



# FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de INGENIERÍA CIVIL

“DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS DE CURVAS DE CAPACIDAD Y METODOLOGÍAS FEMA DE UN EDIFICIO APORTICADO DE 6 PISOS DE USO MULTIFAMILIAR EN SAN ISIDRO – TRUJILLO”

Tesis para optar el título profesional de:

**INGENIERO CIVIL**

**Autores:**

Diego Miguel Soto Arteaga  
Brayan Antony Arce Esquivel

**Asesor:**

Ing. Gonzalo Hugo Diaz García

Trujillo - Perú

2021

## DEDICATORIA

A Dios: por habernos dado la vida, fuerza y perseverancia para desarrollar y cumplir nuestros roles a lo largo de nuestras vidas.

A mi madre: Victoria Elizabeth Arteaga Chigne quien es madre y padre para mí, por su gran amor apoyo y comprensión en el desarrollo de mi carrera profesional por estar allí en los momentos donde necesitaba escuchar esa vos que me impulsaba a no darme por vencido y seguir adelante en medio de difíciles circunstancias, gracias por tanto amor mamá con mucho cariño y respeto le dedico a usted la presente tesis.

A mi madre: Luz Sugey Esquivel Asto por su inmenso apoyo y comprensión en el desarrollo de mi carrera profesional por estar en todo momento a lado mio, gracias por tanto amor mamá con mucho cariño y respeto le dedico a usted la presente tesis.

A mi padre: Silos Mioses Arce Marino por su inmenso apoyo y comprensión en el desarrollo de mi carrera profesional por estar en todo momento a lado mio, gracias por tanto amor papá con mucho cariño y respeto le dedico a usted la presente tesis.

Al Ing. Anddy Santiago Obando Paredes, por apoyarnos e incentivarnos a no estancarnos y conformarnos con lo obtenido, sino mas bien a continuar y apuntar mas adelante, agredemos la ayuda brindada por su parte. Con todo respeto le dedicamos a usted la presente tesis.

## AGRADECIMIENTO

A Dios por habernos dado la vida y bendecirnos para desarrollar nuestras metas a lo largo de nuestras vidas.

A la Universidad Privada del Norte sede – Trujillo San Isidro, por la valiosa formación académica y oportunidad de crecer profesionalmente en la carrera de Ingeniería Civil, a los diferentes profesionales que fueron nuestros maestros en el desarrollo de nuestra carrera, especialmente a:

Al Mag. Adm. Ricardo Cairampoma Espinoza: Por su gran orientación técnica y metodológica en el desarrollo de la presente tesis siendo el impulsor principal en el desarrollo de dicha investigación.

Al Ing. Gonzalo Hugo Diaz García: Por el apoyo, tiempo y orientación a lo largo del desarrollo de la presente tesis, siendo uno de los impulsores para dicha investigación, gracias por habernos guiado en la elaboración y finalización de la presente tesis.

Al Ph.D. Genner Villarreal Castro: Por sus valiosos conocimientos en el análisis estructural y aporte que ha llevado con éxito la culminación de la presente tesis para conseguir el título profesional en ingeniería civil.

## TABLA DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	2
AGRADECIMIENTO .....	3
ÍNDICE DE TABLAS .....	5
ÍNDICE DE FIGURAS .....	6
ÍNDICE DE ECUACIONES.....	7
RESUMEN.....	8
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN .....	9
CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA.....	26
CAPÍTULO 3. RESULTADOS .....	31
CAPÍTULO 4. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES .....	58
REFERENCIAS.....	64
ANEXOS.....	68

## ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1 Nivel de peligro sísmico</i> .....	17
<i>Tabla 2 Nivel de desempeño sísmico</i> .....	21
<i>Tabla 3 Matriz de operacionalización de la variable Análisis estático no lineal</i> .....	29
<i>Tabla 4 Metrado de carga viva y carga muerta correspondiente al piso 6</i> .....	35
<i>Tabla 5 Metrado de carga viva y carga muerta correspondiente del piso 2 al 5</i> .....	36
<i>Tabla 6 Metrado de carga viva y carga muerta correspondiente al piso 1</i> .....	37
<i>Tabla 7 Cortante bazal</i> .....	40
<i>Tabla 8 Coeficiente Alfa</i> .....	43
<i>Tabla 9 Fuerzas sísmicas</i> .....	43
<i>Tabla 10 Excentricidad accidental en X y Y</i> .....	43
<i>Tabla 11 Deriva en la dirección Y según excentricidad accidental</i> .....	45
<i>Tabla 12 Deriva en la dirección X según excentricidad accidental</i> .....	45
<i>Tabla 13 Reforzamiento de acero en columnas</i> .....	47
<i>Tabla 14 Reforzamiento de acero en vigas longitudinales</i> .....	47
<i>Tabla 15 Verificación de flexión – 1er nivel</i> .....	48
<i>Tabla 16 Formación de roturas pushover en XX</i> .....	50
<i>Tabla 17 Formación de roturas pushover en YY</i> .....	52

## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. Patrón de carga laterales</i> .....	18
<i>Figura 2. Sectorización de Curva de capacidad</i> .....	20
<i>Figura 3. Matriz de desempeño</i> .....	21
<i>Figura 4. Vista en planta de vigas y columnas</i> .....	27
<i>Figura 5. Modelamiento en SAP 2000</i> .....	44
<i>Figura 6. Área de acero en cm<sup>2</sup> para columna y viga</i> .....	46
<i>Figura 7. Formación de roturas</i> .....	49
<i>Figura 8. Curva de capacidad pushover en XX</i> .....	54
<i>Figura 9. Curva de capacidad pushover en YY</i> .....	55
<i>Figura 10. Fema 440 – Curva de capacidad pushover en XX</i> .....	56
<i>Figura 11. Fema 440 – Curva de capacidad en Y</i> .....	57

## ÍNDICE DE ECUACIONES

<i>Ecuación 1: Cálculo del espesor de losa aligerada.....</i>	<i>31</i>
<i>Ecuación 2: Calculo de la sección transversal de viga .....</i>	<i>32</i>
<i>Ecuación 3: Cálculo de la sección transversal de columnas.....</i>	<i>33</i>
<i>Ecuación 4: Calculo del periodo fundamental de vibración.....</i>	<i>38</i>
<i>Ecuación 5: cálculo del factor de amplificación sísmica.....</i>	<i>39</i>
<i>Ecuación 6: cálculo del factor de reducción sísmica.....</i>	<i>40</i>
<i>Ecuación 7: cálculo de la cortante basal.....</i>	<i>40</i>
<i>Ecuación 8: cálculo de las fuerzas sísmicas en x y y .....</i>	<i>41</i>

## RESUMEN

Los procedimientos antisísmicos establecidos en la mayoría de las normas en el mundo buscan evitar el colapso en las construcciones ante ataques sísmicos de gran intensidad. Este también es el caso de la norma peruana E 0.30 diseño sismorresistente en el cual estudios anteriores advierten que los edificios aporticados diseñados con la mencionada norma conducirá a estructuras muy rígidas.

El objetivo de estudio de la presente tesis es evaluar el desempeño sísmico de un edificio aporticado de 6 niveles mediante curvas de capacidad, los resultados del diseño configurado en SAP 2000 señalan que para controlar la distorsión de entre piso (DERIVA), se necesitará columnas cuadradas de 55 centímetros de lado y vigas peraltadas de 30 centímetros de base y 60 centímetros de peralte.

Se analizó la curva de capacidad para un sismo ocasional (periodo de retorno de 75 años), manteniéndose en el rango funcional en ambas direcciones, cumpliendo satisfactoriamente los objetivos de desempeño establecidos por el SEAOC, según el factor de importancia de la estructura en estudio (sistema aporticado), por lo tanto dicha estructura no requiere un rediseño debido a que su comportamiento ante un evento sísmico es el esperado.



## **CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN**

### **1.1. Realidad problemática**

#### **1.1.1. Problema de Investigación**

Existen muchos fenómenos promotores a que la tierra vibre, pues en la actualidad se tiene de conocimiento diferentes variedades que ocasionan los sismos: de forma tectónica, volcánica y aquellos que son provocados por el hombre. En donde el sismo de origen tectónico es el más destructor (Goytia y Villanueva, 2001).

Debido a fallas de origen tectónico, han causado pérdidas de vidas y subsistencia insuperables, donde aproximadamente 10.000 personas fallecen cada año debido a estas fallas, mientras que las pérdidas económicas anuales son un monto inalcanzable que a menudo tienen una participación del producto nacional bruto del país afectado (Elnashai y Di Sarno, 2008).

Durante años pasados, los sismos han dejado nuevos conocimientos sobre el comportamiento de la edificación; así como el sismo ocurrido en Los Ángeles, California. La cual las estructuras en su gran mayoría no colapsaron, pero las pérdidas económicas alcanzaron una cifra muy elevada. Es ahí donde se empezó a definir algunos conceptos de desempeño de las edificaciones frente a diferentes intensidades de fuerzas de un evento sísmico (Ramírez, 2014).

A nivel nacional la ocurrencia de los sismos se viene dando a menudo, siendo el más destructor en los últimos años el que se originó en Pisco Ica en el 2007, con una magnitud 7.0 en la escala de Richter. Se observó grandes pérdidas de vidas, daños en los edificios, así como estructuras colapsadas debido a problemas en el diseño de los elementos estructurales.

En el año de 2019 solo en el mes de mayo se registraron 71 sismos en diferentes magnitudes y ubicaciones según latitud y longitud (Instituto geofísico del Perú, 2017).

En la presente tesis se analizará un edificio de sistema constructivo aporticado el cual se ubicará en el departamento de la Libertad, provincia de Trujillo en la urbanización San Isidro, Segunda etapa calle 31 lote “a”. El uso que tiene la edificación es de vivienda multifamiliar de 6 niveles, la presente tesis busca predecir el comportamiento no lineal en dicha estructura, evitando el posible colapso o daños de consideración en los elementos estructurales ante un sismo severo.

### **1.1.2. Antecedentes**

#### ANTECEDENTES INTERNACIONALES

En Chile, Mohr aplicó la metodología de Diseño sísmico por desempeño a una estructura de hormigón armado, en base a muros y marcos, y comparó los resultados con los obtenidos al aplicar la norma chilena NCh 433 Of.96 “Diseño Sísmico de Edificios” Aplicó la metodología: Análisis estático no lineal Y consiguió los resultados siguientes: Los drift máximos se presentan en el 4to piso, el cual es un pequeño porcentaje del máximo valor permisible demostrado en la tabla 5.6 para cada caso de nivel de desempeño asociado a los sismos siguientes: sismo frecuente 45.57%, sismo ocasional 31.90%, sismo raro 41.76% y sismo muy raro 39.21%. Finalmente tiene como conclusión: Que la aplicación de diseño por desempeño sometido a un determinado sismo permite conocer el comportamiento de la estructura, mediante esta herramienta podemos comprobar el diseño preliminar el cual aplica normativa nacional en contraste

con el diseño por desempeño, es consistente para asegurar la conformidad del diseño. (Marte, 2014).

Alvear y Ruales (2014) en la tesis titulada *Diseño por Desempeño en Edificios de Hormigón Armado, de Acero Estructural y Mixtos*. Plantea como objetivos: aplicar y comparar la metodología de Diseño Sísmico por Desempeño con la Norma Chilena NCh 433 Of.96 “Diseño sísmico de edificios”, para ello emplearon las siguientes metodologías. Primero pre dimensionamiento de los elementos en base a la normativa vigente de Chile. Asimismo, usando el método dinámico modal espectral determinar las 3 cargas horizontales demandadas, con la finalidad de aplicar en el diseño por desempeño.

Finalmente, concluyeron diciendo: La estructura presenta un desempeño mejor de lo esperado aplicando la norma chilena de diseño sísmico de edificios Nch. 433.Of.96, específicamente usando el método modal espectral y diseñando los elementos usando el código de diseño ACI318-05, ya que permanecerá Operacional durante un Sismo Frecuente y un Sismo Ocasional, 16 y garantizará la Seguridad de Vida luego de un Sismo Raro y un Sismo Muy Raro. (Alvear y Ruales, 2014).

Parisca (2013) en la tesis titulada Estimación de la capacidad sismo-resistente en edificaciones de concreto armado modeladas con acero comercial aplicando el método análisis estático no lineal pushover. Fijo como objetivos: Parisca estimó la capacidad sísmica resistente en edificaciones aporticadas de concreto armado modeladas con acero comercial aplicando el método Análisis Estático No Lineal “Pushover”.

Aplicó la metodología: Análisis estático no lineal Y consiguió los resultados siguientes: Se demostró que la fuerza cortante basal máxima contemplada en la norma es conservadora con respecto a la fuerza calculada para la primera fluencia en algún punto del edificio. Finalmente tiene como conclusión: Que el método de análisis “pushover” resulta viable para conocer el desempeño de una estructura 21 y a su vez la simplicidad y capacidad de análisis para determinar desplazamientos, pero sin embargo la aplicación del análisis “pushover” no está libre de limitaciones (Ramírez, 2013).

### **ANTECEDENTES NACIONALES**

En la tesis titulada “Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de un edificio de 6 niveles en la ciudad de Trujillo, la libertad” Fijo como objetivos: Luna realizó el diseño por desempeño y el análisis no lineal estático de un edificio de 6 pisos localizado en Trujillo, La libertad, para establecer parámetros de calidad y comparación con un diseño estructural tradicional. Aplicó la metodología: Análisis sísmico no-lineal estático.

Consiguió los resultados siguientes: Los cálculos del punto de desempeño por el método FEMA-356, donde se aprecia el desplazamiento máximo de 4.133 cm en el 6to nivel, y se contemple en el rango inelástico con un nivel de desempeño operacional. Finalmente tiene como conclusión: Mediante el análisis estático no lineal, permite entender el comportamiento de la estructura en estudio ante un sismo, porque muestra las rotulas plásticas de manera secuencial hasta llevarlo al colapso (Vergara Luna, 2014).

Ramírez (2014) en la tesis titulada *Desempeño sismorresistente del módulo c, del mercado de abastos de los Baños del Inca. Cajamarca*. Fijo como objetivos: Por

medio del análisis estático no-lineal, estableció el nivel de desempeño sísmico del edificio analizado, empleando la metodología: De acuerdo a los lineamientos de las normas internacionales de edificación para el pronóstico de los daños que se formarían en los elementos de la edificación.

Finalmente, concluye diciendo: La estructura obtiene un desempeño educado para los sismos de diseño en los sentidos (x, y), pero no cumplen para sismos ocasionales. Se determinó mediante el análisis Pushover, los daños estarán ubicados en las vigas de acoplamiento, asimismo pasando a presentar falla a flexión en la base de los muros.

Asmat (2016) en la tesis titulada *Disposiciones sísmicas de diseño y análisis en base a desempeño aplicables a edificaciones de concreto armado*. Plantea como objetivos: ofrece herramientas para el análisis y diseño aplicables a edificaciones de concreto armado que permitan garantizar un comportamiento inelástico adecuado tal que se cumpla con el comportamiento deseado, empleando la Metodología: Para la parte de diseño se utilizarán criterios de estructuración, vigas, columnas y muros.

En la parte de análisis se realizará procedimientos como el análisis modal espectral (lineal), análisis Pushover (No lineal) y tiempo-historia (No lineal). Finalmente, concluye diciendo: Una estructura regular, con buena simetría en sus elementos estructurales y con cierta sencillez en su configuración, proporciona información más clara sobre su comportamiento y sobre el recorrido de cargas desde su punto de aplicación hasta la cimentación.

### 1.1.3. Definiciones Conceptuales

- **Análisis Sísmico basado en desempeño**

El análisis sísmico de las edificaciones se desarrolla en dos procedimientos como el estático y dinámico. Asimismo, estos, poseen dos metodologías como la linealidad y la no-linealidad, que su uso dependerá de las características que presenta el edificio. El análisis lineal de una edificación se realiza de una manera simplificada. Teniendo en cuenta el comportamiento de este, en el rango elástico lineal; asumiendo que la elasticidad del material y el momento de inercia se desarrollan de manera constante. En cambio, en el análisis no lineal, se desarrolla con una aproximación más cercana a la realidad. Ya que el material inicialmente presentara un comportamiento elástico lineal hasta alcanzar la cedencia, en la cual el elemento mostrara un cambio en la rigidez teniendo el comportamiento plástico. El análisis sísmico basado en desempeño analiza los diferentes comportamientos tanto del material con la que está conformado el elemento estructural como también la sección que este presenta. (Bonnet, 2003).

- **Desempeño Sismorresistente**

Es el estado o condición de daño físico en una estructura, al cual amenace la integridad y seguridad de la vida de las personas que la ocupen durante y después de un sismo, de ese modo la estructura cumplirá su funcionalidad. Es cuantificado en términos de cantidad de daño a la que somete una estructura durante y después de un sismo, aplicado a elementos estructurales o componentes no estructurales (Bonnet, 2003).

- ***Análisis estático lineal***

Estudia la estructura suponiendo un comportamiento lineal en los elementos estructurales como el material. El edificio es analizado mediante la aplicación de la ley de Hooke. (Duarte, Martínez y Santamaria, 2017).

- ***Análisis estático no lineal***

Consiste en aplicar cargas laterales de manera incremental o patrón de cargas de forma monótonica, considerando la carga por gravedad de la estructura. El análisis estático no lineal (AENL) se basa en resultados obtenidos en investigaciones, que consiste en someter a cargas laterales a los elementos estructurales para determinar las rotulas plásticas que se someten los elementos estructurales en forma secuencial. Con el pasar del tiempo este método de análisis se aplicó en estructuras que requerían reforzamiento, ya que son vulnerables ante la acción de eventos sísmicos. El AENL es el procedimiento para evaluar edificios, permite determinar la capacidad de resistencia del estado actual de la estructura y compararla con la demanda antes sismos. La demanda se relación con la amenaza sísmica y según la zona donde se ubica la estructura, teniendo en cuenta las características globales. Cabe resaltar que la capacidad de los elementos estructurales depende de su rigidez, resistencia y su deformación (Duarte, Martínez y Santamaria, 2017).

- ***Niveles de peligro sísmico***

El peligro sísmico se define como la probabilidad de ocurrencia de un movimiento sísmico en un periodo específico de tiempo y sobre un área establecida con una intensidad determinada. Existen 4 niveles de peligro sísmico: el primero se llama

sismo frecuente con periodo de retorno de 43 años, el segundo está representado por sismos ocasionales, con 75 años de periodo de retorno, el tercero por sismos raros, con 475 años de periodo de retorno y el último por sismos muy raros, con 1000 años de periodo de retorno.

Cada uno de los peligros sísmicos además de estar definidos por un periodo de retorno también están determinados por una aceleración pico de la roca, para sismos frecuentes es de 0.20g, para sismos ocasionales es de 0.25g, para sismos raros es de 0.40g, mientras que para sismos muy raros es de 0.50g, donde g es la aceleración de la gravedad.

En el diseño de edificaciones es usual considerar 50 años como el tiempo de vida útil. En la siguiente tabla se muestran las probabilidades que tiene una edificación para experimentar un nivel de peligro mayor durante su vida útil.



Tabla 1

*Nivel de peligro sísmico*

Peligro sísmico	Periodo de retorno TR (años)	Probabilidad de excedencia en 50 años (%)
Sismo Frecuente	43	69
Sismo Ocasional	75	50
Sismo Raro	475	10
Sismo Muy Raro	1000	5

Nota: Datos tomados del SEAOC (1995)

- ***Niveles de desempeño sismorresistente***

El nivel de desempeño sismorresistente se define como el grado de daño que sufre un sistema estructural o un sistema no estructural, debido a un sismo. Para el caso en estudio solo se considerará los daños en los sistemas estructurales del edificio aporticado de 6 niveles. EL SEAOC considera los siguientes niveles de desempeño sismorresistente: Operacional u Ocupacional, Funcional, Resguardo de la vida, Cerca al colapso y Colapso, Además los define de la siguiente manera:

Operacional u Ocupacional: Sin daño estructural, estructura perfectamente elástica. Los servicios se encuentran sin daño y continúan operando.

Funcional: Pequeños daños estructurales, prácticamente elástico. La mayoría de los servicios esenciales pueden usarse inmediatamente.

Resguardo de vida: Daño estructural y no estructural importante. Incursiones inelásticas con pérdida de resistencia y rigidez, aunque la estructura es reparable.

Cerca al colapso: Gran daño estructural. Severas incursiones inelásticas, pérdida casi total de resistencia y rigidez, no resulta práctico reparar la estructura. Los elementos no estructurales tienen peligro de colapsar.

Colapso: El diseño estructural colapsa.

- **Curva de capacidad**

Para obtener la curva que representa el comportamiento de una estructura ante acciones laterales se realiza un análisis estático no-lineal que considera el progresivo deterioro de la estructura ante acciones laterales crecientes. Análisis de acciones incrementales en el análisis estático no-lineal incremental (análisis “Pushover”) se somete a la estructura a un patrón de acciones laterales que se incrementan de manera monotónica hasta alcanzar la capacidad máxima de desplazamientos de la estructura.

El patrón de acciones laterales puede ser un sistema de cargas o uno de desplazamientos: Para el patrón de cargas laterales la distribución de cargas puede ser uniforme, triangular, parabólica, etc. (Bonett, 2003).

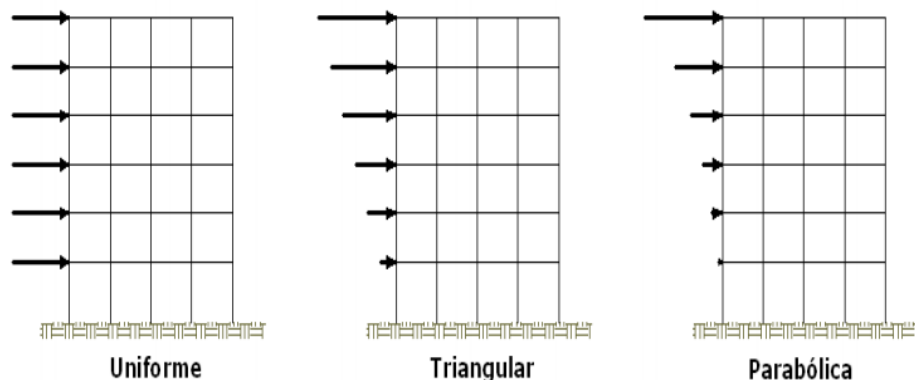


Figura 1. Patrón de carga laterales

- ***Puntos de interés***

Punto de Diseño: definido por la cortante última ( $V_u$ ) empleada en el diseño del edificio. Aparición de la Primera Rótula: definido por la cortante y desplazamiento en el instante en que se forma la primera rótula en el edificio.

Punto de Fluencia Efectiva: definido por el punto de quiebre de un modelo bilineal que debe constituirse con la condición de que el área que encierra sea igual al área bajo la curva de capacidad.

Colapso: Definido por la fuerza y desplazamiento correspondiente a la ruptura de la primera rótula.

- ***Sectorización de la curva de capacidad***

Si sectorizamos la curva de capacidad según estos niveles, nos podemos dar una idea del comportamiento que tendrá nuestra edificación, con respecto a diferentes solicitaciones externas representadas por Desplazamientos o Cortantes. Para esta sectorización solo es necesario definir el punto de fluencia efectiva a partir de este podremos calcular la capacidad de desplazamiento elástica e inelástica.

Capacidad de desplazamiento Elástica: es el desplazamiento que se tuvo hasta el punto de fluencia efectiva.

Capacidad de desplazamiento Inelástica: es el desplazamiento que se tuvo a partir del punto de fluencia efectiva hasta el punto de colapso total de la estructura. Los niveles están definidos en la sectorización por fracciones de la capacidad de desplazamiento elástica e inelástica:

Ocupacional: es el 100% de la capacidad de desplazamiento Elástica.

Funcional: es el 30% de la capacidad de desplazamiento Inelástica.

Resguardo de Vida: es el 30% de la capacidad de desplazamiento Inelástica.

Cerca al colapso: es el 20% de la capacidad de desplazamiento Inelástica. Colapso: es el 20% del a capacidad de desplazamiento Inelástica.

