



**UNIVERSIDAD  
DE ANTIOQUIA**

**EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DISEÑADA  
POR EL MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE SEGÚN EL  
REGLAMENTO NSR-10**

Lubian Stiven Marín Uribe

Universidad de Antioquia

Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Ambiental

Medellín, Colombia

2020



EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DISEÑADA  
POR EL MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE SEGÚN EL  
REGLAMENTO NSR-10

**Lubian Stiven Marín Uribe**

Monografía presentada como requisito parcial para optar al título de:

**Especialización en Análisis y Diseño de Estructuras**

Asesor(a):

Carlos Alberto Riveros Jerez; Ingeniero Civil M. Eng. Dr. Eng

Universidad de Antioquia

Facultad de Ingeniería, Escuela Ambiental de Posgrados

Medellín, Colombia

2020

## CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN .....	1
2	OBJETIVOS .....	3
2.1	Objetivo general.....	3
2.2	Objetivos específicos .....	3
3	MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO .....	4
	<b>3.1 PROCEDIMIENTO PARA REVISIÓN DE DISEÑO ESTRUCTURAL .....</b>	<b>4</b>
4	ANÁLISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS .....	5
4.1	Generalidades del Análisis no Lineal .....	6
4.1.1	<b>No linealidad mecánica.....</b>	<b>7</b>
4.1.2	<b>No linealidad geométrica (Efectos P-delta).....</b>	<b>7</b>
4.2	Ductilidad.....	8
4.3	Modelos Constitutivos de los Materiales.....	8
4.3.1	<b>Modelos Constitutivos para el Concreto.....</b>	<b>9</b>
4.3.2	<b>Modelos Constitutivos Para el Acero de refuerzo.....</b>	<b>10</b>
5	METODOLOGÍA PARA ANÁLISIS DE DESEMPEÑO SISMICO.....	12
5.1	Método espectro de capacidad.....	12
5.1.1	<b>Curva de capacidad o curva Pushover.....</b>	<b>13</b>
5.1.2	<b>Representación bilineal de la curva de capacidad o curva Pushover .....</b>	<b>13</b>
5.1.3	<b>Espectro de demanda.....</b>	<b>17</b>
5.1.4	<b>Punto de desempeño .....</b>	<b>19</b>
5.2	Niveles de desempeño.....	20
5.2.1	<b>Objetivos de desempeño .....</b>	<b>21</b>
5.2.2	<b>Desplazamientos objetivos.....</b>	<b>22</b>
6	CASO DE ESTUDIO .....	24
6.1	Características de la estructura.....	24
6.1.1	<b>Dimensiones de los elementos estructurales .....</b>	<b>25</b>
6.1.2	<b>Materiales utilizados .....</b>	<b>26</b>
6.1.3	<b>Propiedades del acero .....</b>	<b>26</b>
6.2	Evaluación solicitaciones definidas .....	26
6.3	Obtención del nivel de amenaza sísmica y los valores $A_a$ y $A_v$ .....	26
6.4	Movimientos sísmicos de diseño .....	27
6.5	Características de la estructuración y del material estructural empleado .....	28
6.6	Grado de irregularidades y procedimiento de análisis.....	28
6.7	Determinación de la fuerza sísmica .....	29
6.8	Chequeo de derivas .....	29
6.9	Detalle sección y refuerzo en vigas y columnas .....	30
6.10	Análisis no lineal de la estructura .....	34
6.11	Análisis estático no lineal de plastificación progresiva (Pushover).....	34

6.12	Representación bilineal curva de capacidad .....	35
6.13	Punto de desempeño de la estructura .....	36
6.14	Determinación espectro de capacidad.....	36
6.15	Determinación espectro de demanda .....	37
6.16	Punto de desempeño de la estructura .....	38
6.17	Punto de desempeño de la estructura .....	38
8	Referencias.....	40

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Nivel de desempeño sísmico. SEAOC Visión 2000 (1995).....	21
Tabla 2. Valores límites de deriva máxima para los niveles de desempeño. SEAOC VISION 2000 (1995) .....	22
Tabla 3. Valores límites niveles de desempeño. SEAOC VISION 2000 (1995) .....	23
Tabla 4. Dimensiones de los elementos estructurales. (Fuente: Elaboración propia) .....	25
Tabla 5. Materiales utilizados. (Fuente: Elaboración propia).....	26
Tabla 6. Propiedades del acero de refuerzo. (Fuente: Elaboración propia).....	26
Tabla 7. Obtención de los parámetros básicos de diseño. (Fuente: Elaboración propia) .....	27
Tabla 8. Fuerzas sísmicas método (FHE). (Fuente: Elaboración propia).....	29
Tabla 9. Desplazamiento en los nodos. (Fuente: Elaboración propia).....	30
Tabla 10. Parámetros curva bilineal. (Fuente: Elaboración propia) .....	36

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Distribución de la carga lateral y desplazamiento. (Fuente: Elaboración propia) ....	6
Figura 2. Diagrama Momento de Curvatura. Rodríguez (2015).....	8
Figura 3. Curva esfuerzo deformación de concreto confinado y sin confinar. Mander et al. (1988). .....	10
Figura 4. Curva esfuerzo deformación del acero sometido a tensión. Park y Paulay (1975). 11	
Figura 5. Representación bilineal de la curva de capacidad. FEMA 273 (1997) .....	15
Figura 6. Espectro de demanda. ATC-40 (1996) .....	17
Figura 7. Método espectro de capacidad. ATC-40 (1996).....	18
Figura 8. Fachada frontal estructura. (Fuente: Elaboración propia) .....	24
Figura 9. Planta arquitectónica. (Fuente: Elaboración propia).....	25
Figura 10. Espectro elástico de Diseño. (Fuente: Elaboración propia).....	28
Figura 11. Vista en alzado secciones de columnas y vigas tomado de modelo SAP2000. (Fuente: Elaboración propia) .....	31
Figura 12. Detalle distribución de refuerzos en la columna. (Fuente: Elaboración propia) .....	32
Figura 13. Corte transversal refuerzo de columna. (Fuente: Elaboración propia) .....	33
Figura 14. Corte transversal refuerzo viga. (Fuente: Elaboración propia) .....	33
Figura 15. Modelo Tridimensional de la Estructura. (Fuente: Elaboración propia).....	34
Figura 16. Curva de capacidad. (Fuente: Elaboración propia) .....	35
Figura 17. Curva de capacidad bilineal. (Fuente: Elaboración propia) .....	36
Figura 18. Espectro Capacidad. (Fuente: Elaboración propia).....	37
Figura 19. Espectro de Demanda. (Fuente: Elaboración propia).....	37
Figura 20. Resultado software SAP 2000 punto de desempeño de la estructura. (Fuente: Elaboración propia).....	38

## **GLOSARIO**

## RESUMEN

Minimizar la vulnerabilidad en las construcciones, para salvaguardar las vidas humanas y en otra forma; para también proteger el patrimonio de las personas; ha generado que en gran parte del mundo se atiendan requisitos mínimos de diseño que garanticen tales fines. Los terremotos generan fuerzas que impactan y atentan contra la integridad de una edificación. En Colombia, se sabe que más del 85% de la población habita en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, según el Título A. Capítulo.1.3-1 del Reglamento NSR-10, contiene los requisitos mínimos para el diseño y construcción de edificaciones nuevas y existentes. En el presente trabajo se evaluó una edificación de 4 niveles, la cual fue diseñada cumpliendo con los requisitos anteriores, y analizada por el método de la fuerza horizontal equivalente (FHE), Título A. Capítulo A.4 del Reglamento NSR-10, a la cual se le realizara una verificación por el método de análisis no lineal estático de plastificación progresiva (pushover), Título A. Capítulo A.3.1. Del Reglamento NSR-10.

**Palabras clave:** Vulnerabilidad, análisis estático no lineal, desempeño, sísmico, hormigón.



## 1 INTRODUCCIÓN

---

El de diseño sísmico de estructuras, comúnmente ha utilizado procedimientos simplificados basados en resistencia. Sin embargo, si se diseñada una estructura bajo esta premisa, no se asegura que bajo una determinada sollicitación sísmica se desempeñe adecuadamente cuando sea sometida a movimientos sísmicos, los cuales hacen que las estructuras se desempeñen elástica o inelásticamente. Debido a que los sismos inducen a las estructuras fuerzas y desplazamientos. Si la estructura tiene la resistencia suficiente para soportar los efectos del sismo en el rango elástico se da una relación lineal entre las fuerzas y desplazamientos inducidos, dicha relación es dada por la rigidez elástica del sistema. Pero si la estructura no posee suficiente resistencia la relación fuerza desplazamiento deja de ser lineal y esta dependerá de la rigidez elástica, propiedades inelásticas y de historia de desplazamientos impuestos en la estructura. Suarez (2009). El objetivo principal del diseño sísmico es evitar que se pierdan vidas en un evento de gran magnitud, es decir, el diseño se realiza teniendo en cuenta que para el sismo de diseño la estructura disipará energía a través de los elementos estructurales dañados, pero no colapsara Cabarcas (2016). La mayoría de las construcciones en Colombia, han sido analizadas y diseñadas con métodos convencionales para el diseño de estructuras, teniendo en cuenta únicamente el rango elástico de los materiales con los que estas son construidas. Es importante realizar un análisis en el que se lleven las estructuras a sus límites de falla ante la presencia de un sismo, pues de esta forma se obtienen datos más confiables para la toma de decisiones que mejoren la seguridad de los ocupantes de las distintas estructuras. Debido a que una estructura está compuesta por múltiples elementos que interactúan entre sí, transmitiendo esfuerzos uno a otro ante la presencia de una fuerza externa, es necesario determinar cuáles son las condiciones a las que se ve sometida una construcción para que todos

sus elementos fallen o lleguen a un límite en el que no puedan recuperar sus características de resistencia.

La concepción del diseño por desempeño no se enfoca solo en eludir el colapso de una estructura cuando se somete al sismo de diseño. En este procedimiento se tienen en cuenta otros aspectos de la estructura debido a los desplazamientos permanentes y graves daños en elementos no estructurales. No se debe omitir, que estos elementos pueden representar gran parte del costo total de una edificación. Una gran ventaja del diseño basado en desempeño, es la acertada estimación de la demanda en términos de la rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura. A partir de dicha estimación, es posible diseñar una estructura para que se comporte bajo ciertos niveles de desempeño para los cuales fue diseñada Carrillo (2008). El objetivo principal de este estudio es evaluar la vulnerabilidad sísmica de una estructura a porticada de concreto reforzado, de uso residencial de 4 niveles, ubicada en una zona de amenaza sísmica intermedia, con configuración regular, diseñada con las especificaciones del Reglamento NSR-10, verificando que para demanda sísmica del sitio, la estructura no sobre pase los estados límites de daño definidos; lo anterior mediante curvas de fragilidad y el punto de desempeño de la estructura. El desempeño se determina como función de los desplazamientos laterales y de las distorsiones de piso, los cuales son calculados con el método del espectro de capacidad el cual tiene como base la denominada curva de capacidad, obtenida mediante un análisis no lineal estático de plastificación progresiva (pushover).

