



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
DIRECCION DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

**“ANÁLISIS DE LA VARIACIÓN EN EL DESEMPEÑO DE MARCOS A BASE
DE COLUMNAS CIRCULARES DE CONCRETO REFORZADO DEBIDO A
CARGAS FUERA DEL PLANO”**

Tesis para la obtención del grado de
Máster en Ingeniería Civil con Énfasis en Estructuras

Elaborada por:

Ing. Uriel Alexander Ramírez

Tutor de tesis:

Ing. Francisco Villalobos Ramírez, M.Sc.

Managua, Nicaragua, Noviembre, 2019.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DECANATURA

Managua, 28 de Noviembre de 2019.

PhD, Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba
Decano FTC

Estimado Dr. Gutiérrez:

Por este medio hago de su conocimiento que he concluido la tutoría de la Tesis de Maestría: **“ANÁLISIS DE LA VARIACIÓN EN EL DESEMPEÑO DE MARCOS A BASE DE COLUMNAS CIRCULARES DE CONCRETO REFORZADO DEBIDO A CARGAS FUERA DEL PLANO”**, elaborada por el ingeniero Uriel Alexander Ramírez, para optar al grado de Master en Ingeniería Civil con Énfasis en Estructuras.

Puedo afirmar que dicho documento fue desarrollado con absoluta independencia y está apto para ser presentado y defendido por el sustentante ante cualquier tribunal examinador que usted designe.

Sin más a qué hacer referencia, me despido de usted.

Ing. Francisco Villalobos Ramírez, M.Sc.

Tutor

CC: Ing. Sergio Obregón Aguilar, Coord. Maestría

CC: Estudiante Maestrante

Archivo

DEDICATORIA

A mi madre y a mi esposa por el apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTOS

A: Ing. Francisco Villalobos, por su colaboración y dirección durante el desarrollo de este proyecto, al personal docente y de Coordinación de la Maestría, por hacer posible que este gran objetivo llegara a su satisfactoria culminación.

RESUMEN

La presente tesis consiste en el estudio de tres marcos de concreto reforzado con columnas circulares diseñados para zonas de alta sismicidad, los cuales fueron sometidos a análisis de empuje lateral “pushover” para determinar sus respectivos puntos de desempeño utilizando el Método de Espectro de Capacidad del ATC-40 y Método de Capacidad Espectral descrito en el Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-10); la aplicación del método del ATC-40 se realizó para la mayor demanda sísmica según el Reglamento nicaragüense (RNC-07), en cambio el Método de Capacidad Espectral utiliza los espectros del código CSCR-10, también de mayor sismicidad.

Los niveles de desempeño de los marcos de concreto reforzado se determinaron tanto en condiciones normales como para una reducción en la capacidad de rotación de las columnas, esto último mediante la modificación de los diagramas momento- curvatura en los modelos analíticos según ecuaciones empíricas provenientes de estudios experimentales, con la finalidad de analizar los cambios en las ductilidades globales de los marcos y por ende, en los niveles de desempeño de cada uno asociados a la influencia que las cargas fuera del plano ejercen sobre las columnas.

INDICE

1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	ANTECEDENTES	2
1.2	JUSTIFICACIÓN	4
1.3	OBJETIVOS	5
1.3.1	Objetivo General	5
1.3.2	Objetivos Específicos	6
1.4	ALCANCE Y LIMITACIONES.....	7
1.4.1	Alcance	7
1.4.2	Limitaciones	7
2	MARCO TEÓRICO.....	8
2.1	Diagrama Momento- curvatura.....	8
2.2	Curvatura de un elemento	9
2.3	Capacidad Estructural	10
2.4	Capacidad Sísmica de una Estructura	10
2.5	Ductilidad de un elemento estructural	11
2.6	Diseño Sísmico por desempeño.....	12
2.6.1	Objetivos de desempeño.....	12
2.6.2	Selección del nivel de desempeño esperado	13
2.6.3	Identificación del riesgo sísmico.....	13
2.6.4	Determinación del estado de operatividad	13
2.6.5	Niveles de Desempeño	13
2.6.6	Nivel de Desempeño de los componentes estructurales.....	14
2.6.7	Nivel de Desempeño de los componentes no estructurales.....	14
2.6.8	Nivel de Desempeño de la estructura	15
2.7	Análisis Estático No lineal	16
2.7.1	Método Pushover	17
2.7.2	Rótula Plástica	19

2.7.3	Curva de capacidad	19
2.7.4	Demanda Sísmica	20
2.7.5	Patrón de cargas laterales	20
2.8	Método del Espectro de Capacidad (ATC-40)	21
2.8.1	Obtención de la Curva de Capacidad de la estructura	21
2.8.2	Conversión de la Curva de Capacidad al Espectro de Capacidad	22
2.8.3	Obtención del Espectro de Demanda	23
2.8.4	Obtención del Punto de Desempeño	23
2.9	Método de Capacidad Espectral (CSCR-10)	24
3	DISEÑO METODOLÓGICO	28
4	MODELACION NO LINEAL	31
4.1	Relación Momento-Curvatura De Las Secciones	31
4.2	Propiedades constitutivas de los materiales	31
4.2.1	Concreto no confinado	31
4.2.2	Acero de refuerzo	32
4.2.3	Concreto confinado	32
4.3	Generación de los diagramas Momento- Curvatura usando el programa XTRACT.	34
4.4	Rótulas Plásticas	35
4.5	Casos de Estudio	36
4.6	Caso Edificio A: Marco de 5 pisos	37
4.6.1	Propiedades del Concreto confinado de los elementos	38
4.6.2	Diagramas Momento- Curvatura	38
4.6.3	Asignación de Rótulas Plásticas	40
4.6.4	Análisis Estático No Lineal del Edificio A	42
4.6.5	Estados de carga	42
4.6.6	Demanda sísmica	43
4.6.7	Aplicación del Método de Espectro de Capacidad según ATC-40	45

4.6.8	Reducción del diagrama Momento- Curvatura de las columnas	49
4.6.9	Aplicación del Método de Espectro de Capacidad según ATC-40 considerando la reducción en el diagrama Momento- Curvatura de las columnas.....	51
4.6.10	Aplicación del Método de Capacidad Espectral según CSCR-10	55
4.7	Caso Edificio B: Marco de 10 pisos	59
4.7.1	Propiedades del Concreto confinado de los elementos	60
4.7.2	Diagramas Momento- Curvatura	61
4.7.3	Asignación de Rótulas Plásticas	62
4.7.4	Análisis Estático No Lineal del Edificio B	65
4.7.5	Aplicación del Método de Espectro de Capacidad según ATC-40	65
4.7.6	Reducción del diagrama Momento- Curvatura de las columnas	68
4.7.7	Aplicación del Método de Espectro de Capacidad según ATC-40 considerando la reducción en el diagrama Momento- Curvatura de las columnas.....	71
4.7.8	Aplicación del Método de Capacidad Espectral según CSCR-10	73
4.7.9	Aplicación del Método de Capacidad Espectral según CSCR-10 considerando la reducción en el diagrama Momento- Curvatura de las columnas.....	74
4.8	Caso Edificio C: Marco de 20 pisos.....	75
4.8.1	Propiedades del Concreto no confinado y del acero de refuerzo de los elementos estructurales del Edificio C	76
4.8.2	Diagramas Momento- Curvatura	77
4.8.3	Asignación de Rótulas Plásticas	78
4.8.4	Análisis Estático No Lineal del Edificio C	80
4.8.5	Estados de cargas.....	80
4.8.6	Aplicación del Método de Espectro de Capacidad según ATC-40	81
4.8.7	Reducción del diagrama Momento- Curvatura de las columnas	84

4.8.8	Aplicación del Método de Espectro de Capacidad según ATC-40 considerando la reducción en el diagrama Momento- Curvatura de las columnas.....	86
4.8.9	Aplicación del Método de Capacidad Espectral según CSCR-10	88
4.8.10	Aplicación del Método de Capacidad Espectral según CSCR-10 considerando la reducción en el diagrama Momento- Curvatura de las columnas.....	89
5	ANALISIS DE LOS RESULTADOS	90
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	94
6.1	Conclusiones.....	94
6.2	Recomendaciones.....	95
7	BIBLIOGRAFIA.....	96
8	ANEXOS.....	98

1. INTRODUCCIÓN

Las inmensurables pérdidas de vidas humanas y económicas causadas por terremotos de gran magnitud en países de actividad sísmica alta y moderada, como los de México (2017), Ecuador (2016), Japón (2011), Chile (2010, 2014 y 2015), así como el desempeño insatisfactorio de algunas estructuras construidas bajo los conceptos tradicionales del diseño sísmico han sido razones fundamentales para que la comunidad ingenieril esté trabajando constantemente en el desarrollo de métodos de diseño estructural orientados al control explícito de la respuesta dinámica de estructuras (Ingeniería Basada en el Desempeño), cuyo marco de trabajo es garantizar la seguridad de vida, reparabilidad y limitación del daño de los edificios para los correspondientes niveles de eventos sísmicos y está haciendo cambiar al diseño sísmico la resistencia por el desempeño.

En el contexto antes descrito, las secciones de concreto reforzado son afectadas por la presencia simultánea de fuerzas axiales y momentos flectores actuando en un plano no coincidente con uno de los dos planos principales de inercia. Esto ocurre principalmente por movimientos del terreno, y es de interés estudiar las estructuras en cualquier dirección con respecto a sus ejes de simetría en el plano. Además, en caso de estructuras complejas o irregulares, la posible activación de contribuciones modales torsionales puede afectar significativamente la demanda de respuesta de capacidad en flexión biaxial, en términos de resistencia y ductilidad.

Esta investigación se basa en los resultados experimentales realizados por otros autores (Calvo & Suárez) que estudiaron el efecto de las cargas fuera del plano en las condiciones de ductilidad de columnas circulares de concreto reforzado. La intención es realizar modelos analíticos donde este fenómeno es tomado en cuenta para la aplicación de los Métodos de Espectro de Capacidad (ATC-40) y

Capacidad Espectral (CSCR-10) para análisis por desempeño y determinar las variaciones en las ductilidades y desempeños de los modelos con respecto a modelos de control que no se analizan bajo efectos de cargas fuera del plano, cada condición es analizada con el espectro de diseño del Reglamento Nacional de la Construcción nicaragüense (RNC-07) y el Código Sísmico de Costa Rica (CSCR 2010), respectivamente.

1.1. ANTECEDENTES

Las investigaciones realizadas, tanto experimentales como analíticas, encaminadas a determinar el efecto de las cargas fuera del plano en la capacidad de rotación de las columnas de concreto reforzado son muy escasas, aún más limitada la información relacionada a estudios específicos en columnas circulares.

Entre los antecedentes inmediatos a esta investigación se puede hacer mención del trabajo experimental desarrollado por el Ing. Diego Suárez Salinas en su tesis “Variación de diagramas momento- curvatura en columnas circulares de concreto reforzado debido a cargas fuera del plano” (2017). En esta tesis se realizaron pruebas de laboratorio en cinco especímenes: una columna de control y cuatro columnas con cargas fuera del plano equivalentes a un porcentaje de la carga última de la columna de control (dos de estas con el 30% y otras dos con el 80%), se determinó que las cargas perpendiculares al plano de análisis efectivamente reducen la capacidad de rotación y desplazamiento de las columnas, y que su ductilidad se reduce en menor proporción que en las columnas rectangulares.

Los resultados mostrados en “Behavior of Rectangular Reinforced-Concrete Columns under Biaxial Cyclic Loading and Variable Axial Loads” (Rodrigues et al, 2015) se basan en pruebas de laboratorio realizadas en seis columnas rectangulares de concreto reforzado para estudiar los efectos de la carga axial

variable en el comportamiento histerético de columnas de concreto reforzado bajo carga horizontal biaxial. Las evaluaciones del experimento demuestran que las características de las cargas a las que se sometieron los especímenes influyeron significativamente en su comportamiento no lineal y capacidad, observándose también la reducción en la ductilidad última y una degradación rápida de la resistencia.

Otro estudio experimental es el del Ing. Glen Calvo en la tesis “Variación de diagramas momento- curvatura en columnas cuadradas de concreto reforzado debido a la presencia de cargas fuera del plano” (2014).

El ensayo desarrollado por Calvo consistió en cuatro especímenes de columnas cuadradas de concreto reforzado en condición de voladizo, una de ellas (columna de control) se falló con la aplicación de carga axial pura y las tres pruebas restantes con cargas laterales constantes del 30%, 50% y 80% de la carga de falla del espécimen de control. Al hacer la comparación de los diagramas de momento- curvatura para cada uno de los casos, concluye que las cargas fuera del plano producen disminución lineal en la ductilidad en el plano en una proporción aproximada a la de estas, reducción en la capacidad y variaciones considerables en los diagramas momento- curvatura.

“Biaxial curvature and ductility capacity of RC column base cross sections” (Cavaleri et al, 2014) es un análisis paramétrico teórico para definir las de interacción de la curvatura última en ambos planos y la ductilidad de las secciones para columnas rectangulares. En las conclusiones finales de este se tiene que, la acción de la carga axial y la flexión biaxial influye de forma no omisible en la capacidad de deformación de las secciones de concreto reforzado, la acción biaxial tiene un impacto relevante en la curvatura última y la ductilidad por

curvatura y en la mayoría de los casos produce una pérdida relevante con respecto a los planos principales.

En “Yield Curvature for seismic design of circular reinforced concrete columns” (Sheikh et al, 2010) se presentan expresiones desarrolladas a partir del análisis momento- curvatura de más de 200 secciones de columnas para estimar la curvatura de fluencia efectiva en columnas circulares de concreto reforzado de normal y alta resistencia, el propósito es emplear estas expresiones en la programación de hojas de cálculo de diseño sísmico basado en desplazamiento. Sin embargo, los autores del artículo argumentan que la curvatura de fluencia efectiva de las columnas circulares es influenciada solamente por el diámetro de la sección, la carga axial, resistencia del concreto, cantidad de refuerzo longitudinal y el espesor del recubrimiento de concreto.

“Complete Biaxial Load-Deformation Behavior of RC Columns” (Wang et al, 1992) es un análisis numérico para determinar de forma completa las relaciones carga-momento- curvatura- deflexión para columnas cortas y esbeltas de concreto reforzado bajo la combinación de flexión biaxial y carga axial. Se examina una comparación de los análisis con ensayos experimentales de columnas cargadas biaxialmente.

1.2. JUSTIFICACIÓN

La capacidad sísmica de las estructuras está fuertemente relacionada a la precisión en la estimación de los desempeños de deformación de los elementos estructurales, esto es fundamental para lograr que las estructuras incursionen en el campo no lineal y garanticen un comportamiento dúctil ante eventos sísmicos considerables.

El Diseño Sísmico Basado en Desempeño ha alcanzado notable relevancia en el estado del arte de las técnicas de diseño estructural en la práctica de la ingeniería sismorresistente, pero se debe estar consciente que aún existen incertidumbres que involucran tanto estimaciones de desempeño estructural como de riesgo sísmico.

La presente tesis trata un tema no abordado por los códigos técnicos ni investigado exhaustivamente de manera científica, a como se ha hecho con la resistencia. Se pretende que, los resultados expuestos sean de utilidad a estudiantes y profesionales de ingeniería civil en futuras investigaciones como referencia para comprender la trascendencia de determinar la ductilidad real de las estructuras para lograr los objetivos del diseño sismorresistente basado en desempeño, reconocer que es una filosofía que está cada vez más cerca de ser un estándar internacional para el diseño de edificios en zonas altamente sísmicas y, por tanto, el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07) de Nicaragua debe incorporar esta alternativa de diseño que ayudará a reducir las pérdidas de vidas humanas y recursos económicos que pueden acaecer ante un evento sísmico de gran magnitud.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

- Determinar el impacto que tiene la variación de la capacidad de rotación de las columnas en la ductilidad de edificaciones de concreto a base de marcos con columnas circulares producto de la acción de esfuerzos biaxiales.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Modelar 3 edificios de concreto reforzado con diferentes niveles (5,10 y 20 pisos) para el cálculo de los niveles de desempeño utilizando el método de Espectro de Capacidad (ATC-40) y Método de Capacidad Espectral (CSCR-10) con demandas sísmicas de acuerdo a los espectros de diseño de los códigos RNC-07 y CSCR 2010, respectivamente.
- Generar los diagramas de momento- curvatura de las secciones de los 03 edificios de concreto reforzado mediante la aplicación del software XTRACT para el establecimiento de las propiedades elastoplásticas requeridas por el análisis de desempeño.
- Determinar la reducción en la capacidad de rotación de columnas circulares de concreto reforzado por medio de ecuaciones empíricas definidas a partir de información experimental para efectuar un análisis de desempeño tomando en cuenta este efecto a consecuencia de la presencia de cargas fuera del plano.
- Comparar los resultados obtenidos de los análisis realizados a los modelos propuestos en cada caso (con y sin modificación de los diagramas Momento- curvatura) para determinar variaciones en el desempeño debidas a la presencia de fuerzas fuera del plano y validar la información experimental.

1.4. ALCANCE Y LIMITACIONES

1.4.1. Alcance

El alcance del presente trabajo está abocado, específicamente, a estudiar cuál sería el posible comportamiento de 03 modelos de marcos de concreto reforzado a través del Análisis No Lineal Pushover ejecutado en el software SAP 2000 V20 aplicando el Método de Espectro de Capacidad del ATC-40 y el Método de Capacidad Espectral del CSCR-10 con los espectros de respuesta de Nicaragua y Costa Rica, respectivamente.

Para cada modelo se ha considerado la variación de los diagramas momento-curvatura de las columnas por efectos de las cargas laterales, esta se relaciona con los puntos de desempeño y la ductilidad global de la estructura para poder inferir la importancia de considerar este efecto en la obtención de resultados más refinados que permitan aproximar de forma precisa el comportamiento sísmico de las estructuras.

1.4.2. Limitaciones

Ya que la presente tesis se fundamenta en resultados experimentales obtenidos por otros autores, las limitaciones inmediatas están conexas a consideraciones y simplificaciones hechas durante la realización de estos ensayos así también existen limitaciones propias de los códigos de diseño utilizados: RNC-07, CSCR-2010, ATC-40 y ACI 318-14.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Diagrama Momento- curvatura

La relación Momento- curvatura de una sección de concreto reforzado, es la capacidad del elemento entre la razón de la variación de la dirección de una curva entre dos puntos; es el resultado de un análisis con respecto a las gráficas esfuerzo- deformación del concreto y el acero (Reyes Casimiro, 2014).

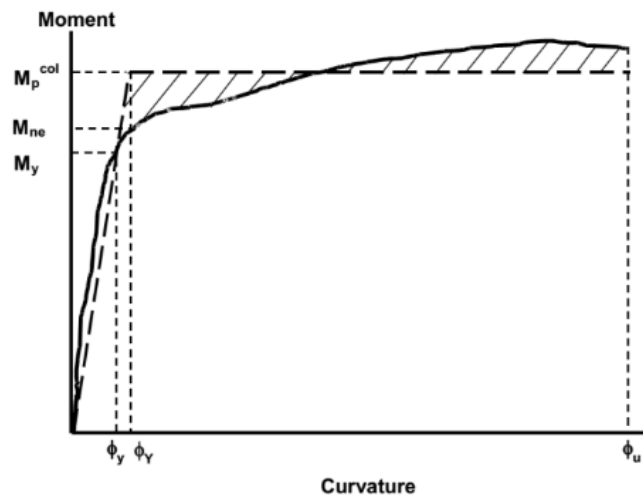


Imagen 1. Diagrama Momento- Curvatura

Fuente: Rodríguez, 2015

El diagrama Momento- Curvatura permite definir:

- La capacidad nominal a flexión de la sección.
- Capacidad máxima o sobrerresistencia de la sección.
- Curvatura a la primera fluencia.
- Curvatura última y ductilidad de la sección (o ductilidad de curvatura).
- Curvaturas correspondientes a límites de desempeño de los materiales.

2.2. Curvatura de un elemento

La curvatura de un elemento se define como la rotación por unidad de longitud, esta es igual a “1/R” donde R es el radio de curvatura del elemento. En la Figura se muestra un elemento de concreto reforzado que es sometido a flexión y carga axial. El radio de curvatura (R) es medido al eje neutro del elemento. La profundidad del eje neutro (kd), la deformación en la fibra extrema de concreto (ε_c) y la deformación en el acero (ε_s) varía a lo largo del elemento ya que entre las grietas el concreto toma cierta carga por tensión (Park & Paulay, 1988).

Si se considera solo una sección del elemento de longitud “dx” la rotación entre los extremos del elemento se define como:

$$\frac{dx}{R} = \frac{\varepsilon_c dx}{kd} = \frac{\varepsilon_s dx}{kd} = \frac{\varepsilon_s dx}{d(1-k)} \quad [\text{Ecuación 1}]$$

$$\therefore \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} \quad [\text{Ecuación 2}]$$

La curvatura se denota con el símbolo “ φ ”. Se tiene que:

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \quad [\text{Ecuación 3}]$$

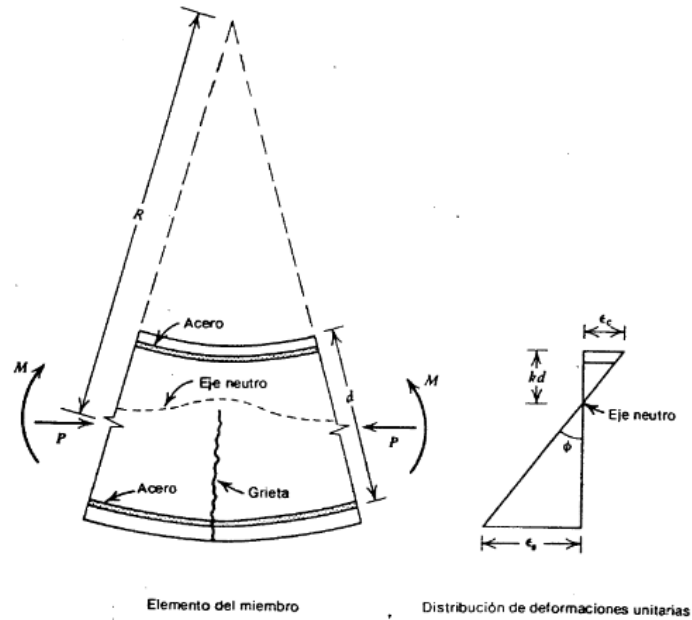


Imagen 2. Deformación de un miembro a flexión

Fuente: Park & Paulay, 1988.

2.3. Capacidad Estructural

Es la resistencia última esperada (en flexión, cortante o carga axial) de un componente estructural excluyendo los factores de reducción (ϕ) usados comúnmente en el diseño de miembros de concreto. La capacidad es usualmente referida a la resistencia en el punto de fluencia del elemento o de la curva de capacidad de la estructura (Applied Technology Council, 1996).

2.4. Capacidad Sísmica de una Estructura

Es una función compleja de la resistencia, rigidez y deformabilidad conjeturadas por la configuración del sistema y las propiedades de los materiales de la estructura. La Capacidad Sísmica define cómo será el comportamiento de la

estructura ante cargas sísmicas en términos de la máxima carga inelástica que el sistema puede resistir antes del colapso.

2.5. Ductilidad de un elemento estructural

La ductilidad se define como el cociente entre la curvatura última y la curvatura elástica o asociada al comienzo de la plastificación de la armadura de refuerzo (Rodríguez, 2015).

En general, la ductilidad se puede definir como la propiedad de los materiales de experimentar deformaciones sin llegar a romperse debida a la aplicación de una carga mantenida en el tiempo.

Desde un punto vista estructural y de acuerdo a bibliografía especializada (Paulay & Priestley), un elemento estructural dúctil es aquel que ha sido diseñado intencionadamente para admitir deformaciones inelásticas tras muchos ciclos de carga debidos a la acción sísmica, sin que esto implica una degradación significativa ni de su resistencia ni de su rigidez.

La ductilidad local o ductilidad a nivel de sección se determina mediante un diagrama momento curvatura, siendo esta el coeficiente entre el valor de curvatura última y el de curvatura en el momento de la primera plastificación de la armadura:

$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad [\textit{Ecuación 4}]$$

Donde:

μ = Ductilidad del elemento

ϕ_u = curvatura última

ϕ_y = curvatura en el momento de la primera plastificación de la armadura

Las columnas son elementos caracterizadas por bajos valores de ductilidad, ya que en estas los valores de curvatura son inferiores a los de las vigas, debido a la presencia predominante de fuerzas axiales.

2.6. Diseño Sísmico por desempeño

El Diseño Sísmico Basado en Desempeño o *Performance Based Seismic Design* (PBSD), es el enfoque moderno para el diseño sismorresistente. En vez de estar basado en las formulaciones empíricas prescritas en la mayoría de los códigos, el PBSD es un intento de diseñar edificios con desempeño sísmico predecible. Por tanto, los objetivos de desempeño como seguridad de vida, prevención de colapso u ocupación inmediata son usados para definir el estado de un edificio después del sismo de diseño (Naeim, 2001).

2.6.1. Objetivos de desempeño

Un objetivo de desempeño especifica el comportamiento sísmico esperado del edificio, el rendimiento sísmico se describe mediante la designación del estado de daño (nivel de desempeño) máximo permitido para una demanda sísmica identificada (Applied Technology Council, 1996).

2.6.2. Selección del nivel de desempeño esperado

Esta describe una condición de daño ante un evento sísmico. La condición limitante es descrita por los daños físicos permisibles dentro del edificio (desempeño), la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes del edificio creada por el daño y las consecuencias en el edificio posterior al terremoto (Applied Technology Council, 1996).

2.6.3. Identificación del riesgo sísmico

Un nivel de riesgo sísmico se combina con un nivel de desempeño deseado para formar un objetivo de desempeño. El nivel de riesgo sísmico se expresa a través de un espectro de respuesta o en un equivalente en serie de frecuencias simuladas de movimientos sísmicos que se utilizan para este propósito (Applied Technology Council, 1996).

2.6.4. Determinación del estado de operatividad

El estado de operatividad es la condición actual de la estructura, la cual dependerá de las deficiencias principales (más críticas) que pueden generarse ante la ocurrencia de un terremoto, ya que puede alterar la respuesta inelástica general del edificio. Asimismo, este estado será categorizado en niveles de desempeño estructural.

2.6.5. Niveles de Desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos

sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (Applied Technology Council, 1996).

Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes, como también en términos cualitativos de significación pública.

2.6.6. Nivel de Desempeño de los componentes estructurales

Los niveles de desempeño describen los posibles estados de daño sobre la estructura. Para tal fin, se definen tres estados de daño discretos o límites:

Ocupación Inmediata, Seguridad y Estabilidad Estructural, y dos rangos intermedios (Applied Technology Council, 1996): Daño Controlado y Seguridad Limitada, los cuales se designan con la abreviación SP-n, (“Structural Performance”, donde n es un número el cual varía de 1 a 6).

2.6.7. Nivel de Desempeño de los componentes no estructurales

Para la definición del nivel de desempeño de los componentes no estructurales tenemos cuatro estados de daño (Applied Technology Council, 1996): Operacional, Inmediata Ocupación, Seguridad y Amenaza Reducida, los cuales se designan con la abreviación NP-n (“Nonstructural Performance”, donde n designa una letra la cual varía desde A hasta E).

2.6.8. Nivel de Desempeño de la estructura

Estos niveles de desempeño se obtienen de la apropiada combinación de los niveles de desempeño de la estructura y de los componentes no estructurales (Applied Technology Council, 1996). Los cuatro niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente referenciados: Operacional (1-A), Ocupación Inmediata (1B), Seguridad (3-C) y Estabilidad Estructural (5-E), así como otros niveles de desempeño posibles (2A, 2-B, etc.).

La designación NR corresponde a niveles de desempeño No Recomendables en el sentido que no deben ser considerados en la evaluación.

Tabla 1. Niveles de Desempeño de la edificación (ATC-40)

Niveles de Desempeño No Estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Daño Controlado (rango)	SP-3 Seguridad de vida	SP-4 Seguridad Ilimitada (rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza Reducida	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable
NR: Combinación No Recomendada						
Niveles de desempeño de edificios (SP- NP) comúnmente referidos.						
Otras Combinaciones posibles de SP- NP.						
Combinaciones de SP- NP no recomendadas.						

2.7. Análisis Estático No lineal

El procedimiento de análisis estático no lineal se encuentra definido en los documentos FEMA 273/ 274 y ATC-40 como una aproximación de la forma no lineal de respuesta de una estructura cuando se expone a una carga dinámica de sismo.

