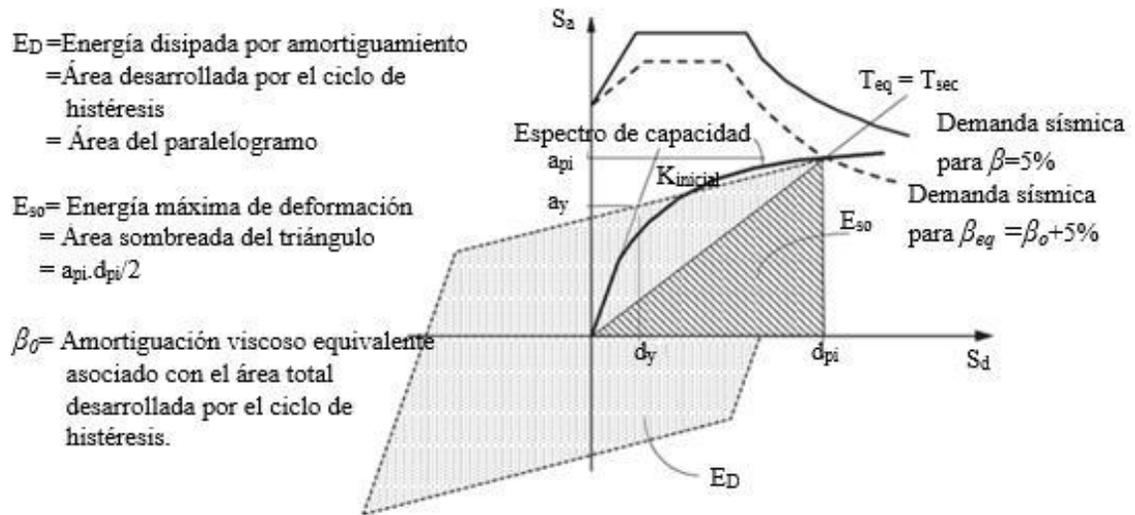


Figura 11. Representación del método espectro-capacidad de linealización equivalente.

Basado en FEMA 440 (2005).

Este proceso comienza con la generación de una relación fuerza-deformación y es prácticamente idéntico al método de coeficientes de FEMA 356, excepto que los resultados se trazan en un formato de espectros de respuesta de aceleración-deformación (ADSR), este formato es una conversión simple de la relación fuerza cortante en la base versus desplazamiento en el último nivel de la estructura, utilizando las propiedades dinámicas de los elementos de la estructura, y el resultado se denomina espectro de capacidad de la estructura; el movimiento sísmico también se convierte al formato ADSR, esto supone que el período equivalente, T_{eq} , intercepta el espectro de capacidad y con esto la solución para determinar el máximo desplazamiento inelástico (es decir, el punto de desempeño) es iterativa, esto permite que la curva de capacidad este graficada en los mismos ejes que la demanda sísmica y así este método gráfico compara la capacidad estructural con la demanda sísmica en un mismo diagrama, la cual permite visualizar el probable comportamiento de una estructura al someterse a un eventual movimiento sísmico (FEMA 440, 2005). Este método es descrito en detalle en el ATC 40.

2.9.2. Método del coeficiente de desplazamiento

método del coeficiente de desplazamiento es el principal procedimiento estático no lineal, este enfoque modifica la respuesta elástica lineal, del sistema simple de grados de libertad equivalente, al multiplicarlo por una serie de coeficientes, desde C_0 a C_3 , para generar una

estimación del máximo desplazamiento global, con lo que se puede estimar la ubicación del punto de desempeño sobre la idealizada curva Pushover de forma bilineal, en el cual utiliza una versión modificada de la aproximación de desplazamientos iguales, propuesto por el ATC 40, para estimar el punto de desempeño de una estructura. El coeficiente C_0 es un factor de forma (a menudo como el factor de participación del primer modo de vibración), que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema simple de grados de libertad equivalente con desplazamiento en el último nivel de la estructura con un sistema de múltiples grados de libertad; el coeficiente C_1 es la relación del desplazamiento máximo para la respuesta inelástica de un oscilador simple de grados de libertad, con comportamiento histerético no degradante, al desplazamiento máximo si el oscilador se mantuviera elástico; el coeficiente C_2 tiene en cuenta el efecto de estrangulación de la relación carga-deformación debido a la degradación de la rigidez y el deterioro de la máxima respuesta de resistencia, y dependen del tipo de estructura y los niveles de desempeños considerados; y el coeficiente C_3 se ajusta para los efectos de la no linealidad geométrica de segundo orden, cabe señalar que los efectos $P-\Delta$ son equivalentes a un tipo de degradación de la fuerza, que se produce en un ciclo simple de movimiento vibratorio, esto difiere de la degradación de la fuerza cíclica que ocurre en ciclos posteriores modelados con el oscilador de tipo SSD, estos dos tipos de degradación de la fuerza tienen implicaciones diferentes con respecto al comportamiento dinámico; estos coeficientes son empíricos y se derivan principalmente de estudios estadísticos de los análisis históricos de la respuesta no lineal de los osciladores con un sistema simple de grados de libertad mediante el juicio de la ingeniería; éste método no requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales ($S_a - S_d$), a diferencia del método del espectro de capacidad (FEMA 440, 2005).

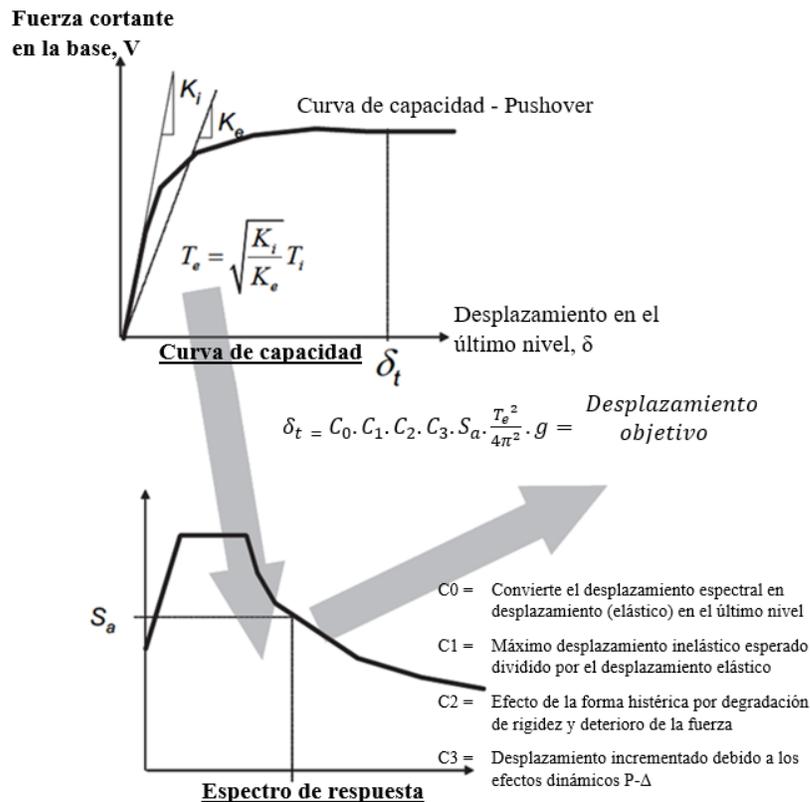


Figura 12. Esquema que ilustra el proceso del método de coeficiente de desplazamiento, para estimar el desplazamiento objetivo.

Basado en FEMA 440 (2005).

El periodo efectivo, se genera a partir de un periodo inicial, t_i , mediante un procedimiento gráfico que da cuenta sobre la pérdida de rigidez en la transición del comportamiento elástico al inelástico; el periodo efectivo representa la rigidez lineal del sistema simple de grados de libertad equivalente; cuando se traza sobre el espectro de respuesta en comparación con el periodo, el periodo efectivo identifica una respuesta de aceleración máxima para el oscilador, es por eso que, la amortiguación asumida, a menudo 5% de la amortiguación crítica, representa el nivel que podría esperarse al responder en el rango elástico (FEMA 440, 2005). Este método es descrito en detalle en el documento FEMA 356.

2.9.3. Método mejorado para la linealización equivalente

Este procedimiento mejorado de linealización equivalente es una modificación del método de espectro de capacidad del ATC 40, procedimiento que fue mejorado debido a las diferencias en los resultados, cuando se los comparaba con los del FEMA 356, al analizar una misma estructura.

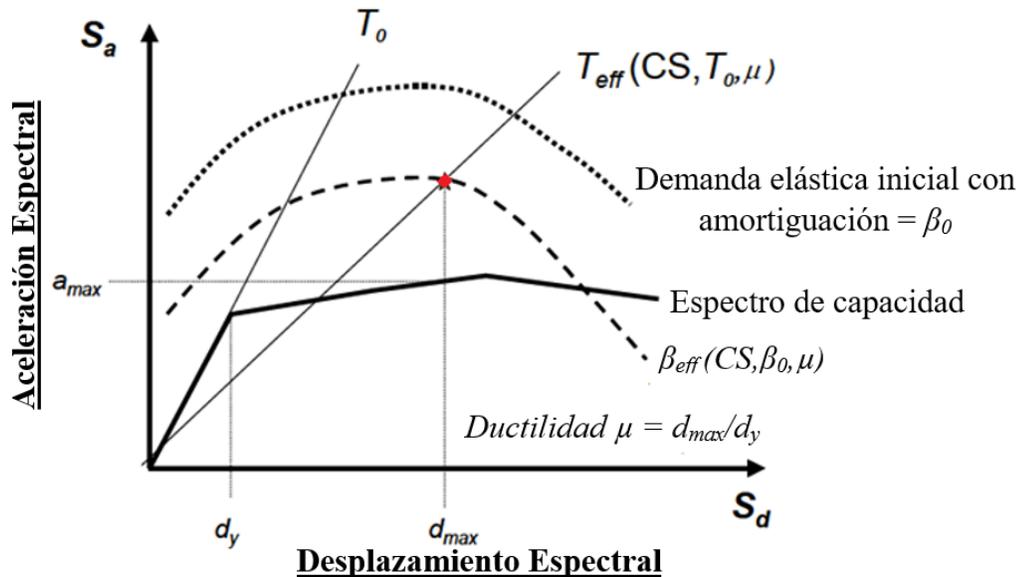


Figura 13. Espectro de respuesta de aceleración (ADRS), que muestra los parámetros de periodo y amortiguación efectiva, junto con el espectro de capacidad.

Basado en FEMA 440 (2005).

Cuando la linealización equivalente se usa como parte de un proceso estático no lineal, para modelar la respuesta en una estructura con un sistema simple de grados de libertad, el objetivo es estimar la máxima respuesta de desplazamiento de la estructura no lineal con un sistema lineal equivalente utilizando un periodo, T_{eff} , y amortiguación efectiva, β_{eff} (ver figura 13). La relación de fuerza – deformación, que se muestra en la figura 13, en formato de espectro de respuesta de desplazamiento – aceleración, es la curva de capacidad y utiliza los procedimientos convencionales de FEMA 356 o ATC 40 para su desarrollo (FEMA 440, 2005).

Dado que el periodo efectivo, T_{eff} , y amortiguación efectiva, β_{eff} , son funciones de la demanda de ductilidad, el cálculo del desplazamiento máximo utilizando la linealización

equivalente no puede ser directo y requiere, necesariamente, un procedimiento de solución iterativo o gráfico. Este procedimiento mejorado es, desde el punto de vista procedimental, es básicamente el mismo que el procedimiento convencional propuesto en el documento ATC 40 y requiere la realización de los siguientes pasos:

1. Seleccionar una representación espectral del movimiento sísmico de interés con un amortiguamiento, β , inicial del 5% (usualmente). Este espectro de respuesta seleccionado puede ser un espectro de diseño de ATC 40 o FEMA 356, un espectro determinístico específico del sitio o un espectro probabilístico de igual peligrosidad.

2. Modificar el espectro seleccionado, según corresponda, para la interacción suelo – estructura; esto implica, por un lado, la reducción potencial para las ordenadas espectrales en la interacción cinemática, y por el otro como una modificación en el amortiguamiento del sistema desde el valor inicial, β_i a β_o , para de esta forma tener en cuenta la amortiguación de la cimentación. Si se ignora la amortiguación de la cimentación, β_o es igual a β_i .

3. Convertir el espectro seleccionado, modificado para la interacción suelo – estructura, cuando corresponda, a un formato de espectro de respuesta de aceleración – desplazamiento (ADRS), de acuerdo con la orientación del documento ATC 40. Este espectro convertido, si es que fuera el caso, es la demanda ADRS inicial, como se muestra en la figura 14.

4. Generar una curva de capacidad, para la estructura que se analizará, la cual es una relación fundamental, en un modelo simple de grados de libertad, entre la aceleración espectral y el desplazamiento espectral (ver figura 14). Para esto se requiere la conversión a formato ADRS, según el ATC 40.

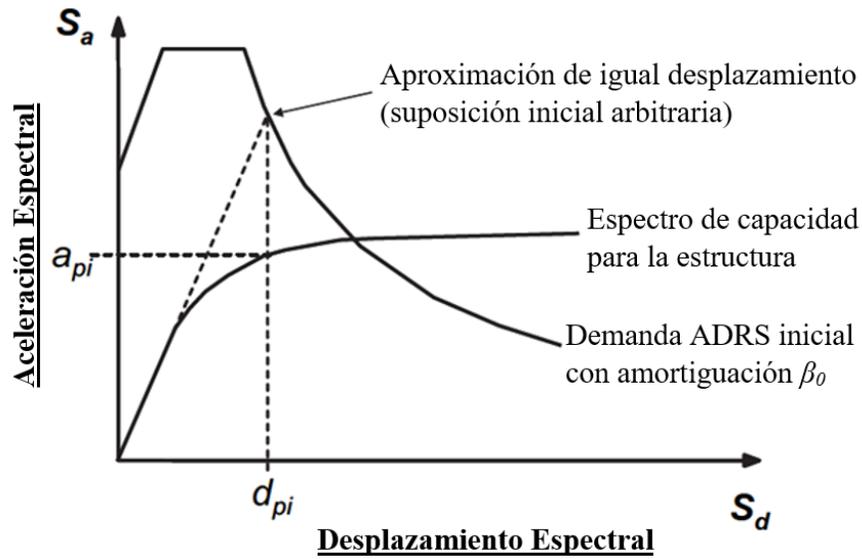


Figura 14. Demanda ADRS inicial y el espectro de capacidad.

Basado en FEMA 440 (2005).

5. Seleccionar un punto inicial de desempeño (máxima aceleración, a_{pi} , y desplazamiento, d_{pi}). Esto se puede basar en una correlación aproximada de coincidencia, como se muestra en la figura 14, o en cualquier otro punto basado en un criterio ingenieril.

6. Desarrollar el espectro de capacidad mediante una representación bilineal, según a los procedimientos del documento ATC 40. Esto define el periodo inicial, t_0 , el desplazamiento de fluencia, d_y , y la aceleración de fluencia, a_y ; parámetros que pueden variar para diferentes suposiciones a_{pi} y d_{pi} (figura 15).

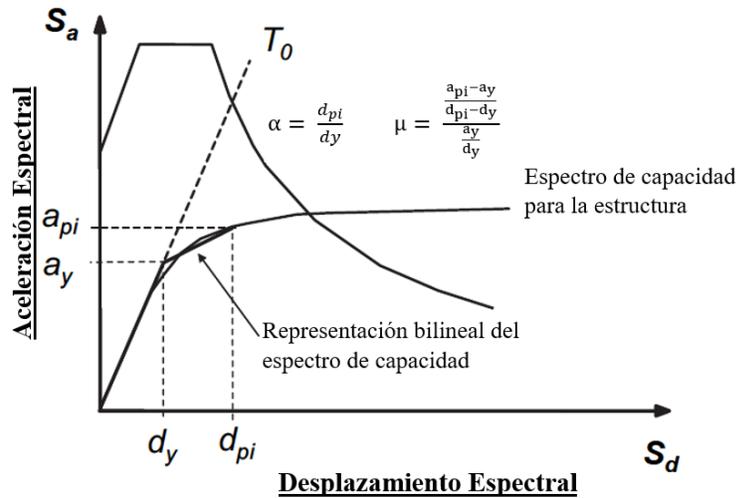


Figura 15. Representación bilineal del espectro de capacidad.

Basado en FEMA 440 (2005).

7. Teniendo en cuenta la representación bilineal, desarrollada en el paso 6, calcular la ductilidad, μ , y los valores de rigidez post-elástica, α , como se muestra en la figura 15.

8. Los valores calculados para la rigidez post-elástica, α , y ductilidad, μ , del paso 7, sirven para calcular la correspondiente amortiguación efectiva, β_{eff} , y el periodo efectivo, T_{eff} .

A partir de este paso en el procedimiento, hay tres opciones disponibles para identificar una solución. Los procedimientos A y B se describen ampliamente en el documento FEMA 440, y a continuación se describen los pasos del procedimiento C, en el cual se usa el espectro modificado de respuesta de aceleración-desplazamiento (MADRS) para las ductilidades correspondientes, las múltiples soluciones (a_{pi} , d_{pi}) y para generar un registro de posibles puntos de desempeño, el real punto de desempeño de la estructura se encuentra en la intersección del espectro de capacidad y el mencionado registro.

9. Mediante el uso del amortiguamiento efectivo, determinado en el paso 8, se ajusta el ADRS inicial a β_{eff} , mediante el factor de reducción B (β_{eff}).

10. Multiplicar el factor de modificación, M, determinado usando el periodo efectivo, T_{eff} , con las ordenadas de aceleración del diagrama ADRS, para β_{eff} , para generar el espectro modificado de respuesta de aceleración deformación (MADRS).

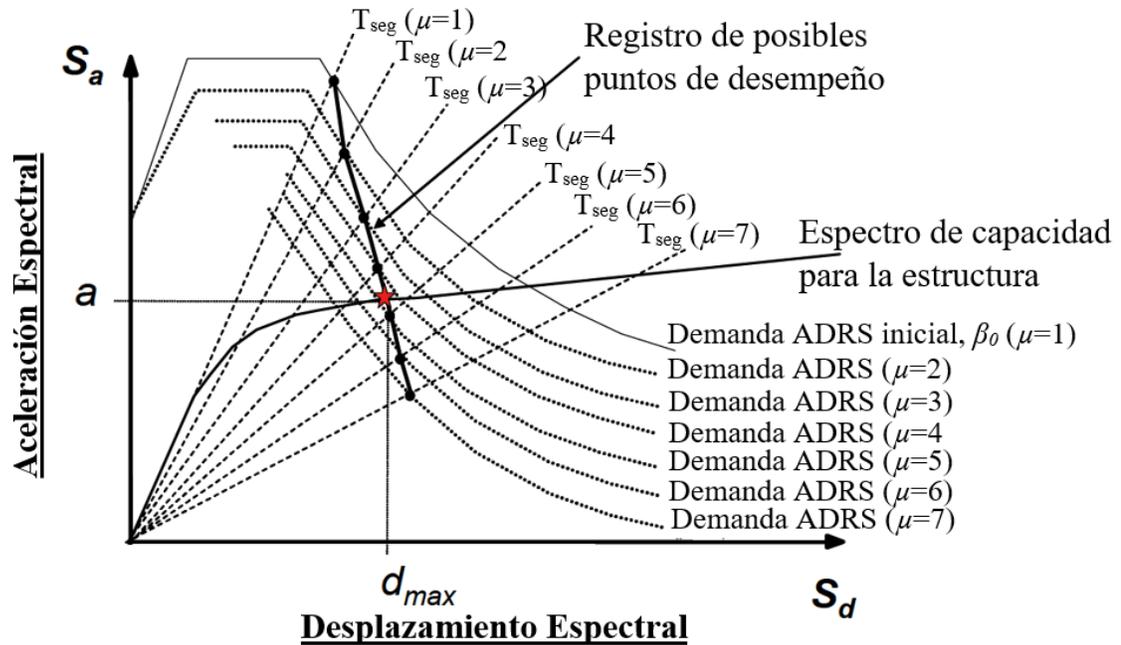


Figura 16. Registro de posibles puntos de desempeño.

Basado en FEMA 440 (2005).

11. La ubicación de un posible punto de desempeño está estimada por la intersección del MADRS con el periodo secante radial, T_{sec} , como se muestra la figura 16.

12. Disminuir o aumentar el punto de desempeño estimado y repetir el proceso para generar, de esta manera, una serie de posibles puntos de desempeño.

13. El real punto de desempeño se define por la intersección del registro de la serie de posibles puntos de desempeño, del paso 12, y el espectro de capacidad.

Con lo que, se puede apreciar que el procedimiento C es conducido a un proceso automático en el que se supone que la solución inicial corresponde a una ductilidad de 1 y en los ensayos posteriores se establecen ductilidades mayores (FEMA 440, 2005).