## **2 OBJETIVOS**

---

### **2.1 Objetivo general**

Evaluar el desempeño sísmico de una estructura, mediante la utilización de un análisis estático no lineal de plastificación progresiva (pushover)

### **2.2 Objetivos específicos**

- Evaluar el daño estructural de una edificación diseñada por el método de la Fuerza Horizontal Equivalente, de acuerdo con el Título A. Capítulo A.4 del Reglamento NSR-10
- Realizar un análisis estático de plastificación progresiva (pushover) de la estructura en estudio con el objetivo de determinar su curva de capacidad y entender su comportamiento.

### **3 MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO**

---

El Reglamento NSR-10 divide en 2 grupos el análisis sísmico, los cuales son los análisis estáticos y los análisis dinámicos. El análisis estático es determinado con el método de la fuerza horizontal equivalente definido en el capítulo A.4 del Reglamento NSR-10 y los dinámicos se determinan con procedimientos espectrales y cronológicos como se define en los capítulos A.5.3.2 y A.5.3.3 del Reglamento NSR-10. Los procedimientos mencionados sirven para determinar las sollicitaciones que el sismo induce a la estructura Meli (1985).

#### **3.1 PROCEDIMIENTO PARA REVISIÓN DE DISEÑO ESTRUCTURAL**

Para la realización de un buen diseño estructural es necesario seguir el procedimiento propuesto en el Título A. Tabla A.1.3-1 del Reglamento NSR-10, en donde se encuentran plasmados los procedimientos de diseño estructural para edificaciones nuevas y existentes, mediante doce (12) pasos.

## 4 ANALISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS

---

El análisis no lineal se realiza en una estructura con el fin de determinar su comportamiento y hacer los chequeos pertinentes antes de diseñar, por lo anterior se debe definir completamente las características de los elementos que componen la estructura (geometría, cuantías longitudinales y transversales de refuerzo y propiedades de los materiales. La ingeniería sísmica consiste en evaluar de una forma más razonable el control del comportamiento de las estructuras ante los distintos niveles sísmicos a los cuales se expone la estructura, esto se obtiene verificando los factores que determinan en la respuesta estructural. Este se conoce como diseño sísmico basado en desempeño López y Ayala (2013).

Por tal motivo los Ingenieros estructurales, con el fin de conocer, entender y comprender a un más el comportamiento de las estructuras en el rango inelástico, han creado con el pasar del tiempo, herramientas de análisis cada vez más sofisticadas y detalladas, tales como el análisis no lineal estático de plastificación progresiva, conocido como procedimiento pushover. Este análisis está sustentado en investigaciones realizadas sobre miembros estructurales reales aplicando cargas laterales para evidenciar como se forman la secuencial de rótulas plásticas Rodríguez (2013).

El análisis estático no lineal consiste en el empuje de la estructura, aplicando una carga lateral incremental hasta que llegue al colapso, en dicho análisis este se evidencia la capacidad de la estructura mediante la curva de capacidad (curva pushover) que se define como la relación entre las cargas de empuje lateral y los desplazamientos causados por las mismas. Las cargas laterales se distribuyen a lo largo de todos los pisos, a partir del cortante basal, haciendo que las fuerzas laterales crezcan con la altura de la edificación, asemejándose a una distribución lineal (triangular). Las fuerzas laterales son monótonas crecientes aplicadas a los nodos del modelo, que aumentan

constantemente y tomando como control el desplazamiento en el techo o la parte superior de la edificación. Este método permite reconocer y ubicar el miembro o miembros de la edificación a fallar, así como el desplazamiento máximo (rendimiento) de los elementos de la edificación en el rango inelástico. Este análisis debido a la facilidad es muy utilizado para realizar diseño y evaluación sísmico, pero es de aclarar tiene limitaciones, es práctico para estructuras regulares de poca altura, que es el caso de estudio. Para estructuras no regulares se debe considerar un “pushover en 3D”; ya que una hipótesis del análisis estático no lineal (pushover) es que la estructura vibra en el primer modo y esta hipótesis no se cumple para estructuras no regulares y de gran altura Peralta et al. (2012).

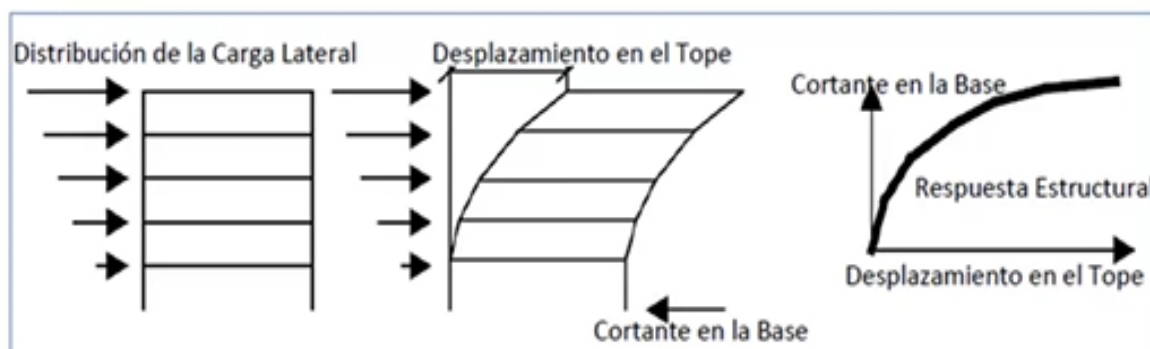


Figura 1. Distribución de la carga lateral y desplazamiento Córdoba (2011)

#### 4.1 Generalidades del Análisis no Lineal

Al analizar la respuesta de una estructura de concreto reforzado sometida a grandes cargas cíclicas ocasionadas por un sismo, su comportamiento difiere mucho de ser lineal – elástico y por lo tanto las suposiciones básicas que se realizan en el análisis lineal pierden validez, por ejemplo luego de que una estructura incursiona en el rango inelástico no se puede aplicar el principio de superposición en el análisis y deberían asumirse principios que reflejen el comportamiento real.

Existen dos causas principales del comportamiento inelástico de las estructuras las cuales deben ser consideradas en el análisis, las cuales se definen a continuación.

#### **4.1.1 No linealidad mecánica**

El concreto es un material altamente heterogéneo su comportamiento depende de muchos factores como las características de los agregados, de los cementantes, del tipo de carga aplicada, del grado de confinamiento, entre otros.

Existen diferentes métodos que buscan entender el comportamiento efectivo del concreto cuando se somete a cargas, estos modelos deben tener en cuenta el confinamiento del hormigón y considerar el aumento de ductilidad y resistencia que se produce debido a un adecuado confinamiento. El acero, aunque es un material más homogéneo que el concreto su comportamiento debe ser modelado teniendo en cuenta el endurecimiento del acero por deformación, al igual que para el concreto existen modelos que describen el comportamiento no lineal del acero.

#### **4.1.2 No linealidad geométrica (Efectos P-delta)**

La no linealidad geométrica abarca diversos problemas físicos, tales como el desarrollo de desplazamientos y deformaciones finitas o de desplazamientos finitos combinados con deformaciones pequeñas. El comportamiento no lineal de una estructura se relaciona con grandes desplazamientos por lo tanto en este caso no son aplicables las hipótesis de deformaciones pequeñas pues los desplazamientos producidos por la acción de las cargas no pueden despreciarse frente a las dimensiones generales de la estructura. Un ejemplo de no linealidad geométrica es el denominado efecto  $P-\Delta$  producido por el movimiento horizontal de los pisos que introducen momentos adicionales de volcamiento por el desplazamiento de las cargas verticales.

## 4.2 Ductilidad

La ductilidad se puede considerar como la capacidad que tiene un material para deformarse permanentemente, antes de alcanzar su rotura, y se expresa por medio del alargamiento o por la reducción de sección, generalmente no en valores absolutos sino relativos. En este caso los valores de la longitud o de la sección iniciales tomadas son muy importantes. En ingeniería es muy importante conocer la ductilidad dado que ésta demuestra hasta qué punto puede deformarse un material sin alcanzar la rotura.

Una forma de definir la relación entre la carga y el desplazamiento es mediante el diagrama momento curvatura ( $M-\phi$ ), identificando gráficamente todo el proceso de carga del elemento mientras se va deformando en su interior.

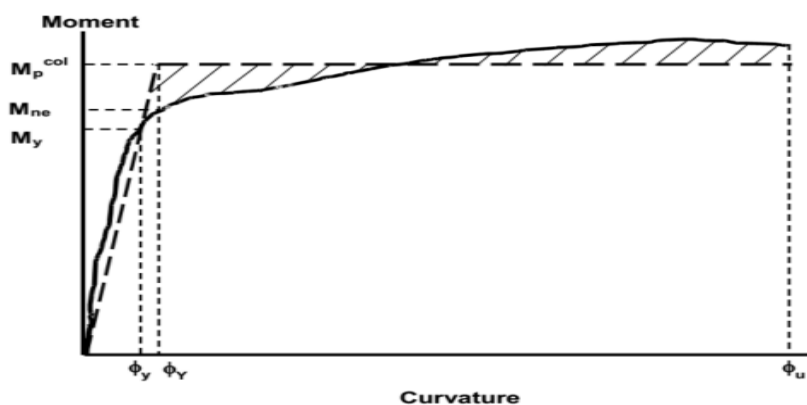


Figura 2. Diagrama Momento de Curvatura. Rodríguez (2015).

## 4.3 Modelos Constitutivos de los Materiales

Para imitar el comportamiento físico de un material es necesario tener modelos o relaciones entre esfuerzos y deformaciones que incorporen las propiedades del material en cuestión Wulfsohn y Adams (2002). Por otra parte, las leyes o modelos constitutivos representan una definición



matemática para el comportamiento de un material basado en ensayos de laboratorio o de campo, que incluye factores significativos que afectan el comportamiento de este Desai (2005)

Para describir el comportamiento de los elementos se debe primero describir el de los materiales que lo componen. En el caso del hormigón armado se debe referir a los modelos constitutivos del acero y hormigón. Existen varios modelos constitutivos para cada uno de estos materiales dependiendo de la precisión y formulación matemática utilizada para su desarrollo.