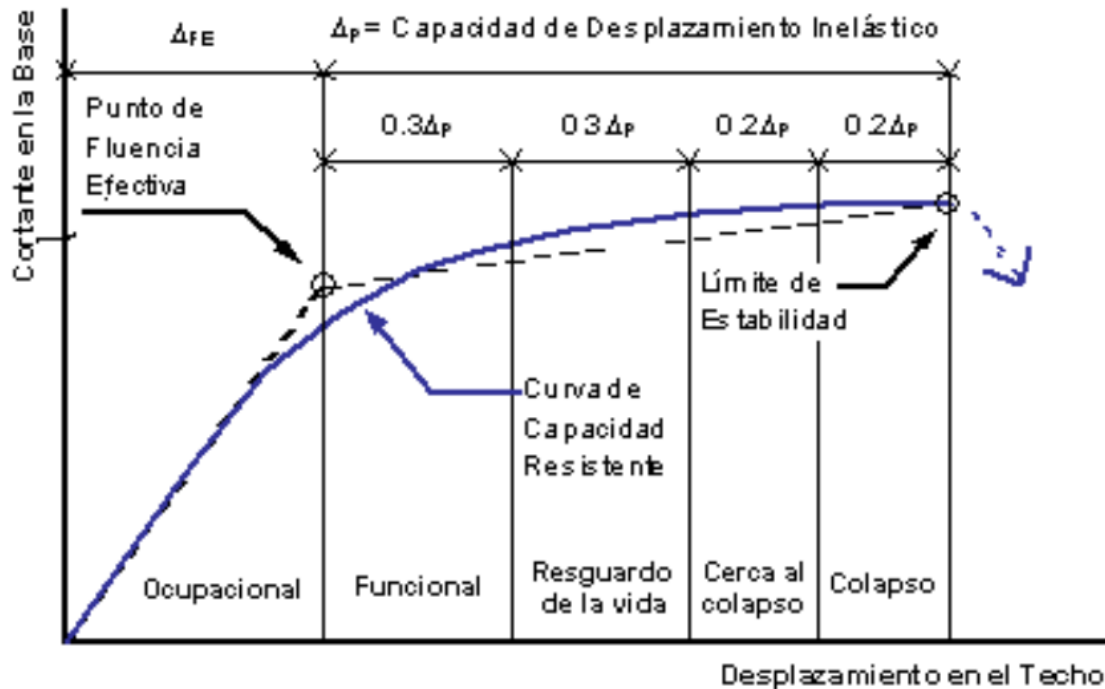


Figura 2. Sectorización de Curva de capacidad

- **Objetivos de desempeño**

El comité VISION 2000 del SEAOC establece los objetivos de desempeño a través de una tabla de doble entrada llamada Matriz de desempeño. En donde las filas corresponden a los niveles de desempeño esperado y las columnas a los niveles de peligro sísmico. Cada casillero de la matriz corresponde a un objetivo de desempeño. Los objetivos mínimos corresponden a la diagonal amarilla en la matriz los casilleros por debajo de la diagonal, casilleros verdes, tienen un comportamiento aceptable y los casilleros por encima, casilleros rojos, corresponden a un comportamiento no deseado.

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Nivel de Peligro Sísmico	Sismo Frecuente (69% / 50 años)				
	Sismo Ocasional (50% / 50 años)				
	Sismo Raro (10% / 50 años)				
	Sismo Muy Raro (5% / 50 años)				

Comportamiento Aceptable	
Comportamiento Mínimo Aceptable	
Comportamiento Inaceptable	

Figura 3. Matriz de desempeño

Según el edificio en estudio el cual posee sistema estructural aporticado, 6 niveles y de uso vivienda multifamiliar, se clasificará como una edificación común y un factor de importancia de 1, por lo tanto, debe tener el siguiente rango: Para un sismo frecuente: la edificación debe mantenerse en un nivel de desempeño completamente funcional. Para un sismo ocasional: la edificación debe mantenerse en un nivel de desempeño funcional. Para un sismo raro: la edificación debe mantenerse en un nivel de desempeño de resguardo de vida. Para un sismo muy raro: la edificación debe mantenerse en un nivel de desempeño de prevención al colapso.

Tabla 2

Nivel de desempeño sísmico

ESTADO DE DAÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS

Despreciable	Completamente Funcional	Daño estructural y no estructural nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicios.
Leve	Funcional	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Resguardo de vida	Daños moderados en algunos elementos. Perdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Cerca al colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación

Nota: Datos tomados del SEAOC (1995)

- **Fema 273**

La agencia federal para el manejo de emergencias FEMA 273, estipula diferentes métodos para la aplicación de cargas laterales estáticas, para el análisis estático no lineal, específicamente en el FEMA 273, se describen tres diferentes

distribuciones de fuerzas laterales que son: Distribución raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), fuerzas laterales equivalentes (ELF) y distribución uniforme.

- Distribución Uniforme

El método establecido en FEMA-273 para la distribución uniforme de fuerzas espaciales laterales, se basa en la aplicación de las masas de los pisos de la estructura como fuerzas laterales sísmicas para cada entrepiso de la estructura.

- Distribución de fuerzas laterales equivalentes

El método de fuerzas equivalentes laterales (ELF), se basa en la distribución de fuerzas en función de las masas de entrepiso y en la relación de altura del mismo con relación al suelo.

- Distribución raíz cuadrada de la suma de los cuadrados

El método de la distribución de fuerzas SRSS (por sus siglas en inglés), consiste en la distribución de fuerzas en la estructura en función de los cortantes de entrepiso según el análisis de espectro de respuesta para la estructura. Esto bajo la consideración que la estructura está dentro del rango elástico.

## 1.2. Formulación del problema

¿Cuál será el nivel de desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal de carga incremental de un edificio aporticado de 6 pisos de uso multifamiliar en la Urb. San Isidro, provincia de Trujillo – 2021?

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. Objetivo general**

Evaluar el desempeño sísmico de un edificio aporticado mediante curvas de capacidad obtenida del análisis estático no lineal de carga incremental.

#### **1.3.2. Objetivos específicos**

- Calcular la sección transversal de los elementos estructurales de un edificio aporticado de 6 niveles.
- Obtener el análisis estático lineal de un edificio aporticado de 6 niveles.
- Diseñar el refuerzo de los elementos estructurales de un edificio aporticado de 6 niveles.
- Obtener el análisis estático no lineal de cargas incrementales de un edificio aporticado de 6 niveles.

### **1.4. Hipótesis**

#### **1.4.1. Hipótesis general**

Al realizar el análisis NO LINEAL ESTÁTICO DE CARGAS INCREMENTALES, más conocido como análisis PUSHOVER, se podrá extraer las CURVAS DE CAPACIDAD este procedimiento brinda una estimación de la vulnerabilidad de la estructura analizada ante un ataque sísmico de gran intensidad,



conociendo el daño posible se podrá optar un rediseño en caso el comportamiento de la estructura no cumpla con las condiciones mínimas exigidas por el SEAOC.

#### **1.4.2. Hipótesis específicas**

- El predimensionamiento de la sección transversal de los elementos estructurales del edificio con sistema estructural aporticado de uso multifamiliar de 6 niveles, se efectúa siguiendo los parámetros establecidos en la norma peruana E0.60 concreto armado.
- El análisis estático lineal se realiza en el programa SAP 200 siguiendo el procedimiento establecido en el FEMA 356, los parámetros establecidos para dicho análisis se calcularán siguiendo las recomendaciones de la norma E0.30 diseño sismorresistente.
- Se analiza en el programa SAP 2000 el edificio aporticado de 6 niveles, según el código de diseño ACI 318-14 para obtener el área de acero para el refuerzo de los elementos estructurales viga y columna.
- El análisis estático no lineal de cargas incrementales (pushover), se realizará en el programa SAP 2000, siguiendo el procedimiento establecido en el FEMA 356.

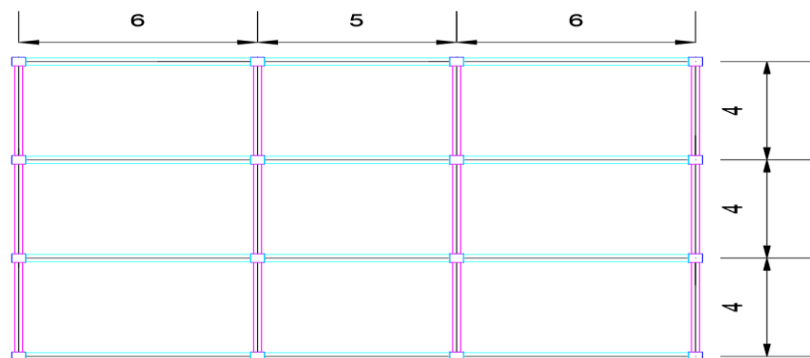
## **CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA**

### **2.1. Materiales, instrumentos y métodos**

Para la presente tesis se utilizó el programa SAP 2000 V20, en el cual se modeló y analizó el edificio con sistema estructural aporticado de uso multifamiliar de 6 niveles. Se realizó el análisis lineal estático para controlar la distorsión de entrepiso o Deriva y el análisis No lineal de cargas incrementales del cual se extrajo las curvas de capacidad para evaluar el comportamiento real de la estructura ante un movimiento telurico.

### **2.2. Procedimiento**

En la presente tesis se evaluó el desempeño sísmico de un edificio con sistema estructural aporticado de uso multifamiliar de 6 niveles con una altura en el 1er nivel de 4.3 metros (incluye 1 metro de profundidad de desplante conexión con zapata) y del 2do al 6to nivel de 3.3 metros, generando una altura total de 20.8 metros, la distribución en planta para el eje transversal X-X es de 3 paños de 6, 5 y 6 metros respectivamente, obteniendo una longitud total en el eje X-X de 17 metros, y para la dirección longitudinal Y-Y está formado por 3 paños de 4 metros, obteniendo como resultado 12 metros de longitud en la dirección Y-Y. El área construida fue de 353.6 m<sup>2</sup>. La estructura del edificio multifamiliar en san isidro Trujillo está conformada con pórticos de concreto armado de  $f'c=210$  kg/cm<sup>2</sup>, y acero de  $f_y=4200$  Kg/cm<sup>2</sup>.



*Figura 4. Vista en planta de vigas y columnas*

El predimensamiento de los elementos estructurales: columnas y vigas se realizó siguiendo los parámetros establecidos en el reglamento nacional de edificaciones, la norma E 0.60 Concreto Armado define las secciones transversales mínimas para elementos estructurales en pórticos. El metrado de la edificación para calcular el peso total de la estructura de 6 niveles, Carga viva y Carga muerta (losa, columna y viga) se calculó siguiendo los criterios en la norma E0.20 Cargas y la norma E 0.30 Diseño sismorresistente, en esta última en el inciso 4.3 Estimación de peso se establece el porcentaje de pesos para la carga viva y carga muerta correspondiente a cada nivel.

Para el cálculo de la fuerza cortante en la base, se calculó según los parámetros establecidos en la norma peruana E0.30 Diseño Sismorresistente, los cuales dependen de las características del proyecto en la cual se detalla: el factor de Zonificación el cual depende de la ubicación, el factor de uso, el cual brinda la importancia del proyecto, factor de suelo, el cual caracteriza el tipo de suelo según ubicación de el proyecto, el factor de amplificación sísmica, el cual está en función del cálculo de T (periodo fundamental de la estructura), el cual, a su vez, está en función de  $T_p$  y  $T_l$ , los cuales dependen del tipo de suelo y el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, el cual

depende del sistema estructural y de las irregularidades en altura y planta del edificio a estudiar, en este caso pórtico de 6 niveles de uso multifamiliar.

Obteniendo la cortante en la base se procedió a calcular fuerzas sísmicas correspondientes a cada nivel, valores que se ubicaron según la excentricidad accidental, las cuales dependen del porcentaje de la longitud total en X y Y según recomienda la norma peruana E0.30 Diseño Sismorresistente. Al analizar la estructura se pudo observar los desplazamientos para X y Y de cada piso, valores que nos servirán para calcular la distorsión de entrepiso o deriva en la cual el límite de deriva para concreto armado (pórtico) no debió ser mayor del 0.007 en ningún piso tal como lo explica la norma peruana diseño sismorresistente en el Artículo 32 desplazamientos laterales relativos admisibles. Cumpliendo dicho requisito se procedera a obtener de sap 2000 el area necesaria para el refuerzo de los elementos estructurales.

Para obtener el reforzamiento de los elementos estructurales en SAP 2000, se creó una envolvente en load, la cual representa el maximo desplazamiento que tuvo la edificacion, ademas de utilizar el código de diseño ACI 318-14. Obteniendo el area mínima que necesita cada elemento estructural, se pudo calcular las varillas de acero necesarias para la estructura estudiada.

Finalmente, con el refuerzo de acero diseñado en viga y columna se procedió a evaluar el comportamiento de la estructura mediante el analisis estatico no lineal PUSHOVER del cual se extrajeron las curvas de capacidad correspondiente a los desplazamientos en X y Y.

Tabla 3

Matriz de operacionalización de la variable *Análisis estático no lineal*

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ÍTEM
ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	El análisis estático no lineal de carga incremental, mejor conocido como pushover es muy práctica para evaluar el comportamiento de una estructura ante un ataque sísmico de gran intensidad, en lugar de un análisis no lineal dinámico que sería lo más adecuado, pero a la vez bastante complejo. El análisis no lineal estático, es un gran avance en comparación con la	El pushover consiste en llevar al colapso la estructura ya diseñada, de la cual se conoce su armado; esto se logra mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse o hasta cierto valor de carga.	Análisis Estructural	Modelo Estructural	Sistema Estructural
					Profundidad de desplante
					Propiedades de los materiales
					Secciones de los elementos estructurales
					Datos para el modelamiento
				Parámetros Sísmicos	Factor de Zonificación
					Factor de uso
					Factor de Suelo
					Coefficiente de reducción sísmica
					Coefficiente de amplificación sísmica
				Análisis Modal Espectral	Peso de la edificación (metrado)
					Modos de Vibración
					Fuerza cortante en la base
					Fuerzas Sísmicas
				Diseño del Refuerzo	Desplazamiento lateral
Deriva					
					Obtención del área propuesta por SAP 2000

	forma de análisis actual que utiliza la teoría lineal.				Verificación de flexión	
					Verificación de cuantía máxima y mínima	
				Análisis Pushover	Comportamiento de rotulas	
					Curvas de capacidad	
					Punto de fluencia efectiva	
					Comparación con el fema 440	
					sobre resistencia	
					Desempeño Sísmico	
				Tipos de Patologías	Físico	Humedad
					Química	Eflorescencias
						Oxidación
						Corrosión
					Mecánicas	Grietas

## CAPÍTULO 3. RESULTADOS

### 3.1. Predimensionamiento de los elementos estructurales

#### 3.1.1. Predimensionamiento de zapata

La calidad de suelo presentado en el terreno, posee características de un suelo rígido, por estar ubicado en la Urb. San Isidro – provincia de Trujillo, por lo tanto, optamos por una zapata con un peralte de 40 cm,  $Z = 0.4$  m.

#### 3.1.2. Predimensionamiento de losa aligerada

Para obtener el espesor total de losa aligerada, se usó la fórmula:

$$HL = \frac{Ln}{25}$$

**Ecuación 1: cálculo del espesor de losa aligerada**

HL = Peralte del aligerado (incluyendo 5 cm de espesor de concreto). Según el modelo de estudio la luz menor es de 4 metros (dirección de viguetas) en la dirección longitudinal Y-Y.

Reemplazando datos de obtiene:

$$HL = \frac{4.00}{25} = 0.16 = 0.17 \text{ m}$$

Se empleó una losa con espesor 17 centímetros.

### 3.1.3. Predimensionamiento de Viga

Para obtener el peralte y base de las vigas transversales y longitudinales, existe una relación de 1/10 a 1/12 de la luz libre, pero en caso de pórticos no se permite anchos menores a 25 cm, por tanto, optamos por las siguientes formulas:

$$H = \frac{L}{10} ; B = \frac{H}{2}$$

#### Ecuación 2: Calculo de la sección transversal de viga

Donde:

L = Luz mayor

H = Peralte de la viga

B = Base de la viga

Reemplazando los datos, obtenemos:

Para vigas transversales (eje X):

$$H = \frac{6}{10} = 0.6 \text{ m.}$$

$$\text{Entonces: } B = \frac{0.60}{2} = 0.3 \text{ m.}$$

Para vigas longitudinales (eje Y):

$$H = \frac{4.00}{10} = 0.40 \text{ m;}$$

Según base mínima de 25 cm, se opta por un B = 0.25m y un H=0.50m



Para la programación en SAP 2000 se utilizó vigas con sección transversal de 60 X 30 cm, para el peralte y base respectivamente.

### 3.1.4. Predimensionamiento de Columna

Para obtener la sección transversal de las columnas, usamos la siguiente formula:

- Para columnas centrales:  $BxH = \frac{P(servicio)}{0.45*f'c}$
- Para columnas exteriores:  $BxH = \frac{P(servicio)}{0.35*f'c}$
- Para columnas esquineras:  $BxH = \frac{P(servicio)}{0.35*f'c}$

#### Ecuación 3: Cálculo de la sección transversal de columnas

Para el cálculo del peso de servicio se utilizó la siguiente formula:

$$P_s = A_t * N * P_c.$$

Donde:

$A_t$ : Área tributaria

$N$ : Número de pisos

$P_c$ : Peso según categoría

En la presente tesis se tiene la edificación tipo vivienda multifamiliar de 6 pisos, se encuentra en la categoría C, y obtiene un P (según categoría) = 1000 kg/m<sup>2</sup>.

Se asume que B = H por ser columnas cuadradas, entonces para obtener los lados de las columnas centradas, excéntricas y esquinadas, realizamos:

Para columna centrada:

$$B \times H = \frac{19.74 * 6 * 1000}{0.45 * 210} = 1253.33 \text{ cm}^2 ;$$

$$B^2 = 1253.33; B = 35.40 \text{ cm}$$

$$B = 35 \text{ cm}$$

Para columna excéntrica:

$$B \times H = \frac{9.12 * 6 * 1000}{0.35 * 210} = 744.49 \text{ cm}^2 ;$$

$$B^2 = 744.49; B = 27.29 \text{ cm}$$

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

Para columna esquinada:

$$B \times H = \frac{4.35 * 6 * 1000}{0.35 * 210} = 355.10 \text{ cm}^2 ;$$

$$B^2 = 355.10; B = 18.84 \text{ cm}$$

$$B = 20 \text{ cm}$$

Estas dos últimas áreas de columna, no cumplen con el área mínima de 1000 cm, entonces, se realizó la verificación de los lados, con la siguiente expresión:

Para columna centrada:

$$B \times H = \frac{H}{8} = \frac{4.1}{8} = 0.51 \text{ cm} ; B = H = 55 \text{ cm}$$

Para columna excéntrica:

$$B \times H = \frac{H}{9} = \frac{4.1}{9} = 0.46 \text{ cm} ; B = H = 50 \text{ cm}$$

Para columna esquinada:

$$B \times H = \frac{H}{10} = \frac{4.1}{10} = 0.41 \text{ cm} ; B = H = 45 \text{ cm}$$

Siendo  $H$  = Altura desde zapata hasta losa aligerada (primer nivel).

Para la programación en Sap 2000 se utilizaron columnas cuadradas de lado 55 cm, para el peralte y la base respectivamente.

### 3.2. Medrado de cargas de la edificación:

Se realizó el medrado de cargas vivas y muertas para obtener los pesos por pisos del edificio aporticado de 6 niveles.

#### 3.2.1. Medrado del piso 6

Tabla 4

*Medrado de carga viva y carga muerta correspondiente al piso 6*

ELEMENTOS	N°	A	H	L	P. U	PARCIAL
Losa Aligerada Central	3	Área	17.81		0.28	14.96
Losa aligerada en Extremos	6	Área	21.22		0.28	35.65
Columnas Centrada	4	0.55	0.55	3.3	2.4	9.58
Columnas Excéntrica	8	0.5	0.5	3.3	2.4	15.84
Columnas Esquinada	4	0.45	0.45	3.3	2.4	6.42
Vigas transversales "Extremos"	8	0.3	0.6	5.53	2.4	19.11
Vigas transversales "Centrada"	4	0.3	0.6	4.5	2.4	7.78
Vigas longitudinales	12	0.25	0.5	3.53	2.4	12.71
Carga Muerta (tn. f)						122.04
		Long. X		Long. Y		
		17.45		12.45	0.1	21.73
Factor					0.25	
Carga Viva (tn. f)						5.43
Peso Total del piso 6						127.47

### 3.2.2. Metrado del piso 5 al 2

Tabla 5

*Metrado de carga viva y carga muerta correspondiente del piso 2 al 5*

ELEMENTOS	N°	A	H	L	P. U	PARCIAL
Losa Aligerada Central	3	Área	17.81		0.28	14.96
Losa aligerada en Extremos	6	Área	21.22		0.28	35.65
Columnas Centrada	4	0.55	0.55	3.3	2.4	9.58
Columnas Excéntrica	8	0.5	0.5	3.3	2.4	15.84
Columnas Esquinada	4	0.45	0.45	3.3	2.4	6.42
Vigas transversales "Extremos"	8	0.3	0.6	5.53	2.4	19.11
Vigas transversales "Centrada"	4	0.3	0.6	4.5	2.4	7.78
Vigas longitudinales	12	0.25	0.5	3.53	2.4	12.71
<b>CARGA MUERTA (tn.f)</b>						<b>122.04</b>
		Long. X		Long. Y		
		17.45		12.45	0.5	108.63
Factor					0.25	
<b>CARGA VIVA (tn.f)</b>						<b>27.16</b>
<b>Peso Total del piso 2 al 5</b>						<b>149.20</b>

### 3.2.3. Metrado del piso 1

Tabla 6

*Medrado de carga viva y carga muerta correspondiente al piso 1*

ELEMENTOS	N°	A	H	L	P. U	PARCIAL
Losa Aligerada Central	3	Área	17.81		0.28	14.96
Losa aligerada en Extremos	6	Área	21.22		0.28	35.65
Columnas Centrada	4	0.55	0.55	4.3	2.4	12.49
Columnas Excéntrica	8	0.5	0.5	4.3	2.4	20.64
Columnas Esquinada	4	0.45	0.45	4.3	2.4	8.36
Vigas transversales "Extremos"	8	0.3	0.6	5.53	2.4	19.11
Vigas transversales "Centrada"	4	0.3	0.6	4.5	2.4	7.78
Vigas longitudinales	12	0.25	0.5	3.53	2.4	12.71
<b>CARGA MUERTA (tn.f)</b>						<b>131.69</b>
		Long. X		Long. Y		
		17.45		12.45	0.5	108.63
Factor					0.25	
<b>CARGA VIVA (tn.f)</b>						<b>27.16</b>
<b>Peso Total del piso 1</b>						<b>158.85</b>

### RESUMEN DE LOS PESOS POR PISO

Piso 1	158.85 ton
Piso 2	149.20 ton
Piso 3	149.20 ton
Piso 4	149.20 ton
Piso 5	149.20 ton
Piso 6	127.47 ton
Peso Total:	883.13 ton

### 3.3. Fuerza cortante en la base:

#### 3.3.1. Periodo fundamental de Vibración

El periodo fundamental de vibración se calculó con la siguiente expresión:

$$T = \left( \frac{Hn}{Ct} \right)$$

#### Ecuación 4: Cálculo del periodo fundamental de vibración

Donde:

Hn: Es la altura total del edificio sin considerar la profundidad de desplante.