2.10. Software ETABS

ETABS es un software para el análisis y diseño de edificaciones, que posee una interfaz gráfica e intuitiva que permite el modelado, análisis y diseño de una estructura, desde la más simple hasta la más compleja, detallando todos los procedimientos de cálculo.

Resultado de 40 años de investigación y desarrollo el software permite el modelado de estructuras junto con la visualización 3D, y cuenta con una alta capacidad de poder analítico lineal y no lineal.

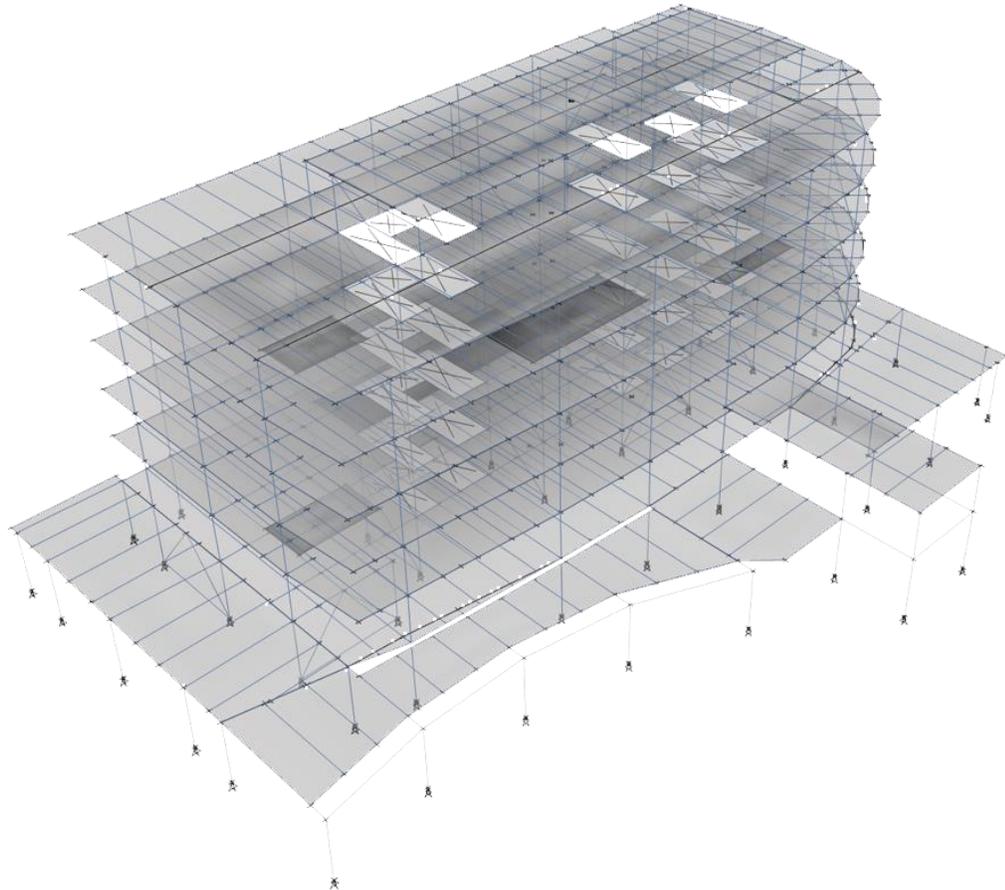


Figura 17. Visualización de los elementos finitos de la estructura y conectividad entre nudos, barras, Shell y malla de elementos finitos.

Fuente: <https://www.csiespana.com/software-features/5/etabs#>

3. ANALISIS ESTRUCTURAL Y RESULTADOS

3.1. Análisis y diseño estructural

3.1.1. Estructura de estudio

La estructura a estudiar será una edificación de 6 pisos, con plantas idénticas de 36 m por 30 m, con ejes espaciados cada 6 m, la altura de entrepiso para toda la estructura será de 3 m, el sistema sismoresistente de la estructura está conformado por columnas rectangulares de 40 cm por 40 cm, 35 cm por 35 cm, 30 cm por 30 cm y 25 cm por 25 cm según los requerimientos estructurales, la imagen del modelo de la estructura a estudiar se muestra a continuación:

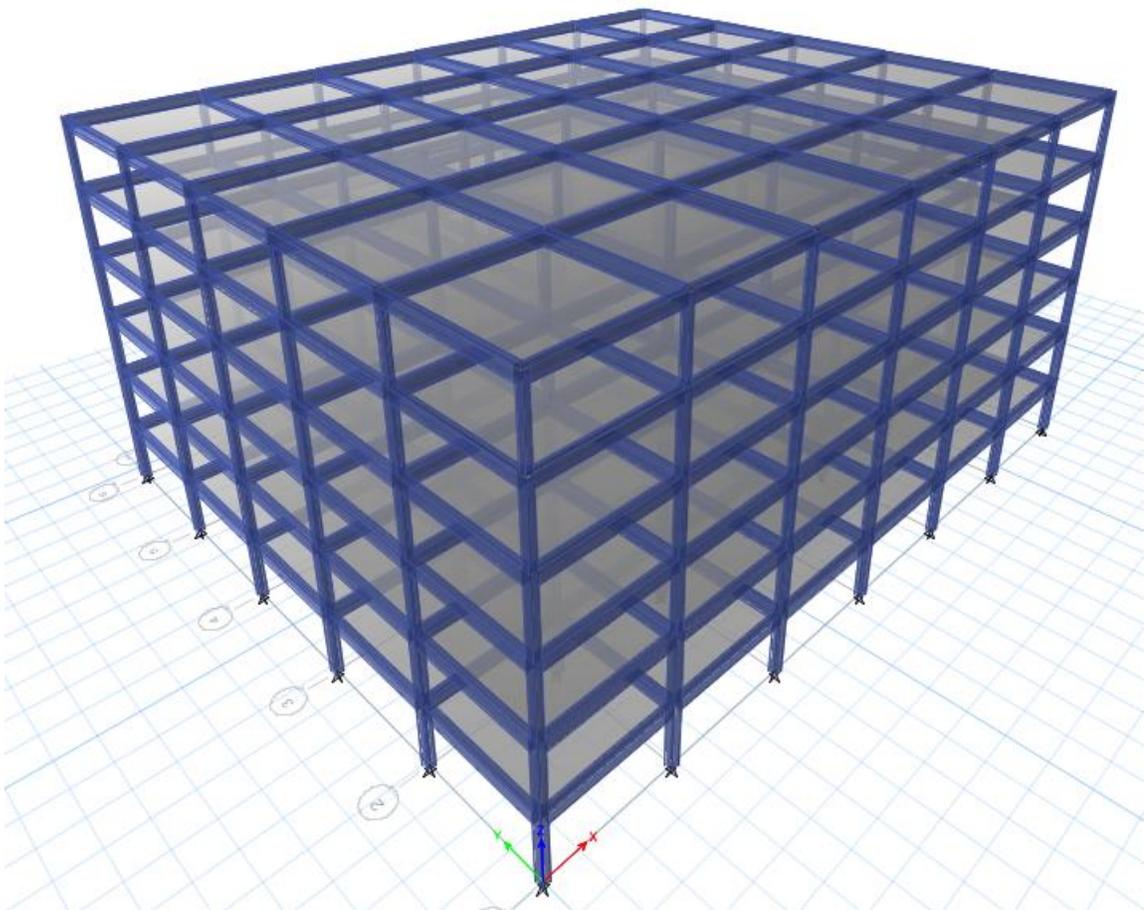


Figura 18. Vista tridimensional de la estructura generada con ETABS.

Elaboración propia.

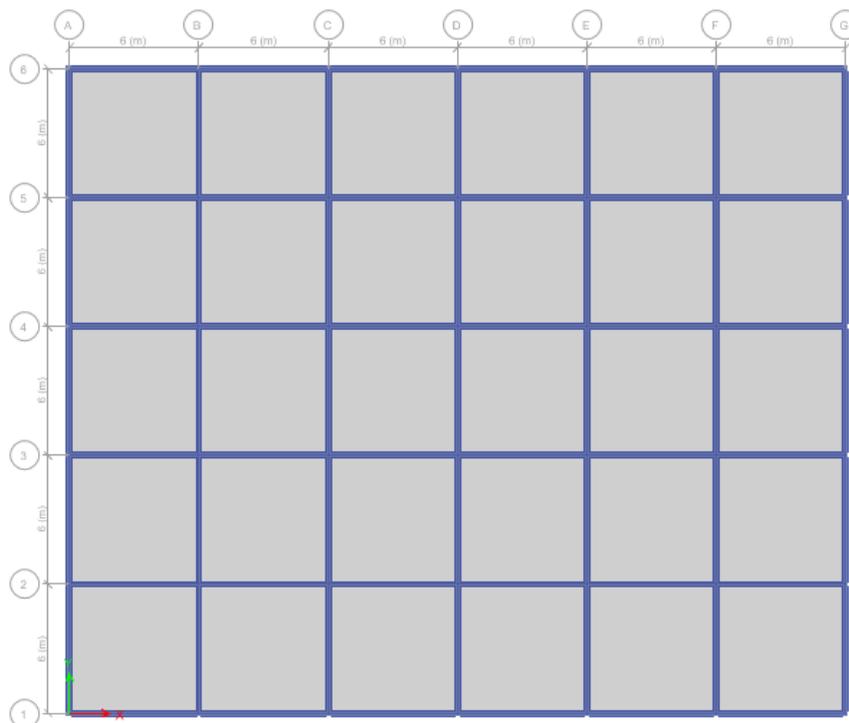


Figura 19. Vista en planta del modelo estructural, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

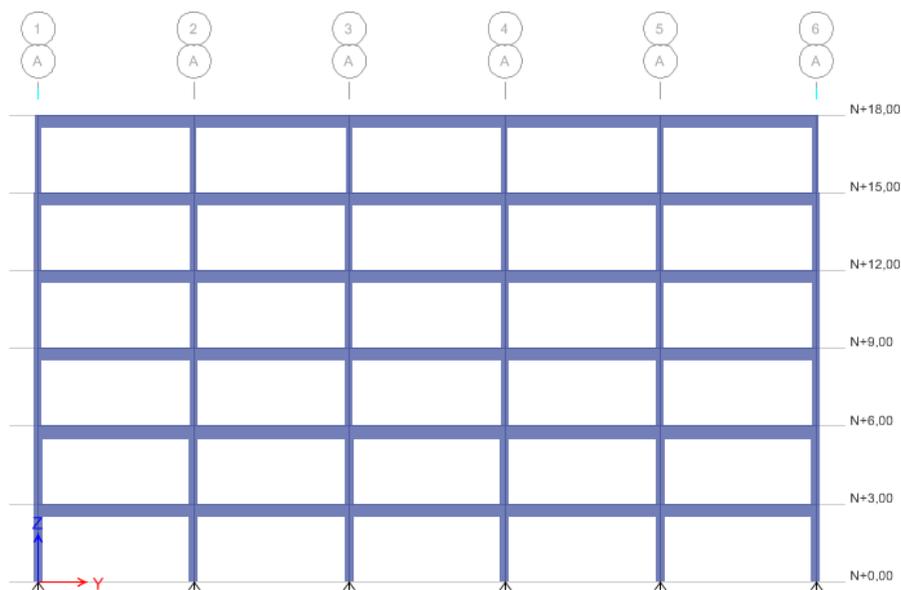


Figura 20. Vista en elevación de los ejes 1-A-G, desarrollado con el software ETABS.

Elaboración propia.

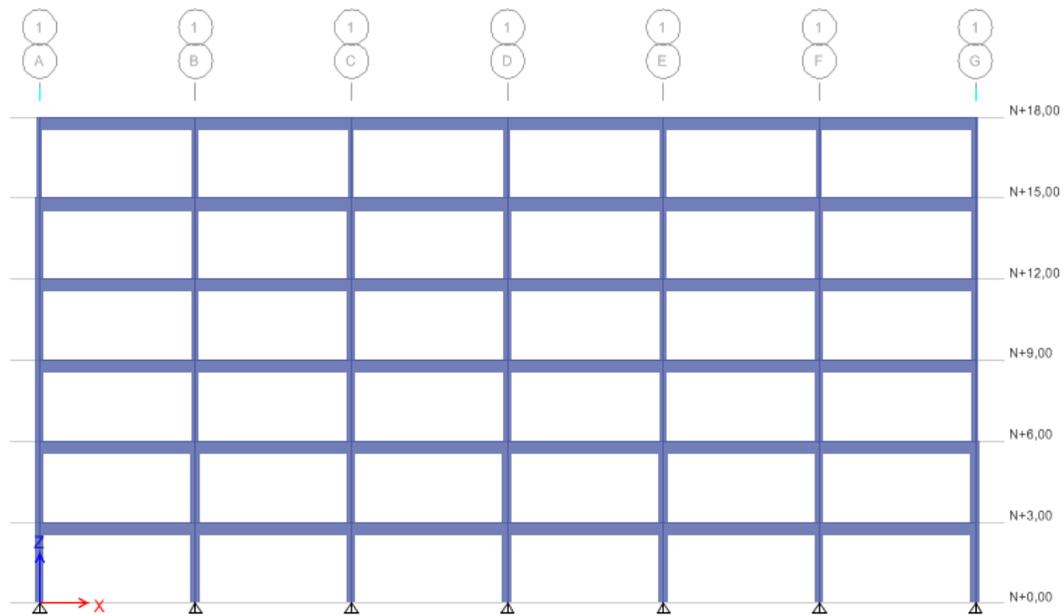


Figura 21. Vista en elevación de los ejes A-1-6, desarrollado con el software ETABS.

Elaboración propia.

3.1.2. Bases de cálculo

3.1.2.1. Descripción

La estructura será un edificio de departamentos destinados para uso habitacional, según la Guía Boliviana de Diseño Sísmico (GBDS 2018) esta estructura corresponde a la categoría C. La estructura estará ubicada en el departamento de Tarija, en la ciudad de Tarija que corresponde a la Zona Sísmica 3, según la zonificación mostrada en la GBDS 2018, se asume que el emplazamiento de la estructura se realizara en un terreno con suelo intermedio tipo S3 según la clasificación de la GBDS 2018, ya que el emplazamiento será proyectado en el barrio San Gerónimo. Esto en base a los resultados del proyecto de investigación estudiantil realizado con el Departamento de Investigación, Ciencia y Tecnología (DICYT) de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho (UAJMS).

3.1.2.2.Sistema sismoresistente

La edificación será estructurada en base a pórticos de hormigón armado, que serán los principales encargados de resistir tanto las acciones de gravedad como las acciones sísmicas. El análisis y diseño de la cimentación es ajeno a los objetivos de la presente investigación, por lo cual no se tomara en cuenta, los elementos verticales se consideraran como empotrados perfectamente en su base, se contara además con diafragmas rígidos D1 correspondientes a las losas en cada nivel de piso.

3.1.2.3.Método de diseño

La estructura de hormigón armado será diseñada en base a la normativa boliviana CBH-87. Debido a que el objetivo del presente trabajo no se centra en el diseño de los elementos de hormigón armado se utilizara el diseño automatizado de hormigón armado incluido en el software ETABS, para simplificar el trabajo.

3.1.2.4.Materiales utilizados

- **Hormigón.-** El presente proyecto considerara que todos los elementos estructurales serán de hormigón armado, utilizando hormigón con una resistencia a la compresión de $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- **Acero de refuerzo.-** El refuerzo de los elementos estructurales se hará utilizando acero corrugado, con una resistencia $f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla 10. Propiedades constitutivas del hormigón armado

Propiedad	Símbolo	U	Valor numérico
Peso unitario	W_c	kg/m^3	2400
Módulo de elasticidad del hormigón	E_c	kg/cm^2	238751,96
Coefficiente de Poisson	ν		0,2
Coef. de dilatación térmica	α	$^{\circ}\text{C}^{-1}$	$9,9 \times 10^{-06}$
Módulo de rigidez	G	kg/cm^2	99479,98
Módulo de elasticidad del acero	E_s	kg/cm^2	2100000

Nota: Elaboración propia

3.1.2.5.Cargas utilizadas

La carga muerta o carga permanente corresponde al peso de los elementos estructurales, el cual será calculado por el software ETABS en función a sus dimensiones, además se considerara una carga permanente de 200 kg/m^2 para todos los niveles y 100 kg/m^2 para la azotea, asumido como el peso de los elementos no estructurales y accesorios.

La sobrecarga de uso a considerar será de 200 kg/m^2 para todos los niveles, a excepción de la azotea donde se consideraran 100 kg/m^2 , según lo especificado en el anteproyecto de norma boliviana del IBNORCA (APNB 1225002-1).

La carga sísmica será determinada a través del análisis modal espectral según lo recomendado en el capítulo 7 de la GBDS 2018, para lo cual se hará uso del espectro de diseño establecido en el documento mencionado, en función de la descripción realizada en el punto 3.1.2.1.

- Siendo la zona de emplazamiento de la estructura la zona sísmica 3, se tiene $A_a = 0,30$.
- Con un suelo de fundación de tipo S3 se tiene $S = 1,5$.
- Para una estructura de tipo C se tiene $I = 1$

Tabla 11. Periodos y Pseudoaceleraciones para construir el espectro de diseño.

T (seg)	Pseudo Acel
0	0,300
0,3	0,750
0,72	0,750
0,8	0,675
1	0,540
1,2	0,450
1,4	0,386
1,6	0,338
1,8	0,300
2	0,270
2,2	0,245
2,4	0,225
2,6	0,208
2,8	0,193
3	0,180
3,2	0,169
3,4	0,159
3,6	0,150
5	0,150

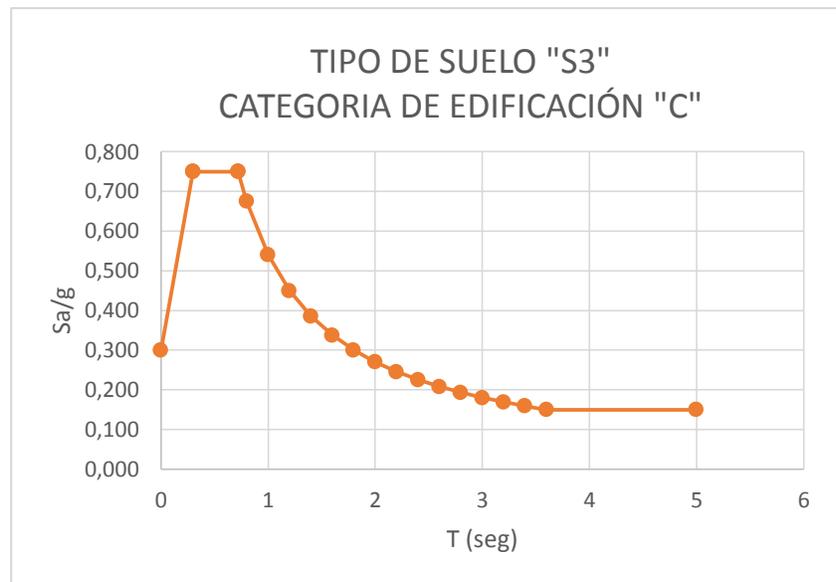


Figura 22. Espectro de diseño para suelo tipo S3 y estructura tipo C.

Elaboración propia.

Nota: Elaboración propia.

3.1.3. Análisis modal

A través del análisis modal de la estructura puede estimarse su comportamiento durante un evento sísmico, a través de los modos de vibración y el periodo fundamental.