En el análisis Estático no lineal, el parámetro básico demanda y capacidad para el análisis es el desplazamiento lateral del edificio. La generación de una curva de capacidad (cortante basal vs desplazamiento del techo) define la capacidad del edificio únicamente para un patrón asumido de distribución de fuerza y desplazamiento. Es independiente de cualquier demanda específica de desplazamiento sísmico y reemplaza a la capacidad de cortante basal de los procedimientos de diseño convencionales. Si el edificio se desplaza lateralmente, su respuesta debe yacer en esta curva de capacidad. Un punto en la curva define un estado de daño específico para la estructura, ya que la deformación de todos los componentes puede relacionarse al desplazamiento global de la estructura.

De la correlación de la curva de capacidad con la demanda sísmica generada por un terremoto específico o intensidad de movimiento del terreno, puede encontrarse un punto en la curva de capacidad que estima el desplazamiento máximo del edificio que causará el terremoto. Esto define el punto de desempeño u objetivo de desplazamiento. La ubicación de este punto de desempeño relativo a los niveles de desempeño definidos por la curva de capacidad indica si el objetivo de desempeño se ha cumplido o no.

2.7.1. Método Pushover

El método pushover tradicional consiste en llevar al colapso una 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 (formación progresiva de rótulas plásticas) o hasta cierto valor de carga (Applied Technology Council, 1996).

Sin embargo, los métodos de evaluación basados en resultados de análisis de empuje lateral carecen de un fundamento conceptual riguroso, ya que se basan en la suposición de que el desempeño de una estructura de múltiples grados de libertad está directamente relacionado con el de un sistema de un grado de libertad correspondiente al modo fundamental, lo cual implica que el comportamiento de la estructura está gobernada por la forma de modo fundamental, la cual se supone permanece constante durante toda su respuesta inelástica. No obstante, esta consideración no es rigurosamente cierta, lo cual resulta evidente de la inspección de los índices de desempeño estimados para estructuras con irregularidad modal.

Algunas investigaciones han demostrado que para estructuras cuyo comportamiento es gobernado predominantemente por el primer modo y con un comportamiento sísmico regular ante demandas sísmicas de intensidad creciente, este procedimiento puede conducir a una buena aproximación en la definición de curva de capacidad.

La metodología de Análisis Pushover Modal fue desarrollada por los investigadores A. K. Chopra y R. K. Goel (Chopra y Goel, 2001), y permite estimar la demanda sísmica y verificar el desempeño de una estructura para sismos severos. Se basa en un análisis estático no-lineal, de tipo pushover o de empuje

lateral, con distribuciones de fuerzas laterales equivalentes invariantes en la altura, que incluye las contribuciones de los modos de vibración del comportamiento elástico y emplea de manera aproximada la teoría clásica de la dinámica de estructuras. A partir de esto, se determina la capacidad resistente de la estructura e información del comportamiento no lineal como, por ejemplo, la secuencia en que las secciones van ingresando al rango no lineal, los desplazamientos laterales en cada incremento de carga, deriva de entrepisos (desplazamiento relativo de entrepiso), ductilidades, fallas de elementos por flexión y corte, esfuerzos, etc.

Del análisis tipo pushover realizado al sistema de varios grados de libertad techo versus cortante basal hasta un desplazamiento lateral máximo esperado, usando distribuciones de fuerzas laterales proporcionales a las formas modales, y con el supuesto de que éstas no cambian después que la estructura entra en el rango de comportamiento inelástico, para una cantidad suficientes de modos. Cada una de estas curvas por modo, es idealizada como una relación bilineal de fuerza-deformación y transformada a un sistema inelástico equivalente de un grado de libertad.

Para cada uno de estos sistemas equivalentes, se obtiene el desplazamiento máximo mediante un análisis no-lineal tiempo historia para un registro de aceleraciones o considerando un espectro de respuesta (o diseño) inelástico. Con estos desplazamientos máximos por modos, se obtiene desde la base de datos del análisis de pushover, cualquier respuesta de interés a nivel modal y, finalmente, la demanda sísmica total se obtiene combinando las respuestas por modo, de acuerdo a alguna regla de combinación, por ejemplo, la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).

2.7.2. Rótula Plástica

Una rótula plástica permite la rotación de la deformación plástica de la conexión de los elementos estructurales, de manera rígida. En la teoría estructural, la rótula plástica se usa para describir la deformación de una sección donde se produce la flexión.

2.7.3. Curva de capacidad

La relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura se representan en la curva de capacidad para cada incremento. Esta curva generalmente se construye para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura basado en la suposición que el modo fundamental de vibración es el que predomina en la respuesta estructural. Esta suposición generalmente es válida para estructuras con un período fundamental de vibración alrededor de un segundo. Para edificios más flexibles con un período fundamental de vibración mayor de un segundo, el análisis debe considerar los efectos de los modos más altos de vibración (Applied Technology Council, 1996).

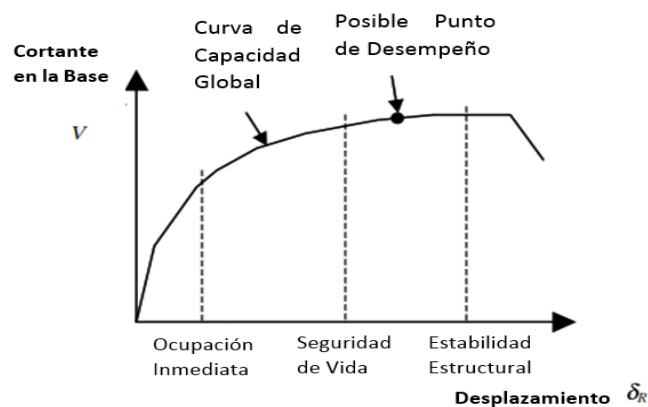


Imagen 3. Curva de Capacidad de un edificio

Fuente: Naeim, 2001

2.7.4. Demanda Sísmica

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta, en el cual se representa la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad como una función de sus frecuencias. Para fines prácticos, en la ingeniería estructural se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años, se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha difundido el uso de espectros de respuesta en formato aceleración-desplazamiento para propósitos de diseño basados en el desempeño sísmico (Applied Technology Council, 1996).

2.7.5. Patrón de cargas laterales

Para poder aplicar el método pushover, primero se selecciona una carga real que se obtiene de los códigos de cada país, para que luego sea incrementada periódicamente. El patrón de cargas utilizado debe aproximarse a las fuerzas inerciales esperadas en el edificio durante el sismo. Es necesario mencionar que, aunque la distribución de fuerzas inerciales variará con la intensidad de un sismo y con el período de exposición de la estructura, usualmente se usa un patrón de cargas que no varía.

Esta aproximación probablemente sea la más adecuada para el análisis de deformaciones (pequeñas o medianas), de los elementos para estructuras de marcos, donde su comportamiento lo determina el primer modo de vibración o modo fundamental de vibración de la estructura.

Los dos grupos de distribución de carga lateral que más se utiliza en el análisis pushover, propuestos por la Agencia Federal para el manejo de Emergencias (FEMA) y el Consejo de Tecnología Aplicada (Applied Technology Council, 1996) son:

- Un patrón de carga uniforme, basado en la fuerza lateral, proporcional a la masa de cada nivel, sin tomar en cuenta la elevación (respuesta uniforme de aceleración).
- Una distribución de fuerzas proporcional al producto de la masa y la deformación modal relacionada con el primer modo de vibración del edificio, que es un patrón modal que se determina utilizando un número suficientes de modos de vibración.

2.8. Método del Espectro de Capacidad (ATC-40)

El método del Espectro de Capacidad constituye un procedimiento para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando se ve sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad (Freeman, 2004).

Mediante un procedimiento gráfico, se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido.

2.8.1. Obtención de la Curva de Capacidad de la estructura

La capacidad de la estructura puede ser representada por una curva Pushover (curva de capacidad). Ésta representa la relación entre la fuerza cortante en la

base de la estructura y el desplazamiento máximo asociado en el tope de la misma. Por lo general se usa un patrón de distribución de la fuerza lateral, a lo largo del eje vertical del edificio, que corresponde a la primera forma modal.

El modelo matemático de la estructura es modificado para tomar en cuenta la reducción de la resistencia de la estructura debido a la fluencia de algunos de los componentes estructurales. Una distribución de la fuerza lateral es aplicada, nuevamente, hasta la ocurrencia significativa de la fluencia de otros componentes estructurales. Este proceso es continuado hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que límites preestablecidos son alcanzados.

2.8.2. Conversión de la Curva de Capacidad al Espectro de Capacidad

Para usar el método del espectro de capacidad es necesario convertir la curva de capacidad, la cual está descrita en términos de la fuerza cortante en la base de la estructura y el desplazamiento (asociado a dicha fuerza) en el tope de la misma, en un espectro de respuesta en el formato de aceleración – desplazamiento (Freeman, 2004).

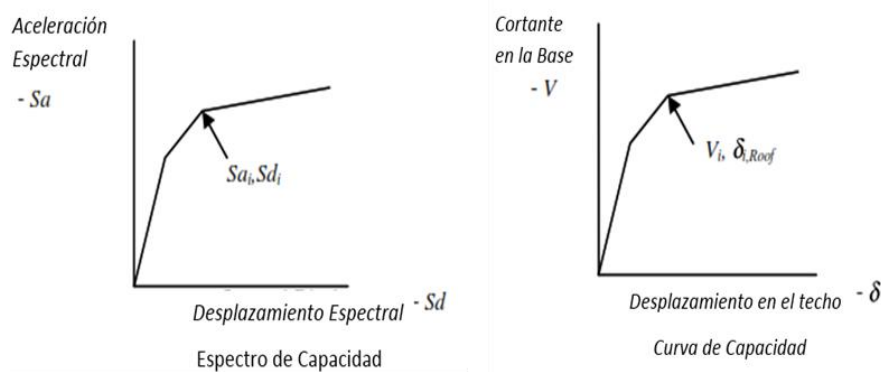


Imagen 4. Conversión de la Curva de Capacidad

Fuente: (Naeim, 2001).

2.8.3. Obtención del Espectro de Demanda

A partir del conocimiento de las condiciones de sitio es posible establecer parámetros que representen dichas condiciones para construir, posteriormente, el espectro de demanda correspondiente a la zona en la que se va a realizar la evaluación estructural. Para el uso del espectro de demanda, éste se debe construir, en primera instancia, sin ningún tipo de reducción, considerando únicamente un amortiguamiento inherente del sistema en su fase elástica (típicamente del 5%). Luego se construye una familia de espectros que, partiendo del primero, ayudarán a encontrar el punto de desempeño de la estructura; esta reducción se puede realizar según distintos criterios usados en la actualidad (Applied Technology Council, 1996).

2.8.4. Obtención del Punto de Desempeño

Superponiendo el espectro de capacidad y el de demanda se obtiene la respuesta máxima del edificio, en el punto de intersección de ambos espectros (Applied Technology Council, 1996). Este punto es conocido como punto de desempeño, o bien en la literatura inglesa como *performance point*. El punto de desempeño (PD) representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el terremoto de demanda.

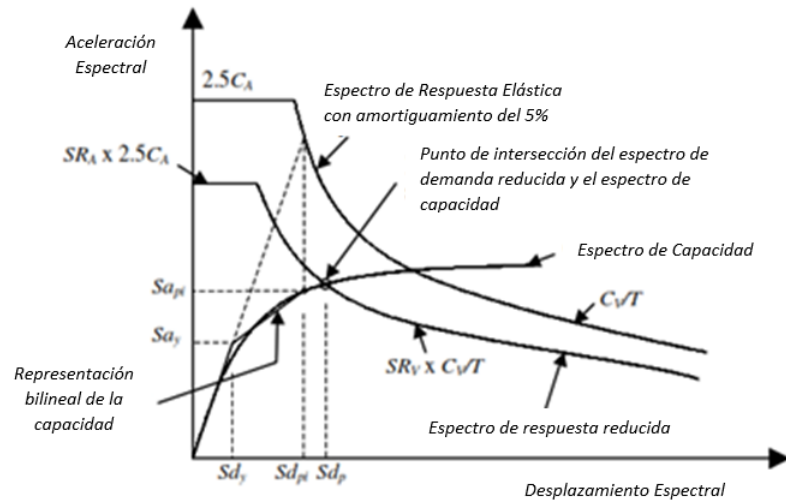


Imagen 5. Procedimiento de Espectro de Capacidad para determinar el punto de desempeño.

Fuente: Naeim, 2001.

Obsérvese que los factores de reducción del espectro dependen del nivel de no linealidad a la que la estructura está trabajando, el cual, a su vez, depende de la intersección del mismo espectro de demanda con el espectro de capacidad. Lo que significa que el cálculo del PD es un proceso iterativo.

2.9. Método de Capacidad Espectral (CSCR-10)

Para el Método de Capacidad Espectral se utilizan los espectros de ductilidad constante expresados en gráficos S_a - S_d conforme al siguiente procedimiento:

- Para una Zona Sísmica particular y el sitio de cimentación del edificio, se obtiene un gráfico S_a - S_d con el valor de la pseudoaceleración S_a en el eje vertical y el desplazamiento inelástico S_d en el eje horizontal, a través de las siguientes ecuaciones:

$$S_a = Cg \quad [\text{Ecuación 5}]$$

$$S_d = \mu \left(S_a / \omega^2 \right)^2 = \mu \left(T / 2\pi \right)^2 S_a \quad [\text{Ecuación 6}]$$

Donde el Coeficiente Sísmico, C, es calculado para una sobre resistencia $SR=1,0$ por tratarse de un método de análisis no lineal; μ es la ductilidad global; ω la frecuencia fundamental y T el período fundamental correspondiente. Una familia de espectros S_a - S_d para diferentes ductilidades se ilustra en la gráfica de abajo.

- b) Mediante un análisis no lineal pushover se obtiene la curva de capacidad de la estructura. De la curva de capacidad resultante, se determina el desplazamiento límite intrínseco de la estructura, que corresponde al punto donde la estructura alcanza su capacidad intrínseca o inherente.

Este valor se define como el desplazamiento asociado con aquellas deformaciones internas de los elementos o componentes estructurales que previamente han sido determinados como valores limitantes para un desempeño particular del edificio, para ocupación inmediata o seguridad de vida. De la curva de capacidad, se definen una respuesta bilinear idealizada y su correspondiente punto de fluencia equivalente. A continuación, la ductilidad estructural global intrínseca puede ser estimada como la relación entre el desplazamiento estructural intrínseco y el desplazamiento del punto de fluencia equivalente. Estos conceptos se ilustran en la figura.

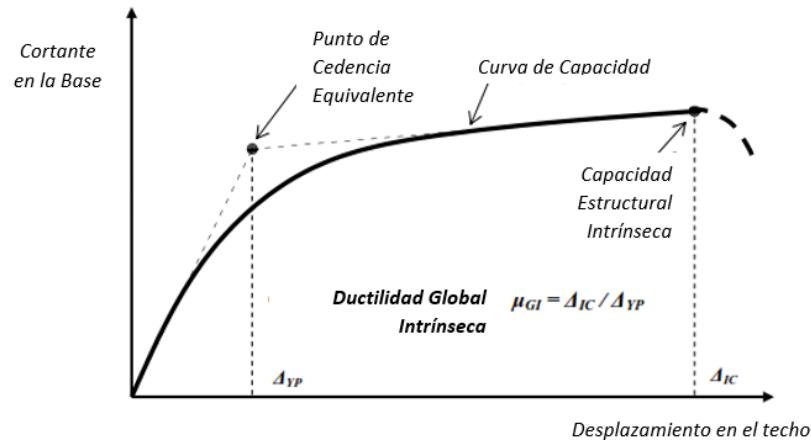


Imagen 6. Curva de Capacidad Pushover, Punto de Fluencia Equivalente y Ductilidad Global Intrínseca en el Método de Capacidad Espectral.

Fuente: Gutiérrez, 2015.

- c) Como los valores del cortante basal y el desplazamiento del techo de la estructura son respectivamente proporcionales a los valores espectrales S_a y S_d , la curva de capacidad del paso anterior puede ser transformada a una curva de capacidad espectral, representada en un gráfico S_a - S_d ; esto se logra fácilmente a través de relaciones bien conocidas de dinámica estructural. Esta transformación permite a la respuesta estructural, ahora representada por la curva de capacidad espectral, y la demanda sísmica, también representada en un gráfico S_a - S_d , compartir la misma representación gráfica. De esta figura se obtiene inmediatamente el punto de desempeño de la estructura como el punto en la curva de capacidad espectral cuya ductilidad global – relación entre S_d en el punto de desempeño y S_d correspondiente al punto de fluencia equivalente- se aproxima a la ductilidad interpolada de la familia de espectros de ductilidad constante. Esta es la ductilidad requerida y representa la ductilidad estructural demandada por el sismo a una estructura particular; obviamente

la ductilidad requerida nunca debería exceder la ductilidad intrínseca, ya que esta condición implica una transgresión a los objetivos de desempeño.

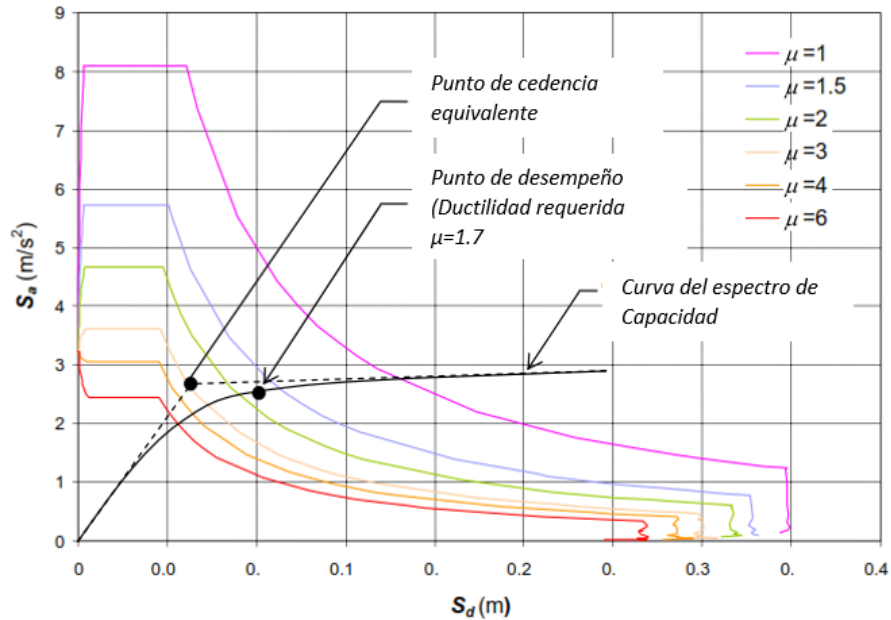


Imagen 7. Cálculo gráfico del Punto de Desempeño y su respectiva ductilidad requerida según el Método de Capacidad Espectral del CSCR

Fuente: Gutiérrez, 2015.

- d) De los valores S_a y S_d correspondientes al punto de desempeño, se obtienen fácilmente los valores de la cortante basal y el desplazamiento del techo. Los desplazamientos inelásticos absolutos y las derivas de entrepiso asociadas, también las deformaciones internas para todos los elementos y componentes.

3. DISEÑO METODOLÓGICO

Esta investigación, de acuerdo al tiempo de ocurrencia se considera prospectiva, porque se obtiene la información en la medida que se vaya investigando.

El alcance de los resultados es de carácter explicativo, porque en el desarrollo de la investigación se estudia el comportamiento de variables que deben ser sometidas a un proceso analítico para la validación de la situación experimental.

El enfoque conferido a esta tesis es mixto, esto debido a que a partir de datos numéricos obtenidos de los análisis comparativos se procura describir la naturaleza del efecto de reducción en la capacidad de rotación de las columnas circulares cuando existen cargas fuera del plano.

La población objeto de estudio son los marcos resistentes a momento de concreto reforzado con columnas circulares. La muestra son los edificios de 5, 10 y 20 pisos, propuestos para la determinación de la variación de diagramas momento-curvatura y su influencia en el desempeño de las estructuras.

El método de análisis contribuye a la selección de la información y el método de síntesis permite la comprensión adecuada del fenómeno estudiado por medio del procesamiento de los resultados, interpretándolos adecuadamente de acuerdo a los fundamentos teóricos establecidos por los métodos de diseño por desempeño e inferir acerca de la validez las suposiciones planteadas. Así mismo se requiere del método estadístico para el proceso comparativo de los datos numéricos.

Los modelos de edificios propuestos se analizan para cada una de las condiciones de capacidad de rotación que se plantean en este estudio con el método de

capacidad espectral haciendo uso de los softwares SAP 2000 v20 y XTRACT, y AUTOCAD para complementar la información gráfica. También, se procesan datos con los programas básicos de ofimática (Excel, Word y Power Point).

El procedimiento metodológico comprende las siguientes etapas:

- 1. Determinación de las ecuaciones empíricas para considerar la reducción en la capacidad de rotación en las columnas:** en base a información experimental procedente de fuentes primarias que han demostrado que las cargas fuera del plano producen una reducción en la capacidad de rotación de las columnas circulares de concreto reforzado se proponen ecuaciones empíricas generalizadas para considerar este efecto en los análisis por métodos de desempeño.
- 2. Definición de los modelos analíticos:** se proponen 03 modelos de edificios de concreto reforzado con columnas circulares, estos son de distintas alturas: 5, 10 y 20 pisos. A los modelos, en SAP 2000 V20, se les asignan sus correspondientes propiedades de materiales, características de los elementos, cargas y parámetros para el análisis sísmico.
- 3. Análisis estructural de los modelos propuestos de acuerdo al método de capacidad espectral:**

Esta etapa conlleva las siguientes actividades:

- Generación de los espectros de diseño según el RNC- 07 y CSCR 2010.

- Obtención de los diagramas momento- curvatura con el software XTRACT para el caso sin pérdida en la capacidad de rotación.
- Aplicación de SAP 2000 V20 para ejecutar el Método de capacidad espectral con los espectros de diseño del RNC-07 y CSCR, respectivamente para cada uno de los modelos de edificios, sin considerar la reducción en la capacidad de rotación de las columnas.
- Aplicación del software SAP 2000 V20 para ejecutar el método de capacidad espectral con los espectros de diseño del RNC-07 y CSCR, respectivamente para cada uno de los modelos de edificios, considerando la reducción en la capacidad de rotación de las columnas según las ecuaciones empíricas previamente determinadas.

4. Cálculo y comparación de los puntos de desempeño:

- De los análisis, para cada caso, se calcula el punto de desempeño de las estructuras.
- Los puntos de desempeño obtenidos de los análisis son comparados para argumentar la influencia de las cargas fuera del plano en la capacidad de rotación de las columnas circulares.

4. MODELACION NO LINEAL

4.1. Relación Momento-Curvatura De Las Secciones

En la actualidad, muchas estructuras se diseñan para resistir la demanda sísmica permitiéndose que incursionen en el rango inelástico, esto implica disipación de la energía absorbida mediante deformación plástica. Las medidas de estas deformaciones pueden ser interpretadas en términos de rotaciones o desplazamientos por flexión de los miembros que componen la estructura, esta relación es el insumo básico para la evaluación del desempeño sísmico de las estructuras frente a una amenaza sísmica definida en función de los daños que se pueden presentar.

La determinación de las propiedades elastoplásticas de las secciones se realiza mediante el uso del software XTRACT, el cual requiere información de las características de las secciones analizadas: dimensiones geométricas, cuantía y distribución del refuerzo, propiedades mecánicas del concreto no confinado y propiedades mecánicas del concreto confinado.

4.2. Propiedades constitutivas de los materiales

4.2.1. Concreto no confinado

Modelo del recubrimiento de la sección. Cabe señalar que la deformación máxima estimada para el concreto es de 0,003, pero en su lugar se considera un valor de 0,1 como dato de entrada en el programa para simular una respuesta final más realista de la sección y así, el concreto confinado y el acero de refuerzo serán los materiales que definan el comportamiento final.

La resistencia a la compresión del concreto no confinado es $f'_c = 28$ MPa (4000 psi) para los edificios A y B y $f'_c = 35$ MPa (5000 psi) para el edificio C, la resistencia en tensión se aproximó como un 10% de f'_c , también puede calcularse con la ecuación 19.2.3.1 del ACI 318-14. La deformación de cedencia es calculada automáticamente por XTRACT y la deformación de aplastamiento se toma como 0.0038 según lo recomendado por Park, R & Paulay, T. (1988).

4.2.2. Acero de refuerzo

Se utiliza la información generada por XTRACT al seleccionar acero de refuerzo A615 Grado 60 ($f_y = 413,7$ MPa).

4.2.3. Concreto confinado

La curva esfuerzo- deformación del concreto confinado es calculada mediante XTRACT según el modelo de Mander (Park & Paulay, 1988). La resistencia y capacidad de deformación del concreto confinado dependen del detallado del refuerzo transversal definido por el usuario para cada sección analizada.

El comportamiento del concreto es de un material frágil, su ductilidad depende del tipo y grado de confinamiento que tenga por la presencia de acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal. Es evidente que, cuando el confinamiento es adecuado, el concreto confinado mejora no sólo su capacidad resistente, sino también su capacidad de deformarse de manera dúctil.

El refuerzo transversal en espiral resulta más efectivo para confinar el concreto que el refuerzo de estribos rectangulares ya que su geometría permite una distribución de presión uniforme en el concreto.

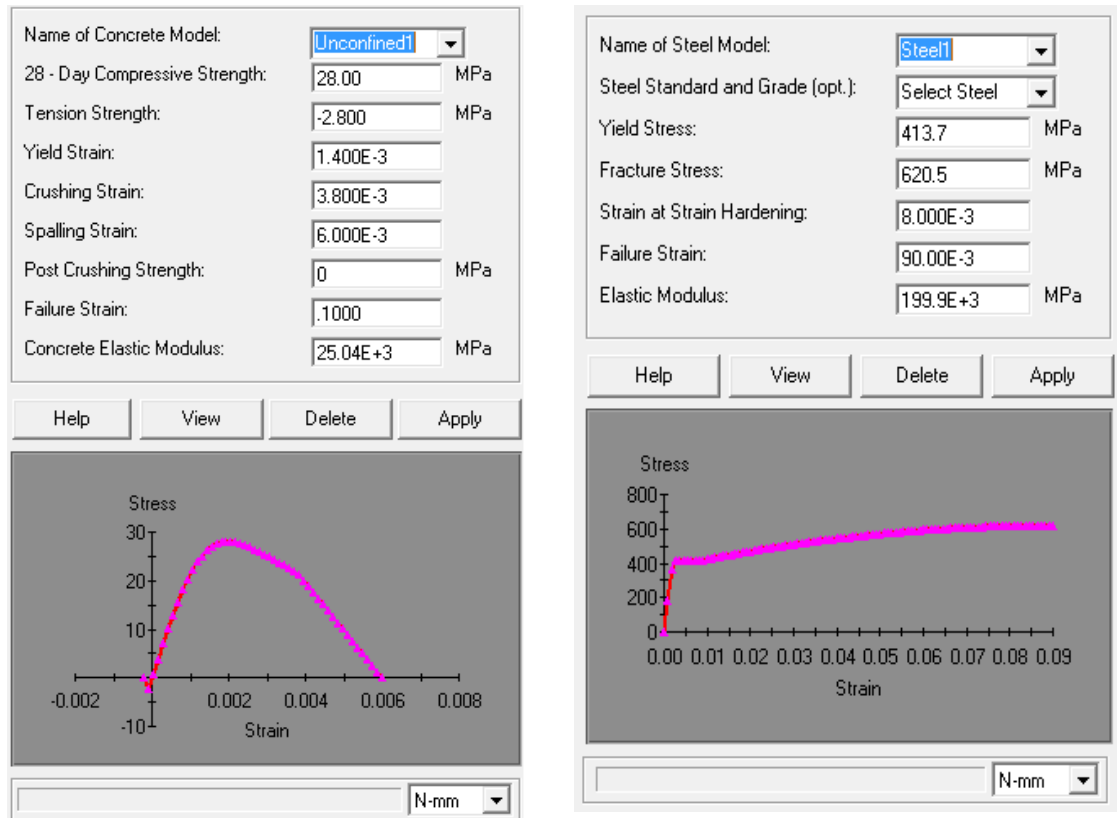


Imagen 8. Propiedades del concreto no confinado y del acero de refuerzo
Fuente: Elaboración propia.