#### **4.3.1 Modelos Constitutivos para el Concreto**

Las características de la curva esfuerzo-deformación para el hormigón son más complicadas que las del acero, debido a que no tienen una forma definida, dependen de la duración de la carga y la calidad de los materiales.

Existe una gran cantidad de modelos constitutivos para el hormigón no confinado, entre los cuales se destacan el de Whitney (1942) o bloque rectangular del ACI, el de Hognestad (1955) Estos modelos son muy utilizados para el diseño, especialmente el primero de los mencionados Aguilar (2003). Para el análisis conviene trabajar con un modelo que tenga en cuenta el confinamiento del hormigón. En este contexto, la lista también es extensa en cuanto a modelos se refiere, entre ellos se tienen los de Kent y Park (1971), Sheikh y Uzumeri (1982), Mander et al (1988). Este último método es el más utilizado en el diseño estructural actualmente debido a que se basa en el de Kent y Park (1971) y define bastante bien el comportamiento del hormigón confinado; sin embargo, para análisis más precisos existen métodos que toman en cuenta la no linealidad del material, ya sea de forma variable o constante

A continuación, se presentan los parámetros del modelo para secciones rectangulares desarrollado por Mander et al (1988).

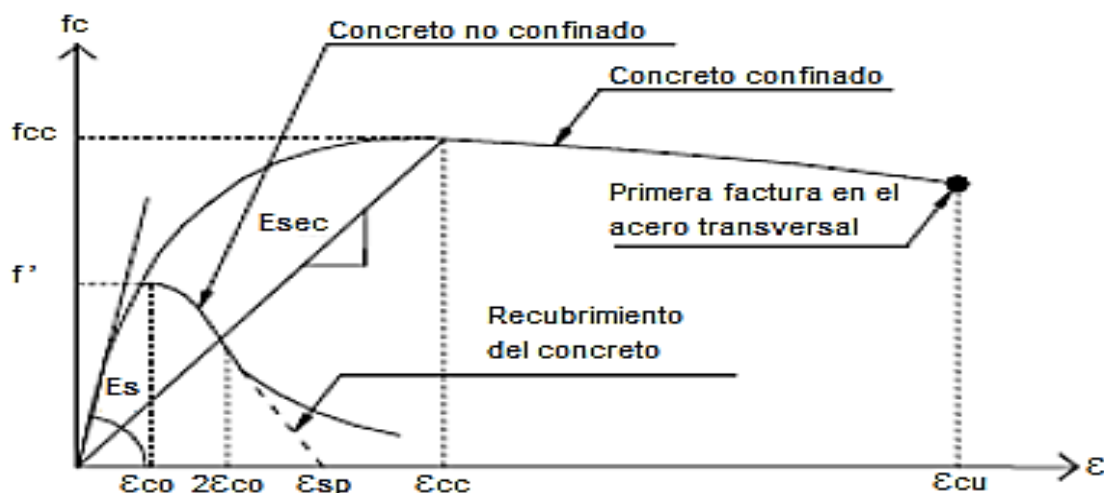


Figura 3. Curva esfuerzo deformación de concreto confinado y sin confinar. Mander et al. (1988).

#### 4.3.2 Modelos Constitutivos Para el Acero de refuerzo

El comportamiento del acero de refuerzo ha sido ampliamente analizado con ensayos que consisten en barras de refuerzo sometidas a tracción pura, en general los modelos planteados consideran un comportamiento elástico hasta que se alcanza la cedencia, luego de lo cual se asume un flujo plástico perfecto, algunos estudios más detallados consideran la zona de endurecimiento por deformación del acero. Uno de los modelos para describir el comportamiento del acero más conocido es que se presenta a continuación.

##### Modelo de Park y Paulay para el acero

Este modelo fue propuesto en 1975 y tiene en cuenta la zona de endurecimiento por deformación mediante una curva parabólica, en esta zona el acero vuelve a tener capacidad de absorber carga.

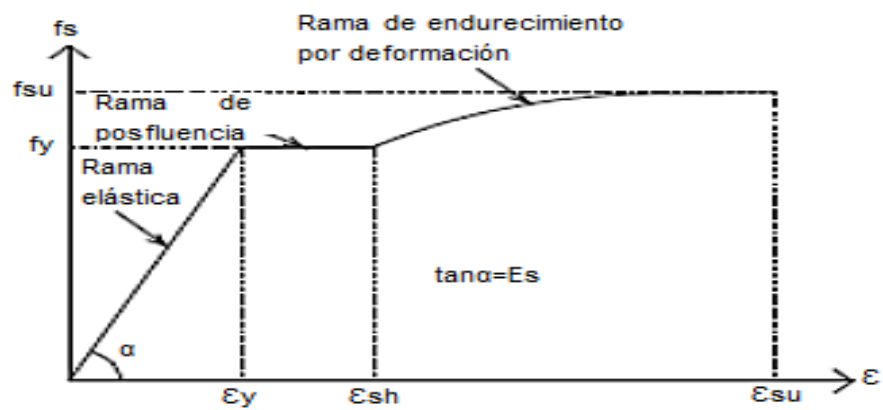


Figura 4. Curva esfuerzo deformación del acero sometido a tensión. Park y Paulay (1975)

## 5 METODOLOGIA PARA ANALISIS DE DESEMPEÑO SISMICO

---

El diseño por desempeño sísmico consiste en seleccionar esquemas de evaluación acordes que permitan el dimensionamiento y detallado de los componentes estructurales y no estructurales de tal manera que para ciertos niveles de movimiento sísmico determinados y con ciertos niveles de confiabilidad, los daños en la estructura no superan ciertos estados límites Bertero (1997).

En el presente trabajo para la evaluación del desempeño sísmico o los posibles daños que pueda tener la edificación al verse sometida al sismo de diseño se implementa un procedimiento simplificado propuesto en el proyecto ATC 40 basado en el método del espectro de capacidad para la determinación del punto de desempeño

### 5.1 Método espectro de capacidad

El método fue propuesto inicialmente por Freeman (1975) para calcular la evaluación sísmica, fue empleado para asociar movimientos sísmicos con las observaciones del desempeño de las construcciones existentes (ATC, 1982). Y luego propuesto por ATC-40 (1996) siendo uno de los trabajos más importantes en el diseño por desempeño. Este método compara la capacidad de una estructura con las demandas que impone el sismo. El método vincula la respuesta estructural de un grado de libertad equivalente, con la de una estructura de varios grados de libertad Carillo (2007).

La representación del método espectro capacidad evalúa cómo la estructura se comportará cuando sea sometida a un movimiento sísmico, la capacidad de la estructura se representa por una curva fuerza desplazamiento (espectro de capacidad), obtenidos a partir de un análisis estático no lineal de plastificación progresiva (pushover); y la demanda sísmica por medio de un espectro inelástico en formato AD ( $S_a$  Vs  $S_d$ ) que considera la respuesta no lineal de la estructura.

### 5.1.1 Curva de capacidad o curva pushover

La curva de capacidad de la estructura se obtiene mediante un análisis no lineal estático de plastificación progresiva, también conocido como pushover, en este análisis la estructura incorpora las características no lineales de los materiales, así como la no linealidad geométrica, la curva de capacidad corresponde a la representación gráfica donde se relaciona el cortante basal y el desplazamiento en el techo de la estructura. En este trabajo la curva de capacidad se determina con análisis no lineal estático de plastificación progresiva pushover, realizado en el programa SAP 2000 V.14.

### 5.1.2 Representación bilineal de la curva de capacidad o curva pushover

Para obtener esta representación es necesario la definición del punto de fluencia y el punto de falla o agotamiento de la capacidad o desempeño de la estructura. El documento FEMA 273 (1996) plantea un método iterativo sencillo para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad.

- 1) Definición del desplazamiento último  $D_u$  y el valor de cortante en la base  $V_u$  al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso. Estos valores definen el punto B de la gráfica.
- 2) Cálculo del área bajo la curva de capacidad  $A_{curva}$ , utilizando un método de integración.
- 3) Estimación del cortante basal de cedencia  $V_y$ , este valor que es un primer paso, se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real  $A_{curva}$  y la curva bilineal idealizada  $A_{bilineal}$

- 4) Se obtiene la pendiente de la línea inicial de la curva bilineal ( $K_e$ ) como la pendiente de la línea que une el origen con el punto de desplazamiento correspondiente al 60% del cortante de fluencia supuesto.

$$K_e^i = \frac{0.6V^i y}{D^i 0.6} \quad (1)$$

Se calcula el desplazamiento de cedencia como:

$$D^i y = \frac{V^i y}{K_e^i} \quad (2)$$

- 5) Definición de la curva bilineal. Se define mediante las rectas OA y AB
- 6) Cálculo del factor reductor ( $\alpha$ ) de la rigidez de la estructura después de la cadencia con la siguiente ecuación (5.3)

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{V^i y} - 1}{\frac{Du}{D^i y} - 1} \quad (2)$$

- 7) Cálculo del área bajo la curva OAB,  $A_{bilineal}$
- 8) Determinación del error de la curva bilineal como

$$\varepsilon = \frac{A_{real} - A_{bilineal}}{A_{real}} * 100 \quad (3)$$

Si el valor del error excede un límite establecido se procede a calcular el nuevo valor del cortante basal de cedencia como:

$$V^{i+1} y = V^i y * \frac{A_{real}}{A_{bilineal}} \quad (4)$$

El procedimiento se repite hasta que se obtenga un error tolerable.