3.1.3.1. Características

Se utilizó el software ETABS para realizar el análisis modal espectral de la edificación, y se consideraron las siguientes características:

- La estructura es de hormigón armado, con una resistencia característica del hormigón a la compresión de $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$

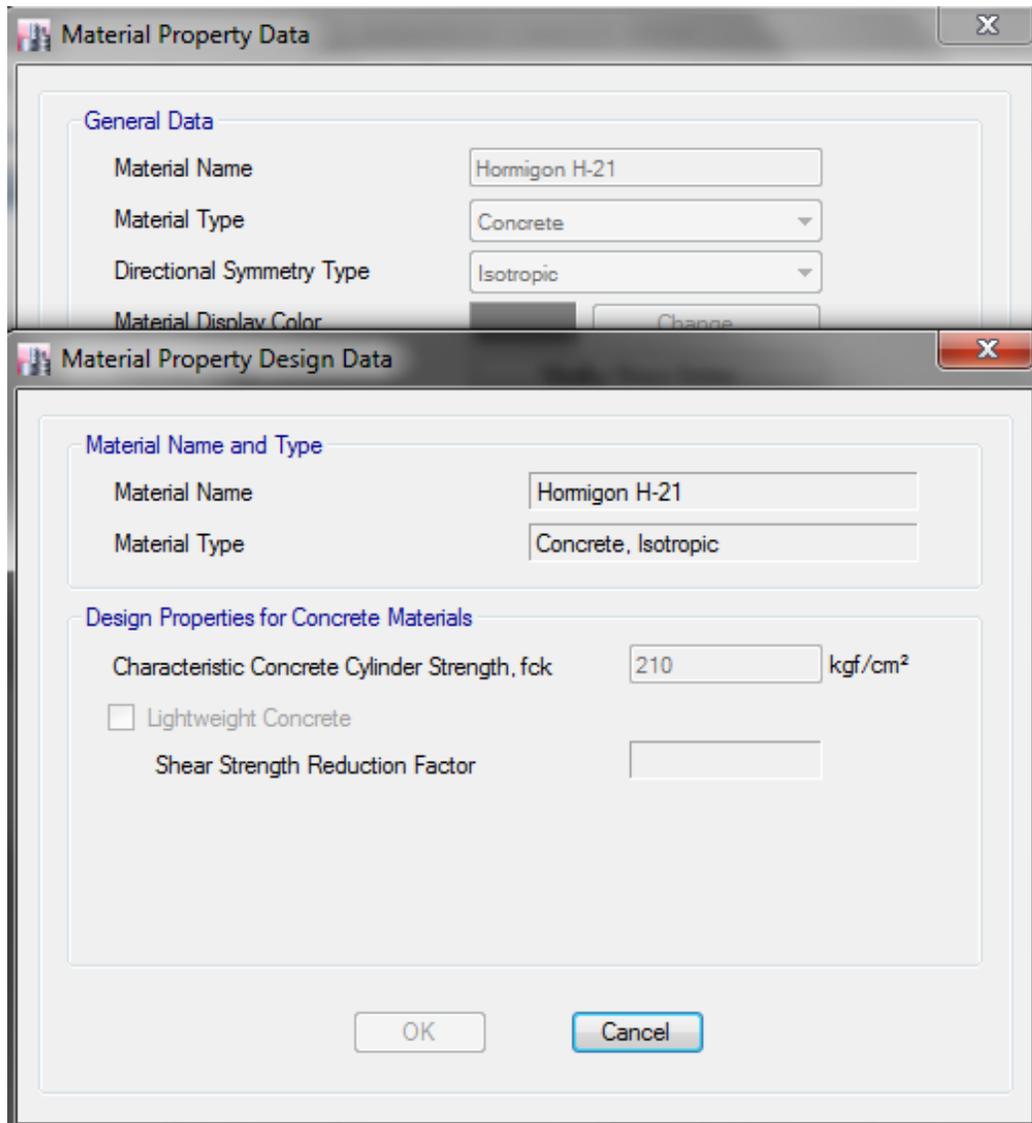


Figura 23. Resistencia característica del hormigón en el modelo, desarrollado con el software ETABS.

Elaboración propia

- Para los distintos elementos estructurales se definieron las diferentes secciones:
 - Columnas rectangulares de 25 x 25 cm
 - Columnas rectangulares de 30 x 30 cm
 - Columnas rectangulares de 35 x 35 cm

- Columnas rectangulares de 40 x 40 cm
- Vigas rectangulares de 25 x 50 cm
- Vigas rectangulares de 30 x 50 cm
- Para las losas se definió el elemento membrana “L-15cm”

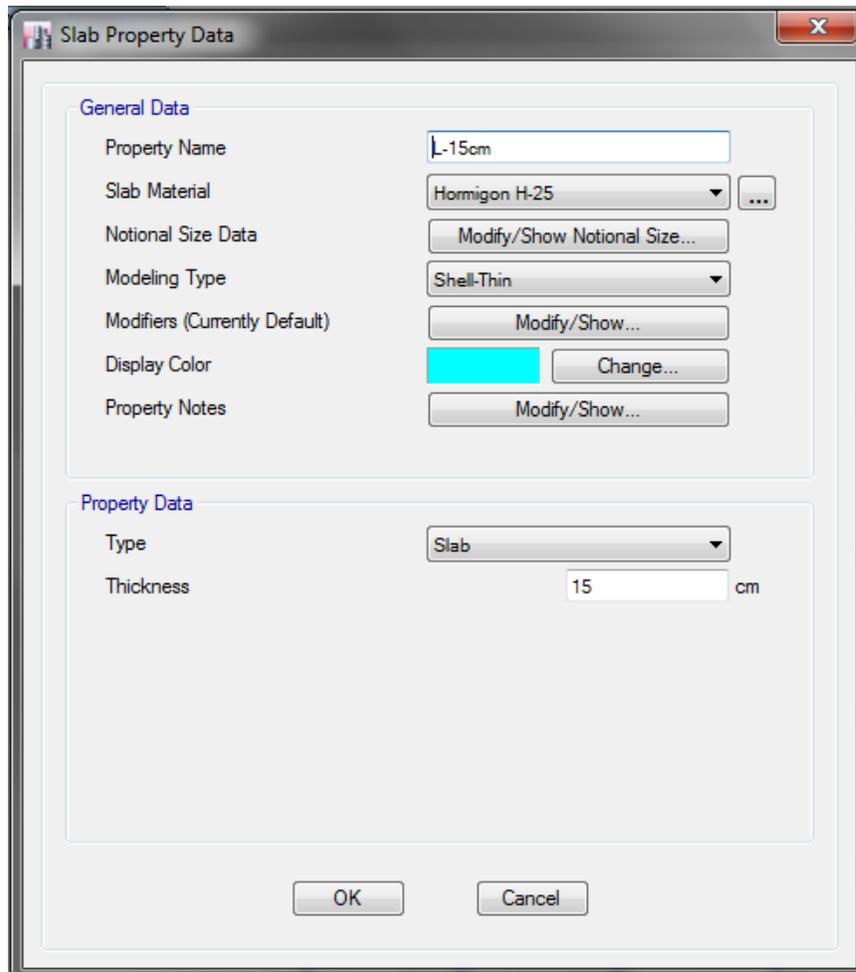


Figura 24. Definición para la losa en el modelo, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

- A cada uno de los entresijos se les asigno un diafragma rígido “D1”.

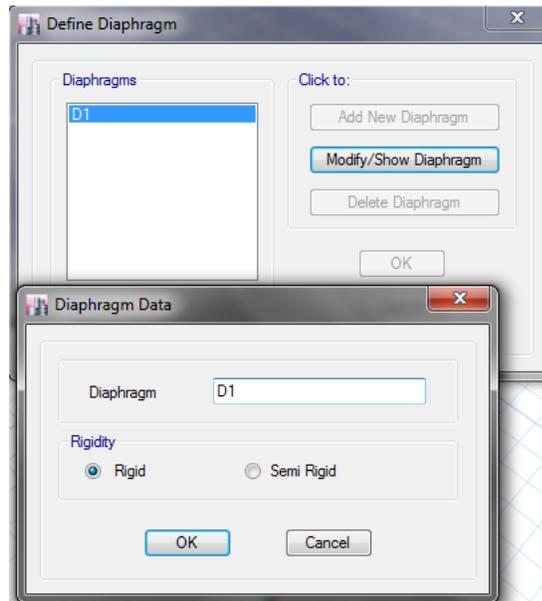


Figura 25. Definición para el diafragma en el modelo, desarrollado con el software ETABS.

Elaboración propia.

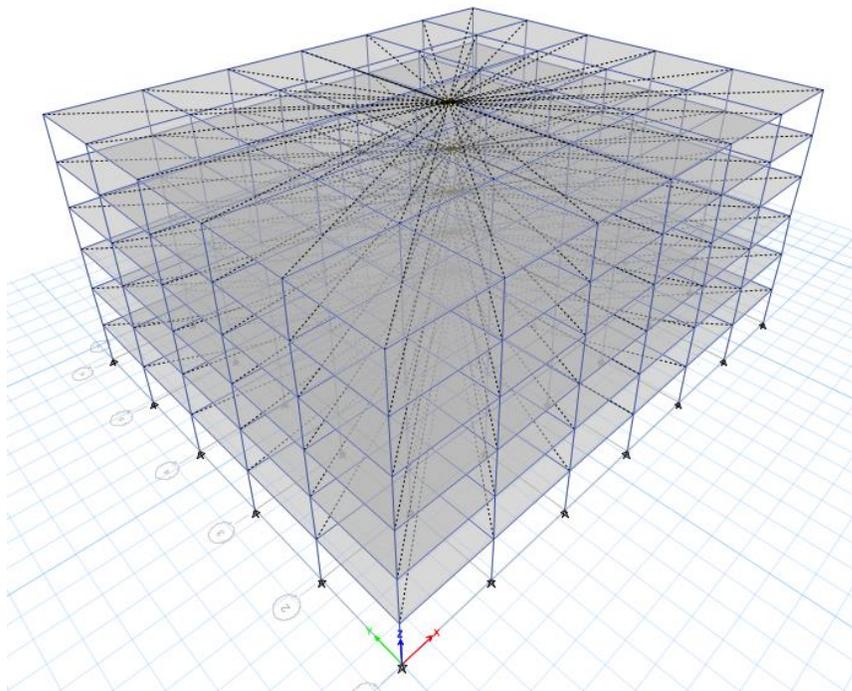


Figura 26. Modelado de los diafragmas rígidos, desarrollado con el software ETABS.

Elaboración propia.

- Se define el patrón de cargas a ser utilizadas.

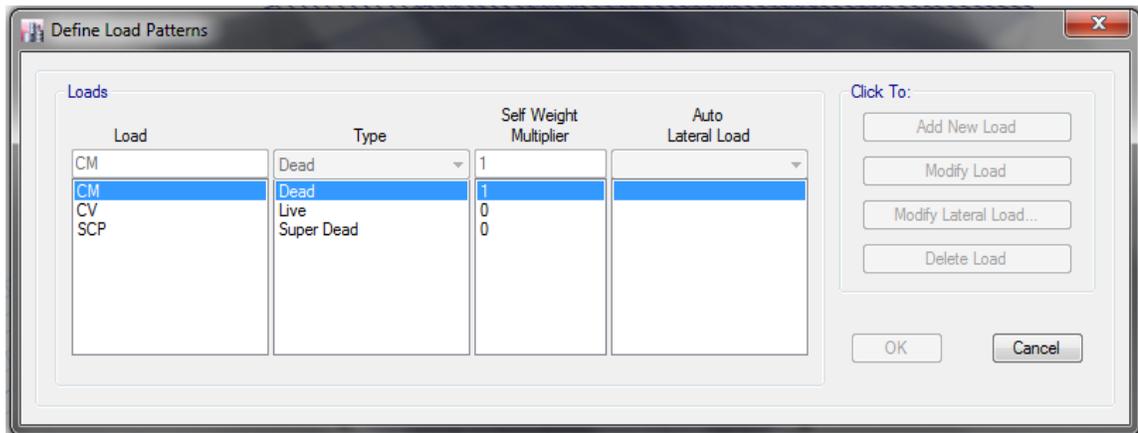


Figura 27. Definición del patrón de cargas, desarrollado con el software ETABS.

Elaboración propia.

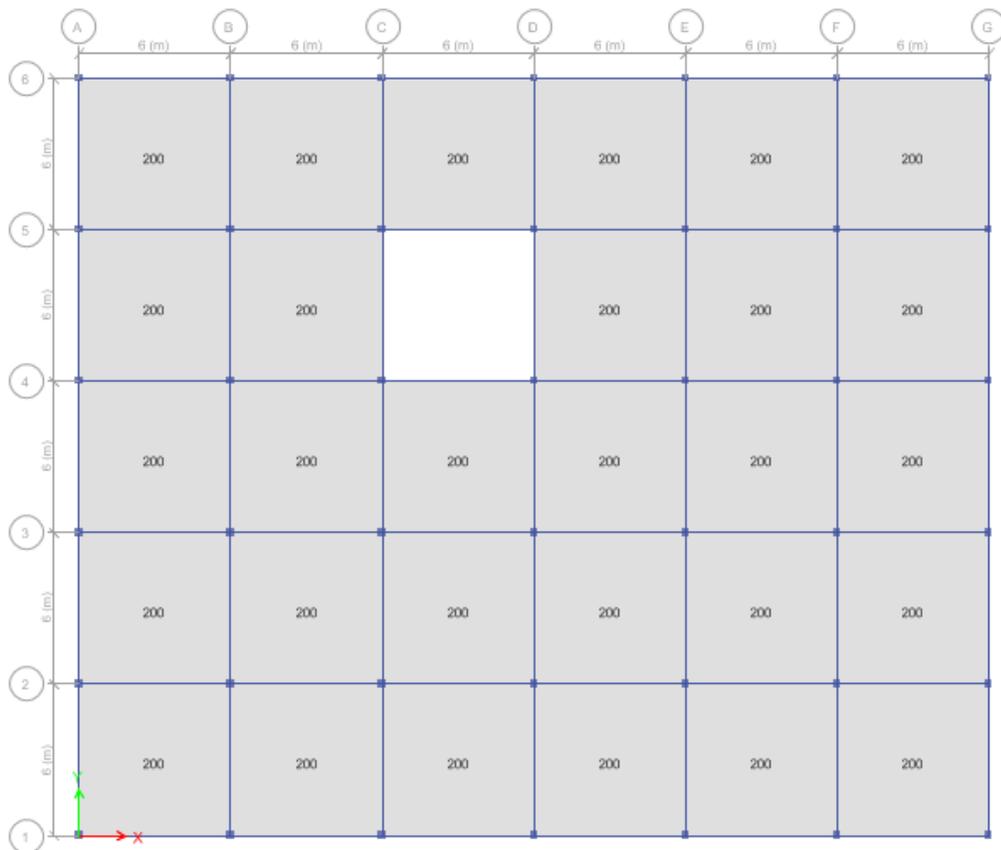


Figura 28. Asignación de carga viva a los entrepisos, desarrollado con el software ETABS.

Elaboración propia.

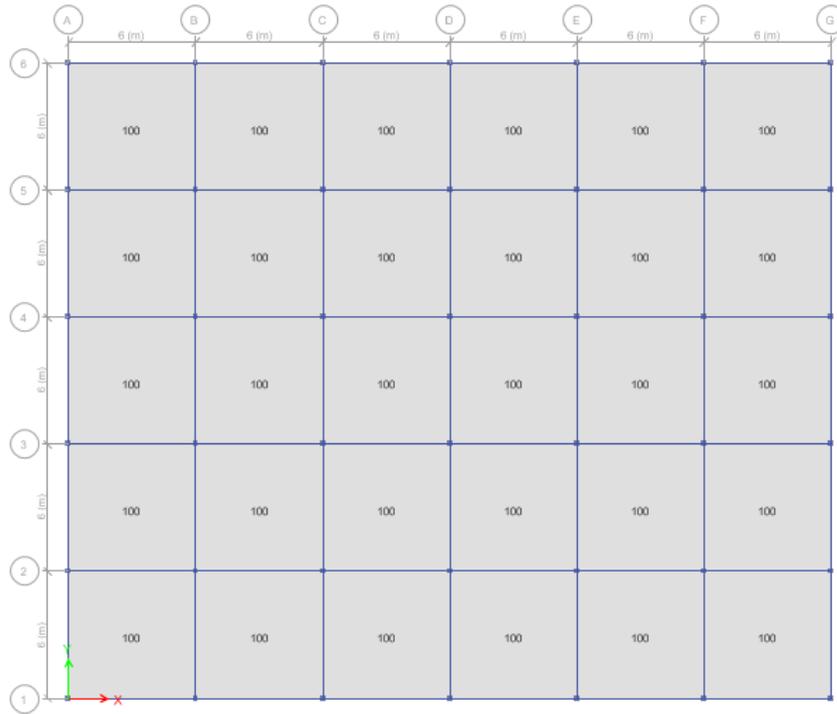


Figura 29. Asignación de carga viva a la azotea, desarrollado con el software ETABS.

Elaboración propia.

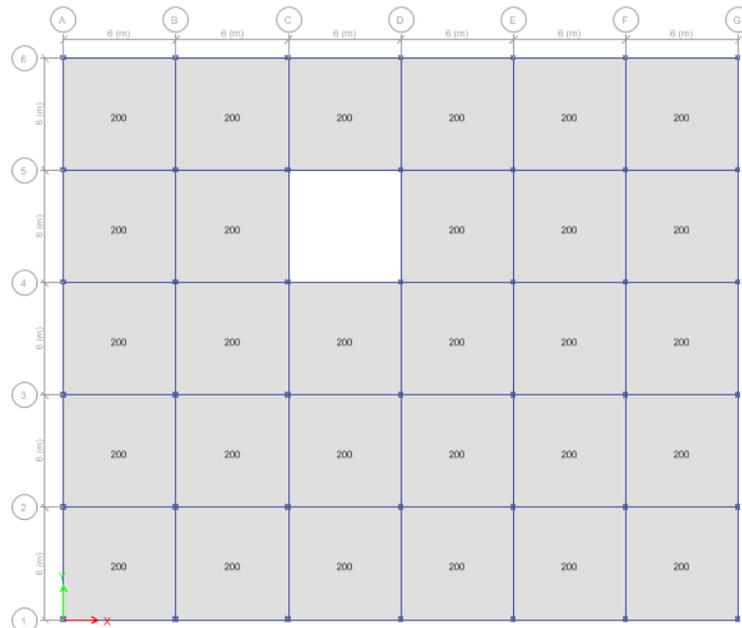


Figura 30. Asignación de carga muerta a entresijos, desarrollado con el software ETABS.

Elaboración propia.

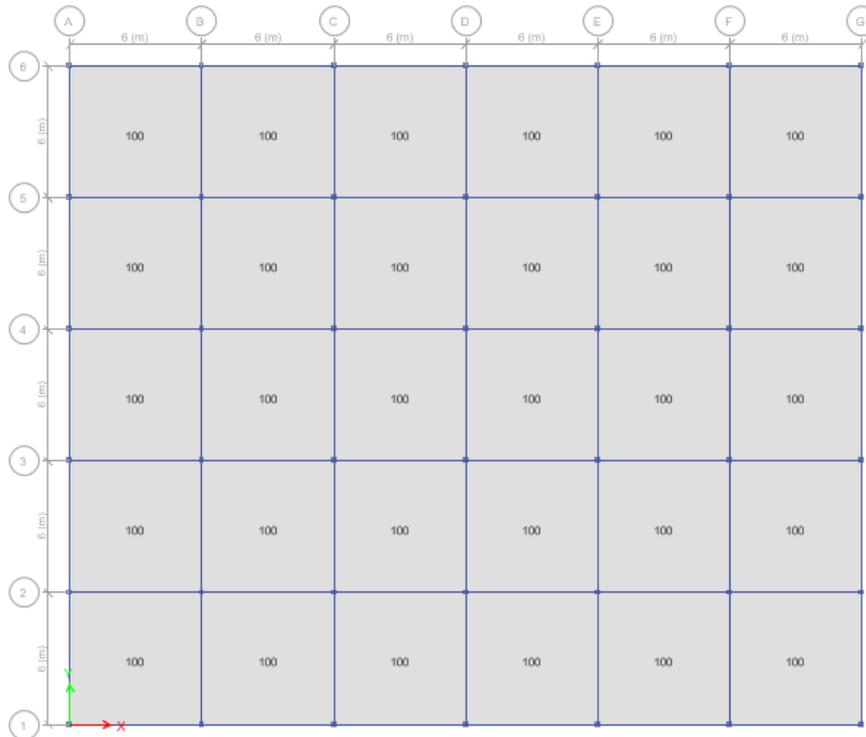


Figura 31. Asignación de carga muerta a la azotea, desarrollado con el software ETABS.

Elaboración propia.

- Se consideró un apoyo fijo en la base para todas las columnas.

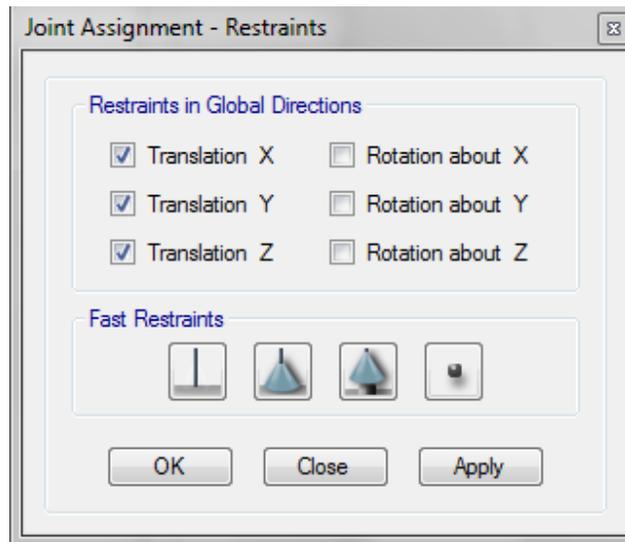


Figura 32. Asignación de restricciones en la base, desarrollado con el software ETABS.