Ct: se considera 35 para pórticos de concreto armado

$$T = \left( \frac{6*3.3}{35} \right) = 0.57 \text{ S}$$

#### 3.3.2. Factor de suelo

Factor suelo (S), este factor caracteriza al tipo de suelo que se encuentra en el proyecto, en este proyecto se tiene un suelo rígido por lo tanto el valor de S es: 1

### 3.3.3. Factor de Zonificación:

Factor zona (Z), para obtener este factor, se tiene que ver en qué zona se ubica el proyecto, en este caso está en zona 4 y por tanto se asigna el valor zonificación será:

$$Z = 0.45$$

### 3.3.4. Factor de uso o importancia:

Factor uso (U), este factor brinda un uso o importancia al proyecto, en este caso, el proyecto será destinado para vivienda multifamiliar por lo tanto el valor de Uso será:

$$U = 1$$

### 3.3.5. Factor de amplificación sísmica

Según los parámetros del tipo de suelo, los valores de  $T_p = 0.4$  y  $T_l = 2.5$ ,

Entonces nos encontramos en el rango  $T_p < T < T_l$  y utilizamos la siguiente expresión:

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right); C = 2.5 * \left(\frac{0.4}{0.57}\right);$$

$$C = 1.75$$

**Ecuación 5: Cálculo del factor de amplificación sísmica**

### 3.3.6. Factor de Reducción por disipación de la energía sísmica.

Se interpreta como reducción por disipación de la energía sísmica en un sistema estructural, para nuestro caso el sistema del proyecto es aporticado, y se calcula por la presente formula:

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

**Ecuación 6: Cálculo del factor de reducción sísmica**

Donde:

$I_a$  = Factor de irregularidad en altura, para este caso se considera el valor de 1 por ser regular en altura

$I_p$  = Factor de irregularidad en planta, para este caso se considera el valor de 1 por ser regular en planta

$R_0$  = Coeficiente básico de reducción, según sistema estructural para este caso se considera pórtico  $R_0 = 8$ .

$$R = 8 * 1 * 1$$

$$R = 8$$

*Tabla 7*

*Cortante basal*

Z:	0.45	Factor de Zonificación	Trujillo
U:	1	Factor de uso o importancia	Vivienda
S:	1	Factor de suelo	S1
C:	1.75	Factor de Amplificación sísmica	-----
R:	8	Factor de Reducción por disipación de la energía sísmica.	-----
P:	883.13	Peso de la edificación	-----

$$V = \frac{Z * U * C * S * P}{R}$$

**Ecuación 7: Cálculo de la cortante basal**



$$V = \frac{0.45 * 1 * 1.75 * 1 * 883.13}{8}$$

$$V = 86.93 \text{ Tn}$$

$$\text{Donde: } \frac{C}{R} \geq 0.125 \quad \rightarrow \quad \frac{1.75}{8} = 0.218 \text{ OK}$$

### 3.4. Cálculo de las fuerzas sísmicas:

El cálculo de las fuerzas sísmicas para el X y Y, se calculó con la siguiente expresión:

$$F_n = \frac{P_n * h_n * V}{P_1 * h_1 + P_2 * h_2 + P_3 * h_3 + P_4 * h_4 + P_5 * h_5 + P_6 * h_6}$$

#### Ecuación 8: Cálculo de las fuerzas sísmicas en X y Y

Donde:

P = Representa el peso de cada piso

H = Altura de casa piso

V = Cortante en la base

#### 3.4.1. Fuerzas sísmicas en el piso 1

F1

$$= \frac{158.85 * 3.3 * 86.93}{158.8 * 3.3 + 149.2 * 6.6 + 149.2 * 9.9 + 149.2 * 13.2 + 149.2 * 16.5 + 127.48 * 19.8}$$

$$F1 = 4.584 \text{ Tn}$$

### 3.4.2. Fuerzas sísmicas en el piso 2

F2

$$= \frac{149.2 * 6.6 * 86.93}{158.8 * 3.3 + 149.2 * 6.6 + 149.2 * 9.9 + 149.2 * 13.2 + 149.2 * 16.5 + 127.48 * 19.8}$$

$$F2 = 8.611 \text{ Tn}$$

### 3.4.3. Fuerzas sísmicas en el piso 3

$$F3 = \frac{149.2 * 9.9 * 86.93}{158.8 * 3.3 + 149.2 * 6.6 + 149.2 * 9.9 + 149.2 * 13.2 + 149.2 * 16.5 + 127.48 * 19.8}$$

$$F3 = 12.917 \text{ Tn}$$

### 3.4.4. Fuerzas sísmicas en el piso 4

$$F4 = \frac{149.2 * 13.2 * 86.93}{158.8 * 3.3 + 149.2 * 6.6 + 149.2 * 9.9 + 149.2 * 13.2 + 149.2 * 16.5 + 127.48 * 19.8}$$

$$F4 = 17.222 \text{ Tn}$$

### 3.4.5. Fuerzas sísmicas en el piso 5

F5

$$= \frac{149.2 * 16.5 * 86.93}{158.8 * 3.3 + 149.2 * 6.6 + 149.2 * 9.9 + 149.2 * 13.2 + 149.2 * 16.5 + 127.48 * 19.8}$$

$$F5 = 21.528 \text{ Tn}$$

### 3.4.6. Fuerzas sísmicas en el piso 6

$$F5 = \frac{127.48 * 19.8 * 86.93}{158.8 * 3.3 + 149.2 * 6.6 + 149.2 * 9.9 + 149.2 * 13.2 + 149.2 * 16.5 + 127.48 * 19.8}$$

$$F6 = 22.072 \text{ Tn}$$

Resumen de las fuerzas sísmicas para los ejes X y Y

Tabla 8

*Coficiente Alfa*

PISO (i)	PESO (Pi) (m)	ALTURA (hi) (m)	ALFA
1	158.85	3.30	0.05
2	149.2	6.60	0.10
3	149.2	9.90	0.15
4	149.2	13.20	0.20
5	149.2	16.50	0.25
6	127.48	19.80	0.25
Sumatoria			1

Tabla 9

*Fuerzas sísmicas*

PISO	ALFA	V	F(x)=F(y)
1	0.05	86.93	4.58
2	0.1	86.93	8.61
3	0.15	86.93	12.92
4	0.2	86.93	17.22
5	0.25	86.93	21.53
6	0.25	86.93	22.07

### 3.5. Excentricidad accidental:

Se calculó el 5% de la longitud total para las longitudes transversales X-X y longitudes longitudinales Y-Y, obteniendo los siguientes desplazamientos donde se ubicaron las fuerzas sísmicas calculadas anteriormente.

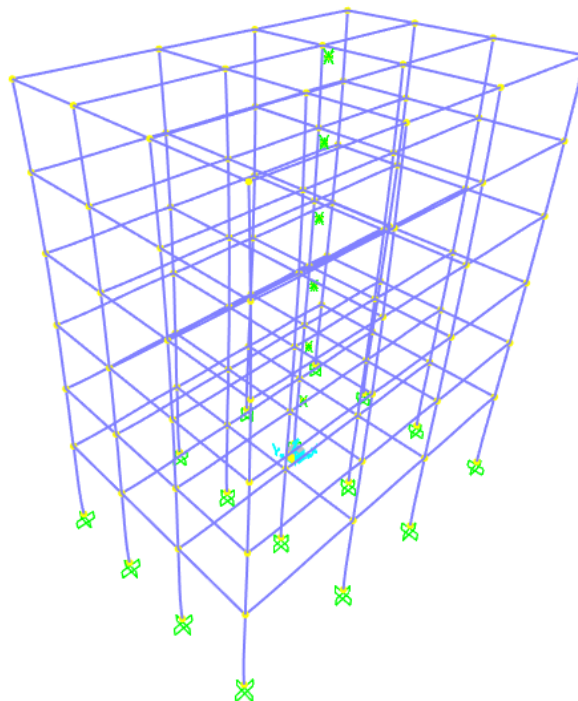
Tabla 10

*Excentricidad accidental en X y Y*

DIRECCIÓN	LONGITUD ENTRE EJES (m)	LONGITUD EN COLUMNA (m)	EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL
X	17	0.550	0.878
Y	12	0.550	0.628

### 3.6. Análisis lineal Estático:

Se procedió a modelar la edificación en SAP 2000, tomando como consideración el factor de amplificación sísmica recomendada por la norma peruana E0.30 Diseño sismorresistente.



*Figura 5. Modelamiento en SAP 2000*

### 3.6.1. Deriva en la dirección Y

Tabla 11

*Deriva en la dirección Y según excentricidad accidental*

PISO	DESPLAZAMIENTO (mm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO (mm)	ALTURA DE ENTREPISO (mm)	DERIVA	VERIFICACIÓN
6	87.7555	6.191	3300	0.0019	ok
5	81.565	10.370	3300	0.0031	ok
4	71.195	13.964	3300	0.0042	ok
3	57.231	16.607	3300	0.0050	ok
2	40.624	18.401	3300	0.0056	ok
1	22.223	22.223	4300	0.0052	ok
BASE	0				

### 3.6.2. Deriva en la dirección X

Tabla 12

*Deriva en la dirección X según excentricidad accidental*

PISO	DESPLAZAMIENTO (mm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO (mm)	ALTURA DE ENTREPISO (mm)	DERIVA	VERIFICACIÓN
6	102.179	6.984	3300	0.0021	ok
5	95.195	12.084	3300	0.0037	ok
4	83.111	16.610	3300	0.0050	ok
3	66.501	19.998	3300	0.0061	ok
2	46.503	22.102	3300	0.0067	ok
1	24.401	24.401	4300	0.0057	ok
BASE	0				

### 3.7. Diseño de Acero de vigas y columnas:

#### 3.7.1. Acero de refuerzo en columnas

El diseño del refuerzo en las columnas se efectuó dando una distribución de acero propuesta por SAP 2000, para después verificar que sea mayor a las combinaciones establecidas (envolvente).

Para la verificación se utilizó los diagramas de interacción, en los que se ubican las combinaciones respectivas. La norma peruana exige que: La cuantía mínima de acero en columnas sea de 1%, para que el acero de refuerzo no alcance la fluencia bajo cargas de servicio sostenidas debido al flujo plástico. La cuantía máxima de acero en columnas sea de 6%, para evitar congestionamiento del acero de refuerzo en la sección. Cuando la sección de concreto armado es mayor a la requerida por consideraciones de carga, se permite una variación en la cuantía mínima de acero, esta se calculó con la mitad del área total.

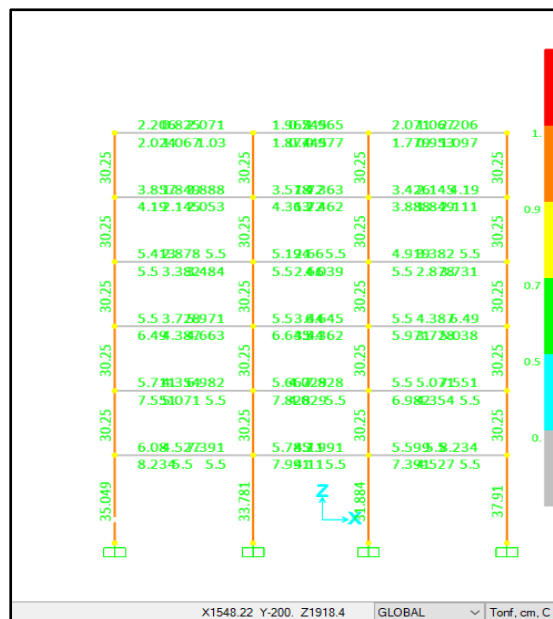


Figura 6. Área de acero en cm<sup>2</sup> para columna y viga

Tabla 13

*Reforzamiento de acero en columnas*

PISO	ÁREA DE ACERO REQUERIDO	ÁREA DE REFUERZO A USAR
1	37.91	
2	30.25	
3	30.25	
4	30.25	15 $\phi$ 1=38.1 cm <sup>2</sup>
5	30.25	
6	30.25	

**3.7.2. Acero de refuerzo en vigas**

Se hallaron los valores de Momentos y Cortantes de la estructura aporticada de 6 niveles debidas a las combinaciones, con estas se construye la curva envolvente la cual representa los máximos valores de las respuestas, a partir de estos valores se halló el área de acero que ayude al concreto a resistir adecuadamente las combinaciones, previamente se revisó que la distorsión de entre piso cumpla su desplazamiento máximo de 0.007 y se eligió la dirección en la longitud XX, por presentar mayor área para el diseño de las vigas.

Tabla 14

*Reforzamiento de acero en vigas longitudinales*

PISO	ÁREA DE ACERO REQUERIDO		ÁREA DE REFUERZO A USAR	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	6.34	7.48		
2	4.82	5.14		
3	3.94	4.26	2 $\phi$ 1"+1 $\phi$ 5/8"=6.67 cm <sup>2</sup>	3 $\phi$ 1"=7.62 cm <sup>2</sup>
4	2.72	3.04		
5	1.82	2.14		
6	1.23	1.55		

El refuerzo transversal será: 3/8": 1@5cm, 6@10cm, Rto.@25cm, cumpliendo los parámetros mínimos en la norma E0.60 Concreto Armado.

Se verificó que las capacidades a flexión de las vigas sean menores al de las columnas. Para las columnas la capacidad a flexión es el mínimo valor del momento correspondiente a los valores de Pu.

Tabla 15

Verificación de flexión – 1er nivel

NUDO	VIGAS	COLUMNAS	$\Phi M_n$ columna / $\Phi M_n$ Viga
	$\Phi M_n$	$\Phi M_n$	
Central	27.28	60.8344	2.23
Exterior	24.64	63.5712	2.58

El cociente de capacidades de las columnas con respecto al de las vigas supera el límite exigido por la norma:  $\Sigma \Phi M_n \text{ col} / \Sigma \Phi M_n \text{ viga} > 1.4$ .

### 3.8. Análisis no lineal Pushover

#### 3.8.1. Formación de rótulas

Se realizó el análisis no lineal Pushover, a continuación se muestra la formación de rótulas en la dirección X y Y



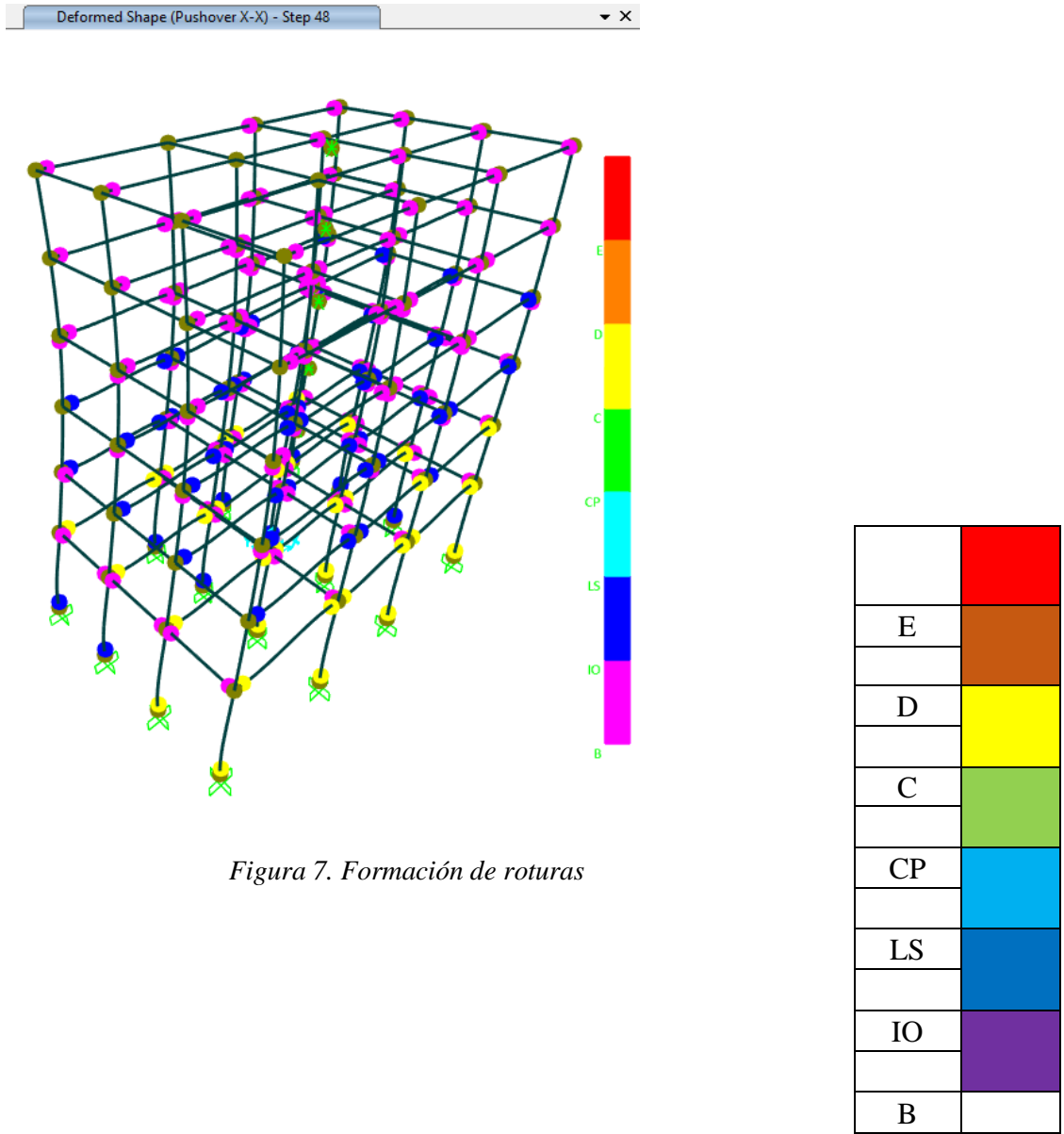


Figura 7. Formación de roturas

### 3.8.2. Formación de rótulas Pushover en el eje XX

Tabla 16

Formación de rótulas Pushover en XX

Paso	Rótula en viga	Rótula en columna	Daño		Desplazamiento según excentricidad accidental (mm)
			viga	columna	
1	1 - 1er piso (B - IO) - Eje XX; 1 - 1 piso (B - IO) del eje YY				18.51
5	72 - 1 al 3 piso (B - IO) eje XX; 2 - 1 piso (B - IO) del eje YY	1 - 1er piso (B - IO) eje XX; 1 - 1er piso (B - IO) eje YY			42.00
10	96 - 1 al 4 piso (B - IO) del eje XX; 4 - 1 piso (B - IO) en el eje YY.	16 - 1er piso (B - IO) Eje XX; 16 - 1er piso (IO - LS) Eje YY			69.69
15	96 - 1 al 4 piso (B - IO); 13 - 1 al 2do piso (B - IO) en el eje YY.	16 - 1er piso (B - IO) Eje XX; 16 - 1er piso (IO - LS) Eje YY			107.30
20	36 1al 2 piso (IO - IS) + 72 - 3 al 5 piso (B - IO); 29 - 1 al 2do piso (B - IO) en el eje YY.	16- 1er piso (IO - LS) Eje XX; 16 - 1er piso (IO - LS) Eje YY			140.21
30	48 - 1 al 2 piso (B - IO) eje YY; 72 1 al 3er piso (IO - LS) + 48 - 4 al 5 (B - IO)	16 - 1er piso (IO - LS) Eje XX; 16 - 1er piso (IO - LS) Eje YY			205.66

40	72 - 1 al 3er piso (IO - LS) + 37 - 4 al 6 (B - IO) en el eje X-X; 21 1 al 2 do (B - IO) en el eje Y-Y	16 - 1er piso (IO - LS) Eje YY; 16 - 1 piso (IO -LS) + 20 - 3 al 4to piso eje XX	297.83
48	28 - 1 al 3er piso (B-IO) en el eje Y-Y; 30 - 1 al do piso (C-D) + 45 - 2 al 3er piso (IO - LS) + 64 - 3 al 6to (B - IO)	4 - 1er piso (C - D) +12 - 1er piso (IO - LS) + 20 - 3 al 4to piso en el Eje YY; 8 - 1 piso (C -D) + 8 - 1piso (IO - IS) + 15 - 3 al 4to piso (B-IO) eje XX	339.89

### 3.8.3. Formación de rótulas Pushover en el eje YY

Tabla 17

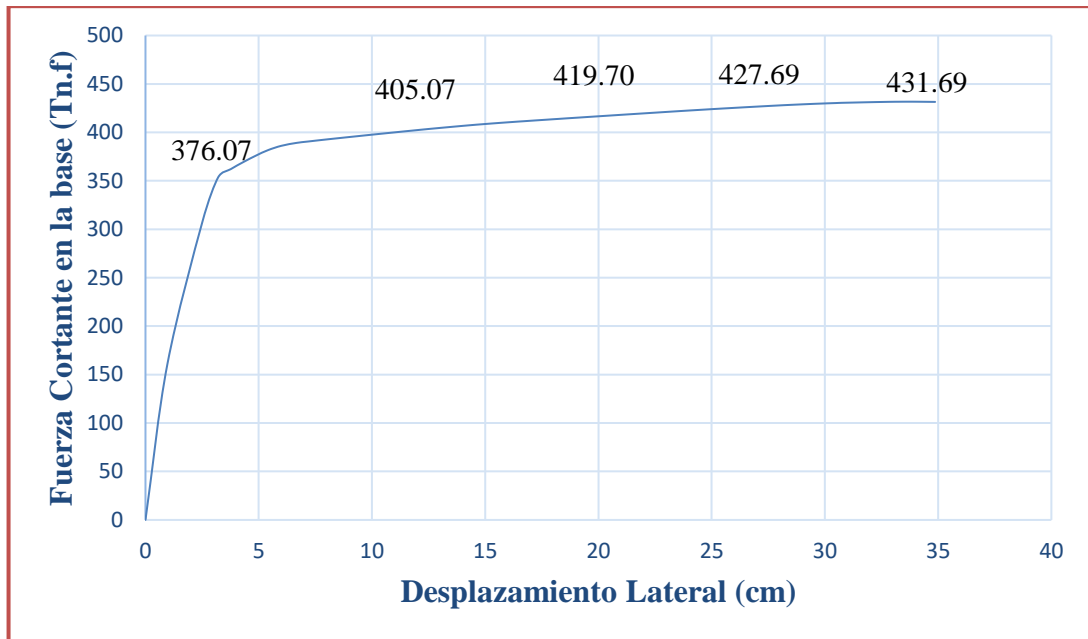
Formación de rótulas Pushover en YY

paso	Rotula en viga	Rotula en columna	Daño		Desplazamiento según excentricidad accidental (mm)
			viga	columna	
1	1 - 1er piso (B - IO) - Eje XX ; 1 - 1 piso (B - IO) del eje YY				14.97
5	69 - 1 al 3 piso (B - IO) eje YY ; 2 - 1 piso (B - IO) del eje XX	1 - 1er piso (B - IO) eje XX ; 1 - 1er piso (B - IO) eje YY			38.46
10	87 - 1 al 4 piso (B - IO) del eje YY; 6 - 1 piso (B - IO) en el eje XX.	12 - 1er piso (B - IO) Eje XX ; 16 - 1er piso (IO - LS) Eje YY			66.15
15	99 - 1 al 4 piso (B - IO) eje YY; 15 - 1 al 2do piso (B - IO) en el eje XX.	14 - 1er piso (B - IO) Eje XX ; 16 - 1er piso (IO - LS) Eje YY			103.76
20	39 1al 2 piso (IO - IS) + 72 - 3 al 5 piso (B - IO) en el eje YY ; 31 - 1 al 2do piso (B - IO) en el eje XX.	16- 1er piso (IO - LS) Eje XX ; 16 - 1er piso (IO - LS) Eje YY			136.67
30	42 - 1 al 2 piso (B - IO) eje XX ; 64 1 al 3er piso (IO - LS) + 32 - 4	16 - 1 er piso (IO - LS) Eje XX ; 20 - 1 al 2do piso (IO - LS) Eje YY			202.12

	al 5 (b-IO) eje YY		
40	69 - 1 al 3er piso (IO - LS) + 33 - 4 al 6 (B - IO) en el eje YY; 24 - 1 al 2 do (B - IO) en el eje XX	16 - 1er piso (IO - LS) Eje YY ; 22 - 1 al 2do piso (IO - LS ) + 20 - 3 al 4to piso eje XX	294.29
48	24 - 1 al 3er piso (B-IO) en el eje XX ; 37 - 1 al do piso (C-D) + 49 - 2 al 3er piso (IO - LS) + 57 - 3 al 6to ( B - IO) en el eje YY.	5 - 1er piso (C - D) +13 - 1er piso (IO - LS) + 19 - 3 al 4to piso en el Eje XX ; 7 - 1 piso (C -D ) + 9 - 1piso (IO - IS) + 16 - 3 al 4to piso ( B-IO) eje YY	336.35

### 3.9. Curva de Capacidad

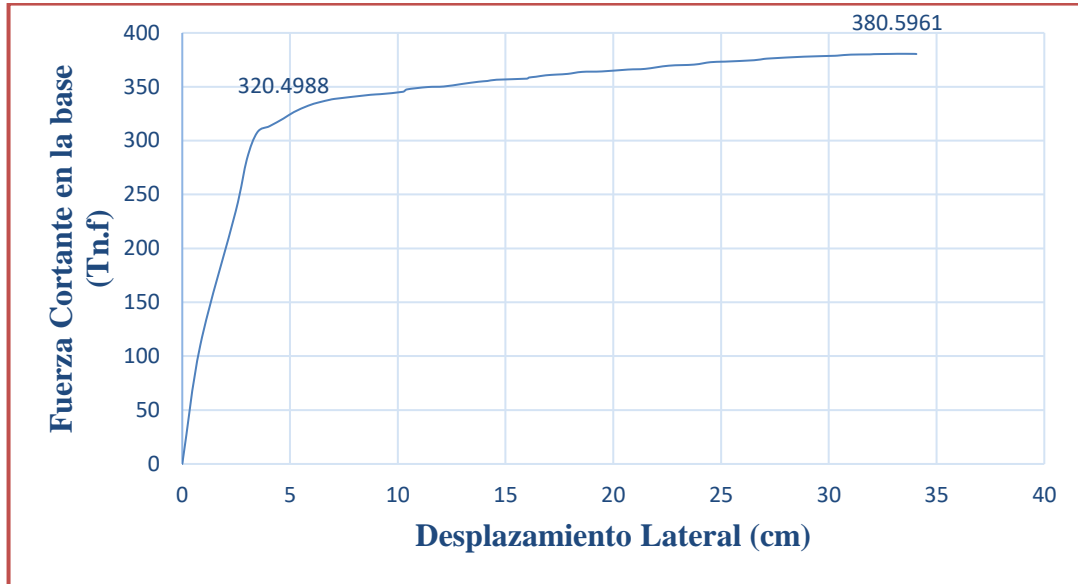
#### 3.9.1. Curva de capacidad en el eje XX



*Figura 8. Curva de capacidad pushover en XX*

El punto de capacidad en la dirección X, fue de 33.68 centímetros en el nudo 91 (techo de la estructura), con una cortante basal de 431.69 tn.f, Apartir de dicho desplazamiento la estructura colapsa.