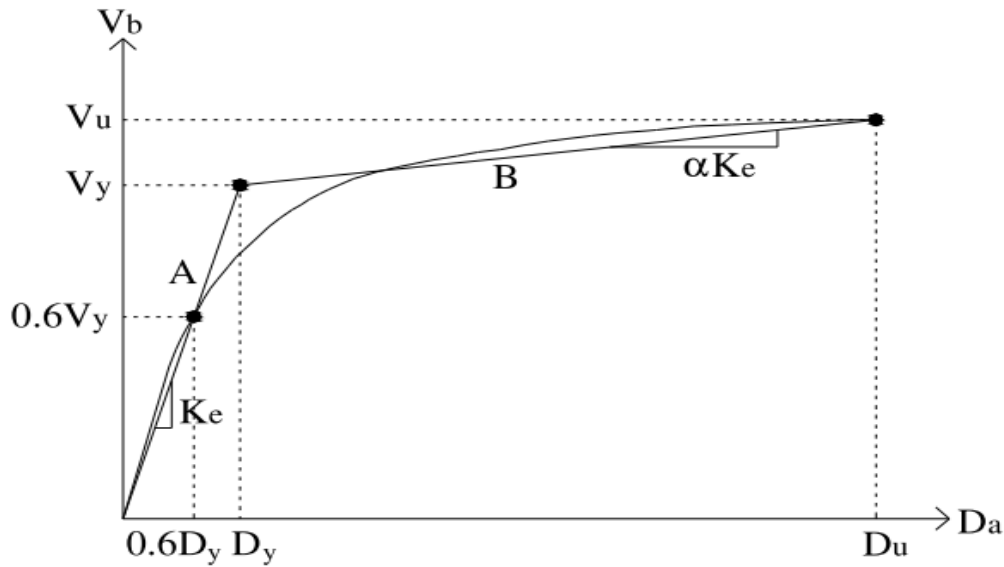


Figura 5. Representación bilineal de la curva de capacidad. FEMA 273 (1997)

El FEMA 440 (2005) propone los siguientes pasos para la linealización de la curva de capacidad, donde se debe encontrar el periodo efectivo ( $T_{eff}$ ) y amortiguamiento efectivo ( $\beta_{eff}$ ). Estos son valores optimizados para cualquier curva de capacidad, independiente de su ciclo histórico o rigidez post-elástica ( $\alpha$ ). Estos parámetros lineales efectivos están en función de características de la curva de capacidad (CS: Capacity - Spectrum), tales como: periodo inicial ( $T_0$ ), amortiguamiento inicial ( $\beta_0$ ) y ductilidad ( $\mu$ ). En este trabajo se muestran las ecuaciones para el tramo de ductilidad menor a 4 ( $1 < \mu < 4$ ).

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta^0 \quad (5)$$

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + \beta^0] T_0 \quad (6)$$

Luego se calcula el factor de reducción B ( $\beta_{eff}$ ) de la curva de demanda ADRS ( $\beta_0$ ), Este factor reduce coordenadas de aceleración espectral, reduciendo la aceleración espectral inicial ( $S_a$ ) 0 a

una aceleración espectral efectiva  $(Sa)_{\beta}$ , en función del amortiguamiento efectivo  $(\beta_{eff})$ , obteniéndose la curva de demanda reducida  $ADRS(\beta_{eff})$ .

$$(Sa)_{\beta} = \frac{(Sa)^0}{\beta(\beta_{eff})} \quad (7)$$

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} \quad (8)$$

Seguidamente se determina el factor de modificación  $M$ , que relaciona el periodo secante  $T_{sec}$  y el periodo efectivo  $T_{eff}$ , modificando la curva de demanda reducida  $ADRS(\beta_{eff})$ . Este factor transforma coordenadas de aceleración espectral  $a_{eff}$ , en aceleración máxima  $a_{max}$ , obteniéndose la curva de demanda modificada  $MADRS(\beta_{eff}, M)$ .

$$M = \frac{\alpha_{max}}{\alpha_{eff}} \rightarrow \alpha_{max} = \alpha_{eff} M \quad (9)$$

$$M = \frac{T_{eff}}{T_{sec}} = \left(\frac{T_{eff}}{T_o}\right)^2 \left(\frac{T_o}{T_{sec}}\right)^2 \quad (10)$$

$$\left(\frac{T_o}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}\right) \quad (11)$$

$$\alpha = \frac{\left(\frac{\alpha p_i - a_y}{d p_i - d y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d y}\right)} \quad (12)$$

$$\mu = \frac{d p_i}{d y} \quad (13)$$

Donde:  $\mu$  es la ductilidad y  $\alpha$  es la rigidez post-elástica.



### 5.1.3 Espectro de demanda

En el diseño de estructuras para representar la demanda sísmica se utiliza el denominado espectro de respuesta, el cual es la representación de la respuesta máxima de un sistema de un grado de libertad como una función de sus frecuencias o periodos. La ingeniería sísmica ha utilizado el espectro de respuesta de aceleraciones para procedimiento de análisis y diseño de estructuras basadas en resistencias, sin embargo, en los últimos años se ha demostrado que los desplazamientos representan mejor el comportamiento sísmico de una edificación. Por lo anterior en el diseño por desempeño se utiliza una representación de la demanda sísmica en formato Aceleración-Desplazamiento (AD) ( $S_a$  v/s  $S_d$ ), para propósitos de diseño basado en desempeño. ATC-40 y SEAOC (1995).

El procedimiento para la construcción del espectro de demanda en formato AD es el siguiente

$$S_{de} = \left( \frac{T}{4\pi^2} \right)^2 * S_{ae} \quad (14)$$

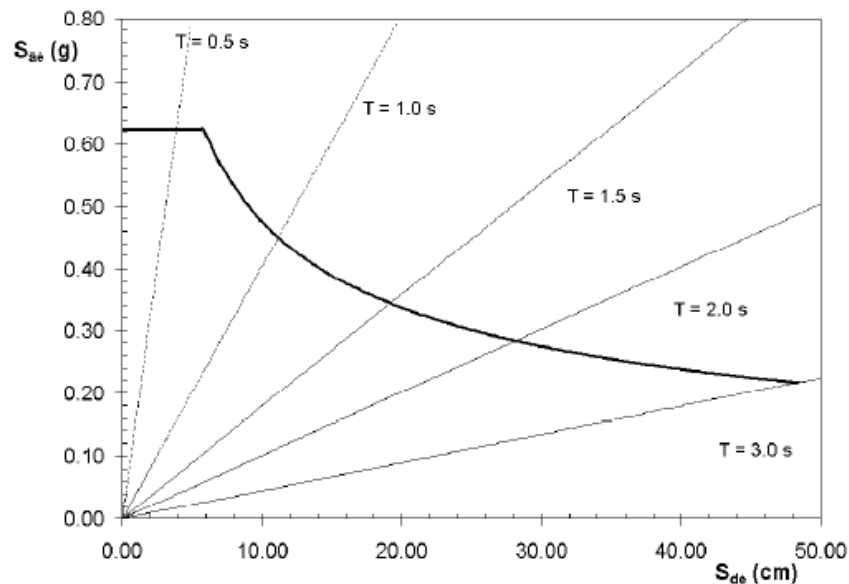


Figura 6. Espectro de demanda. ATC-40 (1996)

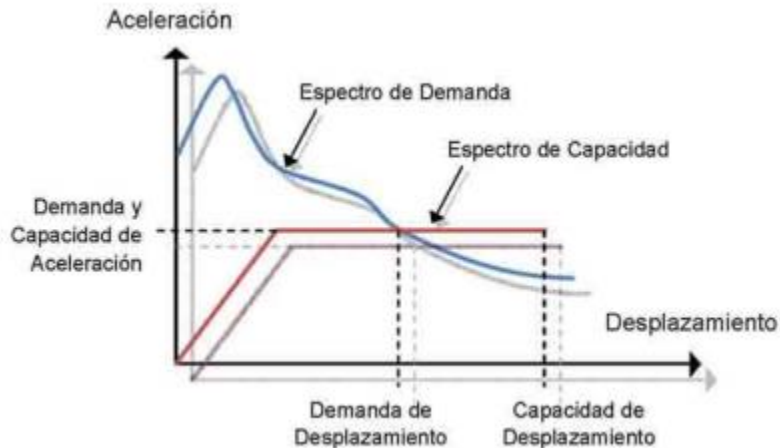


Figura 7. Método espectro de capacidad. ATC-40 (1996)

Luego de la determinación de la curva de capacidad bilineal es necesario establecer el denominado espectro de capacidad, en este esquema se relaciona el desplazamiento espectral  $S_d$  con la aceleración espectral  $S_a$  que puede soportar la estructura, se obtiene a partir de las propiedades dinámicas del modo fundamental de la estructura para un sistema de un grado de libertad.

El espectro de capacidad se obtiene con ayuda de la curva de capacidad y con el cálculo de los factores  $\alpha$  (alfa) y PF1 y las siguientes ecuaciones.

$$S_{ai} = \frac{V_i}{\alpha 1Mg} \quad (15)$$

$$S_{di} = \frac{D_i}{PF1} \quad (16)$$

Donde

M= masa total de la estructura

g= aceleración de la gravedad

$V_i$ = Cortante basal

$D_i$ = desplazamiento en el nivel superior

Para el cálculo de los coeficientes se utilizan las siguientes ecuaciones, teniendo en cuenta las estimaciones de las características dinámicas de la estructura como:

Periodos de vibración ( $T_i$ )

Formas modales ( $\theta_{iR}$ )

Factores de participación modal ( $PFR$ )

Coefficiente masa modal efectiva ( $\alpha_R$ )

$$\alpha_R = \frac{(\sum_{i=1}^N m_i \theta_{iR})^2}{\sum_{i=1}^N m_i \sum_{i=1}^N m_i \theta_{iR}^2} \quad (17)$$

$$PFR = \frac{(\sum_{i=1}^N m_i \theta_{iR})}{\sum_{i=1}^N m_i \theta_{iR}^2} \quad (18)$$

Donde

$M_i$ = masa concentrada del piso  $i$

$N$ = numero de niveles

$R$ =modo de vibracion, se utiliza el primer modo de vibracion  $R=1$

#### 5.1.4 Punto de desempeño

El punto de desempeño de una estructura es de gran ayuda para el diseño de nuevas estructuras, rehabilitación de las estructuras existentes, análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. Con la obtención del punto de desempeño se evidencia el comportamiento de la estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente magnitud y es de gran ayuda para aumentar los niveles de seguridad a un bajo costo.

En el presente trabajo para la determinación del punto de desempeño se utiliza un método de análisis estático no lineal simplificado llamado Método Espectro de Capacidad (MEC). Propuesto por el ATC-40 y modificado por el FEMA 440.

Para la determinación del punto de desempeño es necesario definir puntos iniciales supuestos  $(d_{pi}, a_{pi})$ , luego de definir estos puntos se observa la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda. Si el desplazamiento  $d_p$  corresponde punto de intersección de los espectros esta entre  $\pm 5\%$  del desplazamiento  $d_{pi}$  supuesto  $(0,95 d_{pi} \leq d_p \leq 1.05 d_{pi})$ , el punto de desempeño  $(d_{pi}, a_{pi})$  se toma el  $(d_p, a_p)$  definitivo. Si esto no se cumple se tendrá que suponer un nuevo punto.

## 5.2 Niveles de desempeño

El desempeño sísmico se cuantifica en términos de la cantidad de daño en una estructura afectada por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento. Los niveles de desempeño consideran principalmente los siguientes aspectos: daños físicos en los elementos estructurales y no estructurales, riesgos a los que se encuentran expuestos los ocupantes de la estructura o edificio en evaluación y funcionalidad, es decir, si los servicios básicos siguen o no operativos Simbaqueba (2019).