Elaboración propia.

- El cálculo de la masa de la estructura para el análisis sísmico será realizado con el “mass source”.

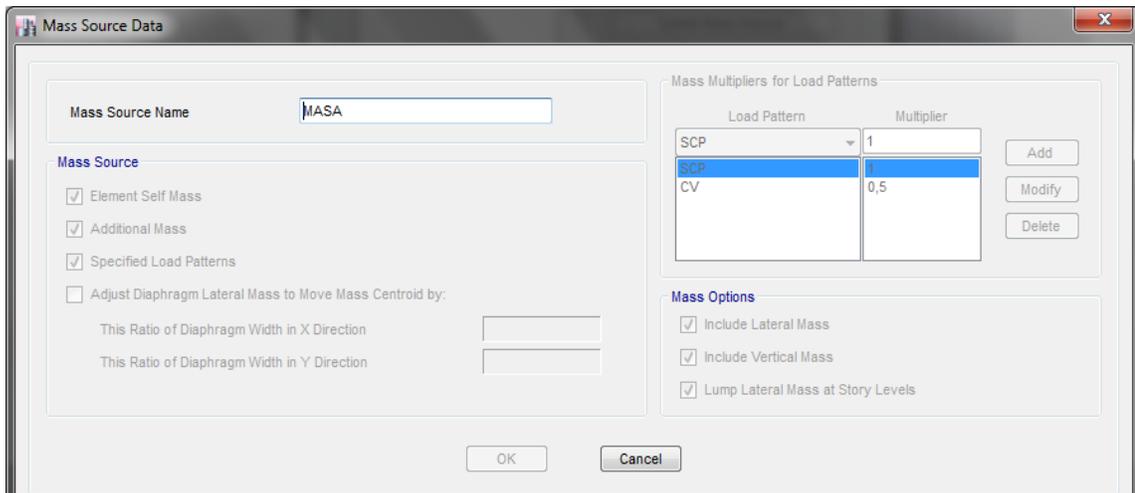


Figura 33. Definición de la masa para el análisis sísmico del modelo, desarrollado con el software ETABS.

Elaboración propia.

3.1.3.2.Resultados del análisis modal

Los resultados del análisis modal espectral realizado con el software ETABS están plasmados en la Tabla 12.

Tabla 12. Participación modal de la masa.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum	Sum	Sum	RX	RY	RZ	Sum	Sum	Sum
		sec				UX	UY	UZ				RX	RY	RZ
Modal	1	1,744	0,0003	0,9019	0	0,0003	0,9019	0	0,0238	0	0,0004	0,0238	0	0,0004
Modal	2	1,736	0,9012	0,0004	0	0,9016	0,9022	0	0	0,0177	0,0015	0,0239	0,0177	0,0019
Modal	3	1,587	0,0015	0,0003	0	0,9031	0,9026	0	0	0	0,9123	0,0239	0,0178	0,9142
Modal	4	0,616	0	0,075	0	0,9031	0,9776	0	0,1866	0	0	0,2105	0,0178	0,9142
Modal	5	0,614	0,0746	0	0	0,9777	0,9776	0	0	0,1399	0,0001	0,2105	0,1577	0,9142
Modal	6	0,554	0,0001	0	0	0,9778	0,9776	0	0	0,0001	0,0676	0,2105	0,1578	0,9818
Modal	7	0,385	0	0,0149	0	0,9778	0,9925	0	0,0146	0	0	0,2252	0,1578	0,9818
Modal	8	0,384	0,0148	0	0	0,9926	0,9925	0	0	0,011	0	0,2252	0,1688	0,9818
Modal	9	0,344	0	0	0	0,9926	0,9925	0	0	0	0,0122	0,2252	0,1688	0,994
Modal	10	0,266	0	0,0041	0	0,9926	0,9967	0	0,0054	0	0	0,2306	0,1688	0,994
Modal	11	0,266	0,0041	0	0	0,9967	0,9967	0	0	0,004	0	0,2306	0,1728	0,994
Modal	12	0,237	0	0	0	0,9967	0,9967	0	0	0	0,0033	0,2306	0,1728	0,9973

Nota: Elaboración propia.

De la tabla se puede observar que para el modo de vibración número 12 se cuenta con la participación de más del 90% de la masa en ambos ejes, por lo que no se requiere analizar más modos de vibración.

El periodo predominante en la dirección X se da en el modo 2, siendo este 1,736 segundos; el periodo predominante en la dirección Y se da en el modo 1, siendo este 1,744 segundos.

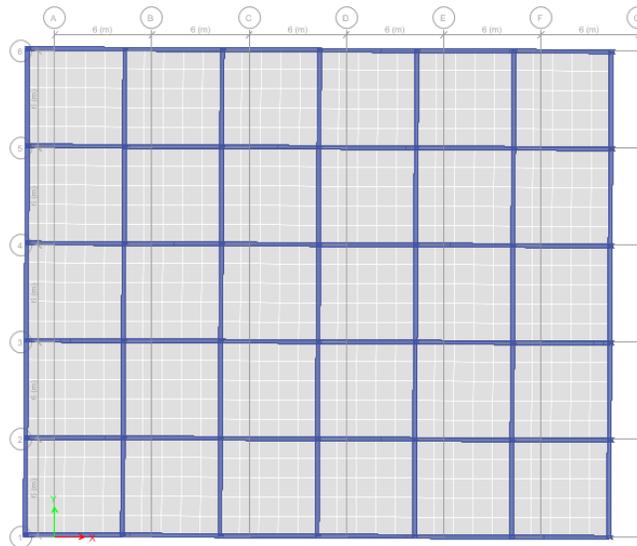


Figura 34. Modo de vibración 1 en el modelo, desarrollado con el software ETABS.

Elaboración propia.

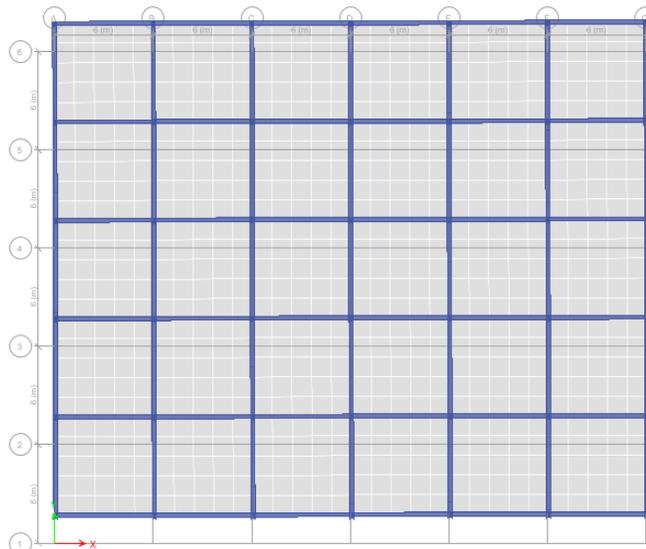


Figura 35. Modo de vibración 2 en el modelo, desarrollado con el software ETABS.

Elaboración propia.

3.1.4. Análisis estático

3.1.4.1. Estimación del peso de la estructura

El cálculo del peso de la estructura para efectos del análisis sísmico, según lo establecido en el anteproyecto de norma boliviana del IBNORCA (APNB 1225002-1), constara de la totalidad del peso propio, la totalidad de la carga muerta sobre la estructura y de un 50% de la carga viva sobre la estructura, como se muestra en la Figura 33, restando además la mitad del peso de las columnas en la base.

Tabla 13. Reacciones en la base para peso propio, carga muerta y carga viva.

LOAD	FX	FY	FZ
CASE/COMBO	kgf	kgf	kgf
CM	0	0	3271413
CV	0	0	1152000
SCP	0	0	1152000

Nota: Elaboración propia.

Las reacciones FZ presentadas en la Tabla 13. Muestran el peso de la estructura para cada tipo de carga, siendo CM el peso propio de la estructura, CV la carga viva y SCP la carga muerta por elementos no estructurales.

La base cuenta con 22 columnas de sección rectangular de 40 x 40cm y 20 columnas rectangulares de 40 x 50 cm, todas de 3m de altura, con lo que se calcula la mitad de su peso.

$$P_C = 21,222 \text{ tn}$$

$$P_T = CM + SCP + 0,5 * CV - P_C$$

$$P_T = 4977,919 \text{ tn}$$

3.1.4.2. Cortante basal de la estructura

En primer lugar se identifican los periodos fundamentales en el análisis modal de la estructura, y su respectiva aceleración espectral.

Tabla 14. Periodos fundamentales y aceleraciones espectrales.

DIRECCION	MOD O	T (S)	% DE PARTICIPACION DE MASA		ACELERACIONES ESPECTRALES
			U _x	U _y	Adg
TRAS EN X	1	1,736	90,12%		0,311
TRAS EN Y	2	1,744		90,19%	0,310

Nota: Elaboración propia.

El cortante basal en la estructura se obtiene multiplicando el peso total de la estructural por la aceleración espectral respectiva, y por un factor de reducción de cortante igual a 0,75.

$$V_b = P_T * A_{dg} * 0,75$$

Tabla 15. Cortante basal en la dirección X e Y

	DIRECCION X	DIRECCION Y
V_b (Tn)	1161,100	V_b (Tn) 1157,366
δ (cm)	25,94	δ (cm) 25,85

Nota: Elaboración propia.

El desplazamiento es obtenido del modelo matemático en el software ETABS, siendo ese el mayor desplazamiento generado por la cortante.

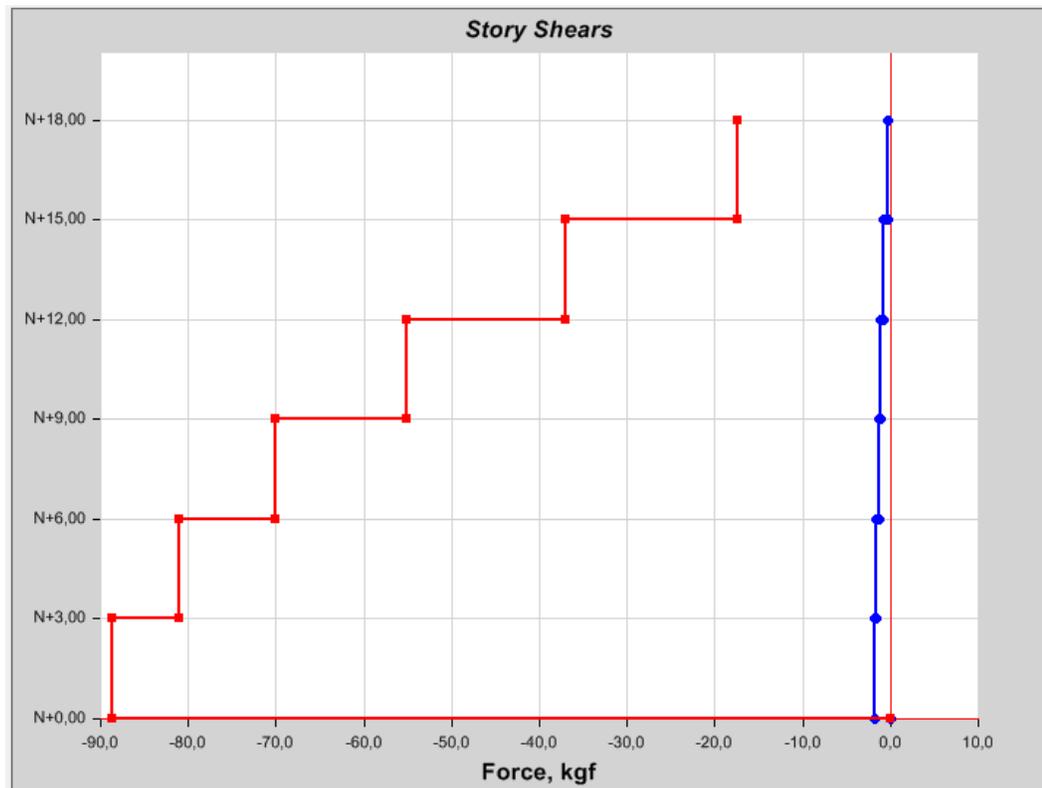


Figura 36. Fuerza cortante estática acumulada en el modelo, desarrollado con el software ETABS.

Elaboración propia.

3.1.5. Diseño de los elementos estructurales

3.1.5.1. Método de diseño

La estructura será diseñada con el método de los estados límites, según las consideraciones de la norma boliviana CBH-87, este método consiste en deducir el efecto de las acciones aplicadas correspondientes a la situación límite de estudio, mediante coeficientes de ponderación que multiplican a los valores característicos de las acciones y coeficientes de minoración que reducen los valores característicos de la resistencia de los materiales.

$$R_d \geq S_d$$

De donde se define:

R_d = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

S_d = Valor de cálculo de la sollicitación actuante.

3.1.5.2. Hipótesis para el diseño de los elementos estructurales

A continuación se presentan las hipótesis de cálculo expuestas en la normativa CBH-87:

- Las secciones inicialmente planas, permanecen planas al ser sometidas a la sollicitación.
- Se supone una adherencia total del acero y el hormigón, es decir, que no existe deslizamiento entre ambos materiales.
- Se considera despreciable la resistencia a la tracción del hormigón.
- Se admite que el acortamiento unitario máximo del hormigón es igual a:
 - 0,0035, en flexión simple o compuesta, recta o esviada.
 - 0,002, en compresión simple.
- El alargamiento unitario máximo de la armadura se toma igual a 0,010.
- Se aplicaran a las secciones las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos, igualando la resultante de las tensiones del hormigón y el acero con la sollicitación actuante.
- Los diagramas de cálculo tensión-deformación, relativos al hormigón y al acero, son los indicados en la normativa CBH-87, en los puntos 5.1.5 y 5.2.4.
- En el agotamiento, los dominios de deformación relativos al hormigón y al acero, según las distintas sollicitaciones, son los indicados en la normativa CBH-87, en el punto 8.1.2.

Para los factores de amplificación y las combinaciones de carga, la CBH-87 define la siguiente expresión:

$$U = \gamma_t G + \gamma_t Q$$

Donde:

U = Acción de calculo

G = Valor característico de las cargas permanentes

Q = Valor característico de las cargas variables

γ_t = Coeficiente de ponderación de las acciones

Tabla 16. Estados limites últimos – Coeficientes de ponderación de las acciones.

COEFICIENTE BÁSICO	NIVEL DE CONTROL Y DAÑOS PREVISIBLES		CORRECCIÓN N
	$\Gamma_T = 1,6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido
Normal			0
Intenso			-0,10
Daños previsible en caso de accidente		Mínimos y exclusivamente materiales	-0,10
		Medios	0
		Muy importantes	+0,20

Nota: Basado en CBH-87.

Tabla 17. Estados limites últimos – Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales.

MATERIAL	COEFICIENTE BÁSICO	NIVEL DE CONTROL	CORRECCIÓN
ACERO	$\gamma_s = 1,15$	Reducido	0,05
		Normal	0
		Intenso	-0,05
HORMIGÓN	$\gamma_c = 1,5$	Reducido	0,2
		Normal	0
		Intenso	-0,1

Nota: Basado en CBH-87.

Para el diseño de los elementos estructurales se tomaran en las combinaciones establecidas en la CBH-87.

3.1.5.3. Diseño de vigas

El resumen del diseño de las vigas se presenta a continuación:

Tabla 18. Resumen de diseño estructural de vigas.

Viga	Sección	Acero sup.	Acero inf.
V1	30x50	4//12	4//12
V2	30x50	4//16	4//16
V3	25x50	4//12	4//12
V4	25x50	4//16	4//16
V5	25x50	3//12	3//12
V6	25x50	3//16	3//16

Nota. Elaboración propia.

3.1.5.4. Diseño de columnas

El resumen del diseño de las columnas se presenta a continuación:

Tabla 19. Resumen de diseño estructural de columnas.

Columna	Sección	Acero long.	Acero trans.
C1	35x35	8//16mm	6mm c/30cm
C2	40x40	16//20mm	6mm c/30cm
C3	40x40	12//16mm	6mm c/30cm
C4	35x35	16//20mm	6mm c/30cm
C5	35x35	12//16mm	6mm c/30cm
C6	30x30	8//16mm	6mm c/30cm
C7	30x30	12//16mm	6mm c/30cm
C8	30x30	8//12mm	6mm c/30cm
C9	25x25	8//16mm	6mm c/30cm
C10	25x25	8//10mm	6mm c/30cm

Nota: Elaboración propia.

3.2. Análisis no-lineal

3.2.1. Modelo estructural

El modelo estructural a utilizar será el mismo con el que se diseñó la estructura, con los mismos materiales y propiedades. Los nudos perimetrales al diafragma rígido se restringieron para que la estructura se comportara como un solo elemento rígido.

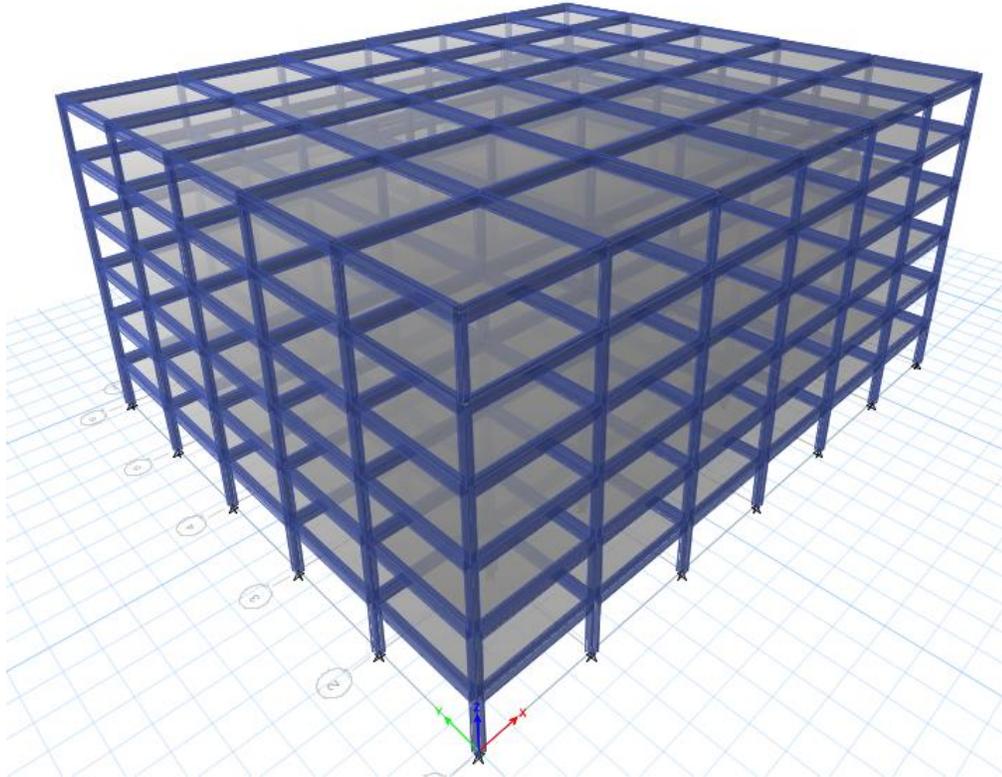


Figura 37. Vista tridimensional de la estructura generada con ETABS.

Elaboración propia

Se establecen las secciones transversales con el acero de refuerzo determina en el diseño estructural.

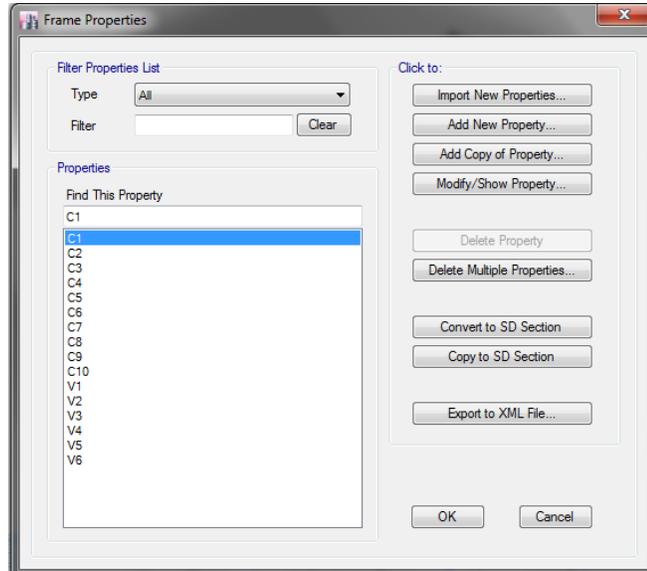


Figura 38. Designación de secciones transversales, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

3.2.2. Designación de cargas

Para el análisis Pushover inicialmente se debe determinar la fuerza sísmica horizontal en cada nivel, para la dirección de estudio “x”.