### 3.9.2. Curva de capacidad en el eje YY



*Figura 9. Curva de capacidad pushover en YY*

El punto de capacidad en la dirección YY, fue de 33.17 centímetros en el nudo 28 (techo de la estructura), con una cortante basal de 380.59 tn.f, Apartir de dicho desplazamiento la estructura colapsa.

### 3.9.3. Fema 440 - Curva de capacidad en el eje XX

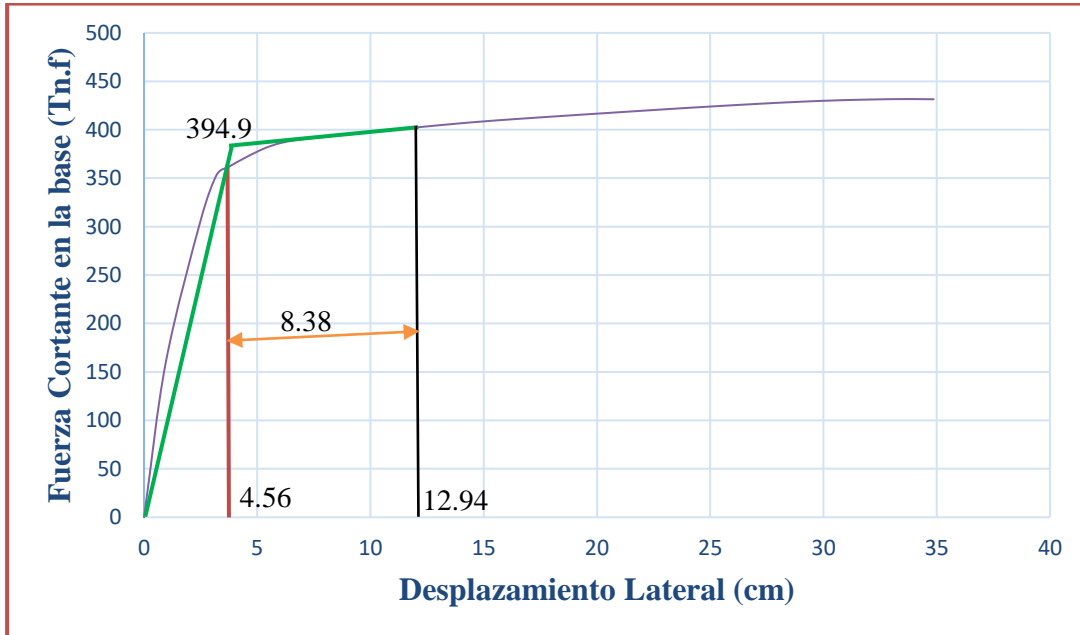


Figura 10. Fema 440 – Curva de capacidad pushover en XX

Según el FEMA 440 para un sismo ocasional (72 años de periodo de retorno), la estructura incursiona en el rango inelástico con una cortante de 394.9 tn. f y un desplazamiento de 4.56 centímetros en el techo de la estructura. Con el sismo de diseño la deformación llegó a los 12.94 centímetros.



### 3.9.4. Fema 440 - Curva de capacidad en el eje YY

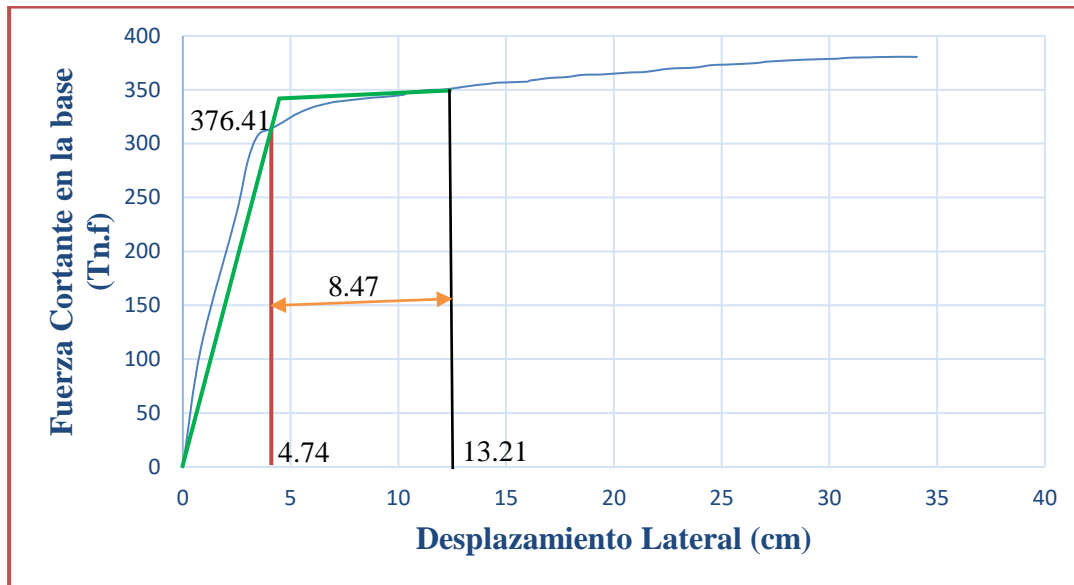


Figura 11. Fema 440 – Curva de capacidad en YY

Según el FEMA 440 para un sismo ocasional (72 años de periodo de retorno), la estructura incursiona en el rango inelástico con una cortante de 376.41 tn.f a un desplazamiento de 4.74 centímetros en el techo de la estructura. Con el sismo de diseño la deformación llegó a los 13.21 centímetros.

## CAPÍTULO 4. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

### 4.1 Discusión de Resultados

Se realizó el análisis lineal estático, para verificar la distorsión de entre piso (DERIVA) en las direcciones de X y Y ubicada según la excentricidad accidental, se amplificaron las cargas sísmicas siguiendo lo establecido en la norma peruana E 0.30 DISEÑO SISMORRESISTENTE, el cual por ser un edificio regular y de concreto armado se amplificará 6 veces el daño. En la dirección Y - piso 1 se obtuvo un desplazamiento relativo de 22.22 milímetros y una deriva de 0.0052, en el piso 3 se desplazó 57.23 milímetros y una deriva de 0.0050, en el sexto piso se desplazó 87.76 milímetros con un desplazamiento relativo de 6.19 milímetros y una deriva de 0.0019, según la norma peruana E0.30, artículo 32 "DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS ADMISIBLES para concreto armado la deriva no debe ser mayor de 0.007 en todos los pisos. En la dirección X se desplazó 24.401 milímetros con una deriva de 0.0057 en el piso 1; en el piso 3 el desplazamiento relativo fue de 19.99 milímetros con una deriva de 0.0061 y en el sexto piso un desplazamiento relativo de 6.984 milímetros con una deriva de 0.0021; en ambas direcciones X y Y (todos los pisos), la distorsión de entre piso no supero el valor de 0.007 especificado por la norma peruana.

El área de refuerzo del acero en vigas y columnas se obtuvo de el programa SAP 2000 bajo el código de diseño del ACI 318 – 14 y se consideró según norma las siguientes combinaciones: Combinación 1: 1.4 CM + 1.7 CV, Combinación 2: 1.25 (CM + CV) ± Sismo X, Combinación 3: 1.25 (CM + CV) ± Sismo Y, Combinación 4: 0.9 CM ± Sismo X, Combinación 5: 0.9 CM ± Sismo Y, Envolvente: Combinación 1 +

Combinación 2 + Combinación 3 + Combinación 4 + Combinación 5. Al analizar la estructura SAP 2000 construye la curva envolvente la cual representa los máximos valores de las respuestas (envolvente), se consideró dicha curva para el área de acero necesario que ayude al concreto a resistir adecuadamente las combinaciones (previamente se revisó el control de deriva) y se eligió el área de diseño en la dirección X por necesitar mayor área, el diseño en vigas requiere un área de Acero positivo ( $A_{p+}$ ) = 1.23 cm y Acero negativo ( $A_{n-}$ ) = 1.55 cm correspondiente al piso 6; en el piso 3 un área de  $A_{p+}$  = 3.94 y  $A_{n-}$  = 4.26 cm, en el piso 1 un área de  $A_{p+}$  = 6.34 cm y  $A_{n-}$  = 7.48cm. la máxima demanda de área de acero para las vigas se encontró en el primer piso y se optó por un diseño general para vigas transversales y longitudinales un área de  $A_{p+}$  = 6.67 cm:  $2 \phi 1" + 1 \phi 5/8"$  y  $A_{n-}$  = 7.62 cm :  $3 \phi 1"$  dicho diseño será en vigas del 1er al 6to piso. El refuerzo transversal será de  $1@5\text{cm}$ ,  $6@10\text{cm}$ ,  $Rto.@25\text{cm}$  cumpliendo los parámetros mínimos de la norma peruana.

En el diseño de refuerzo en columnas la norma peruana recomienda que la cuantía mínima de acero en columnas sea de 1% con la finalidad que el acero no alcance la fluencia bajo cargas de servicio y la máxima cuantía del 6% para evitar congestión del acero de refuerzo en la sección, al diseñar la estructura se encontró en SAP 2000 un área requerida ( $A_r$ ) de 37.91 cm, en el piso 1, en el piso 2 un  $A_r$  = 30.25 cm, en el piso 3 un  $A_r$  = 30.25 cm, en el piso 4 un  $A_r$  = 30.25 cm, en el piso 5 un  $A_r$  = 30.25 cm y en el piso 6 de 30.25 cm; optándose por utilizar un área de 38.10 cm<sup>2</sup>:  $15 \phi 1"$  para todas las columnas de forma cuadrada del 1er al 6to piso El refuerzo transversal será de  $1@5\text{cm}$ ,  $6@10\text{cm}$ ,  $Rto.@25\text{cm}$  cumpliendo los parámetros mínimos de la norma peruana.

Se verificó que la capacidad a flexión de la viga sea menor al de la columna, en el primer piso - nudo central se encontró un  $\Phi_{Mn}$  Col: 60.83 y un  $\Phi_{Mn}$  viga: 27.28 dichos momentos dan un cociente de 2.23 y en el nudo exterior un  $\Phi_{Mn}$  Col: 63.57 y un  $\Phi_{Mn}$  viga: 24.64 generando un cociente de 2.58, según norma el límite exigido es  $\Sigma \Phi_{Mn} \text{ col} / \Sigma \Phi_{Mn} \text{ viga} > 1.4$ , en ambos casos tanto el nudo central como el exterior en el primer nivel se cumple lo especificado en la norma peruana.

Se procedió a realizar el análisis pushover en el programa SAP 2000 en ambas direcciones X y Y, En la dirección X presento mayor desplazamiento en el centroide y mayor daño en los elementos estructurales, las primeras rótulas se formaron en el paso 1, en las vigas del 1er nivel correspondientes a la dirección X y Y ambas de grado B (operacional y funcional) con un desplazamiento en el 6to piso (centroide según excentricidad accidental) de 18.51 milímetros, es recomendable que las rótulas se formen primero en las vigas y luego en las columnas debido a que el sismo ataca la parte más vulnerable de la estructura, en la presente tesis por ser una edificación aporticada es ideal que las rótulas se formen primero en las vigas, es decir generar que la edificación produzca una falla dúctil en lugar de una falla frágil, la cual se da cuando las rótulas se forman primero en las columnas; en el paso 2 se formaron las primeras rótulas en las columnas en la dirección de X y Y ambos de grado B + 72 rótulas en vigas del 1er al 3er piso de grado B correspondientes al eje X + 2 rótulas de grado B en vigas del primer nivel correspondientes al eje Y y el desplazamiento en el centroide fue de 42 milímetros, el análisis siguió y en el paso 20 se formaron en vigas 36 rótulas del 1er al 2do nivel de grado IO (funcional) + 72 rótulas de grado B del 3er al 5to piso en la dirección X además de 29 rótulas del 1er al 2do piso de grado B en la dirección Y, además se formaron 16

rótulas en columnas de grado IO en la dirección X y Y con un desplazamiento de 140.21 milímetros en el centroide. En el paso 48 se encontró el máximo desplazamiento de 339.89 milímetros en dicho paso se formaron 28 rótulas en vigas del 1er al 3er piso de grado B en la dirección Y, además de 30 rótulas del 1er al 2do piso de grado C (colapso) + 12 r rótulas en el 1er piso de grado IO + 20 rótulas del 3er al 4to piso de grado B correspondiente al eje Y; en el eje X se formaron 8 rótulas en el 1er piso de grado C + 8 rótulas en el 1er piso de grado IO + 15 rótulas del 1er al 4to piso de grado B.

El nivel de desempeño sísmico en el paso 1 y 5 que se observa en vigas y columnas según SEAOC describe un rango de daño operacional y ocupacional es decir el daño estructural es nulo, la estructura sigue perfectamente elástica y los servicios se encuentran sin daño y continúan operando; en el paso 20 se observa en vigas 36 rótulas en el 1er y 2do piso + 16 rótulas en columna para ambos ejes las rótulas en vigas y columnas presentan un rango de daño funcional es decir la estructura analizada presenta pequeños daños en los elementos estructurales, pero la mayoría de servicios puede usarse inmediatamente. Finalmente, el nivel de desempeño sísmico en el paso 48 alcanza el rango de Colapso es decir los elementos estructurales colapsaron.

Se observó el comportamiento de la estructura aporticada extrayendo la curva de capacidad del análisis pushover en SAP 2000, el punto de fluencia efectiva fue de 376.06 toneladas fuerza con un desplazamiento de 4.88 centímetros en el techo de la estructura (zona elástica) encontrándose en el rango ocupacional según SEAOC; así mismo en el rango funcional se desplazó 13.52 cm con una cortante basal de 405.07 tn.f, en el rango resguardo de vida se desplazó 22.16 cm con una cortante en la base de 419.70 tn.f, en el rango cerca al colapso se desplazó 27.92 cm con una cortante en la

base de 427.69 tn.f y finalmente la estructura colapso con un desplazamiento de 33.68 cm y una cortante de 431.69 toneladas fuerza.

Según el FEMA 440 la estructura en la dirección X alcanza la fluencia efectiva con un cortante de 394.90 Tn.f a un desplazamiento de 4.56 centímetros, en la dirección Y alcanza la fluencia con un cortante de 376.41 Tn.f a un desplazamiento de 4.74 centímetros. El objetivo del desempeño sísmico para un sismo Ocasional (periodo de retorno 72 años) es mantenerse en el rango funcional, el cual no debe superar el 30% del desplazamiento no lineal, la estructura en estudio para cumplir dicho objetivo no debe superar los 9 centímetros de desplazamiento medidos desde la zona inelástica en ambas direcciones, en la dirección x se desplazó 8.38 centímetros y en la dirección Y se desplazó 8.47 centímetros, cumpliendo el objetivo en ambas direcciones

## 4.2. Conclusiones

El resultado de la presente tesis muestra que los requisitos de desplazamiento lateral (Deriva) del código peruano conduce a importantes dimensiones en los elementos estructurales, se obtuvieron columnas cuadradas de 55 centímetros (cm) de lado y vigas peraltadas de 30 cm de base y 60 cm de peralte, con una deriva máxima de 0.0067 en la dirección X y una deriva maxima de 0.056 en la direccion Y.

Se analizó en el programada SAP 2000 el acero de refuerzo bajo el código de diseño del ACI 318-14; en el primer nivel se encontró las áreas máximas de diseño para vigas y columnas, en vigas del 1er al 6to piso se optó para el acero positivo:  $2 \phi 1" + 1 \phi 5/8" = 6.67 \text{ cm}^2$  y un área de  $7.62 \text{ cm}^2 = 3 \phi 1"$  para el acero negativo; el refuerzo de acero en columnas del 1er al 6to piso fue de  $38.1 \text{ cm}^2 = 15 \phi 1"$ .

Los proyectos con sistema estructural aporticado diseñado con el reglamento nacional de edificaciones pueden alcanzar ductilidades de desplazamiento de orden 11 o más; la ductilidad global de la estructura aporticada con respecto a la fluencia efectiva fue de 18 cuando se consideró la sección transversal completa en todos los elementos estructurales (vigas y columna), cuando se redujo la inercia al 45% en vigas y 65% en columnas la ductilidad fue de 11. El edificio aporticado estudiado en la presente tesis tiene una sobre resistencia de 1.15 para el cortante asociado a la primera rotula y de 2.8 para la fuerza cortante máxima (colapso).

Se analizó la curva de capacidad para un sismo ocasional (periodo de retorno de 75 años), manteniéndose en el rango funcional en ambas direcciones, cumpliendo satisfactoriamente los objetivos de desempeño establecidos por el SEAOC, según el factor de importancia de la estructura en estudio (sistema aporticado), por lo tanto dicha estructura no requiere un rediseño debido a que su comportamiento ante un evento sísmico es el esperado.

## REFERENCIAS

Aguiar, R. (2002). *Sistema de computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los países bolivarianos*. En Revista Internacional de ingeniería de estructuras. Quito, Ecuador. Disponible en: <https://biblat.unam.mx/es/revista/revista-internacional-de-ingenieria-de-estructuras/articulo/evaluacion-de-dano-sismico-en-los-paises-bolivarianos-sistema-de-computacion-ceinci3>

Alvear, J. y Ruales, J. (2014). *Diseño por desempeño en edificios de hormigón armado, de acero estructural, y mixtos*. [Tesis]. Pontificia Universidad Católica del Ecuador. Disponible en: <http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/9575>

Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. [Tesis]. Universidad Politécnica de Catalunya. Disponible en: <https://www.tdx.cat/handle/10803/6230;jsessionid=E7E7B22E44B6C4EC5AC0A67CEE60BB4F#page=1>

Duarte, C.; Martínez, M.; y Santamaria, J. (2017). Análisis estático no lineal (Pushover) del cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador. [Tesis]. Universidad de El Salvador. Disponible en: <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/13405/>  
<https://ri.ues.edu.sv/id/eprint/13405>



Elnashai, A, y Di Sarno, L. (2008). *Fundamentos de la ingeniería sísmica*.

Editorial: Wiley. DOI: 10.1002/9780470024867.ch2

Federal Emergency Management Agency. (2000). FEMA 356 – Pag. 3-10

Linear Static Procedure

Federal Emergency Management Agency. (2000). FEMA 356 – Pag. 3-18

Nonlinear Static Procedure

Goytia, I. y Villanueva, R. (2001). *Texto guía de ingeniería antisísmica*.

Facultad de Ciencias y Tecnología. Disponible en:

<https://vdocuments.es/download/texto-guia-de-ingenieria-antisismica-pdf>

Instituto Geofísico del Perú (2017). *Escenario sísmico*. Disponible en:

<https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2019/01/201711231521471-1.pdf>

ININVI (1990). Norma técnica de edificación NTE – E 0.60. Diseño en concreto

Armado. Instituto nacional de investigación y normalización de la vivienda.

Marte, C. (2014). Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal (“Push-Over”). [Tesis de maestría]. Universidad Politécnica de Catalunya.

Disponible en:

<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/21138/Tesis%20Celio.pdf>

Muñoz A. (1999), Ingeniería Antisísmica. Editorial de la pontificia universidad católica del Perú.

Navarro, C. y Fernández, J. (2009). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones*. [Tesis]. Facultad de Ciencias e Ingeniería. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

Disponible

en:

[https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/163/FERNANDEZ\\_JHONNY\\_DESEMPE%  
c3%91O\\_SISMICO\\_%20EDIFICIO\\_APORTICADO\\_SEIS\\_PISOS.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/163/FERNANDEZ_JHONNY_DESEMPE%c3%91O_SISMICO_%20EDIFICIO_APORTICADO_SEIS_PISOS.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Ottazzi, G. (2015). *Apuntes del curso concreto Armado 1*. Material de estudio. Facultad de Ciencias e Ingeniería. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

Ramírez Parisca, C. (2013). Estimación de la capacidad sísmo-resistente en edificaciones de concreto armado modeladas con acero comercial aplicando el método análisis estático no lineal “Pushover”. [Tesis]. Universidad Católica Andrés Bello. Venezuela. Disponible en:

<http://biblioteca2.ucab.edu.ve/anexos/biblioteca/marc/texto/AAS8609.pdf>

Puicón, W. (2019). Desempeño Sísmico de un edificio de 6 pisos, para identificar niveles de seguridad frente a movimientos sísmicos, Lima-2019. [Tesis].

Facultad de Ingeniería Civil. Universidad César Vallejo. Disponible en:

[https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/39829/Puican\\_RWM.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/39829/Puican_RWM.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

QUIUN, D. y Flores, M. (2003). Estudio del control de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado. Congreso Nacional de Ingeniería civil.

Reglamento Nacional de Construcciones (RNC). (1985). Norma técnica de Edificación NTE. E 0.20 Cargas.

SEAOC (1995) A Framework for performance based design. Visión 2000 Committee. Structural Engineers Association of California.

SENCICO (2003) Norma técnica de edificación NTE – E 0.30 Diseño Sismorresistente- Servicio nacional de normalización, capacitación e investigación para la industria de la construcción.

Vergara Luna, A. (2014). *Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de un edificio de 6 niveles en la ciudad de Trujillo, La Libertad*. [Tesis]. Universidad Privada Antenor Orrego. Disponible en: [https://repositorio.upao.edu.pe/bitstream/20.500.12759/585/1/REP\\_ING.CIVIL\\_ALBERTO.VERGARA\\_MARIO.ZEVALLOS\\_ANALISIS.SISMICO.DESEMPEÑO.ESTATICO.NO.LINEAL\\_EDIFICIO.6.NIVELES.TRUJILLO.LA.LIBERTAD.pdf](https://repositorio.upao.edu.pe/bitstream/20.500.12759/585/1/REP_ING.CIVIL_ALBERTO.VERGARA_MARIO.ZEVALLOS_ANALISIS.SISMICO.DESEMPEÑO.ESTATICO.NO.LINEAL_EDIFICIO.6.NIVELES.TRUJILLO.LA.LIBERTAD.pdf)

## ANEXOS

### Anexo N° 1 Análisis lineal estático en SAP 2000

A) Aperturamos SAP 2000 con unidades de medida

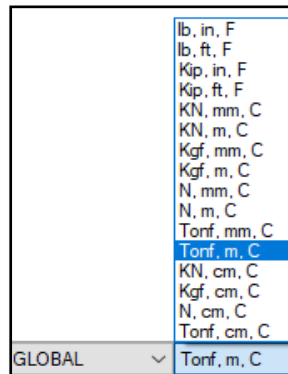


Imagen 1: Unidades de medida

B) Editamos Número y altura de entre piso, así como también espacio y distancia en X y Y.

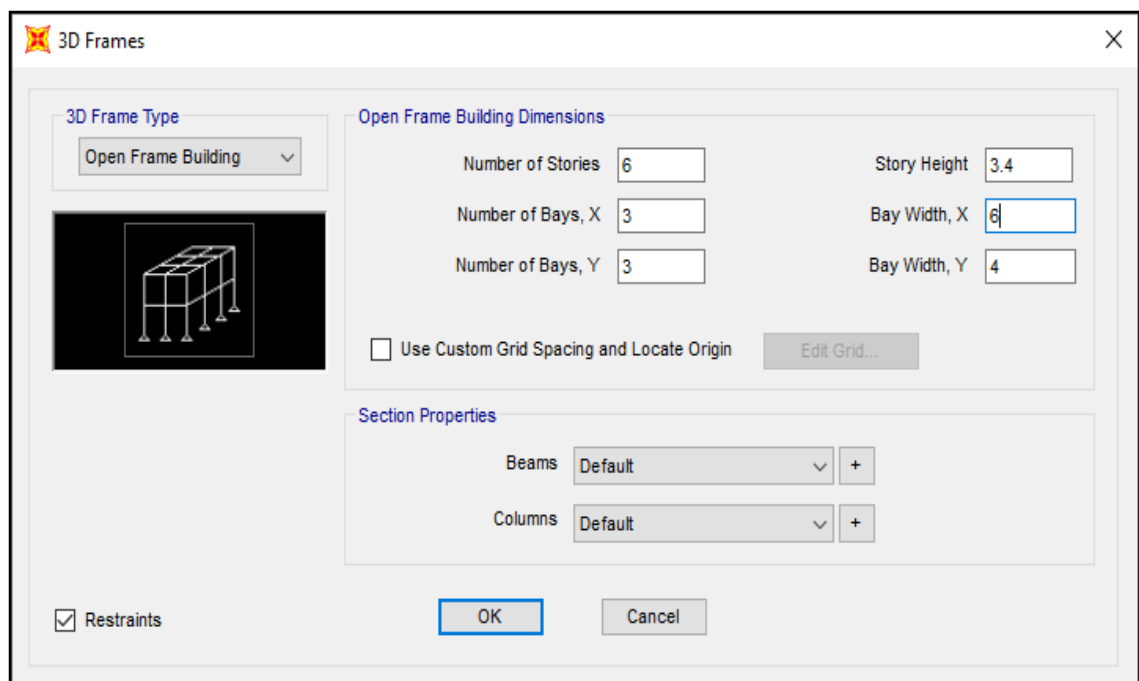


Imagen 2: Edición de dimensiones

C) Movemos los apoyos según conexión con zapata

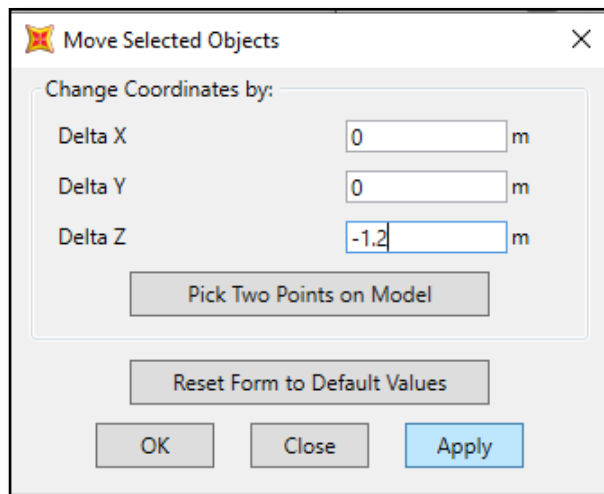


Imagen 3: Ubicación de apoyos

#### D) Definimos la grip line según excentricidad accidental

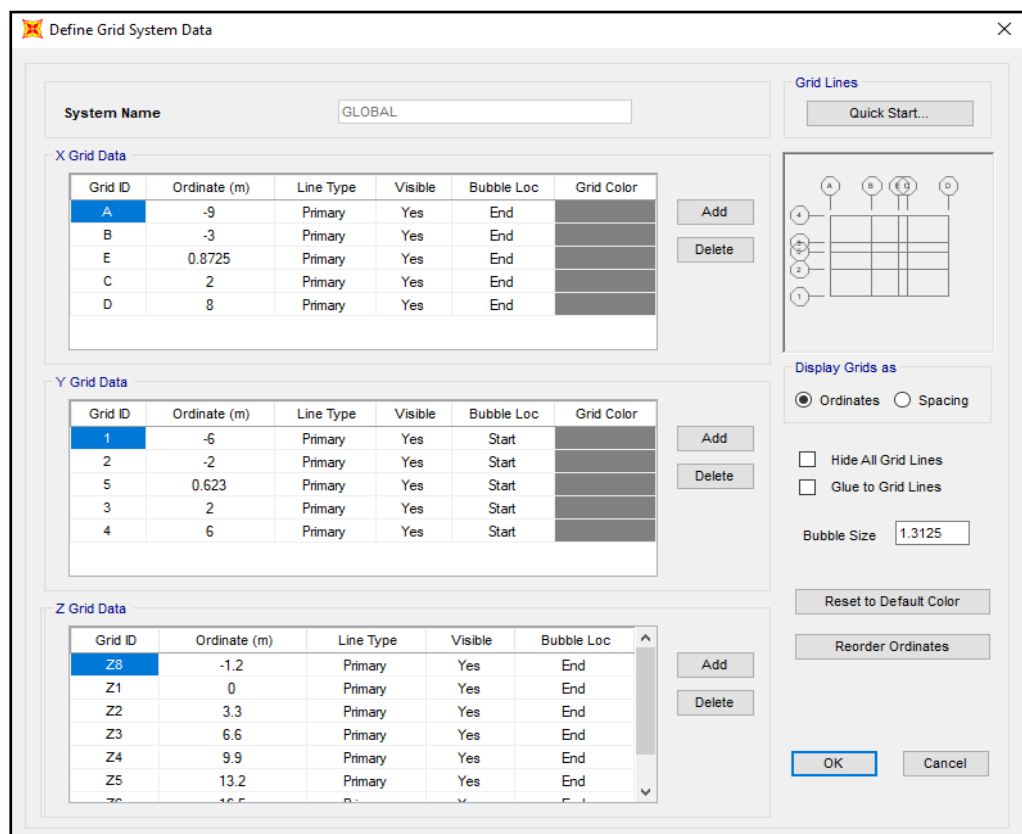


Imagen 4: Edición para definir el centro de masa

E) Empotramos los apoyos

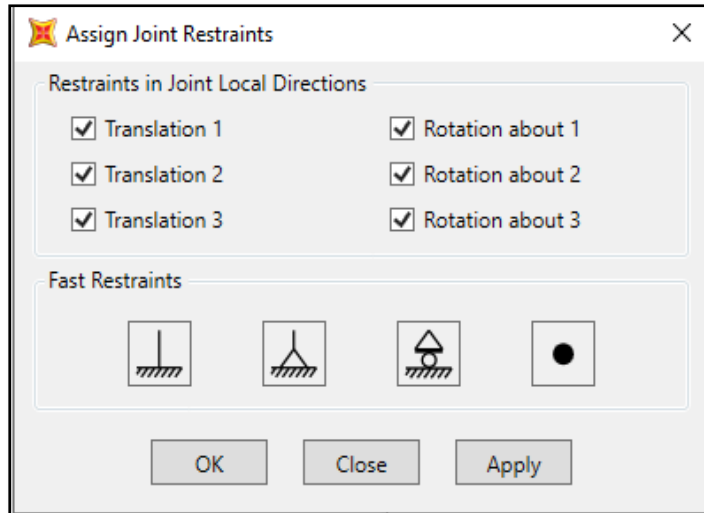


Imagen 5: Empotramiento de apoyos

F) Definimos el material

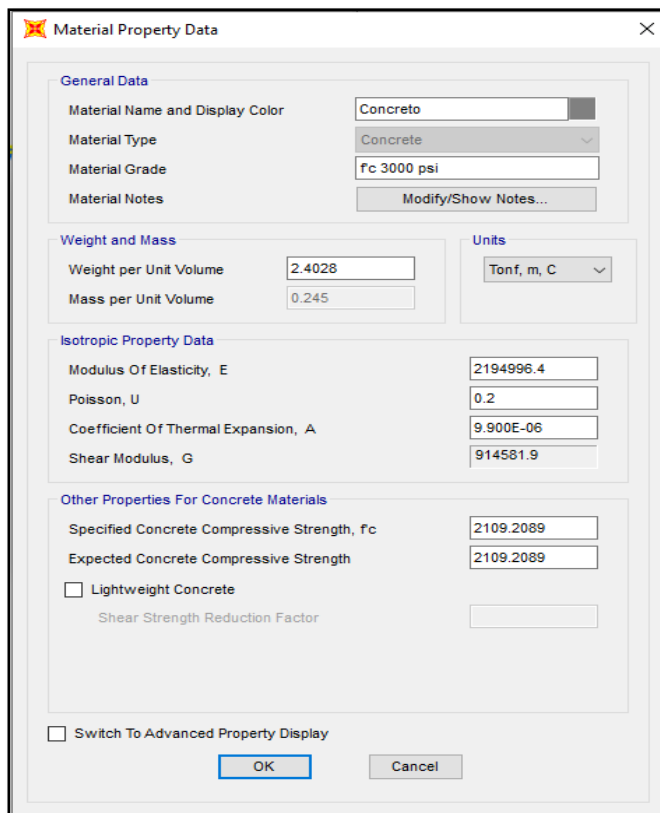


Imagen 6: Edición de parámetros del material

G) Definimos las secciones transversales en columnas y vigas

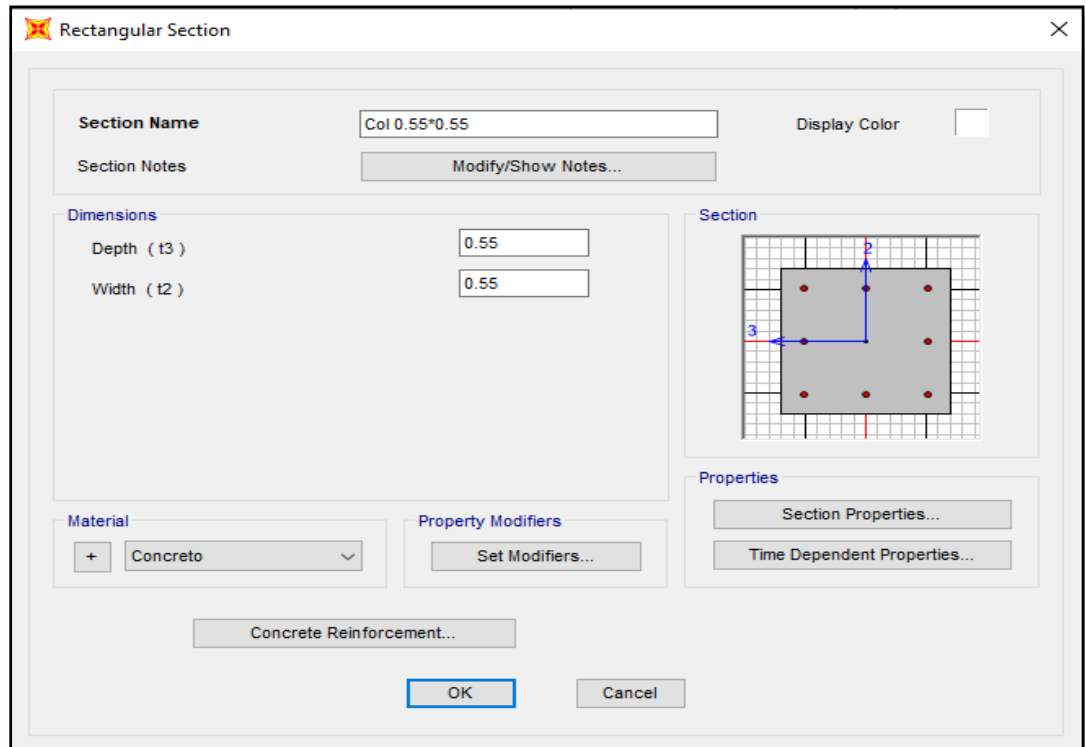


Imagen 7: Longitud de sección transversal en columna

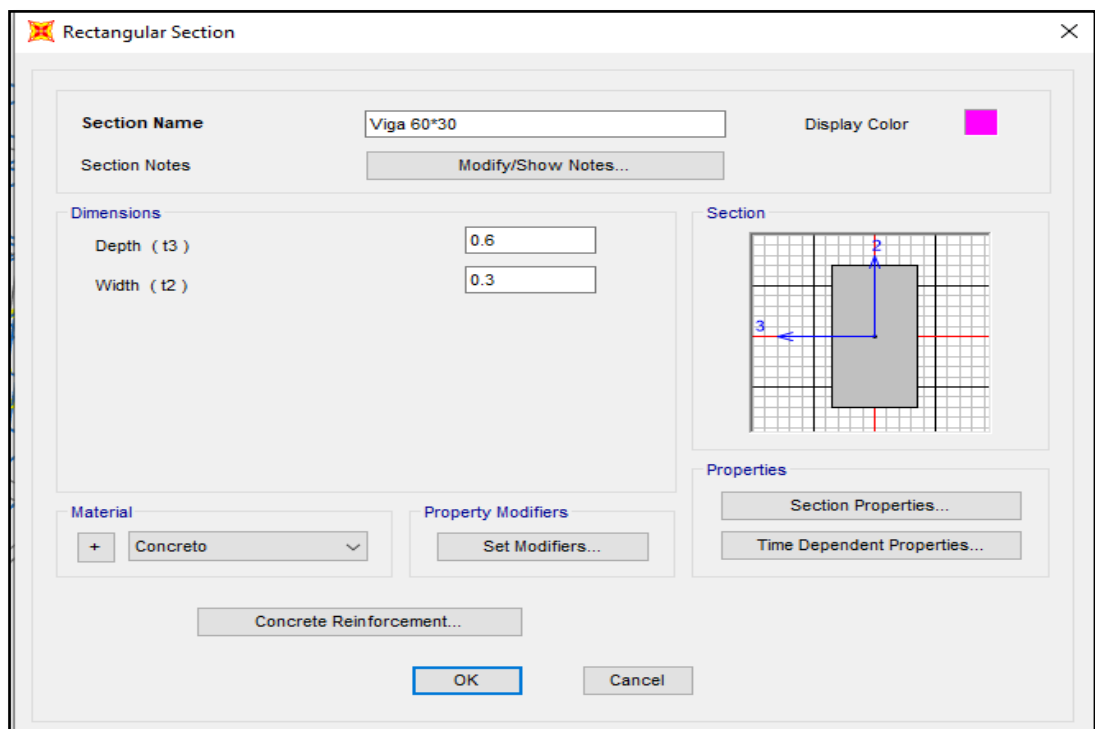


Imagen 8: Longitud de sección transversal en viga

H) Asignamos la sección a vigas y columnas en todos los pisos

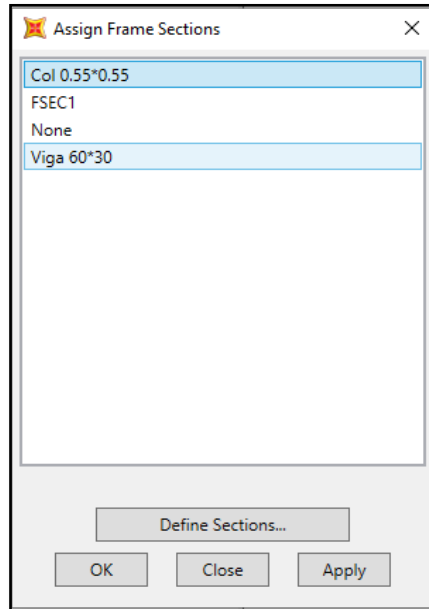


Imagen 9: Asignación de la sección transversal a vigas y columnas

I) Asignamos brazos rígidos:

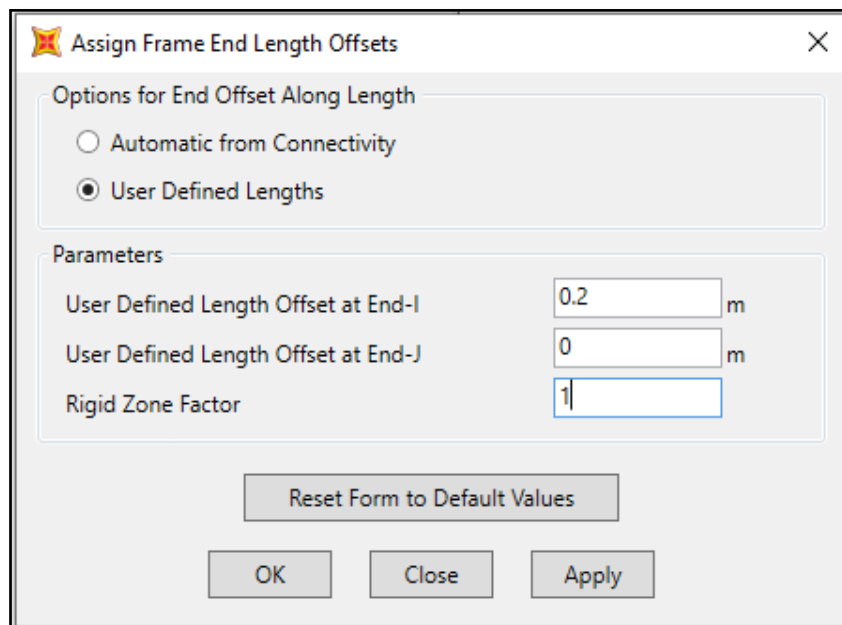


Imagen 10: Asignación de brazos rígido columna - zapata



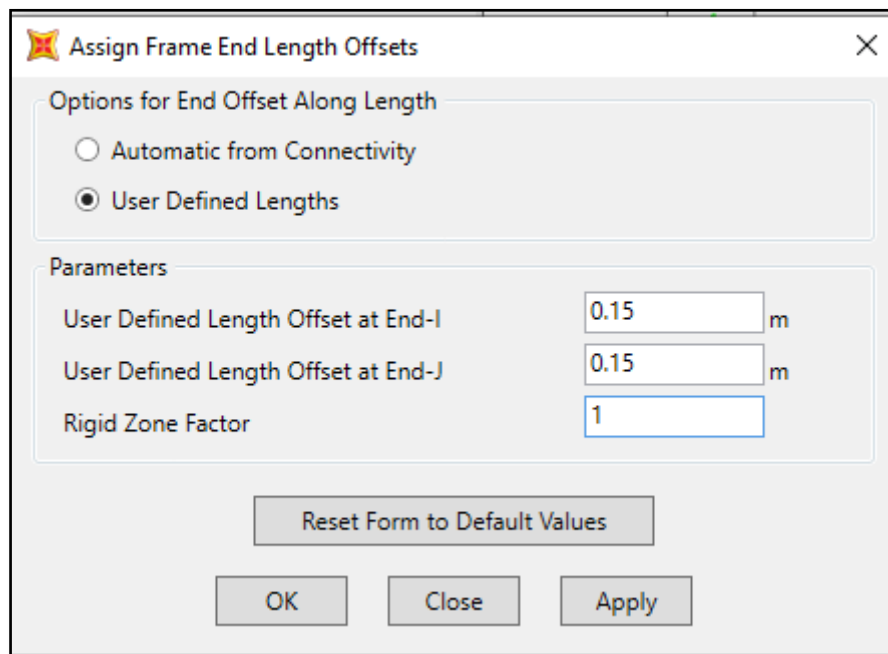


Imagen 11: Asignación de brazos rígido columna - viga

- J) Crear el centro de masa (Según excentricidad accidental), donde se aplicará la fuerza sísmica equivalente

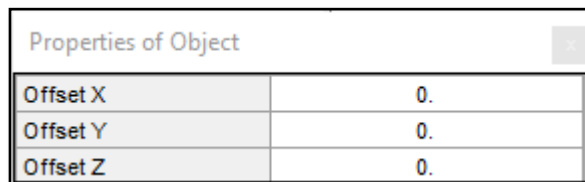


Imagen 12: Ubicación del centro de masa

- K) Asignamos restricciones en el centro de masas

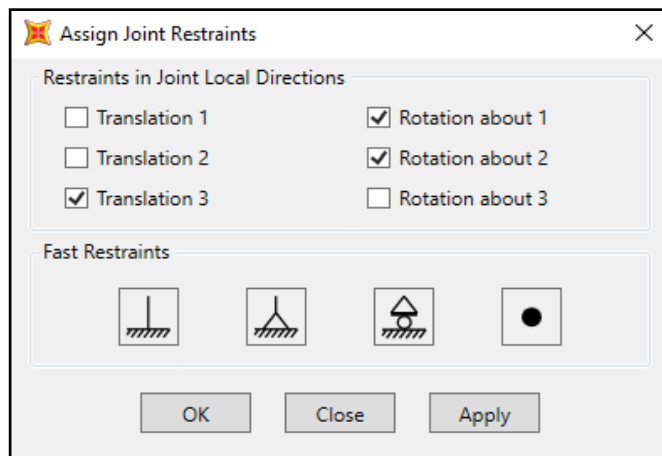


Imagen 13: Asignación de restricciones

- L) Definimos y asignamos el diafragma rígido a todos los nodos en cada del 1er al 6to piso

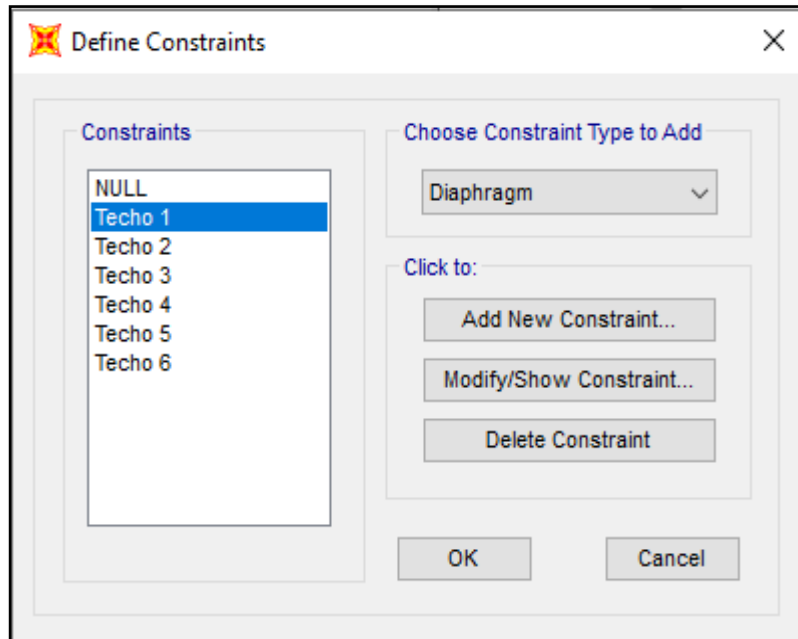


Imagen 14: Asignación del diafragma rígido a todos los nodos

- M) Definir los estados de cargas en X y Y

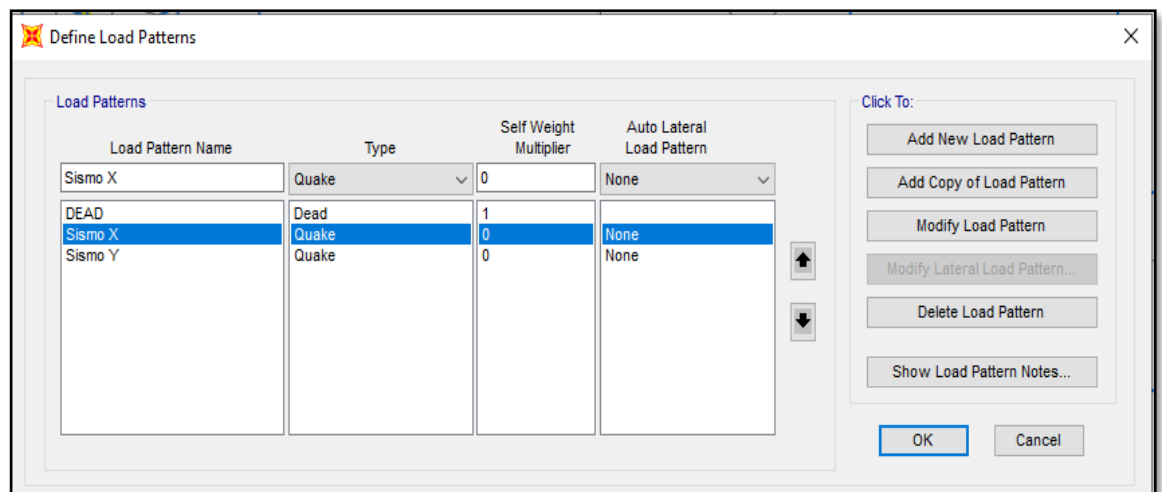


Imagen 15: Adicionar estados de carga

N) Asignamos las fuerzas sísmicas (sismo en X y Y) en el centro de masa en todos los pisos de la estructura.

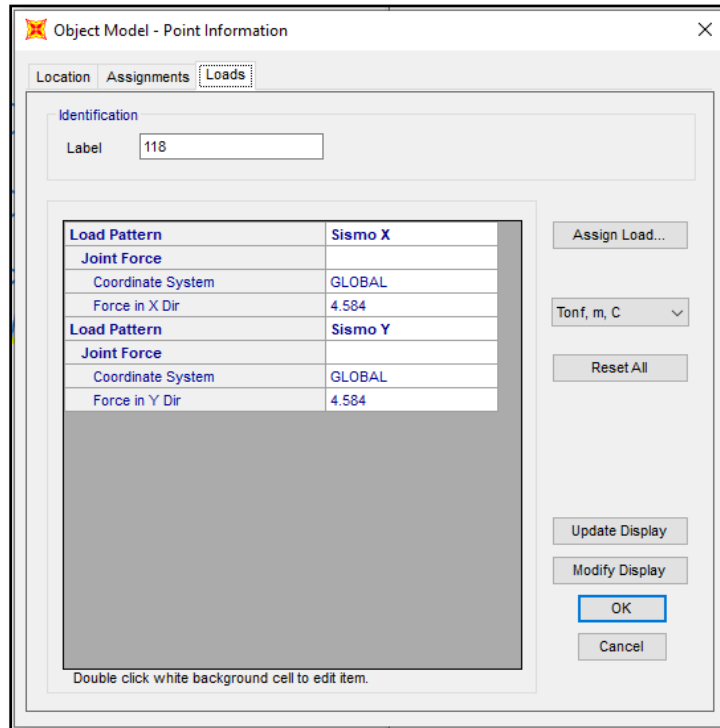
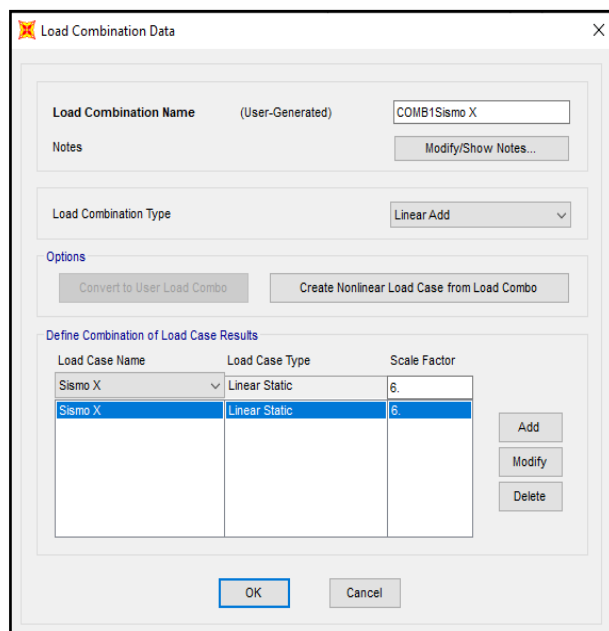


Imagen 16: Asignación de fuerzas sísmicas al piso 1 en la dirección X y Y

O) Amplificamos los desplazamientos con las combinaciones para X y Y



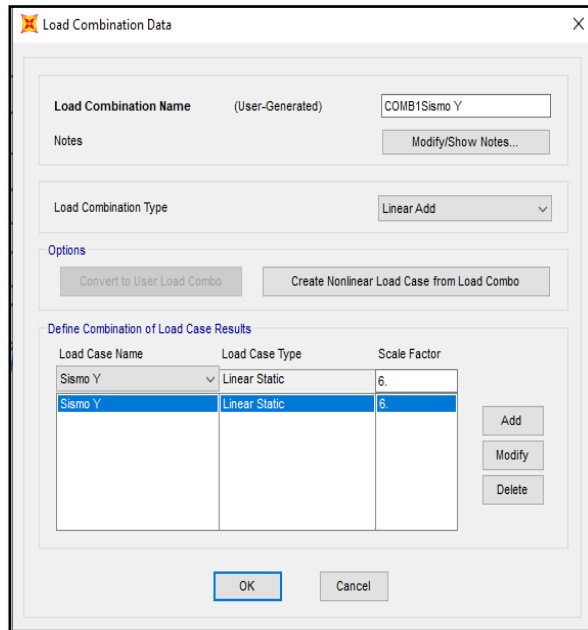


Imagen 18: Amplificación del desplazamiento en Y

P) Finalmente analizamos la estructura y exportamos al Excel los desplazamientos en los centros de masa

<b>TABLE: Joint Displacements</b>					
<b>Joint</b>	<b>OutputCase</b>	<b>CaseType</b>	<b>U1</b>	<b>U2</b>	<b>R3</b>
Text	Text	Text	mm	mm	Radians
113	COMB1Sismo X	Combination	102.17918	-1.203451	-0.000877
113	COMB1Sismo Y	Combination	-1.203451	87.755498	0.001932
114	COMB1Sismo X	Combination	95.195342	-1.125951	-0.00082
114	COMB1Sismo Y	Combination	-1.125951	81.565481	0.001807
115	COMB1Sismo X	Combination	83.111039	-0.987991	-0.00072
115	COMB1Sismo Y	Combination	-0.987991	71.195964	0.001586
116	COMB1Sismo X	Combination	66.501194	-0.797294	-0.000581
116	COMB1Sismo Y	Combination	-0.797294	57.231881	0.00128
117	COMB1Sismo X	Combination	46.503191	-0.566884	-0.000413
117	COMB1Sismo Y	Combination	-0.566884	40.624308	0.00091
118	COMB1Sismo X	Combination	24.401039	-0.308689	-0.000225
118	COMB1Sismo Y	Combination	-0.308689	22.222967	0.000495

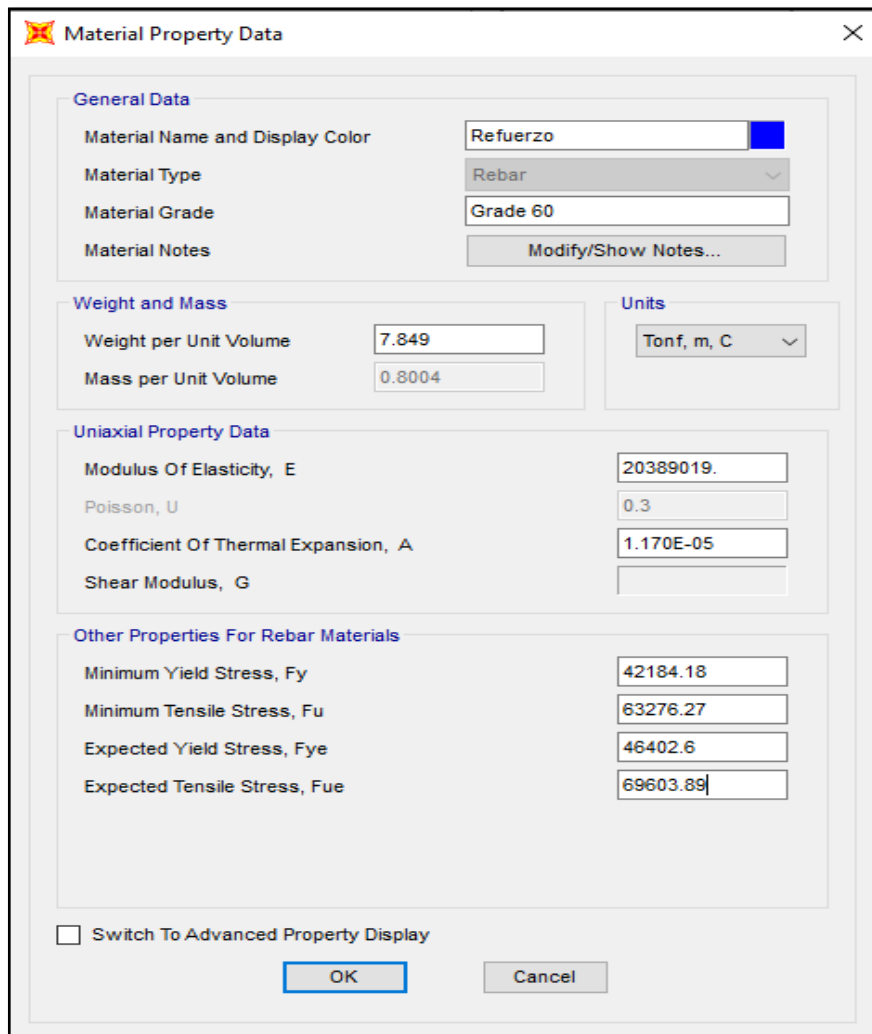
Tabla 1: Desplazamientos de las combinaciones en X y Y

## Anexo N° 2: Análisis Estático No Lineal –Pushover en X

Seguimos los pasos: A, B, C, D, E, K, L establecidos en el análisis estático lineal

y a continuación continuar con:

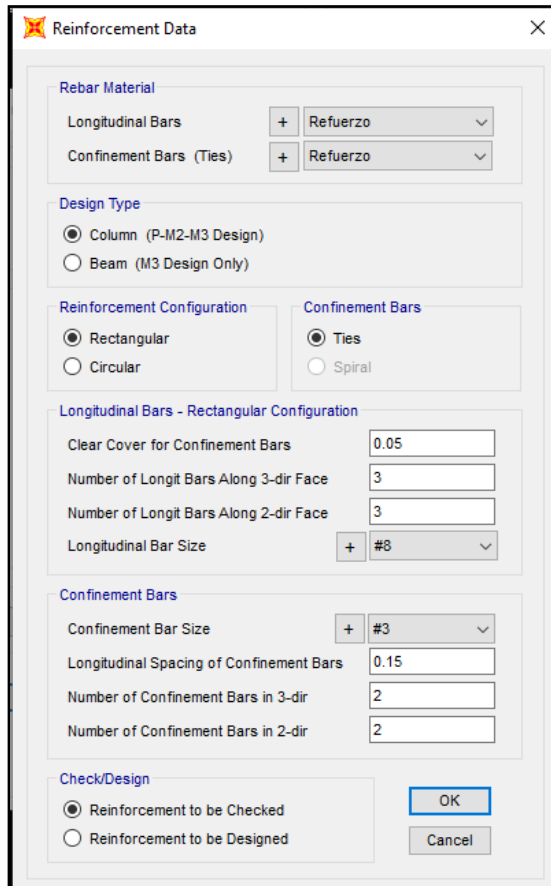
- 1) Crear el material para el acero



Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	Refuerzo
	Material Type	Rebar
	Material Grade	Grade 60
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	7.849
	Mass per Unit Volume	0.8004
Uniaxial Property Data	Modulus Of Elasticity, E	20389019
	Poisson, U	0.3
	Coefficient Of Thermal Expansion, A	1.170E-05
	Shear Modulus, G	
Other Properties For Rebar Materials	Minimum Yield Stress, Fy	42184.18
	Minimum Tensile Stress, Fu	63276.27
	Expected Yield Stress, Fye	46402.6
	Expected Tensile Stress, Fue	69603.89

Imagen 19: Propiedades del acero

- 2) Definir la sección de la columna según diseño establecido de refuerzo transversal y longitudinal para columna y viga, además de asignar dichas secciones a los elementos estructurales



**Reinforcement Data**

**Rebar Material**

Longitudinal Bars + Refuerzo

Confinement Bars (Ties) + Refuerzo

**Design Type**

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

**Reinforcement Configuration**      **Confinement Bars**

Rectangular       Ties

Circular       Spiral

**Longitudinal Bars - Rectangular Configuration**

Clear Cover for Confinement Bars 0.05

Number of Longit Bars Along 3-dir Face 3

Number of Longit Bars Along 2-dir Face 3

Longitudinal Bar Size + #8

**Confinement Bars**

Confinement Bar Size + #3

Longitudinal Spacing of Confinement Bars 0.15

Number of Confinement Bars in 3-dir 2

Number of Confinement Bars in 2-dir 2

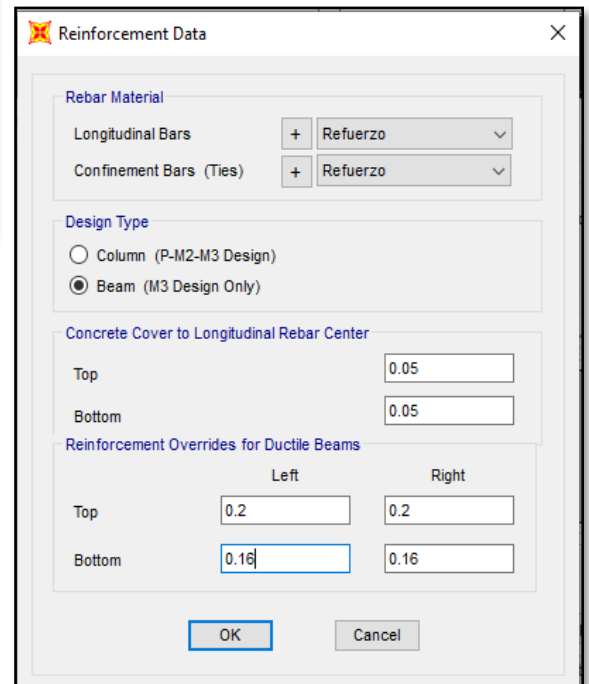
**Check/Design**

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

OK Cancel

Imagen 20: Asignación del refuerzo en columnas



**Reinforcement Data**

**Rebar Material**

Longitudinal Bars + Refuerzo

Confinement Bars (Ties) + Refuerzo

**Design Type**

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

**Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center**

Top 0.05

Bottom 0.05

**Reinforcement Overrides for Ductile Beams**

	Left	Right
Top	0.2	0.2
Bottom	0.16	0.16

OK Cancel

Imagen 21: Asignación del refuerzo en vigas

3) Definir los estados de carga

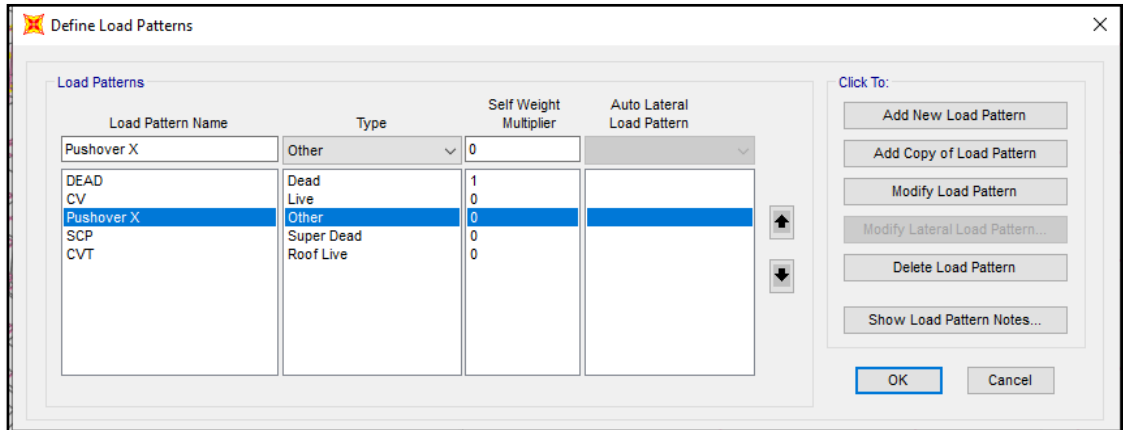


Imagen 22: Definir los estados de Carga

4) Asignar las cargas sísmicas en X – Nudo 91

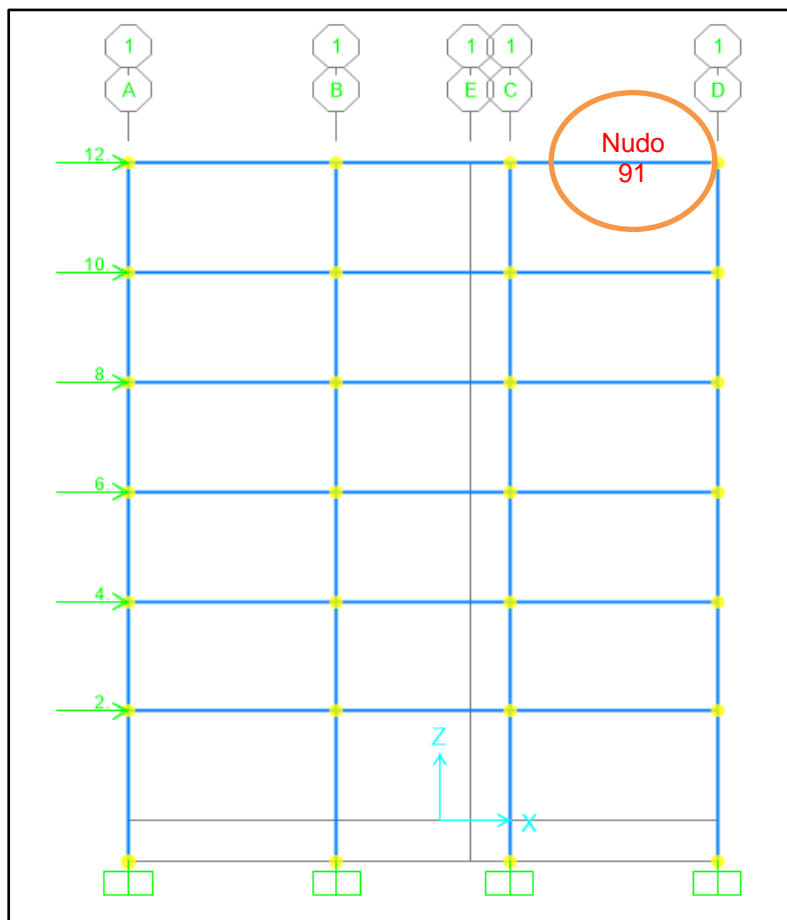
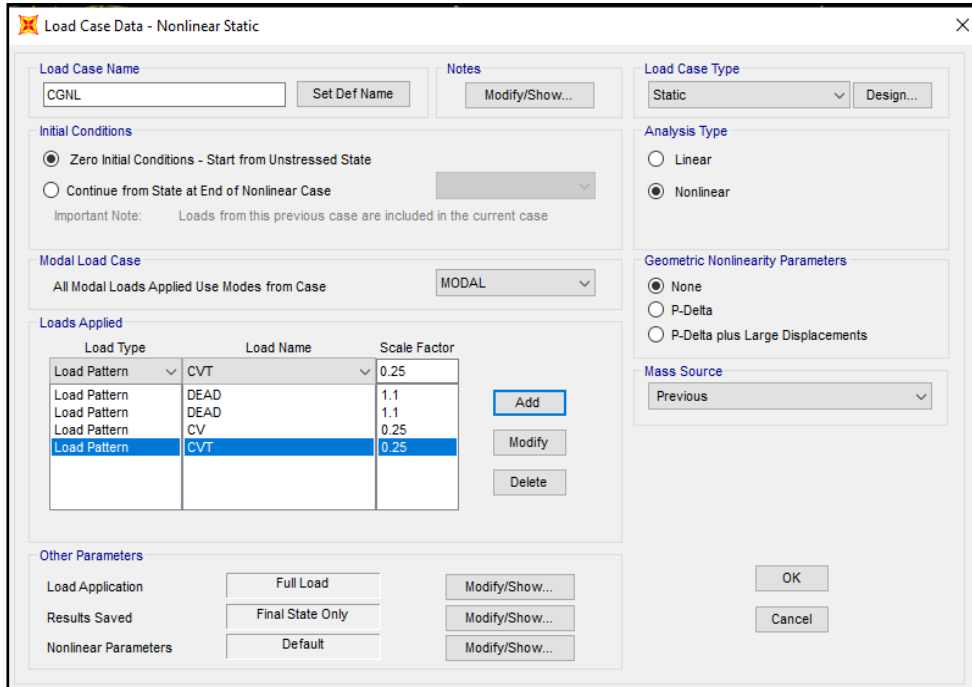


Imagen 23: Asignación de cargas incrementales en la dirección X

5) Definir el caso de carga gravitacional no lineal



**Load Case Data - Nonlinear Static**

Load Case Name: CGNL

Initial Conditions:  Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Modal Load Case: MODAL

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	CVT	0.25
Load Pattern	DEAD	1.1
Load Pattern	DEAD	1.1
Load Pattern	CV	0.25
Load Pattern	CVT	0.25

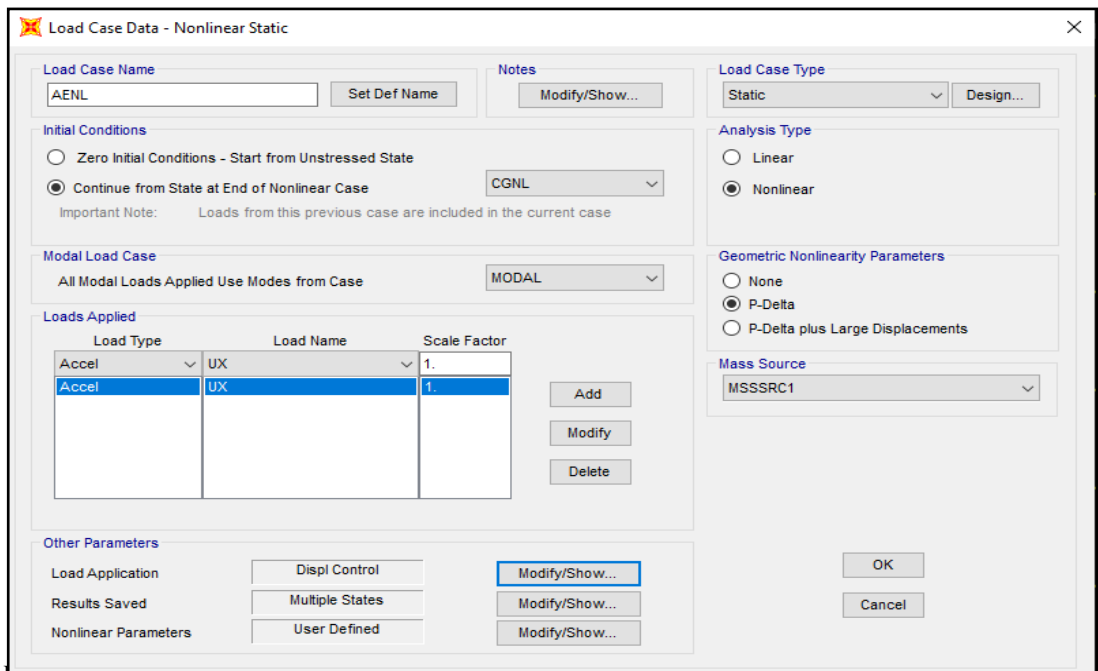
Analysis Type:  Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters:  None

Mass Source: Previous

Imagen 24: Definir la carga gravitacional no lineal

6) Modificar las propiedades del análisis estático no lineal



**Load Case Data - Nonlinear Static**

Load Case Name: AENL

Initial Conditions:  Continue from State at End of Nonlinear Case (CGNL)

Modal Load Case: MODAL

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	1.

Analysis Type:  Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters:  P-Delta

Mass Source: MSSSRC1

Other Parameters: Load Application: Displ Control; Results Saved: Multiple States; Nonlinear Parameters: User Defined



7) Definir el máximo desplazamiento y nodo de control

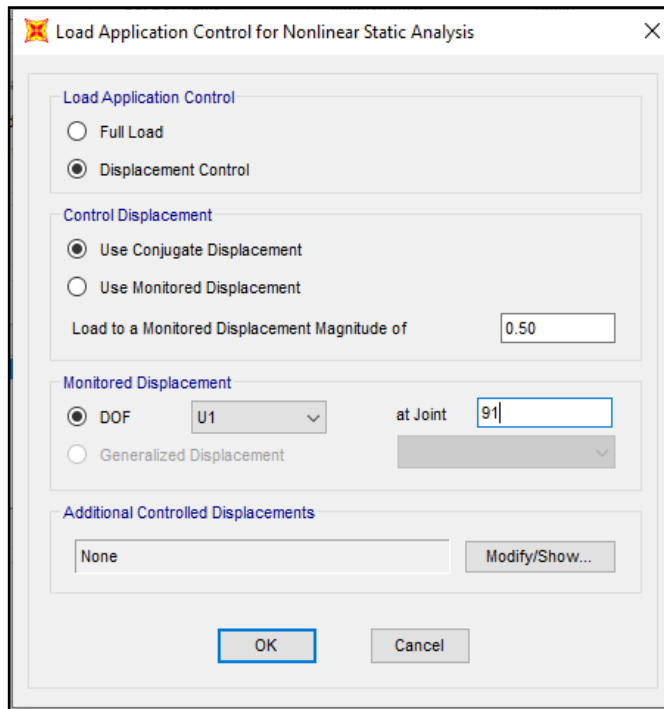


Imagen 26: Definir el desplazamiento y nudo de control

8) Modificar Múltiples pasos del análisis no lineal

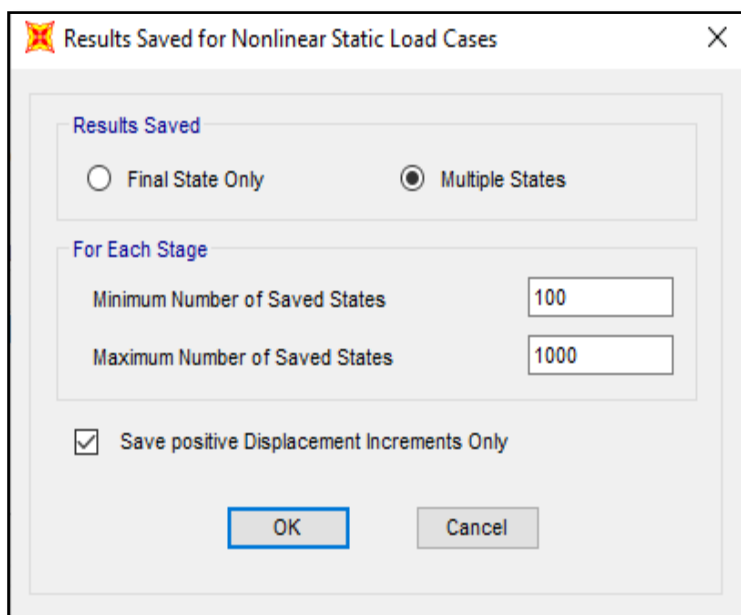


Imagen 27: Definición de los múltiples pasos

9) Modificar la opción de parámetros no lineales

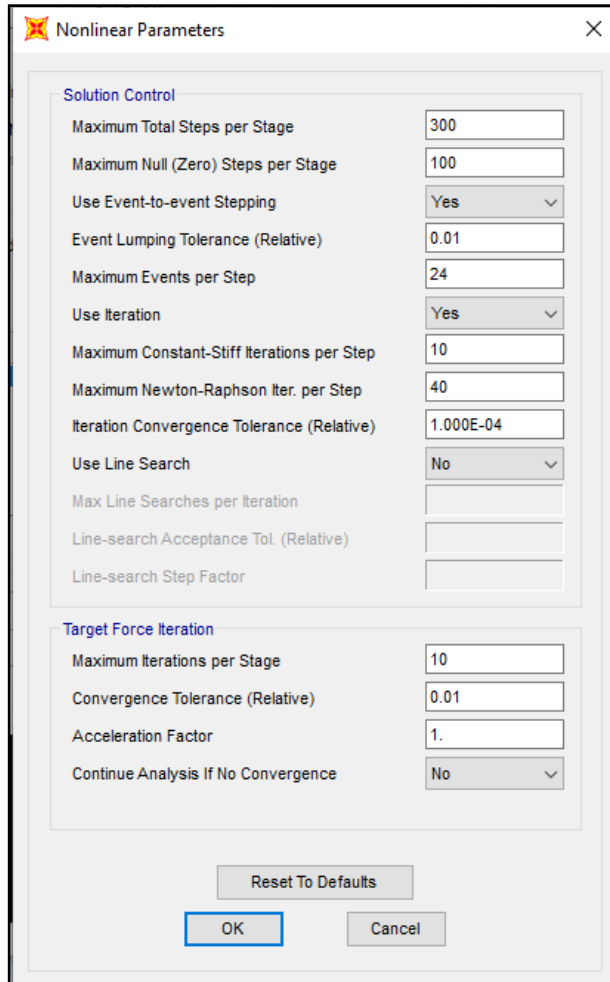


Imagen 28: Modificación de los parámetros No lineales

### 10) Incorporar la función espectral

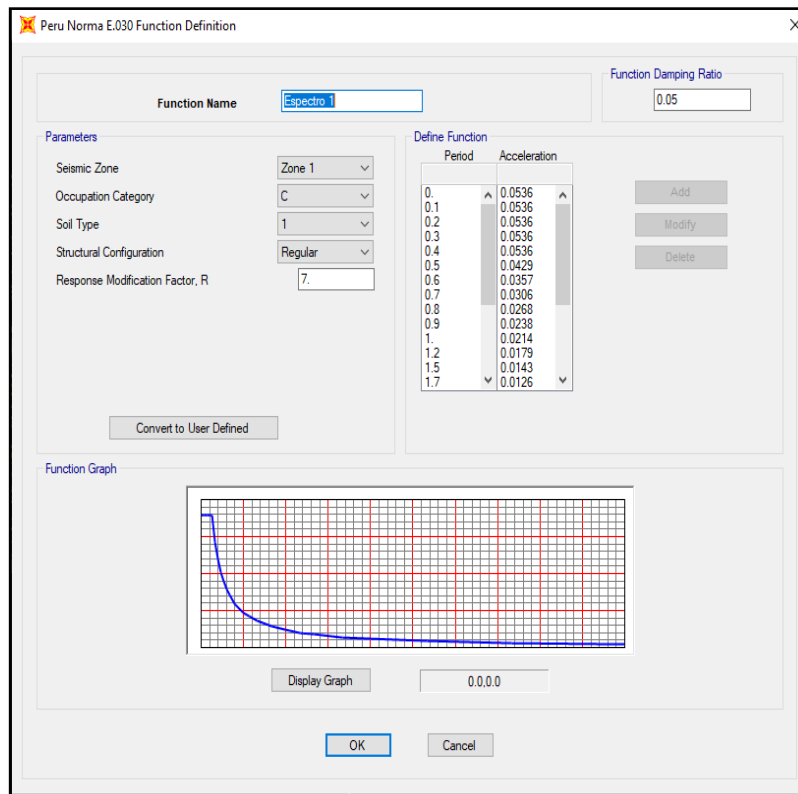


Imagen 30: Incorporar la función espectral

### 11) Definimos la fuente de masa

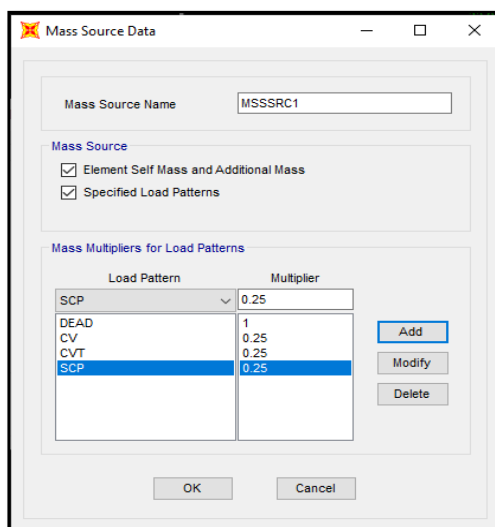


Imagen 31: Definir la fuente de masa

### 12) Asignamos los Hinges (Rotulas plásticas) en vigas

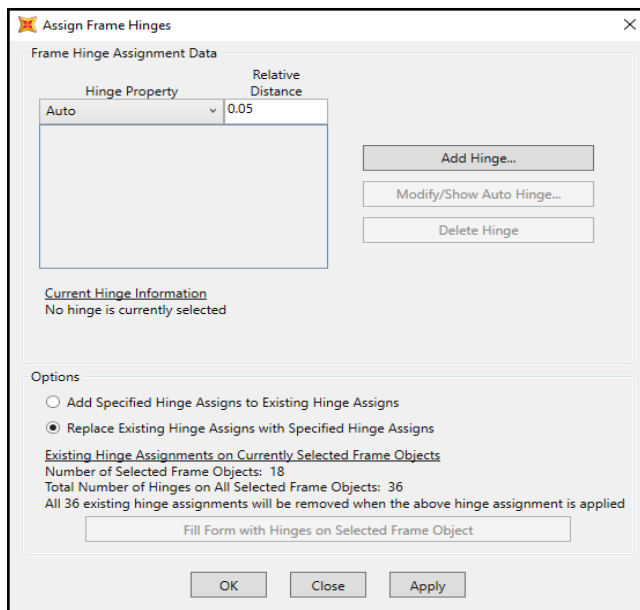


Imagen 32: creación de Hinges 5% en vigas

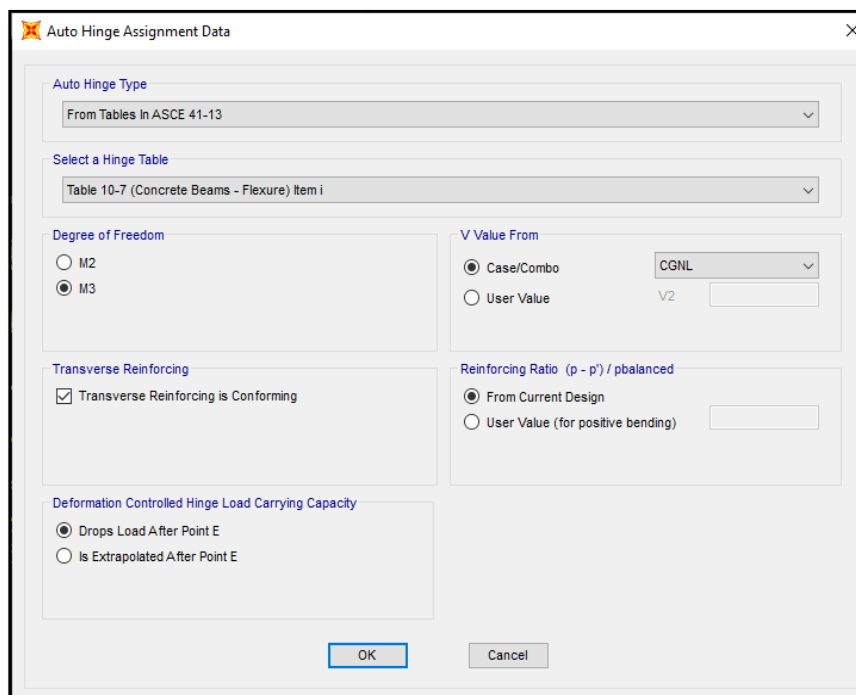


Imagen 33: Configuración de Hinges 5% en vigas

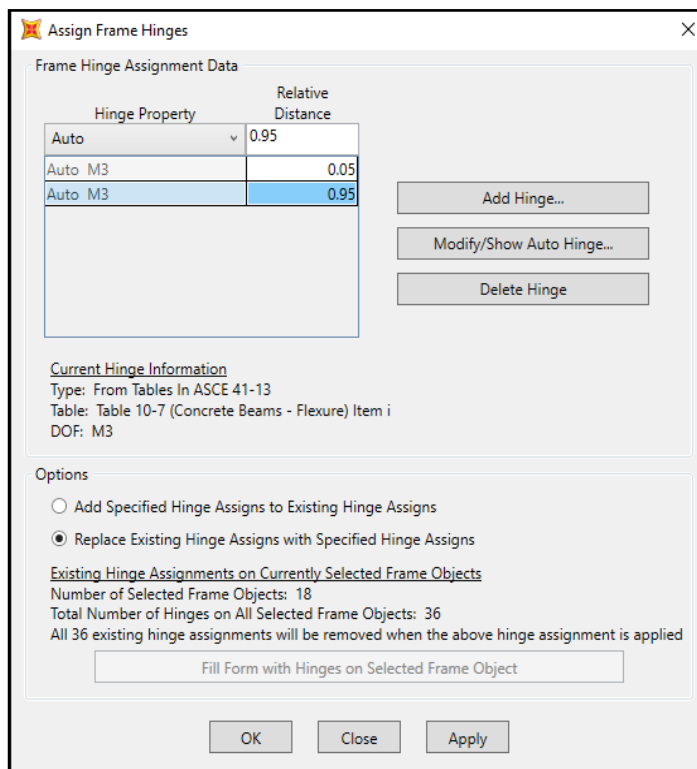


Imagen 34: Configuración de Hinges 5% y 95% en vigas

### 13) Asignamos los Hinges (Rotulas plásticas) en columnas

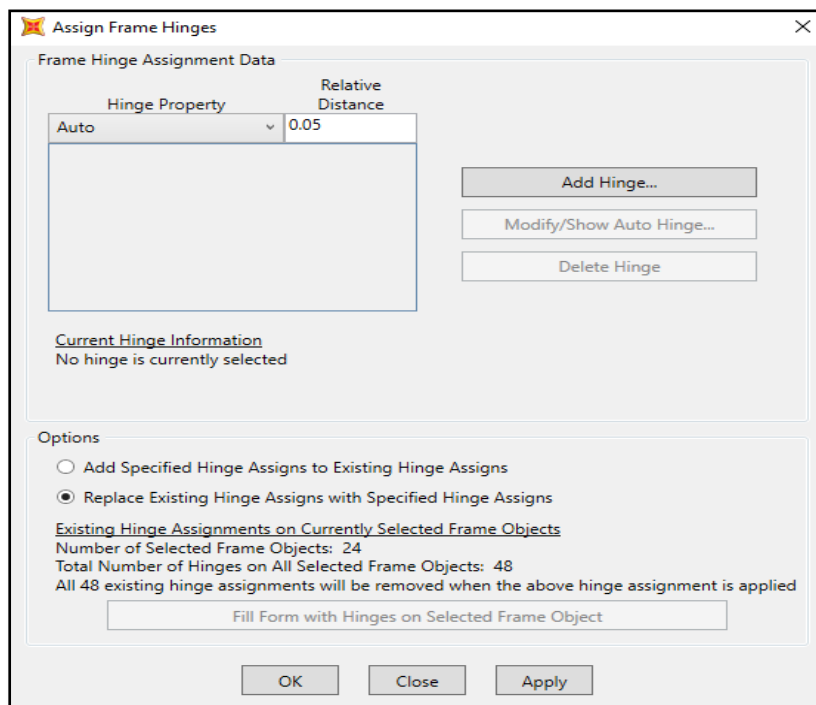


Imagen 35: Creación de Hinges 5% en columna

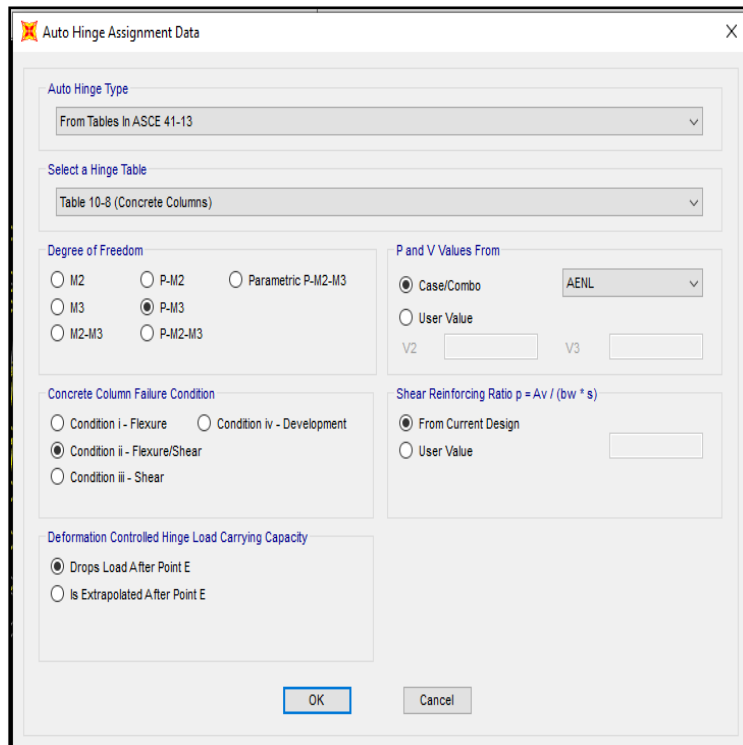


Imagen 36: Configuración de Hinges 5% en columna

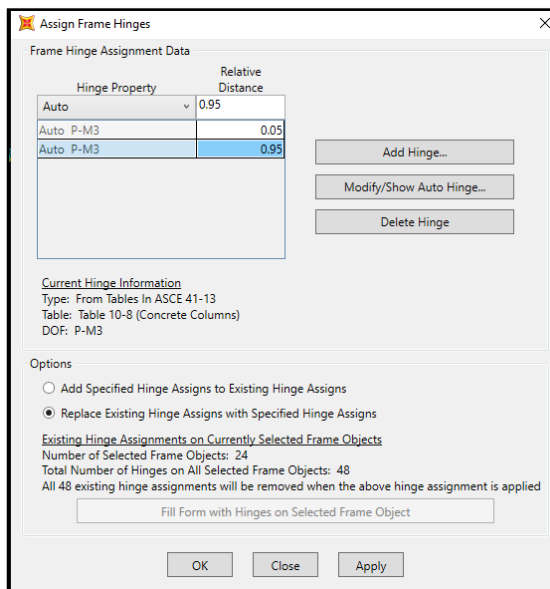
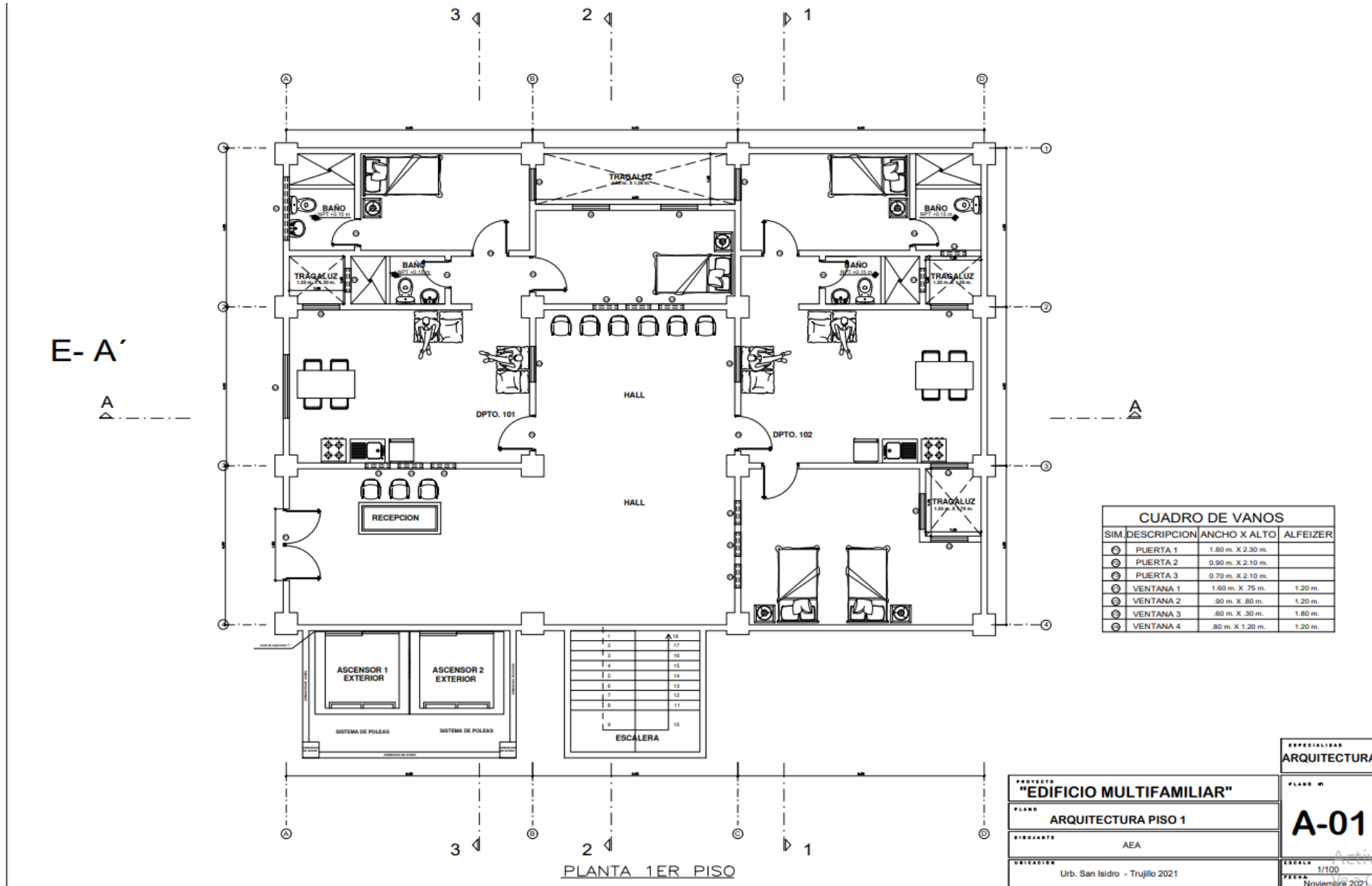


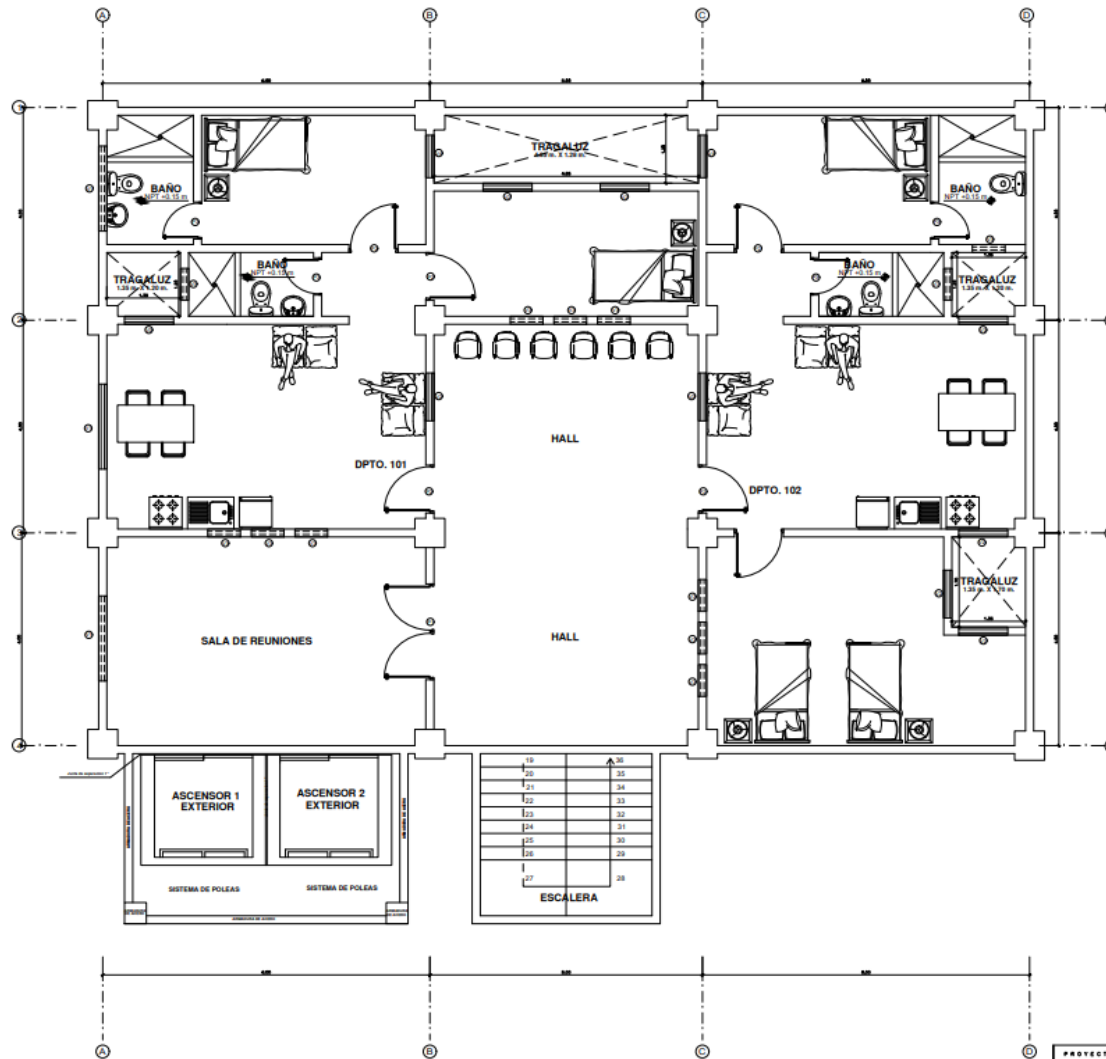
Imagen 37: Configuración de Hinges 5% y 95% en columna

- 14) Finalmente analizamos la estructura en SAP 2000. Nota: Para realizar el pushover Y, debemos seguir el mismo procedimiento considerando aplicar las cargas incrementales en la dirección Y.

DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE CURVAS DE CAPACIDAD  
ANEXO NUMERO 3 - PLANOS



DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS DE CURVAS DE  
CAPACIDAD Y METODOLOGÍAS FEMA DE UN EDIFICIO  
APORTICADO DE 6 PISOS DE USO MULTIFAMILIAR EN SAN  
ISIDRO – TRUJILLO



CUADRO DE VANOS			
SIM.	DESCRIPCION	ANCHO X ALTO	ALFEIZER
⊕	PUERTA 1	1.80 m. X 2.30 m.	
⊕	PUERTA 2	0.90 m. X 2.10 m.	
⊕	PUERTA 3	0.70 m. X 2.10 m.	
⊕	VENTANA 1	1.60 m. X 1.75 m.	1.20 m.
⊕	VENTANA 2	.90 m. X .80 m.	1.20 m.
⊕	VENTANA 3	.60 m. X .30 m.	1.80 m.
⊕	VENTANA 4	.80 m. X 1.20 m.	1.20

PLANTA 2DO – 6TO PISO

PROYECTO  
**"EDIFICIO MULTIFAMILIAR"**

PLANO  
**ARQUITECTURA PISO 2 - 6**

DISEÑANTE  
AEA

SITUACION  
Urb. San Isidro - Trujillo 2021

ESPECIALIDAD  
**ARQUITECTURA**

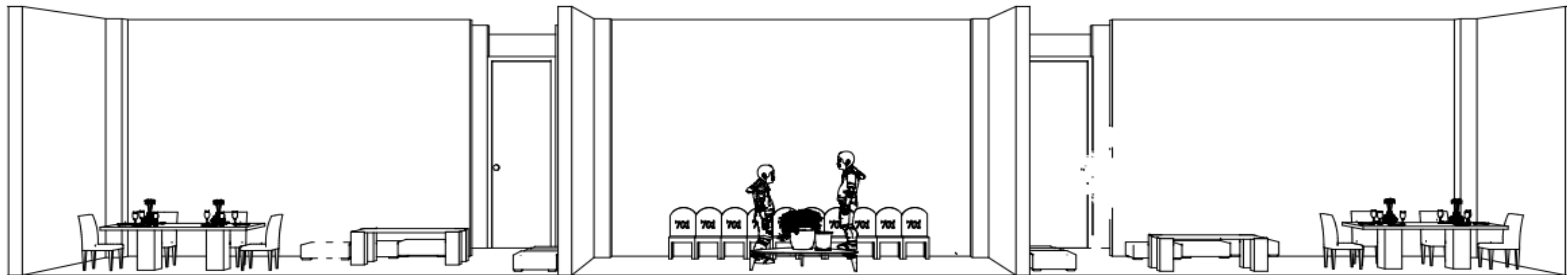
PLANO N°

**A-02**

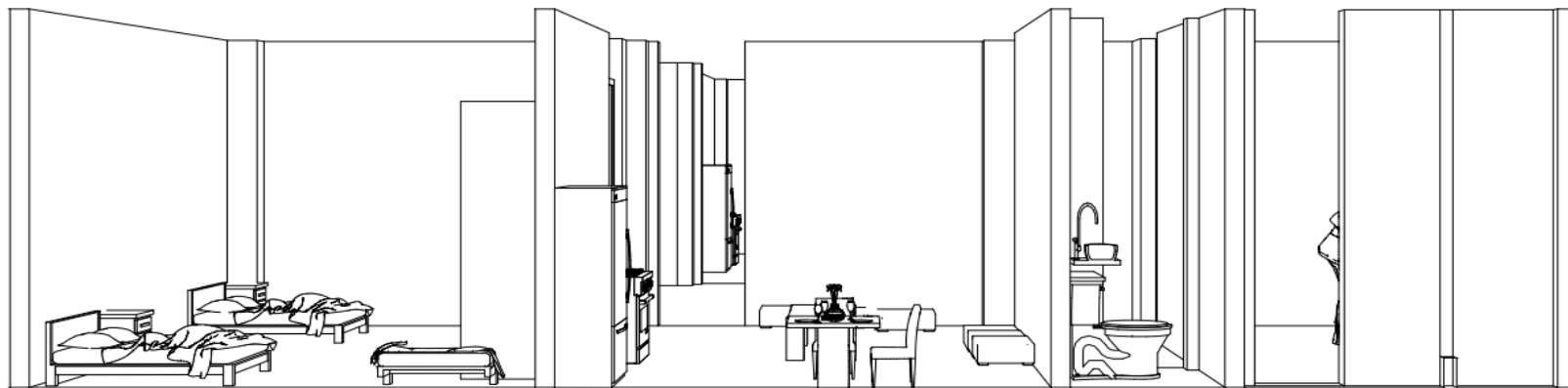
ESCALA  
1/100

FECHA  
Noviembre 2021



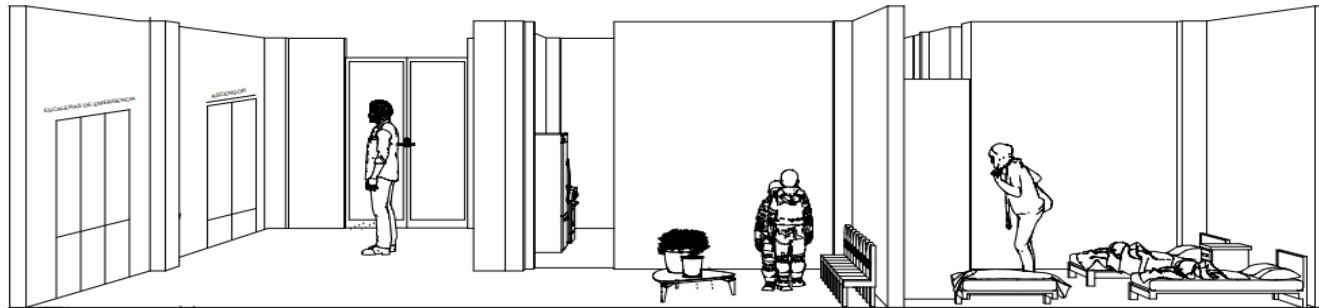


CORTE PERSPECTIVA A - A

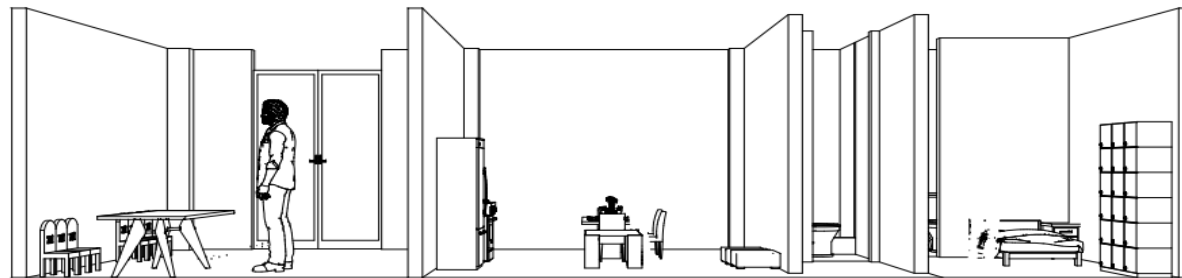


CORTE PERSPERTIVA 1 - 1

ESPECIALIDAD <b>ARQUITECTURA</b>	
PROYECTO <b>"EDIFICIO MULTIFAMILIAR"</b>	PLANO N° <b>DA-02</b>
PLANO <b>CORTES Y ELEVACIONES</b>	Activar Ve a Conf
DIBUJANTE AEA	ESCALA 1/100
UBICACION Urb. San Isidro - Trujillo 2021	FECHA Noviembre 2021



CORTE PERSPECTIVA 2 - 2



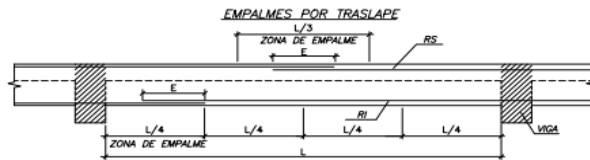
CORTE PERSPECTIVA 3 - 3

PROYECTO <b>"EDIFICIO MULTIFAMILIAR"</b>		ESPECIALIDAD <b>ARQUITECTURA</b>
PLANO <b>CORTES Y ELEVACIONES</b>	DIBUJANTE AEA	PLANO NO <b>DA-03</b>
UBICACION Urb. San Isidro - Trujillo 2021	ESCALA 1/100	FECHA Noviembre 2021



DETALLE DE ALIGERADO

ESC 1/10



- NOTAS:**
- 1 No empalmar más del 50% del área total en una sección.
  - 2 En caso de no empalmarse en las zonas indicadas o con los porcentajes especificados, aumentar la longitud de empalme en un 30% o consultar al Projectista.

UBICACION DE EMPALMES POR TRASLAPE PARA VIGAS, LOSAS Y ESCALERAS

VALORES DE "E" EN VIGAS (cm)			Refuerzo (cm)	
Refuerzo $\phi$	RI	RS	Refuerzo $\phi$	RI y RS
8mm y 3/8"	40	55	8mm y 3/8"	40
1/2"	50	60	1/2"	50
5/8"	60	75	5/8"	60
3/4"	70	95	3/4"	70
1"	120	170		

RI = REFUERZO INFERIOR  
RS = REFUERZO SUPERIOR

## ESPECIFICACIONES GENERALES

### 1. CONCRETO

- CONCRETO ARMADO EN GENERAL f'c=210 kg/cm2
- CONCRETO SIMPLE EN:
  - SOBRECIMENTOS ARMADOS f'c=175 kg/cm2
  - CIMENTOS CORRIDOS CEMENTO : HORMIGÓN :: 1 : 10 + 30% PIEDRA GRANDE 6" MÁXIMO
- CEMENTO EN SUPERESTRUCTURA: PORTLAND TIPO I
- ACERO fy=4200 kg/cm2 Grado 60
- RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO EN:
  - COLUMNAS (DE PÓRTICOS) 4.0 cm.
  - VIGAS (DE PÓRTICOS) 4.0 cm.
  - VIGAS CHATAS 2.0 cm
  - COLUMNAS Y VIGAS DE ARRIOSTRE 2.0 cm.
  - LOSAS ALIGERADAS 2.5 cm

### 2. MAMPOSTERÍA

- MUROS PORTANTES Ladrillo K.K. Industrial 18 huecos. Tipo III.
- f'm = 40 kg/cm2 mín v'm = 7 kg/cm2 mín
- MORTERO: CEMENTO: ARENA :: 1:4 ESPESOR DE JUNTA: 1.0 A 1.2 cm
- TABIQUES Ladrillo Pandereta 23cm x 12cm x 9cm
- MORTERO: CEMENTO: ARENA :: 1:5 ESPESOR DE JUNTA: 1.0 A 1.2 cm
- TABIQUES Bloque de concreto vibrado - f'b=50 kg/cm2 39cm x 20cm x 10cm
- MORTERO: CEMENTO: ARENA :: 1:5 ESPESOR DE JUNTA: 1.0 A 1.2 cm

### 3. CARGAS

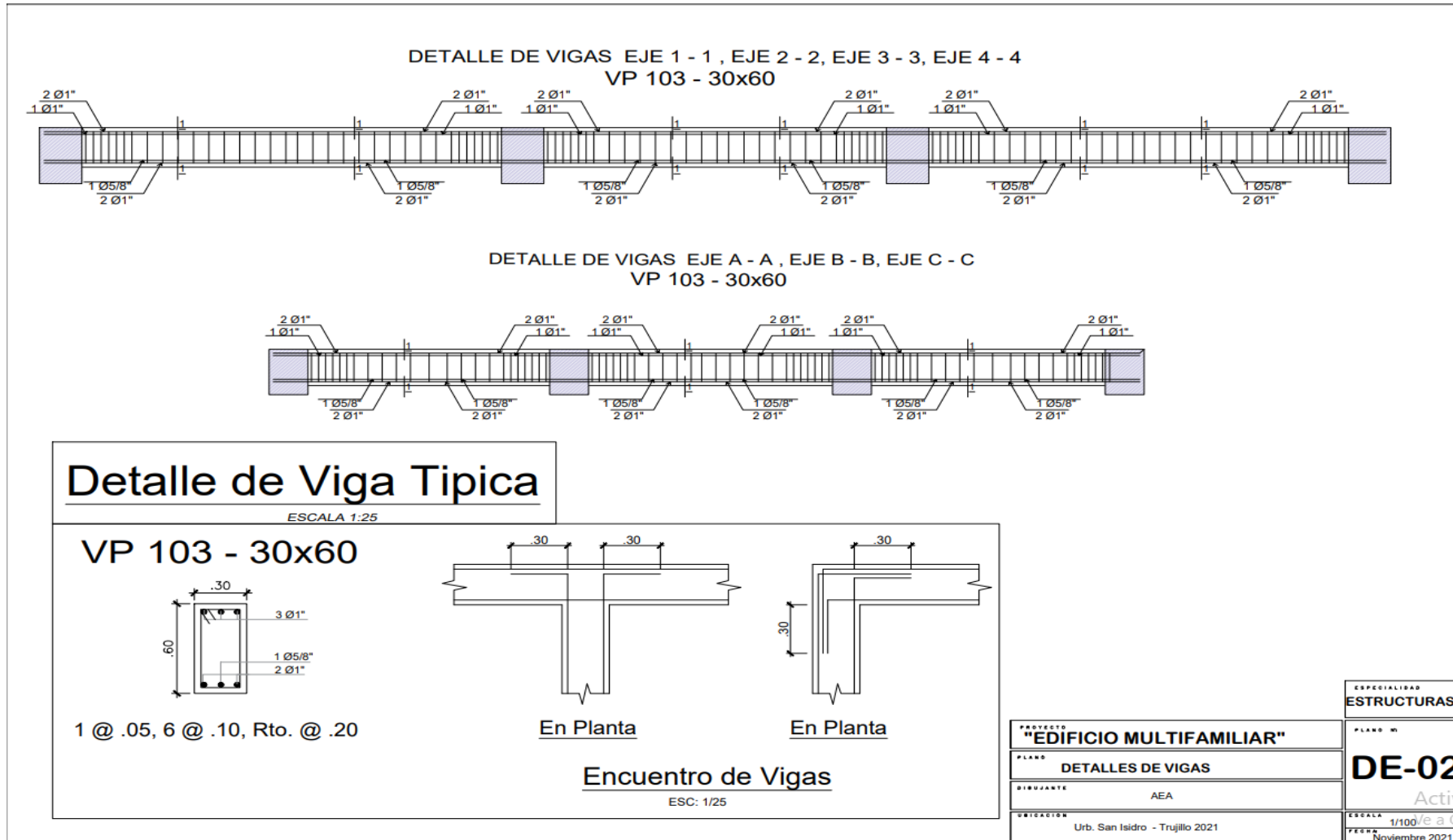
#### SOBRECARGAS

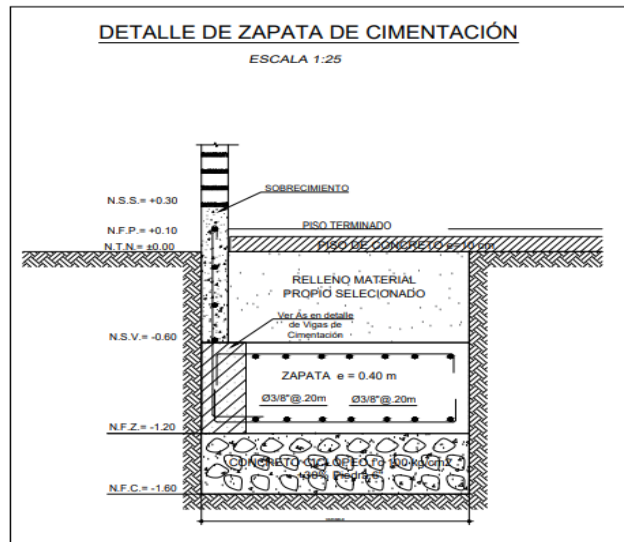
- Vivienda: 200 kg/m2

#### OTRAS CARGAS

Conforme a la Norma E020 y E030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

ESPECIALIDAD	ESTRUCTURAS
PROYECTO	"EDIFICIO MULTIFAMILIAR"
PLANO Nº	DE-01
PLANO	DETALLES DE LOSA TIPICA 1 - 6
DIBUJANTE	AEA
UBICACION	Urb. San Isidro - Trujillo 2021
ESCALA	1/100
FECHA	Noviembre 2021

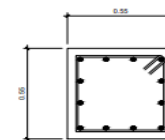




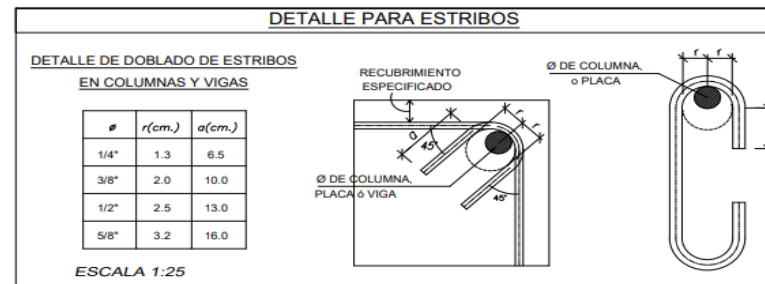
## Detalle de Columnas

ESCALA 1:25

C-1



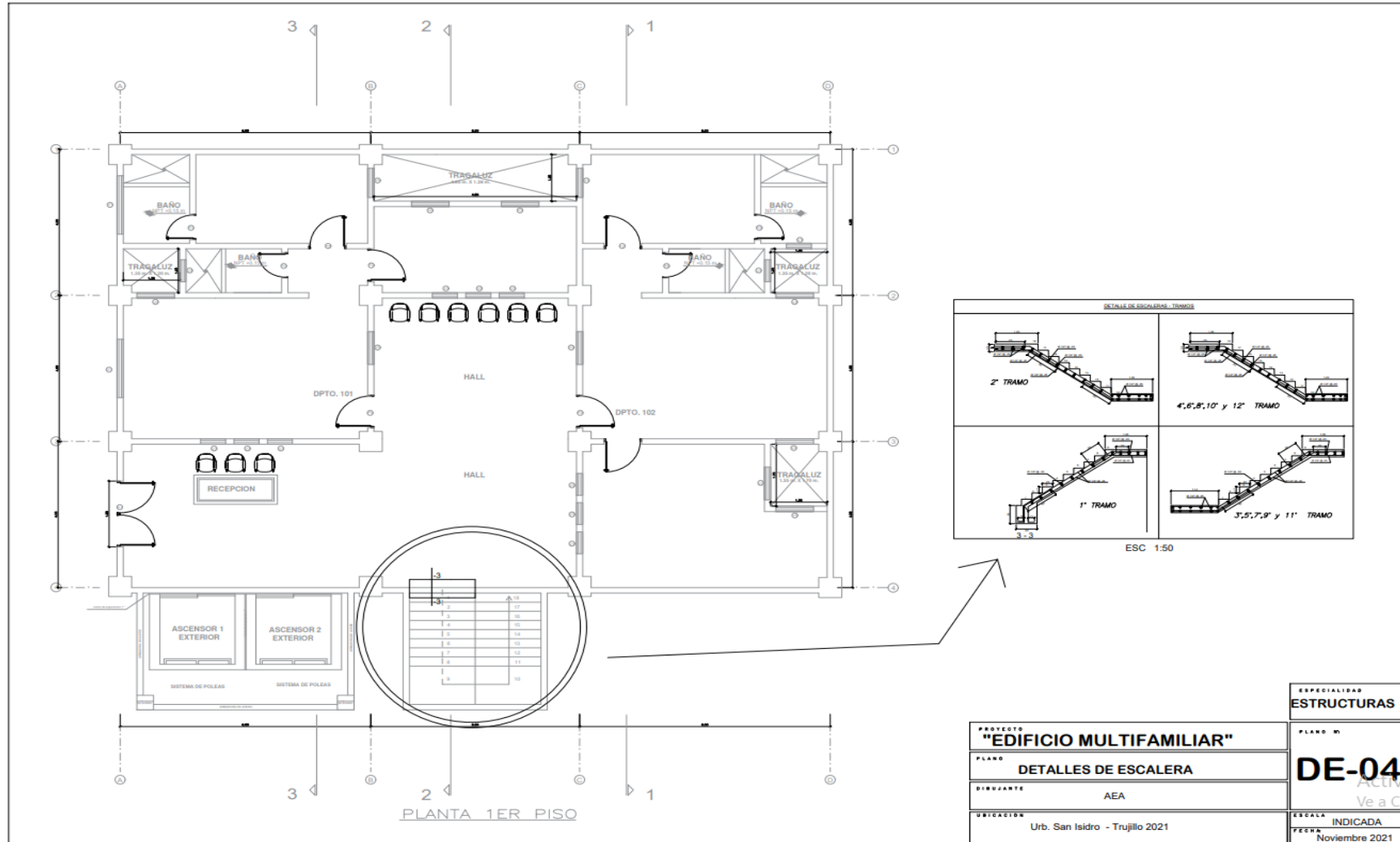
12 Ø 1"  
1 □ Ø 3/8": 1 @ .05,  
7 @ .10, Rto. @ .20

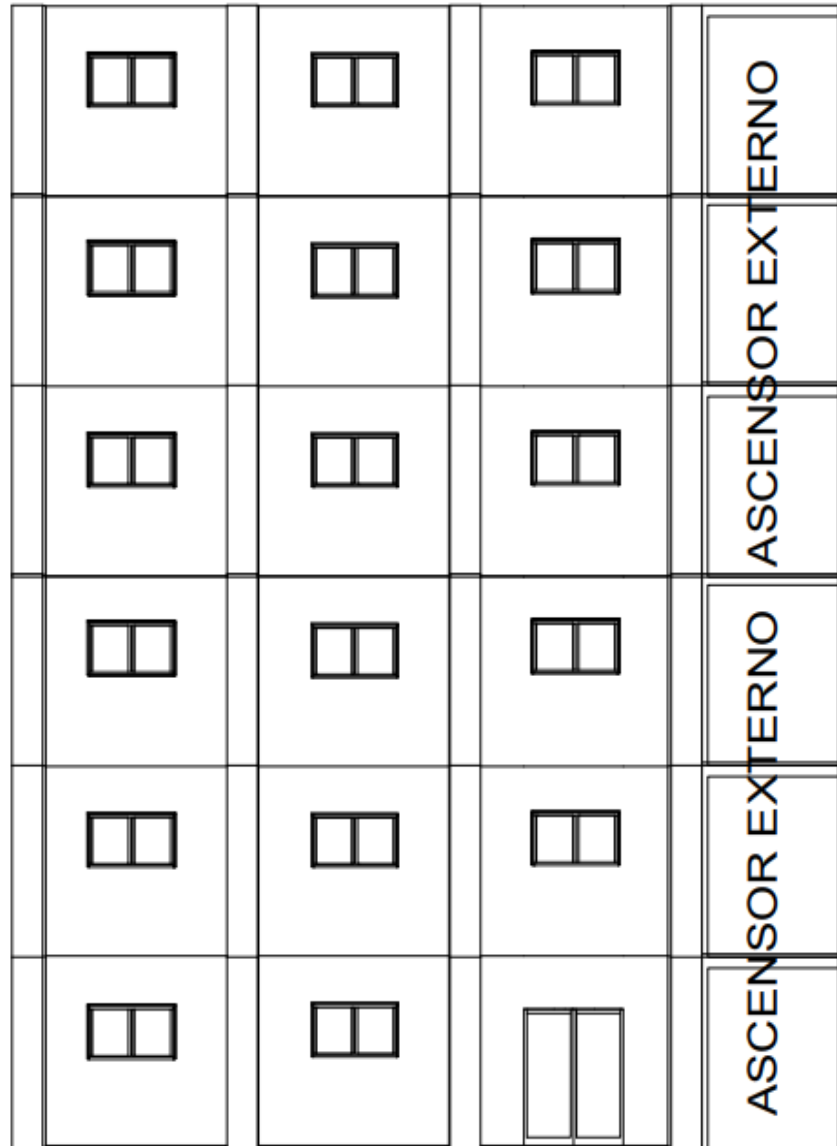


ESPECIALIDAD  
ESTRUCTURAS

PROYECTO	"EDIFICIO MULTIFAMILIAR"
PLANO	DETALLES DE COLUMNA Y ZAPATAS
DIJUNANTE	AEA
UBICACION	Urb. San Isidro - Trujillo 2021

PLANO N°	DE-03
ESCALA	INDICADA
FECHA	Noviembre 2021





ELEVACION PERSPECTIVA A'

ESPECIALIDAD ARQUITECTURA	
PROYECTO "EDIFICIO MULTIFAMILIAR"	PLANO N° <b>DA-04</b>
PLANO CORTES Y ELEVACIONES	
DIBUJANTE AEA	
UBICACION Urb. San Isidro - Trujillo 2021	ESCALA 1/100 FECHA Noviembre 2021