A continuación, se presentan los cuatro niveles de desempeño propuesto (SEAOC, 1995) VISION 2000:

- **Totalmente operacional:** La estructura permanece completamente segura para sus ocupantes, el daño estructural y no estructural es despreciable o nulo
- **Operacional:** se presentan agrietamientos leves en elementos estructurales y daños moderados en elementos no estructurales y contenidos. La estructura puede ser ocupada inmediatamente después del sismo

- **Seguridad de vida:** daños moderados en algunos elementos estructurales y no estructurales se Pierde resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional en este nivel los daños ocurridos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo
- **Pre-colapso:** daños severos en elementos estructurales. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.

### 5.2.1 Objetivos de desempeño

Se definen como una expresión del grado deseado de daño (nivel de desempeño) ante una intensidad de sismo (nivel de demanda sísmica) Visión 2000 propone objetivos múltiples mínimos de desempeño llamado matriz de objetivos de diseño para diferentes tipos de estructuras.

Tabla 1. Nivel de desempeño sísmico. SEAOC Visión 2000 (1995)

<i>Nivel de demanda sísmica</i>	<i>Totalmente Operacional</i>	<i>Operacional</i>	<i>Seguridad a la vida</i>	<i>Pre-colapso</i>
<b>Frecuente</b>	<b>OB</b>	<b>X</b>	<b>X</b>	<b>X</b>
<b>Ocasional</b>	<b>OEB</b>	<b>OB</b>	<b>X</b>	<b>X</b>
<b>Raro</b>	<b>OSC</b>	<b>OEP</b>	<b>OB</b>	<b>X</b>
<b>Muy raro</b>	<b>-</b>	<b>OSC</b>	<b>OEP</b>	<b>OB</b>

Donde:

OB: Objetivo Básico: edificio habitacional y de oficinas,

X: objetivo inaceptable

OEP: Objetivo Esencial y Peligroso: edificios esenciales (hospital, policía) e instalaciones peligrosas

OSC: Objetivo de Seguridad Crítica: edificios con elementos tóxicos, explosivos, radiactivos.

### 5.2.2 Desplazamientos objetivos

En la Tabla 2 se dan los desplazamientos objetivos que se deben tener en cuenta para cada uno de los niveles de desempeño propuestos por Visión 2000 SEAOC (1995) los cuales muestran la relación  $Dt/H$ , en la cual  $Dt$  es el desplazamiento lateral máximo de techo con respecto a la base (B) y  $H$  es la altura del edificio. Para cumplir con los objetivos de desempeño, los desplazamientos objetivos deben ser menores que los valores mostrados a continuación Medina y Music (2018)

Tabla 2. Valores límites de deriva máxima para los niveles de desempeño. SEAOC VISION 2000 (1995)

<i>Nivel de desempeño</i>	<i>Desplazamiento objetivo <math>Dt/H</math>, %</i>
Totalmente Operacional	$\leq 0.2$
Operacional	$\leq 0.5$
Seguridad a la vida	$\leq 1.5$
Pre-colapso	$\leq 2.5$
Colapso	$> 2.5$

### 5.2.3 Valores límites de desempeño estructural

En la Tabla 3 se muestran los valores límites de desempeño estructural para cada uno de los niveles de desempeño propuestos por Visión 2000 SEAOC (1995).

*Tabla 3. Valores limites niveles de desempeño. SEAOC VISION 2000 (1995)*

<i>Nivel de desempeño estructural</i>	<i>Intervalos para Dt</i>
Totalmente operacional	$7,7 < Dt \leq 28,5$
Operacional	$28,5 < Dt \leq 56,3$
Seguridad de vida	$56,3 < \leq 105,9$
Pre-colapso	$105,9 Dt \leq 253,5$
Colapso	$> 253,5$

## 6 CASO DE ESTUDIO

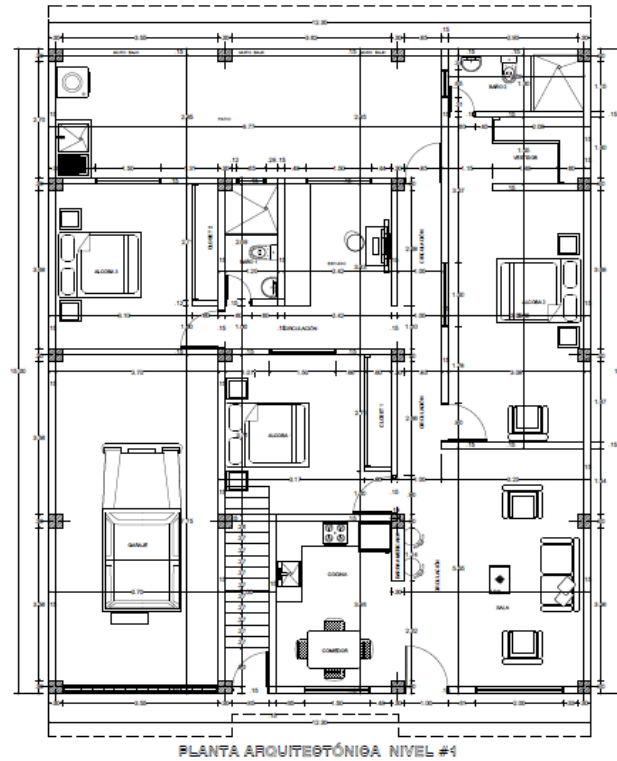
### 6.1 Características de la estructura

El proyecto al cual se le va a realizar la evaluación por desempeño está localizado en el municipio de Yolombó, en el departamento de Antioquia, y consiste en un sistema de pórticos de concreto reforzados resistentes a momentos (DMO), de 4 niveles con una altura de entrepiso de 2700mm. presenta una configuración arquitectónica para el servicio residencial.



Figura 8. Fachada frontal estructura. (Fuente: Elaboración propia)





*Figura 9. Planta arquitectónica.* (Fuente: Elaboración propia)

A continuación, se pretende verificar los diseños aplicando lo establecido por la norma en NSR-10 A.1.3.1

### 6.1.1 Dimensiones de los elementos estructurales

*Tabla 4. Dimensiones de los elementos estructurales.* (Fuente: Elaboración propia)

<i>Dimensiones elementos estructurales</i>	
Columna	300X300 - mm
Vigas	300X300 - mm
Losa Aligerada	170 - mm

### 6.1.2 Materiales utilizados

Tabla 5. Materiales utilizados. (Fuente: Elaboración propia)

<i>Elemento concreto</i>	<i>f'c (kgf)</i>	<i>f'c (MPa)</i>	<i>Ec (MPa) C.8.5.1 NSR-10</i>
Cimentación	210	21	21538
Vigas y Losas	210	21	21538
Columnas	280	28	24871

### 6.1.3 Propiedades del acero

Tabla 6. Propiedades del acero de refuerzo. (Fuente: Elaboración propia)

<i>Acero Grado 60</i>	
Resistencia del acero de refuerzo	fy: 420 MPa
Módulo de elasticidad del acero	Es: 200.000 MPa, NSR-10 (C.8.5.2)

## 6.2 Evaluación solicitaciones definidas

### 6.3 Obtención del nivel de amenaza sísmica y los valores Aa y Av

La estructura está ubicada en una zona de amenaza sísmica intermedia, según mapas de zonificación sísmica dados en el título A capítulo A.2 del Reglamento NSR-10, para la cual su Aa = 0,15 y Av = 0,20 Apéndice A-4.

## 6.4 Movimientos sísmicos de diseño

Tabla 7. Obtención de los parámetros básicos de diseño. (Fuente: Elaboración propia)

<i>Parámetros para el espectro</i>	
Altura edificación	10,80
Tipo de sistema estructural	1
Ciudad	yolombó
Aa	0,15
Av	0,20
Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Tipo de suelo	D
Fa	1,5
Fv	2,0
Grupo de uso	I
Coef. importancia	1,00
To (s)	0,18
Tc (s)	0,85
Tl (s)	4,80
Aa.Fa.I	0,225
Cu	1,27
Cu.Ta	0,51
Periodo fundamental aproximado (Ta)	0,400
Sa (g)	0,56

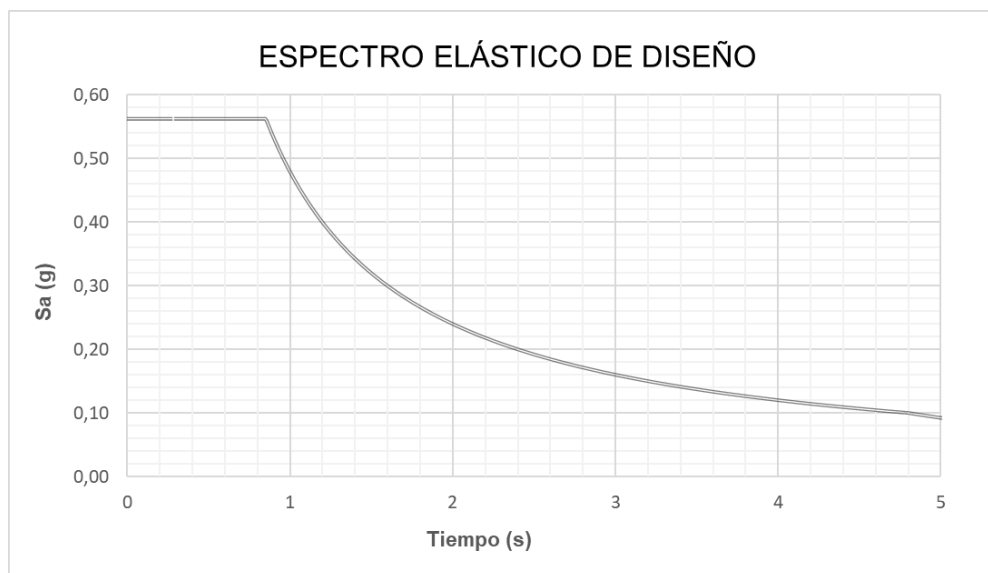


Figura 10. Espectro elástico de Diseño. (Fuente: Elaboración propia)

## 6.5 Características de la estructuración y del material estructural empleado

El sistema estructural empleado en el proyecto fue el de pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO). NSR-10 Tabla-A.3-3

## 6.6 Grado de irregularidades y procedimiento de análisis

Para determinar las fuerzas en los elementos de la edificación y realizar el diseño correspondiente deben reducirse las fuerzas sísmicas considerando una ductilidad de la estructura representada como un coeficiente de disipación de energía  $R$ , el cual depende del coeficiente de disipación de energía básico  $R_0$ .

La estructura objeto de esta evaluación no presentó ningún tipo de irregularidad por consiguiente el  $R$  que se utilizó para el análisis fue  $R=5$ .

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r \phi_o \quad (19)$$

Øp: irregularidades en planta,

Øa irregularidades en altura

Ør: ausencia de redundancia.