La fuerza sísmica horizontal para cada entrepiso es determinada en función al cortante basal de la estructura y al periodo fundamental en la dirección x, según lo establecido en la normativa colombiana NSR-98.

$$F_x = C_{vx} V_s$$

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)}$$

$$k = 0,75 + 0,5T$$

Donde:

F_x = Fuerza sísmica horizontal

C_{vx} Coeficiente

V_s = Cortante basal de la estructura

m = Masa del entrepiso

h = Altura del entrepiso

k = Exponente relacionado con el periodo fundamental

T = Periodo fundamental

Tabla 20. Valores iniciales para el cálculo de la fuerza sísmica horizontal.

DESCRIPCION	VALOR	U
Cortante basal (V_s)	1494,55	ton
Periodo fundamental (T)	1,362	s
Factor "k"	1,431	

Nota: Elaboración propia.

Tabla 21. Calculo de la fuerza sísmica horizontal en cada entrepiso.

Piso	Masa	Altura	$m \cdot h^k$	C_{vx}	F_x
N+18,00	69,61857	18,0000	4355,320	0,2876	429,83
N+15,00	84,99416	15,0000	4096,148	0,2705	404,26
N+12,00	87,89423	12,0000	3078,001	0,2033	303,77
N+9,00	87,89423	9,0000	2039,301	0,1347	201,26
N+6,00	88,265	6,0000	1146,365	0,0757	113,14
N+3,00	88,96799	3,0000	428,5429	0,0283	42,294
	Σ		15143,68		1494,55

Nota: Elaboración propia

De esta manera se define el valor del patrón de cargas triangular, estableciendo el valor de la fuerza sísmica horizontal para cada entrepiso.

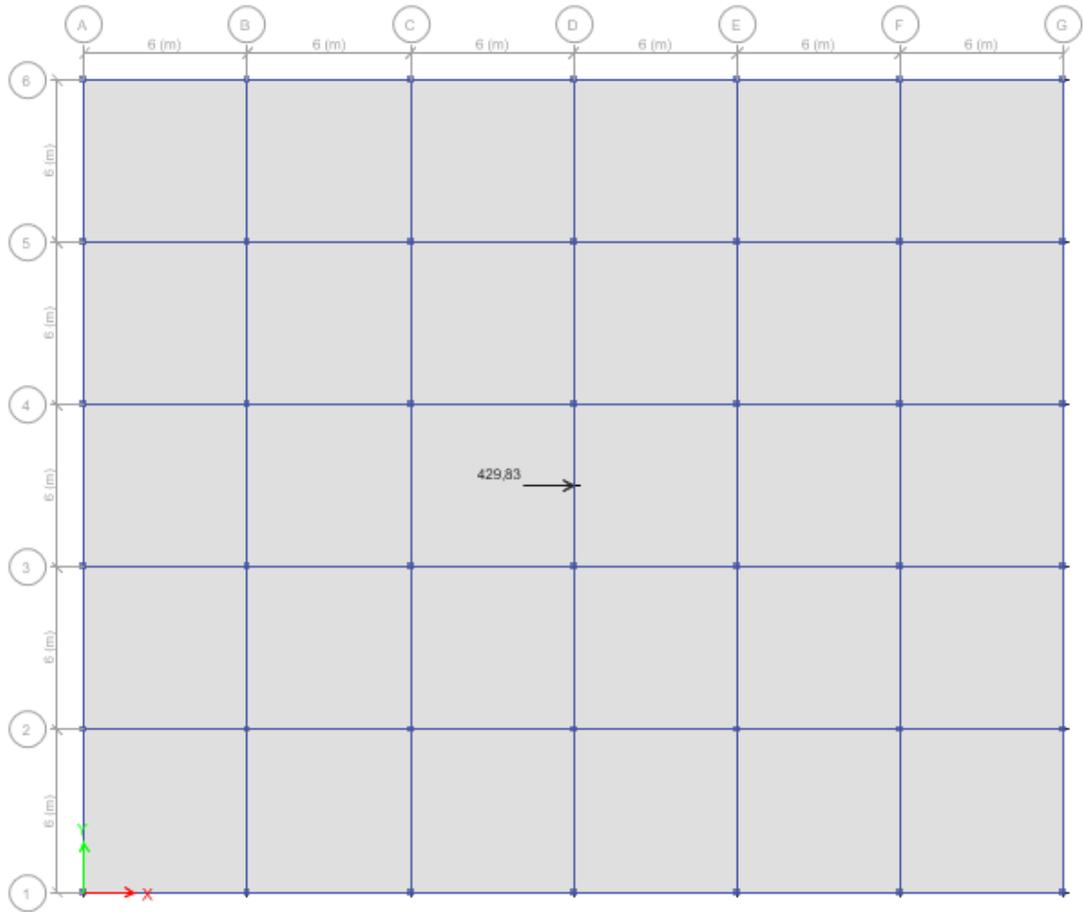


Figura 39. Designación de cargas horizontales, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

Luego se definen los casos de carga no lineal para el análisis Pushover, siendo estos: Carga Gravitacional No Lineal (CGNL) y Análisis Estático No Lineal (AENL).

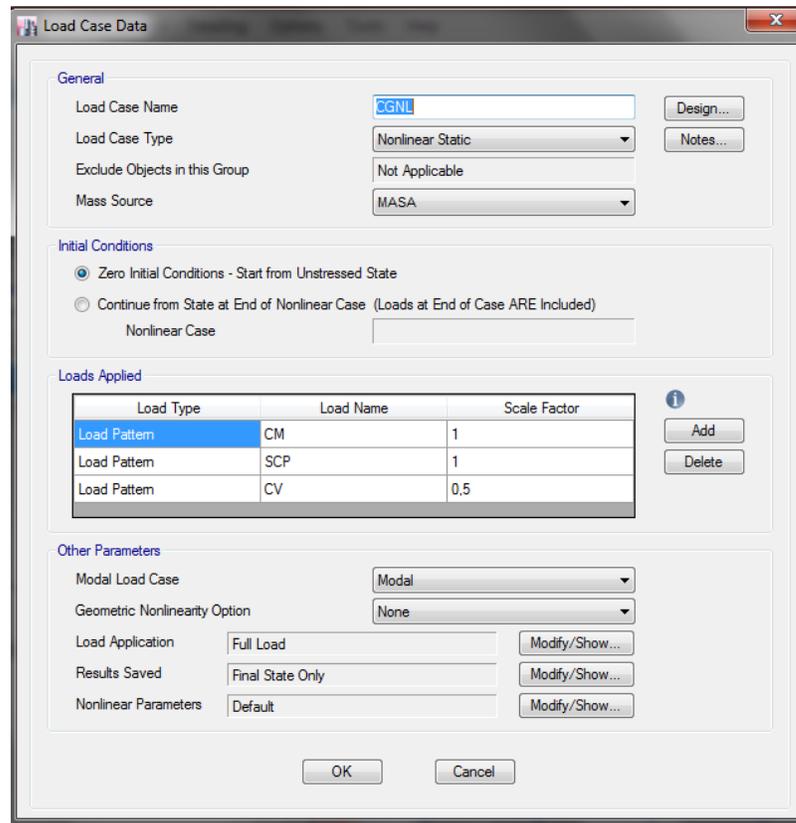


Figura 40. Definición del caso no lineal “CGNL”, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

El caso estático no lineal “CGNL” proporciona las condiciones iniciales para el análisis estático no lineal y el caso “AENL”, el cual será controlado por desplazamiento y como nudo de control se establece un punto correspondiente al último nivel de la estructura.

Para realizar el análisis Pushover la estructura debe cargarse de manera que se genere el colapso total, al utilizar el control por desplazamiento debe asegurarse que el desplazamiento es lo suficientemente grande para producir el colapso de la estructura.

Los desplazamientos sugeridos oscilan entre $H/20$ y $H/30$, siendo H la altura total de la estructura, por lo que se definió un desplazamiento de control de 90 cm.

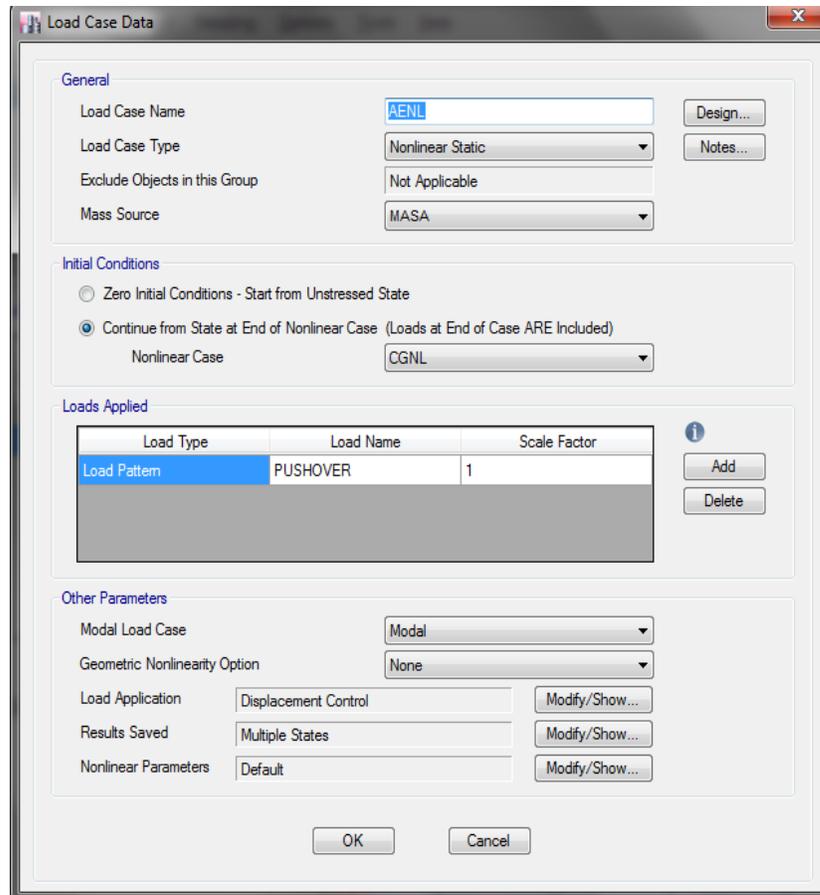


Figura 41. Definición del caso no lineal “AENL”, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

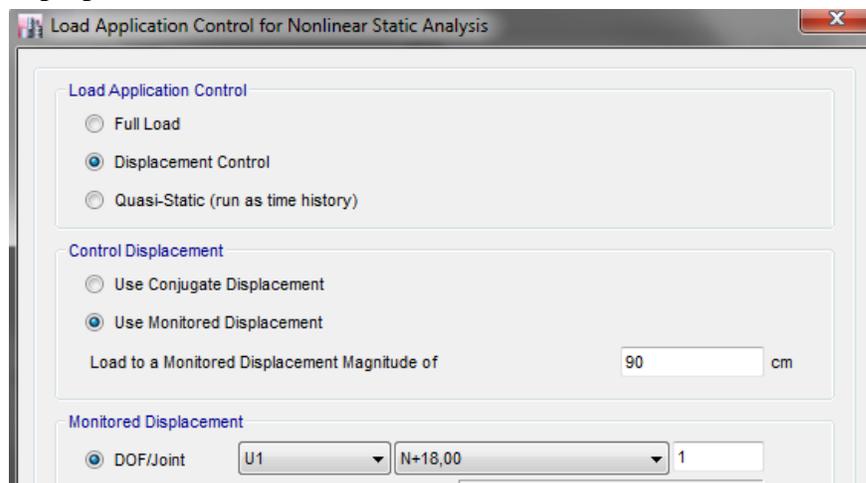


Figura 42. Definición del desplazamiento de control, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

3.2.3. Asignación de rotulas plásticas

Se asignan las rotulas plásticas según los parámetros establecidos en FEMA 356 para las vigas y las columnas, a una distancia relativa de 5% y 95%

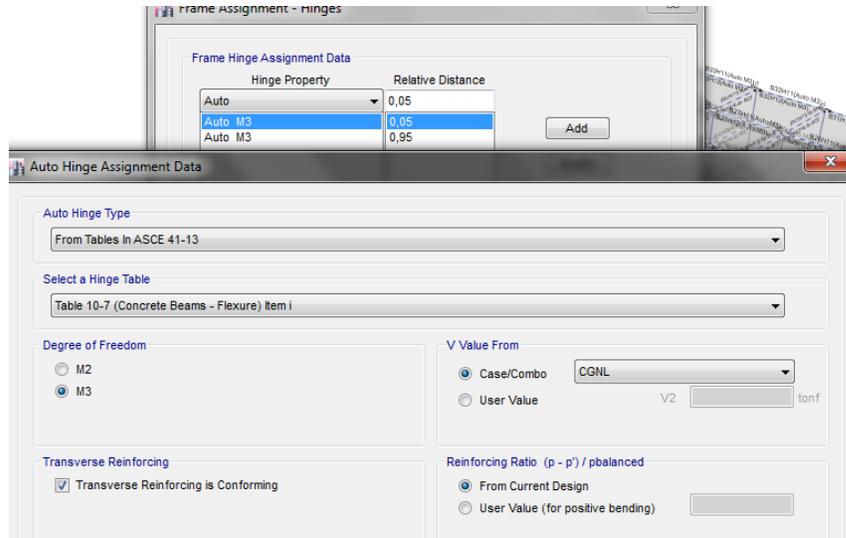


Figura 43. Asignación de rotulas plásticas en vigas, desarrollado con el software ETABS.

Elaboración propia.

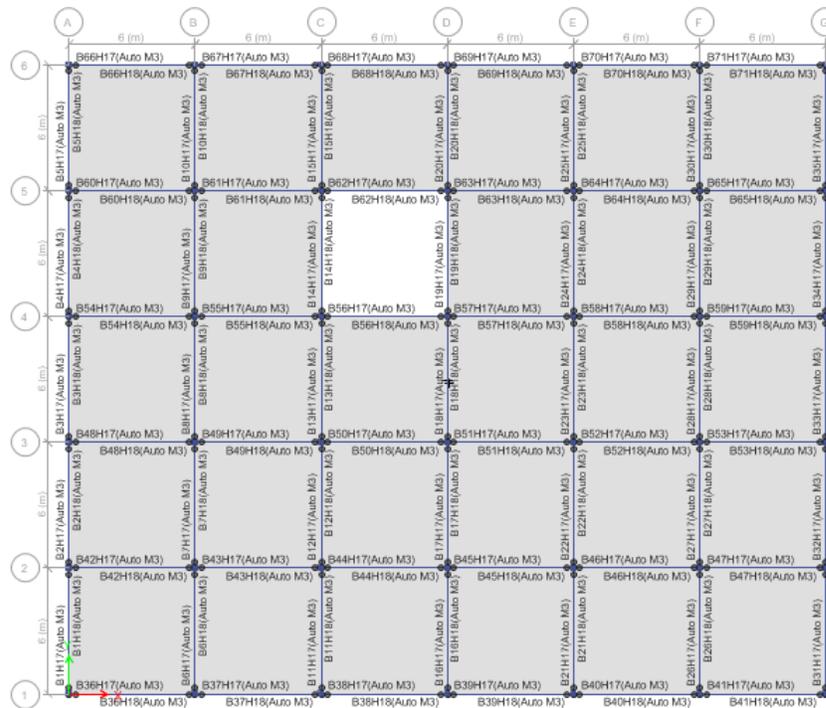


Figura 44. Rotulas plásticas en vigas, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

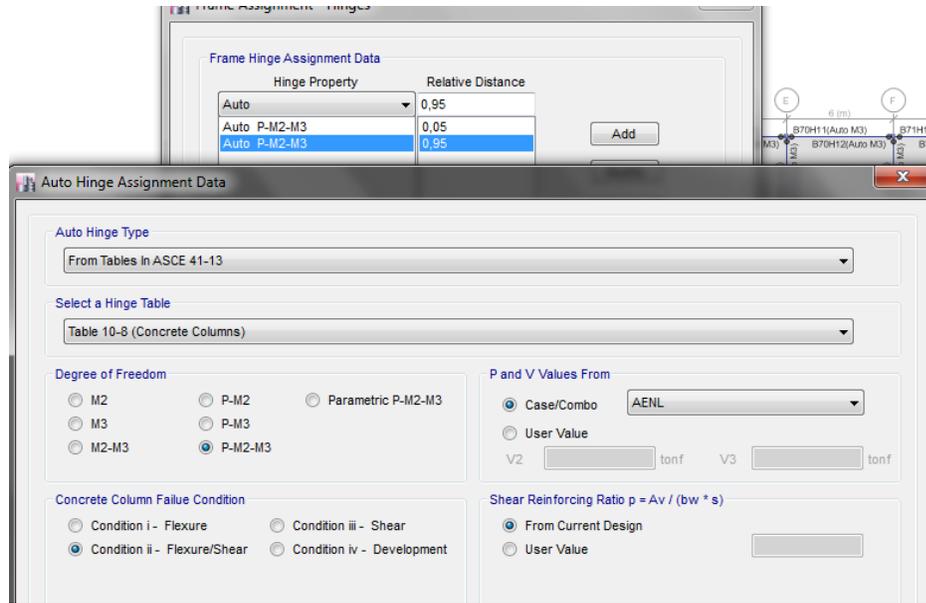


Figura 45. Asignación de rotulas plásticas en columnas, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

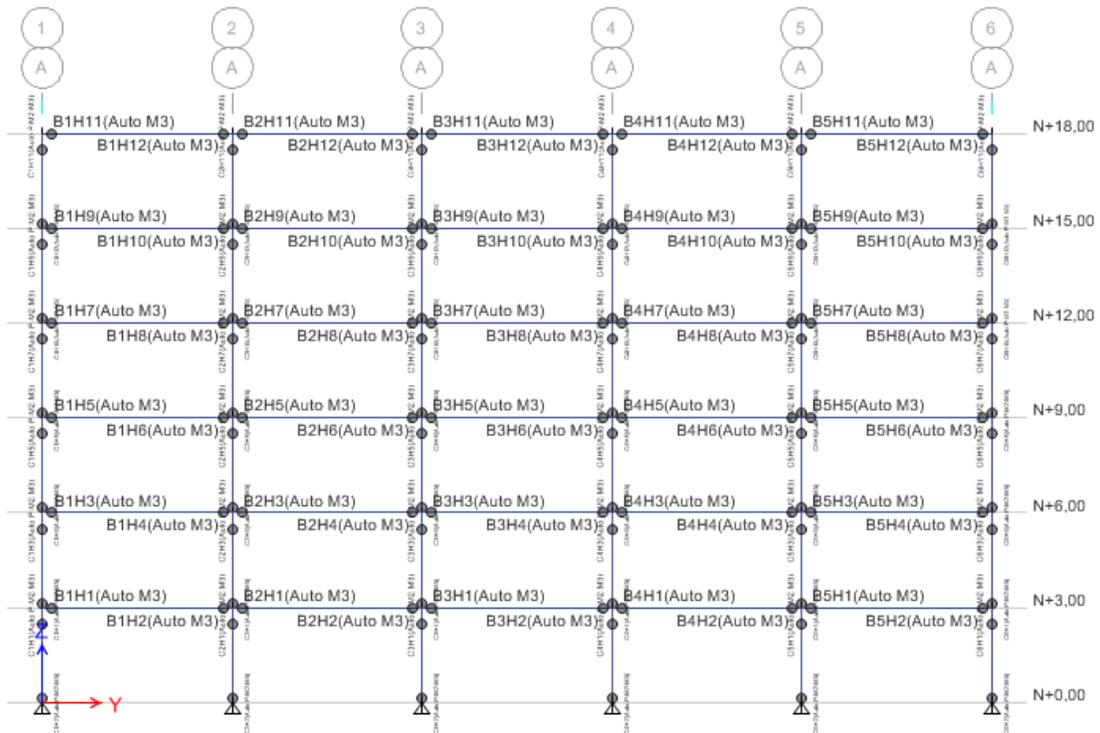


Figura 46. Rotulas plásticas en columnas, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

3.2.4. Curva de capacidad de la estructura

Los valores y parámetros establecidos permiten obtener la curva de capacidad de la estructura, que se muestra en la siguiente figura:

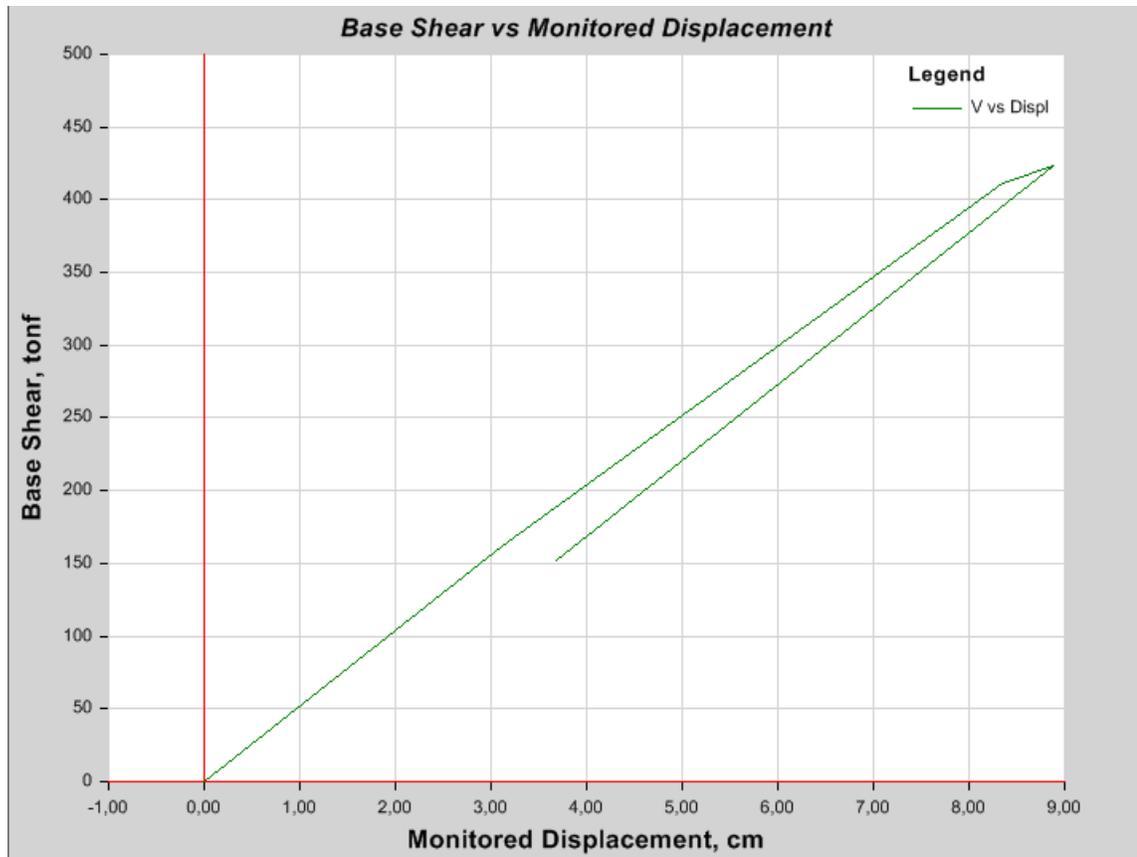


Figura 47. Curva de capacidad de la estructura, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

3.2.5. Conversión de la curva de capacidad

Las unidades de la curva de capacidad difieren de las unidades del espectro de demanda, por lo cual, para realizar una adecuada comparación deben convertirse los valores de la curva de capacidad a una curva de espectro de capacidad, para lo que debe establecerse un sistema equivalente con las mismas unidades.