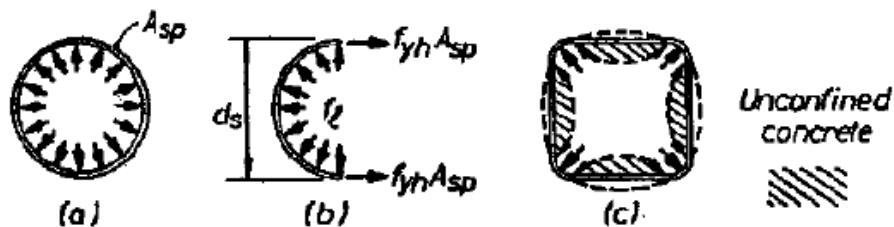


Imagen 9. Confinamiento del concreto de espirales y estribo rectangular
Fuente: Paulay & Priestley.

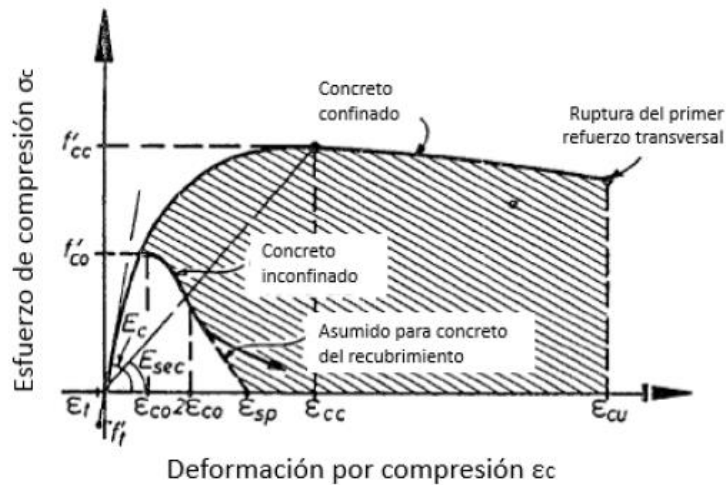


Imagen 10. Modelo Esfuerzo deformación del concreto confinado y no confinado.

Fuente: Mander, J., Priestley, M., & Park, R.

4.3. Generación de los diagramas Momento- Curvatura usando el programa XTRACT.

Se debe definir el proceso de carga a partir del cual el programa generará los diagramas momento- curvatura. Estos valores corresponden a cargas axiales y momentos, en este caso particular solamente se harán incrementos de momento alrededor del eje X por no considerar efectos fuera del plano en las vigas y por la simetría de la sección de las columnas.

Las cargas axiales en las columnas son las obtenidas a partir de las cargas gravitacionales de servicio para análisis sísmico, que se consideran como la suma del 100% de la carga muerta más 25% de la carga viva.

4.4. Rótulas Plásticas

La longitud de rótulas plásticas es un parámetro esencial para la evaluación de la respuesta de una estructura y sus daños debido a las cargas sísmicas. En este estudio se adopta la recomendación del ATC-40, que sugiere una longitud de rótula plástica igual a la mitad del peralte de la sección en dirección de la carga. Generalmente este valor proporciona resultados conservadores.

Las rótulas plásticas se asignan como propiedades de cada uno de los elementos que conforman el modelo de SAP 2000 V20 y que se determinan a partir de la simplificación de los diagramas momento- rotación (diagrama bilineal) obtenidos de los análisis seccionales en XTRACT.

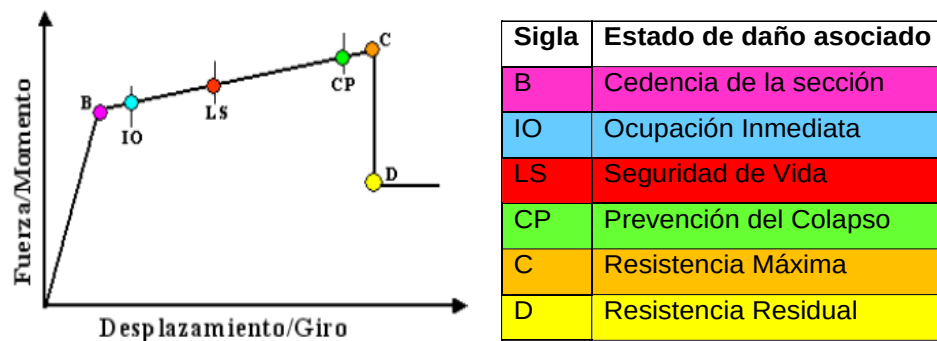


Imagen 11. Bilinearización del Diagrama Momento- Curvatura y niveles de daño

Fuente: ATC-40

Donde el tramo AB describe la respuesta lineal de la sección, la pendiente es su rigidez inicial y B es el punto de fluencia de la sección. Los tramos BC, DC definen la respuesta inelástica de la sección y DE modela la resistencia residual de la sección, la cual no será considerada.

4.5. Casos de Estudio

En este apartado se presenta el análisis no lineal de tres marcos de concreto reforzado correspondientes a modelos analíticos distintos (5, 10 y 20 pisos) hechos en SAP 2000 V20, estos han sido diseñados de acuerdo a los criterios de análisis sísmico del RNC-07 suponiendo su ubicación en la ciudad de Managua, cimentados sobre suelo firme y para uso de oficinas; así mismo el detallado de los elementos cumple con los requisitos para pórticos especiales resistentes a momento del ACI 318-14.

Los marcos analizados constituyen el sistema resistente a fuerzas laterales de los edificios, estos son los que dotan al sistema estructural de las características necesarias para disipar energía ante eventos sísmicos, para el objetivo de la presente tesis basta con analizar cada modelo idealizado como marco plano ya que el método pushover considera cada dirección de análisis por separado en la determinación de los niveles de desempeño.

Se estudian las siguientes condiciones para cada modelo:

1. Análisis Estático No Lineal Pushover con y sin reducción en los diagramas momento- curvatura de las columnas.
2. Verificación del desempeño por el Método del Espectro de Capacidad del ATC-40 según la demanda sísmica del RNC-07.
3. Verificación del desempeño por el Método de Capacidad Espectral de acuerdo al CSCR-10 según la demanda sísmica del mismo código.

4.6. Caso Edificio A: Marco de 5 pisos

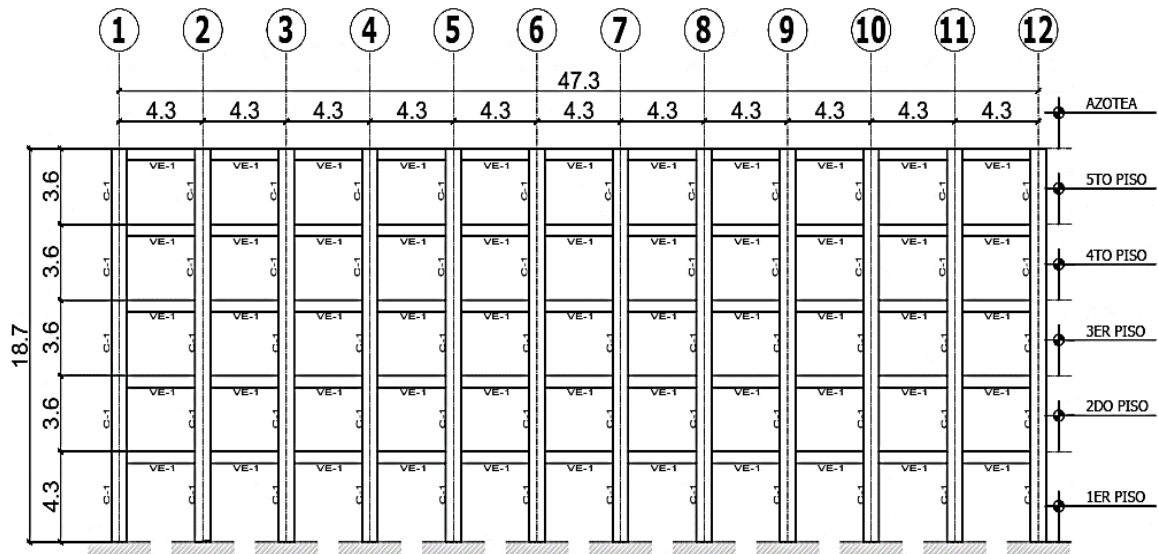


Imagen 12. Elevación de marco de concreto reforzado del edificio A

Fuente: Elaboración propia

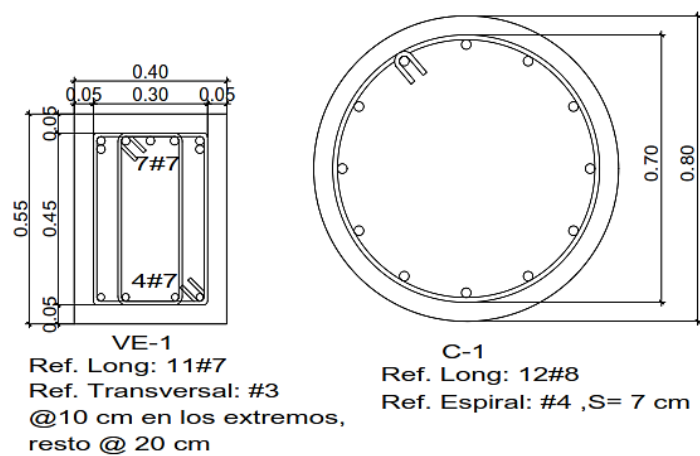


Imagen 13. Secciones de concreto reforzado (típicas)

Fuente: Elaboración propia

4.6.1. Propiedades del Concreto confinado de los elementos

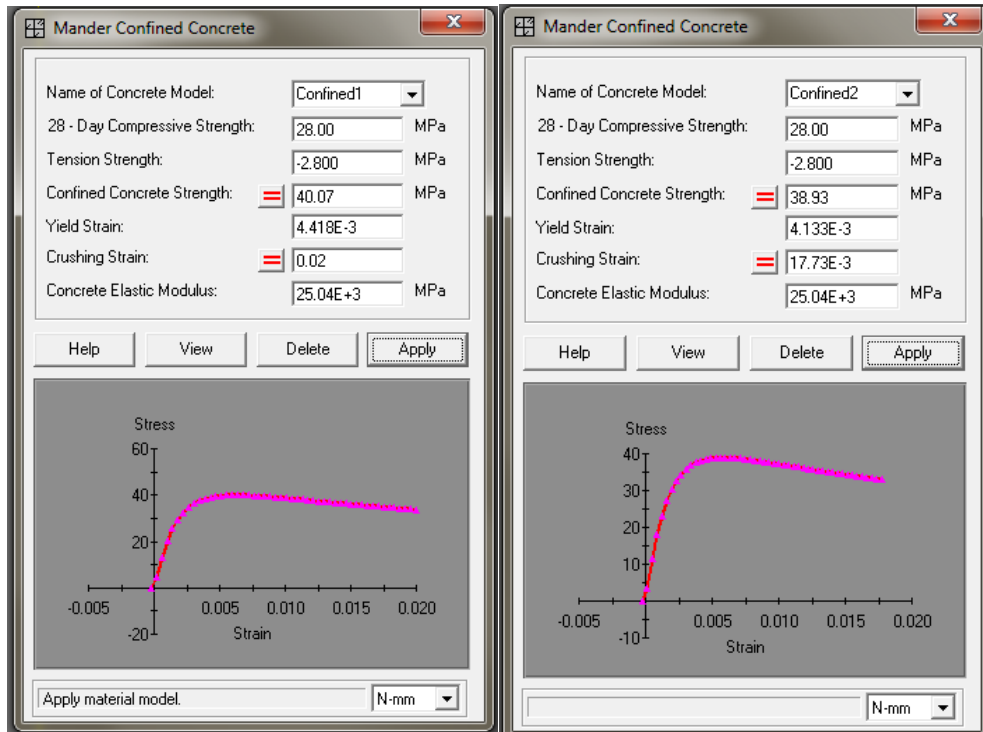


Imagen 14. Propiedades del concreto confinado para las secciones del Edificio A: VE-1 (izquierda) y C-1 (derecha)
Fuente: Elaboración propia.

4.6.2. Diagramas Momento- Curvatura

Con el proceso de carga y las propiedades de las secciones definidas en XTRACT, se procede a realizar el análisis seccional del cual se generan los diagramas de momento- curvatura, los puntos señalados sobre la bilinearización corresponden a la cedencia efectiva de la sección y la resistencia máxima, respectivamente.

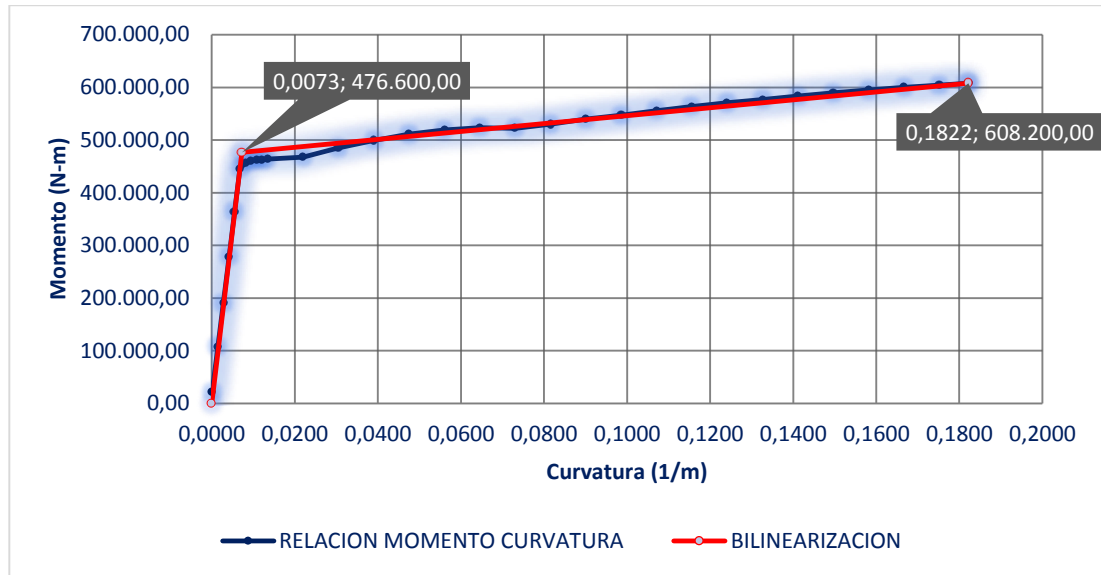


Imagen 15. Diagrama momento- curvatura de la viga VE-1 del Edificio A
Fuente: Elaboración propia

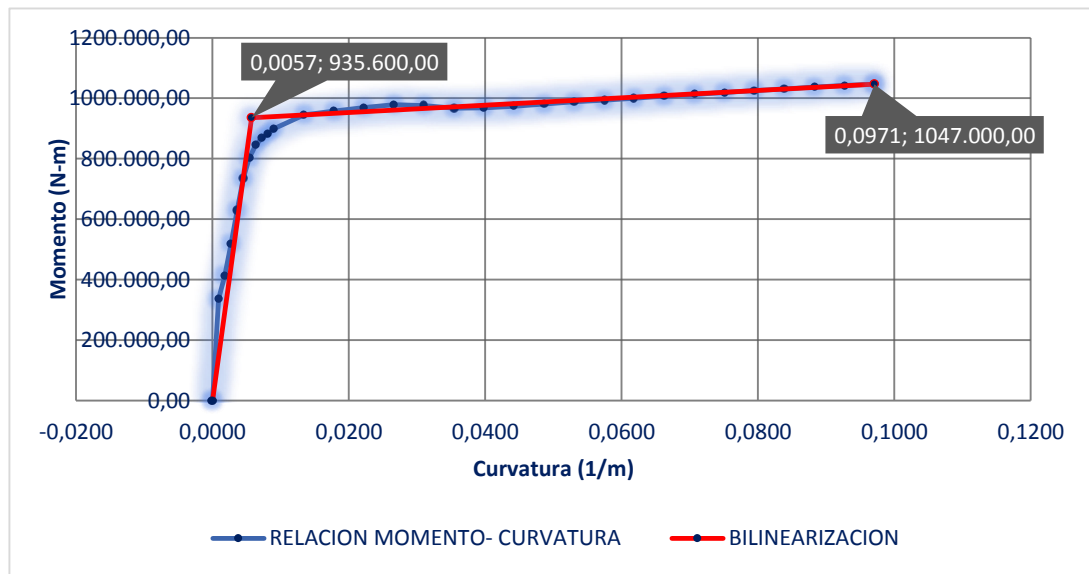


Imagen 16. Diagrama momento- curvatura de la columna C-1 del Edificio A
Fuente: Elaboración propia

4.6.3. Asignación de Rótulas Plásticas

Las vigas columnas se definen en SAP 2000 V20 de acuerdo a sus propiedades geométricas y refuerzos, además se consideran las inercias agrietadas (70% de la inercia bruta para las columnas y 50% para las vigas). De los puntos señalados en la bilinearización de los diagramas momento- curvatura se toma la información a ingresar en el formulario “Frame Hinge Property Data” de SAP 2000 V20 que crea las rótulas plásticas que posteriormente son asignadas a las secciones del marco para tomar en cuenta las propiedades elastoplásticas necesarias para el Análisis Estático No Lineal.

Frame Hinge Property Data for VE1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	0	-0.1822
D-	0	-0.1822
C-	-608200	-0.1822
B-	-476600	-0.0073
A	0	0
B	476600	7.300E-03
C	608200	0.1822
D	0	0.1822
E	0	0.1822

☒ Symmetric

Type

☐ Moment - Rotation

☒ Moment - Curvature

Hinge Length: 0.275

☐ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

☐ Use Yield Moment

Moment SF: Positive: 1. Negative:

☐ Use Yield Curvature

Curvature SF: Positive: 1. Negative:

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

☒ Immediate Occupancy

Positive: 3.000E-03 Negative:

☐ Life Safety

Positive: 0.012 Negative:

☐ Collapse Prevention

Positive: 0.015 Negative:

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Imagen 17. Creación de Rótula Plástica de la viga VE-1 del Edificio A

Fuente: Elaboración propia

Frame Hinge Property Data for C1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	0	-0.0971
D-	0	-0.0971
C-	-1047000	-0.0971
B-	-935600	-0.005748
A	0	0
B	935600	5.748E-03
C	1047000	0.0971
D	0	0.0971
E	0	0.0971

☒ Symmetric

Type

☐ Moment - Rotation

☒ Moment - Curvature

Hinge Length

☐ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

☐ Use Yield Moment Moment SF Positive Negative

☐ Use Yield Curvature Curvature SF Positive Negative

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

☒ Immediate Occupancy Positive Negative

☐ Life Safety Positive Negative

☐ Collapse Prevention Positive Negative

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Imagen 18. Creación de Rótula Plástica de la columna C-1

Fuente: Elaboración propia



Imagen 19. Asignación de rótulas plásticas en el marco del Edificio A

Fuente: Elaboración propia

4.6.4. Análisis Estático No Lineal del Edificio A

4.6.5. Estados de carga

Las cargas gravitacionales que conforman el estado de carga estático del análisis no lineal se presentan en la tabla de abajo, serán las mismas para los casos de estudio A y B. También se debe de ingresar el patrón de carga lateral monotónica que se incrementa hasta que la estructura alcanza su máxima capacidad, en la presente tesis se aplicarán un patrón de carga triangular que consiste de la aplicación de cargas unitarias puntuales concentradas en cada piso y que se incrementan a medida que sube de nivel

Tabla 1. Cargas gravitacionales

CARGAS EN LOSA DE ENTREPISO		
Carga muerta en losa de entrepiso		
CM=	6,26 kN/m ²	[Carga Muerta Total]
Carga viva en losa de entrepiso		
CV=	2,45 kN/m ²	[Carga viva para oficina]

CARGAS EN LOSA DE TECHO		
Carga muerta en losa de techo		
CM=	4,07 kN/m ²	[Carga Muerta Total]
Carga viva en losa de techo		
CV=	0,98 kN/m ²	[Carga viva para losas de techo]

Fuente: Elaboración propia

4.6.6. Demanda sísmica

Esta corresponde al espectro de respuesta elástico calculado de acuerdo al RNC-07, por las condiciones supuestas para el diseño se trata de un edificio de concreto reforzado a base de marcos resistentes a momento, ubicado en la ciudad de Managua y destinado para uso de oficinas, los parámetros son:

Grupo Estructural: B (Estructuras de normal importancia)

Zona Sísmica: C (Managua)

Tipo de Suelo: II (Suelo Firme)

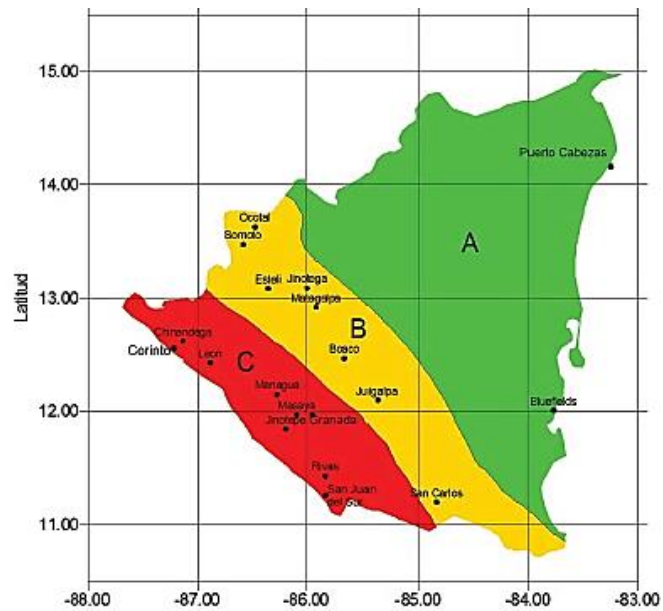


Imagen 20. Zonificación Sísmica de Nicaragua

Fuente: RNC-07

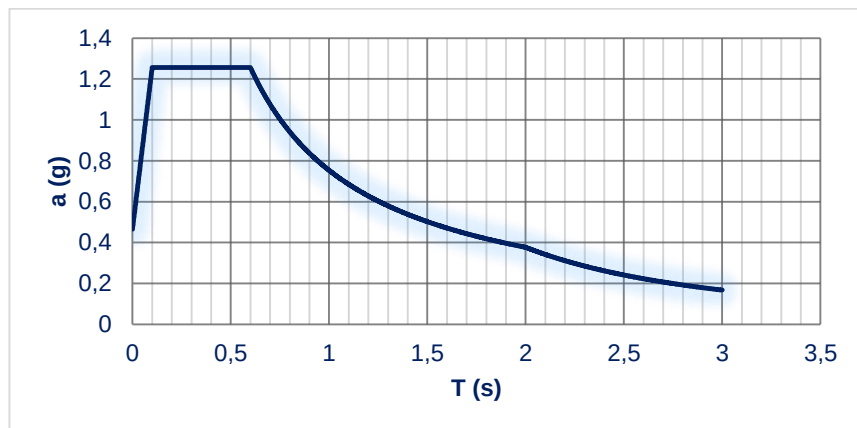


Imagen 21. Espectro Elástico de diseño RNC-07

Fuente: RNC-07

4.6.7. Aplicación del Método de Espectro de Capacidad según ATC-40

En la gráfica de abajo, se presenta el espectro de capacidad del edificio A, el cual detalla las coordenadas del punto de desempeño tanto en función de la Cortante Basal- Desplazamiento (V,D) como de Seudo aceleración- Seudo desplazamiento (S_a, S_d); este punto es la intersección de la curva de capacidad con una de las curvas de la demanda sísmica que ha sido reducida a partir del espectro elástico del RNC-07.

La curva de desempeño obtenida del análisis pushover en SAP 2000 V20 puede ser representada de forma bilineal, esta consiste en dos rectas (una tangente y otra secante). En los casos estudiados en esta tesis se utilizó el criterio de áreas iguales, que iguala las áreas comprendidas entre la curva y las rectas para definir el modelo bilinearizado.

El punto de cedencia equivalente es donde se presenta el cambio de pendiente de la bilineal y el último punto es donde se ha alcanzado el límite de capacidad de carga o deformación de la estructura, el cociente entre este último y el de cedencia determina la ductilidad global intrínseca del modelo.

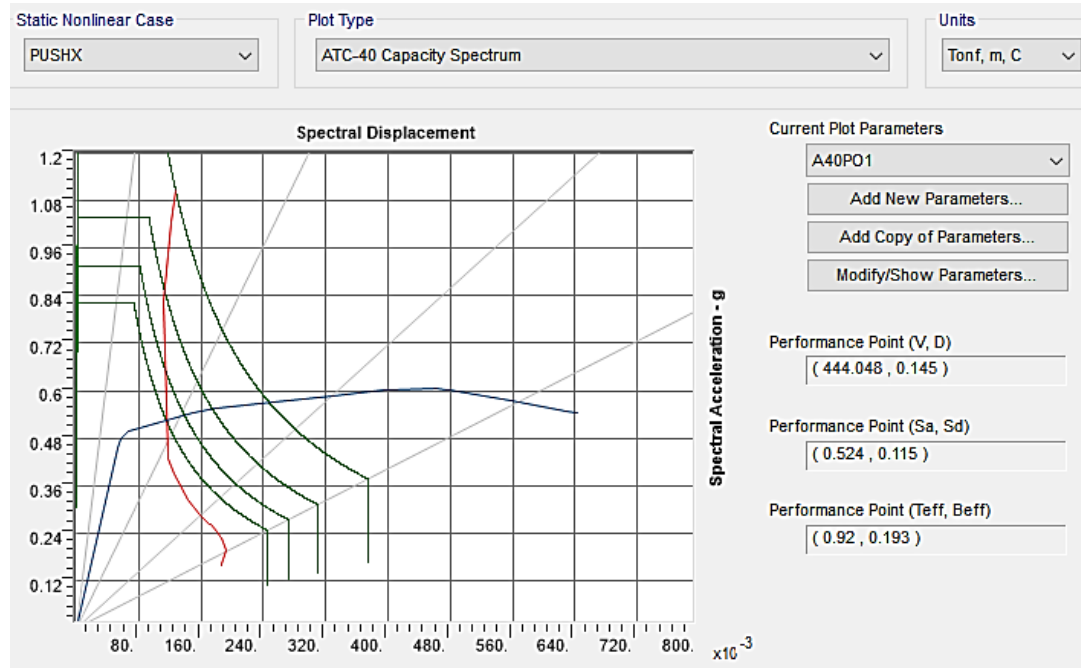


Imagen 22. Espectro de capacidad del Edificio A según ATC-40

Fuente: Elaboración propia

Tabla 2. Cálculo del punto de desempeño

Punto de Desempeño						
Sd (m)	Sa (g)	D (m)	V (ton)	μ requerida	μ intrínseca	μ diseño
0,115	0,524	0,145	444,048	1,67	6,39	4,00

Fuente: Elaboración propia

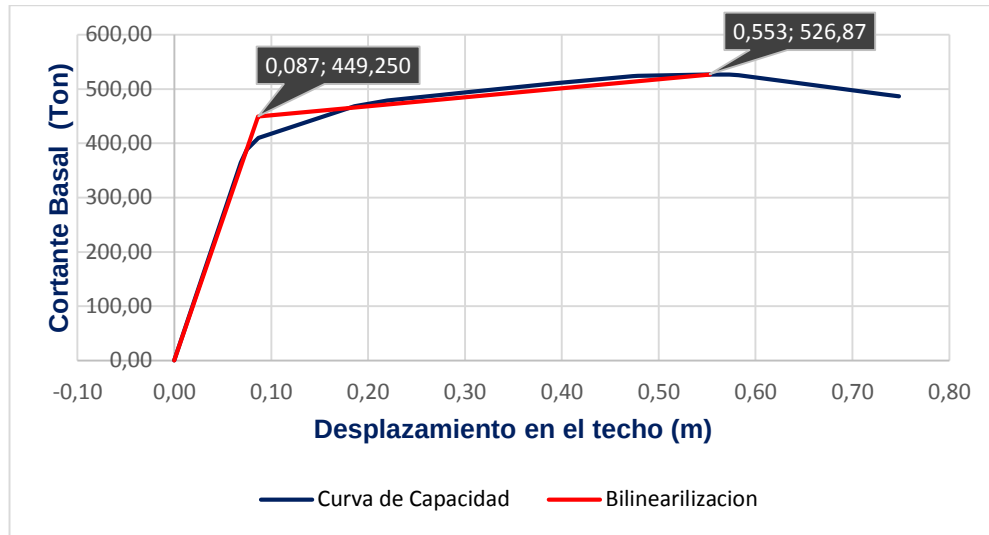


Imagen 23. Curva de desempeño del Edificio A

Fuente: Elaboración propia.