Ro para el caso de pórticos de concreto reforzado resistente a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO), de acuerdo con Reglamento NSR-10 tabla A.3-3.

## 6.7 Determinación de la fuerza sísmica

Tabla 8. Fuerzas sísmicas método (FHE). (Fuente: Elaboración propia)

<i>Piso</i>	<i>hi (m)</i>	<i>mi (kN)</i>	<i>mi*hi<sup>k</sup> (kN)</i>	<i>Cvi</i>	<i>Fi (kN)</i>	<i>Vi (kN)</i>
1	2.7	1550.00	4185.00	0.12064	374.07	3100.72
2	5.4	1550.00	8370.00	0.24128	748.15	2726.64
3	8.1	1550.00	12555.00	0.36192	1122.22	1978.49
4	10.8	887.00	9579.60	0.2761519	856.27	856.27
Σ		5537.00	34689.60	1	3100.72	

La fuerza sísmica del diseño obtenida de las memorias de cálculo.

Masa = 5537 KN

Sa= 0,56

$$V_s = S_a * m \quad (20)$$

$$V_s = 0,56 * 5537 = 3100,72 \text{ kN}$$

## 6.8 Chequeo de derivas

Se debe verificar lo que se especifica la tabla A.6.4-1 del Reglamento NSR-10

Con los valores de la tabla A.6.4-1 se requiere que la deriva de cada piso no sobrepase el 1.0 % de su altura, en este caso la altura de entrepiso es 2.7 m por lo tanto la deriva máxima permitida es 2.7 cm.

Tabla 9. Desplazamiento en los nodos. (Fuente: Elaboración propia)

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	UX	UY	DX	DY	D TOTAL
Text	Text	cm	cm	cm	cm	cm
16	SISMO X	0,000	0,000	-1,491	-0,029	1,491
16	SISMO Y	0,000	0,000	-0,078	-1,400	1,403
17	SISMO X	1,491	0,093	1,491	0,093	1,494
17	SISMO Y	0,078	1,436	0,078	1,436	1,438
18	SISMO X	1,491	0,093	0,000	0,000	0,000
18	SISMO Y	0,078	1,436	0,000	0,000	0,000
19	SISMO X	1,660	0,106	0,170	0,013	0,170
19	SISMO Y	0,086	1,596	0,008	0,160	0,161
20	SISMO X	1,491	0,093	-0,170	-0,013	0,170
20	SISMO Y	0,078	1,436	-0,008	-0,160	0,161
21	SISMO X	0,000	0,000	-1,491	-0,093	1,494
21	SISMO Y	0,000	0,000	-0,078	-1,436	1,438
22	SISMO X	1,442	0,094	1,442	0,094	1,445
22	SISMO Y	0,038	1,338	0,038	1,338	1,338
23	SISMO X	1,442	0,094	0,000	0,000	0,000
23	SISMO Y	0,038	1,338	0,000	0,000	0,000
24	SISMO X	1,605	0,107	0,163	0,013	0,163
24	SISMO Y	0,042	1,488	0,004	0,151	0,151
25	SISMO X	1,442	0,094	-0,163	-0,013	0,163
25	SISMO Y	0,038	1,338	-0,004	-0,151	0,151
26	SISMO X	0,000	0,000	-1,442	-0,094	1,445
26	SISMO Y	0,000	0,000	-0,038	-1,338	1,338
27	SISMO X	1,442	0,036	1,442	0,036	1,443

Como se puede observar en la tabla 9 la deriva máxima es de 0,51% (1,49 cm), estos valores están dentro del rango del 1% máximo según tabla A.6.4-1 del Reglamento NSR-10.

## 6.9 Detalle sección y refuerzo en vigas y columnas

Se procede a mostrar la sección, el refuerzo longitudinal y transversal con el que fueron diseñadas las columnas y las vigas en todos los niveles de la edificación, los cuales son necesarios para crear el modelo no lineal de la estructura.

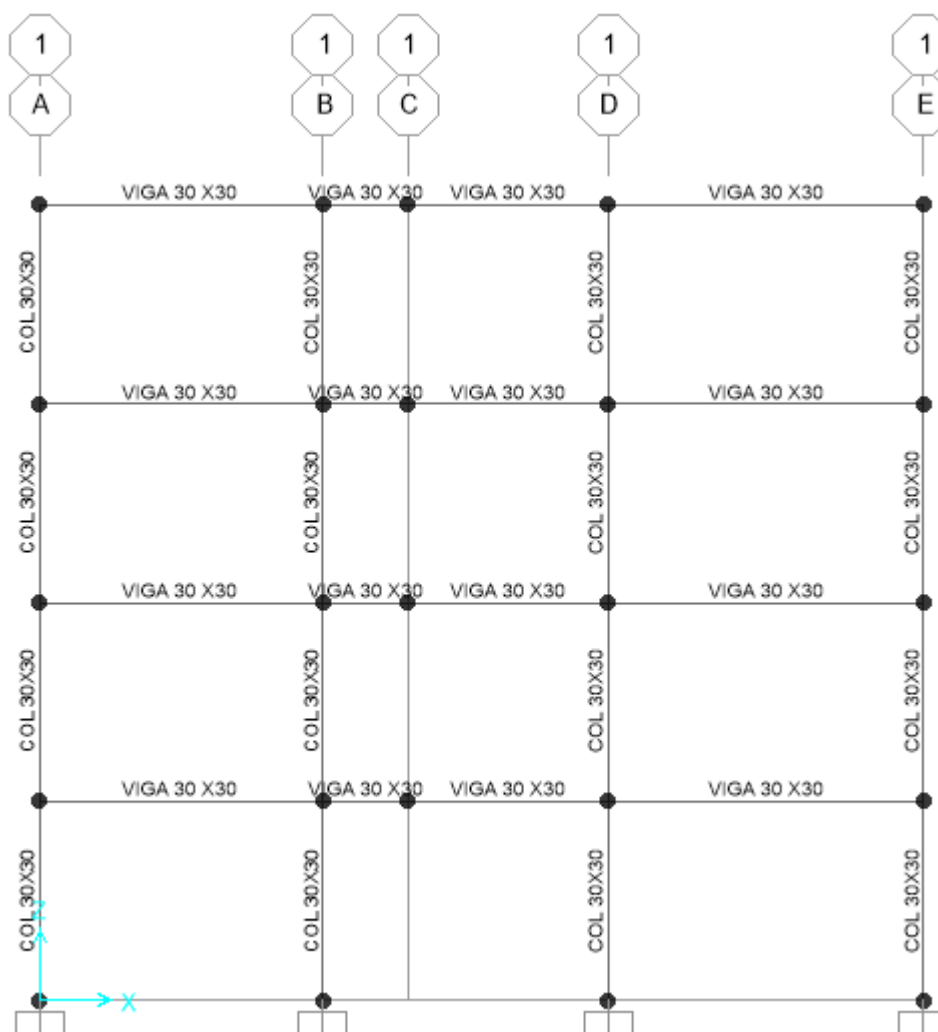


Figura 11. Vista en alzado secciones de columnas y vigas tomado de modelo SAP2000. (Fuente:

Elaboración propia)

- **Refuerzo de columnas**

Para el refuerzo longitudinal de las columnas de acuerdo al detallado de planos y verificaciones realizadas se tiene que para todas las columnas en todos los niveles se requiere cuantía de refuerzo

mínima, que de acuerdo a la sección C.10.9.1 de la NSR10 corresponde al 1.7% del área transversal de la columna.

Por lo tanto deben colocarse, 3 varillas # 5 en la dirección X y 3 # 5 en la dirección Y como refuerzo longitudinal, en la Figura 13 se muestra la disposición del refuerzo.

Para el refuerzo transversal, debido a que la edificación debe tener una capacidad moderada de disipación de energía, es necesario cumplir con las disposiciones mínimas de la norma para este tipo de sistemas, sección C.21.3 de la NSR-10

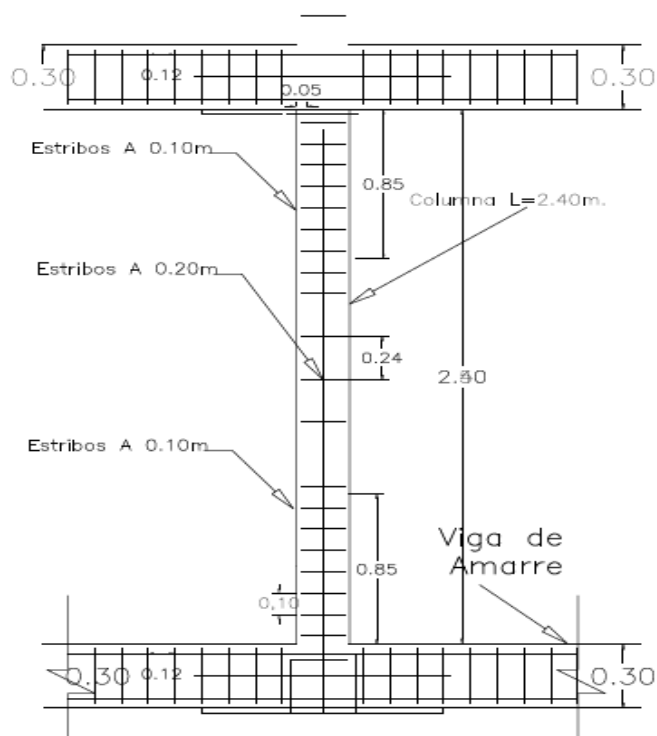


Figura 12. Detalle distribución de refuerzos en la columna. (Fuente: Elaboración propia)



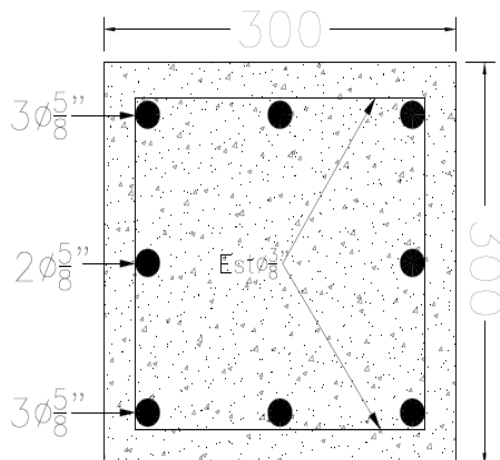


Figura 13. Corte transversal refuerzo de columna. (Fuente: Elaboración propia)

- **Refuerzo en vigas**

Para realizar el modelo no lineal de la edificación en SAP2000 es necesario que se defina el refuerzo longitudinal y transversal de las vigas en este caso de utilizo acero longitudinal de 1/2" para una cuantía a flexión de 0,0072% y acero transversal de 3/8" para el cortante distribuido 100 mm en una longitud de 600 mm en zonas de confinamiento y a 200 mm en la zona no confinada

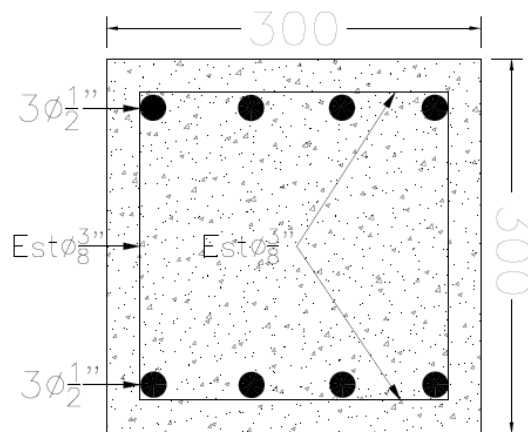


Figura 14. Corte transversal refuerzo viga. (Fuente: Elaboración propia)

## 6.10 Análisis no lineal de la estructura

El análisis no lineal de plastificación progresiva se lleva a cabo en el software SAP 2000 V14.