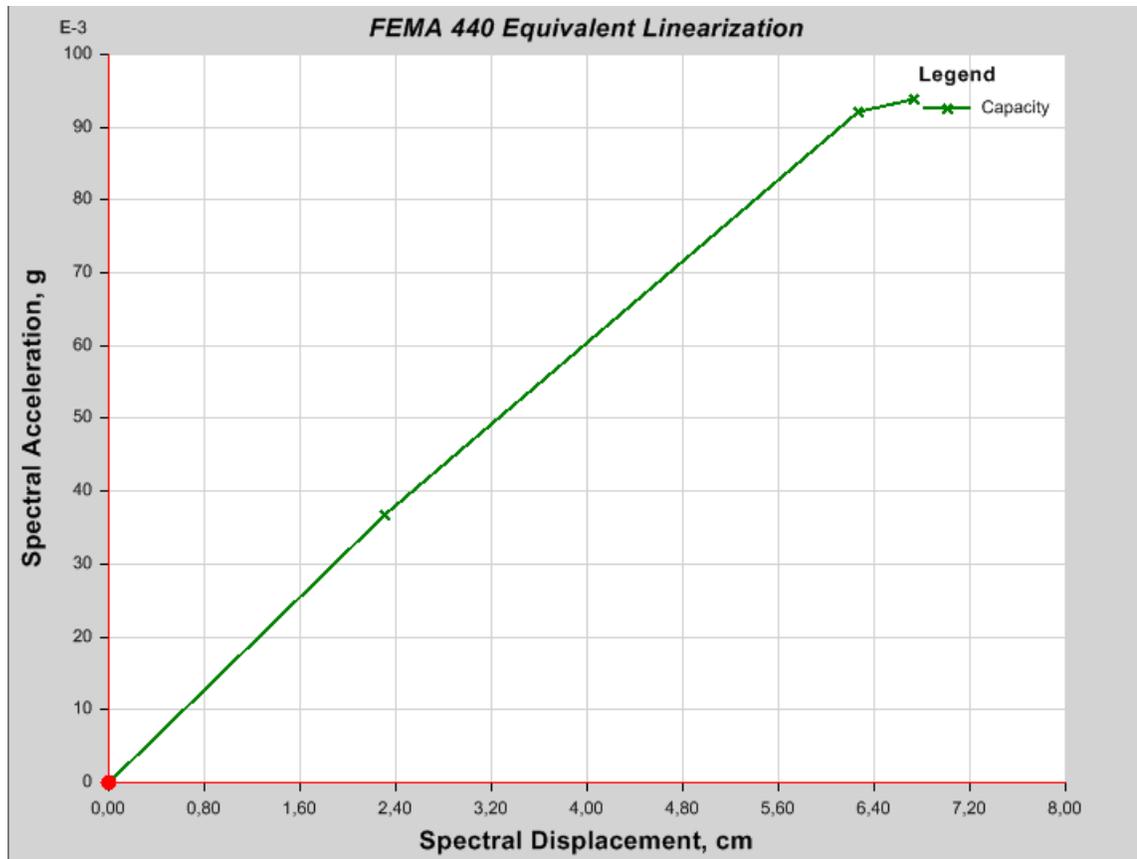


Figura 48. Diagrama del espectro de capacidad en formato S_d vs S_a , desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

3.2.6. Punto de desempeño sísmico

Se determina el punto de desempeño sísmico para el nivel de demanda sísmica, con la intersección del espectro de capacidad y el espectro elástico de respuesta sísmica, el software ETABS determina estos puntos en función al procedimiento indicado en el FEMA 440.

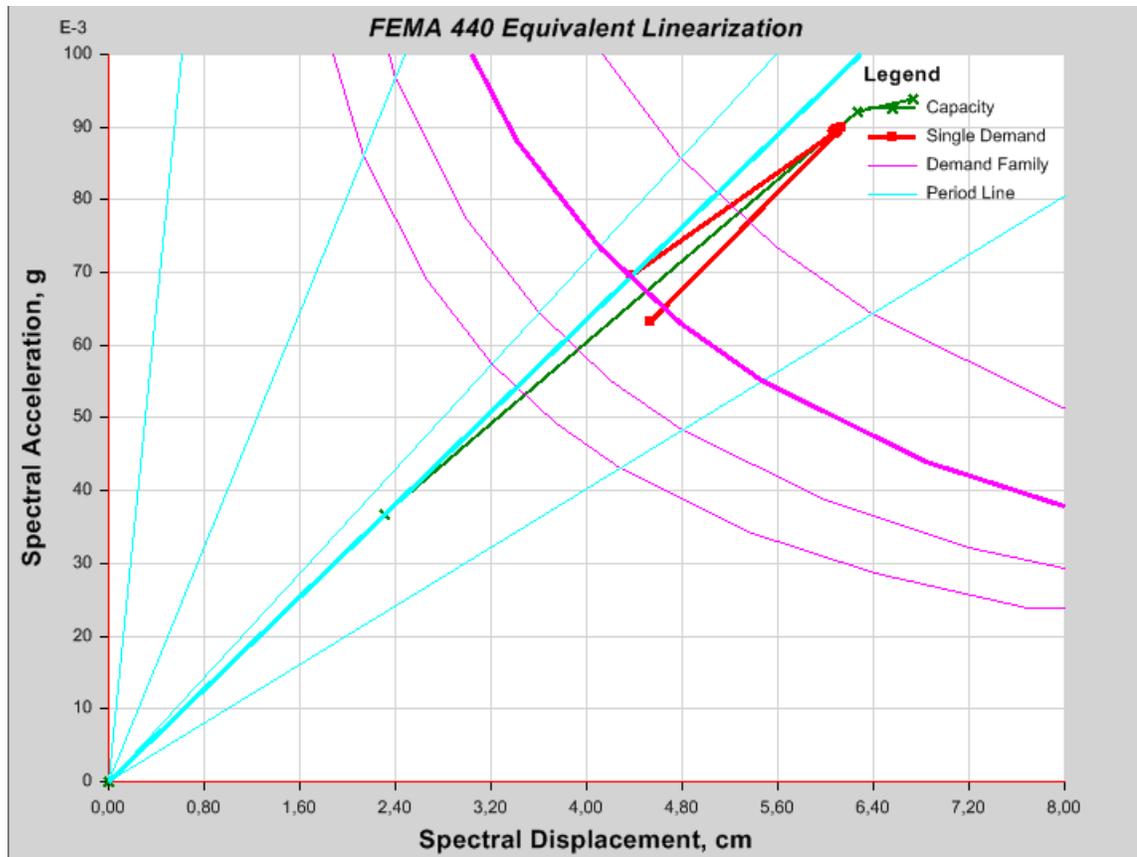


Figura 49. Ubicación del punto de desempeño, desarrollado en el software ETABS.

Elaboración propia.

La ubicación del punto determinara el nivel de desempeño sísmico de la estructura, donde se estima que la curva de capacidad tiene una sectorización, considerando los 5 niveles de desempeño sísmico de acuerdo al SEAOC (1996), como se muestra en la figura 49.

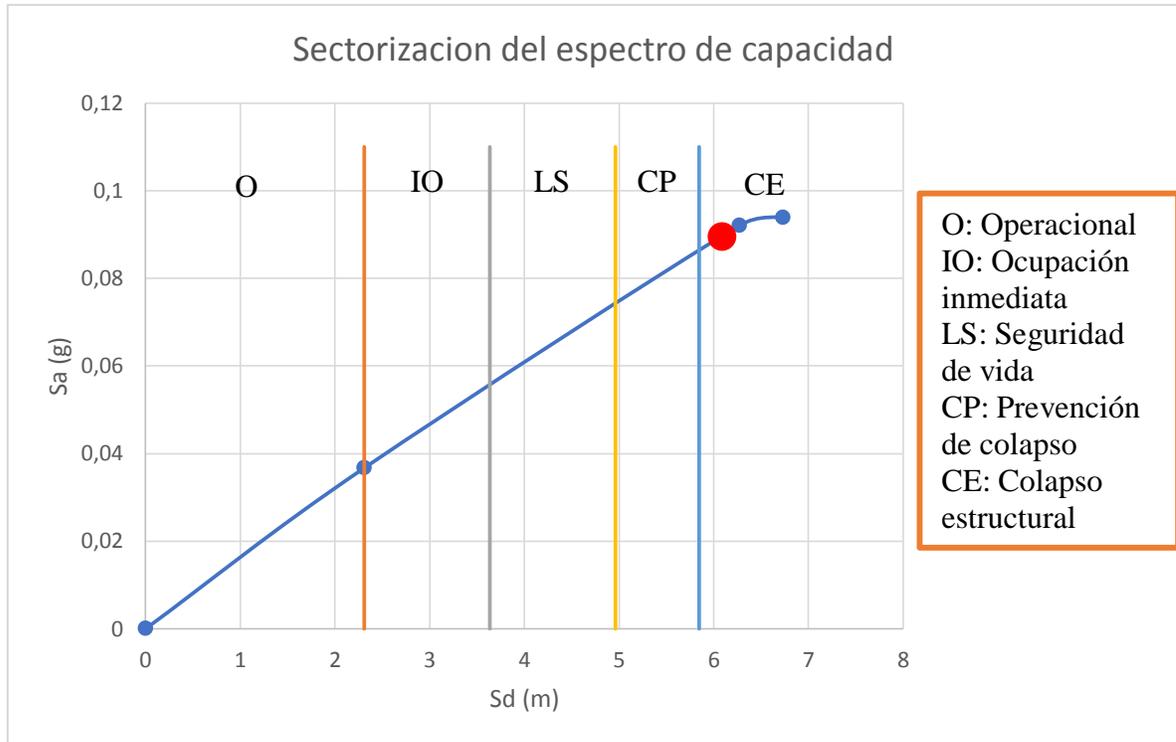


Figura 50. Sectorización del espectro de capacidad.

Elaboración propia.

3.2.7. Ductilidad neta de la estructura

En función a la deformación elástica que experimenta la estructura y la deformación última puede determinarse la ductilidad neta de la estructura, según la expresión:

$$Q = \frac{U_u}{U_e}$$

Las deformaciones se expresan en los resultados del análisis Pushover, de donde se obtiene:

Tabla 22. Valores de deformación elástica, última y ductilidad de la estructura.

Descripción	Valor Numérico	Unidad
Deformación elástica	3,12	cm
Deformación última	8,88	cm
Ductilidad	2,85	-

Nota: Elaboración propia.

3.3. Análisis de elementos estructurales más solicitados

3.3.1. Análisis de las vigas más solicitadas

Finalizado el análisis Pushover se pueden apreciar los miembros más afectados por la demanda sísmica, en función a las rotulas plásticas formadas.

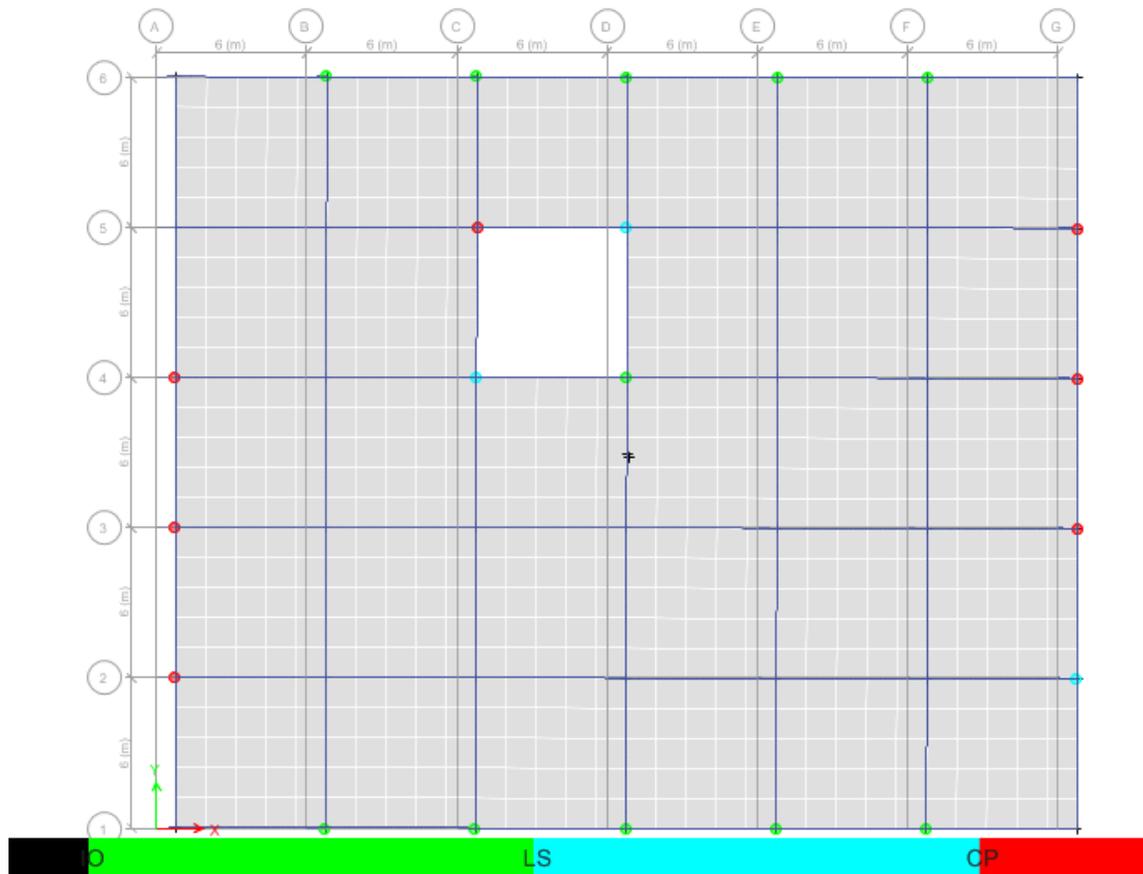


Figura 51. Rotulas plásticas formadas en vigas.

Elaboración propia.

Se identifican las vigas más solicitadas según la formación de rotulas plásticas en el piso 1 de la estructura, esto debido a la condición de apoyo fijo en la base, con estas vigas identificadas se realiza la comparación de la armadura de refuerzo de diseño y la requerida para soportar la demanda sísmica por la demanda sísmica.

Tabla 23. Refuerzo de acero en las secciones criticas de vigas.

Viga (según el eje)	Armadura de diseño		Armadura demanda sísmica	
	M+ (cm ²)	M- (cm ²)	M+ (cm ²)	M- (cm ²)
V 2-A-B (Piso 1)	8,042	8,042	9,518	20,546
V 3-A-B (Piso 1)	8,042	8,042	9,214	20,393
V 4-A-B (Piso 1)	8,042	8,042	9,316	20,575
V 5-C-D (Piso 1)	8,042	8,042	6,986	15,209
V 3-F-G (Piso 1)	8,042	8,042	8,391	18,722
V 4-F-G (Piso 1)	8,042	8,042	8,380	18,693
V 5-F-G (Piso 1)	8,042	8,042	8,395	18,732

Nota: Elaboración propia.

En la Tabla 23 se puede apreciar que los valores de refuerzo longitudinal requerido por la demanda sísmica son mayores al refuerzo de diseño, por lo que se prevé la rotura de los elementos estructurales.

A continuación se realiza el diseño de la viga más solicitada, V 2-A-B (Piso 1):

3.3.1.1. Armadura de diseño

- **Armadura positiva**

$$M_d = 10733,75 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 47 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{1073375}{30 * 47^2 * 140}$$

$$\mu_d = 0,1159$$

Mediante la tabla universal de cálculo se determina:

$$\omega = 0,1258$$

$$A_s = \frac{\omega b d f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,1258 * 30 * 47 * 140}{3652,17}$$

$$A_s = 6,80 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal inferior: **4 ϕ 16mm**

- **Armadura negativa**

$$M_d = 12644,96 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 47 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{1264496}{30 * 47^2 * 140}$$

$$\mu_d = 0,1363$$

Mediante la tabla universal de cálculo se determina:

$$\omega = 0,1501$$

$$A_s = \frac{\omega b d f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,1501 * 30 * 47 * 140}{3652,17}$$

$$A_s = 8,01 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal superior: **4 ϕ 16mm**

3.3.1.2. Armadura requerida para la demanda sísmica

- **Armadura positiva**

$$M_d = 14590,16 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 47 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b d^2 f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{1459016}{30 * 47^2 * 140}$$

$$\mu_d = 0,1573$$

Mediante la tabla universal de cálculo se determina:

$$\omega = 0,1761$$

$$A_s = \frac{\omega b d f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,1761 * 30 * 47 * 140}{3652,17}$$

$$A_s = 9,518 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal inferior: **5 ϕ 16mm**

- **Armadura negativa**

$$M_d = 29180,31 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 47 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b d^2 f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{2918031}{30 * 47^2 * 140}$$

$$\mu_d = 0,3145$$

Mediante la tabla universal de cálculo se determina:

$$\omega = 0,4224$$

$$A_s = \frac{\omega b d f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,4224 * 30 * 47 * 140}{3652,17}$$

$$A_s = 20,546 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal inferior: **5 ϕ 20mm + 3 ϕ 16mm**

3.3.2. Análisis de las columnas más solicitadas

Se verifica que las columnas no perimetrales del primer piso sufren una falla a compresión, ya que se encuentran sometidas a esfuerzos mayores a los que puede soportar la sección transversal definida en el diseño.