Del modelo en SAP 2000 V20, se puede aproximar el paso de carga incremental lateral que corresponde al punto de desempeño monitoreando que el desplazamiento en el techo se aproxime a este. Para el edificio A, se puede observar que en el paso 3 el desplazamiento del techo es 8.67 cm y presenta formación de rótulas plásticas en columnas y vigas del primer nivel, este es un nivel de daño moderado que está aún dentro del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. En el paso 4 el desplazamiento excede el del nivel de desempeño, siendo de 18,60 cm, el mecanismo de rótulas plásticas se ha extendido hasta los elementos del tercer nivel para un nivel de Prevención de Colapso.

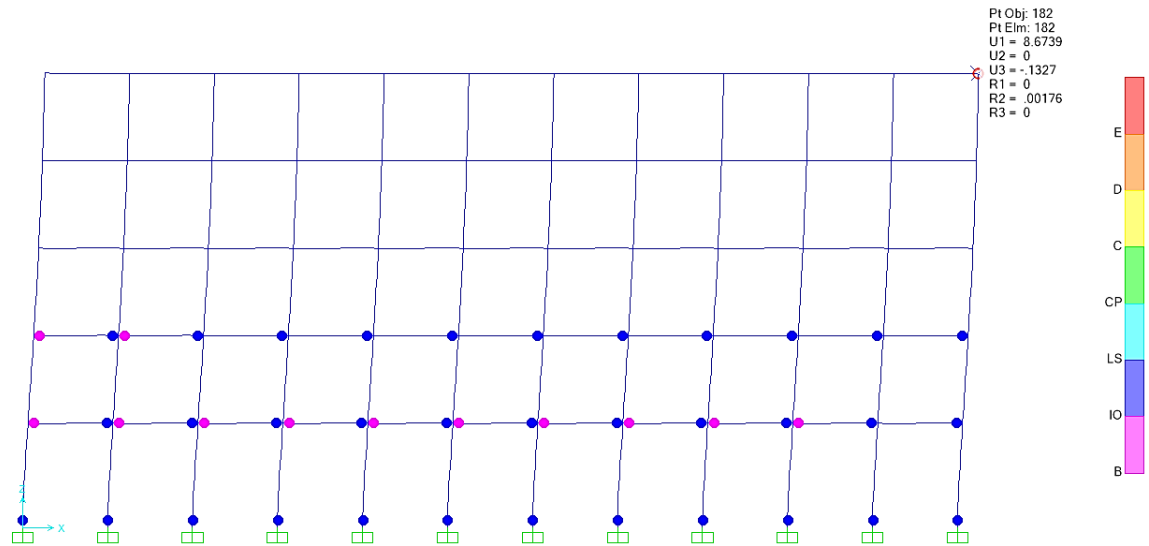


Imagen 24. Formación de rótulas plásticas en el Edificio A (paso 3)

Fuente: Elaboración propia

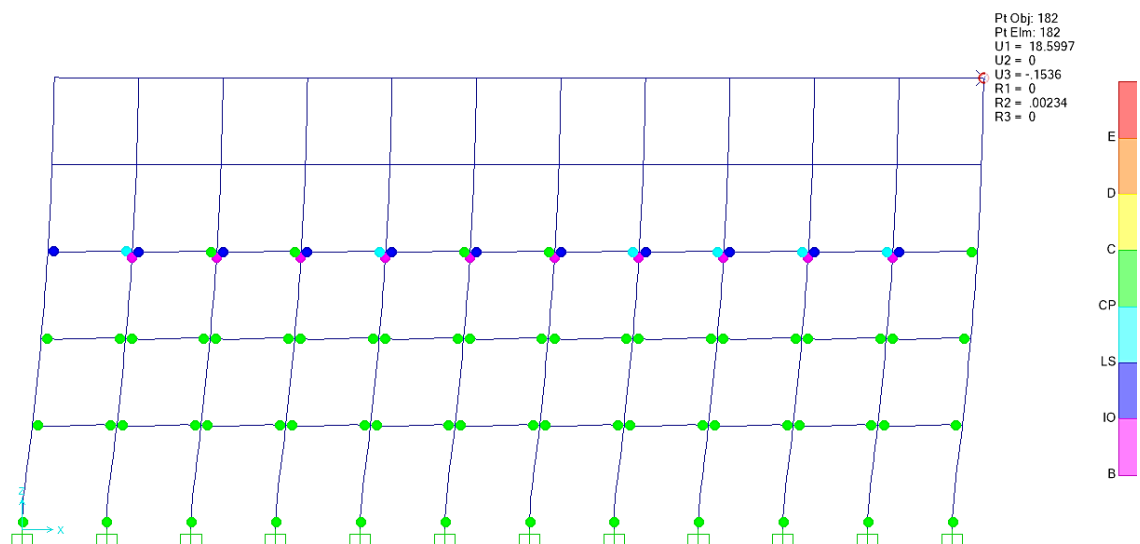


Imagen 25. Formación de rótulas plásticas en el Edificio A (paso 4)

Fuente: Elaboración propia

Para el paso 3, que está más próximo al nivel de desempeño, se revisan los desplazamientos y distorsiones de entrepiso para verificar que estén dentro de lo

permisible para marcos dúctiles de concreto reforzado. Estas se han cumplido satisfactoriamente.

Tabla 3. Desplazamientos y distorsiones de entrepiso del Edificio A

Nivel	H _i (m)	δ _i (cm)	Δ _i (cm)	Δ _i /H	(Δ _i /H) permisible	Cumplimiento
Azotea	3,60	8,6739	0,8943	0,0025	0,0300	Cumple
5	3,60	7,7796	1,4343	0,0040	0,0300	Cumple
4	3,60	6,3453	1,9456	0,0054	0,0300	Cumple
3	3,60	4,3997	2,2579	0,0063	0,0300	Cumple
2	4,30	2,1418	2,1418	0,0050	0,0300	Cumple

Fuente: Elaboración propia

4.6.8. Reducción del diagrama Momento- Curvatura de las columnas

De acuerdo a Diego Suárez Salinas, en su tesis “*Variación de diagramas Momento- Curvatura en columnas circulares de concreto reforzado debido a cargas fuera del plano*”, existe una tendencia lineal que describe la reducción en la ductilidad de las columnas circulares conforme aumenta el porcentaje de la carga máxima resistida por las columnas aplicada fuera del plano y que para la ductilidad de la sección en el plano se tiene la siguiente relación:

$$\frac{\mu'}{\mu'_{base}} = -0,71 * \text{Proporción de carga fuera del plano} + 1,00 \quad [\text{Ecuación 7}]$$

Donde:

μ' = Ductilidad de la sección con cargas fuera del plano

μ' _{base} = Ductilidad de la sección sin cargas fuera del plano.

El siguiente gráfico corresponde a la reducción del diagrama momento- curvatura bilineal de la columna C-1 del edificio A, la proporción de carga fuera del plano se tomó del 30%, que se sustenta en lo establecido en la sección 7.3 del CSCR-10 sobre las componentes direccionales. La ductilidad final corresponde a una reducción del 21,34% de la ductilidad base. Este nuevo diagrama momento- curvatura se asigna a las propiedades de las rótulas plásticas del modelo en SAP 2000 V20 para determinar los efectos en la variación del diagrama momento- curvatura de las columnas en el desempeño de la estructura.

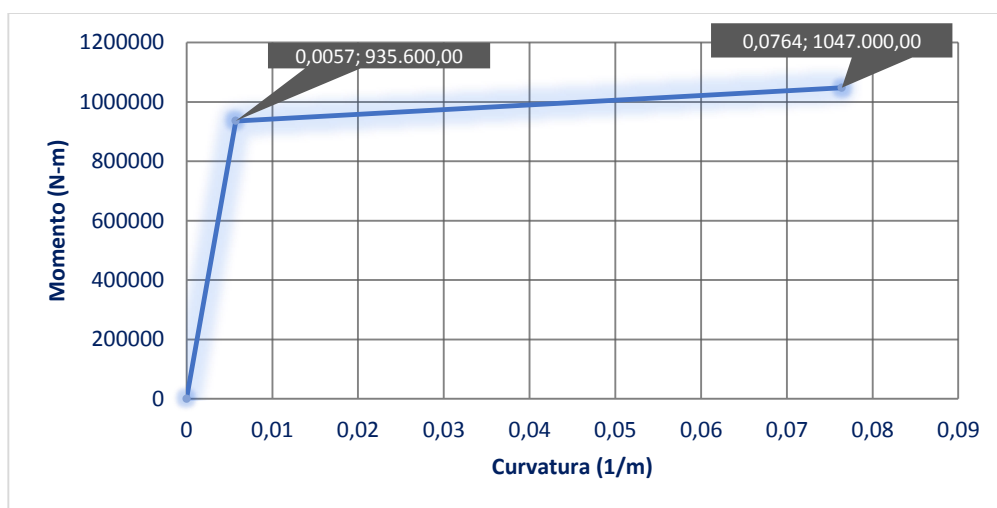


Imagen 26. Diagrama Momento Curvatura reducido de columnas C-1 del Edificio A

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. Comparación de ductilidades de la columna C-1 del edificio A

Sección	μ'_{base}	μ'
C-1	16,92	13,31

Fuente: Elaboración propia

Frame Hinge Property Data for C1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
D-	0	-0.0764
C-	-1047000	-0.0764
B-	-935600	-0.005748
A	0	0
B	935600	5.748E-03
C	1047000	0.0764
D	0	0.0764
E	0	0.0764

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero
☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

	Positive	Negative
☐ Use Yield Moment Moment SF	1.	
☐ Use Yield Curvature Curvature SF (Steel Objects Only)	1.	

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

	Positive	Negative
☒ Immediate Occupancy	3.000E-03	
☐ Life Safety	0.012	
☐ Collapse Prevention	0.015	

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☐ Moment - Rotation
☒ Moment - Curvature
☐ Relative Length

Hinge Length: 0.4

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Imagen 27. Modificación de Rótula Plástica de la columna C-1 del Edificio A
Fuente: Elaboración propia

4.6.9. Aplicación del Método de Espectro de Capacidad según ATC-40 considerando la reducción en el diagrama Momento- Curvatura de las columnas

Se repite el mismo procedimiento anterior para evaluar el punto de desempeño en una nueva condición de propiedades elastoplásticas de las columnas, esta vez con una reducción en la capacidad de rotación de los elementos sismorresistentes de acuerdo a la relación teórica determinada por Suárez Salinas.

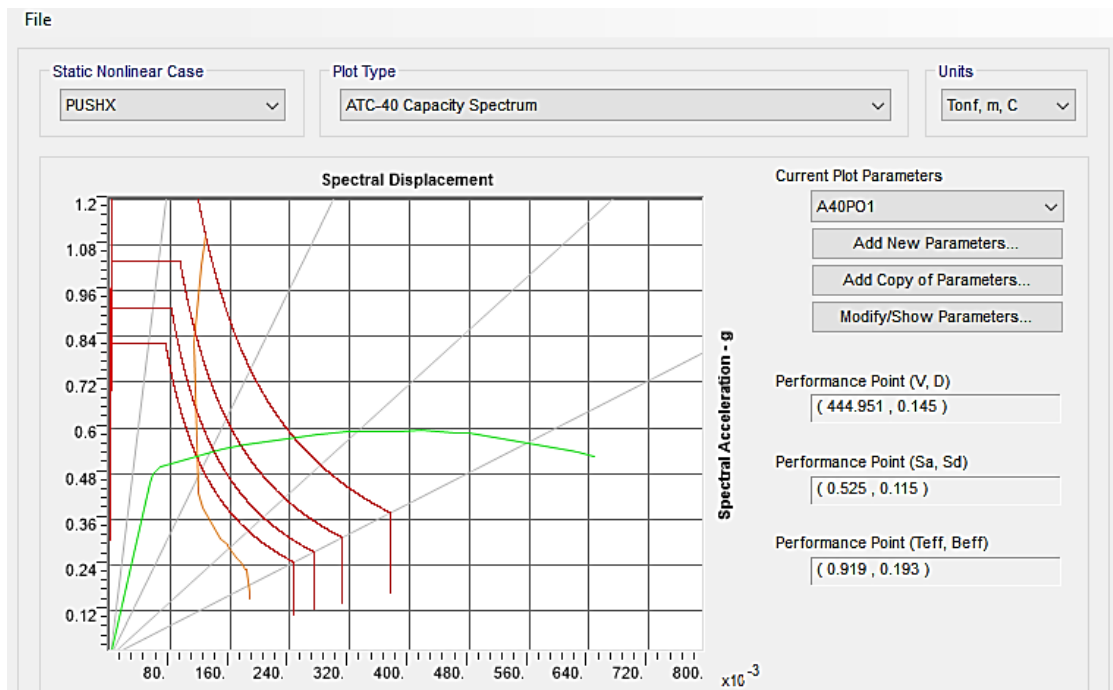


Imagen 28. Espectro de capacidad (modificado) del Edificio A según ATC-40

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5. Cálculo del punto de desempeño

Punto de Desempeño						
Sd (m)	Sa (g)	D (m)	V (ton)	$\mu_{requerida}$	$\mu_{intrinseca}$	$\mu_{diseño}$
0,115	0,525	0,145	444,951	1,67	6,35	4,00

Fuente: Elaboración propia

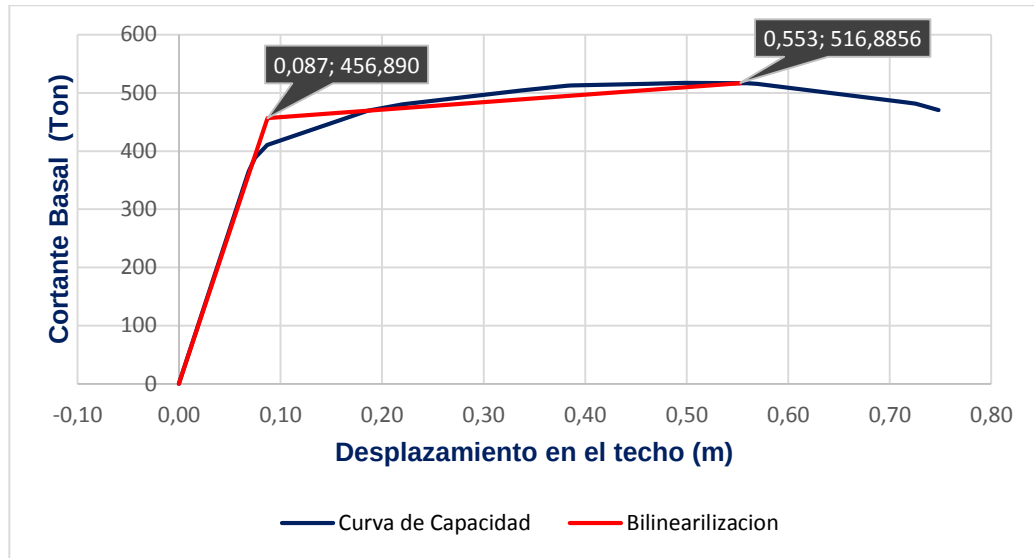


Imagen 29. Curva de desempeño modificada del Edificio A

Fuente: Elaboración propia

Al analizar las distorsiones de entrepiso se ha logrado comprobar que la estructura cumple el nivel de desempeño de Seguridad de Vida para las dos condiciones estudiadas.

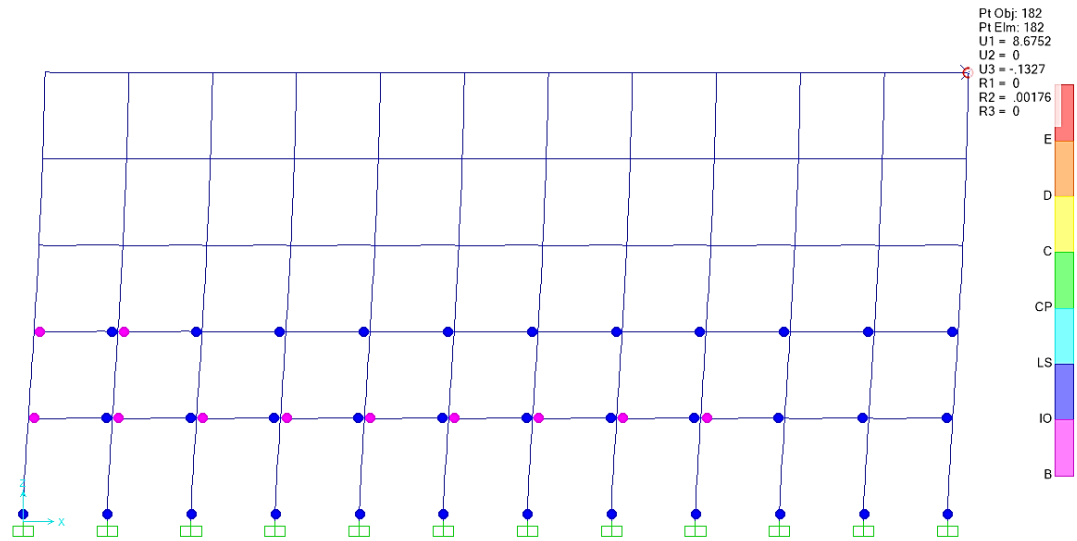


Imagen 30. Formación de rótulas plásticas (modificadas) en el Edificio A (paso 3)

Fuente: Elaboración propia

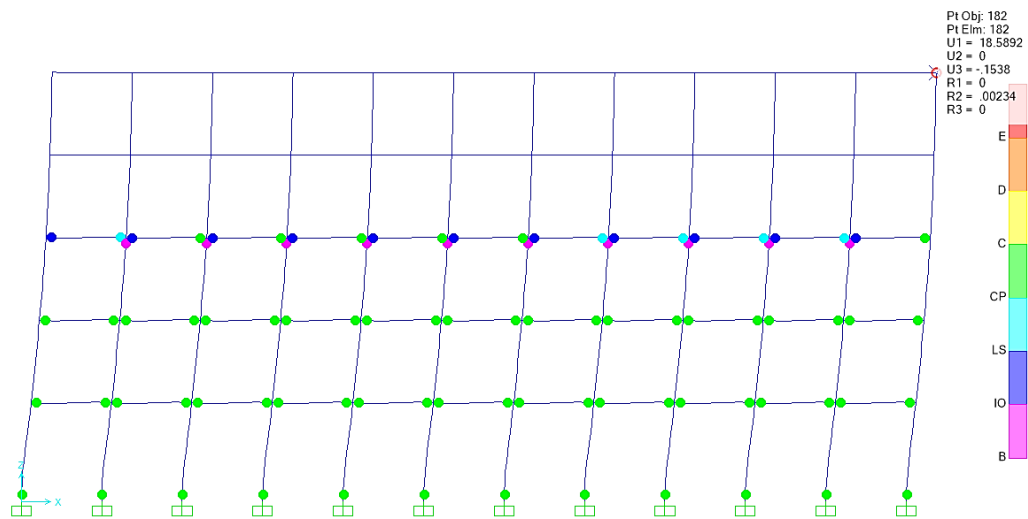


Imagen 31. Formación de rótulas plásticas (modificadas) en el Edificio A (paso 4)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6. Desplazamientos y distorsiones de entrepiso del Edificio A (con diagrama momento- curvatura modificado)

Nivel	H _i (m)	δ _i (cm)	Δ _i (cm)	Δ _i /H	(Δ _i /H) permisible	Cumplimiento
Azotea	3,60	8,6752	0,8950	0,0025	0,0300	Cumple
5	3,60	7,7802	1,4354	0,0040	0,0300	Cumple
4	3,60	6,3448	1,9470	0,0054	0,0300	Cumple
3	3,60	4,3978	2,2587	0,0063	0,0300	Cumple
2	4,30	2,1391	2,1391	0,0050	0,0300	Cumple

Fuente: Elaboración propia

4.6.10. Aplicación del Método de Capacidad Espectral según CSCR-10

Para la aplicación de este método, se asumieron las condiciones de mayor sismicidad del Código Sísmico de Costa Rica en la generación de los espectros inelásticos de ductilidad constante con una sobrerresistencia igual a 1,0. En este caso se tratará de un edificio de normal importancia ubicado en la zona sísmica IV (Nicoya) sobre un perfil de suelo medianamente rígido (S₂).

Se hace la conversión de los espectros inelásticos de ductilidad constante para expresarlos en términos de S_a- S_d de acuerdo a la sección 7.7.2 del CSCR-10 y se representan en una misma gráfica con la curva de capacidad obtenida del análisis pushover también en coordenadas S_a-S_d (transformada según la Sección 8.5 del ATC-40).

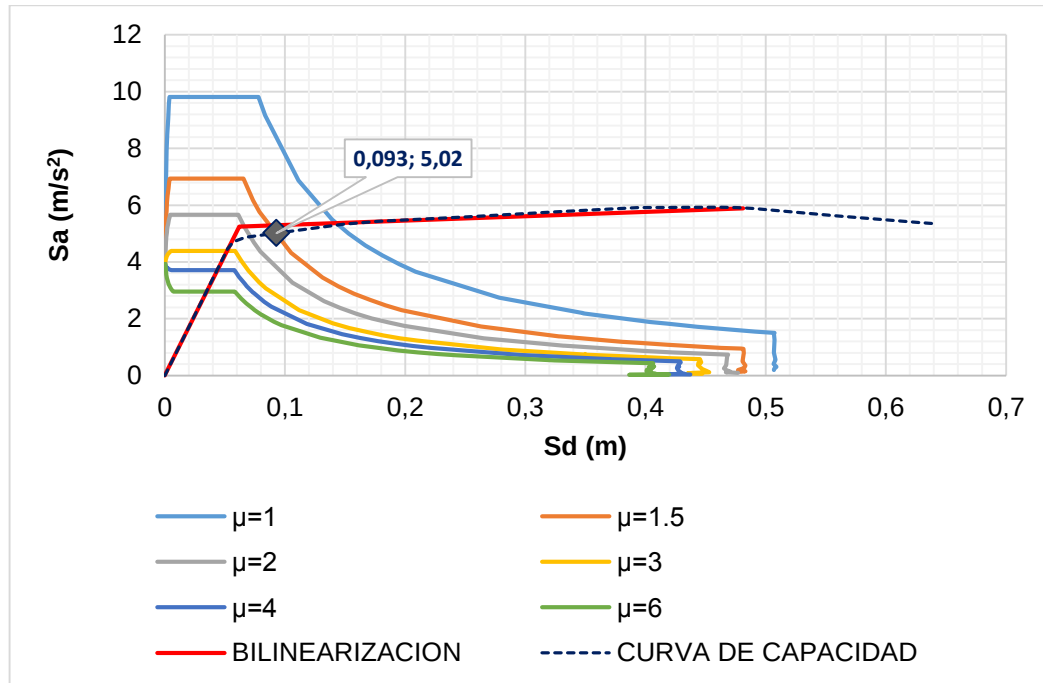


Imagen 32. Cálculo del punto de desempeño del Edificio A según el Método de Capacidad Espectral del CSCR-10
Fuente: Elaboración propia

Tabla 7. Cálculo del punto de desempeño

Punto de Desempeño						
Sd (m)	Sa (g)	D (m)	V (ton)	$\mu_{requerida}$	$\mu_{intrinseca}$	$\mu_{diseño}$
0,093	0,512	0,119	430,670	1,50	6,39	4,00

Fuente: Elaboración propia



Imagen 33. Zonificación Sísmica de Costa Rica

Fuente: CSCR-10

4.6.11. Aplicación del Método de Capacidad Espectral según CSCR-10 considerando la reducción en el diagrama Momento- Curvatura de las columnas

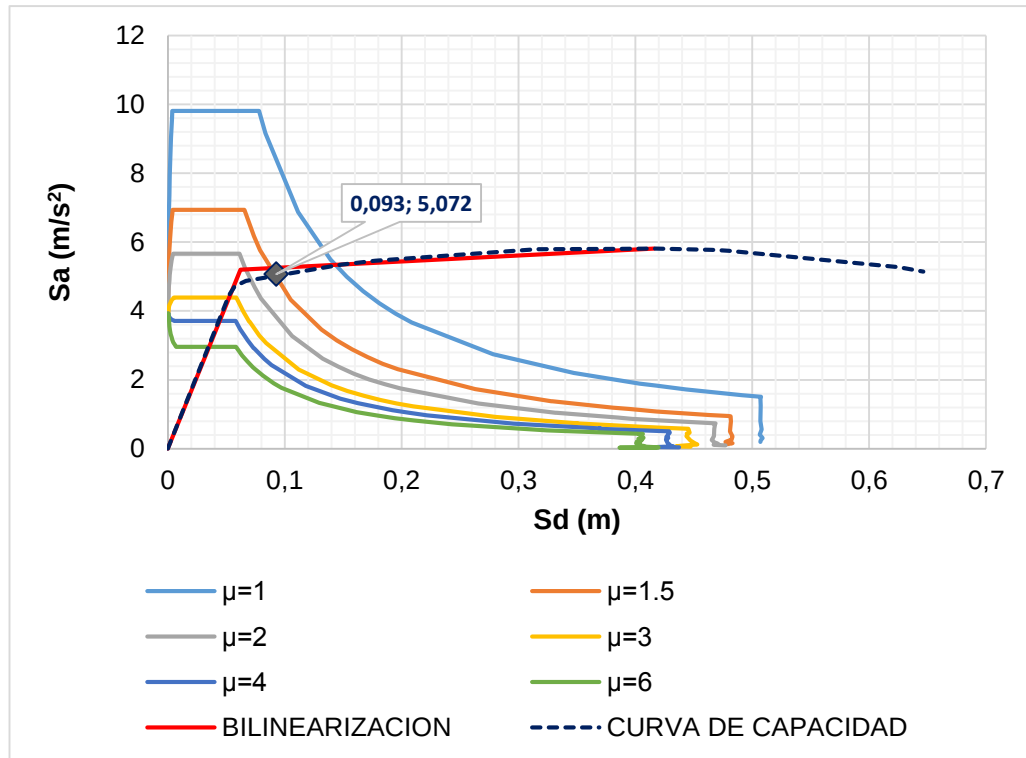


Imagen 34. Cálculo del punto de desempeño (modificado) del Edificio A según el Método de Capacidad Espectral del CSCR-10
Fuente: Elaboración propia

Tabla 8. Cálculo del punto de desempeño

Punto de Desempeño						
Sd (m)	Sa (g)	D (m)	V (ton)	$\mu_{requerida}$	$\mu_{intrinseca}$	$\mu_{diseño}$
0,093	0,517	0,116	429,00	1,50	6,35	4,00

Fuente: Elaboración propia

4.7. Caso Edificio B: Marco de 10 pisos

Este modelo se verificará de acuerdo a la misma metodología utilizada en el edificio A, los casos de carga y los parámetros de demanda sísmica son los mismos que se utilizaron para el caso anterior.

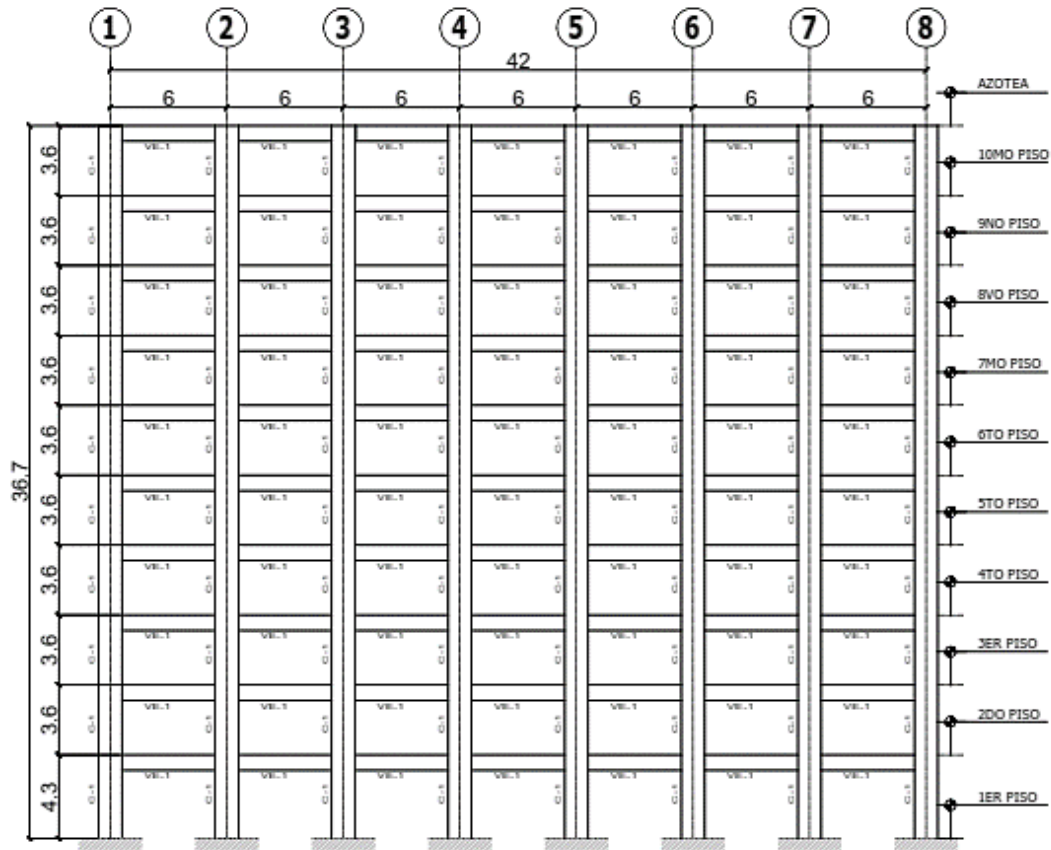


Imagen 35. Elevación de marco de concreto reforzado del edificio B

Fuente: Elaboración propia

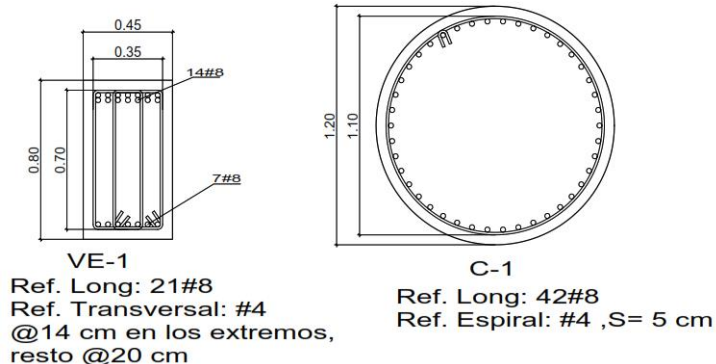


Imagen 36. Secciones de concreto reforzado (típicas)

Fuente: Elaboración propia

4.7.1. Propiedades del Concreto confinado de los elementos

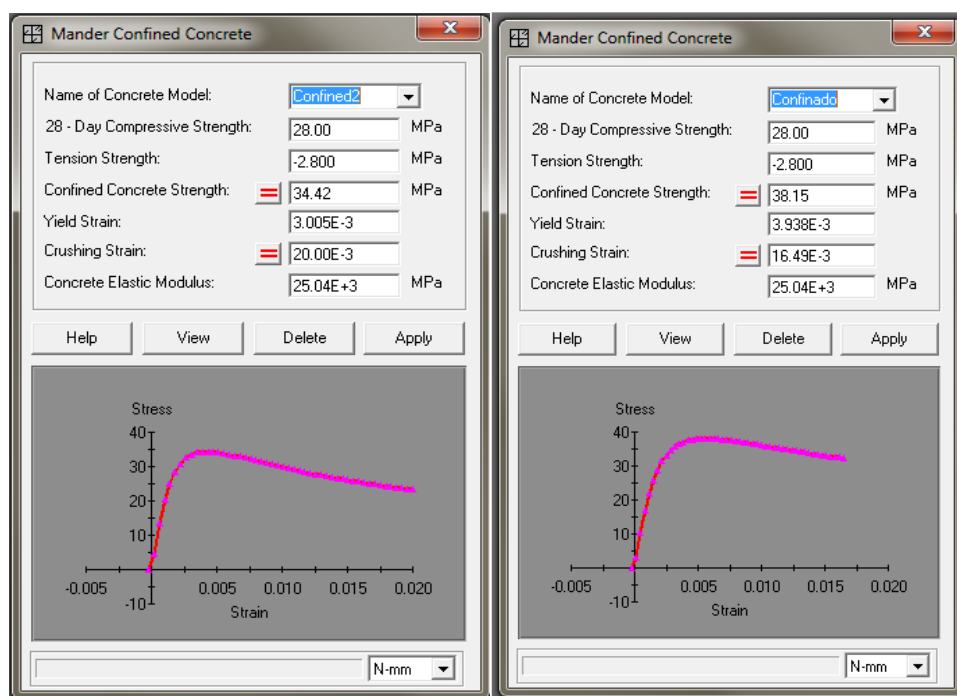


Imagen 37. Propiedades del concreto confinado para las secciones del Edificio

B: VE-1 (izquierda) y C-1 (derecha)

Fuente: Elaboración propia

4.7.2. Diagramas Momento- Curvatura

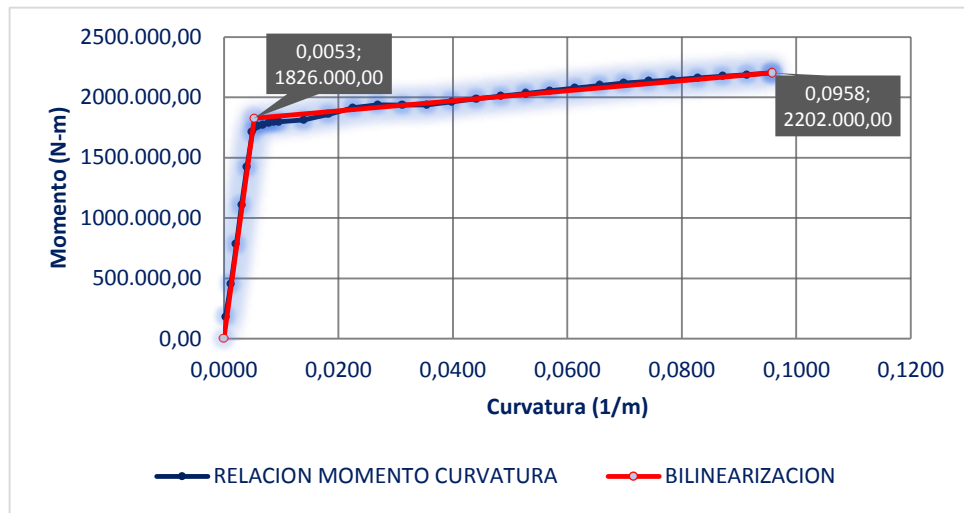


Imagen 38. Diagrama momento- curvatura de la viga VE-1 del Edificio B
Fuente: Elaboración propia

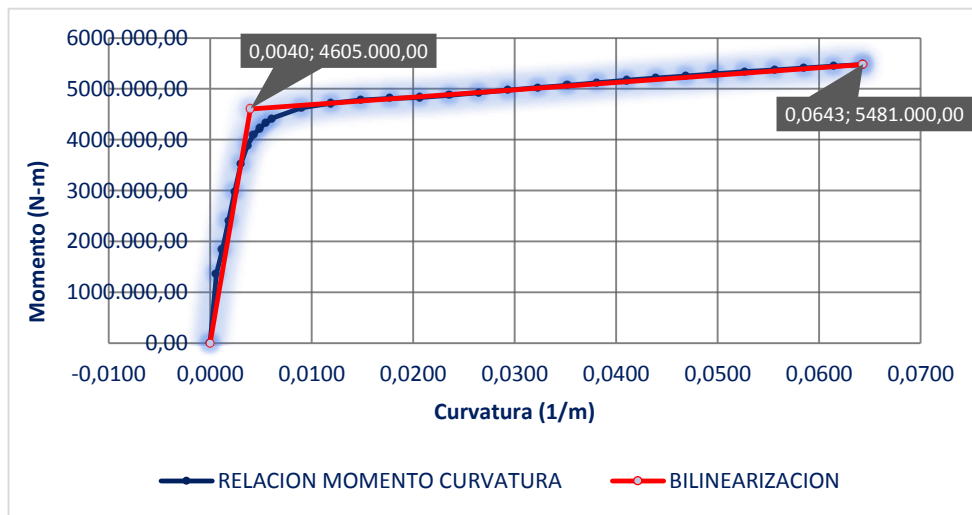


Imagen 39. Diagrama momento- curvatura de la columna C-1 del Edificio B
Fuente: Elaboración propia

4.7.3. Asignación de Rótulas Plásticas

Frame Hinge Property Data for VE-1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	0	-0.0958
D-	0	-0.0958
C-	-2202000	-0.0958
B-	-1826000	-0.0958
A	0	0
B	1826000	5.300E-03
C	2202000	0.0958
D	0	0.0958
E	0	0.0958

☒ Symmetric

Type

☐ Moment - Rotation

☒ Moment - Curvature

Hinge Length

☐ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

☐ Use Yield Moment

Moment SF

Positive

Negative

☐ Use Yield Curvature

Curvature SF

Positive

Negative

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

☒ Immediate Occupancy

Positive

Negative

☒ Life Safety

Positive

Negative

☒ Collapse Prevention

Positive

Negative

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Imagen 40. Creación de Rótula Plástica de la viga VE-1 del Edificio B

Fuente: Elaboración propia

Frame Hinge Property Data for C-1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	0	-0.0643
D-	0	-0.0643
C-	-5481000	-0.0643
B-	-4605000	-0.003973
A	0	0
B	4605000	3.973E-03
C	5481000	0.0643
D	0	0.0643
E	0	0.0643

☒ Symmetric

Type

☐ Moment - Rotation

☒ Moment - Curvature

Hinge Length

☒ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

☐ Use Yield Moment

☐ Use Yield Curvature (Steel Objects Only)

Positive Negative

Moment SF

Curvature SF

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

☒ Immediate Occupancy

☐ Life Safety

☐ Collapse Prevention

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Positive Negative

Imagen 41. Creación de Rótula Plástica de la columna C-1 del Edificio B
Fuente: Elaboración propia

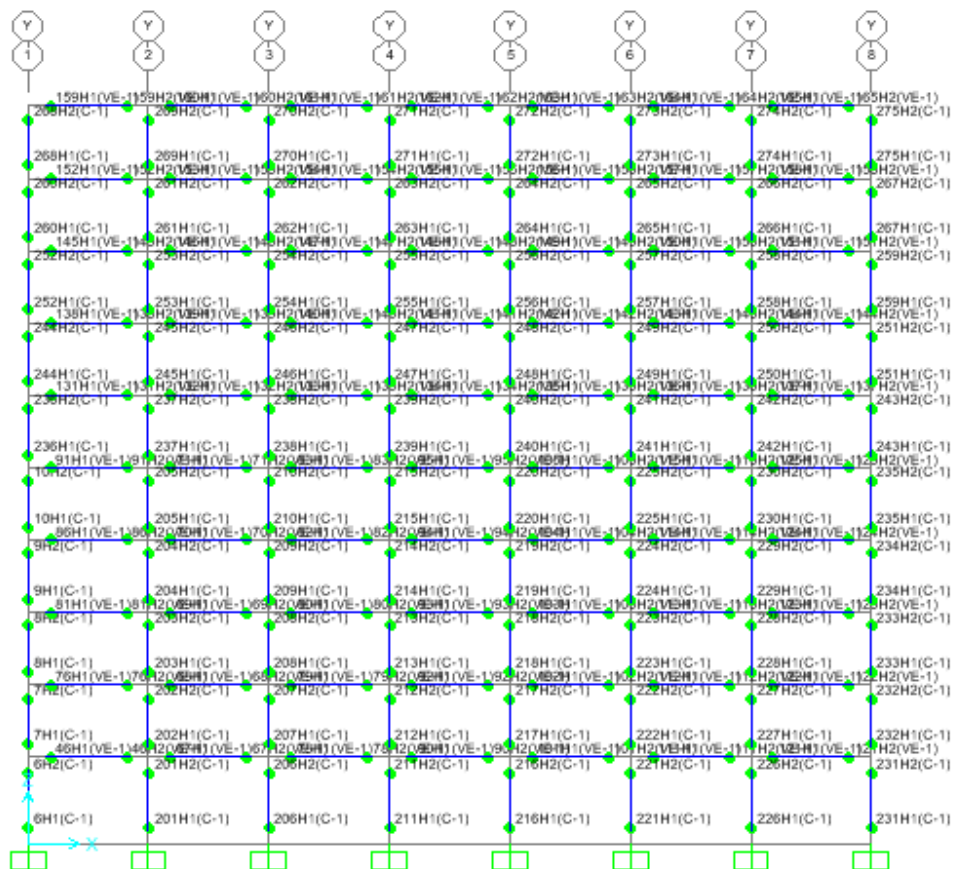


Imagen 42. Asignación de rótulas plásticas en el marco del Edificio B

Fuente: Elaboración propia

4.7.4. Análisis Estático No Lineal del Edificio B

4.7.5. Aplicación del Método de Espectro de Capacidad según ATC-40

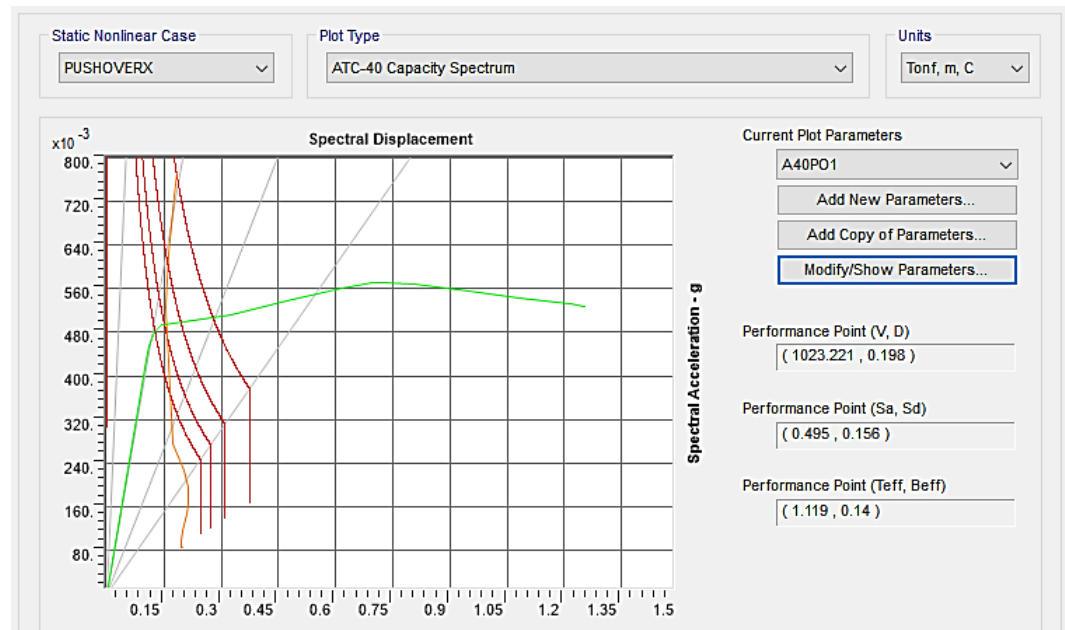


Imagen 43. Espectro de capacidad del Edificio B según ATC-40

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9. Cálculo del punto de desempeño

Punto de Desempeño						
Sd (m)	Sa (g)	D (m)	V (ton)	μ requerida	μ intrínseca	μ diseño
0,156	0,495	0,198	1023,221	1,34	6,01	4,00

Fuente: Elaboración propia

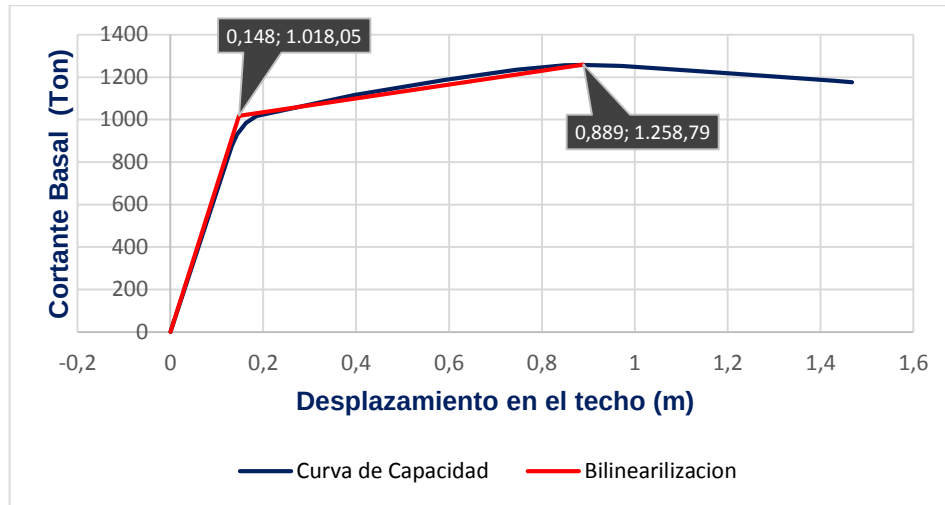


Imagen 44. Curva de desempeño del Edificio B

Fuente: Elaboración propia

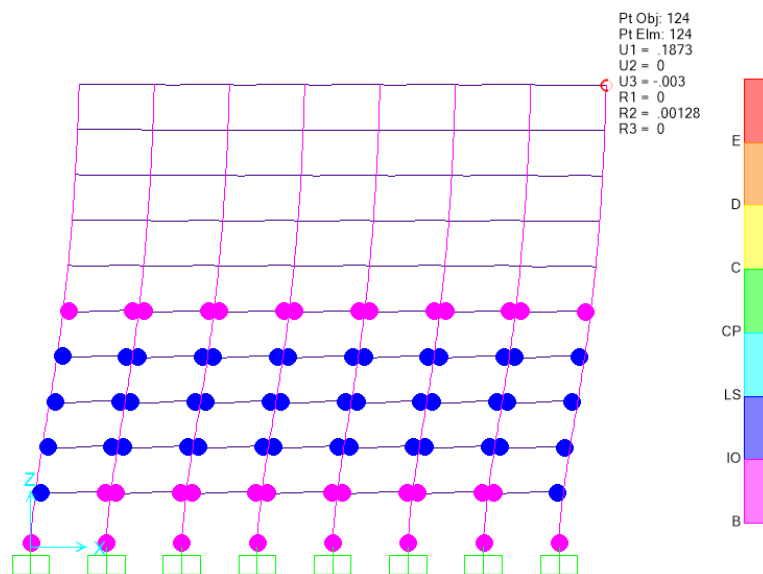


Imagen 45. Formación de rótulas plásticas en el Edificio B (paso 5)

Fuente: Elaboración propia

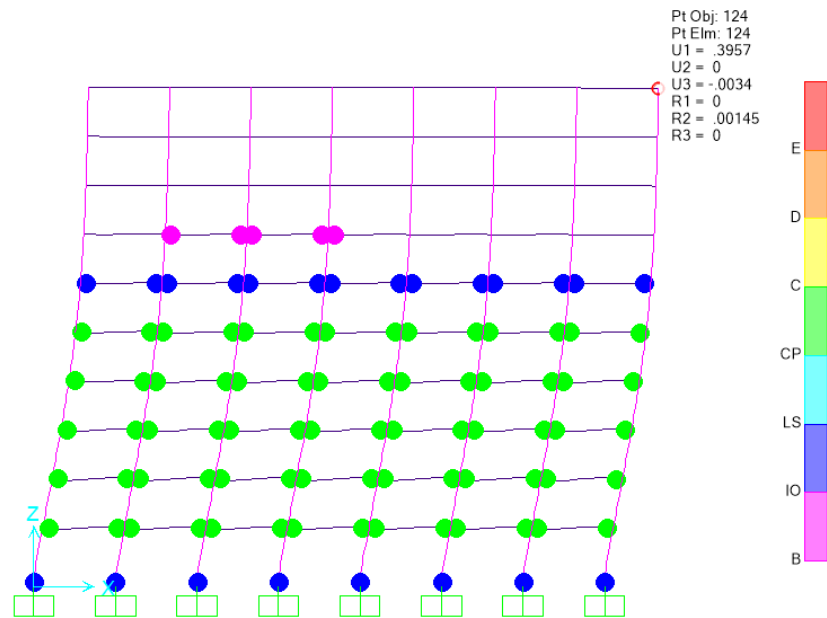


Imagen 46. Formación de rótulas plásticas en el Edificio B (paso 6)

Fuente: Elaboración propia

En cuanto a la formación de los mecanismos de rótulas plásticas, en el paso 5 se obtiene un desplazamiento de 18,73 cm, más cercano al desplazamiento de 19.80 cm. Las vigas y columnas de los primeros cinco pisos comienzan a presentar rótulas plásticas en un nivel de desempeño de ocupación inmediata. En el paso 6, el desplazamiento del techo es de 39,57 cm y las rótulas en las columnas del primer nivel aún se encuentran en un nivel de Ocupación inmediata, mientras que las rótulas en las vigas del segundo al quinto nivel muestran mayor daño, en Previsión de Colapso.

Tabla 10. Desplazamientos y distorsiones de entrepiso del Edificio B

Nivel	H _i (m)	δ _i (cm)	Δ _i (cm)	Δ _i /H	(Δ _i /H) permisible	Cumplimiento
Azotea	3,60	18,7311	0,5675	0,0016	0,0300	Cumple
10	3,60	18,1636	0,8613	0,0024	0,0300	Cumple
9	3,60	17,3023	1,1963	0,0033	0,0300	Cumple
8	3,60	16,1060	1,5374	0,0043	0,0300	Cumple
7	3,60	14,5686	1,9405	0,0054	0,0300	Cumple
6	3,60	12,6281	2,4243	0,0067	0,0300	Cumple
5	3,60	10,2038	2,8394	0,0079	0,0300	Cumple
4	3,60	7,3644	2,9659	0,0082	0,0300	Cumple
3	3,60	4,3985	2,6482	0,0074	0,0300	Cumple
2	4,30	1,7503	1,7503	0,0041	0,0300	Cumple

Fuente: Elaboración propia

4.7.6. Reducción del diagrama Momento- Curvatura de las columnas

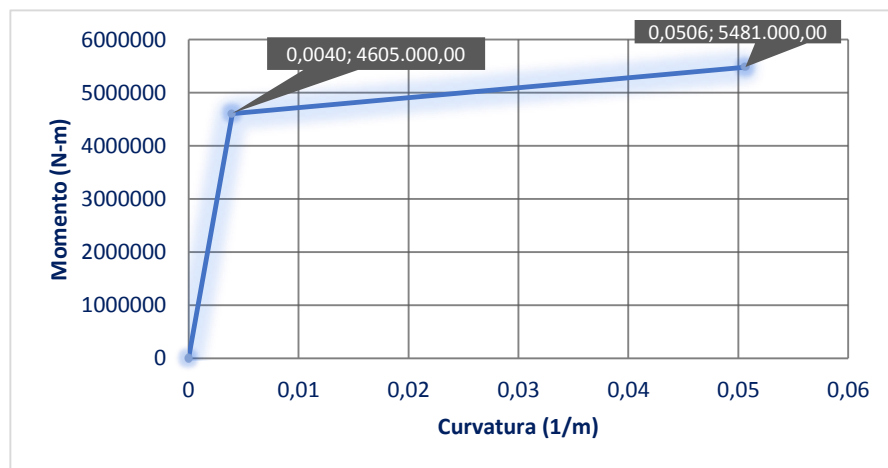


Imagen 47. Diagrama Momento Curvatura reducido de columnas C-1 del Edificio B

Fuente: Elaboración propia

Tabla 11. Comparación de ductilidades de la columna C-1 del edificio B

Sección	μ'_{base}	μ'
C-1	16,21	12,74

Fuente: Elaboración propia

Frame Hinge Property Data for C-1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	0	-0.0506
D-	0	-0.0506
C-	-5481000	-0.0506
B-	-4605000	-0.003973
A	0	0
B	4605000	3.973E-03
C	5481000	0.0506
D	0	0.0506
E	0	0.0506

☒ Symmetric

Type

☐ Moment - Rotation

☒ Moment - Curvature

Hinge Length: 0.6

☒ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

☐ Use Yield Moment

Moment SF: Positive: 1. Negative:

☐ Use Yield Curvature

Curvature SF: Positive: 1. Negative:

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

☒ Immediate Occupancy

Positive: 3.000E-03 Negative:

☒ Life Safety

Positive: 0.012 Negative:

☒ Collapse Prevention

Positive: 0.015 Negative:

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Imagen 48. Modificación de Rótula Plástica de la columna C-1 del Edificio B

Fuente: Elaboración propia

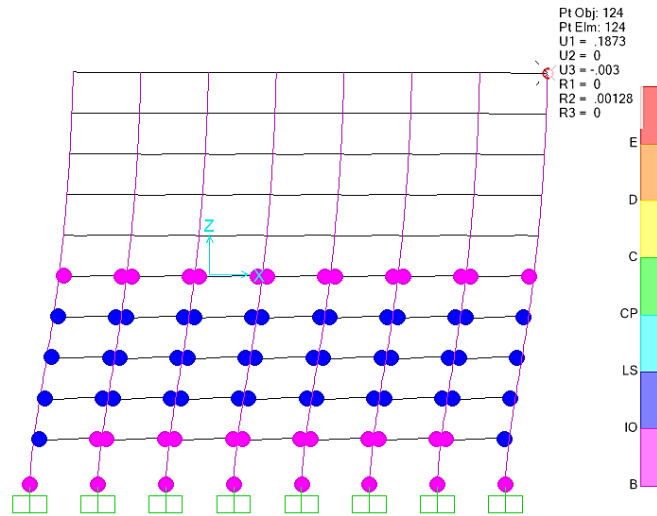


Imagen 49. Formación de rótulas plásticas (modificadas) en el Edificio B (paso 5)

Fuente: Elaboración propia

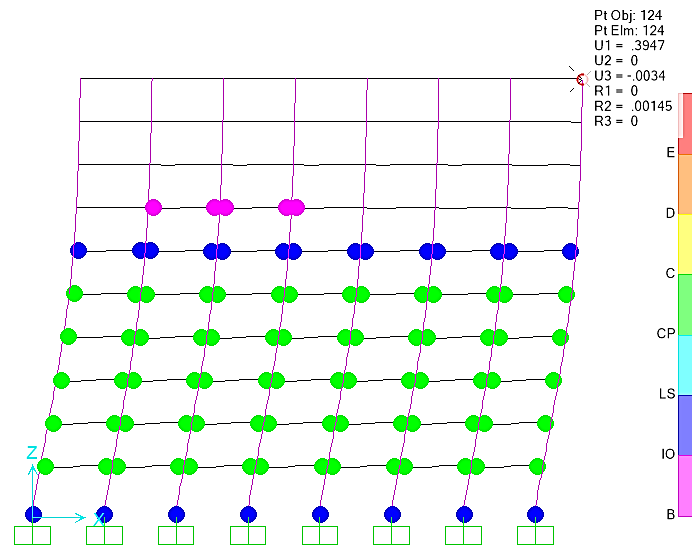


Imagen 50. Formación de rótulas plásticas (modificadas) en el Edificio B (paso 6)

Fuente: Elaboración propia

4.7.7. Aplicación del Método de Espectro de Capacidad según ATC-40 considerando la reducción en el diagrama Momento- Curvatura de las columnas

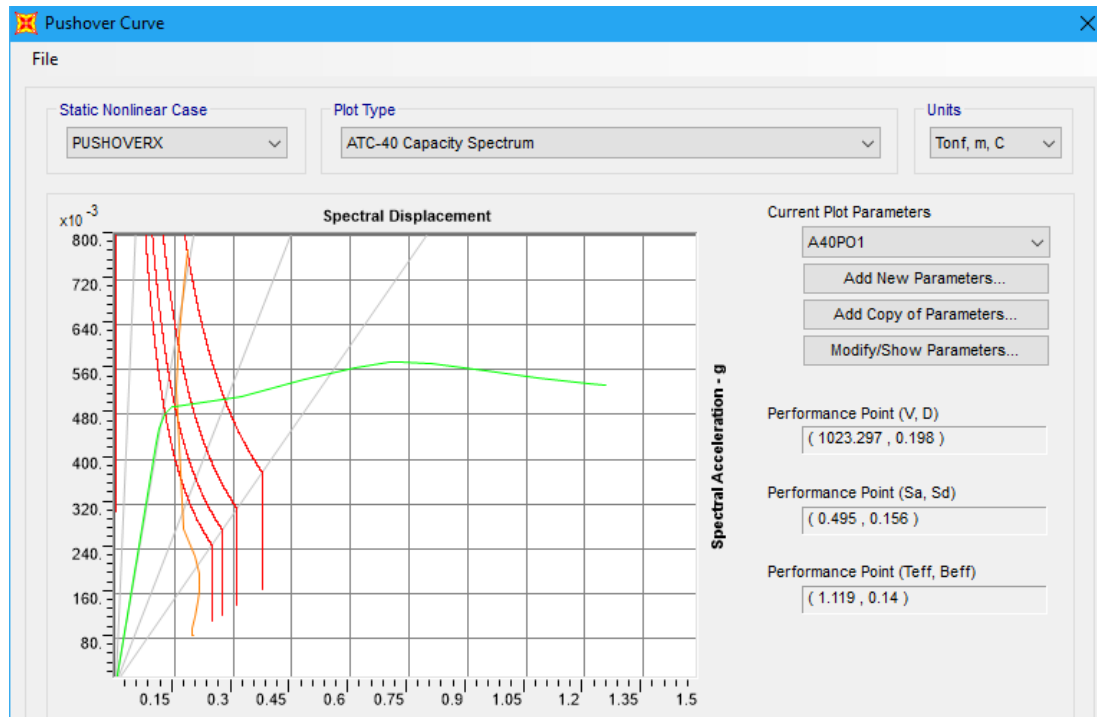


Imagen 51. Espectro de capacidad (modificado) del Edificio B según ATC-40

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12. Cálculo del punto de desempeño

Punto de Desempeño						
Sd (m)	Sa (g)	D (m)	V (ton)	$\mu_{requerida}$	$\mu_{intrinseca}$	$\mu_{diseño}$
0,156	0,495	0,198	1023,297	1,33	5,97	4,00

Fuente: Elaboración propia

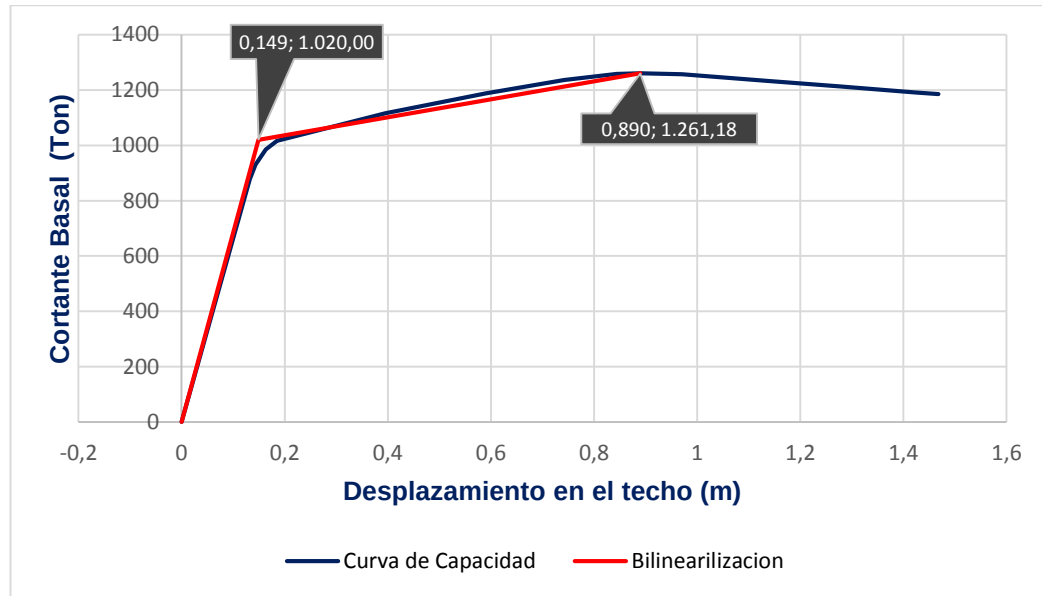


Imagen 52. Curva de desempeño modificada del Edificio B

Fuente: Elaboración propia

Tabla 13. Desplazamientos y distorsiones de entrepiso del Edificio B (con diagrama momento- curvatura modificado)

Nivel	H _i (m)	δ _i (cm)	Δ _i (cm)	Δ _i /H	(Δ _i /H) permisible	Cumplimiento
Azotea	3,60	18,7333	0,5675	0,0016	0,0300	Cumple
10	3,60	18,1658	0,8614	0,0024	0,0300	Cumple
9	3,60	17,3044	1,1964	0,0033	0,0300	Cumple
8	3,60	16,1080	1,5375	0,0043	0,0300	Cumple
7	3,60	14,5705	1,9407	0,0054	0,0300	Cumple
6	3,60	12,6298	2,4247	0,0067	0,0300	Cumple
5	3,60	10,2051	2,8399	0,0079	0,0300	Cumple
4	3,60	7,3652	2,9663	0,0082	0,0300	Cumple
3	3,60	4,3989	2,6485	0,0074	0,0300	Cumple
2	4,30	1,7504	1,7504	0,0041	0,0300	Cumple

Fuente: Elaboración propia

4.7.8. Aplicación del Método de Capacidad Espectral según CSCR-10

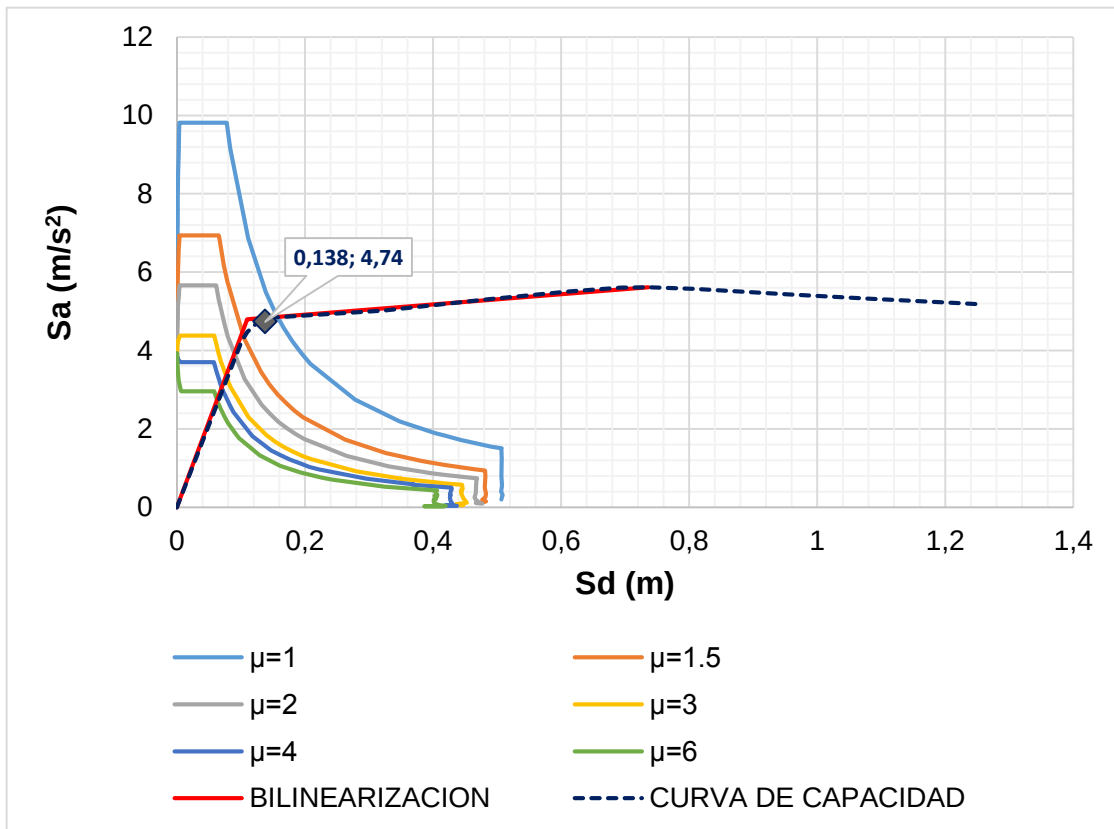


Imagen 53. Cálculo del punto de desempeño del Edificio B según el Método de Capacidad Espectral del CSCR-10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14. Cálculo del punto de desempeño

Punto de Desempeño						
S_d (m)	S_a (g)	D (m)	V (ton)	$\mu_{requerida}$	$\mu_{intrinseca}$	$\mu_{diseño}$
0,138	0,483	0,189	1020,00	1,25	6,01	4,00

Fuente: Elaboración propia

4.7.9. Aplicación del Método de Capacidad Espectral según CSCR-10 considerando la reducción en el diagrama Momento- Curvatura de las columnas

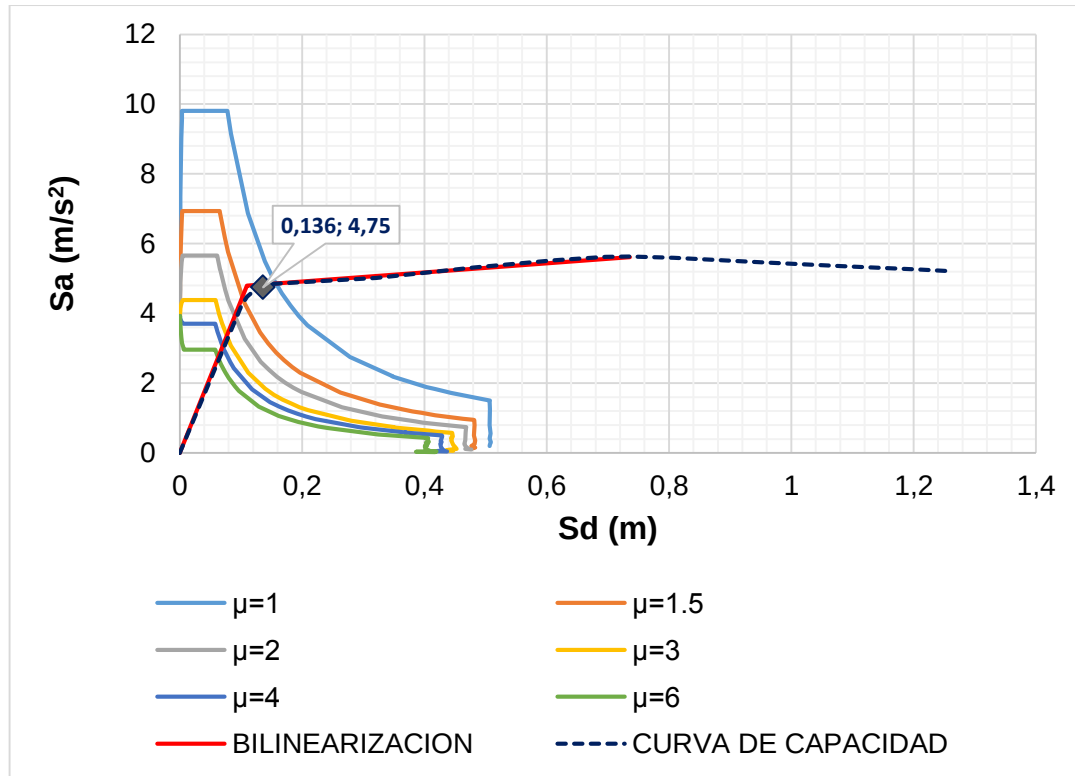


Imagen 54. Cálculo del punto de desempeño (modificado) del Edificio B según el Método de Capacidad Espectral del CSCR-10.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 15. Cálculo del punto de desempeño

Punto de Desempeño						
Sd (m)	Sa (g)	D (m)	V (ton)	$\mu_{requerida}$	$\mu_{intrinseca}$	$\mu_{diseño}$
0,136	0,484	0,189	1020,67	1,24	5,97	4,00

Fuente: Elaboración propia

4.8. Caso Edificio C: Marco de 20 pisos

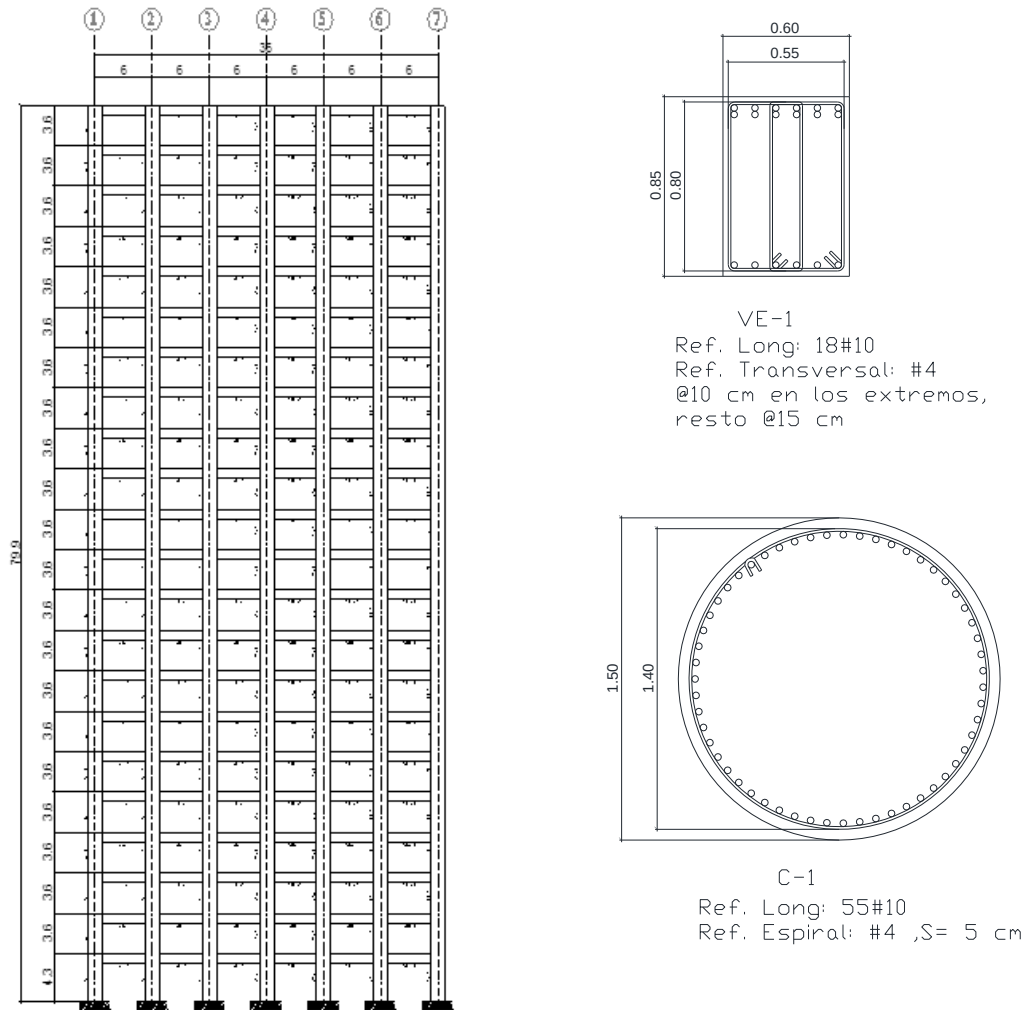


Imagen 55. Elevación de marco de concreto reforzado del edificio C (Izquierda) y secciones típicas de concreto reforzado (derecha)

Fuente: Elaboración propia

4.8.1. Propiedades del Concreto no confinado y del acero de refuerzo de los elementos estructurales del Edificio C

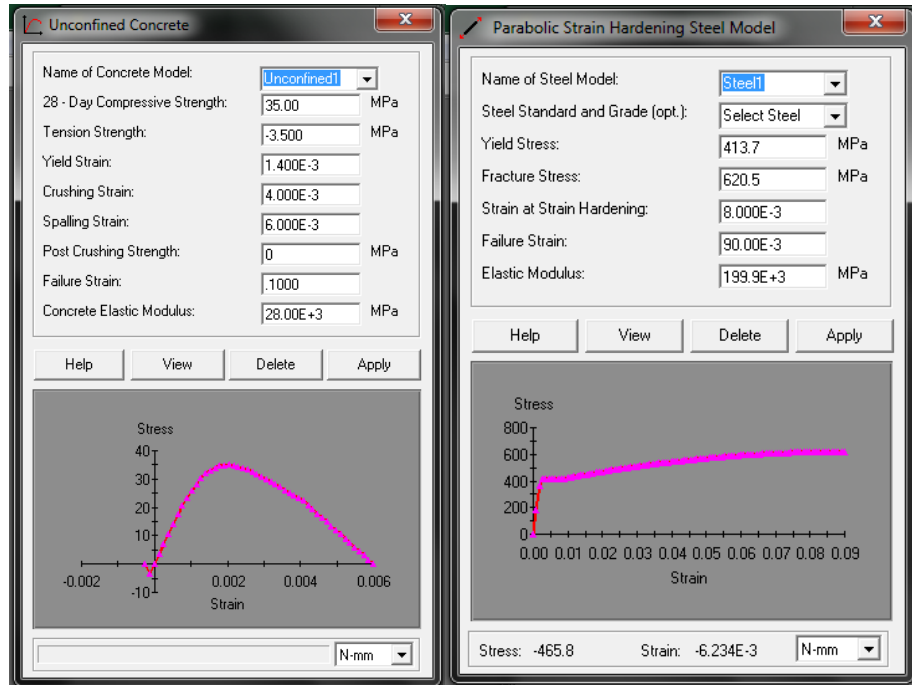


Imagen 56. Propiedades del concreto no confinado y del acero de refuerzo

Fuente: Elaboración propia

4.8.2. Diagramas Momento- Curvatura

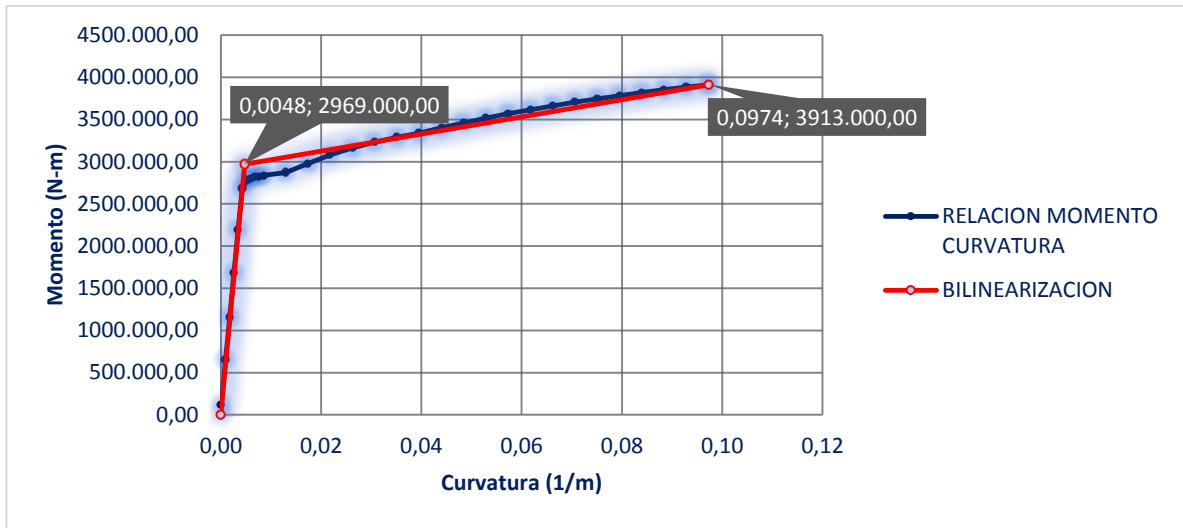


Imagen 57. Diagrama momento- curvatura de la viga VE-1 del Edificio C

Fuente: Elaboración propia

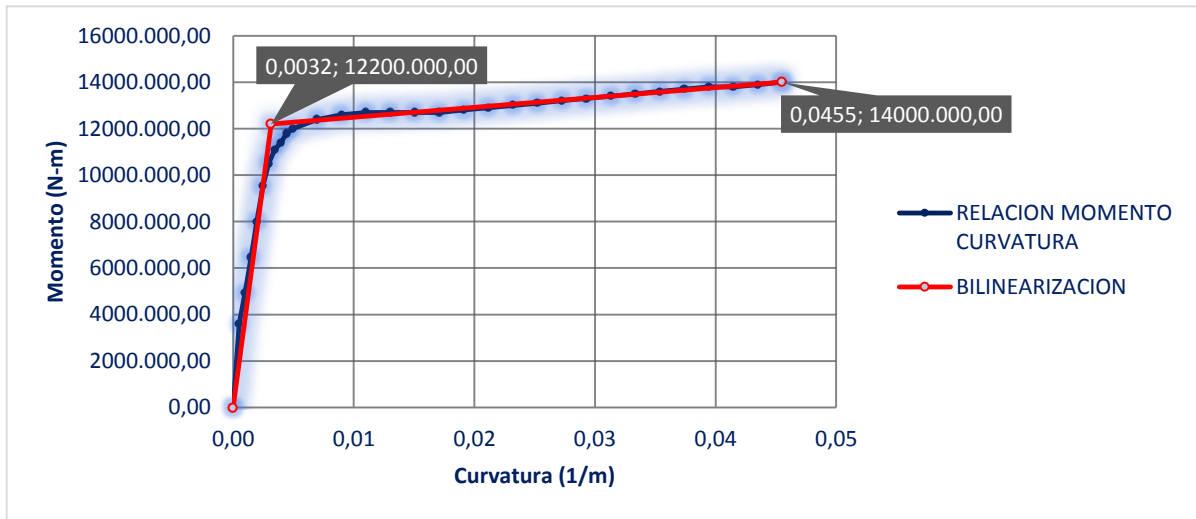


Imagen 58. Diagrama momento- curvatura de la columna C-1 del Edificio C

Fuente: Elaboración propia

4.8.3. Asignación de Rótulas Plásticas

Frame Hinge Property Data for VE_1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	0	-0.0974
D-	0	-0.0974
C-	-3913000	-0.0974
B-	-2969000	-0.0048
A	0	0
B	2969000	4.800E-03
C	3913000	0.0974
D	0	0.0974
E	0	0.0974

☒ Symmetric

Type

☐ Moment - Rotation

☒ Moment - Curvature

Hinge Length

☒ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

☐ Use Yield Moment Moment SF

☐ Use Yield Curvature Curvature SF

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

☒ Immediate Occupancy Positive Negative

☐ Life Safety Positive Negative

☐ Collapse Prevention Positive Negative

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Imagen 59. Creación de Rótula Plástica de la viga VE-1 del Edificio C
Fuente: Elaboración propia

Frame Hinge Property Data for C_1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	0	-0.0455
D-	0	-0.0455
C-	-14000000	-0.0455
B-	-12200000	-0.0032
A	0	0
B	12200000	3.200E-03
C	14000000	0.0455
D	0	0.0455
E	0	0.0455

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero
☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

☐ Use Yield Moment Moment SF Positive: 1. Negative:

☐ Use Yield Curvature Curvature SF Positive: 1. Negative:

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

☒ Immediate Occupancy Positive: 3.000E-03 Negative:

☐ Life Safety Positive: 0.012 Negative:

☐ Collapse Prevention Positive: 0.015 Negative:

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☐ Moment - Rotation
☒ Moment - Curvature
Hinge Length: 0.75
☒ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type: Isotropic
No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Imagen 60. Creación de Rótula Plástica de la columna C-1 del Edificio C
Fuente: Elaboración propia

4.8.4. Análisis Estático No Lineal del Edificio C

4.8.5. Estados de cargas

Tabla 16. Cargas Gravitacionales

CARGAS EN LOSA DE ENTREPISO		
Carga muerta en losa de entrepiso		
CM=	5,88 kN/m	[Carga Muerta Total]
Carga viva en losa de entrepiso		
CV=	4,90 kN/m	[Carga viva para oficina]

CARGAS EN LOSA DE TECHO		
Carga muerta en losa de techo		
CM=	3,92 kN/m	[Carga Muerta Total]
Carga viva en losa de techo		
CV=	1,96 kN/m	[Carga viva para losas de techo]

Fuente: Elaboración propia

4.8.6. Aplicación del Método de Espectro de Capacidad según ATC-40

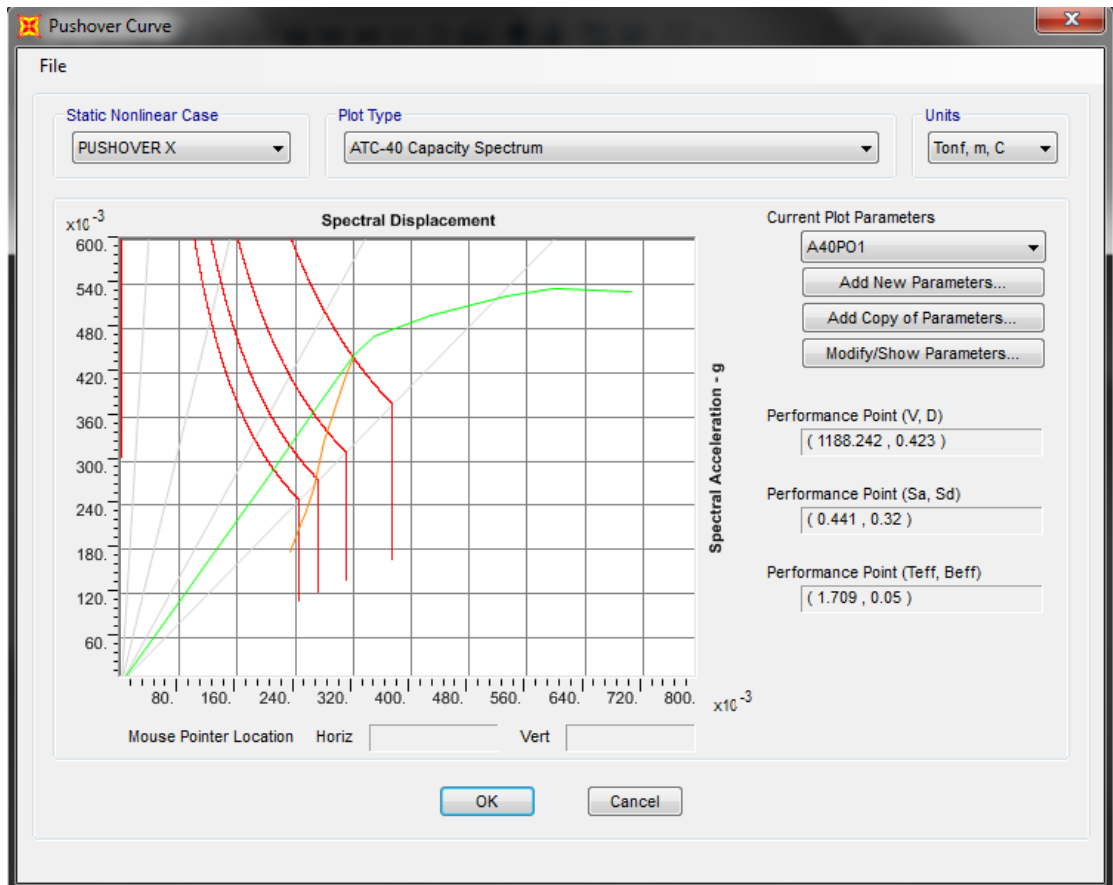


Imagen 61. Espectro de capacidad del Edificio C según ATC-40

Fuente: Elaboración propia

Tabla 17. Cálculo del punto de desempeño

Punto de Desempeño						
Sd (m)	Sa (g)	D (m)	V (ton)	$\mu_{requerida}$	$\mu_{intrinseca}$	$\mu_{diseño}$
0,32	0,441	0,423	1188,24	1,84	3,83	4,00

Fuente: Elaboración propia

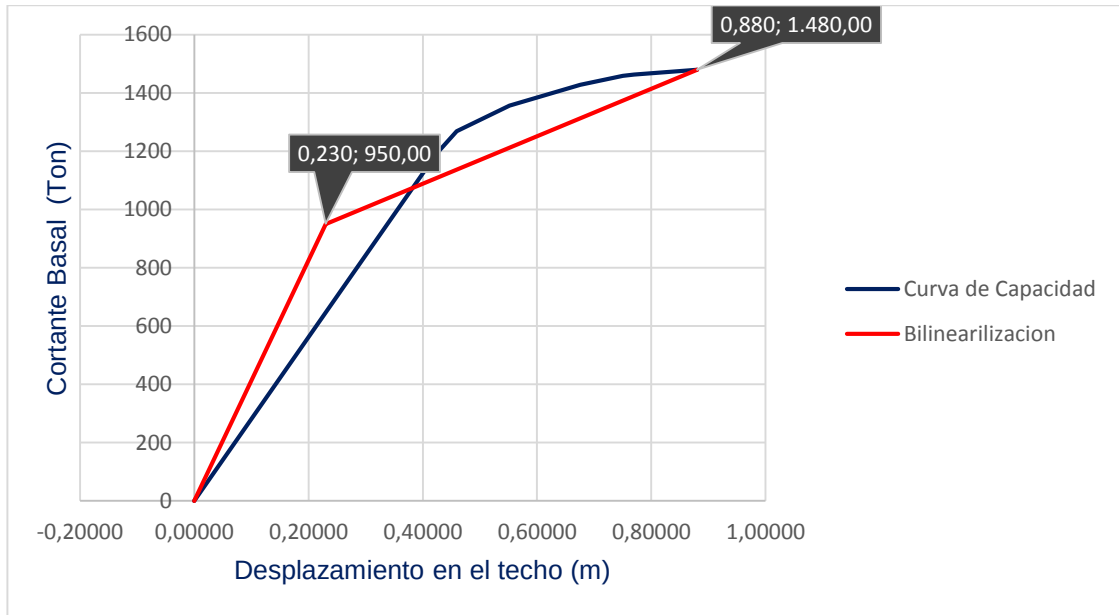


Imagen 62. Curva de desempeño del Edificio C

Fuente: Elaboración propia

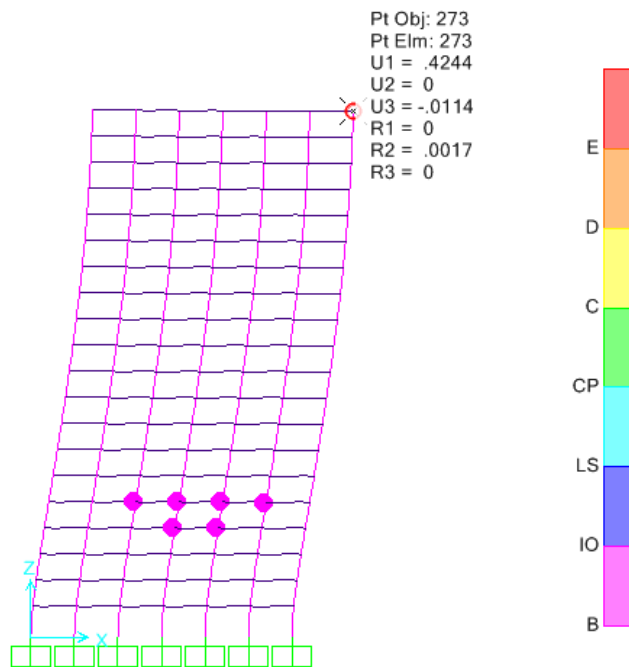


Imagen 63. Formación de rótulas plásticas en el Edificio C (paso 5)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 18. Desplazamientos y distorsiones de entrepiso del Edificio C

Nivel	H _i (m)	δ_i (cm)	Δ_i (cm)	Δ_i/H	(Δ_i/H) permisible	Cumplimiento
Azotea	3.60	42.4431	0.6603	0.0018	0.0300	Cumple
20	3.60	41.7828	0.8309	0.0023	0.0300	Cumple
19	3.60	40.9519	1.0542	0.0029	0.0300	Cumple
18	3.60	39.8977	1.2885	0.0036	0.0300	Cumple
17	3.60	38.6092	1.5195	0.0042	0.0300	Cumple
16	3.60	37.0897	1.7413	0.0048	0.0300	Cumple
15	3.60	35.3484	1.9501	0.0054	0.0300	Cumple
14	3.60	33.3983	2.1444	0.0060	0.0300	Cumple
13	3.60	31.2539	2.3228	0.0065	0.0300	Cumple
12	3.60	28.9311	2.4849	0.0069	0.0300	Cumple
11	3.60	26.4462	2.6298	0.0073	0.0300	Cumple
10	3.60	23.8164	2.7566	0.0077	0.0300	Cumple
9	3.60	21.0598	2.8633	0.0080	0.0300	Cumple
8	3.60	18.1965	2.9465	0.0082	0.0300	Cumple
7	3.60	15.2500	2.9987	0.0083	0.0300	Cumple
6	3.60	12.2513	3.0051	0.0083	0.0300	Cumple
5	3.60	9.2462	2.9360	0.0082	0.0300	Cumple
4	3.60	6.3102	2.7308	0.0076	0.0300	Cumple
3	3.60	3.5794	2.2635	0.0063	0.0300	Cumple
2	4.30	1.3159	1.3159	0.0031	0.0300	Cumple

Fuente: Elaboración propia

4.8.7. Reducción del diagrama Momento- Curvatura de las columnas

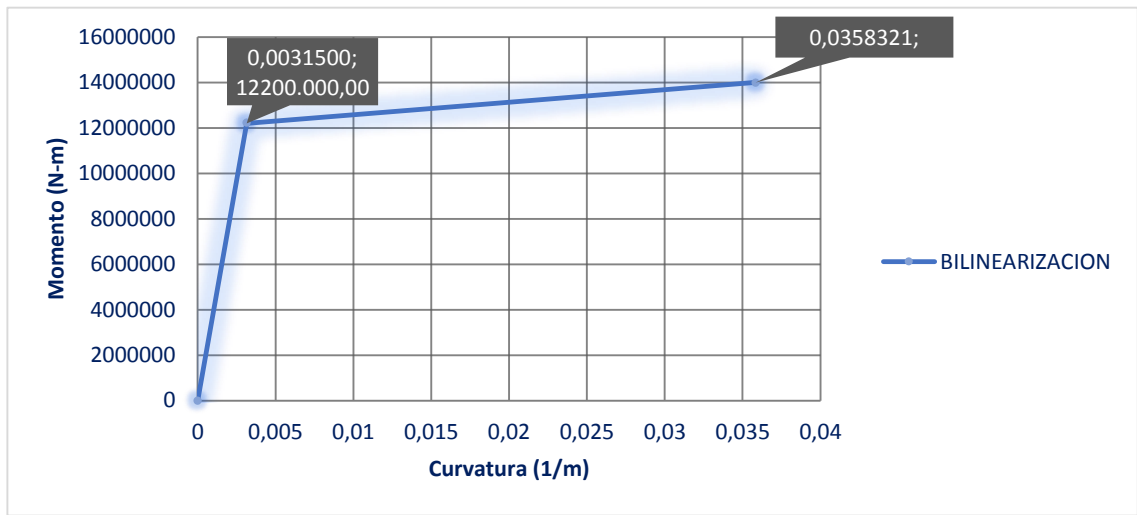


Imagen 64. Diagrama Momento Curvatura reducido de columnas C-1 del Edificio C

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19. Comparación de ductilidades de la columna C-1 del edificio C

Sección	μ'_{base}	μ'
C-1	14,45	11,38

Fuente: Elaboración propia

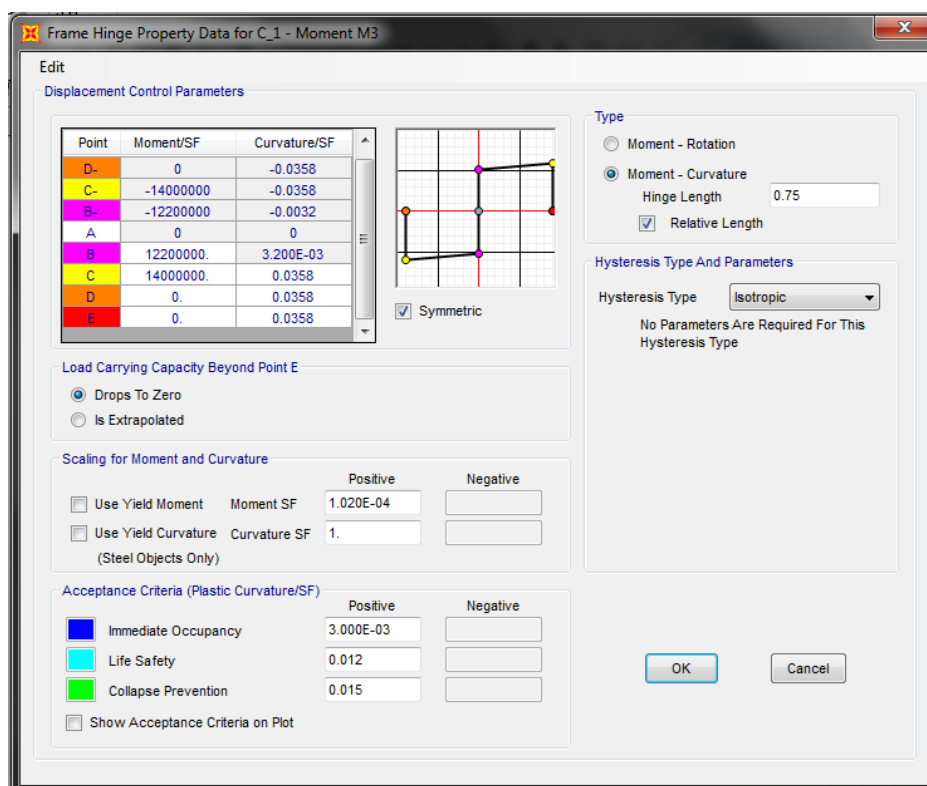


Imagen 65. Modificación de Rótula Plástica de la columna C-1 del Edificio C

Fuente: Elaboración propia

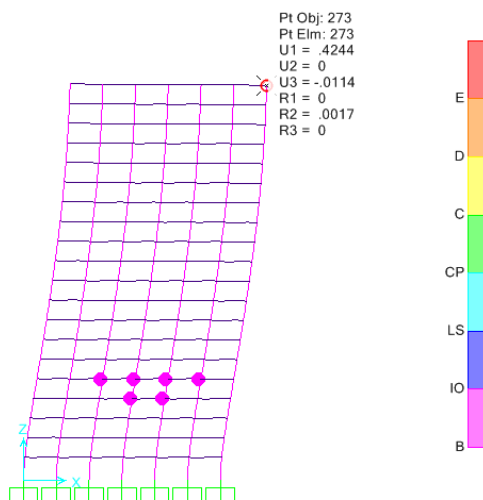


Imagen 66. Formación de rótulas plásticas en el Edificio C (paso 5)

Fuente: Elaboración propia

4.8.8. Aplicación del Método de Espectro de Capacidad según ATC-40 considerando la reducción en el diagrama Momento- Curvatura de las columnas

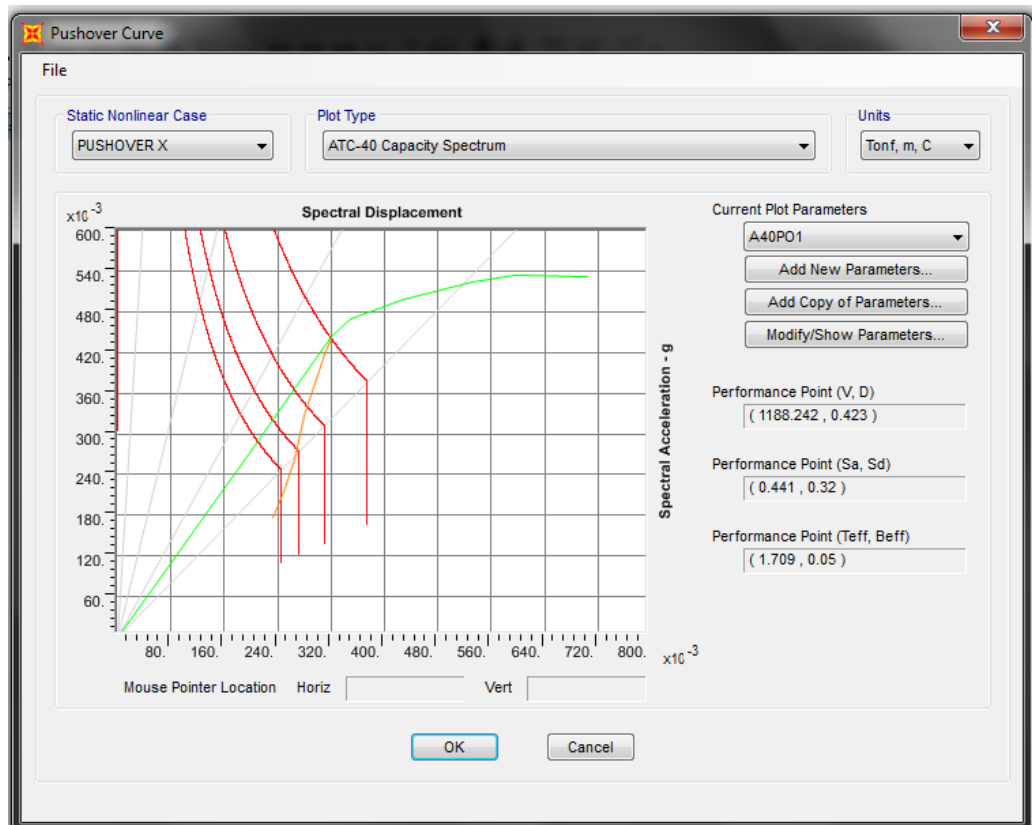


Imagen 67. Espectro de capacidad (modificado) del Edificio C según ATC-40

Fuente: Elaboración propia

Tabla 20. Cálculo del punto de desempeño

Punto de Desempeño						
Sd (m)	Sa (g)	D (m)	V (ton)	$\mu_{requerida}$	$\mu_{intrinseca}$	$\mu_{diseño}$
0,32	0,441	0,423	1188,242	1,69	3,52	4,00

Fuente: Elaboración propia

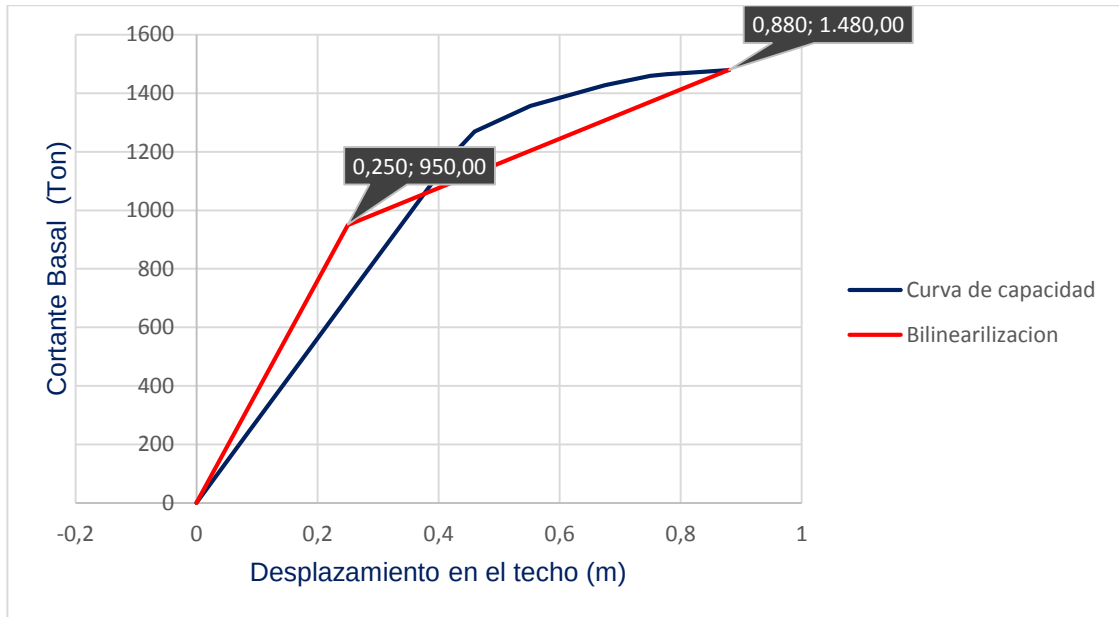


Imagen 68. Curva de desempeño modificada del Edificio C

Fuente: Elaboración propia

Tabla 21. Desplazamientos y distorsiones de entrepiso del Edificio C (con diagrama momento- curvatura modificado)

Nivel	H _i (m)	δ _i (cm)	Δ _i (cm)	Δ _i /H	(Δ _i /H) permisible	Cumplimiento
Azotea	3.60	42.4431	0.6603	0.0018	0.0300	Cumple
20	3.60	41.7828	0.8309	0.0023	0.0300	Cumple
19	3.60	40.9519	1.0542	0.0029	0.0300	Cumple
18	3.60	39.8977	1.2885	0.0036	0.0300	Cumple
17	3.60	38.6092	1.5195	0.0042	0.0300	Cumple
16	3.60	37.0897	1.7413	0.0048	0.0300	Cumple
15	3.60	35.3484	1.9501	0.0054	0.0300	Cumple
14	3.60	33.3983	2.1444	0.0060	0.0300	Cumple
13	3.60	31.2539	2.3228	0.0065	0.0300	Cumple
12	3.60	28.9311	2.4849	0.0069	0.0300	Cumple
11	3.60	26.4462	2.6298	0.0073	0.0300	Cumple
10	3.60	23.8164	2.7566	0.0077	0.0300	Cumple

Nivel	H _i (m)	δ _i (cm)	Δ _i (cm)	Δ _i /H	(Δ _i /H) permisible	Cumplimiento
9	3.60	21.0598	2.8633	0.0080	0.0300	Cumple
8	3.60	18.1965	2.9465	0.0082	0.0300	Cumple
7	3.60	15.2500	2.9987	0.0083	0.0300	Cumple
6	3.60	12.2513	3.0051	0.0083	0.0300	Cumple
5	3.60	9.2462	2.9360	0.0082	0.0300	Cumple
4	3.60	6.3102	2.7308	0.0076	0.0300	Cumple
3	3.60	3.5794	2.2635	0.0063	0.0300	Cumple
2	4.30	1.3159	1.3159	0.0031	0.0300	Cumple

Fuente: Elaboración propia

4.8.9. Aplicación del Método de Capacidad Espectral según CSCR-10

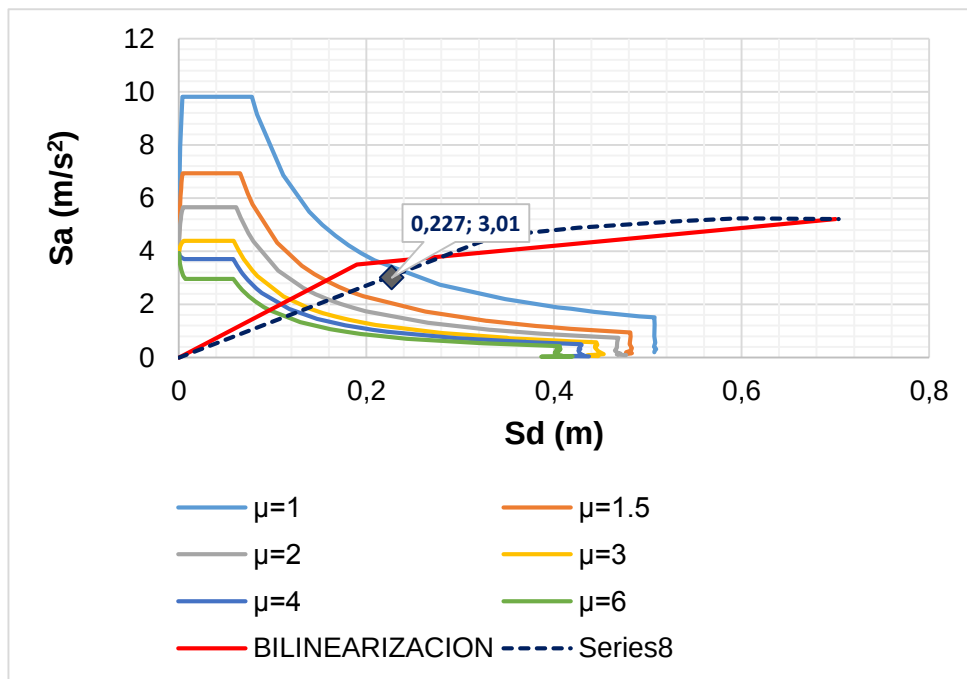


Imagen 69. Cálculo del punto de desempeño del Edificio C según el Método de Capacidad Espectral del CSCR-10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22. Cálculo del punto de desempeño

Punto de Desempeño						
Sd (m)	Sa (g)	D (m)	V (ton)	μ requerida	μ intrínseca	μ diseño
0,23	0,31	0,3040	854,22	1,19	3,83	4,00

Fuente: Elaboración propia

4.8.10. Aplicación del Método de Capacidad Espectral según CSCR-10 considerando la reducción en el diagrama Momento- Curvatura de las columnas

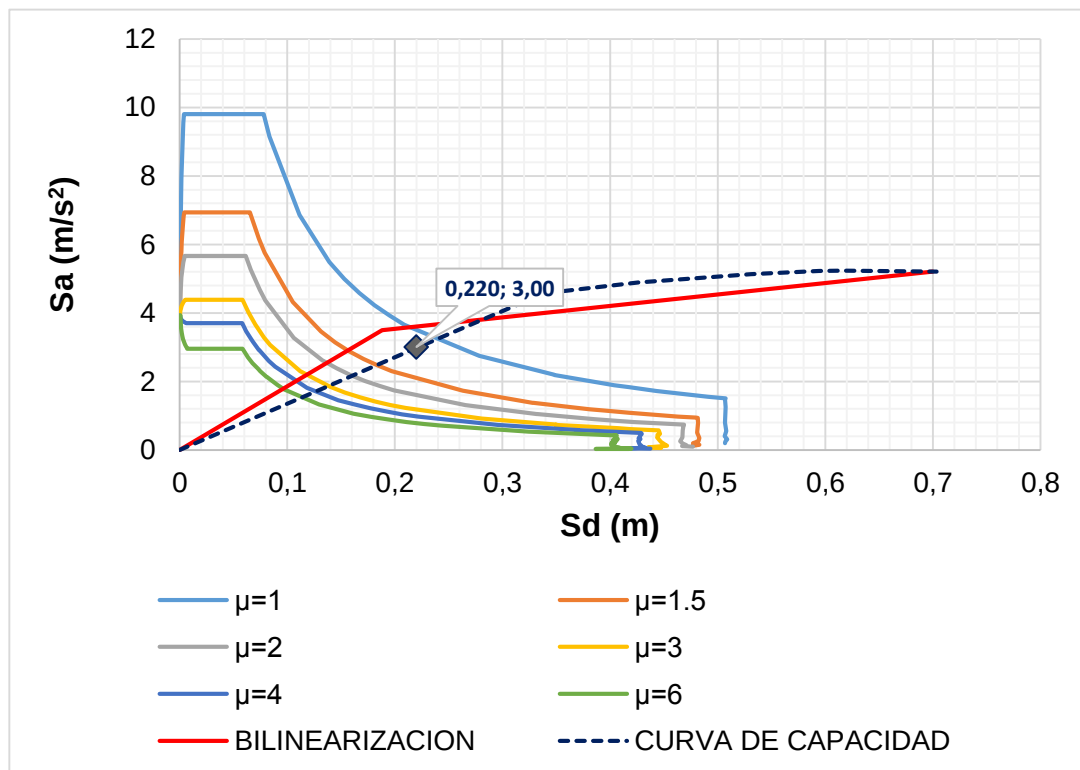


Imagen 70. Cálculo del punto de desempeño (modificado) del Edificio C según el Método de Capacidad Espectral del CSCR-10.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23. Cálculo del punto de desempeño

Punto de Desempeño						
Sd (m)	Sa (g)	D (m)	V (ton)	$\mu_{requerida}$	$\mu_{intrinseca}$	$\mu_{diseño}$
0,22	0,3060	0,3040	854,22	1,17	3,52	4,00

Fuente: Elaboración propia

5. ANALISIS DE LOS RESULTADOS

En los siguientes gráficos se analiza los cambios en las ductilidades experimentados por los marcos estudiados, donde:

$\mu_{REQ.}$: ductilidad global demandada por el sismo considerado.

μ_{GLOBAL} : ductilidad global de los marcos.

$\mu_{ASIGNADA}$: ductilidad global asignada para el diseño de los marcos.

$\mu_{c.capacidad}$: ductilidad global calculada del espectro de capacidad sin la reducción en la capacidad de rotación de las columnas.

$\mu_{c.capacidad\ reducida}$: ductilidad global calculada del espectro de capacidad con reducción en la capacidad de rotación de las columnas.

CSCR-10: ductilidad global calculada del Método de Capacidad Espectral sin la reducción en la capacidad de rotación de las columnas.

CSCR-10 REDUCIDA: ductilidad global calculada del Método de Capacidad Espectral con reducción en la capacidad de rotación de las columnas.

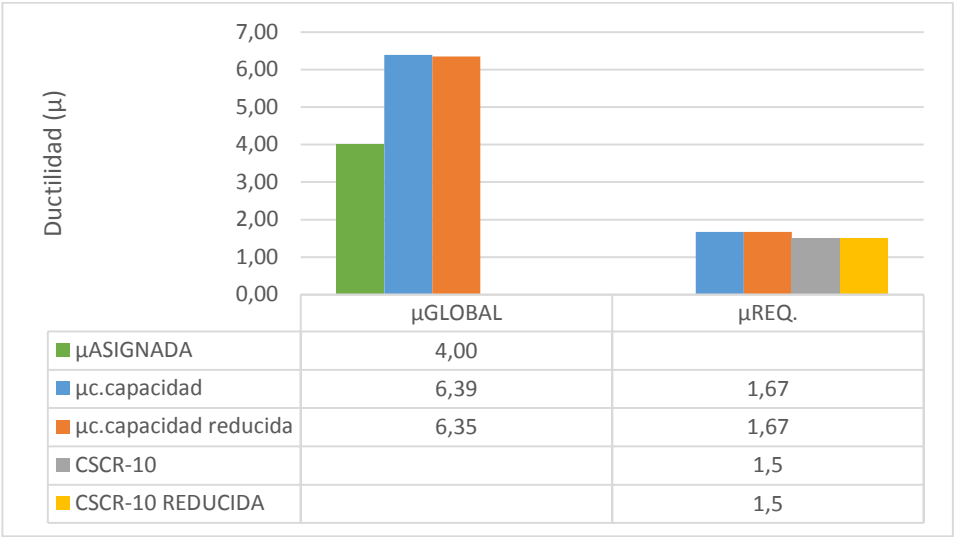


Imagen 71. Comparación de ductilidades del Edificio A
Fuente: Elaboración propia

Los edificios A y B desarrollaron ductilidades intrínsecas mayores a la ductilidad global asignada y, por tanto, se espera que su comportamiento sea satisfactorio. Para el edificio C, las ductilidades intrínsecas son menores a la ductilidad asignada, aunque el CSCR-10 en la sección 7.7.2.e establece que es recomendable pero no indispensable que la ductilidad intrínseca sea mayor que la asignada, pero puede comprobarse su desempeño por medio del análisis de las distorsiones de entrepiso.

En general, las ductilidades requeridas por la demanda sísmica sugieren la acción de fuerzas mayores a las de diseño, por lo que se tiene que verificar que las deformaciones experimentadas, para sus puntos de desempeño, estén dentro de un objetivo mínimo de Seguridad de Vida; se comprueba que las ductilidades

requeridas son menores al 70% de las ductilidades intrínsecas, según lo recomendado en el CSCR-10.

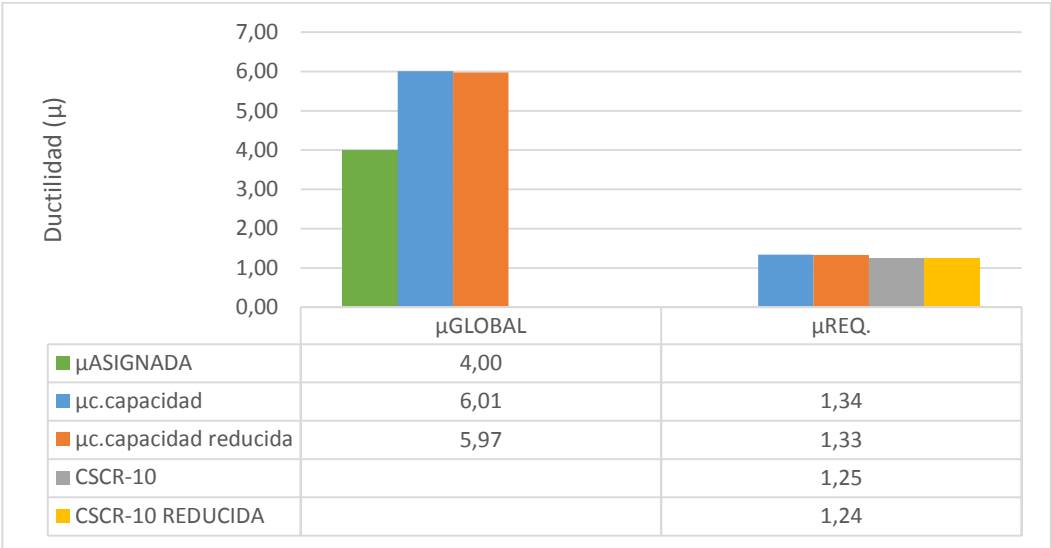


Imagen 72. Comparación de ductilidades del Edificio B

Fuente: Elaboración propia

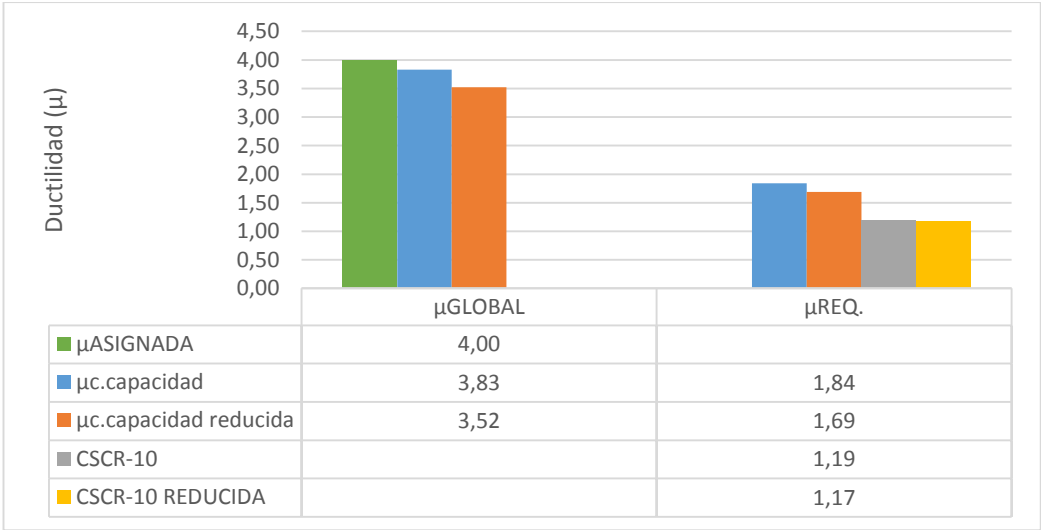


Imagen 73. Comparación de ductilidades del Edificio C

Fuente: Elaboración propia

No se identifica que las distorsiones de entrepiso tengan una variación apreciable que implicara cambios en los niveles de desempeño cuando se analizaron los modelos con reducción en la capacidad de rotación de las columnas. En la imagen 74 se compara el comportamiento de los marcos estudiados en términos de las distorsiones de entrepiso, y de acuerdo a los límites de deriva del ATC-40 los tres marcos, para las demandas sísmicas consideradas, están dentro del objetivo de desempeño correspondiente al de Ocupación Inmediata.

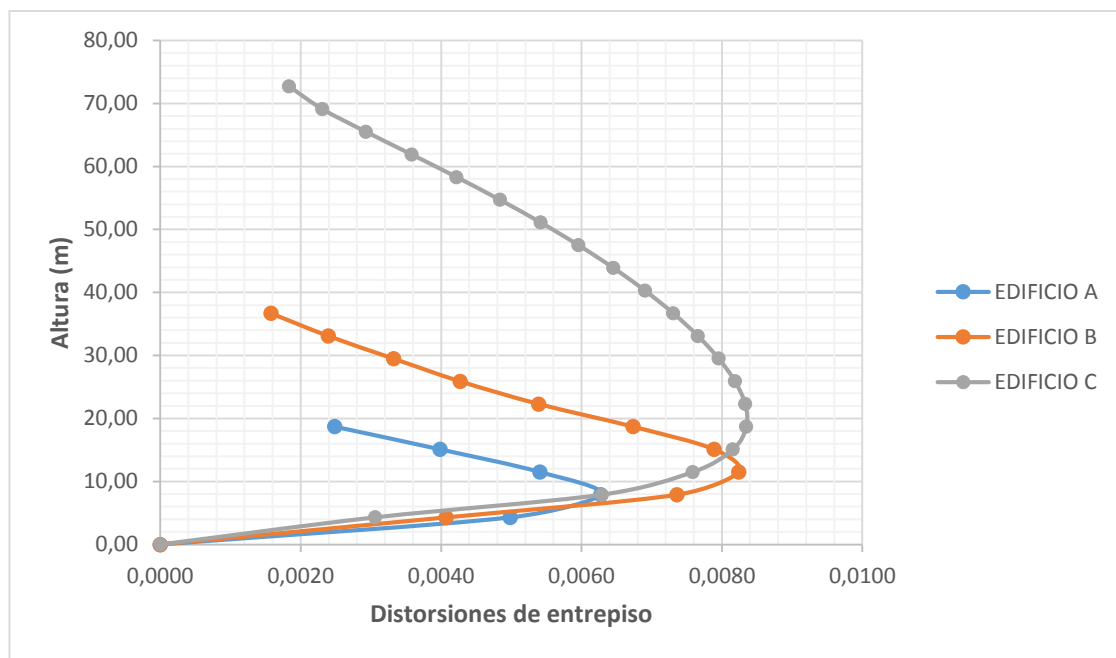


Imagen 74. Comparación de Distorsiones de entrepiso de los modelos analíticos

Fuente: Elaboración propia

	Nivel de Desempeño			
	Ocupación Inmediata	Daño Controlado	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Límite de Distorsión de entrepiso	1%	1-2%	2%	$0.33 \frac{V_i}{P_i} \approx 7\%$

Imagen 75. Niveles de Desempeño según las Distorsiones de entrepiso

Fuente: ATC-40

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

Se logró desarrollar satisfactoriamente el estudio de los 03 modelos de marcos de concreto reforzado propuestos en el presente proyecto, de acuerdo a las condiciones a ser evaluadas por las metodologías de análisis por desempeño del ATC-40 y CSCR-10, se determinó lo siguiente:

1. Se comprobó que al reducir la capacidad de rotación de las columnas también se reduce la ductilidad intrínseca de las estructuras.
2. Las distorsiones de entrepiso obtenidas para los puntos de desempeño calculados en cada uno de los marcos estudiados pertenecen a un objetivo de desempeño de Ocupación Inmediata, por lo que su respuesta será superior a la correspondiente a un objetivo de Seguridad de Vida.
3. Aunque las ductilidades requeridas por el Método de Capacidad Espectral son menores que las obtenidas por el Espectro de Capacidad ATC-40 e

indican que las estructuras estarán sometidas a fuerzas mayores, las estructuras responden satisfactoriamente dentro de los límites de distorsión de entrepiso aceptables.

4. Al analizar las distorsiones de entrepiso resultantes no existe una variación considerable entre los valores obtenidos por cada método en los casos estudiados y, por tanto, no se puede inferir que la reducción de la capacidad de rotación de las columnas conlleve a estimar un nivel de desempeño diferente al calculado sin modificar los diagramas momento- curvatura.

6.2. Recomendaciones

Extender el estudio hacia estructuras de mayor altura o con irregularidades estructurales, considerando las contribuciones de los modos superiores de vibración a través de un Método Pushover Modal y recabar un razonamiento más amplio acerca de los efectos en los objetivos de desempeño y la ductilidad de las estructuras relacionados a la variación en la capacidad de rotación que experimentan las columnas por las cargas fuera del plano.

7. BIBLIOGRAFIA

- Applied Technology Council (ATC). (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings (ATC-40) Vol.1*. California: Seismic Safety Commission.
- Calvo Camacho, G. (2014). *Variación de diagramas momento- curvatura en columnas cuadradas de concreto reforzado debido a la presencia de cargas fuera del plano*. San José: Universidad de Costa Rica.
- Cavaleri, L., Di Trapani, F., Macaluso, G., & Scaduto, G. (2014). Biaxial Curvature and Ductility Capacity of RC Column Base Cross Sections. *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. Istanbul.
- Chopra, A. K., & Goel, K. R. (2001). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. Berkeley: University of California.
- Freeman, S. (2004). Review of the Development of the Capacity Spectrum Method. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 1-13.
- Gutiérrez, J. (2005). *Performance- Based Engineering in the Costa Rican Seismic Code*. San José: Universidad de Costa Rica.
- Naeim, F. (2001). *The Seismic Design Handbook*. New York: Springer Science + Business Media.
- Park, R., & Paulay, T. (1988). *Estructuras de Concreto Reforzado*. México D.F.: Editorial Limusa, S.A. de C.V.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley & Sons, Inc.

- Reyes Casimiro, M. (2014). *Análisis sísmico por desempeño*. México D.F.: Instituto Politécnico Nacional.
- Rodrigues, H.; Furtado, A., & Arede, A. (2015). Behavior of Reinforced- Concrete Columns under Biaxial Cyclic Loading and Variable Axial Loads. *Journal of Structural Engineering*.
- Rodríguez, S. (2015). Diagramas momento- curvatura para secciones de hormigón armado. Determinación del valor de ductilidad local de una sección de hormigón armado. Empleo del programa matlab en aplicaciones estructurales a nivel seccional (parte II). *Anales de Edificación*, 27-41.
- Sheikh, M. N.; Tsang, H.; McCarthy, T., & Lam, N. (2010). Yield curvature for seismic design of circular reinforced concrete columns. *Magazine of Concrete Research*, 741-748.
- Suárez Salinas, D. (2017). *Variación de diagramas de momento- curvatura en columnas circulares de concreto reforzado debido a cargas fuera del plano*. San José: Universidad de Costa Rica.
- Wang, G., & Thomas Hsu, C. (1992). Complete Biaxial Load-Deformation Behavior or RC Columns. *Journal of Structural Engineering*.

8. ANEXOS

XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: C-1
Loading Name: LOAD
Analysis Type: Moment Curvature

ING. URIEL RAMIREZ
UNI
15/06/2018
C-1
EDIFICIO DE 05 PISOS
Page __ of __

Section Details:

X Centroid: -6.317E-6 mm
Y Centroid: .5845E-16 mm
Section Area: 501.3E+3 mm²

Loading Details:

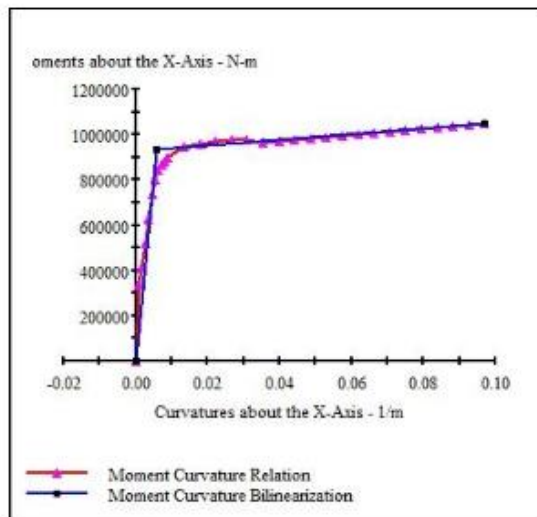
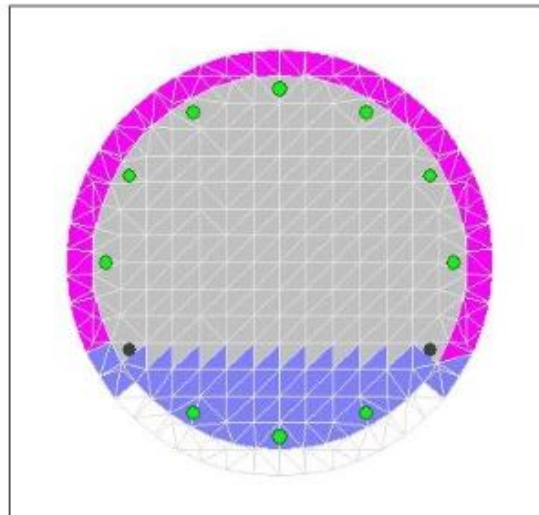
Constant Load - P: 869.3E+3 N
Incrementing Loads: Mxx Only
Number of Points: 30
Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: Confined2
Failure Strain: 15.00E-3 Compression
Curvature at Initial Load: -.2630E-16 1/m
Curvature at First Yield: 4.526E-3 1/m
Ultimate Curvature: 97.10E-3 1/m
Moment at First Yield: 736.7E+3 N-m
Ultimate Moment: 1.047E+6 N-m
Centroid Strain at Yield: .5964E-3 Ten
Centroid Strain at Ultimate: 17.27E-3 Ten
N.A. at First Yield: 131.8 mm
N.A. at Ultimate: 177.8 mm
Energy per Length: 93.23E+3 N
Effective Yield Curvature: 5.748E-3 1/m
Effective Yield Moment: 935.6E+3 N-m
Over Strength Factor: 1.119
EI Effective: 1.63E+8 N-m²
Yield EI Effective: 1.215E+6 N-m²
Bilinear Hardening Slope: .7463 %
Curvature Ductility: 16.89

Comments:

User Comments



XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: VE-2

Loading Name: LOAD

Analysis Type: Moment Curvature

ING. URIEL RAMIREZ

UNI

27/07/2018

VE-1

EDIFICIO DE 05 PISOS

Page __ of __

Section Details:

X Centroid: .4089E-14 mm

Y Centroid: 6.027 mm

Section Area: 220.0E+3 mm²

Loading Details:

Incrementing Loads: Mxx Only

Number of Points: 30

Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: Confined1

Failure Strain: 15.00E-3 Compression

Curvature at Initial Load: 0 1/m

Curvature at First Yield: 6.757E-3 1/m

Ultimate Curvature: .1822 1/m

Moment at First Yield: 443.6E+3 N-m

Ultimate Moment: 608.2E+3 N-m

Centroid Strain at Yield: .7218E-3 Ten

Centroid Strain at Ultimate: 25.27E-3 Ten

N.A. at First Yield: 106.8 mm

N.A. at Ultimate: 138.7 mm

Energy per Length: 96.64E+3 N

Effective Yield Curvature: 7.264E-3 1/m

Effective Yield Moment: 476.9E+3 N-m

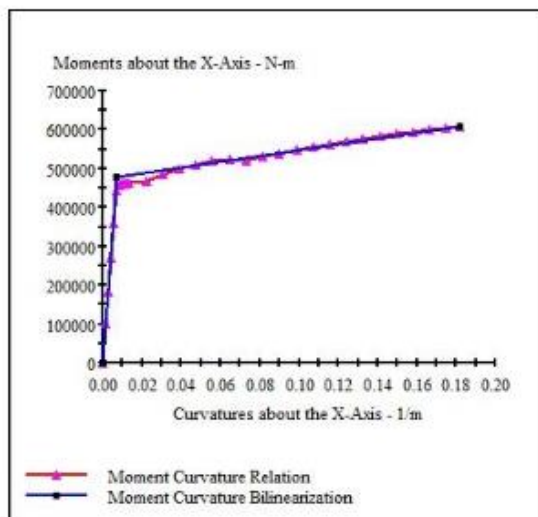
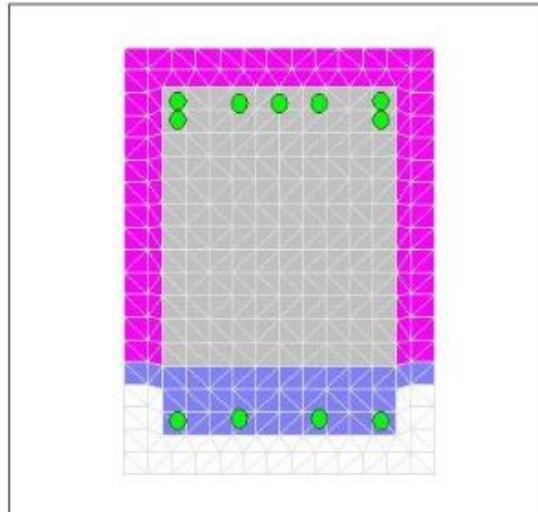
Over Strength Factor: 1.275

EI Effective: 6.57E+7 N-m²

Yield EI Effective: 750.8E+3 N-m²

Bilinear Hardening Slope: 1.143 %

Curvature Ductility: 25.08



XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: C-1
Loading Name: GRAV
Analysis Type: Moment Curvature

ING. URIEL RAMIREZ
UNI
28/06/2018
C-1
EDIFICIO DE 10 PISOS
Page __ of __

Section Details:

X Centroid: .7110E-13 mm
Y Centroid: .4483E-14 mm
Section Area: 1.128E+6 mm²

Loading Details:

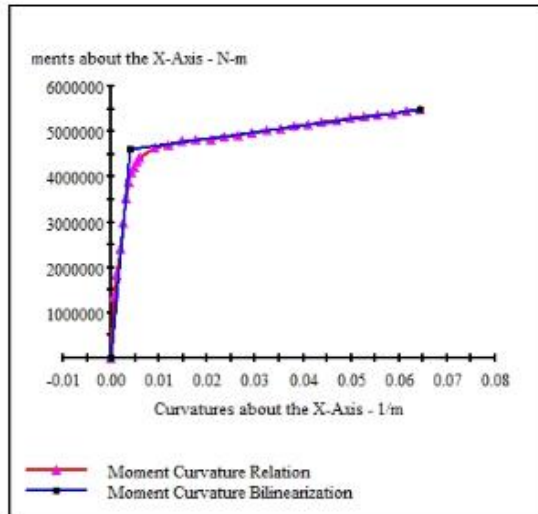
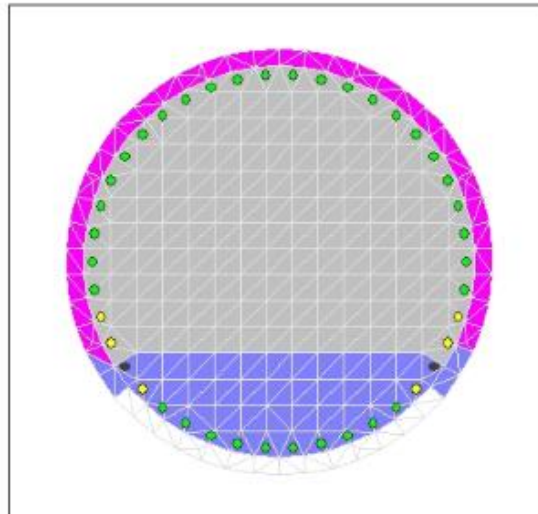
Constant Load - P: 2.420E+6 N
Incrementing Loads: Mxx Only
Number of Points: 30
Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: Confinado
Failure Strain: 16.49E-3 Compression
Curvature at Initial Load: -.1404E-19 1/m
Curvature at First Yield: 3.044E-3 1/m
Ultimate Curvature: 64.34E-3 1/m
Moment at First Yield: 3.531E+6 N-m
Ultimate Moment: 5.481E+6 N-m
Centroid Strain at Yield: .4743E-3 Ten
Centroid Strain at Ultimate: 17.23E-3 Ten
N.A. at First Yield: 155.8 mm
N.A. at Ultimate: 267.7 mm
Energy per Length: 313.6E+3 N
Effective Yield Curvature: 3.970E-3 1/m
Effective Yield Moment: 4.605E+6 N-m
Over Strength Factor: 1.190
Plastic Rotation Capacity: 36.22E-3 rad
EI Effective: 1.16E+9 N-m²
Yield EI Effective: 1.45E+7 N-m²
Bilinear Hardening Slope: 1.251 %
Curvature Ductility: 16.21

Comments:

User Comments



XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: VE-2_
Loading Name: GRAV
Analysis Type: Moment Curvature

ING. URIEL RAMIREZ
UNI
24/11/2019
VE-1
EDIFICIO DE 10 PISOS
Page __ of __

Section Details:

X Centroid: .9210E-14 mm
Y Centroid: 16.69 mm
Section Area: 360.0E+3 mm²

Loading Details:

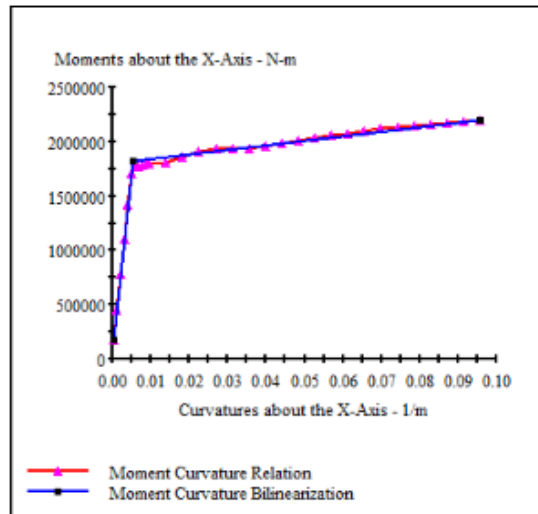
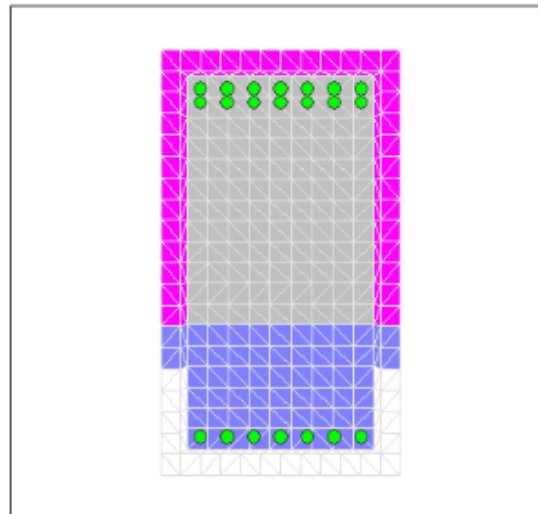
Constant Load - Mxx: -181.7E+3 N-m
Incrementing Loads: Mxx Only
Number of Points: 31
Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: Confined2
Failure Strain: 20.00E-3 Compression
Curvature at Initial Load: .2763E-3 1/m
Curvature at First Yield: 4.846E-3 1/m
Ultimate Curvature: 95.74E-3 1/m
Moment at First Yield: 1.673E+6 N-m
Ultimate Moment: 2.202E+6 N-m
Centroid Strain at Yield: .5547E-3 Ten
Centroid Strain at Ultimate: 13.87E-3 Ten
N.A. at First Yield: 114.5 mm
N.A. at Ultimate: 144.8 mm
Energy per Length: 187.2E+3 N
Effective Yield Curvature: 5.316E-3 1/m
Effective Yield Moment: 1.826E+6 N-m
Over Strength Factor: 1.206
Plastic Rotation Capacity: 36.17E-3 rad
EI Effective: 3.26E+8 N-m²
Yield EI Effective: 4.160E+6 N-m²
Bilinear Hardening Slope: 1.275 %
Curvature Ductility: 18.01

Comments:

User Comments



XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section1
Loading Name: LOAD
Analysis Type: Moment Curvature

ING. URIEL RAMIREZ
UNI
24/11/2019
C-1_
C-1 EDIFICIO DE 20 PISOS
Page __ of __

Section Details:

X Centroid: -76.02E-6 mm
Y Centroid: .1338E-13 mm
Section Area: 1.762E+6 mm²

Loading Details:

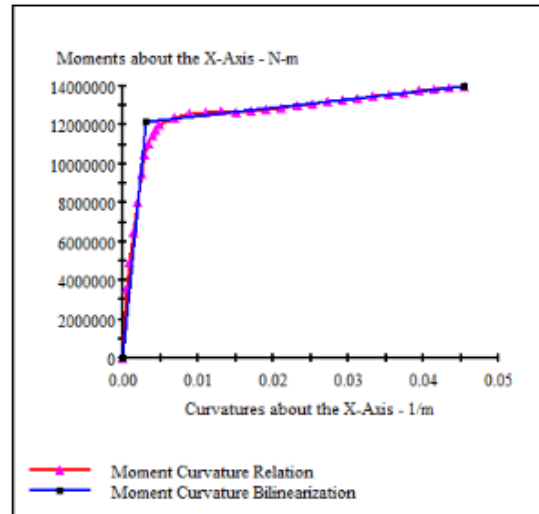
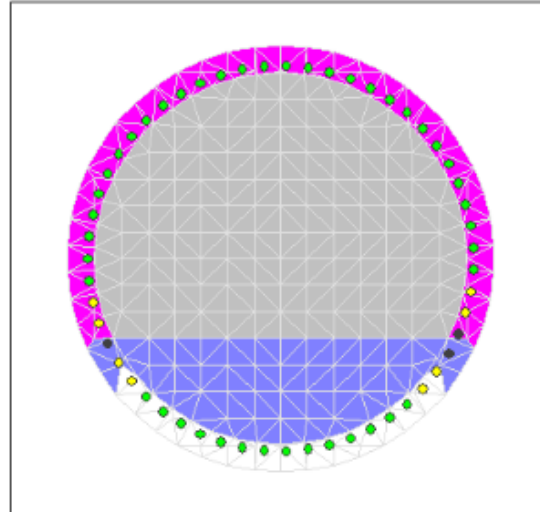
Constant Load - P: 5.422E+6 N
Incrementing Loads: Mxx Only
Number of Points: 31
Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: Confined1
Failure Strain: 15.00E-3 Compression
Curvature at Initial Load: .1109E-19 1/m
Curvature at First Yield: 2.460E-3 1/m
Ultimate Curvature: 45.54E-3 1/m
Moment at First Yield: 9.531E+6 N-m
Ultimate Moment: 1.40E+7 N-m
Centroid Strain at Yield: .4024E-3 Ten
Centroid Strain at Ultimate: 13.23E-3 Ten
N.A. at First Yield: 163.6 mm
N.A. at Ultimate: 290.6 mm
Energy per Length: 574.4E+3 N
Effective Yield Curvature: 3.150E-3 1/m
Effective Yield Moment: 1.22E+7 N-m
Over Strength Factor: 1.146
Plastic Rotation Capacity: 31.79E-3 rad
EI Effective: 3.87E+9 N-m²
Yield EI Effective: 4.21E+7 N-m²
Bilinear Hardening Slope: 1.087 %
Curvature Ductility: 14.45

Comments:

User Comments



XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: Section1

Loading Name: LOAD

Analysis Type: Moment Curvature

ING. URIEL RAMIREZ

UNI

24/11/2019

C-1_

VE-1 EDIFICIO DE 20 PISOS

Page __ of __

Section Details:

X Centroid: .6076E-13 mm

Y Centroid: 16.82 mm

Section Area: 510.0E+3 mm²

Loading Details:

Constant Load - Mxx: -120.5E+3 N-m

Incrementing Loads: Mxx Only

Number of Points: 31

Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: Confined1

Failure Strain: 15.00E-3 Compression

Curvature at Initial Load: .1022E-3 1/m

Curvature at First Yield: 4.236E-3 1/m

Ultimate Curvature: 97.36E-3 1/m

Moment at First Yield: 2.650E+6 N-m

Ultimate Moment: 3.913E+6 N-m

Centroid Strain at Yield: .5651E-3 Ten

Centroid Strain at Ultimate: 24.14E-3 Ten

N.A. at First Yield: 133.4 mm

N.A. at Ultimate: 247.9 mm

Energy per Length: 325.8E+3 N

Effective Yield Curvature: 4.758E-3 1/m

Effective Yield Moment: 2.969E+6 N-m

Over Strength Factor: 1.318

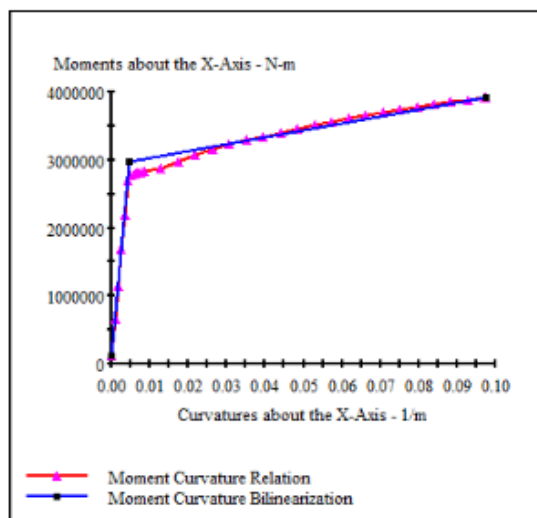
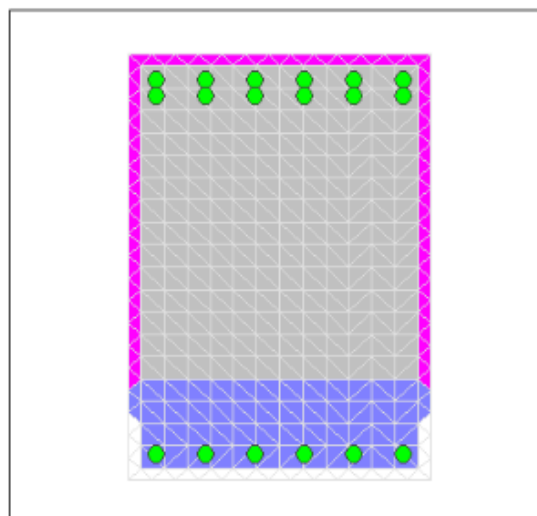
Plastic Rotation Capacity: 39.36E-3 rad

EI Effective: 6.12E+8 N-m²

Yield EI Effective: 1.02E+7 N-m²

Bilinear Hardening Slope: 1.666 %

Curvature Ductility: 20.46



Comments:

User Comments