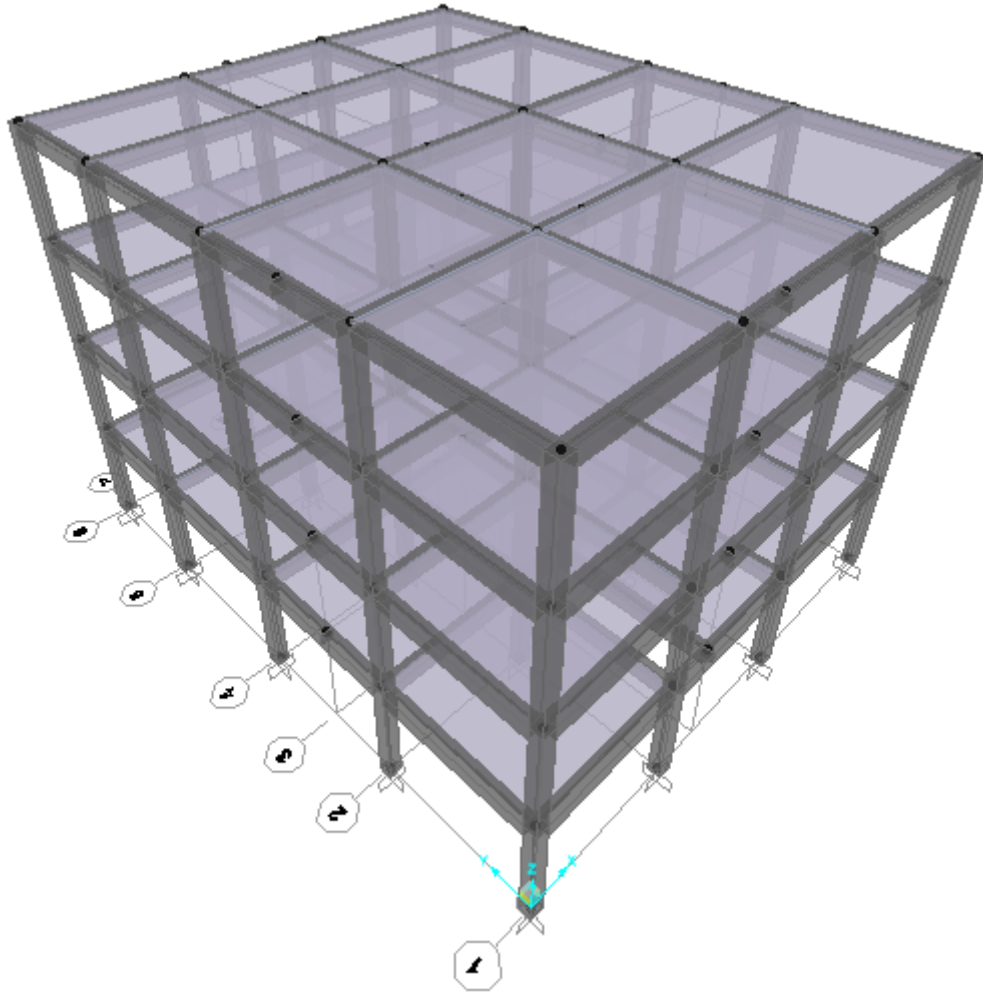


Figura 15. Modelo Tridimensional de la Estructura. (Fuente: Elaboración propia)

## 6.11 Análisis estático no lineal de plastificación progresiva (pushover)

Se implementó un análisis pushover con un patrón de cargas triangular actuando en la dirección principal de análisis, que en este caso corresponde a la dirección X por ser esta la dirección en la que se desarrolla el primer modo de vibración. Obteniéndose con esto la curva de capacidad que se

presentan en la siguiente Figura 16 en la cual se evidencia que para el punto último de la curva se tiene una fuerza cortante basal de 1136 KN y un desplazamiento de techo de 277 mm, de estos resultados se obtiene una deriva normalizada del 25,6% en donde se presenta la caída por agotamiento de las columnas del primer nivel

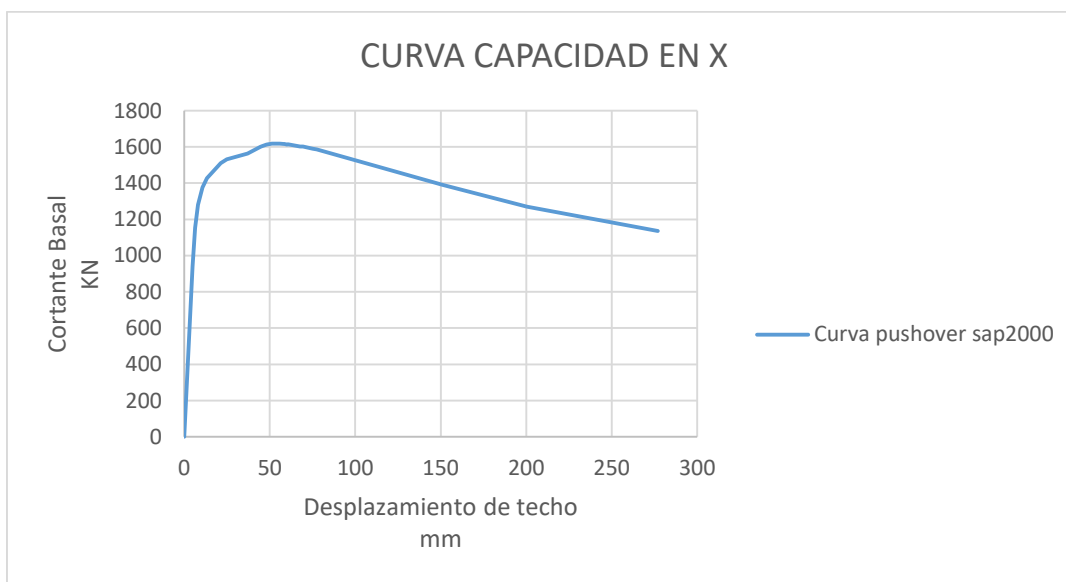


Figura 16. Curva de capacidad. (Fuente: Elaboración propia)

## 6.12 Representación bilineal curva de capacidad

La representación bilineal se muestra en la figura 17 y su cálculo fue realizado como se mostró en la sección 5.1.2 del presente documento, en el cual se obtuvo una fuerza de cortante basal de 1604 KN y un desplazamiento de techo ( $D_i$ ) de 13,2 mm para una deriva global normalizada de 1,22 %

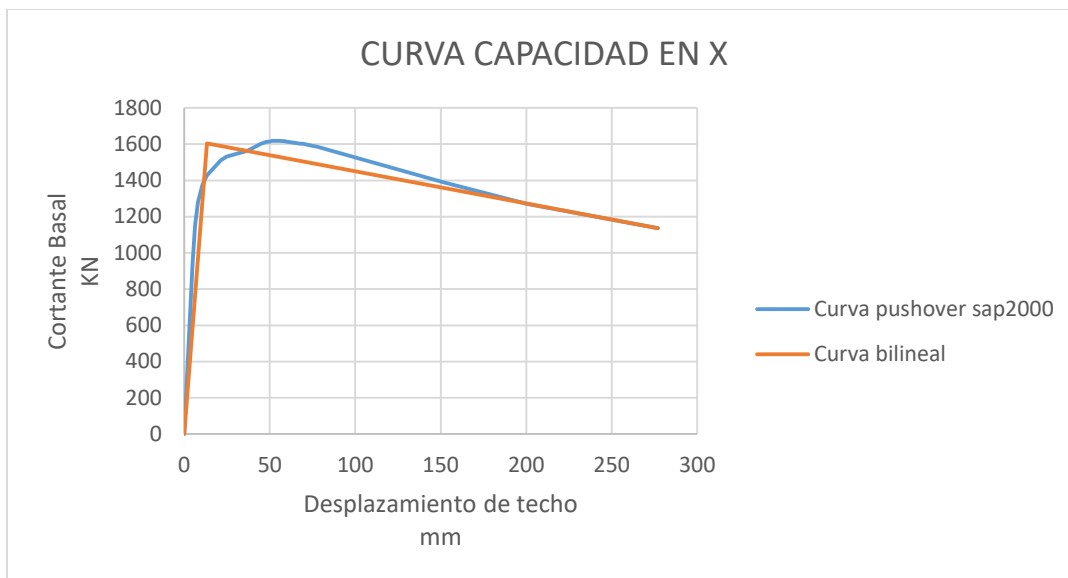


Figura 17. Curva de capacidad bilineal. (Fuente: Elaboración propia)

Tabla 10. Parámetros curva bilineal. (Fuente: Elaboración propia)

<i>Dirección</i>	<i>Capacidad de cedencia</i>		<i>Capacidad Ultima</i>	
	$D_i$ (mm)	$V_y$ (KN)	$D_{iu}$ (mm)	$V_u$ (KN)
X	13,2	1604	277	1136

### 6.13 Punto de desempeño de la estructura

Para determinar el punto de desempeño descrito en la sección 5.1.6 es necesario encontrar el espectro de capacidad y el espectro de demanda