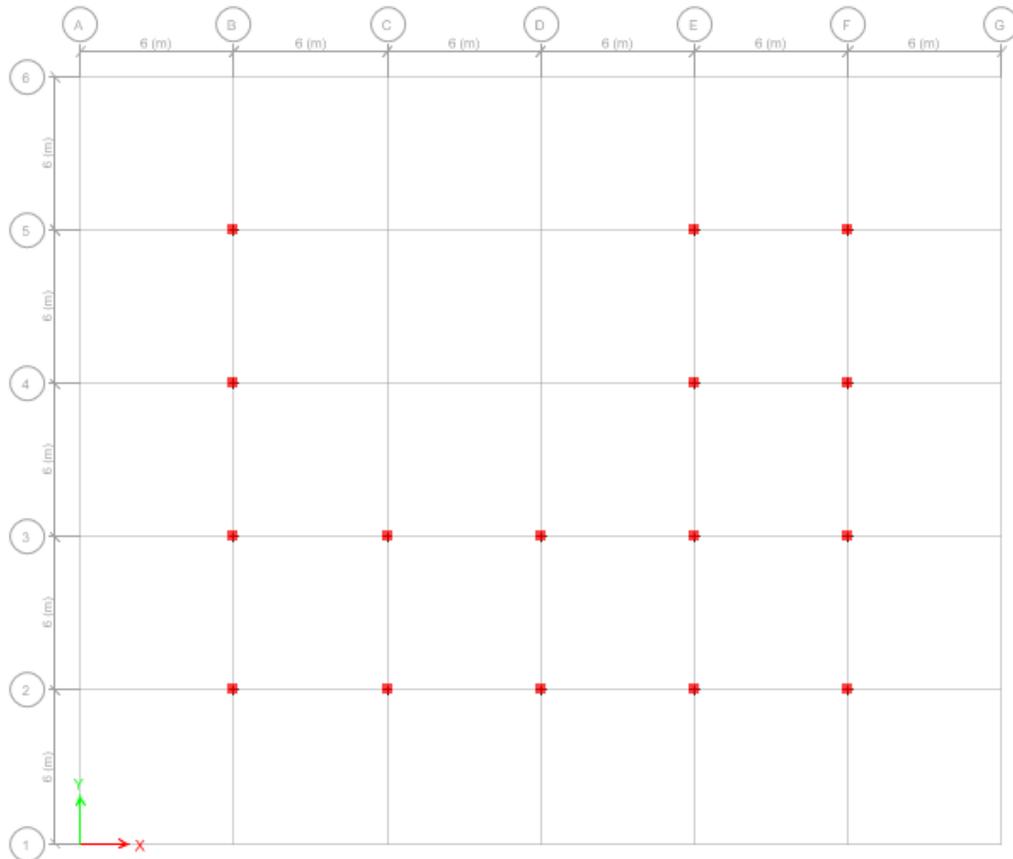


Figura 52. Falla de columnas en el primer piso de la estructura.

Elaboración propia.

A continuación se presenta el diseño de la columna más solicitada, C-5B:

3.3.2.1. Armadura de diseño

$b = 40 \text{ cm}$

$h = 40 \text{ cm}$

$$N_d = 320,73 \text{ ton}$$

$$M_{xd} = 703,06 \text{ kg-m}$$

$$M_{yd} = 7627,82 \text{ kg-m}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,17$$

$$U_c = f_{cd}bd$$

$$U_c = 140 * 40 * 40$$

$$U_c = 224 \text{ ton}$$

$$v = \frac{N_d}{U_c}$$

$$v = \frac{320,73}{224}$$

$$v = 1,432$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c b}$$

$$\mu_x = \frac{70,31}{224 * 40}$$

$$\mu_x = 0,008$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c h}$$

$$\mu_y = \frac{762,78}{224 * 40}$$

$$\mu_y = 0,085$$

Se introducen los valores en la roseta para el cálculo de secciones a flexión esviada, donde se determina:

$$\omega = 0,8$$

$$A_s = \frac{\omega U_c}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,8 * 224000}{3652,17}$$

$$A_s = 42,73 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal: **16 ϕ 20mm (5 barras por cara)**

3.3.2.2. Armadura requerida para la demanda sísmica

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$N_d = 429,235 \text{ ton}$$

$$M_{xd} = 582,09 \text{ kg-m}$$

$$M_{yd} = 35835,64 \text{ kg-m}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,17$$

$$U_c = f_{cd} b d$$

$$U_c = 140 * 40 * 40$$

$$U_c = 224 \text{ ton}$$

$$v = \frac{N_d}{U_c}$$

$$v = \frac{429,235}{224}$$

$$v = 1,91$$

En la roseta para flexión esviada se puede verificar que el valor máximo para v es de 1,4, por lo cual se debe trabajar con una sección de dimensiones mayores.

ABACO EN ROSETA PARA FLEXION ESVIADA

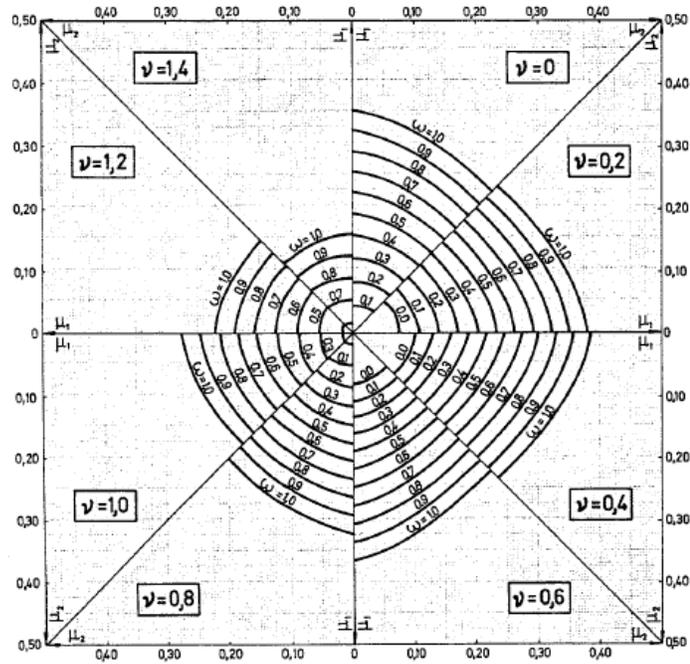


Figura 53. Roseta para flexión esviada en secciones con armadura simétrica en las dos caras.

Se realizara el diseño de la armadura considerando una sección de mayores dimensiones para la columna.

Utilizando una sección de 55 cm x 55 cm

- Armadura longitudinal requerida para la demanda sísmica

$$b = 55 \text{ cm}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$N_d = 429,235 \text{ ton}$$

$$M_{xd} = 582,09 \text{ kg-m}$$

$$M_{yd} = 35835,64 \text{ kg-m}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,17$$

$$U_c = f_{cd}bd$$

$$U_c = 140 * 55 * 55$$

$$U_c = 423,5 \text{ ton}$$

$$v = \frac{N_d}{U_c}$$

$$v = \frac{429,235}{423,5}$$

$$v = 1,013$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c b}$$

$$\mu_x = \frac{58,21}{423,5 * 55}$$

$$\mu_x = 0,002$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c h}$$

$$\mu_y = \frac{3583,56}{423,5 * 55}$$

$$\mu_y = 0,154$$

Se introducen los valores en la roseta para el cálculo de secciones a flexión esviada:

$$\omega = 0,606$$

$$A_s = \frac{\omega U_c}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,606 * 423500}{3652,17}$$

$$A_s = 70,27 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal:

24 ϕ 20mm (7 barras por cara)

3.3.3. Análisis de la zapata más solicitada

Se identifica la zapata más solicitada como la correspondiente a la columna 5B, con lo que se procede a su diseño.

3.3.3.1. Dimensionamiento y armadura de diseño

- Pre dimensionamiento

$$a_0 = 40 \text{ cm}$$

$$b_0 = 40 \text{ cm}$$

$$N = 200,47 \text{ ton}$$

$$N_d = 320,73 \text{ ton}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2 = 14000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yd} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2 = 365217 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{adm} = 150 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \frac{14 - 0,02\sigma_{adm}}{100}$$

$$\beta = \frac{14 - 0,02 * 150}{100}$$

$$\beta = 0,11$$

$$A = \frac{N(1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$

$$A = \frac{2004,7 * (1 + 0,11)}{150}$$

$$A = 14,83 \text{ m}^2$$

Las dimensiones de la zapata serán:

$$a = 3,90 \text{ m}$$

$$b = 3,90 \text{ m}$$

Por lo tanto los vuelos de la zapata serán:

$$v = \frac{(a - a_0)}{2}$$
$$v = \frac{(3,90 - 0,40)}{2}$$
$$v = 1,75 \text{ m}$$

El esfuerzo de cálculo sobre el terreno será:

$$\sigma_t = \frac{N_d}{ab}$$
$$\sigma_t = \frac{3207,3}{3,90 * 3,90}$$
$$\sigma_t = 210,87 \text{ kN/m}^2$$

El canto útil recomendado para la zapata será:

$$d = \frac{1,1\sigma_t}{\sigma_t + 370} v$$
$$d = \frac{1,1 * 210,87}{210,87 + 370} * 1,75$$
$$d = 0,70 \text{ m}$$

Considerando un recubrimiento para las armaduras de 5 cm, la altura total de la zapata será:

$$h = 0,75 \text{ m}$$

- Verificación del esfuerzo sobre el terreno

$$P = 24 * abh$$
$$P = 24 * 3,90 * 3,90 * 0,75$$
$$P = 273,78 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{N + P}{ab}$$

$$\sigma = \frac{2004,7 + 273,78}{3,90 * 3,90}$$

$$\sigma = 149,80 \text{ kN/m}^2$$

O.K.

- **Calculo a flexión**

$$M_d = \frac{1}{2} * \sigma_t b (v + 0,15a_o)$$

$$M_d = \frac{1}{2} * 210,87 * 3,90 (1,75 + 0,15 * 0,40)$$

$$M_d = 744,26 \text{ kN} - \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} b d^2}$$

$$\mu = \frac{744,26}{14000 * 3,90 * 0,70^2}$$

$$\mu = 0,0278$$

$$\omega = \mu(1 + \mu)$$

$$\omega = 0,0278(1 + 0,0278)$$

$$\omega = 0,0286$$

$$A_s = \frac{\omega f_{cd} b d}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,0286 * 140 * 390 * 70}{3652,17}$$

$$A_s = 29,93 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \geq 0,0018$$

$$\rho = \frac{29,93}{390 * 70} \geq 0,0018$$

$$\rho = 0,0011 \geq 0,0018 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Por lo tanto se utilizara la cuantía mínima para el cálculo de la armadura

$$A_s = \rho_{min}bd$$

$$A_s = 0,0018 * 390 * 70$$

$$A_s = 49,14 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal: **16 ϕ 20 mm**

- **Verificación a cortante**

$$V_d = \sigma_t b(v - d)$$

$$V_d = 210,87 * 3,90(1,75 - 0,70)$$

$$V_d = 863,51 \text{ kN}$$

$$f_{cv} = 0,12\xi(100\rho f_{ck})^{1/3}$$

$$f_{cv} = 0,12 * 1,6 * (100 * 0,0018 * 21)^{1/3}$$

$$f_{cv} = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{cu} = f_{cv}bd$$

$$V_{cu} = 300 * 3,90 * 0,70$$

$$V_{cu} = 864 \text{ kN} \quad \text{O.K.}$$

3.3.3.2. Dimensionamiento y armadura requerida para la demanda sísmica

- **Pre dimensionamiento**

$$a_0 = 55 \text{ cm}$$

$$b_0 = 55 \text{ cm}$$

$$N = 200,47 \text{ ton}$$

$$N_d = 429,235 \text{ ton}$$

$$F_v = 71,117 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2 = 14000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yd} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2 = 365217 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{adm} = 150 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \frac{14 - 0,02\sigma_{adm}}{100}$$

$$\beta = \frac{14 - 0,02 * 150}{100}$$

$$\beta = 0,11$$

$$A = \frac{N(1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$

$$A = \frac{2004,7 * (1 + 0,11)}{150}$$

$$A = 14,83 \text{ m}^2$$

Las dimensiones de la zapata serán:

$$a = 3,90 \text{ m}$$

$$b = 3,90 \text{ m}$$

Por lo tanto los vuelos de la zapata serán:

$$v = \frac{(a - a_0)}{2}$$

$$v = \frac{(3,90 - 0,55)}{2}$$

$$v = 1,675 \text{ m}$$

El esfuerzo de cálculo sobre el terreno será:

$$\sigma_t = \frac{N_d}{ab}$$

$$\sigma_t = \frac{4292,35}{3,90 * 3,90}$$

$$\sigma_t = \mathbf{282,21 \text{ kN/m}^2}$$

El canto útil recomendado para la zapata será:

$$d = \frac{1,1\sigma_t}{\sigma_t + 370} v$$

$$d = \frac{1,1 * 282,21}{282,21 + 370} * 1,675$$

$$\mathbf{d = 0,80 \text{ m}}$$

Considerando un recubrimiento para las armaduras de 5 cm, la altura total de la zapata será:

$$\mathbf{h = 0,85 \text{ m} \quad \quad \mathbf{d = 0,80 \text{ m}}$$

- **Verificación del esfuerzo sobre el terreno**

$$P = 24 * abh$$

$$P = 24 * 3,90 * 3,90 * 0,85$$

$$\mathbf{P = 310,28 \text{ kN}}$$

$$\sigma = \frac{N + P}{ab}$$

$$\sigma = \frac{2004,7 + 310,28}{3,90 * 3,90}$$

$$\mathbf{\sigma = 149,91 \text{ kN/m}^2}$$

O.K.

- **Calculo a flexión**

$$M_d = \frac{1}{2} * \sigma_t b (v + 0,15a_o) + F_v h$$

$$M_d = \frac{1}{2} * 282,21 * 3,90(1,675 + 0,15 * 0,55) + 71,117 * 0,85$$

$$M_d = 1027,62 \text{ kN} - \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} b d^2}$$

$$\mu = \frac{1027,62}{14000 * 3,90 * 0,80^2}$$

$$\mu = 0,0294$$

$$\omega = \mu(1 + \mu)$$

$$\omega = 0,0294(1 + 0,0294)$$

$$\omega = 0,0303$$

$$A_s = \frac{\omega f_{cd} b d}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,0303 * 140 * 390 * 80}{3652,17}$$

$$A_s = 36,24 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \geq 0,0018$$

$$\rho = \frac{36,24}{390 * 80} \geq 0,0018$$

$$\rho = 0,0012 \geq 0,0018 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Por lo tanto se utilizara la cuantía mínima para el cálculo de la armadura

$$A_s = \rho_{min} b d$$

$$A_s = 0,0018 * 390 * 80$$

$$A_s = 56,16 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal: **18 ϕ 20 mm**

- **Verificación a cortante**

$$V_d = \sigma_t b(v - d)$$

$$V_d = 282,21 * 3,90(1,675 - 0,80)$$

$$V_d = 963,04 \text{ kN}$$

$$f_{cv} = 0,12\xi(100\rho f_{ck})^{1/3}$$

$$f_{cv} = 0,12 * 1,5 * (100 * 0,0018 * 21)^{1/3}$$

$$f_{cv} = 280,39 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{cu} = f_{cv} b d$$

$$V_{cu} = 280,39 * 3,90 * 0,80$$

$$V_{cu} = 974,82 \text{ kN}$$

O.K.

- **Verificación al vuelco**

$$(N + P) \frac{a}{2} \geq (M + F_v h) \gamma$$

$$(200,47 + 31,03) \frac{3,90}{2} \geq (35,9 * 0,80) * 1,5$$

$$451,42 \geq 43,08$$

O.K.

- **Verificación al deslizamiento**

$$A c_d \geq \gamma F_v$$

$$3,90 * 3,90 * 12,2 \geq 1,5 * 71,12$$

$$185,56 \geq 106,68$$

O.K.

3.4. Análisis de variación de costo

En base al diseño de una viga, una columna y una zapata requerido para resistir la demanda sísmica, se hará un análisis de la variación de costo de materiales entre el mismo y el diseño realizado mediante la normativa CBH-87.

Materiales para 1 m³ de hormigón, considerando una dosificación 1:2:3:

$$C = 350 \text{ kg/m}^3$$

$$A = 0,56 \text{ m}^3/\text{m}^3$$

$$G = 0,84 \text{ m}^3/\text{m}^3$$

3.4.1. Análisis de rendimiento de materiales de los elementos de diseño

- **Viga**

Volumen de hormigón:

$$V = b * h * l$$

$$V = 0,30 * 0,50 * 6$$

$$V = 0,9 \text{ m}^3$$

Peso de acero:

$$L_{\phi 16} = \#_{barras} * l$$

$$L_{\phi 16} = 8 * 6$$

$$L_{\phi 16} = 48 \text{ m}$$

$$P = P_n * l$$

$$P = 1,58 * 48$$

$$P = 75,84 \text{ kg}$$

Tabla 24. Rendimiento de materiales para viga de diseño

Material	Cantidad	Unidad
Cemento	315,00	kg
Arena	0,504	m ³
Grava	0,756	m ³
Acero	75,84	kg

Nota: Elaboración propia

- **Columna**

Volumen de hormigón:

$$V = b * h * l$$

$$V = 0,40 * 0,40 * 3$$

$$V = 0,48 \text{ m}^3$$

Peso de acero:

$$L_{\phi 20} = \#_{barras} * l$$

$$L_{\phi 20} = 16 * 3$$

$$L_{\phi 20} = 48 \text{ m}$$

$$P = P_n * l$$

$$P = 2,47 * 48$$

$$P = 118,56 \text{ kg}$$

Tabla 25. Rendimiento de materiales para columna de diseño

Material	Cantidad	Unidad
Cemento	168	kg
Arena	0,269	m ³
Grava	0,403	m ³
Acero	118,56	kg

Nota: Elaboración propia.

- **Zapata**

Volumen de hormigón:

$$V = a * b * h$$

$$V = 3,90 * 3,90 * 0,75$$

$$V = 11,408 \text{ m}^3$$

Peso de acero:

$$L_{\phi 20} = \#_{barras} * l$$

$$L_{\phi 20} = 16 * 3,90 * 2$$

$$L_{\phi 20} = 124,8 \text{ m}$$

$$P = P_n * l$$

$$P = 2,47 * 124,8$$

$$P = 307,26 \text{ kg}$$

Tabla 26. Rendimiento de materiales para zapata de diseño.

Material	Cantidad	Unidad
Cemento	3992,8	kg
Arena	6,388	m ³
Grava	9,583	m ³
Acero	307,26	kg

Nota: Elaboración propia.

3.4.2. Análisis de rendimiento de materiales de los elementos requeridos para la demanda sísmica

- **Viga**

Volumen de hormigón:

$$V = b * h * l$$

$$V = 0,30 * 0,50 * 6$$

$$V = \mathbf{0,90 m^3}$$

Peso de acero:

$$L_{\phi 16} = \#_{barras} * l$$

$$L_{\phi 16} = 8 * 6$$

$$L_{\phi 16} = 48 m$$

$$P_{\phi 16} = P_n * l$$

$$P_{\phi 16} = 1,58 * 48$$

$$P_{\phi 16} = \mathbf{75,84 kg}$$

$$L_{\phi 20} = \#_{barras} * l$$

$$L_{\phi 20} = 5 * 6$$

$$L_{\phi 20} = 30 m$$

$$P_{\phi 20} = P_n * l$$

$$P_{\phi 20} = 2,47 * 30$$

$$P_{\phi 20} = 74,1 \text{ kg}$$

$$P_T = 149,94 \text{ kg}$$

Tabla 27. Rendimiento de materiales para viga diseñada para demanda sísmica

Material	Cantidad	Unidad
Cemento	315	kg
Arena	0,504	m ³
Grava	0,756	m ³
Acero	149,94	kg

Nota: Elaboración propia.

- **Columna**

Volumen de hormigón:

$$V = b * h * l$$

$$V = 0,55 * 0,55 * 3$$

$$V = 0,91 \text{ m}^3$$

Peso de acero:

$$L_{\phi 20} = \#_{barras} * l$$

$$L_{\phi 20} = 24 * 3$$

$$L_{\phi 20} = 72 \text{ m}$$

$$P = P_n * l$$

$$P = 2,47 * 72$$

$$P = 177,84 \text{ kg}$$

Tabla 28. Rendimiento de materiales para columna diseñada para demanda sísmica.

Material	Cantidad	Unidad
Cemento	318,5	kg
Arena	0,510	m ³
Grava	0,764	m ³
Acero	177,84	kg

Nota: Elaboración propia.

- **Zapata**

Volumen de hormigón:

$$V = a * b * h$$

$$V = 3,90 * 3,90 * 0,80$$

$$V = 12,17 \text{ m}^3$$

Peso de acero:

$$L_{\phi 20} = \#_{barras} * l$$

$$L_{\phi 20} = 18 * 3,90 * 2$$

$$L_{\phi 20} = 140,4 \text{ m}$$

$$P = P_n * l$$

$$P = 2,47 * 140,4$$

$$P = 346,79 \text{ kg}$$

Tabla 29. Rendimiento de materiales para zapata diseñada para demanda sísmica.

Material	Cantidad	Unidad
Cemento	4259,5	kg
Arena	6,815	m ³
Grava	10,223	m ³
Acero	346,79	kg

Nota: Elaboración propia.

3.4.3. Variación de costos

- **Viga**

Tabla 30. Tabla comparativa de costo de materiales en una viga.

SECCION DE DISEÑO					SECCION REQUERIDA PARA DEMANDA SISMICA				
Material	U	Cant.	P.U.	Subtotal	Material	U	Cant.	P.U.	Subtotal
Cemento	kg	315,00	1,2	378	Cemento	kg	315	1,2	378
Arena	m3	0,504	70	35,28	Arena	m3	0,504	70	35,28
Grava	m3	0,756	160	120,96	Grava	m3	0,756	160	120,96
Acero	kg	75,84	8,1	614,3	Acero	kg	149,94	8,1	1214,52
TOTAL				1148,54	TOTAL				1748,76

Nota: Elaboración propia.

- **Columna**

Tabla 31. Tabla comparativa de costo de materiales en una columna.

SECCION DE DISEÑO					SECCION REQUERIDA PARA DEMANDA SISMICA				
Material	U	Cant.	P.U.	Subtotal	Material	U	Cant.	P.U.	Subtotal
Cemento	kg	168	1,2	201,6	Cemento	kg	318,5	1,2	382,2
Arena	m3	0,269	70	18,83	Arena	m3	0,510	70	35,7
Grava	m3	0,403	160	64,48	Grava	m3	0,764	160	122,24
Acero	kg	118,56	8,1	960,34	Acero	kg	177,84	8,1	1440,51
TOTAL				1245,25	TOTAL				1980,65

Nota: Elaboración propia.

- **Zapata**

Tabla 32. Tabla comparativa de costo de materiales en una zapata.

SECCION DE DISEÑO					SECCION REQUERIDA PARA DEMANDA SISMICA				
Material	U	Cant.	P.U.	Subtotal	Material	U	Cant.	P.U.	Subtotal
Cemento	kg	3992,8	1,2	4791,36	Cemento	kg	4259,5	1,2	5111,4
Arena	m3	6,388	70	447,16	Arena	m3	6,815	70	477,05
Grava	m3	9,583	160	1553,28	Grava	m3	10,223	160	1635,68
Acero	kg	307,26	8,1	2488,81	Acero	kg	346,79	8,1	2809,00
TOTAL				9280,61	TOTAL				10033,13

Nota: Elaboración propia.

En base al análisis de precios realizado se puede observar que existe un incremento en el precio de las vigas, siendo el requerido para la demanda sísmica 1,52 veces el precio de las vigas diseñadas con la normativa CBH-87.

De igual manera se puede observar que existe un incremento en el precio de las columnas de 1,59 veces el precio de las columnas diseñadas en base a la normativa CBH-87.

Finalmente se puede verificar que existe un incremento en el precio de las zapatas de 1,08 veces el precio de las zapatas diseñadas en base a la normativa CBH-87.

3.5. Alternativa de solución

En base al análisis y diseño realizado en una viga y una columna se pudo determinar el incremento en las dimensiones de la sección transversal y la cuantía de acero para cada uno de estos elementos estructurales, requerido para resistir los esfuerzos generados por la demanda sísmica.

Para determinar de manera rápida la variación en el comportamiento de la estructura capaz de resistir estos esfuerzos y estimar el punto de desempeño sísmico, se utilizó este porcentaje para incrementar la cuantía de acero en todos los elementos estructurales y modificar las dimensiones de la sección transversal, para realizar el análisis Pushover.

3.5.1. Cuantía de acero en vigas

- **Armadura de refuerzo inferior**

$$\frac{A_s \text{ demanda sísmica}}{A_s \text{ diseño}} = \frac{10,053}{8,042}$$
$$\frac{A_s \text{ demanda sísmica}}{A_s \text{ diseño}} = 1,25$$

Con esta relación se puede observar que el área de refuerzo inferior en las vigas debe incrementarse en un 25%, porcentaje con el cual se determinó el nuevo refuerzo de acero inferior para todas las vigas del modelo estructural.

- **Armadura de refuerzo superior**

$$\frac{A_s \text{ demanda sísmica}}{A_s \text{ diseño}} = \frac{21,740}{8,042}$$
$$\frac{A_s \text{ demanda sísmica}}{A_s \text{ diseño}} = 2,70$$

Con esta relación se puede observar que el área de refuerzo superior en las vigas debe incrementarse en un 170%, porcentaje con el cual se determinó el nuevo refuerzo de acero superior para todas las vigas del modelo estructural.

3.5.2. Cuantía de acero en columnas

$$\frac{A_s \text{ demanda sismica}}{A_s \text{ diseño}} = \frac{75,398}{50,265}$$

$$\frac{A_s \text{ demanda sismica}}{A_s \text{ diseño}} = 1,50$$

Con esta relación se puede observar que el área de refuerzo longitudinal en las columnas debe incrementarse en un 50%, porcentaje con el cual se determinó el nuevo refuerzo de acero para todas las columnas del modelo estructural.

De igual manera se incrementó la sección de todas las columnas en 15 cm, dimensiones que se determinaron durante el análisis en el punto 3.3.2.2.

3.5.3. Curva de capacidad de la estructura modificada

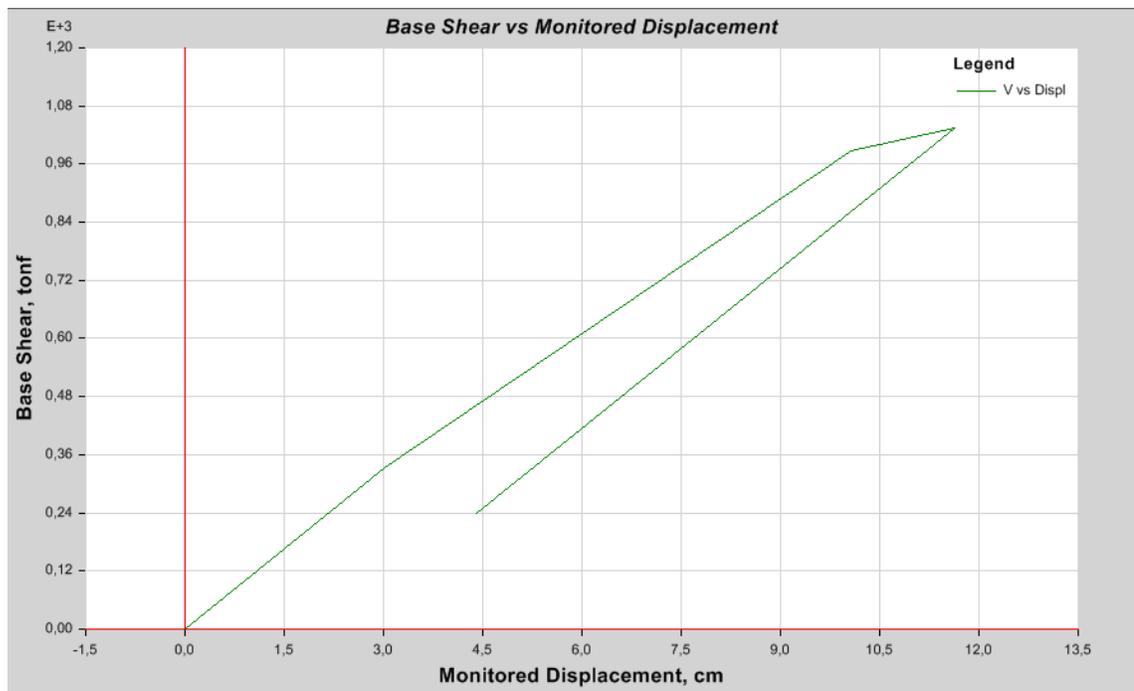


Figura 54. Curva de capacidad de la estructura modificada, desarrollado en el software ETABS

Elaboración propia.

3.5.4. Punto de desempeño sísmico de la estructura modificada

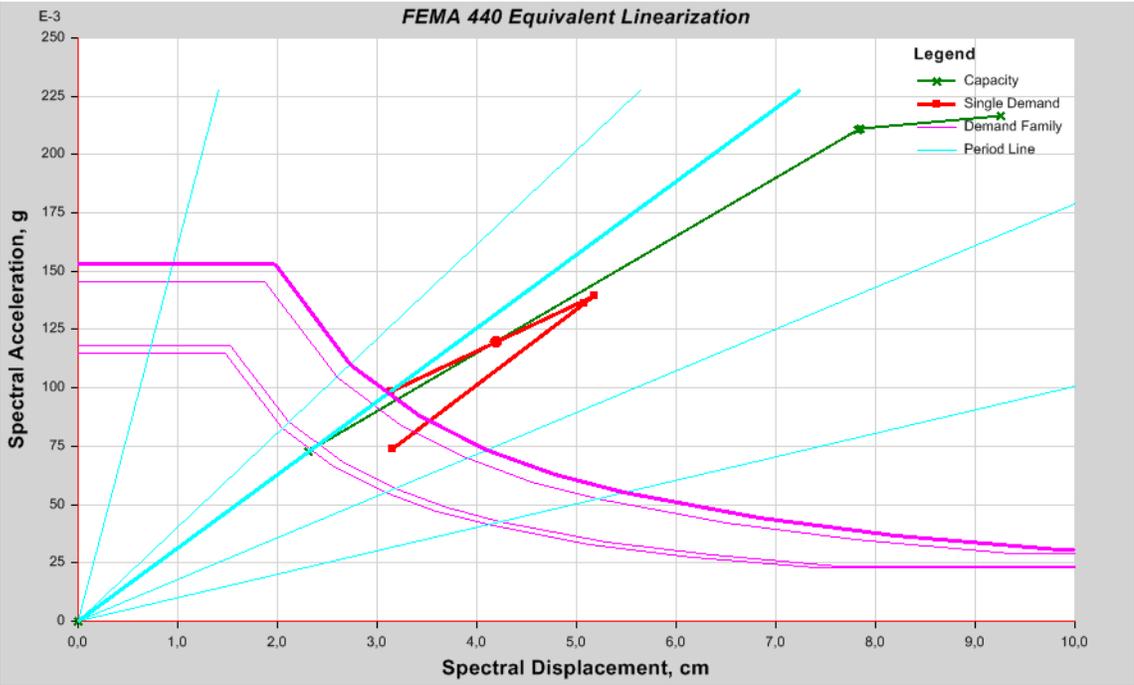


Figura 55. Ubicación del punto de desempeño de la estructura modificada, desarrollado con el software ETABS.

Elaboración propia.

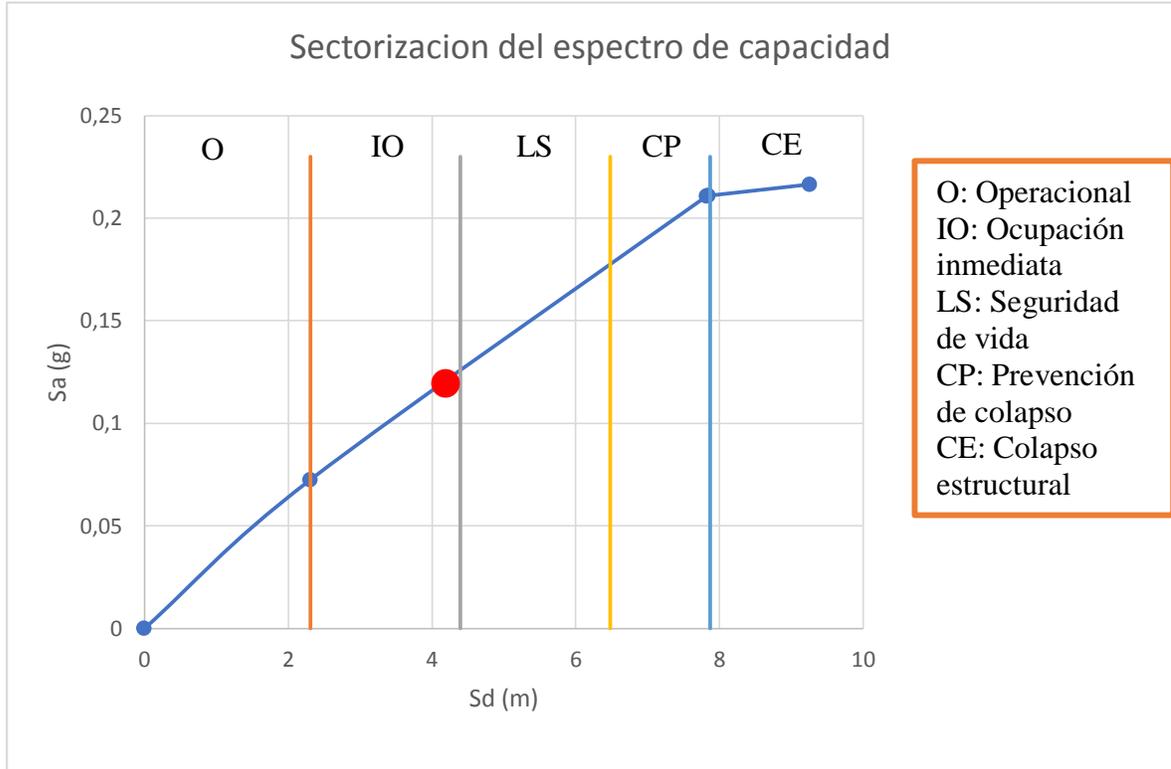


Figura 56. Sectorización del espectro de capacidad de la estructura modificada.

Elaboración propia.

En esta sectorización se puede observar que realizando el incremento de las dimensiones de la sección transversal en las columnas, e incrementando la cuantía de acero tanto en vigas como en columnas según lo determinado anteriormente, el punto de desempeño sísmico se estima en el sector de ocupación inmediata, muy próximo a la frontera con el sector de seguridad de vida, siendo esto lo más recomendable.

3.6. Resumen de resultados

Finalizado todo el proceso de análisis de la estructura se presentan a continuación los resultados:

3.6.1. Curva de capacidad de la estructura

Tabla 33. Valores característicos de la curva de capacidad de la estructura

CAPACIDAD ELASTICA			CAPACIDAD ULTIMA		
DESCRIPCIÓN	Valor	Unidad	Descripción	Valor	Unidad
DESPLAZAMIENTO O MÁXIMO	3,12	cm	Desplazamiento máximo	8,88	cm
FUERZA CORTANTE	162,44	ton	Fuerza Cortante	423,33	ton

Nota: Elaboración propia.

✓ Relación de cortantes

$$\frac{V_u}{V_y} = \frac{423,33}{162,44} * 100$$

$$\frac{V_u}{V_y} = 260,61\%$$

Con esta relación se puede apreciar en que porcentaje la fuerza cortante se incrementa, pasada la capacidad elástica de la estructura, hasta llegar al punto de prevención de colapso.

✓ Relación de desplazamientos

$$\frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{8,88}{3,12} * 100$$

$$\frac{\delta_u}{\delta_y} = 284,62\%$$

Con esta relación se puede apreciar en que porcentaje el desplazamiento máximo de la estructura se incrementa, pasada la capacidad elástica de la estructura, hasta llegar al punto de prevención de colapso.

3.6.2. Punto de desempeño sísmico

Tabla 34. Detalles del Punto de desempeño sísmico

Fuerza	400 tonf	T secante	1,653 seg
Cortante			
Desplazamiento	8,1061 cm	T efectivo	2,193 seg
Sa	0,0895	Amortiguación efectiva	0,1345
Sd	6,0852 cm	Factor de modificación	1,76

Nota: Elaboración propia.

Determinado el punto de desempeño sísmico de la estructura, y en función a la sectorización del espectro de capacidad de la estructura, se determina que la estructura tiene un nivel de desempeño dentro del colapso estructural, verificando así que el diseño estático realizado con la normativa CBH-87 no es suficiente para resistir las fuerzas generadas por la demanda sísmica.

3.6.3. Variación de costo

Tabla 35. Analisis de la variación de costo en los elementos estructurales,

<i>Elemento Estructural</i>	Costo inicial (Bs.)	Costo final (Bs.)	Incremento
<i>Viga</i>	1148,54	1758,76	52,26%
<i>Columna</i>	1245,25	1980,65	59,06%
<i>Zapata</i>	9280,61	10033,13	8,10%

Nota: Elaboración propia.

3.6.4. Deformación última de la estructura modificada

Tabla 36. Valores característicos de la curva de capacidad de la estructura modificada.

CAPACIDAD ELASTICA			CAPACIDAD ULTIMA		
Descripción	Valor	Unidad	Descripción	Valor	Unidad
Desplazamiento máximo	3,02	cm	Desplazamiento máximo	11,64	cm
Fuerza Cortante	332,66	ton	Fuerza Cortante	1035,74	ton

Nota: Elaboración propia.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

- ✓ Se determinó que la aceleración máxima esperada en la zona, según las recomendaciones de la GBDS 2018 es de 0,75g, las fuerzas cortantes generadas por el sismo provocaron el colapso de la estructura en el paso 5 del análisis Pushover.
- ✓ Evaluando la curva de capacidad de la estructura se observa que se desarrolla una fuerza cortante variable en la base, que alcanza una fluencia efectiva de 162,44 ton, con un desplazamiento de 3,12 cm en el último piso; a partir de este momento la curva sigue fluyendo hasta que llega a al colapso estructural con una fuerza cortante de 423,33 ton, y un desplazamiento de 8,88 cm en el último piso de la estructura; se observa que la fuerza cortante se sigue desarrollando en un 260,61% hasta llegar al punto de prevención de colapso, generando una deformación de 284,62% de su capacidad elástica, por lo cual se estima que la estructura llegaría a tener una ductilidad neta 2,85.
- ✓ Se verifica que el diseño de los elementos estructurales utilizando el método estático lineal establecido en la normativa boliviana CBH-87 no es el requerido para soportar la demanda sísmica, por lo que se espera el colapso de la estructura al momento del evento sísmico.
- ✓ Se observa que el punto de desempeño está ubicado a un desplazamiento de 8,11 cm, por lo que se estima que el punto de desempeño se ubica en el sector de Colapso Estructural (CE), con lo que se confirma la verificación realizada a los elementos estructurales esperando el colapso total de la estructural durante y posterior al evento sísmico.
- ✓ Mediante el análisis se verifico que elementos con secciones mayores son capaces de resistir el evento sísmico, mejorando así el desempeño sísmico de la estructura y reduciendo los daños tanto en los elementos estructurales como en los elementos no estructurales.
- ✓ Aplicando el incremento de las secciones transversales y la cuantía de acero de refuerzo de los elementos estructurales según lo determinado, se observa que el desempeño sísmico de la estructura mejora considerablemente, ubicándose en el

sector de Ocupación Inmediata (IO), y se pudo verificar que la deformación última de la estructura se incrementa en un 31% alcanzando los 11,64 cm, de igual manera la fuerza cortante última se incrementa en un 145% alcanzando un valor de 1035,74 ton.

- ✓ A través del análisis de costo se determinó que el diseño de la estructura capaz de resistir los esfuerzos generados por la demanda sísmica incrementaría el costo de las vigas en un 52,26%, el costo de las columnas en un 59,06% y el costo de las zapatas en un 8,10%.

4.2.Recomendaciones

- Se establece que la realización de una zonificación sísmica completa de la ciudad de Tarija, brindaría la información necesaria para establecer la demanda sísmica con mayor precisión.
- La estructura debe contar con todas las medidas de seguridad, tales como salidas de emergencia, escaleras de emergencia y demás medios para asegurar la evacuación de las personas al momento del evento sísmico, evitando así la pérdida de vidas humanas.
- En el diseño de la edificación se recomienda el uso de losas macizas y no losas alivianadas, debido a que el empotramiento generado por las losas macizas brinda un incremento en la rigidez de la estructura, mejorando así su resistencia frente a un posible evento sísmico.
- La normativa boliviana para el diseño de estructuras de hormigón CBH-87 debe actualizarse en función a las distintas investigaciones realizadas en el campo de estudio, dentro y fuera del país para asegurar diseños más seguros, óptimos y funcionales.
- Debe establecerse una normativa boliviana para el diseño sismorresistente de estructuras oficial dentro del país, donde debe considerarse un análisis estructural dinámico lineal y un análisis estático no lineal, para asegurar el diseño adecuado de los elementos estructurales en función a las solicitaciones generadas por la demanda sísmica.

- Se recomienda realizar un análisis económico para determinar la factibilidad de construir la edificación con las secciones y el refuerzo de acero requerido para resistir la demanda sísmica, en base al incremento de costo de construcción.