### 6.14 Determinación espectro de capacidad

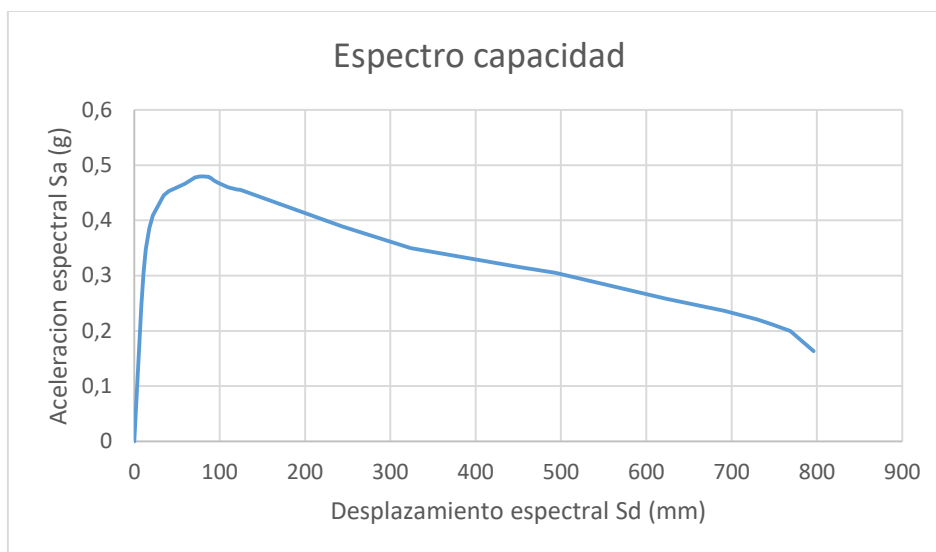


Figura 18. Espectro Capacidad. (Fuente: Elaboración propia)

### 6.15 Determinación espectro de demanda

El espectro de demanda elástico de aceleraciones para las condiciones de la edificación se determinó en la Sección 5.1.4 de este documento, a partir de este es posible determinar el espectro de demanda en formato AD

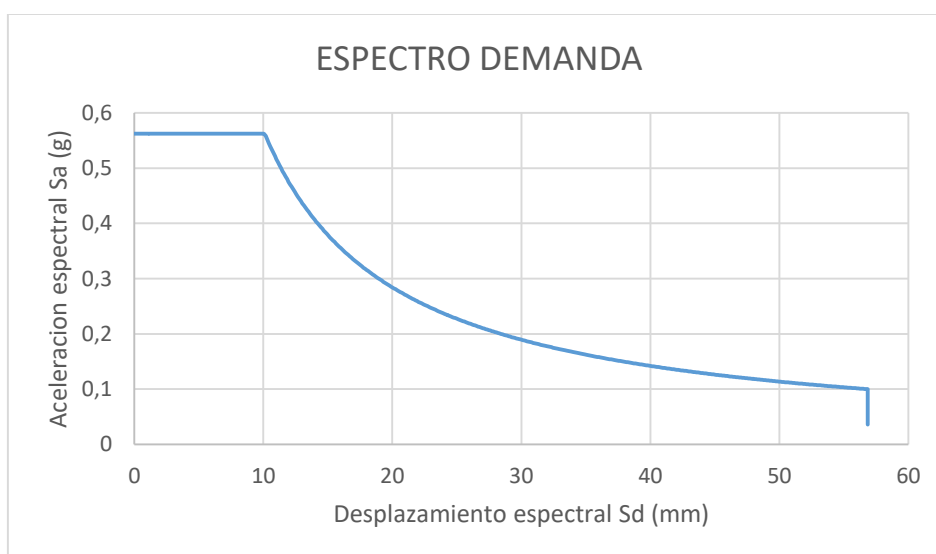


Figura 19. Espectro de Demanda. (Fuente: Elaboración propia)

## 6.16 Punto de desempeño de la estructura

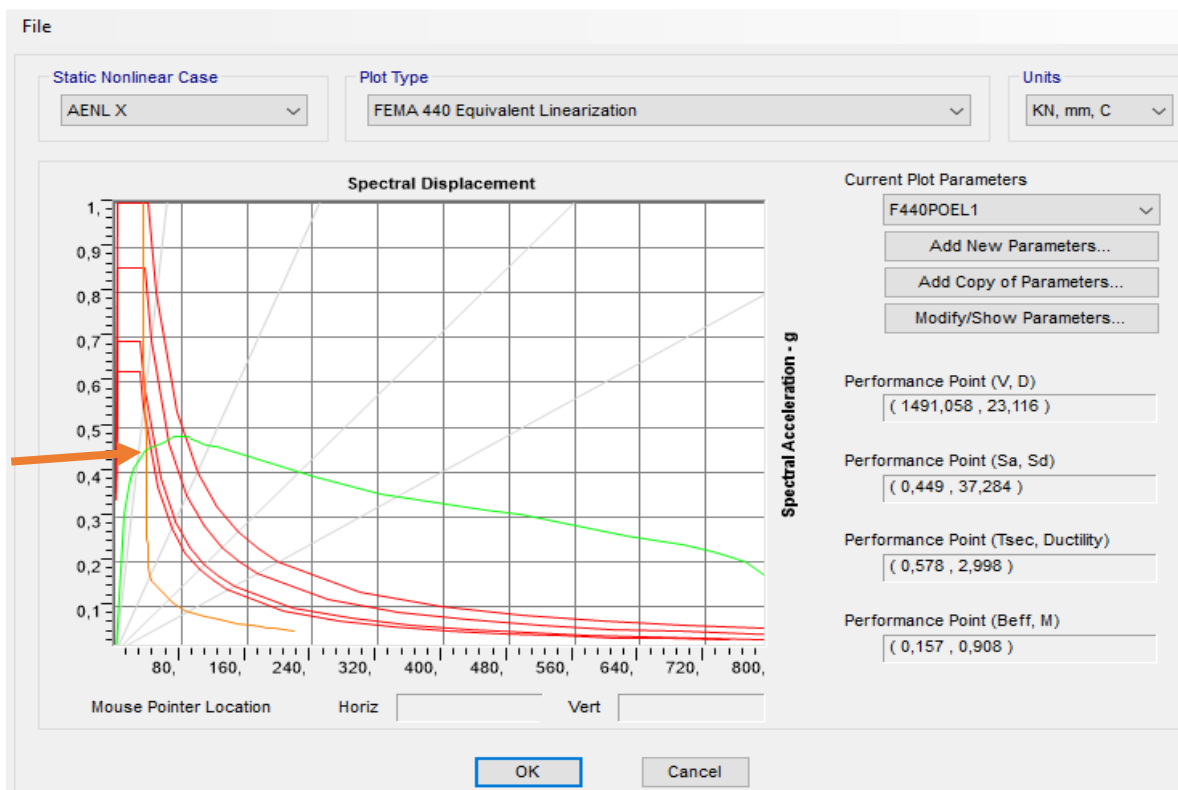


Figura 20. Resultado software SAP 2000 punto de desempeño de la estructura. (Fuente: Elaboración propia)

Con el punto de desempeño obtenido como se muestra en la figura 19 podemos observar el desplazamiento espectral de desempeño  $S_d$  37,28 mm el cual corresponde a un  $S_a$  de 0,449 g, con este punto definimos el valor de desplazamiento objetivo máximo para el nivel de desempeño, obtenido como se mostró en la tabla 2 de la sección 5.2.2. En este caso de estudio se obtuvo un límite de deriva de entre piso de 0,013% la cual está por debajo del nivel de desempeño totalmente operacional propuesto por visión 2000 que es 0,2 %.

## 6.17 Punto de desempeño de la estructura

El valor obtenido para la demanda de desplazamiento está dentro de los intervalos mostrados en la tabla 3 de la sección 5.2.3 para un nivel de desempeño correspondiente a operacional ya que

el desplazamiento de techo es de 37,28 mm y los intervalos en que cae este resultado es  $28,5 < 37,28 < 56,3$  resultados dados en mm.

## 7. Conclusiones

- El nivel de desempeño obtenido para la estructura en estudio es totalmente operacional para sismos frecuentes y es operacional para el sismo de diseño.
- En el presente trabajo se nota la importancia de usar varios métodos como empíricos y analíticos en la evaluación de las estructuras sísmicamente como una vía para aumentar la confiabilidad de las investigaciones venideras.
- Comparando la deriva máxima de entrepiso obtenida del análisis sísmico método de la fuerza horizontal equivalente es del 0,005 (0,5%) con la deriva máxima obtenida del diseño por desempeño que es de 0,01 (1,3%) se evidencia que la deriva obtenida por el diseño por desempeño cumple con lo propuesto por visión 2000 pero no cumple con lo estipulado en el Reglamento NSR-10 ya que la deriva máxima permitida es de 0,010 (1%)
- A la estructura evaluada se le puede proporcionar más ductilidad para que incurse en el rango inelástico ya que la ductilidad obtenida del punto de desempeño es de 2,98 para un periodo (T) de 0,578 s.

## 8 Referencias

NSR-10: "Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente". Ley 400 de 1997 (Modificada Ley 1229 de 2008). Decreto 926 de 2010.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary. ACI. Michigan U.S.A., 2014.

Suárez, V. (2009). Diseño basado en desplazamientos, una alternativa racional al diseño basado en fuerzas. *Revista Tecnológica-ESPOL*, 22(2).

Cabarcas D. (2016) Evaluación del desempeño sísmico de una edificación irregular diseñada con base en la NSR-10

Meli, R. (1985). Diseño estructural. México, D.F.: Limusa S.A

Carrillo, J. (2008). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño. *Dyna*, 75(155), 91–102. Retrieved from <http://www.revistas.unal.edu.co/index.php/dyna/article/view/1743/11583>

López, S., & Gustavo Ayala, A. (2013). Método de diseño sísmico basado en desplazamientos para marcos de concreto reforzado. *Ingeniería sísmica*, (88), 91-111.

Peralta Álvarez, M. G. (2012). Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del Hospital de Vielha (*Master's thesis, Universitat Politècnica de Catalunya*).

WULFSOHN, D. & B. A. ADAMS: "Advances in Soil Dynamics Volume 2", En: *Elastoplastic soil mechanics*, pp 1-116, St. Joseph, Mich.: ASAE, 2002.

DESAI, C. S.: "Constitutive Modeling for Geologic Materials: Significance and Directions", *Intern. J. of Geomech.*: 81-84, June, 2005.

Whitney (1942). Plastic theory of reinforced concrete desing, proceedings ASCE 1940 transaction ASCE ol 107 251-326

Bertero V V (1997), "Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines", *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Slovenia, Memorias , 1-31.

Carillo, J. (Diciembre de 2007). Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras utilizando un Diseño por Desempeño. Publicación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Militar Nueva Granada. CBSC. (1995). California Building Standars Code. Sacramento, California.

ATC-40. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, volume 1. Redwood City, California: Seismic safety commission.

FEMA 273. (1997). Nehr Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington D.C: Federal Emergency Management Agency.



FEMA 440 (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis

Procedures. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

SEAOC. “Visión 2000. A framework for performance-based engineering”. Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA. 1995.

Medina R y Music J (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en la base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena.