



UNIVERSIDAD DE CUENCA

**Fundada en 1867
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil**

EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO ESENCIAL APORTICADO DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE CONSTRUCCIÓN (NEC-SE-RE, 2015)

**Trabajo de titulación,
previo a la obtención del
título de Ingeniero Civil.**

Autores:

Gonzalo Andrés Orellana Román CI: 0706628310
Jonnathan Lizardo Parra Mora CI: 0105356729

Director:

Ing. Jaime Enrique García Alvear, MSc. CI: 0101967594

Cuenca, Ecuador

2017.



EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO ESENCIAL APORTICADO DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE CONSTRUCCIÓN (NEC-SE-RE, 2015)

RESUMEN

Los sucesos del 2016 evidencian la problemática del Ecuador, que está expuesto a movimientos sísmicos con cierta frecuencia e intensidad. El presente trabajo evalúa la respuesta sísmica por desempeño de un edificio esencial aporticado de hormigón armado típico de la ciudad de Cuenca en años pasados, mediante el análisis estático no lineal (AENL) y análisis dinámico no lineal (ADNL) empleando el programa SAP 2000, según las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, NEC-SE-DS). Primero, el modelo del edificio fue obtenido mediante condiciones desfavorables de construcciones pasadas, luego, se realizó el AENL obteniendo la curva de capacidad y a partir de esta determinar el punto de desempeño mediante las metodologías FEMA 440 (equivalent linearization) y ATC 40 (capacity spectrum method), finalmente, se realizó el ADNL simulando detalladamente el comportamiento del edificio. Como resultado se obtuvo los desplazamientos máximos mediante cada metodología, se comparó la semejanza entre ellos, y se verificó que las derivas están dentro del límite permisible. De los análisis se concluye que si bien el edificio no colapsó, este no cumple con el nivel de desempeño sísmico para una estructura esencial, ya que todas las vigas colapsaron ante los estados límites que se presentaron, quedando incapaz de seguir en funcionamiento.

Palabras Clave: Hormigón armado, desempeño sísmico, análisis estático no lineal, análisis dinámico no lineal, NEC-SE-RE, NEC-SE-DS, FEMA 440, ATC 40, SAP 2000.



ABSTRACT

The events of year 2016 evidence the problem of Ecuador when natural events are presented. This is because it is located in the Pacific Ring of Fire, which exposes the country to devastating earthquakes every certain period. This work evaluates the seismic response for performance of frame essential buildings of reinforced concrete on the city of Cuenca in the last years, by means of the nonlinear static analysis (NEA) and nonlinear dynamic analysis (NDA) following the recommendations of the Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, NEC-SE-DS). All of these analyses done using the software SAP 2000. First, the model of the typical building was obtained from of the most unfavorable conditions in the last constructions. Then, the NEA was carried out determining the Pushover curve from which it was obtained the performance point. This was achieved by applying the methodologies of FEMA 440 (equivalent linearization) and ATC 40 (capacity spectrum method). Finally, the NDA was accomplished by determining the performance of the building during the dynamic acceleration that the seismic movement simulates. The results of these analyzes obtained the maximum displacements with each methodology. These were therefore compared, and verified that the inelastic drifts are inside the permissible limit. The analyses concluded that although the building didn't collapse, it doesn't satisfy the level of seismic performance for an essential structure. That is because all the beams collapsed; therefore the building was unable to continue in operation.

Keywords: reinforced concrete, seismic evaluation, nonlinear static analysis, nonlinear dynamic analysis, NEC-SE-RE, NEC-SE-DS, FEMA 440 (equivalent linearization), ATC 40 (capacity spectrum method), SAP 2000.



Índice de contenido

RESUMEN.....	1
ABSTRACT	2
CAPÍTULO 1.....	17
INTRODUCCIÓN.....	17
1.1 Antecedentes	17
1.2 Justificación.....	18
1.3 Alcance y limitaciones	18
1.4 Objetivos	19
1.4.1 Objetivo general.....	19
1.4.2 Objetivos específicos	19
CAPÍTULO 2.....	20
MARCO TEÓRICO	20
2.1 Consideraciones especiales en edificaciones de hormigón armado	20
2.1.1 Curvas fuerzas deformación	20
2.1.2 Momento curvatura	22
2.1.3 Rótula plástica	23
2.1.4 Efectos de segundo orden P-Delta	25
2.1.5 Columna fuerte viga débil	26
2.2 Desempeño sísmico de estructuras esenciales	26
2.2.1 Seguridad de vida	27
2.2.2 Prevención de colapso.....	27
2.2.3 Estados limite	27
2.2.4 Desplazamiento de diseño.....	28
2.3 Espectro de diseño.....	28
2.4 Análisis estático no lineal (AENL).....	29
2.4.1 Cargas laterales o fuerzas sísmicas laterales	30
2.5 Estimación del desempeño sísmico de estructuras esenciales.....	31
2.5.1 Métodos de análisis no lineales de espectro capacidad	31
2.5.2 Método de espectro de capacidad ATC 40	32
2.5.3 Método de espectro capacidad FEMA 440 (Linealización Equivalente)	33
2.6 Análisis dinámico no lineal (ADNL).....	34
2.6.1 Procedimiento de análisis	34



2.6.2 Escalamiento de registros sísmicos	37
CAPÍTULO 3.....	42
METODOLOGÍA	42
3.1 Modelación de la edificación.....	42
3.1.1 Dimensiones globales	43
3.1.2 Dimensiones y armado de elementos estructurales	44
3.1.3 Materiales	48
3.2 Criterios de diseño	48
3.2.1 Categorización	48
3.2.2 Zona de estudio	49
3.2.3 Tipo de suelo	52
3.2.4 Espectro de diseño	53
3.2.5 Curvas esfuerzo deformación	54
3.2.6 Rótula plástica	55
3.2.7 Escalamiento de sismos para nivel de desempeño de prevención de colapso	58
3.3 Metodología en el programa de análisis estructural SAP 2000.....	60
3.3.1 Análisis estático no lineal (AENL)	60
3.4.2 Espectro de diseño elástico en aceleraciones.....	66
3.4.3 Punto de desempeño mediante los métodos ATC 40 y FEMA 440	66
3.4.4 Análisis dinámico no lineal (ADNL)	68
CAPÍTULO 4.....	72
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	72
4.1 Análisis estático no lineal	72
4.1.1 Curva de capacidad	72
4.2 Puntos de desempeño.....	73
4.2.1 Método ATC 40.....	73
4.2.2 Método FEMA 440	74
4.3 Análisis dinámico no lineal	74
4.3.1 Desplazamiento en el techo.....	75
4.3.2 Diagrama de histéresis	76
4.4 Niveles de daño.....	76
4.5 Comparación de resultados.....	77
CAPÍTULO 5.....	79



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	79
5.1 Conclusiones.....	79
5.2 Recomendaciones.....	80
CAPÍTULO 6.....	81
BIBLIOGRAFÍA.....	81
CAPÍTULO 7.....	84
ANEXOS	84

Índice de figuras

Figura 1.- Modelo de curva esfuerzo deformación propuesto para cargas monotónicas para hormigón confinado y sin confinar.....	21
Figura 2.- Curva esfuerzo deformación del acero sometido a tensión.....	21
Figura 3.- Momento curvatura modelo de Park et al, 1982.....	23
Figura 4.- Determinación del modelo bilineal en función de la rótula plástica.....	24
Figura 5.- Diagrama de momentos de vigas de longitud L	24
Figura 6.- Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.	29
Figura 7.- Patrón de la distribución de las cargas laterales	30
Figura 8.- Representación gráfica de la linealización equivalente en el método del espectro de capacidad según el ATC 40.....	33
Figura 9.- Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS)	34
Figura 10.- Modelo de histéresis de Takeda Modificado.	37
Figura 11.- Espectros de respuesta elástica de los sismos considerados y espectro promedio.....	39
Figura 12.-Promedio de los espectros de respuesta elástica de los sismos considerados y espectro de la Norma Ecuatoriana NEC-15	39
Figura 13.- Escalamiento de registros sísmicos de estudio al espectro con el sismo de diseño.....	41
Figura 14.- Frecuencia de longitudes de vanos.....	43
Figura 15.- Alturas de las columnas.....	44
Figura 16.- Espesor de las losas.....	44
Figura 17.- Cuantías de refuerzo longitudinal negativo en vigas interiores.....	45
Figura 18.- Cuantías de refuerzo longitudinal positivo en vigas interiores.	45
Figura 19.- Patrón de armado de estribos de vigas.....	46
Figura 20.- Sección transversal de la viga	46
Figura 21.- Cuantías comunes en las columnas.	47
Figura 22.- Patrón de armado de columnas.	47
Figura 23.- Sección transversal de la columna.....	48
Figura 24.- Zonificación sísmica del Ecuador.....	50
Figura 25.- Curva de peligro sísmico para la ciudad de Cuenca.	51
Figura 26.- Espectro de diseño elástico para el sector Universidad de Cuenca	54
Figura 27.- Modelo de Park y Paulay para acero de refuerzo empleado	54
Figura 28.- Modelo Mander para la viga de hormigón reforzado	55

Figura 29.- Modelo Mander para la columna de hormigón reforzado	55
Figura 30.- Relaciones momento curvatura y modelo del ASCE/SE 41.	56
Figura 31.- Escalamiento del espectro a escalar con respecto al espectro objetivo.	59
Figura 32.- Espectro escalado multiplicado por F_j F_1 y el espectro objetivo	60
Figura 33.- Caso de carga por gravedad.....	61
Figura 34.- Configuración de la carga de acuerdo al primer modo	62
Figura 35.- Control de desplazamiento en la edificación	63
Figura 36.- Máximo y mínimo número de pasos a guardar	63
Figura 37.- Rótulas plásticas en las vigas, asignación de información	64
Figura 38.- Rótulas plásticas en las columnas, asignación de información	64
Figura 39.- Parámetros de una rótula a momento asignados a una viga.....	65
Figura 40.- Curva de capacidad del nodo de control	65
Figura 41.- Parámetros para espectro de respuesta de diseño para Cuenca.....	66
Figura 42.- Edición de parámetros del método ATC 40.....	67
Figura 43.- Edición de parámetros del método FEMA 440 Equivalent Linearization.....	67
Figura 44.- Punto de desempeño por el método ATC 40 espectro de capacidad.....	68
Figura 45.- Acelerograma sintético de la ciudad de Cuenca	68
Figura 46.- Caso de carga Tiempo Historia.....	69
Figura 47.- Modificación del amortiguamiento en función del periodo de la estructura.....	70
Figura 48.- Tiempo de integración	70
Figura 49.- Desplazamiento en el tiempo del nodo de control.....	71
Figura 50.- Curva de capacidad del nodo de control en el techo.....	72
Figura 51.- Punto de desempeño por el método ATC 40	73
Figura 52.- Punto de desempeño por el método FEMA 440.....	74
Figura 53.- Desplazamiento en el tiempo en el nodo de control.....	75
Figura 54.- Diagrama de histéresis de la rótula plástica 11H2	76
Figura 55.- Comparación de desplazamientos máximos por piso mediante cada método	77
Figura 56.- Derivas inelásticas de entrepiso mediante cada método.....	78



Índice de tablas

Tabla 1.- Valores del factor K.....	31
Tabla 2.- Número de pisos vs dimensiones de columna en planta baja.	47
Tabla 3.- Factor I para tipo de uso, destino e importancia.....	49
Tabla 4.- Categorías de diseño.....	49
Tabla 5.- Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	50
Tabla 6.- Niveles de amenaza sísmica.....	51
Tabla 7.- Niveles de amenaza sísmica para un periodo estructural de 0.756 segundos ..	52
Tabla 8.- Clasificación de los perfiles de suelo.....	53
Tabla 9.- Parámetros para definir el espectro de diseño elástico en aceleraciones.	53
Tabla 10.- Modelación de parámetros y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales - Vigas de hormigón armado.	57
Tabla 11.- Longitud de rótulas plásticas para vigas y columnas.....	57
Tabla 12.- Periodos y pesos considerados para el escalamiento de sismos	58
Tabla 13.- Cálculo de los factores de escalamiento	59
Tabla 14.- Desplazamientos máximos en centímetros	77
Tabla 15.- Derivas inelásticas para cada metodología empleada en porcentaje	77



Universidad de Cuenca

CLÁUSULA DE LICENCIA Y AUTORIZACIÓN PARA PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

Gonzalo Andrés Orellana Román, en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de construcción (NEC-SE-RE, 2015)", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el Repositorio Institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 24 de octubre de 2017.

Gonzalo Andrés Orellana Román

C.I: 0706628310

Autoría: Gonzalo A. Orellana Román
Jonnathan L. Parra Mora

10



Universidad de Cuenca

CLÁUSULA DE LICENCIA Y AUTORIZACIÓN PARA PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

Jonnathan Lizardo Parra Mora en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de construcción (NEC-SE-RE, 2015)", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el Repositorio Institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 24 de octubre de 2017.

Jonnathan Lizardo Parra Mora

C.I: 0105356729

Autoría: Gonzalo A. Orellana Román
Jonnathan L. Parra Mora

12



Universidad de Cuenca

CLÁUSULA DE PROPIEDAD INTELECTUAL

Gonzalo Andrés Orellana Román, autor del trabajo de titulación "Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de construcción (NEC-SE-RE, 2015)", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 24 de octubre de 2017.

Gonzalo Andrés Orellana Román

C.I: 0706628310

Autoría: Gonzalo A. Orellana Román
Jonnathan L. Parra Mora

9



Universidad de Cuenca

CLÁUSULA DE PROPIEDAD INTELECTUAL

Jonnathan Lizardo Parra Mora, autor del trabajo de titulación "Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de construcción (NEC-SE-RE, 2015)", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 24 de octubre de 2017.

Jonnathan Lizardo Parra Mora

C.I: 0105356729

Autoría: Gonzalo A. Orellana Román
Jonnathan L. Parra Mora

11



DEDICATORIA

A los pilares de mi vida como lo son mi hijo, mi esposa y mi madre. Mi madre quien me dio la vida, mi esposa quien llego para darle un sentido en el momento ideal y mi hijo Joaquín que la ha ido llenando de felicidad, amor, paciencia, siendo él mi motor más grande. En estos momentos de mi vida siento que he cumplido las metas que me he planteado gracias a ustedes, que me han apoyado, ayudado a crecer, esforzarme, apreciar el valor de las cosas y sobre todo los momentos a su lado; esperando seguir teniéndolos a mi lado por mucho tiempo más. Y si, este trabajo se los dedico a ustedes con mucho cariño, aprecio y gratitud.

Gonzalo A. Orellana Román.



AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres, hermanos y mi esposa por el apoyo, paciencia, comprensión que me han dado. Agradezco a la Universidad de Cuenca, a mis profesores por la educación recibida, especialmente al Ing. MSc. Enrique García por darme la oportunidad de realizar este trabajo brindándome su guía, sus lecciones llenas de sabiduría y experiencia. Agradezco a la Red Sísmica del Austro por el apoyo y tiempo dedicado, especialmente al Ing. PhD Juan Jiménez. Agradezco a mis compañeros y a mis amigos con quienes compartí una gran parte de mi vida en estudios, amistad, compañerismo y muchas cosas más. Un especial agradecimiento a un compañero, amigo, pana y coautor de este trabajo Jonnathan; con quien he pasado buenos momentos, que ha sido un apoyo importante y con quien he podido debatir muchísimas cosas, ganándose mi respeto, aprecio y mi amistad.

Gonzalo A. Orellana Román.



DEDICATORIA

Este trabajo va dedicado a todas las personas que confiaron en mí cuando no sabía que rumbo iba a tomar en mi vida, a las que me apoyaron siempre y me ayudaron a creer en mis capacidades. Esto va por ti mamá ahora sé que los límites me los pongo yo y que con la bendición de Dios todo es posible.

Jonnathan L. Parra Mora



AGRADECIMIENTOS

Primero ante todo agradezco a Dios por permitirme terminar una etapa más de vida y hacer este sueño posible, por darme la salud y tranquilidad para esto. Luego agradezco a mi familia por todo el apoyo brindado en estos años, a mis padres José y Rita que con sus consejos han sabido guiarme siempre, a mi hermana Erika por ayudarme y escucharme cuando lo necesite y a mis abuelos Efraín y Teresa que son el pilar fundamental de mi vida, ya que con su ejemplo han sido cruciales para decirme por el camino del trabajo duro. Después agradezco a mis amigos/compañeros por la amistad brindada en todos estos años y en especial a mi gran amigo co-autor de este trabajo Gonzalo, compañero de estudio y borracheras. Por último, pero no menos importante a todos mis profesores y en especial al ingeniero Enrique García por brindarme los conocimientos necesarios para poder llevar a cabo esta trabajo.

Jonnathan L. Parra Mora



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Para el desarrollo de estrategias o planes maestros a nivel nacional contra movimientos sísmicos de edificaciones esenciales, se debe evaluar la vulnerabilidad y el riesgo que corren este tipo de estructuras, para poder identificar las zonas susceptibles de recibir daño y así reforzarlas oportunamente. La edificación esencial es aquella que no debe cesar sus funciones luego de un movimiento sísmico, ya que brinda un servicio imprescindible y en caso de sufrir daño causará efectos catastróficos como en estructuras de centrales nucleares e hidroeléctricas. Los hospitales son otras edificaciones esenciales, porque son de vital importancia para la atención y preservación de vidas humanas, así como escuelas que funcionarán como albergue para las personas cuando un movimiento sísmico ha ocasionado pérdida de vidas humanas, heridos y refugiados.

1.1 Antecedentes

Ecuador presenta una alta amenaza sísmica debido a su ubicación en el Cinturón de Fuego del Pacífico. Estos eventos han causado gran cantidad de fallas en edificaciones, debido a la falta de conocimientos en el diseño, ausencia de estudios previos, empleo de materiales de construcción inadecuados y la ampliación o cambio de uso a lo largo de la vida de la edificación. Un ejemplo claro se dio en Pedernales el 2016, donde colapsaron el 80% de las edificaciones producto del movimiento sísmico; causando la muerte de más de 670 personas (Fuerte 2016). Aquí radica la importancia del presente trabajo de titulación en evaluar el desempeño sísmico de un edificio esencial aportado de hormigón armado, como primer indicativo del comportamiento de las edificaciones, para garantizar que estas funcionen adecuadamente luego del fenómeno natural y minimizar las pérdidas de vidas, daños a la propiedad, el trastorno social y económico.

En el país se encuentra vigente la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) del año 2015, la cual presenta capítulos dedicados al estudio del fenómeno, riesgo sísmico y requerimientos para la construcción. Este reglamento brinda directrices para evaluación, diseño y rehabilitación de edificaciones para profesionales en el campo de la construcción. Teniendo como base la NEC-SE-RE, 2015 se han realizado trabajos de evaluación de estructuras de ocupación especial para la ciudad de Quito (Cabezas 2016) y de evaluación de estructuras normales para la ciudad de Cuenca (Cabrera y Sánchez 2016).



1.2 Justificación

A pesar que la ciudad de Cuenca presenta una amenaza sísmica alta (NEC-SE-DS 2015), no existen evaluaciones de desempeño sísmico de estructuras esenciales, que ahora es un requerimiento para la construcción de las mismas. Esto causa problemas, ya que se desconoce el comportamiento de las estructuras esenciales construidas antes de las reformas a los códigos de la construcción.

Una evaluación correcta ayuda a identificar los problemas estructurales a tiempo y así corregirlos oportunamente, siendo fundamental para evitar el colapso de edificaciones y pérdida de vidas en una ciudad. Esta es la forma de lograr que un movimiento sísmico sea un fenómeno natural y no una catástrofe.

1.3 Alcance y limitaciones

El presente trabajo de titulación evaluará el desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado, según la norma NEC-SE-RE. Se considerará un edificio típico o representativo de la zona (Cuenca) de cuatro pisos de altura, el cual es simétrico, por tanto se analizará en dos dimensiones. No se considerarán los efectos de torsión en planta, ya que el fin del presente trabajo de titulación es crear un primer indicador de la respuesta del edificio y no el de un análisis exhaustivo del comportamiento sísmico. La edificación se analizará a partir del nivel del terreno (no se considerará el diseño y comportamiento de las cimentaciones).

Para la verificación de desempeño sísmico se aplicaran procedimientos de análisis no lineales que recomienda la NEC. Los análisis que se realizarán son: análisis estático no lineal "Pushover" (AENL) y análisis dinámico no lineal (ADNL). Además se necesita disponer de la siguiente información: Sitio de implantación (Identificación de peligro sísmico, clasificación del tipo de suelo), geometría y parámetros para un edificio simétrico y representativo de la ciudad de Cuenca (Jiménez 2002), espectro sísmico de diseño, acelerogramas sintéticos representativos para la ciudad de Cuenca, dado que no hay registro de movimientos sísmicos de magnitud considerables ($PGA \geq 0.25$) y mapa de sismicidad de la ciudad.

Se empleará un hormigón y acero de 160 y 2800 kg/cm² de resistencia respectivamente que representan las condiciones más precarias de los materiales empleados para la construcción de domicilios sin requerimientos especiales en años pasados, dado que no se dispuso de información acerca de la resistencia de materiales para construcciones especiales (hospitales, escuelas, etc.).

El análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal no son adecuados cuando se estudian edificios de gran altura o asimétricos en planta o elevación. Esto se debe a que los métodos se basan en la suposición que la edificación vibra como un sistema de un grado de libertad y esto en estructuras altas o asimétricas no se cumple, ya que los modos superiores de vibración influyen en su respuesta global. Estas limitaciones se



deben tener en cuenta cuando se quiera replicar el trabajo de titulación en otro tipo de edificaciones de la ciudad o el país.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado según la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-SE-DS 2015).

1.4.2 Objetivos específicos

- Realizar un Análisis Estático No Lineal “Pushover” (AENL) y un Análisis Dinámico No Lineal (ADNL)
- Encontrar el desplazamiento máximo (ADNL) y el punto de desempeño (AENL) que tendrá el edificio.
- Realizar la comparación entre los dos métodos propuestos dentro del proyecto (AENL y ADNL).
- Identificar las zonas vulnerables de recibir daño sísmico.
- Crear una metodología sencilla y adecuada para la realización de la evaluación de desempeño sísmico de un edificio aporticado de hormigón armado empleando el programa SAP 2000.



CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 Consideraciones especiales en edificaciones de hormigón armado

A continuación se presenta de forma resumida los fundamentos teóricos básicos requeridos, como son las propiedades de los elementos en los rangos no lineales. Estos fundamentos son de vital importancia en la realización de los análisis no lineales, ya que muchos de los resultados que se obtengan dependen de los mismos. Los modelos que se describan fueron seleccionados cuidadosamente para reflejar los resultados más próximos a la realidad cuando existe un movimiento sísmico.

2.1.1 Curvas fuerzas deformación

En los análisis no lineales (AENL y ADNL) aparte de conocer la resistencia máxima a compresión de la sección de hormigón armado, es necesario conocer las diferentes propiedades mecánicas, como las deformaciones unitarias máximas, últimas y de esfuerzo de compresión ε_{max} y ε_{ult} . Todas las propiedades mencionadas y otras como el módulo de elasticidad se pueden calcular mediante su curva de esfuerzo deformación, en donde se describen las deformaciones unitarias de las secciones de hormigón armado para diferentes niveles de daño (Situaci y Regi 2008).

A continuación, se describe rápidamente el modelo de Mander para hormigón confinado en vigas y columnas, así como el modelo de Park y Paulay para el acero de refuerzo, que será empleado en las curvas de esfuerzo deformación de las secciones a usar.

a. Modelo de Mander

Es un modelo que se empleará para hormigón confinado, el material se define como una mezcla entre hormigón simple y acero de refuerzo, donde la mezcla hace que los elementos estructurales sean capaces de resistir la tensión algo que es imposible para el hormigón simple. Estudios anteriores muestran que un buen confinamiento mejora el desempeño de un elemento (Situaci y Regi 2008) y hace que sus deformaciones se incrementen, logrando que el hormigón sea un material más dúctil.

El modelo está definido por una curva continua, donde no solo se considera el incremento de la capacidad de deformación del hormigón, sino también el confinamiento aumenta la resistencia última a compresión (Mander et al. 1988). A continuación en la siguiente figura se muestra la comparación de las curvas esfuerzo deformación para hormigón confinado y no confinado, según el modelo de Mander propuesto en 1988.

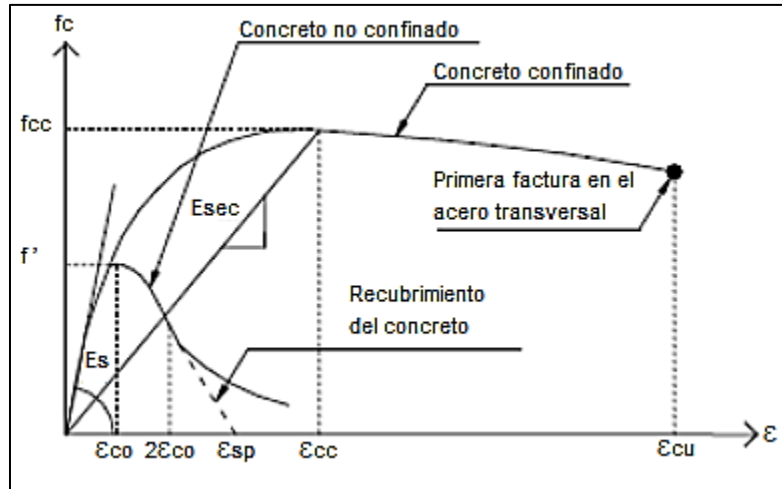


Figura 1.- Modelo de curva esfuerzo deformación propuesto para cargas monotónicas para hormigón confinado y sin confinar. Fuente: Mander et al. 1988

b. Modelo de Park y Paulay

Es un modelo que se empleará para el acero de refuerzo, donde este material posee una gran resistencia a tensión, cualidad por la que se la usa de refuerzo en el hormigón. El modelo indica que la zona de endurecimiento por deformación está definida en el intervalo $\epsilon_{sh} \leq \epsilon \leq \epsilon_{su}$, donde ϵ_{su} es la deformación unitaria ultima y ϵ_{sh} es la deformación unitaria donde se inicia el endurecimiento del acero (Park y Paulay 1975).

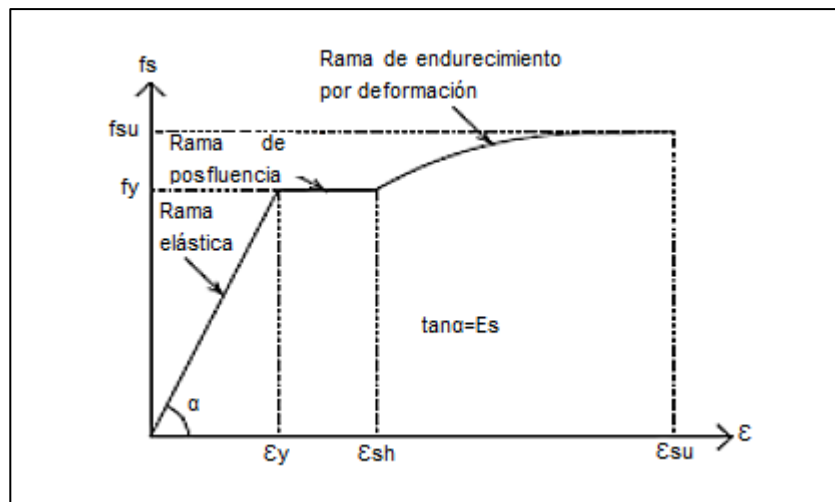


Figura 2.- Curva esfuerzo deformación del acero sometido a tensión. Fuente: Park y Paulay 1975



Nota: Las respectivas formulaciones de los dos modelos que se plantean en el trabajo se las puede encontrar en las referencias, de la misma manera se pueden considerar otros modelos para replicar el presente trabajo, siempre que los modelos sean adecuados para las diferentes condiciones, materiales y propiedades (si se encuentra confinado o no el hormigón) de la edificación a analizar.

2.1.2 Momento curvatura

Para los análisis no lineales es primordial conocer las relaciones momento curvatura ($M - \phi$), de las secciones de sus elementos estructurales, ya que da a conocer cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura μ_{ϕ} , la máxima capacidad a flexión del elemento M_u y comparar estas cantidades con las demandas que se tiene. Además, las relaciones $M - \phi$ permite encontrar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histerético que se utiliza para definir la no linealidad del material (Aguilar et al. 2003).

Un elemento debe presentar gran capacidad de ductilidad por curvatura, porque esto permite que la edificación pueda disipar gran cantidad energía y así redistribuir los momentos, permitiendo que todos los elementos trabajen de forma adecuada. Si la capacidad de ductilidad por curvatura es poca hará que la edificación presente una falla frágil cuando se ingrese al rango inelástico. Aquí radica la importancia de realizar un correcto modelo del diagrama $M - \phi$ para el presente trabajo, ya que un inadecuado modelo haría que se obtengan resultados irreales; además se debe garantizar fallas dúctiles en los elementos de la edificación.

a. Forma general de un diagrama momento curvatura

A continuación se presenta el modelo momento curvatura desarrollado por Park 1982 para hormigón, donde se presenta definidos los cuatro puntos notables:

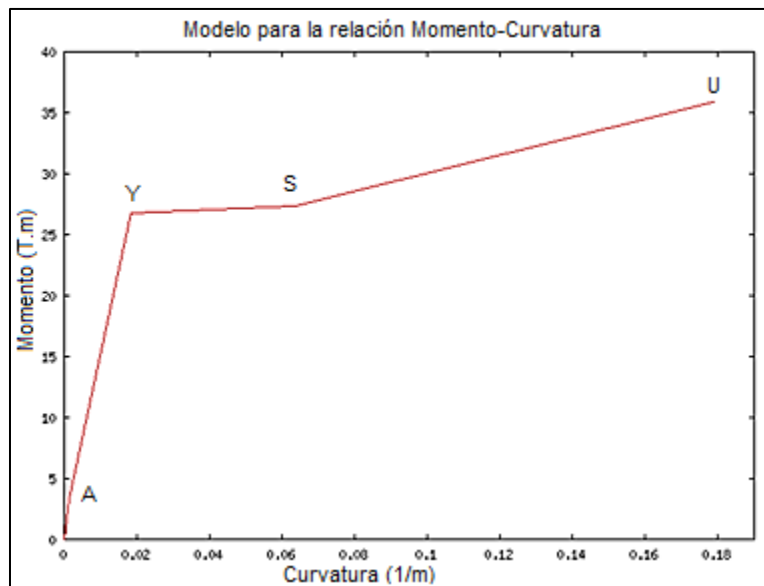


Figura 3.- Momento curvatura modelo de Park et al, 1982. Fuente Aguiar et al. 2003

Donde los cuatro puntos notales son A, Y, S y U que representan:

- **Punto A:** Cuando el hormigón llega a su máximo esfuerzo a tracción. En la Figura 3 se observa que la capacidad a flexión del punto A es muy baja. Este es por qué muchos autores ignoran este punto, pero este es el comienzo del rango elástico.
- **Punto Y:** Cuando el acero a tracción alcanza la fluencia y está definido por el esfuerzo F_y y una deformación ϵ_y . En muchos casos se considera el rango elástico a la recta que une el origen con el punto Y.
- **Punto S:** Cuando el acero a tracción se encuentra al final de la plataforma de fluencia, es decir al inicio del endurecimiento.
- **Punto U:** Cuando el hormigón llega a su máxima deformación útil a compresión ϵ_u . Este no es punto de falla de la sección del elemento estructural.

Nota: Es importante aclarar que este es solo un esquema de los cuatro puntos notables del $M - \phi$, la forma y magnitud dependerá del modelo que se tome. Existen varios modelos del diagrama $M - \phi$, donde al momento de seleccionar uno, se tendrá que valorar las propiedades que se tenga en las secciones de los elementos y así tomar el más idóneo para el caso de estudio que se tenga.

2.1.3 Rótula plástica

Se conceptualiza a la rótula plástica como un punto donde la sección no es capaz de absorber el mayor momento a flexión producido por las cargas externas (cargas producidas por el movimiento sísmico) y solo empieza a rotar (Aguiar et al. 2015).

La rótula plástica esta definida por los cuatro puntos notables del $M - \phi$, donde el inicio de la rótula plástica no es el punto Y (Figura 3). En la siguiente figura se representa con coordenadas ϕ_y, M_n el inicio de la rótula plástica que se obtiene a partir del diagrama $M - \phi$, donde el punto de inicio de la rótula plástica se obtiene por el criterio de áreas iguales.

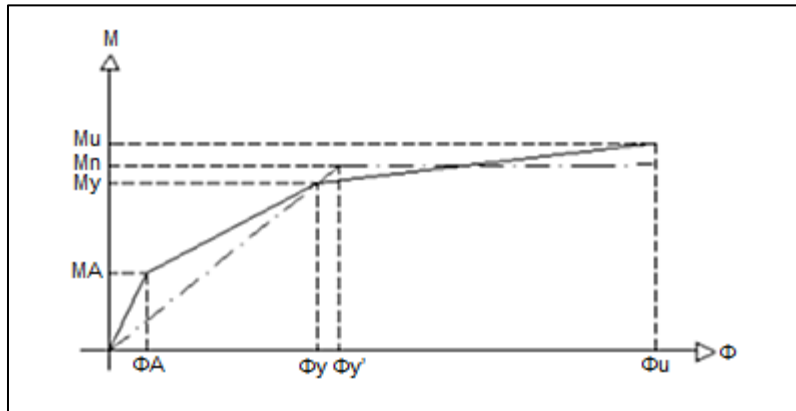


Figura 4.- Determinación del modelo bilineal en función de la definición de rótula plástica. Fuente: Aguiar et al. 2003

El área del diagrama $M - \phi$ inicial debe ser igual al área del modelo bilineal (Figura 4) en función del punto inicial de la rótula plástica. La rótula plástica en la realidad no existe, pero es una simplificación muy común hecha en el campo del estudio sísmico, ya que permite encontrar formulación que simplifica varios problemas (Aguiar et al. 2015).

a. Longitud de la rótula plástica

Para determinar la longitud de la rótula plástica (L_p), se debe determinar los momentos máximos M_i , M_j y el momento de fluencia M_y en la viga de longitud L . Suponiendo que el diagrama de momento es lineal, como se muestra en la siguiente figura; por semejanza de triángulos encontramos la ecuación para determinar la longitud de la rótula plástica.

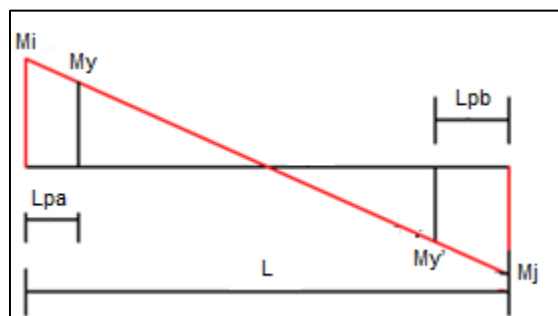


Figura 5.- Diagrama de momentos de vigas de longitud L

$$L_{pa} = \left| \frac{M_i - M_y}{M_i + M_j} \right| * L \quad (2.1)$$

$$Lpb = \left| \frac{|M_j| - |M_y'|}{M_i + M_j} \right| * L \quad (2.2)$$

Un procedimiento más específico para determinar la longitud de la rótula plástica que se empleará en este trabajo es la ecuación desarrollada por Priestley en 1996, la cual define la longitud mínima y máxima para colocar la rótula plástica mediante las siguientes expresiones (Priestley et al. 1996).

$$Lp_{min} = 0.044\phi f_y \quad (2.3)$$

$$Lp = 0.08L + 0.022\phi f_y \quad (2.4)$$

Dónde:

L : Longitud del elemento (m).

ϕ : Diámetro mínimo de la armadura a flexión (m).

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero (MPa).

2.1.4 Efectos de segundo orden P-Delta

Estos efectos son trascendentales para desplazamientos laterales de edificaciones de varios pisos, es importante tener en cuenta estos efectos cuando se realizan análisis no lineales (AENL y ADNL). Este efecto es causado por el efecto de una carga axial sobre el comportamiento de la flexión transversal de los elementos reticulares. La compresión axial reduce la rigidez de flexión de los elementos reticulares y la tracción axial rigidiza estos elementos. A este efecto se le conoce como el P-Delta.

El índice de estabilidad Q_i , para el piso i y en la dirección bajo estudio puede ser calculado mediante la expresión (NEC-SE-DS 2015):

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (2.5)$$

Donde:

Q_i : Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y momento de primer orden.

P_i : Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluido el peso muerto y sobrecarga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i .

Δ_i : Deriva del piso i calculado en el centro de masas del piso .

V_i : Cortante sísmico del piso i .

h_i : Altura del piso i considerado.

La NEC-SE-DS indica que estos efectos (P-Delta) no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad es menor a 0,1 y para cuando es mayor a 0,3 la edificación es potencialmente inestable y debe rigidizarse a menos que se demuestre lo contrario.

Cuando se consideran los efectos P-Delta ($0.1 < Q_i < 0.3$), se determina un factor de mayoración que será multiplicado por las derivas de piso, el cual es:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i} \quad (2.6)$$

Donde:

$f_{P-\Delta}$: Factor de mayoración.

Q_i : Índice de estabilidad del piso i.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero (MPa).

2.1.5 Columna fuerte viga débil

Para análisis basados en desplazamientos (AENL y ADNL), se debe garantizar que las rótulas plásticas se formen primero en las vigas antes que en las columnas, ya que una falla en las columnas causaría el colapso de la edificación. En edificaciones sin aisladores sísmicos se espera que se disipe la energía ingresada por el movimiento sísmico mediante sus elementos estructurales. La formación de rótulas plásticas en vigas, da como resultado que la edificación sea dúctil o capaz de soportar desplazamientos considerables, evitando el colapso pese haber sobrepasado su resistencia (Castro 2010).

Para evitar este tipo de fallas el reglamento ACI 318RS-14 en su capítulo de diseño sísmico impone un criterio de diseño, al cual se lo conoce como "columna fuerte – viga débil" (CF-VD), garantizando la correcta respuesta de la edificación ante un movimiento sísmico; siempre y cuando se cumplan con los requerimientos que se encuentran en este reglamento. Para cumplir con el criterio CF-VD se dice que la resistencia a flexión de las columnas debe cumplir con la siguiente expresión (ACI 318S 2014):

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb} \quad (2.7)$$

Donde

M_{nc} : Momento en las columnas.

M_{nb} : Momento en las vigas.

Para comprobar el cumplimiento o no de este criterio se realiza los análisis no lineales (AENL y ADNL), y se observa la formación de las rótulas plásticas en la edificación.

2.2 Desempeño sísmico de estructuras esenciales

Se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para estructuras esenciales, cumpliendo los siguientes objetivos (NEC-SE-DS 2015):

- a) Nivel de seguridad de vida "Limitación de daño" ante una amenaza sísmica con un periodo de retorno de 475 años.
- b) Nivel de prevención de colapso "no colapso" ante una amenaza sísmica con un periodo de retorno de 2500 años.



2.2.1 Seguridad de vida

Para este nivel se verificará que todas las estructuras no rebasen ningún estado límite de falla, limitando los daños estructurales, buscando elevar el nivel de protección y procurar que las estructuras puedan mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Una estructura se considera que satisface los criterios de estado de último límite, si todos los factores siguientes están por debajo del factor de resistencia, calculado para la sección que se trate: compresión, tracción, cortante, torsión y/o flexión. Las solicitaciones para determinar los límites a la deformación son: compresión, flexión y flexo-compresión.

2.2.2 Prevención de colapso

Para este nivel de rendimiento la edificación se encuentra al borde del colapso parcial o total, donde se han producido daños considerables en ella, que puede incluir una degradación significativa de la rigidez y la resistencia del sistema de resistencia lateral, una gran deformación lateral permanente de la edificación y, en menor medida, una degradación de la capacidad de carga vertical (FEMA 356 2000). Además, los componentes estructurales deben ser capaces de continuar soportando las cargas de gravedad. Finalmente, la edificación será insegura y no podrá ser reparada, porque podría ocurrir una réplica que causara el colapso de la misma con el riesgo de lesiones debido a desprendimiento de elementos estructurales y no estructurales.

2.2.3 Estados límite

a) Limitación de daño

La estructura presentará las derivas de piso, que deberán ser menores a la permisible y si las derivas son mayores la estructura debe rigidizarse.

$$\Delta M < \Delta M \text{ máxima} \quad (2.8)$$

Dónde:

ΔM : Deriva de piso máxima horizontal inelástico.

$\Delta M \text{ máxima}$: Límite permisible de la deriva de piso máxima para hormigón armado = 2%.

b) Limitación de deformación.

Para los niveles de desempeño, las estructuras podrán alcanzar los límites de deformación unitaria por flexión o flexo-compresión menores al permisible. Se deben aplicar a las fibras extremas de las secciones donde se espera la formación de rótulas plásticas con disipación de energía de deformación inelástica.

$$\varepsilon_M < \varepsilon_M \text{ máxima} \quad (2.9)$$

Dónde:

ε_M : Deformación unitaria máxima inelástica.

$\varepsilon_M \text{ máxima}$: Límite permisible de deformación unitaria máxima para:

- hormigón armado en compresión = 0.02.
- acero de refuerzo en tensión=0.06.

El límite a la deformación unitaria por compresión en el hormigón armado se basa en el modelo de Mander (Priestley et al. 2007) que estima el incremento de resistencia y capacidad de deformación debida al confinamiento causado por el acero transversal, como se indica en la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_M = 0.004 + 1.4 \frac{p_v f_y \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (2.10)$$

Dónde:

p_v : Cuantía volumétrica.

f_y : Esfuerzo de fluencia.

ε_{su} : Deformación unitaria última del refuerzo de confinamiento.

f'_{cc} : Resistencia a la compresión del hormigón en el núcleo confinado.

Cuando no sea posible procurar un confinamiento adecuado a las secciones de hormigón armado, o cuando debido a la forma de la sección, el modelo de Mander u otro método racional no pueda aplicarse, el límite a la deformación unitaria del hormigón se fijará de acuerdo a la NEC-SE-DS en 0.004.

El límite en la deformación unitaria máxima del acero de refuerzo, de acuerdo a la NEC-SE-DS se especifica conservadoramente igual a 0.06, con lo cual se trata de evitar mecanismos de falla no considerados por el método de diseño como son la falla por fatiga y pandeo de las barras longitudinales.

2.2.4 Desplazamiento de diseño

El desplazamiento de diseño o desplazamiento característico es función del desempeño (o nivel de daño) deseado en la estructura y proporciona la resistencia lateral requerida para alcanzar ese desempeño.

2.3 Espectro de diseño

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a) (Figura 6), que representa el sismo de diseño, es expresado como fracción de la aceleración de la gravedad (NEC-SE-DS 2015), donde se consideran factores por zona sísmica (Z), el tipo de suelo donde está emplazado la edificación y los valores de coeficientes de amplificación de suelo (F_s , F_d , F_a). El espectro obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%.

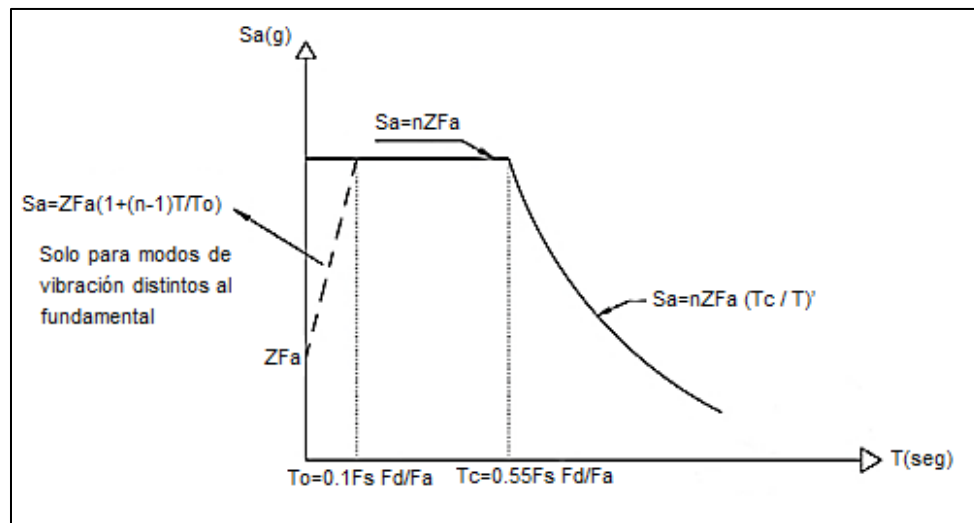


Figura 6.- Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. Fuente: NEC-SE-RE 2015

Dónde:

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

F_d : Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

F_s : Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos.

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad).

r : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyector.

T : Período fundamental de vibración de la estructura.

T_o : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

2.4 Análisis estático no lineal (AENL)

El análisis consiste en el empuje de una carga lateral incremental hasta que llegue al colapso la edificación. En este análisis se refleja la capacidad de la edificación mediante la curva de capacidad (curva pushover) que se define como la relación entre las cargas de empuje lateral y los desplazamientos causados por las mismas. Las cargas laterales se distribuyen a lo largo de todos los pisos, a partir del cortante basal, distribuyéndose según los criterios de la NEC-SE-RE, haciendo que las fuerzas laterales crezcan con la altura de la edificación, asemejándose a una distribución lineal (triangular). Las fuerzas laterales son monótonas crecientes aplicadas a los nodos del modelo, que aumentan

constantemente y tomando como control el desplazamiento en el techo o la parte superior de la edificación. Este método permite reconocer y ubicar el miembro o miembros de la edificación a fallar, así como el desplazamiento máximo (rendimiento) de los elementos de la edificación en el rango inelástico.

Este análisis debido a su simplicidad es más utilizado al momento de realizar diseño y evaluación sísmica, pero cabe advertir tiene limitaciones. Es idóneo para estructuras simétricas de poca altura, que es el caso de estudio. Para estructuras asimétricas se debería considerar un "Pushover en 3D"; ya que una suposición del "pushover" es que la estructura vibra predominantemente en el primer modo y esta suposición no se cumple para edificaciones asimétricas o de gran altura (Peralta et al. 2012).

2.4.1 Cargas laterales o fuerzas sísmicas laterales

Existen varias formas de distribución de cargas laterales, estas tienen la forma del primer modo fundamental de vibración o de una distribución más sencilla, como son la rectangular, parabólica y triangular invertida, tal como se muestra en la siguiente figura (Moreno et al. 2010).

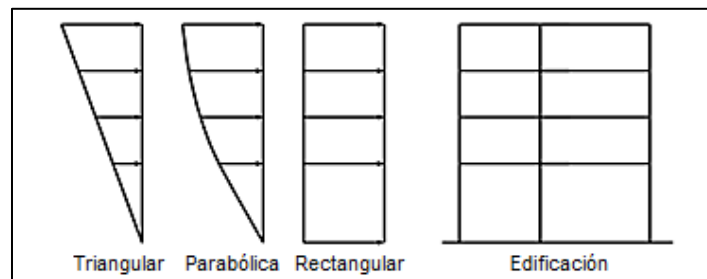


Figura 7.- Patrón de la distribución de las cargas laterales

La distribución a emplear afecta directamente a los resultados de la curva de capacidad. En la actualidad no existe una sola distribución aceptada, pero para nuestro caso de estudio emplearemos la distribución recomendada por la NEC-SE-DS. La norma nos indica que la distribución de fuerzas laterales se asemejan a una distribución lineal (triangular), similar al primer modo fundamental de vibración, pero dependiendo del periodo T_a del mismo. Las fuerzas laterales totales se distribuyen empleado las siguientes formulaciones (NEC-SE-DS 2015).

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (2.11)$$

Donde:

V : Cortante total en la base de la edificación.

V_x : Cortante total en el piso x de la edificación.

F_i : Fuerza aplicada en todo el piso i de la edificación.

F_x : Fuerza lateral aplicada en el piso x de la edificación.

n : Número de pisos de la edificación.

w_x : Peso asignado al piso x de la edificación, siendo una fracción de la carga reactiva W .

w_i : Peso asignado al piso i de la edificación, siendo una fracción de la carga reactiva W .

h_x : Altura del piso x de la edificación.

h_i : Altura del piso i de la edificación.

K : Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la edificación T .

El factor K está determinado por:

Valores de T (s)	K
$\leq 0,5$	1
$0,5 < T \leq 2,5$	$0,75 + 0,50T$
$> 2,5$	2

Tabla 1.- Valores del factor K . Fuente: NEC-SE-DS 2015

El cortante basal total de diseño, a cargas últimas viene definido por (NEC-SE-DS 2015).

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W \quad (2.12)$$

Donde:

$S_a(T_a)$: Espectro de diseño en aceleraciones

ϕ_p y ϕ_E : Coeficientes de configuración en planta y elevación

I : Coeficiente de importancia

R : Factor de reducción de resistencia sísmica

V : Cortante total en la base de la edificación

T_a : Periodo de vibración

W : Carga sísmica reactiva

2.5 Estimación del desempeño sísmico de estructuras esenciales

Lo ocurrido en los movimientos sísmicos pasados pone en evidencia las limitaciones del enfoque del código ecuatoriano de la construcción (NEC). La evaluación del desempeño sísmico no está dada de manera explícita en este código, ya que no conducen a un correcto control de daños. A continuación, se presentan los métodos de evaluación del espectro capacidad los cuales son recomendados por la NEC-SE-DS para verificar el nivel de desempeño de estructuras esenciales.

2.5.1 Métodos de análisis no lineales de espectro capacidad

Cuando se somete a la edificación a movimientos sísmicos, esta experimenta desplazamientos laterales y en consecuencia deformaciones en sus elementos. Para respuestas de desplazamientos bajos, las deformaciones en los elementos están en el rango elástico donde casi no ocurren daños en ellas, mientras que, para desplazamientos de mayor amplitud, las deformaciones se encuentran en el rango inelástico y la edificación

presenta daños severos (Safina 2003). La mejor estimación de la respuesta en general de la estructura (rango inelástico) y de la demanda de sus componentes estructurales se encuentra con los métodos de análisis no líneas simples. Existen varios métodos, pero para nuestro estudio empleáramos los siguientes: Método de espectro capacidad (Capacity Spectrum Method, CSM), ATC 40, 1996 y el método de linealización equivalente (Equivalent Linearization, EL), FEMA 440, 2005.

El ATC 40 es usado por ser muy intuitivo, ya que es normal pensar que cuando la capacidad y demanda máxima se igualan el sistema está en algún estado de equilibrio, que define el esperado punto desempeño de la edificación. Es también sencillo el uso intuitivo de los parámetros lineales equivalentes, ya que es razonable pensar que el periodo de la estructura se alargue conforme pierde rigidez y de igual manera que el comportamiento inelástico de la edificación produzca un aumento en el.

La cercanía a la realidad de los métodos fue originada empleando la rigidez secante como rigidez lineal efectiva junto con varias reglas para definir su amortiguamiento viscoso equivalente (ATC-40 1996). Tiempo atrás la dinámica no lineal ha demostrado que la rigidez secante no es un adecuado parámetro de rigidez lineal equivalente para definir la respuesta inelástica del sistema sujeto a movimientos sísmicos. El FEMA 440 re-examina el proceso de linealización equivalente implícito en el ATC 40, donde las técnicas de linealización están basadas en la suposición de que el máximo desplazamiento de un sistema de un grado de libertad no lineal puede ser estimado por la respuesta elástica de un oscilador con un periodo y amortiguamiento más grande que el original.

2.5.2 Método de espectro de capacidad ATC 40

Permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de la edificación, por medio de la intersección del espectro de demanda con el espectro de capacidad (Comartin et al. 2000) Los procedimientos usados para el método se resumen a continuación.

1. De la curva de capacidad “pushover” se transforma a un nuevo formato “ADRS” (Acceleration Displacement Response Spectra), la cual se conoce como espectro de capacidad en cual se representa la aceleración espectral (S_a), vs el desplazamiento espectral (S_d) (Figura 8).

Para esta conversión, cada punto ($V_{oi}, \Delta n_i$) de la curva de capacidad, corresponde un punto (S_{ai}, S_{di}) del espectro de capacidad, según:

$$S_{di} = \frac{\Delta n_i}{(\beta_1 \times \phi_{1,n})} \quad S_{ai} = \frac{V_{oi}}{\alpha_1} \quad (2.13)$$

Dónde:

α_1 : Masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración.

β_1 : Factor de partición asociado al modo fundamental.

$\emptyset_{1,n}$: Amplitud en el nivel n, de la forma de vibración del modo fundamental.

2. El espectro de respuesta se debe transformar a un formato “ADRS” que es el espectro de demanda igual que en el paso uno, donde el amortiguamiento debe ser ajustado en función de la capacidad de disipar energía tenga la edificación.

Para esta conversión, cada punto (Sa_i, T_i) del espectro de respuesta donde T_i es el periodo en segundos, corresponde un punto (Sa_i, Sd_i) del espectro de demanda, según:

$$Sd_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sa_i \times g \quad (2.14)$$

3. Superponiendo los espectros se puede observar el punto de intersección de las curvas, el cual es conocido como punto de desempeño, correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento.

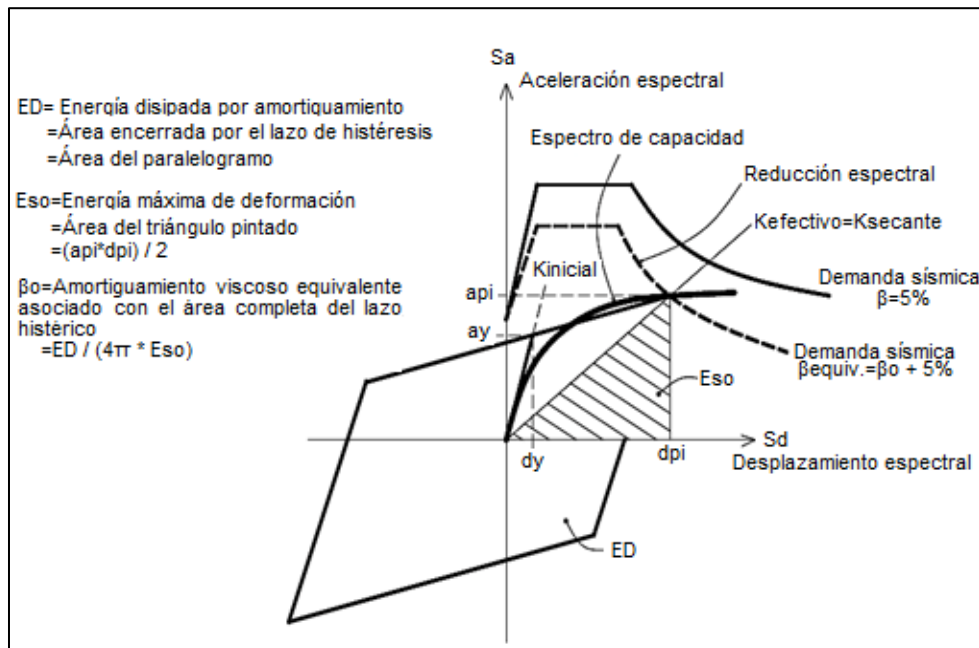


Figura 8.- Representación gráfica de la linealización equivalente en el método del espectro de capacidad según el ATC 40(1996). Fuente: FEMA 440,2005

2.5.3 Método de espectro capacidad FEMA 440 (Linealización Equivalente)

En este apartado se presenta un equivalente mejorado al método ATC 40, cuando se usa la linealización equivalente como parte de un procedimiento estático no lineal que modela la respuesta inelástica de la edificación con un oscilador de un sistema de un grado de libertad (SDOF). El objetivo es estimar la respuesta del desplazamiento del sistema no lineal con un sistema lineal “equivalente” que usa un eficaz periodo. La relación fuerza-deformación global mostrada en la Figura 9 para un oscilador SDOF en formato de

espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento (ADRS) se denomina curva de capacidad (FEMA 440 2005).

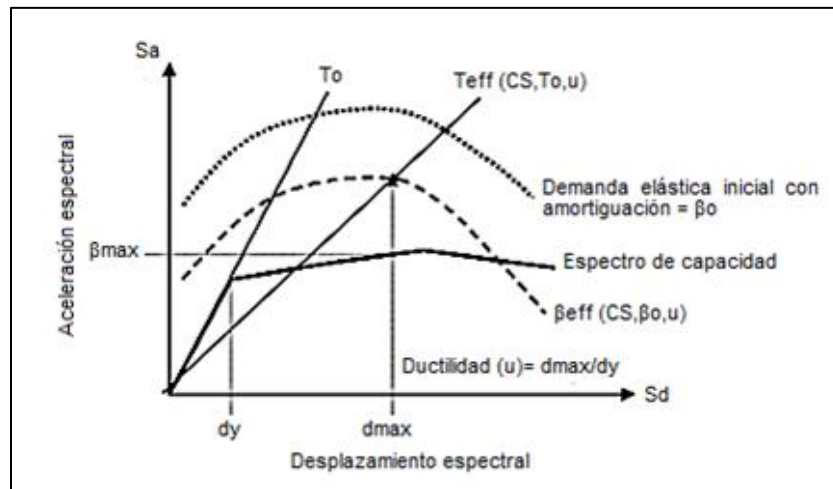


Figura 9.- Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS) con los parámetros de amortiguación y período efectivos de un sistema lineal equivalente, junto con una curva de capacidad. Fuente: FEMA 440 2005

2.6 Análisis dinámico no lineal (ADNL)

El análisis dinámico no lineal (ADNL) estudia la respuesta de la edificación a un movimiento generado por la aceleración sísmica donde a diferencia de un análisis dinámico lineal, se incorpora el comportamiento inelástico de los elementos estructurales por las leyes de histéresis avanzando hasta los límites últimos de su rango inelástico.

Para el presente caso de estudio se aplicará un ADNL en el plano (dos direcciones), el cual realiza una correcta evaluación por desempeño de la capacidad y demanda que se lleva a cabo mediante este tipo de análisis. El método proporciona la respuesta continua del sistema que se encuentra sometido a cargas sísmicas, pasando por la parte elástica, plástica hasta alcanzar el colapso de la edificación.

El análisis consiste en someter a la edificación a uno o varios registros sísmicos tiempo-historia de la zona de estudio, escalados a niveles de intensidad. Estos representan gráficamente los valores máximos de la respuesta vs la intensidad del registro sísmico (tiempo-historia) (Herrera et al. 2012). Los procedimientos que se contemplan en el análisis son descritos a continuación.

2.6.1 Procedimiento de análisis

a. Ecuación de equilibrio dinámico

La respuesta dinámica de la edificación utiliza la ecuación de movimiento descrita por un modelo de tres grados de libertad por piso. La ecuación de movimiento se puede deducir por el principio de D'Alembert de la siguiente forma:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t) \quad (2.15)$$

Dónde:

$u(t)$: Desplazamiento por piso.

M : Matriz de masa.

C : Matriz de amortiguamiento.

K : Matriz de rigidez.

$F(t)$: Fuerza sísmica.

b. Matriz de masa (M)

- **Matriz de masa concentrada**, este método supone que la masa de los elementos estructurales está concentrada en los extremos de los miembros, relacionando los 3 desplazamientos para cada concentración de masa.
- **Matriz de masa diagonal**, la cual difiere del modelo de masas concentradas al adicionar los grados de libertad rotacionales.
- **Masa consistente**, usando una masa cinemáticamente equivalente (Clough y Penzien 1993), donde las fuerzas de inercia están asociadas con todos los grados de libertad. Este modelo multiplica las aceleraciones nodales para obtener las fuerzas de inercia en cada paso de tiempo en el análisis.

Para nuestro trabajo se consideró la matriz de masa concentrada, ya que es la más adecuada para edificaciones aporticadas por la concentración real de su masa en puntos discretos. Se obtiene concentrando la totalidad de la masa en estos puntos (nodos), de tal manera que el resto de la estructura tiene solamente rigidez, pero no masa.

c. Matriz de amortiguamiento

El amortiguamiento es definido como la capacidad de un cuerpo de disipar energía cinética en otro tipo de energía. En general en el cálculo dinámico se adopta un modelo de amortiguamiento viscoso equivalente, el cual se destina a modelar las amplitudes de disipación de energía de deformación al límite elástico de la estructura general.

El modelo de amortiguamiento utilizado para el ADNL es el modelo de Rayleigh el cual es proporcional a la masa y a la rigidez restringida por los coeficientes α y β (rigidez inicial del sistema).

$$C = \alpha M + \beta K \quad (2.16)$$

Dónde:

C : Matriz de amortiguamiento

M y K : Matriz de masa y de rigidez respectivamente.

α y β : Los coeficientes para dar el amortiguamiento viscoso requerido a dos frecuencias distintas.

$$\alpha = \frac{2\omega_i\omega_j(\omega_i\lambda_j - \omega_j\lambda_i)}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \quad (2.17)$$

$$\beta = \frac{2(\omega_i\lambda_i - \omega_j\lambda_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \quad (2.18)$$

λ : Amortiguamiento para cada modo de vibración.

ω : Frecuencia natural de la estructura de los modos principales = $2\pi/T$.

T : El periodo natural de vibración amortiguada.

Nota: Es importante aclarar que se ha demostrado que existen altos niveles de amortiguamiento viscoso, en los primeros modos de vibración de una estructura (Chrisp 1980).

d. Matriz de rigidez (K)

En las estructuras de hormigón armado diseñadas con especificaciones de diseño sismorresistente, se espera que las fuerzas y desplazamientos sean superiores a las cargas estáticas equivalentes laterales, y se espera grandes deformaciones, por tanto, la estructura entra en el rango inelástico.

Para realizar estas predicciones del comportamiento no lineal se han creado modelos histeréticos de las diferentes regiones críticas de las estructuras. Las principales fuentes de deformación en estructuras de hormigón son la rotación por flexión, deformación de corte incluyendo el deslizamiento de corte y deslizamiento entre uniones. La combinación de estos mecanismos da como resultado el comportamiento de deformación histerética.

Para nuestro trabajo se empleará el modelo de histéresis de Takeda (Figura 10), el cual se ajusta mejor a la degradación de rigidez del hormigón armado. Consiste en una curva envolvente trilineal bajo cargas monotónicas, una para cada sentido de carga, con cambios de pendiente en los puntos de agrietamiento y de cedencia. El modelo está definido por los siguientes parámetros:

El factor α que controlan la rigidez de la rama de descarga.

El factor β que controla la rigidez de la recarga.

El factor de Ramberg-Osgood (r), que controla pérdida de rigidez después de la cedencia.

La rigidez inicial k igual a EI .

La rigidez de la rama de descarga.

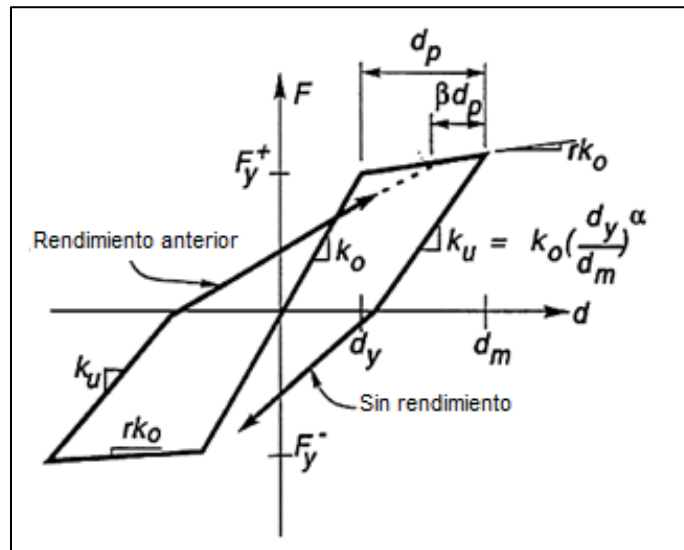


Figura 10.- Modelo de histéresis de Takeda Modificado. Fuente: Otani 1974

e. Métodos de integración para la ecuación dinámica de equilibrio

La ecuación dinámica del equilibrio puede ser resuelta empleando diferentes métodos, el programa SAP 2000 incluye los siguientes métodos de integración directa:

- a) Método de Newmark
- b) Método de Wilson
- c) Método de Collocation
- d) Método de Hilber-Huges-Taylor
- e) Método de Chung y Hulbet

Seleccionamos el método de Hilber-Huges-Taylor (también conocido como método α) es una extensión del método de Newmark, este método introduce un factor α que representa un amortiguamiento numérico controlado, manteniendo una convergencia cuadrática. Esta última característica hace que este método sea muy consistente para la integración de sistemas altamente no lineales (Valdebenito 2009). Se utiliza α igual 0 y si la convergencia no ocurre se toma α mayor o igual a 0,33.

2.6.2 Escalamiento de registros sísmicos

a. Sismicidad

La sismicidad de la ciudad de Cuenca hace referencia al año 1856, donde se produjo destrucción de algunas casas. A partir de esta fecha no han ocurrido sismos de intensidades considerables (solo existen registros de micro sismicidad), siendo el sismo

ocurrido en Girón en el año 1913 el más reciente y cercano, este presentó una intensidad entre 6.75 a 7.25 grados en la escala de Richter (Jiménez 2002).

b. Selección

Para análisis dinámicos tiempo-historia de acuerdo con el FEMA 356, se necesita al menos de 3 registros diferentes de aceleración de la zona de estudio (cada uno con dos componentes horizontales o, si se considera el movimiento vertical, dos componentes horizontales y un componente vertical). Los registros a ser usados para el análisis deben cumplir con requerimientos de amplitud y frecuencia para que sean representativos de la región.

Lo más recomendable es trabajar la modelación con acelerogramas reales para definir la acción sísmica, pero en vista de no disponer de registros sísmicos de gran intensidad para la zona de estudio o cercanos a ella. La NEC-SE-DS y el FEMA 356 recomiendan utilizar un conjunto de datos de tiempo-historia simulados con duración y contenido espectral equivalentes. Para nuestro trabajo se recurrió al uso de acelerogramas sintéticos en superficie, con amortiguamiento del 5%, $PGA = 0.25g$ y para suelo firme generados a partir del Sistema de fallas Girón (Jiménez 2002).

Un acelerograma sintético es un acelerograma artificial que se genera a partir de un modelo matemático y numérico. Estos acelerogramas deben ser estadísticamente compatibles con los que probablemente ocurrirán en la región de emplazamiento de las estructuras durante el lapso de tiempo considerado.

c. Escalamiento

Los espectros dependen del acelerograma y este a su vez depende de la magnitud del registro sísmico, tipo de suelo, fuente sísmica, entre otras variables, por lo que resulta complejo que un espectro (espectro de respuesta) sea parecido a un espectro objetivo (espectro de diseño) dentro de un determinado rango de periodos.

La forma de lograr que se asemejen los espectros dentro del rango de interés es mediante un escalamiento de sismos, La ASCE/SEI 7 (American Society of Civil Engineers), da recomendaciones para el escalamiento de sismos, siendo este un método conservador y el que se empleará en este trabajo. A continuación se detalla el procedimiento:

1. Se presentan todos los espectros de respuesta $A(T)$. Si el número de registros es mayor a 7 se obtiene un espectro de respuesta promedio, en caso contrario se toma el mayor de los espectros para que sea representativo (Figura 11).

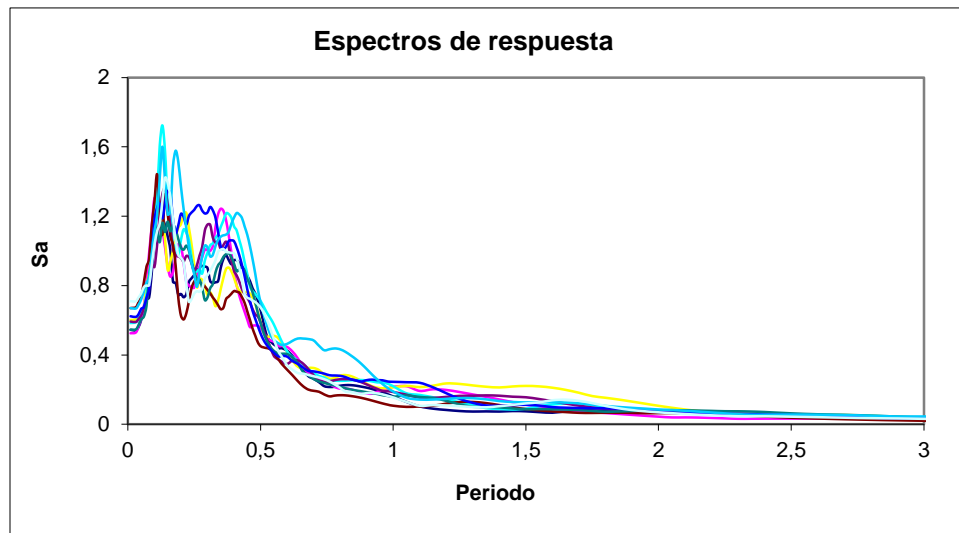


Figura 11.- Espectros de respuesta elástica de los sismos considerados y Espectro promedio. Fuente: Aguiar et al., 2016

2. Se compara el espectro de respuesta elástica promedio con el espectro de diseño elástico $\hat{A}(T)$, obtenido al aplicar la NEC-15 (Figura 12).

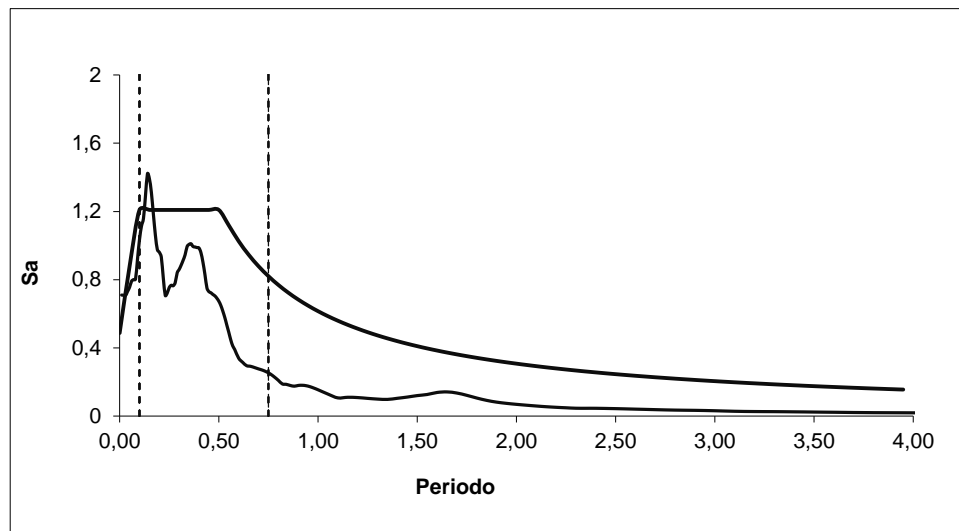


Figura 12.-Promedio de los espectros de respuesta elástica de los sismos considerados y espectro de la Norma Ecuatoriana NEC-15, expresados como una fracción de la gravedad. Fuente: Aguiar et al., 2016

Para un análisis en dos dimensiones en edificios simétricos de estructuras convencionales (sin aisladores sísmicos), el ASCE/SEI 7 indica que el espectro de respuesta promedio $A(T)$ debe ser mayor o igual al espectro de diseño $\hat{A}(T)$, pero no en todo el rango de periodos sino en el rango de interés que se encuentra entre $0,2 T$ a $1,5 T$; siendo T el periodo fundamental de vibración de la estructura.

El período corto ($0,2T$) está establecido para capturar la respuesta del modo más alto, y el período largo ($1,5T$) está establecido para permitir el alargamiento del mismo, que estará asociado con la respuesta inelástica.

3. En caso que el espectro de respuesta promedio $A(T)$ sea menor que el espectro de diseño $\hat{A}(T)$, los registros deberán ser escalados por los factores de escalamiento F_j y F_1 hasta cumplir dentro del rango.

El factor de escalamiento F_j se determina mediante la siguiente expresión que requiere un método numérico de aproximación:

$$\min F_j \|\log \hat{A} - \log(F_j x A)\| \quad (2.19)$$

Donde $\|\cdot\|$ es la norma Euclidiana.

Un procedimiento más específico para calcular el factor F_j , que se utilizará en este trabajo es el denominado “weighted average” en este caso se tiene:

$$E_j = \sum_{i=1}^4 w_i [\hat{A}(T_i) - F_j A(T_i)]^2 \quad (2.20)$$

Dónde:

T_i : Periodos seleccionados dentro del rango de interés.

w_i : Pesos que se asignan para los periodos T_i . La suma de estos pesos es la unidad.

Al desarrollar la minimización del error se llega a la siguiente expresión para calcular F_j :

$$F_j = \frac{\sum_{i=1}^4 w_i \hat{A}(T_i) * \sqrt{Ax^2(T_i) + Ay^2(T_i)}}{\sum_{i=1}^4 w_i * (Ax^2(T_i) + Ay^2(T_i))} \quad (2.21)$$

Si luego de emplear el factor F_j el espectro de respuesta promedio $A(T)$ es menor que el espectro de diseño $\hat{A}(T)$, se debe emplear el factor de escalamiento F_1 . Para determinar este factor, primero se determina la máxima diferencia normalizada (ε_{ASCE}) mediante la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{ASCE} = \max_{0,2T < T_i < 1,5T} \left(\frac{A(T) - \hat{A}_{escalado}}{A(T)} \right) \quad (2.22)$$

Dónde:

$\hat{A}_{escalado}$: Espectro de respuesta promedio escalado por el factor F_j .

Luego se aplica la siguiente ecuación:

$$F1 = (1 - \varepsilon_{ASCE})^{-1} \quad (2.23)$$

Estos factores de escalamiento aseguran que el valor de espectro de respuesta promedio sea mayor al espectro de diseño sin afectar la frecuencia del registro dentro del rango de interés, como se muestra en la siguiente figura.

Para estructuras con periodos cortos el escalamiento de sismos mediante el ASCE/SEI 7 proyecta factores de escalamiento $F1$ altos, en cambio para estructuras con periodos altos el escalamiento de sismos da buenos resultados, siendo los valores de aceleraciones cercanas a las del espectro objetivo.

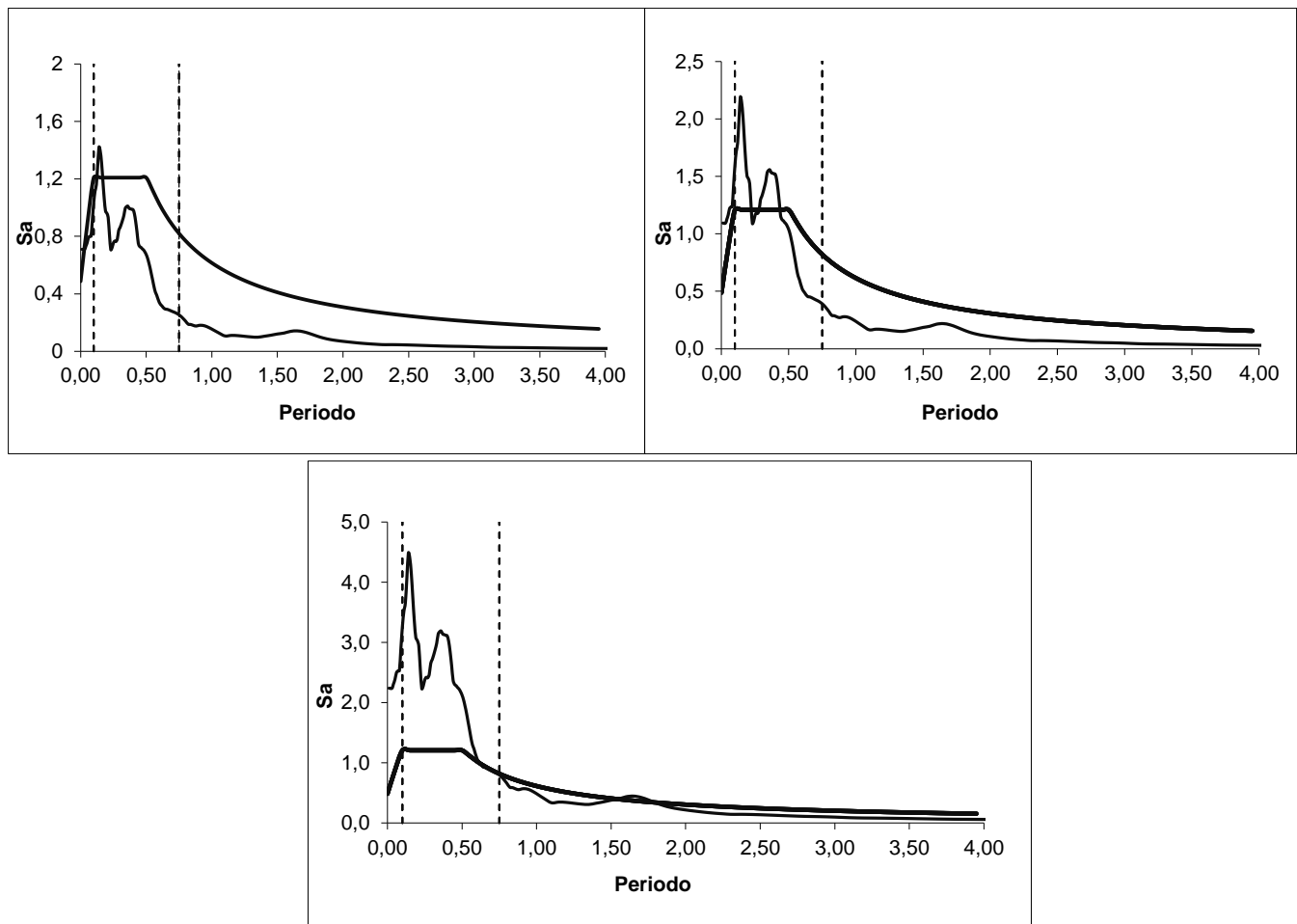


Figura 13.- Escalamiento de registros sísmicos de estudio al espectro con el sismo de diseño. A la izquierda se indica el espectro a escalar y el objetivo; a la derecha el espectro objetivo y el espectro escalado multiplicado por F_j y a abajo el espectro escalado multiplicado por F_j y $F1$. Fuente: Aguiar et al. 2016

Los espectros empleados para realizar el trabajo se encuentran desarrollados en el capítulo 3 apartado 3.2.7 donde se encuentran las figuras con los valores de escalamiento.

Nota: Si se considera el análisis de una estructura en tres dimensiones, se obtienen los espectros SRSS (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados), escalando cada par de



registros sísmicos, siendo similares a los encontrados escalando cada registro sísmico por separado.

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA

Se realiza un análisis estático no lineal (AENL) “pushover” en dos dimensiones de la estructura, debido a que se tiene en cuenta la simetría de la misma; después se obtendrá el punto de desempeño mediante los métodos ACT 40 (Capacity Spectrum) y FEMA 440 (Equivalent Linearization); luego se realiza el análisis dinámico no lineal (ADNL) y finalmente se efectúa una comparación entre los métodos empleados. Los procedimientos utilizados se resumen en los pasos siguientes:

1. Modelación del edificio.
2. Criterios de diseño.
3. Realización de AENL en el programa de análisis estructural SAP 2000.
4. Obtención del punto desempeño mediante los métodos de espectro capacidad ATC 40 (Spectrum Capacity) y FEMA 440 (Equivalent Linearization) en el programa de análisis estructural SAP 2000.
5. Realización de ADNL empleando el registro sísmico sintético escalado con respecto al espectro de la NEC en el programa de análisis estructural SAP 2000.
6. Creación de metodología para realizar los análisis descritos anteriormente en el programa de análisis estructural SAP 2000.
7. Obtención y comparación de los desplazamientos máximos en la edificación en la dirección de análisis mediante el ADNL y los métodos ATC 40 y FEMA 440.

3.1 Modelación de la edificación

Para realizar la modelación de una edificación representativa para la ciudad de Cuenca, se consideraron los patrones de diseño de los edificios aporticados de hormigón armado de la ciudad recogidos de la Tesis de “Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la

ciudad de Cuenca mediante técnicas de simulación” del Ing. Juan Jiménez en el año 2002. Esta información fue basada en el análisis de planos estructurales, entrevistas y/o encuestas a ingenieros de la ciudad (Figura A1).

3.1.1 Dimensiones globales

a. Número de vanos

Para el trabajo se consideró un pórtico de tres y dos vanos en las direcciones X y Y respectivamente. Debido a la simetría de las luces se considera un solo análisis en el sentido más desfavorable Y, que presenta menor rigidez y menor capacidad de carga.

b. Longitudes de los vanos

Existe una relación de aspecto de 0.8 a 1 entre la longitud del vano en la dirección mayor con la dirección menor. Para nuestro trabajo se consideró la segunda longitud más frecuente en la dirección mayor de 5.50 m como se muestra en la siguiente figura. Para la dirección menor se tomó la relación de 1, es decir una longitud de 5.50 m.

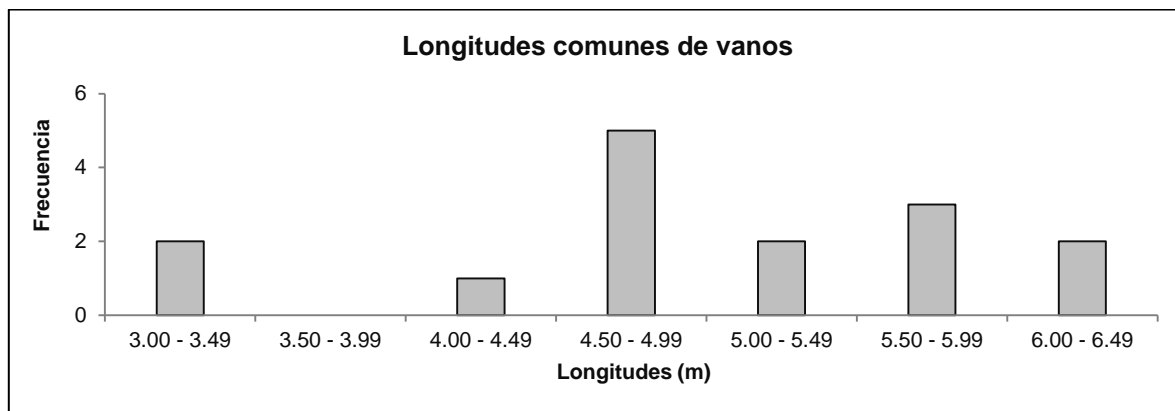


Figura 14.- Frecuencia de longitudes de vanos. Fuente: Jiménez, 2002

c. Altura de las columnas

La altura de las columnas tenía una distinción dependiendo del piso, así para las columnas del primer piso su altura era mayor a la de los pisos siguientes. Para nuestro trabajo se consideró la altura más frecuente del primer piso de 3.00 m como se muestra en la siguiente figura, con el fin de estandarizar el diseño se considera la misma altura para el resto de pisos de la edificación.

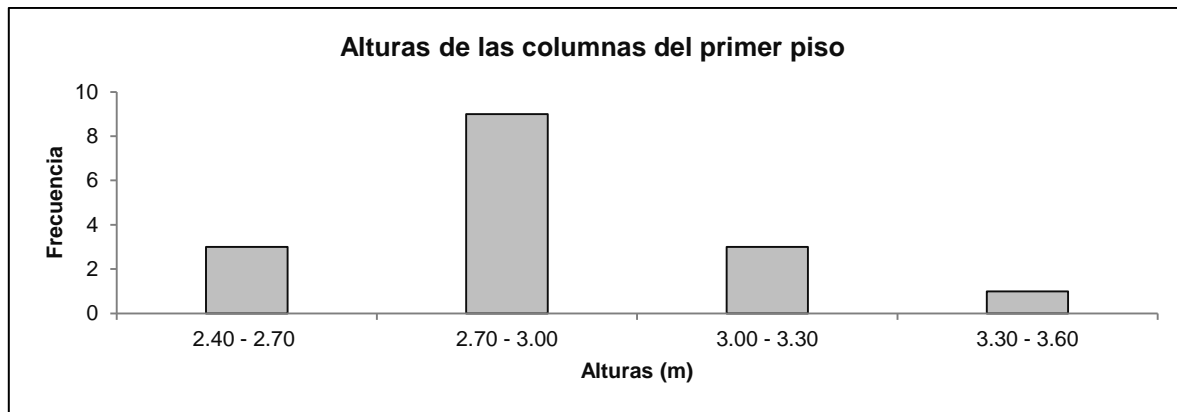


Figura 15.- Alturas de las columnas. Fuente: Jiménez, 2002

d. Espesores de losas

Jiménez señala que “lucos que varían entre 3.5 m y 6 m, los espesores de losa fluctúan entre 20 y 30 cm”. Para nuestro análisis se consideró el espesor más frecuente de 25 cm como se muestra en la siguiente figura. Es generalizado, además, el uso de módulos de alivianamiento de 40 x 40 cm y una capa superior continua de 5 cm.

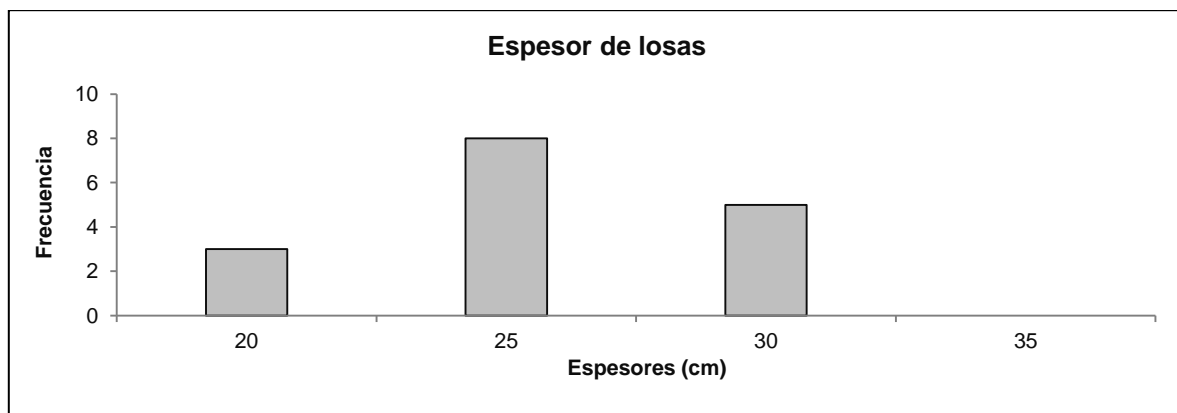


Figura 16.- Espesor de las losas Fuente: Jiménez 2002

3.1.2 Dimensiones y armado de elementos estructurales

a. Viga

i. Dimensiones

Para edificios aporticados según entrevistas a ingenieros se obtuvo que el peralte varía entre un doceavo y un catorceavo de la luz. Los anchos, por lo regular, son iguales o poco menores a los anchos de las columnas (Jiménez 2002). Para nuestro trabajo no replicaremos estas propiedades, ya que tratamos de conseguir las condiciones más desfavorables de las construcciones pasadas, por tanto se considera una base y altura de 25 cm.

ii. Refuerzo longitudinal

No se tienen datos de refuerzo para miembros aporticados, así que se ha tomado de referencia los armados más comunes que se presentan en las vigas perdidas como se muestra en las Figuras 17 y 18. Cabe recalcar que no existen diferencias destacables entre vigas interiores y vigas exteriores, en términos de dimensiones y cuantías. Para el trabajo se consideró el rango de cuantías más frecuentes entre 0.50 a 0.79 % tanto para refuerzo negativo como positivo, se trabajará con una cuantía de 0.50 %.

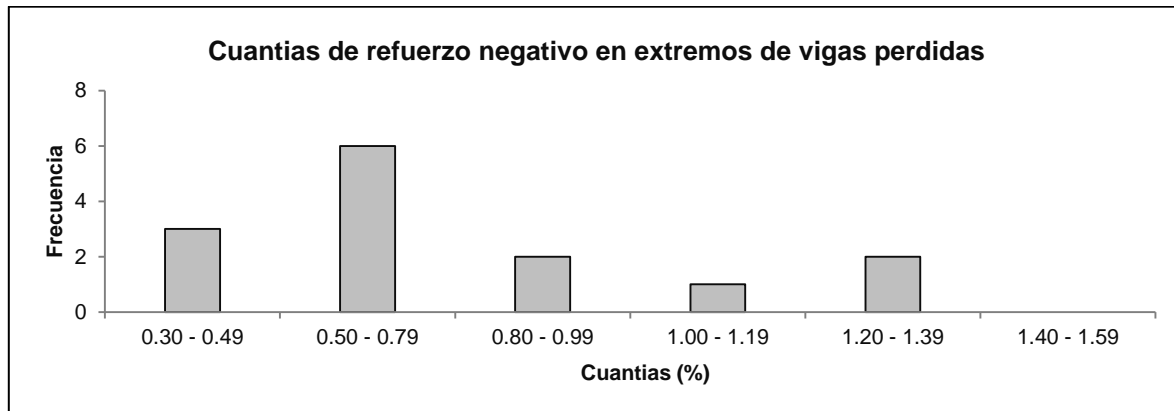


Figura 17.- Cuantías de refuerzo longitudinal negativo en vigas interiores. Fuente: Jiménez 2002

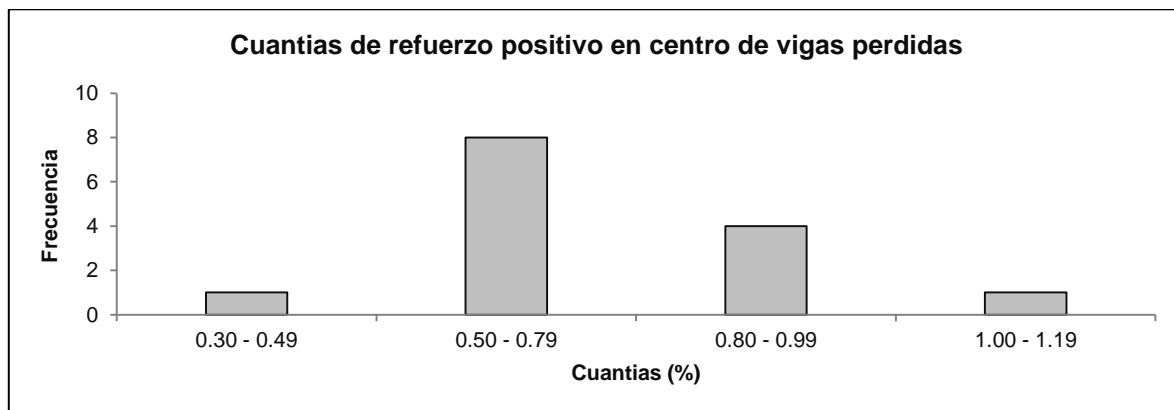


Figura 18.- Cuantías de refuerzo longitudinal positivo en vigas interiores. Fuente: Jiménez, 2002

iii. Refuerzo transversal

Para el trabajo se escogió una separación de 10 cm para el centro y extremos de la viga, considerando el patrón de armado más frecuente de separación en los extremos y centro respectivamente como se muestra en la Figura 19. El diámetro de varilla que se utiliza con mayor frecuencia es de 8 mm, por cuál será el empleado en el trabajo, donde se trata de cumplir con la hipótesis que no existe daño a corte en elementos estructurales.

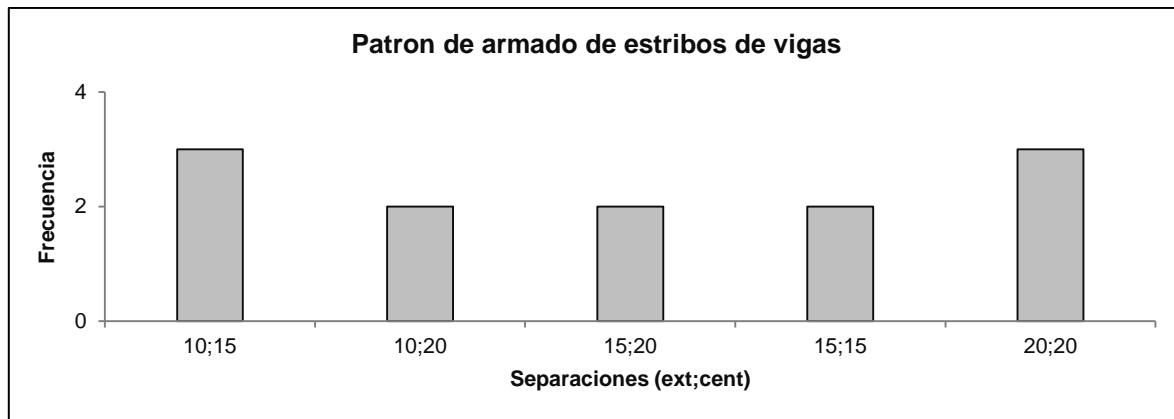


Figura 19.- Patrón de armado de estribos de vigas. Fuente: Jiménez, 2002

iv. Diseño

Se diseñan las vigas de 25 x 25 cm para todo el edificio (interiores y exteriores), las cuantías del armado longitudinal que se presentan en la Figura 20 son del 0.50 % tanto para refuerzo positivo como negativo y se encuentran dentro del rango antes previsto con el empleo de cuatro varillas de 14 mm. El refuerzo transversal emplea una varilla de 8 mm con una separación de 10 cm, para tratar de cumplir con la suposición que no se presentaran fallas a corte.

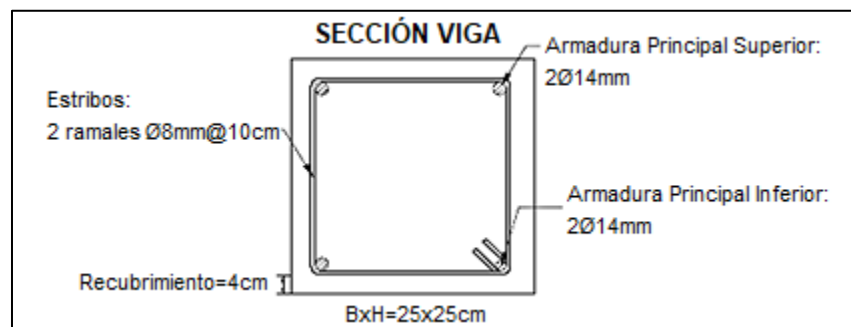


Figura 20.- Sección transversal de la viga

b. Columna

i. Dimensiones

Se señala que las columnas preferentemente son de sección cuadrada, cuyos anchos varían en función del piso en que se encuentren como se indica en la siguiente tabla. Para nuestro trabajo se consideró una columna cuadrada de ancho de 35 cm, dado que el edificio cuenta con 4 pisos. Considerando un solo ancho de columna para la planta baja como para los pisos siguientes.

# Pisos	Lado (m)
3	30-40
4	35-45

5	40-50
6	45-55
7	55-70
8	60-75

Tabla 2.- Número de pisos vs dimensiones de columna en planta baja. Fuente: Jiménez 2002

ii. Refuerzo Longitudinal

Para el trabajo se consideró la cuantía entre 0.80 a 1.20 % que es la segunda más común, ya que tratamos de conseguir las condiciones más desfavorables de las construcciones pasadas. Además, se observó que no es una práctica común variar cuantías en pisos superiores, ni en columnas interiores ni exteriores.

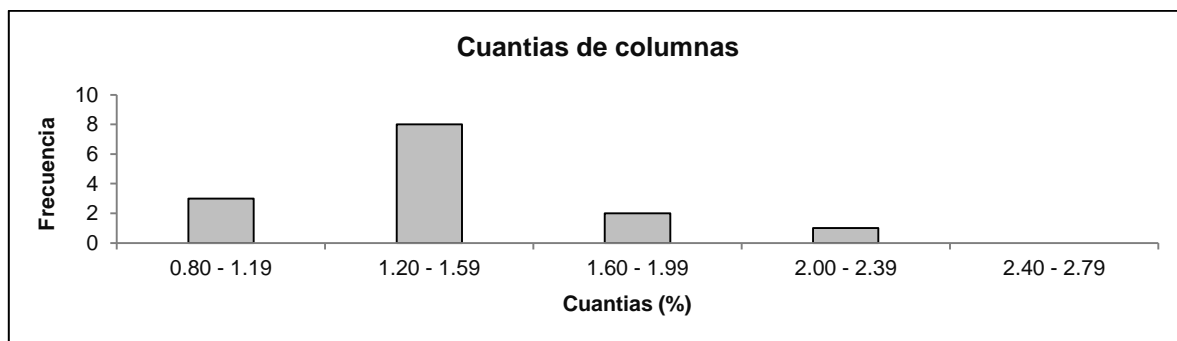


Figura 21.- Cuantías comunes en las columnas. Fuente: Jiménez, 2002

iii. Refuerzo transversal

Para el trabajo se escogió una separación de 10 cm para el centro y extremos de la columna, considerando el patrón de armado más frecuente de separación en los extremos y centro respectivamente como se muestra en la Figura 22. Se optara por una varilla de 8 mm para el refuerzo a cortante como ya se mencionó para las vigas.

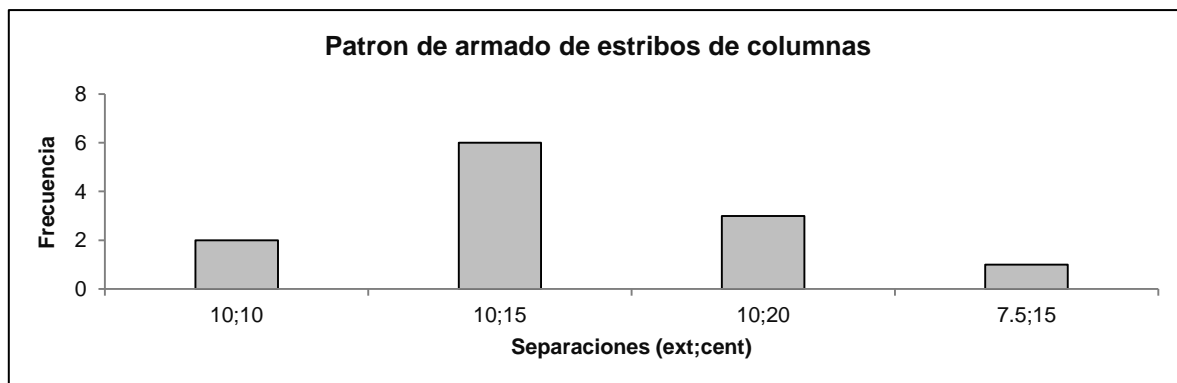


Figura 22.- Patrón de armado de columnas. Fuente: Jiménez, 2002

iv. Diseño

Se diseñan las columnas de 35 x 35 cm para todo el edificio (interiores y exteriores), las cuantías del armado longitudinal que se presentan en la Figura 23 son de 1.01% y se

encuentran dentro del rango antes previsto con el empleo de ocho varillas de 14 mm. El refuerzo transversal emplea una varilla de 8 mm con una separación de 10 cm, para tratar de cumplir con la suposición que no se presentaran fallas a corte.

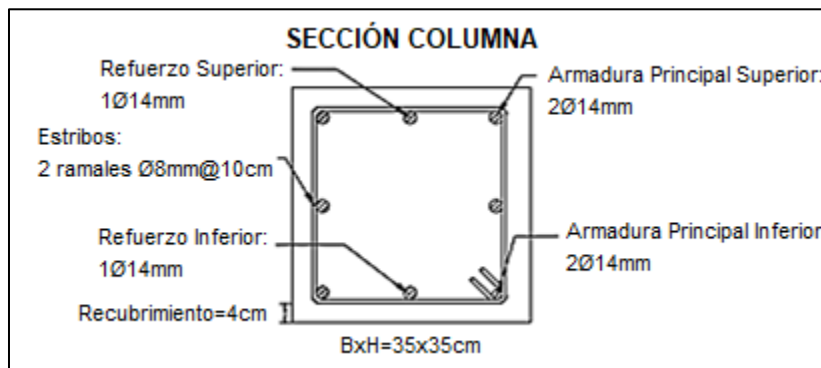


Figura 23.- Sección transversal de la columna

3.1.3 Materiales

a. Hormigón

Se empleará un hormigón no estructural ($f'c < 210 \text{ kg/cm}^2$), para todos los elementos estructurales de $f'c$ de 160 kg/cm^2 (Tabla A2) dado que es la resistencia que tenían los hormigones en algunas de las construcciones precarias del pasado que han sido evaluadas en la actualidad.

b. Acero

Se empleará un acero de refuerzo de fluencia F_y de 2800 kg/cm^2 que es la resistencia común de aceros empleados en el pasado (Tabla A3).

3.2 Criterios de diseño

3.2.1 Categorización

La estructura a analizar se clasifica como una edificación esencial, es decir estructuras que no pueden cesar sus funciones luego de un evento sísmico por la ayuda que estas estructuras prestan a los damnificados en casos de emergencia, sobre todo cuando el fenómeno natural ha causado el colapso de otras edificaciones con heridos, muertos y refugiados. Como se indica en la Tabla 3, el uso de estas estructuras pueden ser: hospitales, centros de salud, centros educativos, destacamentos de policía, edificios de bomberos, centros de telecomunicaciones, etc. La categorización de la estructura determina un coeficiente de importancia (I), el propósito de este factor es incrementar la magnitud del Espectro de Diseño Elástico en Aceleraciones. Por lo tanto para nuestro trabajo el valor del coeficiente de importancia tomado será de 1.5.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
-----------	------------------------------------	-----------------

Edificaciones especiales	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que alberguen equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que alberguen depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o depósitos que alberguen más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieran operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no califiquen dentro de las categorías anteriores	1,0

Tabla 3.- Factor I para tipo de uso, destino e importancia. Fuente: NEC 2015

La clasificación también determina una categoría de diseño sísmico, de acuerdo con el reglamento general de la construcción, o bien como lo define la autoridad competente con jurisdicción en zonas donde no existe un reglamento de construcción legalmente oficializado. Esta categoría indica el grado de exigencia al momento de aplicar el código ACI 318S-14 como se muestran en la siguiente tabla.

Categoría de diseño sísmico	Denominación	Debe cumplir en ACI 318 (capítulos)
A	Ordinario	1 a 17 y 19 a 26
B	Ordinario	1 a 17, 19 a 26 y 18.2.2
C	Intermedio	1 a 17, 19 a 26 y 18.2.3
D, E, F	Especial	1 a 17, 19 a 26, 18.2.2 a 18.2.8, 18,12 y 18.14

Tabla 4.- Categorías de diseño. Fuente: ACI 318S 2014

3.2.2 Zona de estudio

La edificación a analizar se considera ubicada en el centro histórico de la ciudad de Cuenca, esta consideración se realiza consecuentemente con la información de los edificios de hormigón armado con sistema aporricado (Jiménez 2002). Además por la disponibilidad de la información de registros sísmicos (sismos sintéticos) proporcionados por la red sísmica del Austro.

a. Zona sísmica

Ecuador se encuentra dividido en 6 zonas según la peligrosidad sísmica esperada. Cada zona tiene asignado un valor de factor de zona (Z) que se puede encontrar en el mapa de zonificación (Figura 24) o en el apéndice 10.3 de la NEC–SE–DS.

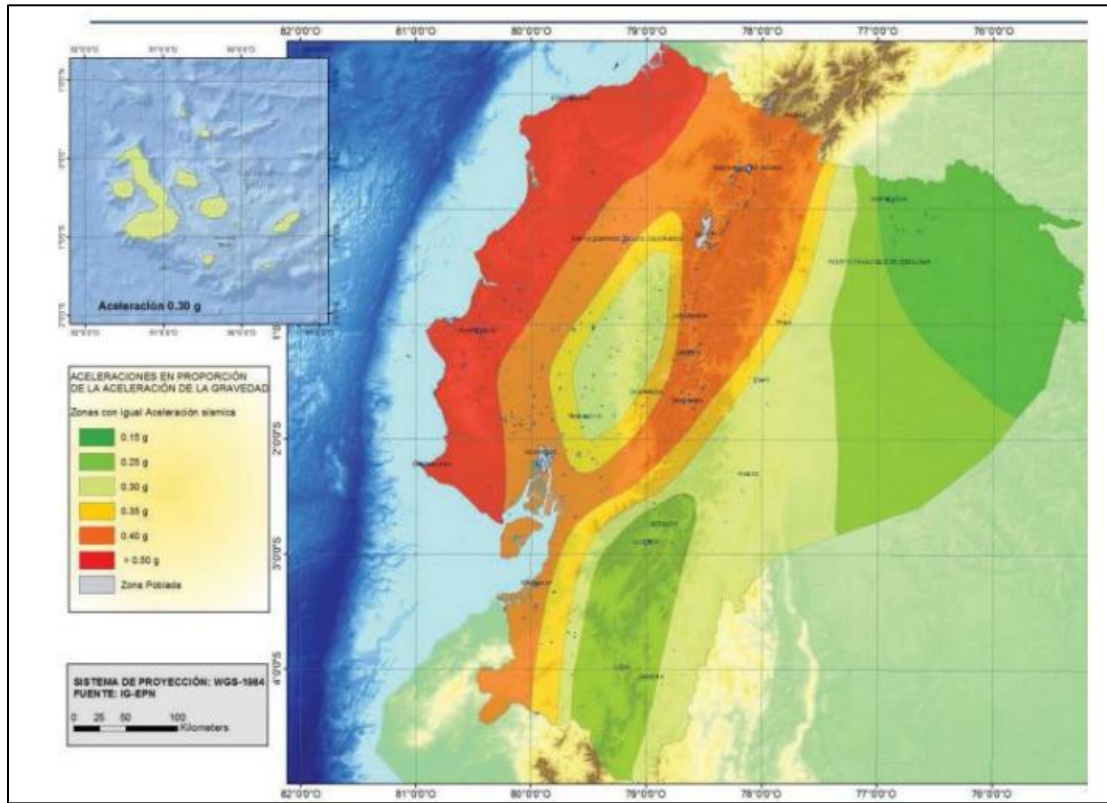


Figura 24.- Zonificación sísmica del Ecuador. Fuente: NEC 2015

El factor de zona (Z) define la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño y se encuentra expresado como función de la aceleración de la gravedad. A cada zona le corresponde un valor Z como se indica en la Tabla 5. Siendo para este factor de 0.25g para la ciudad de Cuenca.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,4	≥ 0,50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 5.- Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. Fuente: NEC 2015

Nota: Los valores de la zonificación sísmica para el diseño provienen del resultado del estudio de peligro sísmico con un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años).

b. Curvas de peligro sísmico

Para el diseño de edificaciones esenciales es necesario emplear diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño que se muestra en la Tabla 6.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en años	Periodo de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.00040

Tabla 6.- Niveles de amenaza sísmica. Fuente: NEC 2015

Para definir los niveles de aceleración sísmica esperada en roca, la NEC proporciona curvas de peligro sísmico probabilística, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica en el terreno (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. Además se incluye las curvas de aceleraciones máximas espectrales para periodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5 y 1.0 segundos, como se muestra en la siguiente figura.

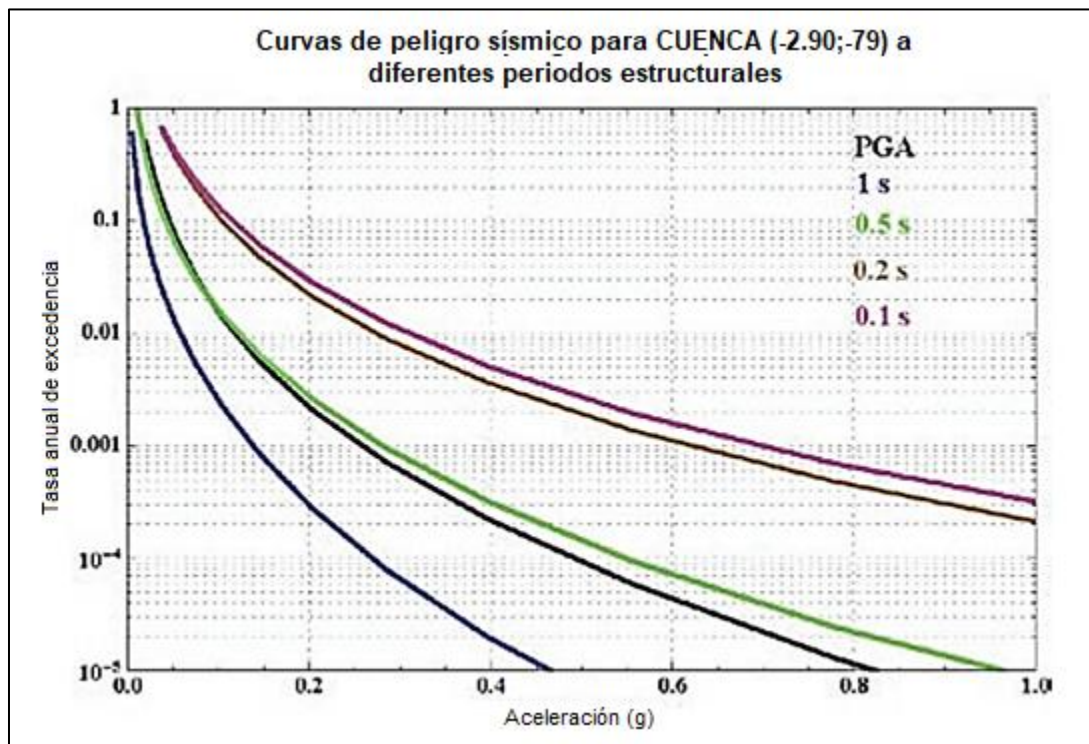


Figura 25.- Curva de peligro sísmico para la ciudad de Cuenca. Fuente: NEC 2015

Una vez determinado el periodo estructural de la edificación de $T=0.76$ segundos, interpolamos una curva con el valor T entre las curvas de 0.5 y 1.0 segundos (Figura 25). Para determinar los valores de PGA primero se necesita conocer el desempeño a cumplir por la edificación, dado que esta se clasifica como una estructura esencial, se deberá

verificar un correcto desempeño sísmico para el de nivel de limitación de daño (nivel de seguridad de vida) y nivel de prevención de colapso (no colapso). Por lo tanto el espectro de diseño se ajustará para un movimiento sísmico de 475 años y 2500 años de período de retorno con una probabilidad de excedencia de 10% y 2%, y una tasa anual de excedencia de 0.00211 y 0.00040 respectivamente; de esta manera se determinó los valores de PGA, como se indica en la Tabla 7.

Sismo	Probabilidad de excedencia en años	Periodo de retorno Tr	Tasa anual de excedencia	PGA (Z)
Raro (severo)	10%	475 años	0.00211	0.16
Muy raro (extremo)	2%	2500 años	0.0004	0.25

Tabla 7.- Niveles de amenaza sísmica para un periodo estructural de 0.756 segundos

Como se puede observar en la tabla, para un sismo severo se obtiene un PGA de 0.16g y para un sismo extremo se obtiene un PGA de 0.25g, estos valores serán usados para verificar los niveles de desempeño de seguridad de vida y de prevención de colapso respectivamente. Además, estos valores serán empleados para la elaboración del espectro de diseño elástico de aceleraciones como se indicará más adelante en el apartado 3.2.4.

Para el trabajo se analizará únicamente el nivel de desempeño de prevención de colapso, dado que los registros sísmicos sintéticos han sido generados para valores de PGA de 0.05g, 0.10g, 0.20g, 0.25g y 0.30g. Esta falta de información hace imposible que se pueda comprobar el nivel de desempeño de seguridad de vida, lo cual hace que la evaluación mediante el análisis dinámico no lineal (ADNL) quede incompleta en el trabajo.

3.2.3 Tipo de suelo

El tipo de suelo se encuentra definido en 6 categorías designadas desde la letra A hasta F. Para suelos tipo A-E se clasifican correspondientemente a los 30 m superiores de suelo y para suelos tipo F se requiere una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotécnico, además la profundidad puede ser mayor a 30 m. Los suelos pueden variar en su composición desde roca competente hasta arcillas de alta plasticidad. (Tabla 8). El tipo de perfil de la zona de estudio se encuentra clasificado como tipo C.

Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} \geq V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} \geq V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterio	$N \geq 50$ $S_u \geq 100$ kPa

D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$380 \text{ m/s} \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N > 15,0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfiles que cumplan el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20, w \geq 40\%,$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista.	

Tabla 8.- Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente: NEC 2015

3.2.4 Espectro de diseño

Seleccionado el factor Z y tipo de perfil de suelo, se determina los parámetros para el espectro de diseño elástico en aceleraciones de acuerdo a la NEC-SE-DS, como se indica en la siguiente tabla.

Descripción	Valor	Referencia (NEC-SE-DS, 2015)
Fa	1,30	Tabla 3
Fd	1,28	Tabla 4
Fs	0,94	Tabla 5
η	2,48	Provincias Sierra pág. 34
r	1	Suelo tipo C pág. 34
R	8	Tabla 15
\emptyset_p	1	Tabla 11
\emptyset_g	1	Tabla 11

Tabla 9.- Parámetros para definir el espectro de diseño elástico en aceleraciones. Fuente: NEC 2015

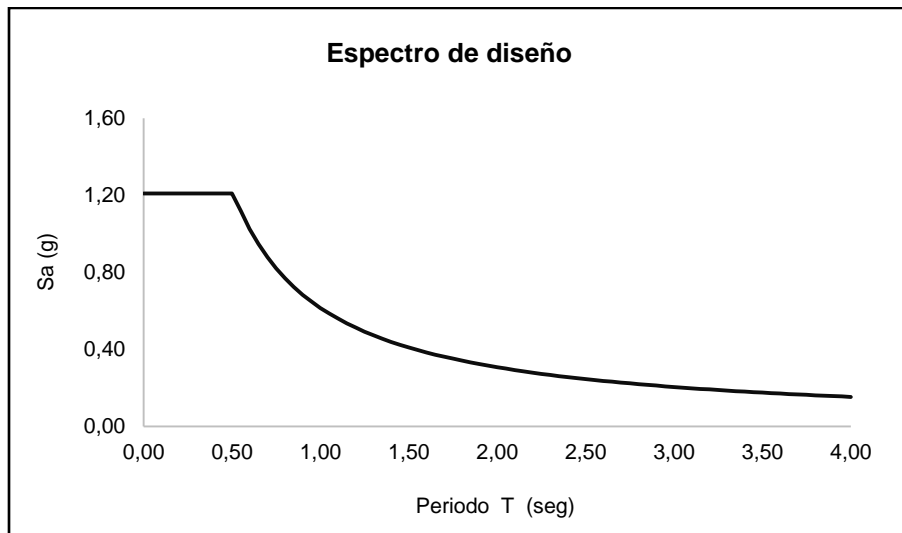


Figura 26.- Espectro de diseño elástico en aceleraciones, para el sector Universidad de Cuenca

3.2.5 Curvas esfuerzo deformación

A continuación se presentan las figuras de las curvas de esfuerzo deformación para las secciones y materiales descritos en este capítulo.

Para el acero de refuerzo ($F_y=2800 \text{ kg/cm}^2$) se usa el modelo de Park y Paulay con una deformación unitaria donde comienza el endurecimiento de 0.002 y una deformación unitaria ultima de 0.06 como lo especifica la NEC-SE-DS.

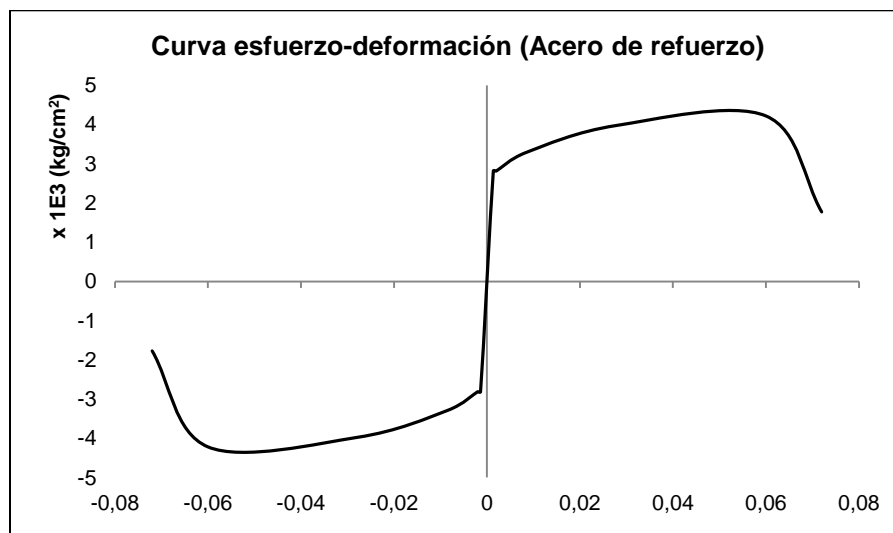


Figura 27.- Modelo de Park y Paulay para acero de refuerzo empleado

Para las vigas de hormigón armado descritas en este capítulo (considerando las dimensiones y refuerzo que contiene este) se usó el modelo de Mander con una deformación unitaria de 0.003 cuando se somete al esfuerzo de f'_c (160 kg/cm^2) y una deformación unitaria ultima de 0.004 como lo especifica la NEC-SE-DS.

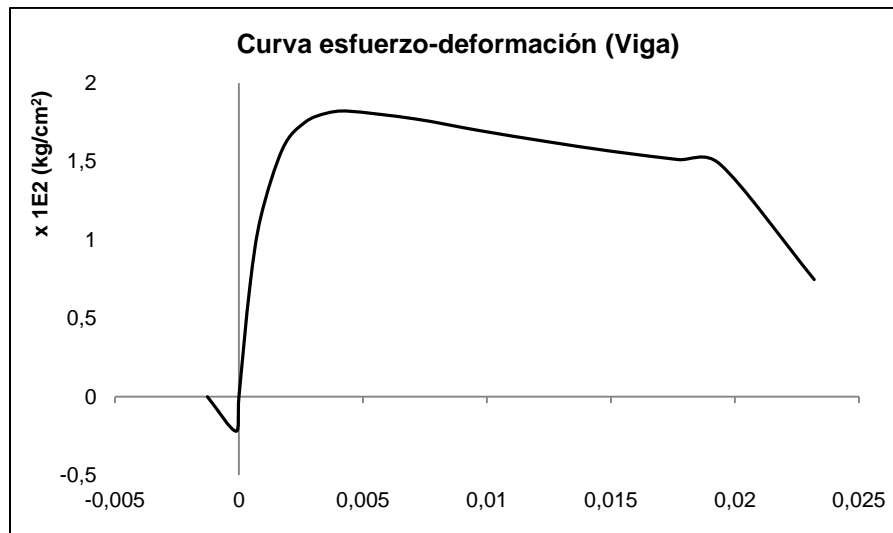


Figura 28.- Modelo Mander para la viga de hormigón reforzado

Para las columnas de hormigón armado descritas en este capítulo y teniendo las mismas consideraciones que para las vigas (deformaciones según criterios de la NEC), se usó el modelo de Mander.

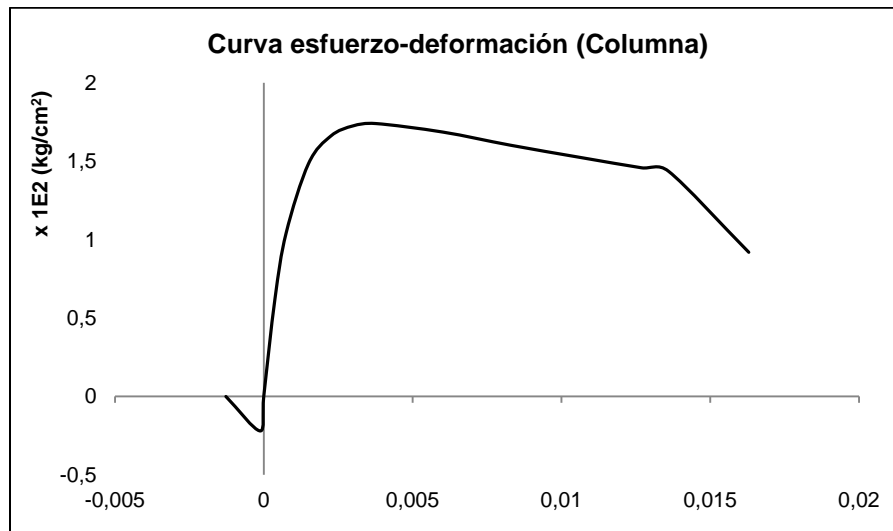


Figura 29.- Modelo Mander para la columna de hormigón reforzado

3.2.6 Rótula plástica

Como se menciona en el capítulo 2, la rótula plástica es uno de los parámetros más importantes al momento de realizar los análisis no lineales (AENL y ADNL). A continuación se describe el momento curvatura que se emplearán en las rótulas plásticas (Figura D1), el cual está definido por la norma ASCE/SEI 41.

El ASCE/SE 41 proporciona tablas que ayudan a obtener de forma fácil las relaciones del momento rotación, las cuales están basadas en un respaldo teórico y experimental. Mediante estas relaciones se halla el momento curvatura ($M - \phi$), con el cual se

encuentra la rigidez de una sección de acuerdo al estado de daño de la misma. A continuación se presenta una figura donde se encuentran las relaciones del $M - \phi$ para el modelo con tres zonas: 1) Zona elástica, 2) Zona Post fluencia (Plástica) y 3) La zona residual, y el grafico con la nomenclatura ASCE/SE 41 para hallar las relaciones momento rotación.

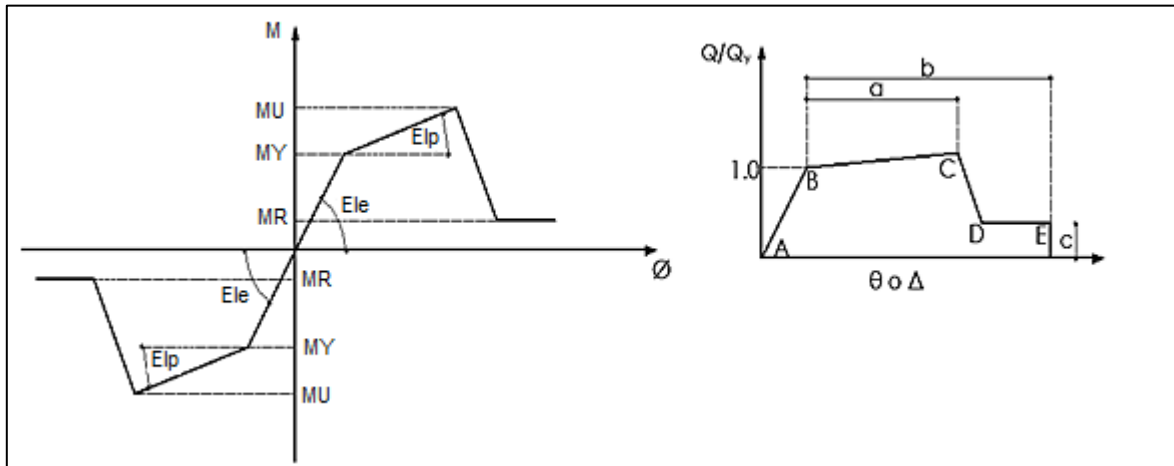


Figura 30.- Relaciones momento curvatura y modelo del ASCE/SE 41. Fuente: Aguiar et al, 2015

En el Figura 30 (Izquierda) el momento actuante se puede encontrar en las tres zonas de trabajo antes descritas, para la zona 1 la rigidez a flexión se puede calcular de la expresión EI_g , donde E es el módulo de elasticidad del material y I_g la inercia bruta de la sección transversal, en esta zona no se utiliza el ASCE/SE 41. Para la zona 2 la rigidez a flexión es EI_e , en donde para calcular I_e se necesita la propuesta ASCE/SE 41.

En la Figura 30 (Derecha) se encuentra las relaciones momento rotación propuestas por el ASCE/SE 41. En el eje X se encuentra el giro (θ) o desplazamiento (Δ) y en el eje Y se encuentra la relación Q/Q_y que para en caso de flexión es M/M_y . Lo llamativo de esto es que el punto B siempre es igual a 1, de tal forma que el momento es el de fluencia M_y , que está asociado a la rotación Q_y .

El punto C (Figura 30, derecha) se halla mediante el punto Y que a la vez se encuentra a través del punto M_y, ϕ_y (Figura 30, izquierda). Esto mediante la variable "a", dada por el ASCE/SE 41; de forma parecida se encuentran las diferentes variables necesarias. Un punto importante en el hormigón es el punto U, el cual está asociado a la deformación última del hormigón (0.003 – 0.004).

Todas las variables a, b, c para formar el diagrama momento rotación se encuentran en el ASCE/SE 41 para elementos de hormigón armado y acero. A continuación se muestra la tabla para vigas de hormigón armado, donde las variables no definidas son: $\rho, \rho', \rho_b, V, bw, d, f'c$ que son la cuantía del acero a tracción, a compresión, cuantía balanceada, cortante, ancho, altura efectiva y la resistencia del hormigón respectivamente.

i. Vigas controladas por flexión			a	b	c
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo Transversal	$\frac{v}{B_w d \sqrt{f'_c}}$			
$\leq 0,0$	Confinado	≤ 3	0,025	0,05	0,2
$\leq 0,0$	Confinado	≥ 6	0,02	0,04	0,2
$\geq 0,5$	Confinado	≤ 3	0,02	0,04	0,2
$\geq 0,5$	Confinado	≥ 6	0,015	0,02	0,2
$\leq 0,0$	No Confinado	≤ 3	0,02	0,03	0,2
$\leq 0,0$	No Confinado	≥ 6	0,01	0,015	0,2
$\geq 0,5$	No Confinado	≤ 3	0,01	0,015	0,2
$\geq 0,5$	No Confinado	≥ 6	0,005	0,01	0,2
ii. Vigas controladas por corte					
Espaciamiento de estribos $\leq d/2$			0,0030	0,02	0,2
Espaciamiento de estribos $> d/2$			0,0030	0,01	0,2

Tabla 10.- Modelación de parámetros y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales - Vigas de hormigón armado. Fuente: ASCE/SE 41

Todos los modelos que se emplearan más adelante en las rótulas plásticas hacen referencia al ASCE/SE 41, ya que es una gran ventaja contar con todas sus tablas para hallar las relaciones momento rotación, en forma sencilla. Se debe tener en cuenta que el modelo ASCE/SE 41 (Figura 30, derecha) la sección tiene ductilidad por curvatura (el punto C se encuentra a la derecha del punto B), pero si la viga no tiene ductilidad debido a que la cuantía de acero atracción es igual o similar a la balanceada no va existir el punto C (Marín 1975). Se recomienda tener en cuenta esta advertencia y no trabajar con los valores límites que dan las tablas, ya que esto podría reflejar resultados equivocados. Para el trabajo se utiliza valores correspondientes a la primera fila de la Tabla 10.

a. Longitud de la rótula plástica

Empleando las ecuaciones 2.3 y 2.4 definidas en el capítulo 2, determinamos la longitud de la rótula plástica de una viga y columna característica del pórtico, como se indica en la siguiente tabla.

Descripción	Longitud del elemento (L) (m)	Diámetro mínimo de la armadura a flexión (ϕ) (m)	Esfuerzo de fluencia del acero (f_y) (Mpa)	Longitud mínima de la rótula plástica ($L_{p_{min}}$) (m)	Longitud de la rótula plástica (L_p) (m)	Distancia mínima relativa ($\frac{L_{p_{min}}}{L}$) (%)	Distancia relativa ($\frac{L_p}{L}$) (%)
Viga	5.50	0.014	411.6	0.254	0.567	4.61	10.30
Columna	3.00	0.014	411.6	0.254	0.367	8.45	12.23

Tabla 11.- Longitud de rótulas plásticas para vigas y columnas

Como se puede ver en la tabla, las distancias relativas de las rótulas plásticas varían en el rango de 7 a 14%, con lo cual se garantizan que las rótulas se formen fuera del nodo, pero cerca de las uniones. Para el trabajo se empleará una distancia del 10% que es un valor medio entre los límites calculados en este apartado (Figura D1).

3.2.7 Escalamiento de sismos para nivel de desempeño de prevención de colapso

Para realizar el escalamiento del espectro del acelerograma sintético, determinamos el rango de interés de $0.2T$ hasta $1.5T$, ya que la edificación a analizar se clasifica como una estructura convencional de hormigón armado, sin muros de corte ni aisladores sísmicos, y está compuesta por un bloque rectangular de 4 pisos, por lo que es una estructura regular. El periodo de vibración de la estructura es $T=0.7566$ segundos, por lo tanto el rango de interés es: $0.15 \leq T \leq 1.13$.

Para determinar el factor de escalamiento F_j , se aplica la ecuación 2.21 definida en el capítulo 2, los valores de los periodos asociados y los pesos considerados en la ecuación se indican en la siguiente tabla. Cabe recalcar que estos valores no son fijos y dependen del rango de interés en que se realizará el escalamiento.

T_i (seg)	w_i
0.15	0.1
0.47	0.3
0.79	0.3
1.10	0.3

Tabla 12.- Periodos y pesos considerados para el escalamiento de sismos

Determinado el factor F_j (igual a 1.388), se escala el espectro de respuesta (espectro a escalar, $A(T)$) con respecto al espectro de diseño generado con la NEC (espectro objetivo, $\hat{A}(T)$), como se muestra en la siguiente figura. Las ordenadas del espectro escalado multiplicado por F_j deben ser mayores o iguales a las ordenadas del espectro objetivo en el rango de interés.

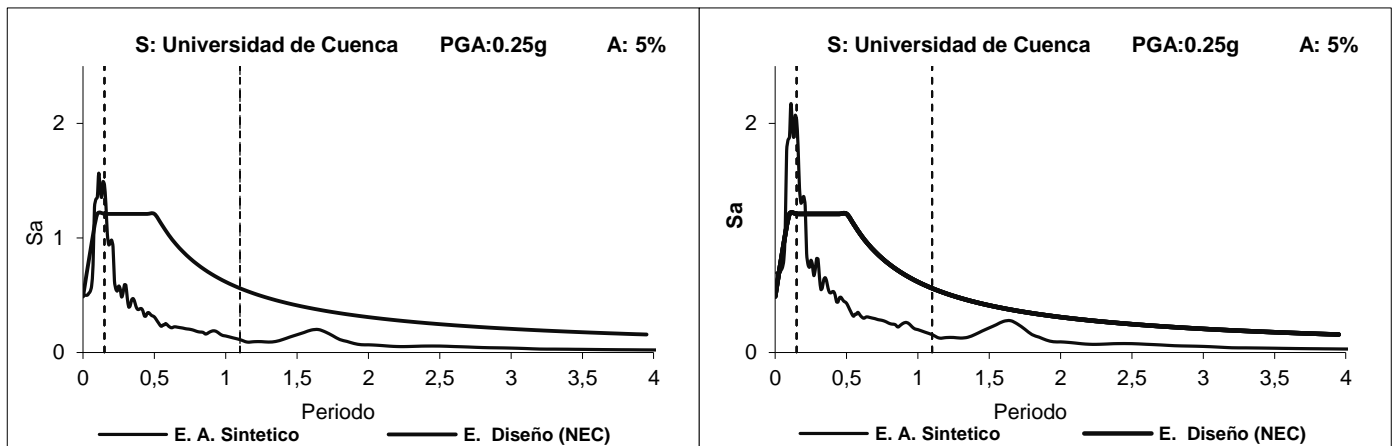


Figura 31.- Escalamiento del espectro a escalar con respecto al espectro objetivo. A la izquierda se indica el espectro a escalar y el objetivo: y a la derecha el espectro escalado multiplicado por F_j y el objetivo

En la Figura 31 se muestra que las ordenadas del espectro escalado son menores que las ordenadas del espectro objetivo en el rango de interés. Por lo tanto se debe multiplicar por el factor de escalamiento F_1 . Para determinar el factor de escalamiento F_1 , se aplica la ecuación 2.23 determinada en el capítulo 2, obteniendo un valor $F_1=3.623$. En la siguiente tabla se detallan los valores para el cálculo de los factores de escalamiento.

Descripción	Valor
\hat{A} (T=0.15 s)	1.209
A (T=0.15 s)	7.356
\hat{A} (T=0.35 s)	1.209
A (T=0.35 s)	1.683
\hat{A} (T=0.55 s)	0.821
A (T=0.55 s)	0.961
\hat{A} (T=0.75 s)	0.559
A (T=0.75 s)	0.959
F_j =	1.388
F_1 =	3.623
$F_j F_1$ =	5.029

Tabla 13.- Cálculo de los factores de escalamiento

Estos factores de escalamiento aseguran que el valor del espectro a escalar sea mayor al espectro objetivo dentro del rango de interés. Siendo estos los valores del espectro escalado (multiplicado por F_j y F_1), los que serán empleados para el análisis dinámico no lineal, como se muestra en la siguiente figura.

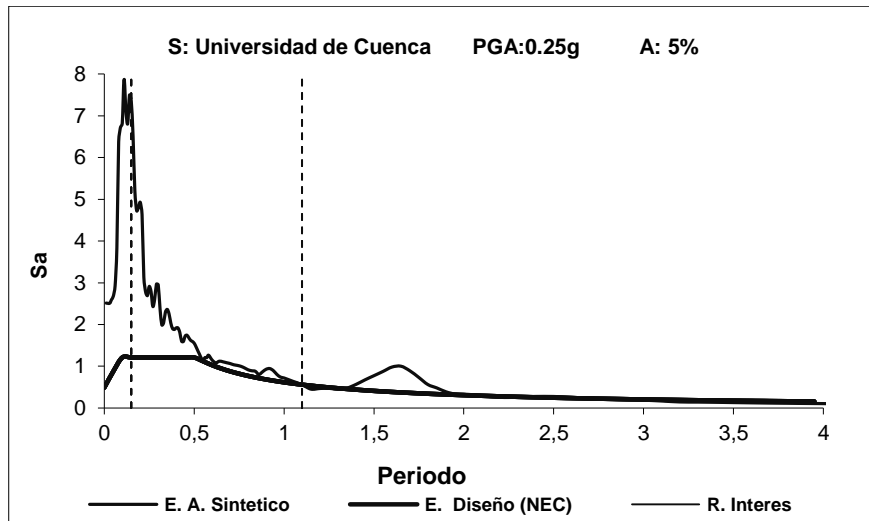


Figura 32.- Espectro escalado multiplicado por F_j y el espectro objetivo; donde E: Espectro, A: Acelerograma, R: Rango y A: Amortiguamiento

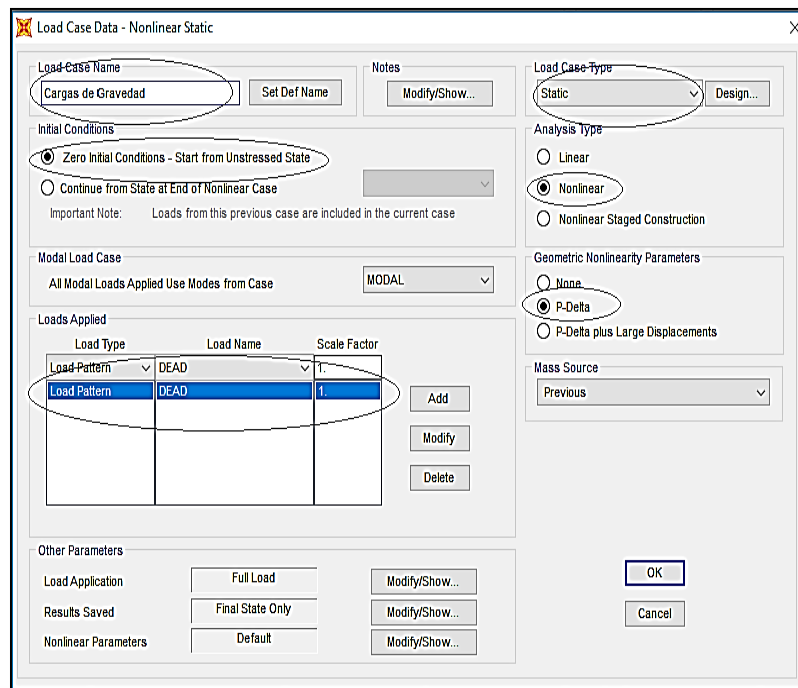
Nota: Es importante mencionar que los registros de los acelerogramas sintéticos y espectros de los mismos fueron facilitados por la Red Sísmica del Austro. Se trabajó con 10 acelerogramas sintéticos con un amortiguamiento del 5% (hormigón) para el sector del centro de la ciudad de Cuenca (sector Universidad de Cuenca) con aceleración de 0.25g.

3.3 Metodología en el programa de análisis estructural SAP 2000

3.3.1 Análisis estático no lineal (AENL)

A continuación se detalla el procedimiento para realizar el AENL en el programa de análisis estructural SAP 2000:

1. Modelar la edificación en 2D, dar las propiedades inelásticas necesarias para el diseño de las curvas esfuerzo deformación para los diferentes materiales a usar, como el valor de la deformación última, así también dar las propiedades lineales como el f'_c del hormigón y el F_y del acero; para ello se va a la viñeta de "opciones avanzadas / propiedades no lineales". Luego se colocan las dimensiones de todas sus secciones y el refuerzo de acero que tendría cada una de ellas.
2. Asignar las cargas a las que estará sometida la edificación y las combinaciones de carga a usar, luego definir un nuevo caso "Cargas de gravedad". Este caso de carga considera toda la carga muerta que soporta la edificación y un porcentaje de la carga viva (se recomienda un 25%). A continuación la figura muestra un ejemplo del caso de carga de gravedad.



Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Cargas de Gravedad [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Analysis Type:

- ☐ Linear
- ☒ Nonlinear
- ☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- ☐ None
- ☒ P-Delta
- ☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: Previous

Initial Conditions:

- ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.0

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:

- Load Application: Full Load [Modify/Show...]
- Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 33.- Caso de carga por gravedad

Seleccionar en la opción tipo de análisis (Analysis type) la viñeta no lineal (Nonlinear), y en la opción de parámetros de no linealidad (Geometric Non-linearity Parameters) la viñeta P-Delta. Esto significa que se consideran los efectos de segundo orden, ya que los mismo son de gran relevancia al realizar análisis no lineales, cuando se determina la capacidad de la estructura en términos de resistencia (nivel de diseño) y de deformación (niveles de diseño y último). La Figura 33 muestra lo descrito en el enunciado.

- Definir el caso de carga del AENL “pushover”, Se ingresa a definir un nuevo caso de carga como en el paso 2, donde se añade un nuevo caso de carga (Add new load case).

Dentro del caso de carga (Load case data) se asignan las siguientes opciones de no linealidad (Non linear), los efectos de segundo orden P-Delta y que la carga continúe desde el caso de carga “Cargas de gravedad”, ya que la carga de gravedad siempre está actuando en la edificación.

Seleccionar las cargas aplicadas (Load applied), la NEC-SE-RE recomienda que se tome una carga de acuerdo con el primer modo de vibración fundamental con un factor de escala igual 1. Cuando se requiera definir otro tipo de carga lateral se cambia esta opción siempre que exista una lógica adecuada y se ingresa manualmente esta carga. A continuación la siguiente figura muestra la configuración para el primer modo.

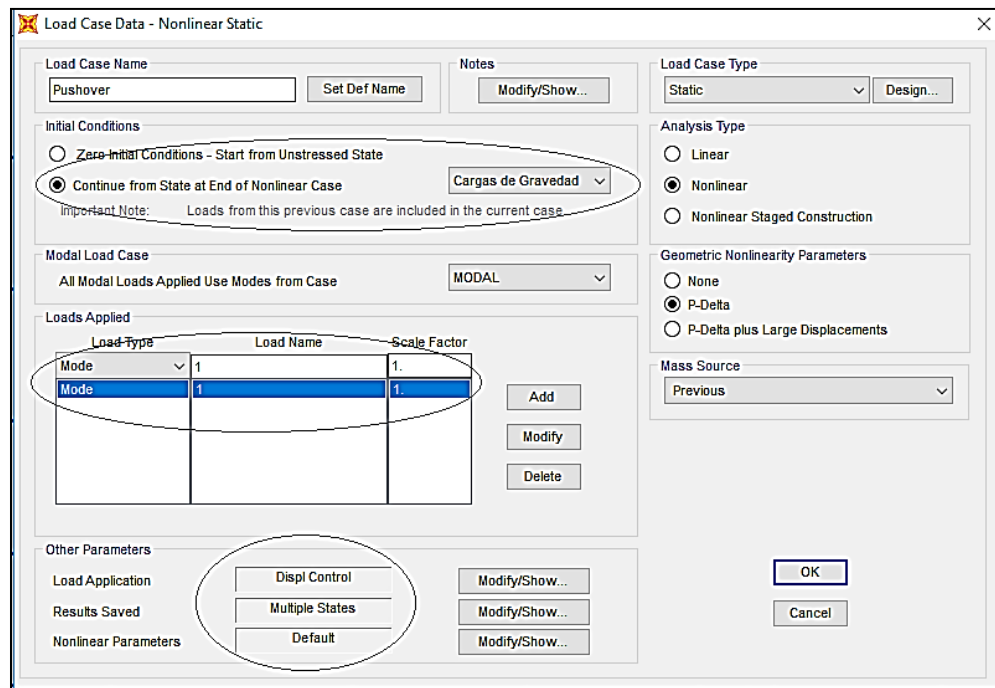


Figura 34.- Configuración de la carga de acuerdo al primer modo

4. Para monitorear la carga aplicada creciente, se debe tener un parámetro de control, el cual nos indica hasta cuando se realiza el análisis. Se elige entre las opciones de control la de carga controlada (Full load) o desplazamiento controlado (Displacement control). El control de carga se coloca cuando se conoce la magnitud de la carga que debe soportar la edificación, un ejemplo de esto cuando se aplican cargas de gravedad, donde bajo el control de carga todas las cargas son aplicadas de cero hasta su magnitud. Mientras que el control de desplazamientos se coloca cuando se conoce cuán lejos se quiere que se mueva la estructura, pero no se conoce la carga que hará eso posible. Generalmente, se controla el desplazamiento a la altura de la edificación (Se debe controlar al 2% de la deriva inelástica), donde el desplazamiento debe ser monitoreado en dirección del movimiento del nodo de control (U1) en el piso superior de la edificación.

Para nuestro caso se escoge el control por desplazamiento, que es una característica avanzada utilizada para propósitos específicos como graficar la curva de capacidad.

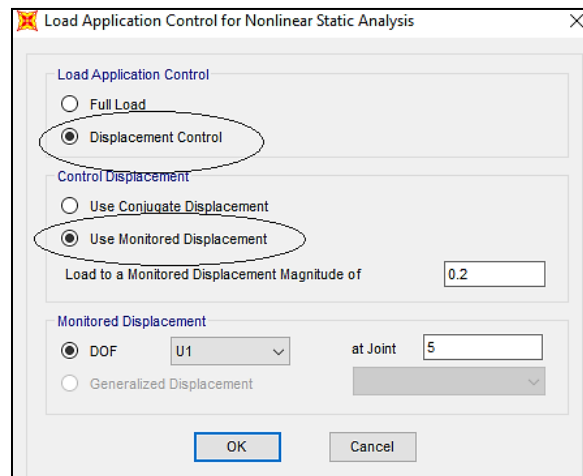


Figura 35.- Control de desplazamiento en la edificación

5. Se requiere guardar los resultados intermedios para saber el comportamiento de la edificación durante la aplicación de la carga. Esto es de vital importancia en el AENL, ya que se necesita que la curva de capacidad se desarrolle. Para ello seleccionamos la opción (Multiple states), donde el número de pasos no debe ser muy grande ni muy pequeño, ya que si tiene pocos pasos la curva tendrá pocos puntos y no se podrá representar correctamente, y si tiene muchos pasos puede consumir demasiada memoria interna del disco duro de la computadora y los resultados podrían tardar un tiempo largo. Un número adecuado es un mínimo de 20 y un máximo 100, ya que de esta manera garantizamos convergencia de solución y evitamos lo antes descrito.

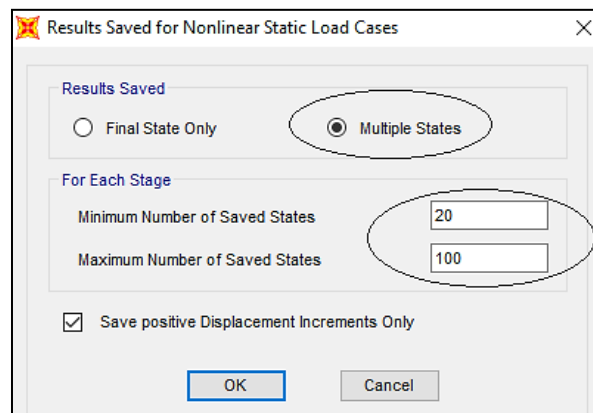


Figura 36.- Máximo y mínimo número de pasos a guardar

6. Asignar las rótulas plásticas (Hinges) a los elementos columnas y vigas del pórtico. Se asignan rótulas plásticas a los dos extremos de los elementos, ubicados a 90 y 10% de su longitud, para asegurar que la formación de la rótula se dé fuera del nodo, pero cerca del mismo. El programa usa diagramas estándar y gráficas normalizadas del ASCE/SEI 41-06 para los diagramas momento curvatura en las rótulas plásticas. Para la asignación de rótulas plásticas en los elementos vigas vamos al menú "Assign/Frame/Hinges", donde se considera solo el daño a flexión (M3) el cual es modo de falla de la misma, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 37.- Rótulas plásticas en las vigas, asignación de información

Nota: La modelación que realiza el programa en base al ASCE/SEI 41-06 es muy importante y se debe tener en cuenta al momento de modelar la edificación, porque de esto dependerán los resultados. Si se quiere tomar otro modelo para el momento curvatura se lo puede ingresar manualmente sin ningún problema, pero para el caso de hormigón armado con cuantías menores a la balanceada es adecuado los factores momento-curvatura y los criterios del ASCE/SEI 41-06.

Para la asignación de las rótulas plásticas en los elementos columnas, donde el modo de falla que se espera es diferente a las vigas, ya que estas trabajan generalmente a fuerza axial y momentos a flexión (P-M2-M3), a continuación, la siguiente figura muestra como editar las rótulas para las columnas.

Figura 38.- Rótulas plásticas en las columnas, asignación de información

La siguiente figura muestra una de las rótulas asignadas a las vigas y los parámetros momento-rotación y los niveles de desempeño IO, LS y CP correspondientes a ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso respectivamente asignados de acuerdo con ASCE/SEI 41-06.



Figura 39.- Parámetros de una rótula a momento asignados a una viga

- Una vez ingresado todos los datos y características tomadas por diferentes criterios se corre el programa (Run analysis), para lo cual hay que ejecutar el análisis modal, el de cargas de gravedad y el AENL, ya que el AENL toma la rigidez del análisis de cargas de gravedad y la forma del análisis de carga modal.

Completado el análisis se procede a visualizar la gráfica de la curva de capacidad o curva pushover, para lo cual se procede de la siguiente forma "Display/Show Static Pushover Curve". La siguiente figura muestra la curva de capacidad.

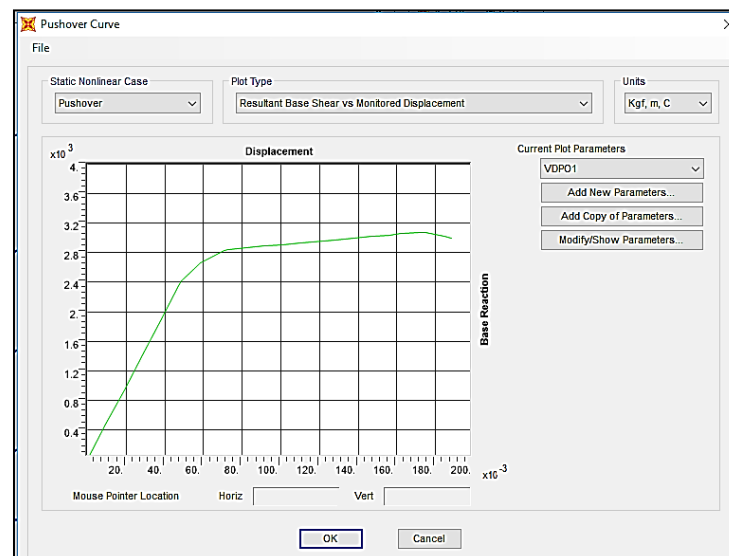


Figura 40.- Curva de capacidad del nodo de control

3.4.2 Espectro de diseño elástico en aceleraciones

Para definir el espectro de diseño se selecciona la opción “Define/Functions/Response Spectrum” el programa versión V18 trae cargado en la biblioteca la NEC 2015, por lo que se pueden ingresar los parámetros y obtener el espectro directamente, si se cuenta con versiones anteriores se debe cargar un “archivo.txt” con los valores del periodo y aceleración. La siguiente muestra los parámetros y el espectro de diseño para la ciudad de Cuenca.

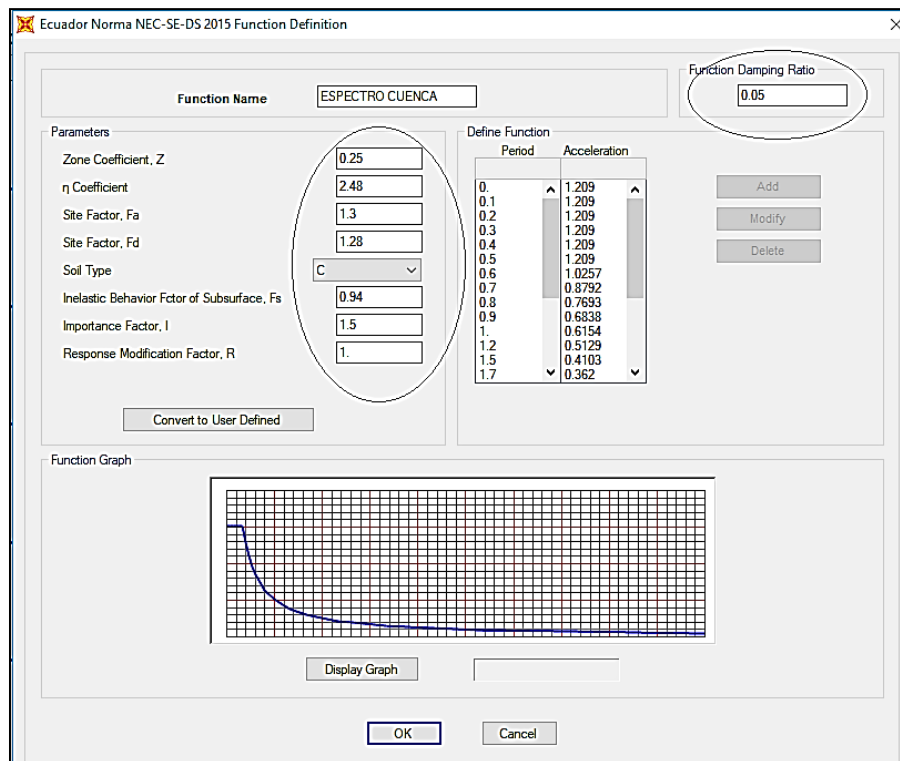


Figura 41.- Parámetros para espectro de respuesta de diseño para Cuenca

3.4.3 Punto de desempeño mediante los métodos ATC 40 y FEMA 440

A continuación se detallan los procedimientos para determinar el punto de desempeño en SAP 2000:

1. Definir el análisis ATC 40, para lo cual se edita la pestaña espectro de capacidad (Capacity Spectrum). Se carga el espectro de diseño elástico definido anteriormente y se coloca la aceleración de la gravedad en la viñeta como muestra la siguiente figura.

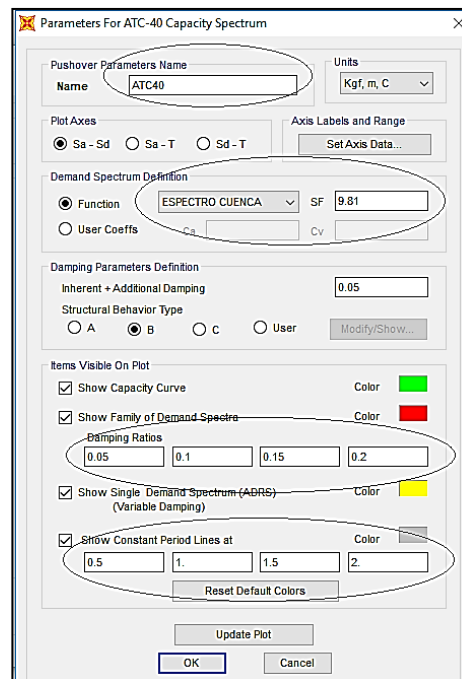


Figura 42.- Edición de parámetros del método ATC 40

Nota: Las transformaciones “ADRS” las hace el programa por defecto.

- Definir el análisis FEMA 440 (Equivalent Linearization), para lo cual se lo realiza de igual forma con el siguiente cambio, como se muestra la siguiente figura.

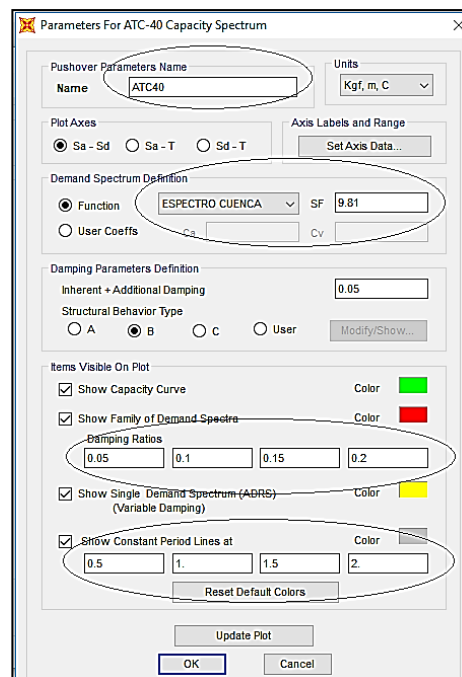


Figura 43.- Edición de parámetros del método FEMA 440 Equivalent Linearization

- Visualizar los resultados donde se presentan el valor del punto de desempeño.

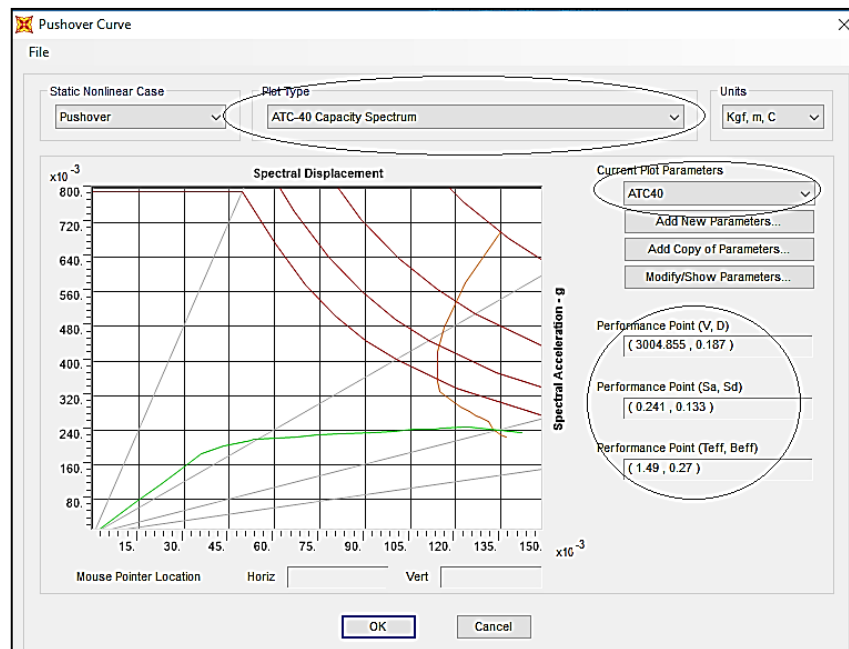


Figura 44.- Punto de desempeño por el método ATC 40 espectro de capacidad

3.4.4 Análisis dinámico no lineal (ADNL)

A continuación se detallan los procedimientos para realizar el ADNL en SAP 2000:

1. A partir de la asignación de rótulas plásticas, se define la aceleración sísmica. Selecciona la opción “Define/Functions/Time History/Browse”, y se escoge el registro sísmico a usarse, antes se debe colocar el intervalo de mismo.

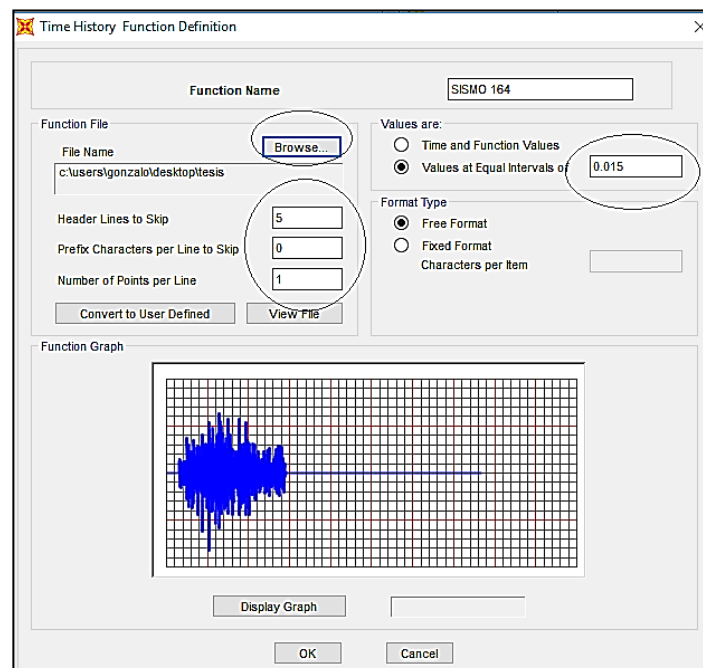


Figura 45.- Acelerograma sintético de la ciudad de Cuenca

- Definir el caso de carga del ADNL “Análisis tiempo-historia”, dentro de este (Load case data) se asignan las siguientes opciones: no linealidad (Nonlinear), los efectos de segundo orden P-Delta y que esta carga continúe desde el caso de carga “Cargas de gravedad”, ya que la carga de gravedad siempre está actuando en la edificación. Además seleccionar el tipo de solución para el análisis no lineal “Direct Integration”, donde la deformación se mantiene luego de aplicar las cargas de servicio.
- Seleccionar la acción dinámica (Load applied), en este caso vamos a ingresar el registro sísmico determinado en el punto 1, por ende vamos a “Loads Applied/Acceleration” en la dirección del análisis con un factor de escala igual a la gravedad multiplicada por los factores Fj y F1. A continuación la siguiente figura muestra la configuración para aceleración por medio del registro ingresado.

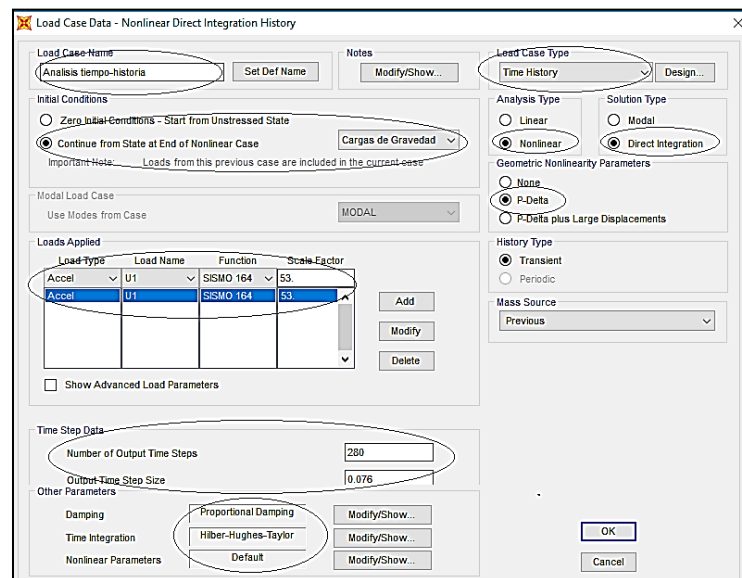


Figura 46.- Caso de carga Tiempo Historia

- Para monitorear la acción dinámica aplicada, se utiliza un paso de tiempo (Time step) de periodo fundamental (T) /10 segundos, ya que al ser el mismo delta de tiempo de las señales registradas, evita que el programa realice interpolaciones que podrían no ser precisas. y un numero de pasos (Number of output time steps) de $10/T$, que al ser un paso de carga pequeño, se puede apreciar y graficar con precisión el comportamiento de las edificaciones ante cortantes en la base, desplazamientos y fuerzas internas.

En la opción “Other Parameters/Damping” modificamos el coeficiente de amortiguamiento (λ) en función al periodo de vibración correspondiente a los dos principales modos de vibración de la edificación. Para determinar la matriz de amortiguamiento (C), necesitamos determinar α y β y el λ utilizado es 5% para hormigón armado. A continuación la siguiente figura muestra lo indicado.

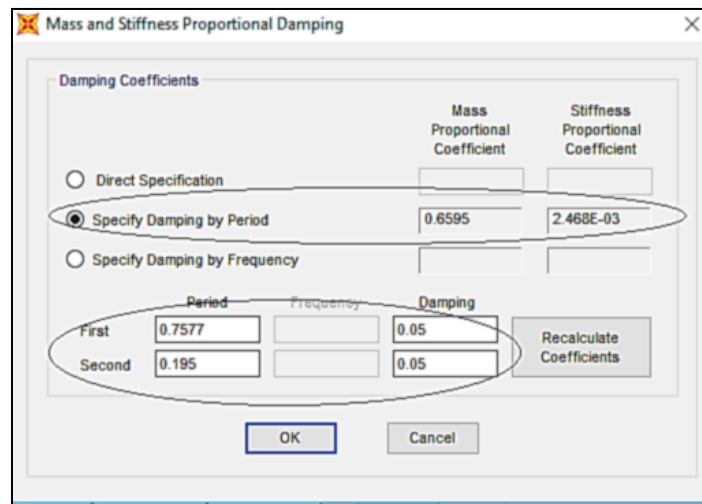


Figura 47.- Modificación del amortiguamiento en función del periodo de la estructura

En la opción “Other Parameters/Time Integration”, seleccionamos el método de Hilber-Hughes-Taylor (también conocido como método α) es una extensión del método de Newmark, por lo tanto este método es muy consistente para la integración de sistemas no lineales. Para nuestro análisis utilizamos α igual cero, como se indica en la siguiente figura.

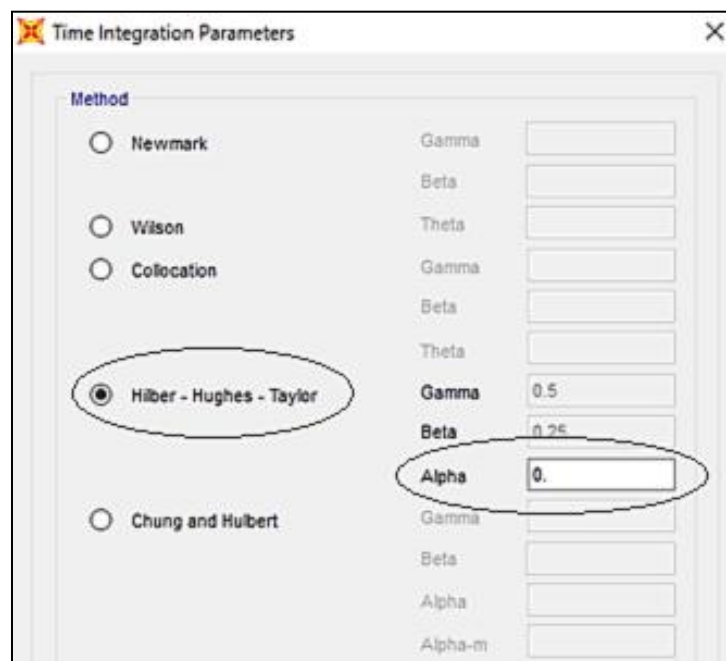


Figura 48.- Tiempo de integración

5. Correr el programa (Run analysis). Una vez ingresado todos los datos y características tomadas por diferentes criterios se corre el programa para lo cual hay que ejecutar o correr el análisis modal, el de cargas de gravedad junto con el ADNL, ya que el ADNL de igual forma que el AENL, toma la rigidez del análisis de cargas de gravedad y la forma del análisis de carga modal.

6. Una vez completado el análisis se procede a visualizar la forma deformada en cualquier instante de manera similar al AENL.

El desplazamiento del pico durante el análisis tiempo-historia, se puede ver a través de la función tiempo – desplazamiento. Para ello vamos a la opción “Display/Show Plot Functions” y definimos la articulación en la cual se desea conocer el desplazamiento, como se muestra en la siguiente figura.

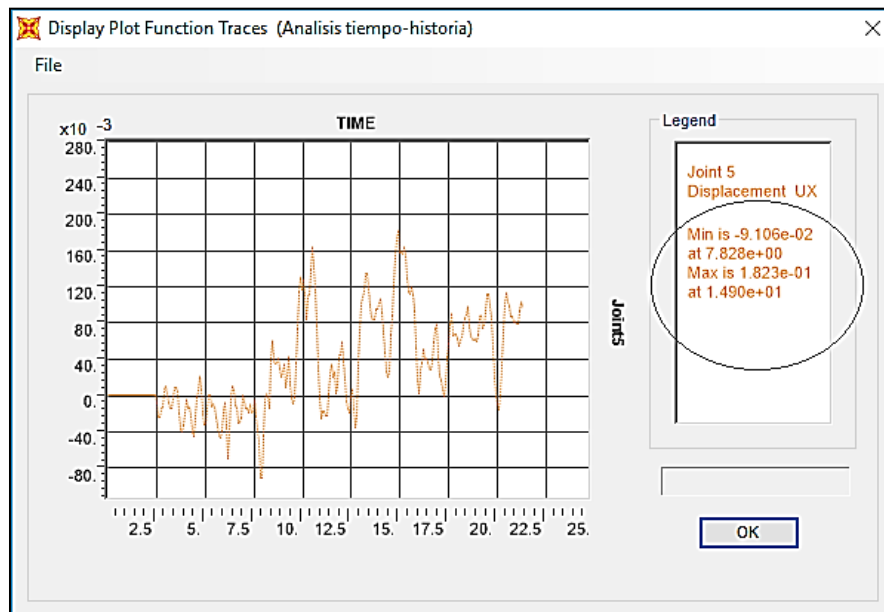


Figura 49.- Desplazamiento en el tiempo del nodo de control

Nota: Se recomienda considerar los mismos nodos tomados para control de desplazamiento en el techo, para una posterior comparación del comportamiento entre los métodos ATC 40, FEMA 440 y ADNL.

Nótese que los valores de los desplazamientos disminuyen con el tiempo luego de haber alcanzado el desplazamiento máximo debido al amortiguamiento del material y que además se observa que la edificación sufrió tanto daño como plastificación en sus elementos, ya que las oscilaciones comienzan alrededor de la posición de equilibrio, desplazándose luego a una nueva posición de signo negativo.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En el siguiente capítulo se presentan los resultados de los análisis no lineales realizados a la edificación esencial aporticada de hormigón armado. Para el análisis estático no lineal (AENL), se presenta la curva de capacidad o curva pushover, la cual el desplazamiento del nodo de control (Figura A1) versus el cortante basal que produce ese desplazamiento, donde se estima la resistencia y ductilidad de la edificación. Para determinar el punto de desempeño por los métodos propuestos (ATC 40 y FEMA 440), se presenta la curva de capacidad de la edificación con respecto al espectro de la ciudad de Cuenca. Para el análisis dinámico no lineal (ADNL), se presenta el desplazamiento del mismo nodo de control del AENL durante toda la acción dinámica del acelerograma sintético y también se presenta el diagrama de histéresis de un elemento de la edificación (Figura D1). Finalmente para la comparación de resultados, se presenta la gráfica de los desplazamientos máximos de cada piso entre los métodos ATC 40, FEMA 440 y ADNL, así como la gráfica de las derivas inelásticas por cada método.

4.1 Análisis estático no lineal

A continuación se presenta la curva de capacidad para la edificación esencial aporticada de hormigón armado en dos dimensiones ubicada en el centro de la ciudad, esta curva es el resultado del AENL, para el cual se basa en los criterios de la NEC-SE-DS y se empleó el programa SAP 2000.

4.1.1 Curva de capacidad

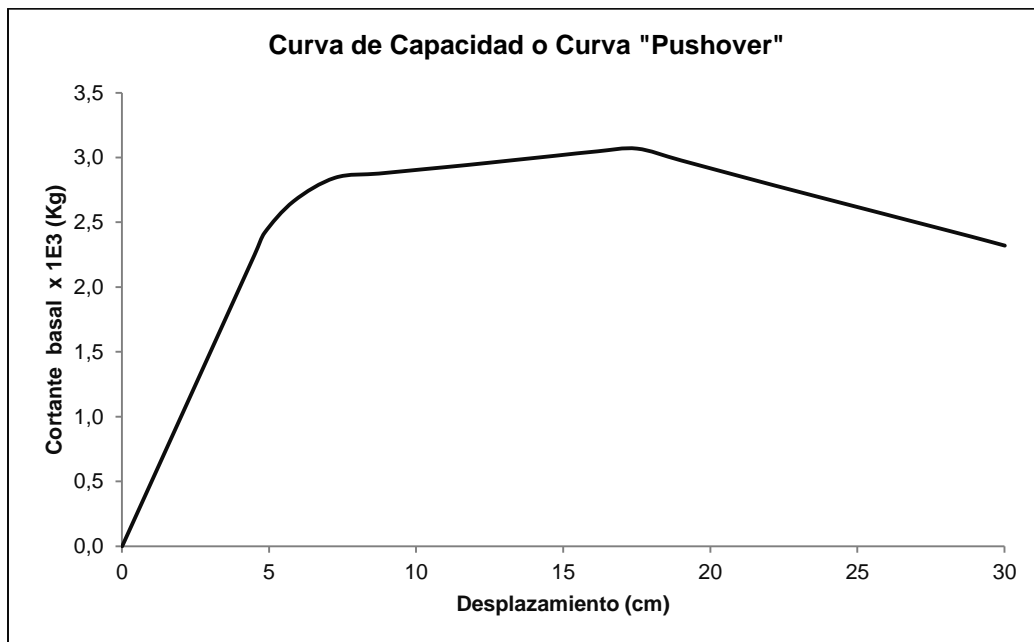


Figura 50.- Curva de capacidad del nodo de control en el techo

La Figura 50 nos muestra la capacidad de la edificación ante un movimiento sísmico, el cual es representado por un patrón de distribución de cargas laterales con la forma del primer modo de vibración (NEC-SE-DS), con el propósito que simule los efectos producidos por un movimiento sísmico real. Además la figura nos indica la cantidad de energía (área bajo la curva) que la edificación es capaz de disipar durante el evento.

El gráfico de cortante basal vs desplazamiento (Figura 50) se puede analizar en diferentes etapas. Primero se observa un crecimiento lineal perteneciente a la sección elástica donde no se produce ninguna degradación de rigidez. Luego, la edificación incurrió en el rango no lineal donde se tiene degradación de rigidez, por lo que el desplazamiento aumentó significativamente y no así el cortante que tuvo un pequeño incremento hasta alcanzar su máximo valor. Finalmente, después de alcanzar el cortante máximo la edificación sufrió una significativa degradación de rigidez, por lo que empieza a disminuir su resistencia hasta terminar con el valor de resistencia remanente, siendo incapaz de disipar más energía.

El cortante basal máximo fue de 3070 kg para un desplazamiento de 17.5 centímetros, con una rigidez lateral elástica K_e de 493.88 kg/cm. Además la energía disipada fue de 42565 Kgf.cm (40936 Joule).

4.2 Puntos de desempeño

El valor del punto de desempeño para los dos métodos fue obtenido a partir de la curva de capacidad y el espectro de diseño de la ciudad (curva de demanda), aplicando la metodología propuesta en el capítulo 2 del presente trabajo y se empleó el programa SAP 2000. A continuación se presentan las figuras para los métodos empleados.

4.2.1 Método ATC 40

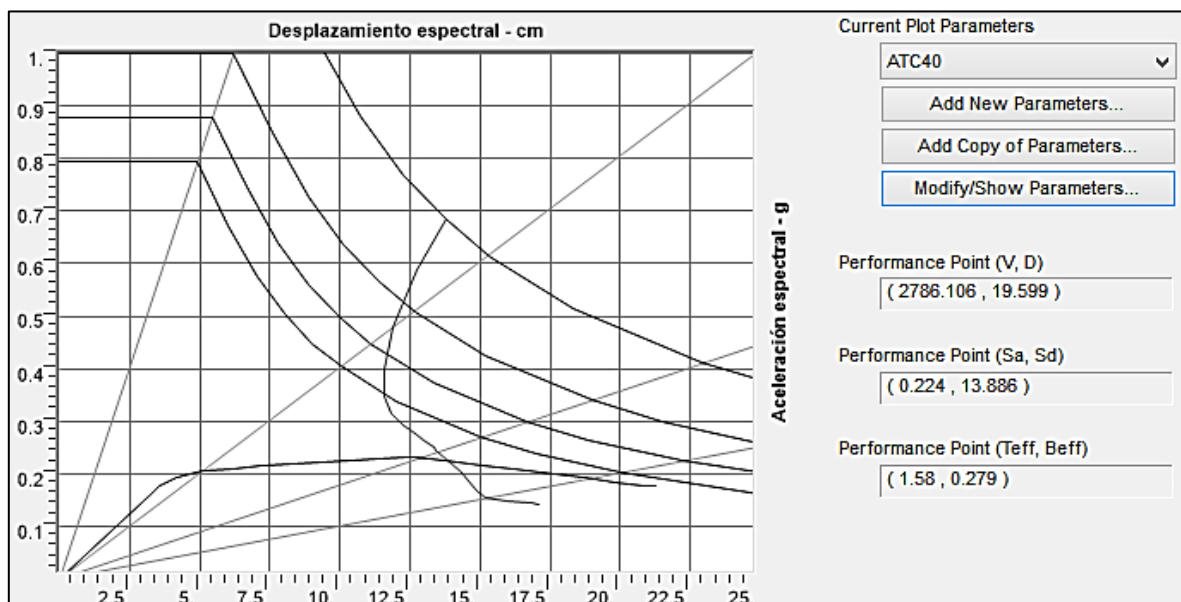


Figura 51.- Punto de desempeño por el método ATC 40 con valor de 19.6 cm

La Figura 51 y Figura 52 nos muestran el punto de desempeño o desplazamiento máximo de la edificación ante el sismo de diseño, este punto se halla en la intersección de la curva de capacidad con la curva de demanda y representa el máximo desplazamiento posible para el nivel de desempeño deseado.

Como se observa en la Figura 51 y Figura 52, el punto de desempeño se encuentra luego de su etapa de máxima resistencia (cortante basal máximo), es decir la estructura no soportará el movimiento sísmico de diseño dado que ha sufrido gran degradación de rigidez y resistencia produciendo deformaciones permanentes especialmente en los elementos estructurales viga (Figura E1 y Figura E3).

El punto de desempeño fue de 19.60 centímetros para una aceleración espectral de 0.224(g), luego de calcular los desplazamientos para el resto de pisos se obtuvo una deriva máxima del edificio de 1.84 % entre los pisos 2 y 3.

4.2.2 Método FEMA 440

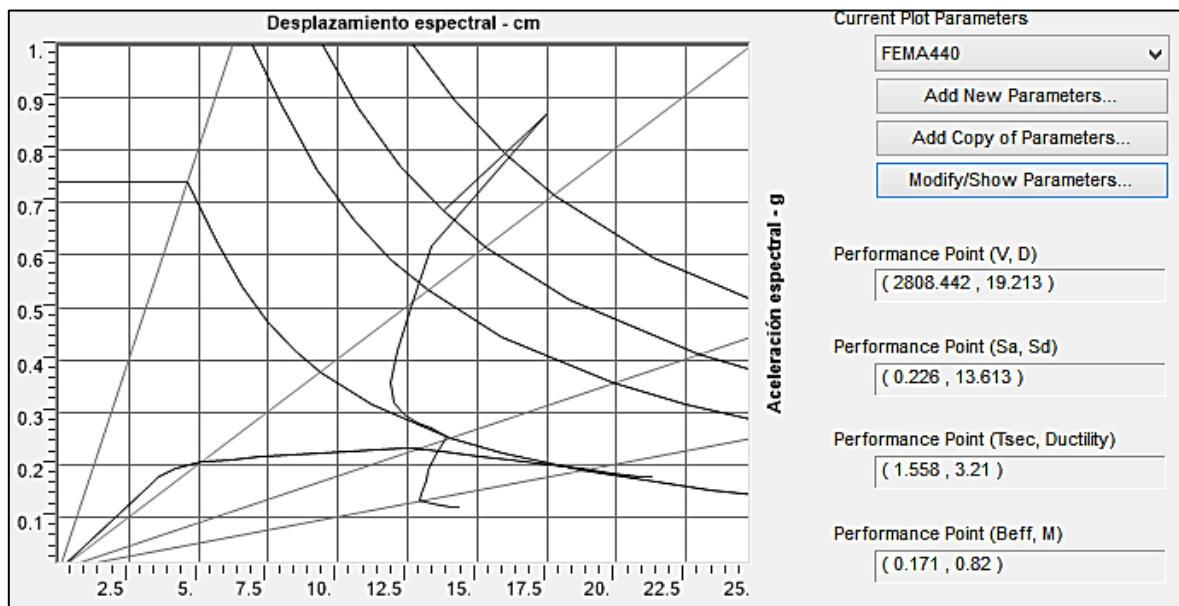


Figura 52.- Punto de desempeño por el método FEMA 440 con valor de 19.2 cm

El punto de desempeño fue de 19.20 centímetros para una aceleración espectral de 0.226(g), luego de calcular los desplazamientos para el resto de pisos se obtuvo una deriva máxima del edificio de 1.80 % entre los pisos 2 y 3.

4.3 Análisis dinámico no lineal

A continuación se presenta el desplazamiento en nodo de control en el techo (Figura A1, derecha) para la edificación esencial aporricada de hormigón armado en dos dimensiones ubicada en el centro de la ciudad. Este desplazamiento es resultado de la acción dinámica del acelerograma sintético del ADNL; también en el apartado se muestra el diagrama de histéresis causado por la aceleración sísmica en la rótula plástica 11H2 (Figura D1),

donde se observa los ciclos de carga y descarga que experimenta la edificación durante el movimiento sísmico. Para la modelación se empleó el programa SAP 2000.

4.3.1 Desplazamiento en el techo

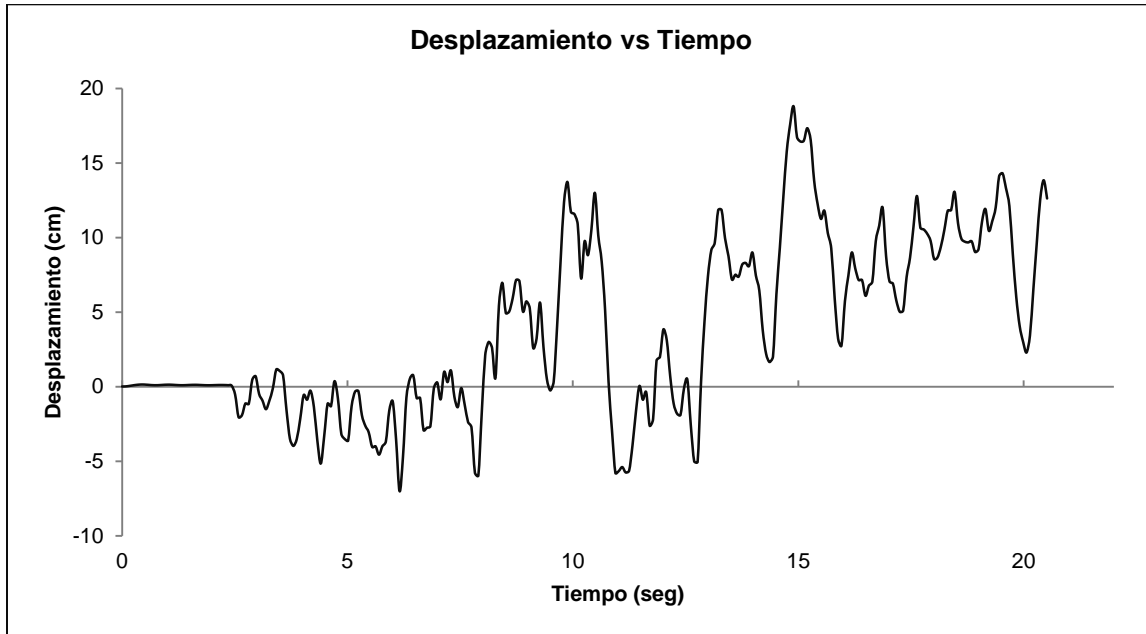


Figura 53.- Desplazamiento en el tiempo en el nodo de control con un valor máximo de 18,8 cm

La Figura 53 nos muestra la respuesta de la edificación ante un movimiento sísmico, este es representado mediante un registro sísmico sintético escalado en magnitud y aceleración como lo indica la NEC-SE-DS, con el fin que afecte a la estructura de baja altura (Figura A1).

Los desplazamientos del análisis se pueden interpretar en diferentes etapas. Primero se originó un desplazamiento de menor magnitud al inicio del evento, debido a la poca aceleración del registro que fue absorbida por el amortiguamiento sin que exista degradación de rigidez. Luego, el desplazamiento creció en magnitud en ambas direcciones hasta alcanzar su desplazamiento máximo conforme el registro alcanzaba su mayor aceleración. Finalmente, cuando el edificio alcanzó su máximo desplazamiento sufrió una importante degradación de rigidez, por lo cual los desplazamientos se suscitaron en una dirección, siendo incapaz de disipar energía suficiente para volver a su origen.

El desplazamiento máximo alcanzado fue de 18.79 centímetros a los 14.89 segundos, luego de calcular los desplazamientos máximos para el resto de pisos en el mismo tiempo, se obtuvo una deriva máxima del edificio de 1.77 % entre los pisos 2 y 3.

4.3.2 Diagrama de histéresis

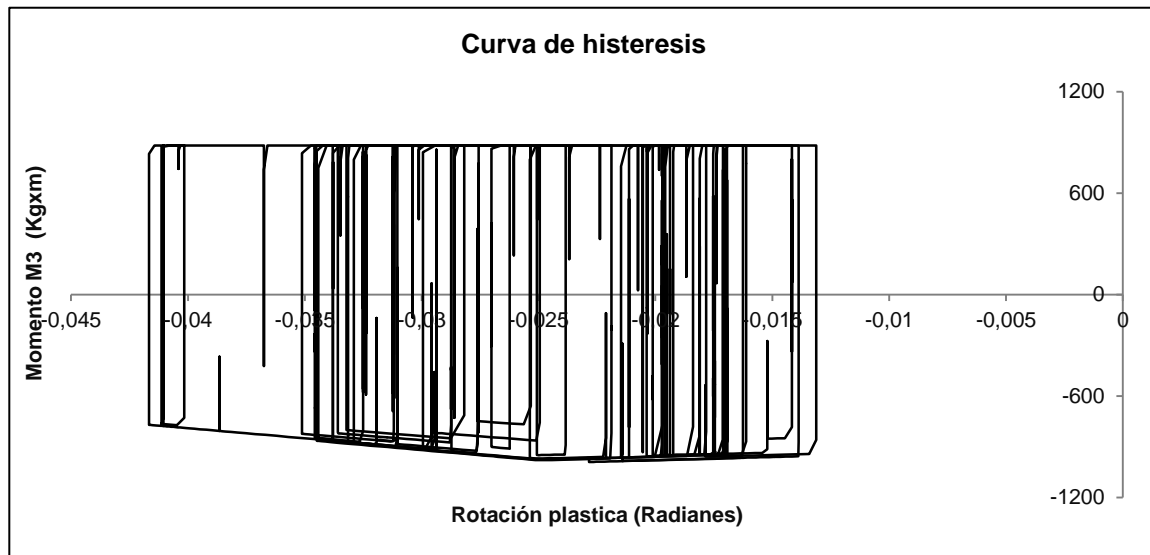


Figura 54.- Diagrama de histéresis de la rótula plástica 11H2 de la viga del tercer piso (Figura D1), en el tiempo de 14.89 segundos, donde alcanza el colapso.

La Figura 54 muestra el comportamiento de la rótula plástica durante todo el registro sísmico sintético y si el elemento fue capaz de soportar los momentos generados por la aceleración dinámica.

La figura muestra cada ciclo de carga y descarga en la viga de la edificación (Figura A1 y Figura E6), esto nos indica la degradación de rigidez que sufrió el elemento. Además presentó grandes rotaciones en una dirección y una rotación permanente luego de la simulación. Cabe recalcar que la acción dinámica en el elemento comenzó con una rotación inicial producto de las cargas aplicadas (Figura C1).

La rotación máxima del elemento fue de 0.0376 radianes con un momento de 822 kgf x m, luego de calcular la rotación admisible mediante el diagrama momento-rotación descrito en el apartado 3.2.6, se obtuvo un valor de 0.025 radianes, donde se observó que la demanda es mayor a la capacidad del elemento.

4.4 Niveles de daño

Para hablar de los niveles de daño que sufrieron los elementos estructurales, se los debería separar en dos. El primero para el AENL hasta los dos puntos de desempeño para los métodos ATC 40 y FEMA 440 y el segundo, para el ADNL cuando se encuentra en su máximo desplazamiento, pero esta distinción no se realizará debido a que se tienen niveles de daño muy parecidos. Estos niveles de daño para cada metodología se visualizan en el Anexo E, donde se presentan las figuras de la edificación luego de la simulación (Figura E1 - Figura E6).

El pórtico presenta niveles de daño graves para los elementos vigas, ya que casi todos los elementos sobrepasaron su resistencia no lineal en uno de sus extremos, provocando

colapso de las vigas al momento de la simulación. Para los elementos columna se presentan mejores niveles de daño, ya que ninguno sobrepasó su resistencia no lineal y se encuentran en óptimas condiciones luego de la simulación. Esto significa que la edificación se encuentra de pie luego de la simulación, pero con ruptura o falla en todos sus elementos vigas.

4.5 Comparación de resultados

A continuación, se presenta una tabla con los desplazamientos máximos del nodo de control en el techo (Figura A1) para las diferentes metodologías propuestas en el trabajo, así como una tabla con los valores de las derivas inelásticas encontradas para el desplazamiento antes mencionado.

Metodología	Desplazamiento (cm)
ATC 40	19.60
FEMA 440	19.20
ADNL	18.79

Tabla 14.- Desplazamientos máximos en centímetros

Deriva Inelástica	ATC 40 (%)	FEMA 440 (%)	ADNL (%)
Entre pisos 0-1	1.21	1.19	1.16
Entre pisos 1-2	1.70	1.67	1.62
Entre pisos 2-3	1.84	1.80	1.77
Entre pisos 3-4	1.79	1.75	1.72

Tabla 15.- Derivas inelásticas para cada metodología empleada en porcentaje

A continuación se presentan las siguientes figuras donde se compara los desplazamientos máximos por piso y derivas inelásticas obtenidos mediante las diferentes metodologías empleadas en el trabajo.

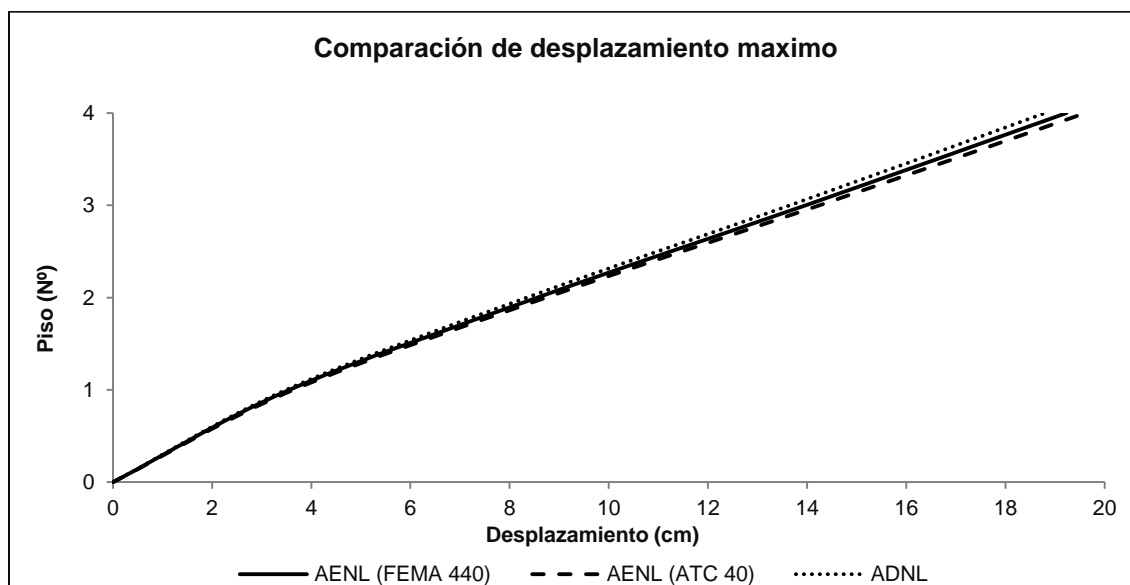


Figura 55.- Comparación de desplazamientos máximos por piso mediante cada método

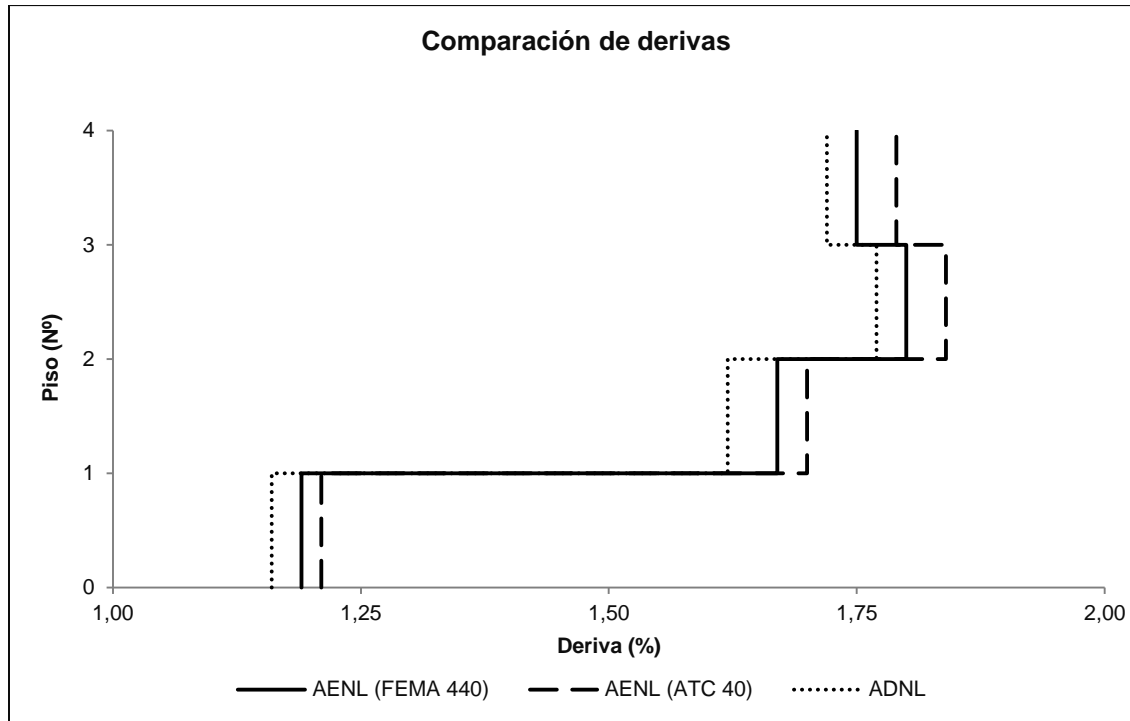


Figura 56.- Derivas inelásticas de entrepiso mediante cada método

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

En este documento se desarrolló una metodología para realizar análisis no lineales de acuerdo con la NEC-SE-DS. A continuación se presentan las conclusiones encontradas a partir de los resultados obtenidos de los análisis:

- El desempeño de la edificación refleja la capacidad de disipación de energía de la misma, por medio de la formación de las rótulas plásticas. Durante los análisis no lineales realizados se observó que cuando la edificación alcanza su punto de desempeño o desplazamiento máximo las rótulas plásticas se formaron primero en las vigas, por lo tanto se concluye que la edificación cumple con el criterio columna fuerte-viga débil.
- Los puntos de desempeño obtenidos por los análisis no lineales guardan coherencia con la literatura; ya que el desplazamiento máximo de la edificación (desplazamiento máximo por piso) y por ende las derivas de entrepiso obtenidas por el Análisis dinámico no lineal (ADNL) son menores que las obtenidas por los análisis no lineales de espectro capacidad (ATC 40 y FEMA 440). Aquí radica el beneficio y la utilidad de la aplicación del ADNL, porque permite determinar con mayor certeza los desplazamientos en la edificación. Esto permite utilizar menores refuerzos y secciones de los elementos estructurales en el diseño de nuevas edificaciones, debido a que el análisis es más exacto y reduce la mayoración por seguridad que tiene el Análisis estático no lineal (AENL).
- El comportamiento global de la edificación es inadecuado, porque presenta ruptura o falla en todos los elementos vigas; por lo tanto la estructura queda muy inestable o colapsada. Además estas fallas provocaron que la edificación no alcance más desplazamiento, por lo que las derivas no superaron el límite máximo permisible de 2.00% que indica la NEC-SE-DS, con valores de 1.84%, 1.80% y 1.77% para los análisis ATC 4, FEMA 440 y ADNL respectivamente.
- De acuerdo a la curva de capacidad la edificación incursiona en el rango inelástico, pero con una ductilidad global de 3.2, cuando la NEC-SE-RE recomienda una ductilidad global mayor a 4. Esto significa que los elementos estructurales han fallado antes que se alcance el desplazamiento máximo para el cual fue diseñada la edificación.
- Los resultados de las rótulas plásticas para la edificación (Figura E1 – Figura E6) indican que esta presenta daños locales para ambos métodos de análisis. Las rótulas de las vigas con mayor daño superaron el nivel de desempeño de la prevención de colapso (CP), es decir la deformación en ese punto provocó el colapso en ese extremo



de la viga. Las rótulas de las columnas han alcanzado el nivel de desempeño de ocupación inmediata (IO), que se define como el estado de daño post-sismo que sigue siendo seguro para ocupar, es decir retiene esencialmente la fuerza de diseño previo al sismo y la rigidez de la estructura, cumpliendo con los criterios de aceptación especificados en el FEMA 356 para el nivel de desempeño estructural.

- Finalmente, se concluye que la edificación no cumple con los parámetros de desempeño establecidos para una estructura esencial, porque no será capaz de seguir soportando las cargas de gravedad luego del movimiento sísmico. Además esta edificación no cumpliría el nivel de desempeño para otra categoría de estructura, ya que sufrió daños solo con las cargas de gravedad debido a que las secciones y armados son muy bajos.

5.2 Recomendaciones

- Realizar análisis por desempeño sísmico a edificaciones situadas en otros sectores de la ciudad de Cuenca que tengan tipo de suelo diferente, como por ejemplo el sector de Totoracocha que presenta un suelo blando, ya que este trabajo se realizó para un tipo de suelo firme (denso). Además, para este sector en particular existen registros de acelerogramas sintéticos en la base de datos de la Red Sísmica del Austro.
- Generar acelerogramas sintéticos para otros sectores de la ciudad de Cuenca, con la finalidad de disponer de una mayor cantidad de registros para las diferentes composiciones del suelo que presenta la ciudad.
- Realizar los análisis por desempeño evaluando y comparando el daño producido por el movimiento sísmico, considerando las curvas de fragilidad para los Análisis estáticos no lineales y los índices de daño de Park y Ang para los análisis dinámicos no lineales (Park y Ang 1985) como complemento para este documento.
- Realizar los análisis para edificaciones de hormigón armado conformadas por losas planas que es un sistema estructural empleado con notable presencia en los sectores periféricos de la ciudad de Cuenca, con el fin de comparar los resultados obtenidos con los presentados en este trabajo. Así como también para mampostería, que es una tipología estructural general del centro histórico de la ciudad.



CAPÍTULO 6

BIBLIOGRAFÍA

- Comité, A. C. I. (2014). 318. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y Comentario", *Farmington Hill Michigan, USA*.
- American Society of Civil Engineers. (1994). Minimum design loads for buildings and other structures. *American Society of Civil Engineers Vol 7*.
- ASCE/SEI Seismic Rehabilitation Standards Committee. (2007). Seismic rehabilitation of existing buildings (ASCE/SEI 41-06). *American Society of Civil Engineers, Reston, VA*.
- Aguiar, Roberto. (2003). Análisis sísmico por desempeño. *Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 344*.
- Aguiar, R., Mora, D., & Rodríguez, M. (2015). Diagrama Momento-Curvatura y Momento-Rotación Para Elementos de Hormigón Armado y Acero con ASCE/SEI 41 y Sistema de Computación Ceinci-Lab Moment-Rotation and Moment-Curvature. *Revista Ciencia Vol, 17(2)*.
- Cabezas Almeida, J. D. (2016). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Comunicación Social, de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, 2015) (*Bachelor's thesis, Quito: UCE*).
- Cabrera Cajamarca, J. E., & Sánchez Beltrán, J. D. (2016). Evaluación de desempeño sísmico de un edificio aporticado de hormigón armado usando el método actualizado del espectro de capacidad FEMA 440 (*Bachelor's thesis, Cuenca: UC*).
- Castro, E. (2010). "Relacion Columna Fuerte Viga Debil." Retrieved August 10, 2017 (http://www.academia.edu/27710365/RELACION_COLUMNA_FUERTE_VIGA_DEBIL).
- Cerón, M. A. (2010). Estabilidad del Método- α en Presencia de Sismos de Fuente Cercana Aplicado a Estructuras de Período Largo (*Bachelor's thesis, Valdivia: UAC*).
- Chrisp, D. J. (1980). Damping models for inelastic structures (*Doctoral dissertation, University of Canterbury*).
- Clough, R. W., & Penzien, J. (1993). Dynamics of structures. 1993. *Copyright of Applied Mechanics & Materials*.
- Comartin, C. D., Niewiarowski, R. W., Freeman, S. A., & Turner, F. M. (2000). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings: a practical overview of the ATC 40 Document. *Earthquake Spectra, 16(1)*



- CSI, S. V. (2017). 8, 2002. Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures Basic Analysis Reference Manual. *Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA*.
- Pre-standard, F. E. M. A. (2000). commentary for the seismic rehabilitation of buildings, report FEMA-356. *Washington, DC: SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency*.
- FEMA, A. (2005). 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. FEMA-440, *Redwood City*.
- Ferrer, D. (2004). Engineering Education in Sustainable Development, EESD 2004: Proceedings of the II International Conference on Engineering Education in Sustainable Development Held in Barcelona, Spain 27-29 October 2004. *Barcelona: International Center for Numerical Methods in Engineering*.
- Herrera, R. I., Vielma, J. C., Ugel, R., & Martínez, Y. (2012). Evaluación del comportamiento sismorresistente y diseño óptimo de un edificio existente de concreto armado de baja altura. *Revista Ingeniería UC*, 19(3).
- Jaramillo Rivera, R., & Riveros Pedraza, C. E. (2011). Análisis no lineal dinámico tridimensional de edificios en concreto reforzado sometidos a los registros del sismo de Quetame (2008) (*Bachelor's thesis*).
- Jiménez, J. (2002). Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca mediante técnicas de simulación. *Quito, Ecuador*.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.
- Marín, J. (1975). Comportamiento del concreto armado en flexocompresión. *Universidad Central de Venezuela, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, Depto. Ingeniería Estructural*.
- Moreno González, R. (2006). Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona. *Universidad Politécnica de Cataluña*.
- MIDUVI, C. (2015). Norma ecuatoriana de la construcción: riesgo sísmico diseño sismo resistente NEC-SE-DS.
- Park, Y. J., & Ang, A. H. S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of structural engineering*, 111(4), 722-739.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). Reinforced concrete structures. *John Wiley & Sons*.
- Peralta Álvarez, M. G. (2012). Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del Hospital de Vielha (*Master's thesis, Universitat Politècnica de Catalunya*).
- Priestley, M. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). Direct displacement-based design of structures. *Pavia, Italy*.



- Priestley, M. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). Seismic design and retrofit of bridges. *John Wiley & Sons*.
- Safina Melone, S. (2003). Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico. *Universidad Politécnica de Cataluña*.
- Situaci, Lisis D. E. & D. E. Salud Regi. (2008). Propiedades de Los Materiales En Secciones de Concreto Reforzado. *Universidad Nacional Autonoma de México. Ciudad de México*.
- Surana, M. (2000). Non-Linear Static Analysis Using SAP 2000. 1–11.
- Valdebenito, G. E. (2009). Passive seismic protection of cable-stayed bridges applying fluid viscous dampers under strong motion. *Universidad Politécnica de Cataluña*.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- Vlacev Toledo, L. (2011). Análisis No Lineal Estático en Edificios de Concreto Armado con Sap2000 y Perform 3D.



CAPÍTULO 7

ANEXOS

ANEXO A

MARCO ESTRUCTURAL A EVALUAR

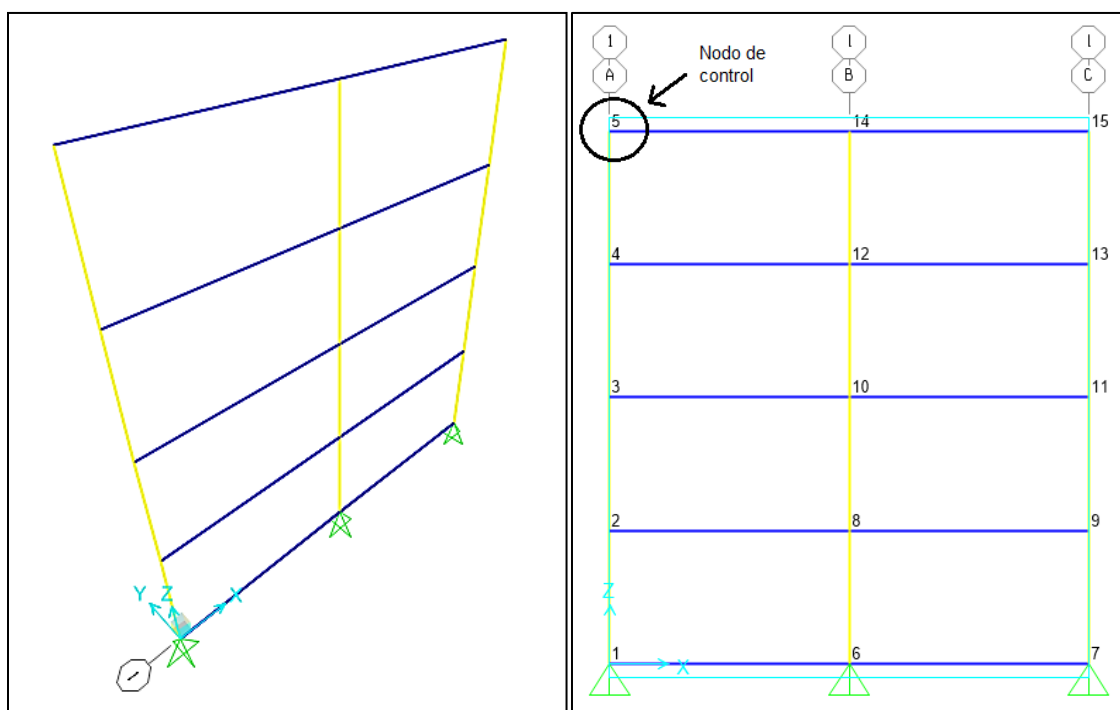


Figura A1.-Modelo de la edificación en SAP 2000

Material	UnitWeight (Kgf/m ³)	UnitMass (Kgf-s ² /m ⁴)	E1 (Kgf/m ²)	G12 (Kgf/m ²)	U12	A1
Hormigón Columna	2.4028E+03	2.4501E+02	1897366600	790569417.	0.2	9.9000E-06
Hormigón Viga	2.4028E+03	2.4501E+02	1897366600	790569417.	0.2	9.9000E-06
Refuerzo	7.8490E+03	8.0038E+02	2.039E+10			1.1700E-05

Tabla A1.-Parámetros de los elementos estructurales empleados en la modelación

Material	F'c (Kgf/m ²)	eFc (Kgf/m ²)
Hormigón Columna	1600000.	1600000.
Hormigón Viga	1600000.	1600000.

Tabla A2.-Esfuerzo a compresión (f'_c) de los elementos estructurales empleados en la modelación

Material	Fy (Kgf/m ²)	Fu (Kgf/m ²)
Refuerzo	28122785.05	42184177.57

Tabla A3.- Esfuerzo máximo de fluencia (F_y) y de rotura (F_u)



SectionName (1/2)	Material	Shape	t3 (m)	t2 (m)	Area (m2)	TorsConst (m4)	I33 (m4)	I22 (m4)
Columna	Hormigón Columna	Rectangular	0.35	0.35	0.1225	0.00211	0.00125	0.00125
Viga	Hormigón Viga	Rectangular	0.25	0.25	0.0625	0.00055	0.00032	0.00032

SectionName (2/2)	I23 (m4)	AS2 (m2)	AS3 (m2)	S33 (m3)	S22 (m3)	Z33 (m3)	Z22 (m3)	R33 (m)	R22 (m)
Columna	0.	0.1020	0.1020	0.0071	0.0071	0.0107	0.0107	0.1010	0.1010
Viga	0.	0.0520	0.0520	0.0026	0.0026	0.0039	0.0039	0.0721	0.0721

Tabla A4.- Propiedades físicas de los elementos estructurales empleados

SectionName	Cover (m)	NumBars 3Dr	NumBars 2Dr	BarSizeL (mm)	BarSizeC (mm)	SpacingC (m)	NumC Bars2	NumC Bars3
Columna	0.04	3	3	14	8	0.1	2	2

Tabla A5.- Recubrimiento y refuerzo de acero en los elementos columnas

SectionName	TopCover (m)	BotCover (m)	TopLeftArea (m2)	TopRghtAra (m2)	BotLeftArea (m2)	BotRghtArea (m2)
Viga	0.04	0.04	0.000154	0.000154	0.000154	0.000154

Tabla A6.- Recubrimiento y refuerzo de acero en los elementos vigas



ANEXO B

CURVAS ESFUERZO DEFORMACIÓN

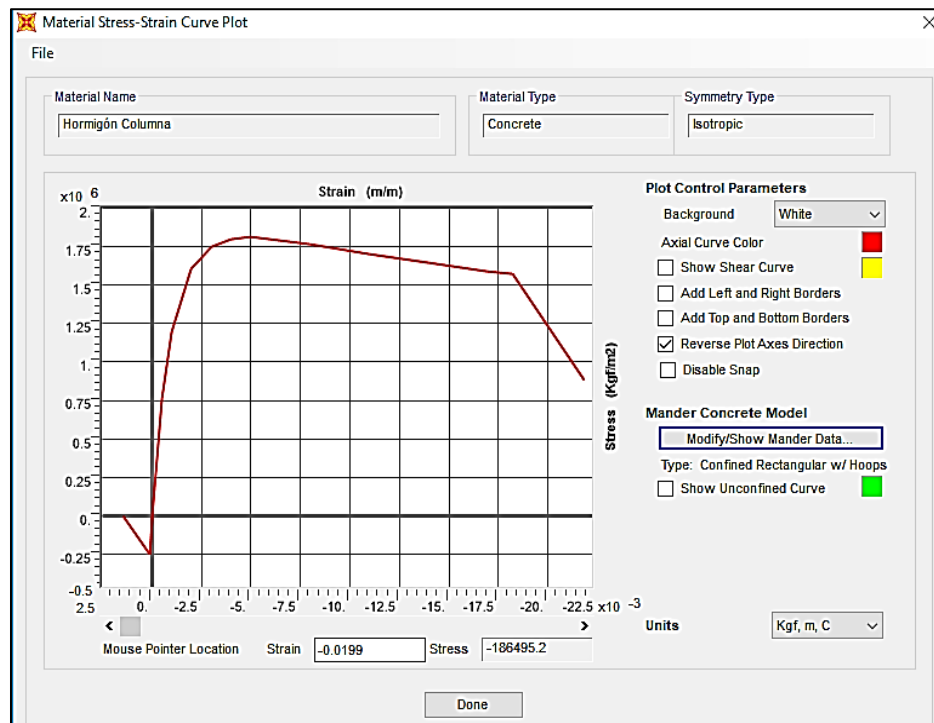


Figura B1.- Curva esfuerzo-deformación para columnas cargado en SAP 2000



Figura B2.- Curva esfuerzo-deformación para vigas cargado en SAP 2000

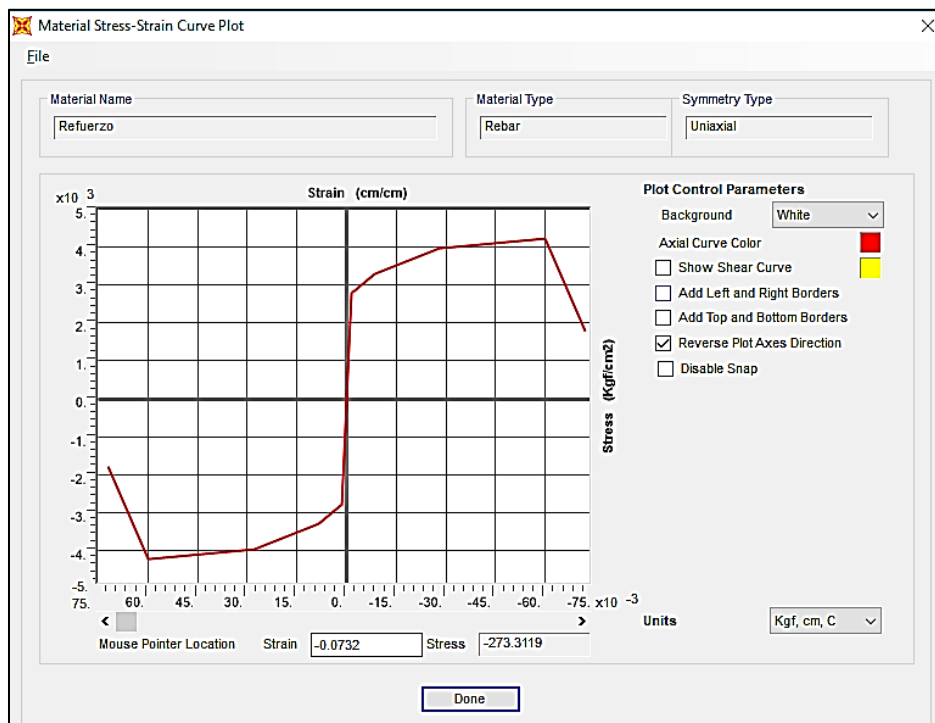


Figura B3.- Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo cargado en SAP 2000



ANEXO C

CARGAS APLICADAS

Carga Viva.- Se estableció una carga viva para hospitales de 400 kg/m² para los corredores y 290 kg/m² para salas de quirófano, laboratorios; considerando estos valores se usó el promedio de los mismos como se muestra en la Tabla C1.

Carga Muerta.- Para formar la carga muerta empleada, se estableció los siguientes tipos de cargas: cargas de ladrillos, carga de acabados, carga muerta permanente y carga de cubierta.

Descripción de carga	Carga (Kg/m ²)	Carga lineal (Kg/m)
Paredes Ladrillo	240	386
Acabados	150	83
Losa	450	552
Permanente	300	344
Cubierta	150	96
Viva	345	344

Tabla C1.- Cargas consideradas de acuerdo a las recomendaciones de la NEC

Descripción de carga en pisos	Carga (Kg/m ²)	Carga (Kg/m)
Carga Viva (L)	690	945
Carga Muerta (D)	2280	3753

Descripción de carga en cubierta	Carga (Kg/m)	Carga (Kg/m)
Carga Viva (L)	690	945
Carga Muerta (D)	1500	1702

Tabla C2.- Cargas aplicadas (viva y muerta) en la cubierta y pisos del edificio

Recomendaciones NEC (Cargas no sísmicas)	
Densidad bloques (kg/m ³)	1200
Densidad Hormigón armado (kg/m ³)	2400
Densidad hormigón simple (kg/m ³)	2200
Densidad ladrillo (kg/m ³)	1600
Carga de cubierta (kg/m ²)	150
Cargas permanente (kg/m ²)	300
Carga acabados (kg/m ²)	150

Tabla C3.- Cargas no sísmicas empleadas

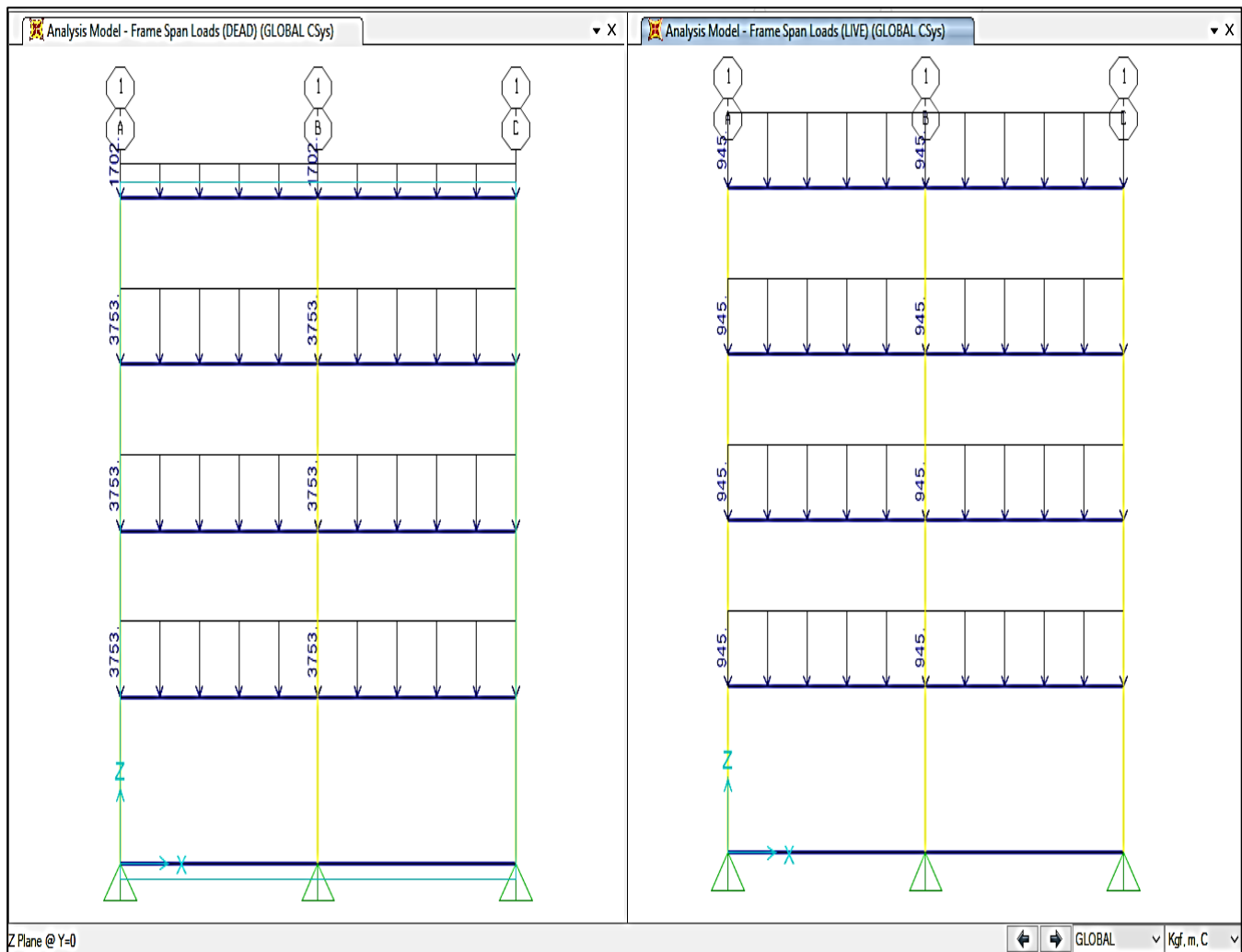


Figura C1.- Grafica de las cargas aplicadas (viva (izq.) y muerta (der.)) en SAP 2000



ANEXO D

ASIGNACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS

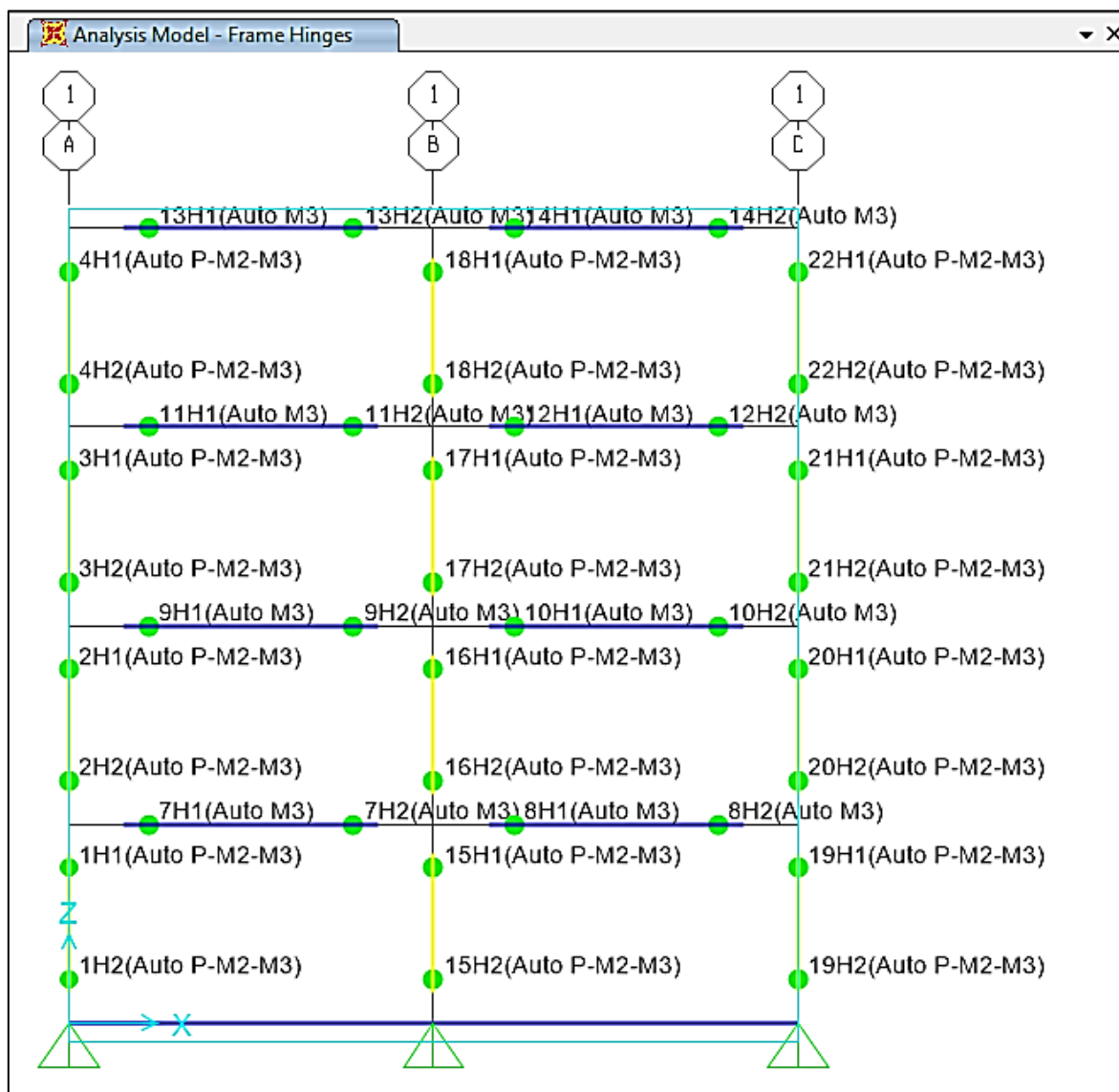


Figura D1.- Asignación de las rótulas plásticas al modelo de la edificación para vigas y columnas en SAP 2000

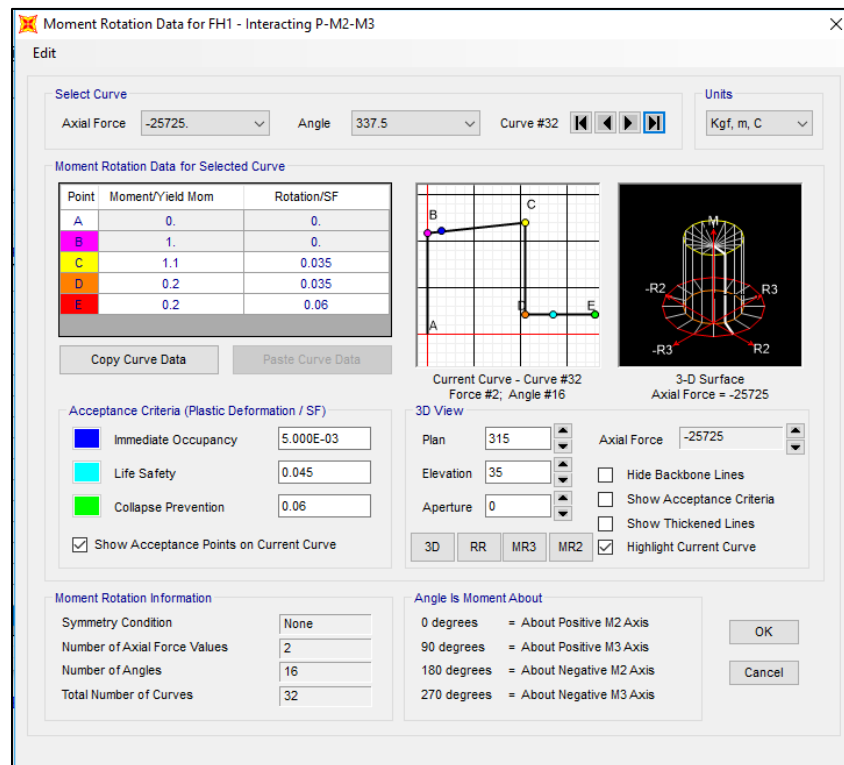


Figura D2.- Diagrama momento rotación de columnas asignado en SAP 2000

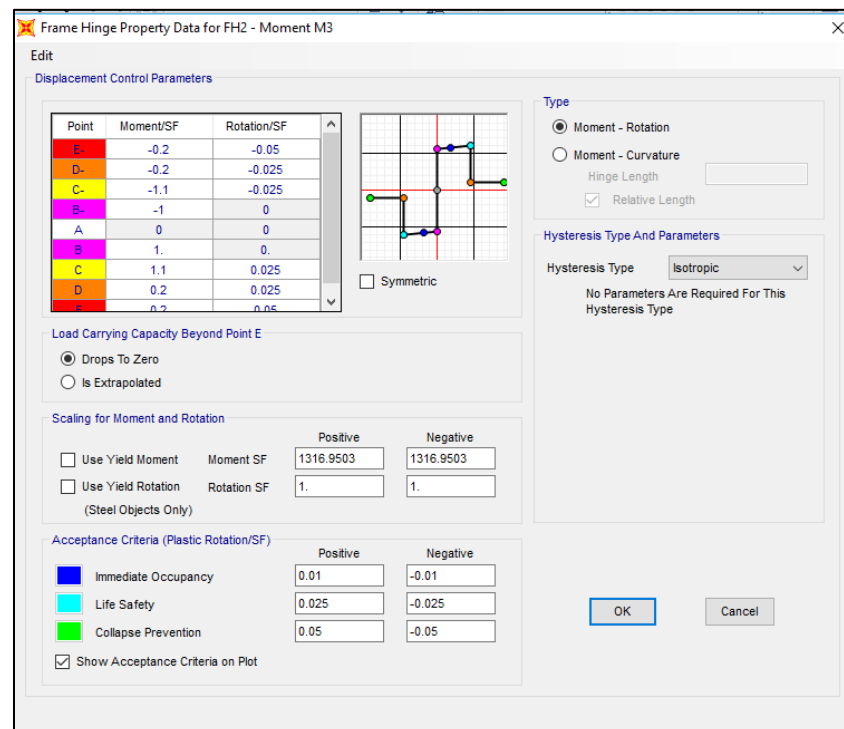


Figura D3.- Diagrama momento rotación de vigas asignado en SAP 2000



ANEXO E

DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN

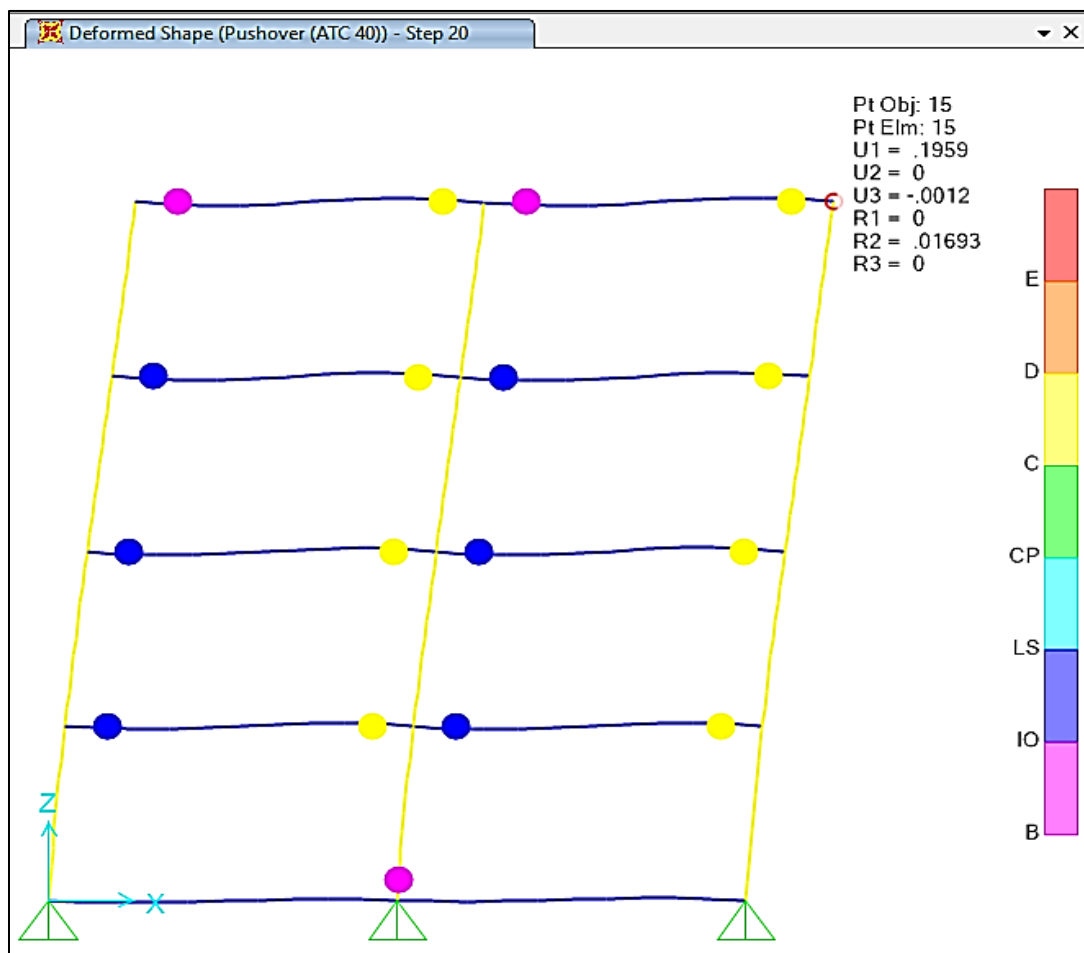


Figura E1.- Niveles de desempeño en la edificación mediante el método ATC 40

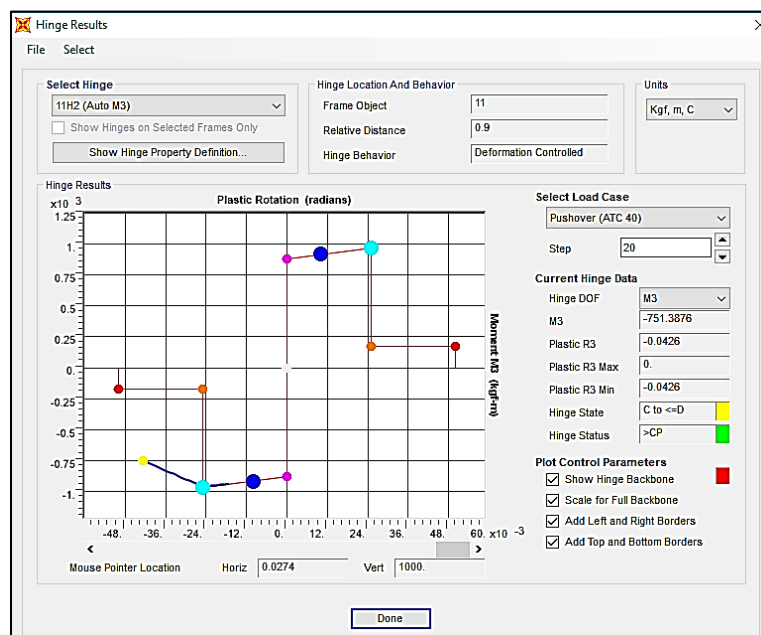


Figura E2.- Rótula plástica más afectada en el método ATC 40

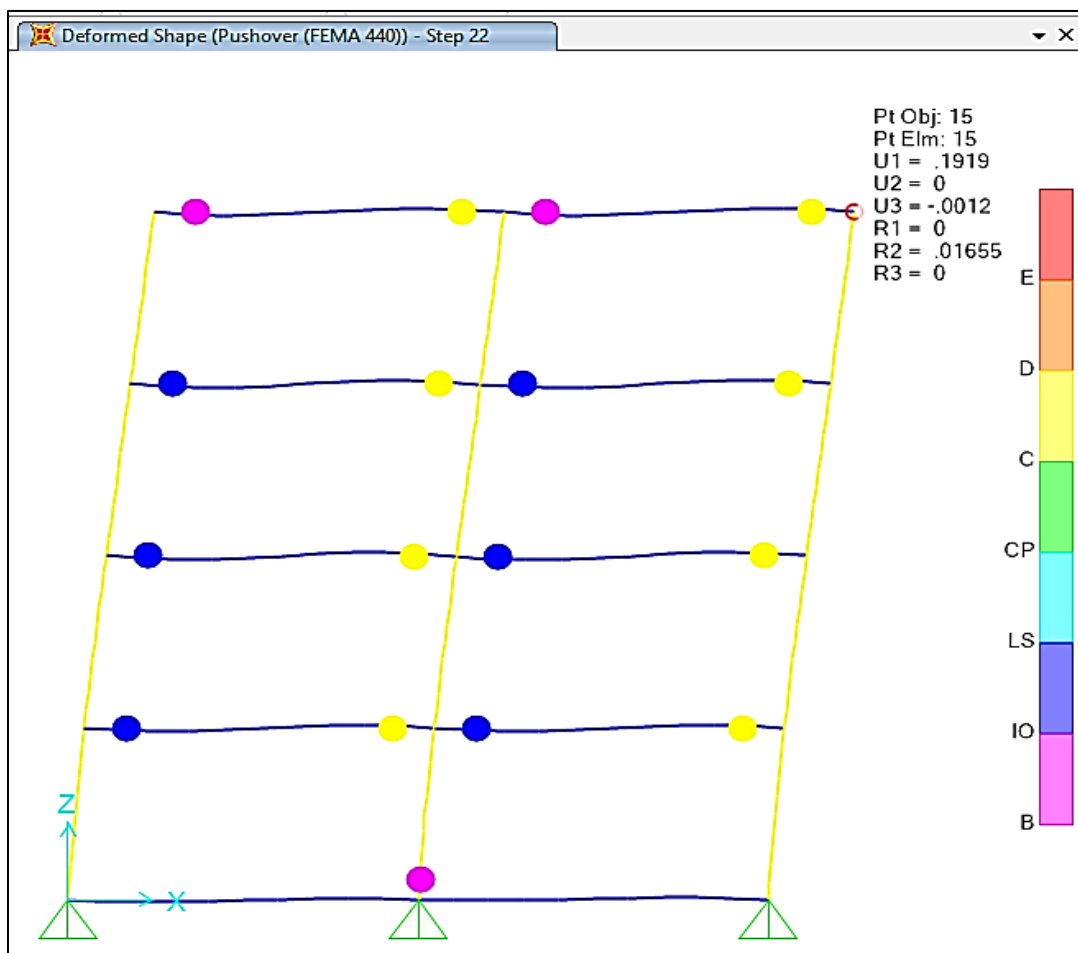


Figura E3.- Niveles de desempeño en la edificación mediante el método FEMA 440

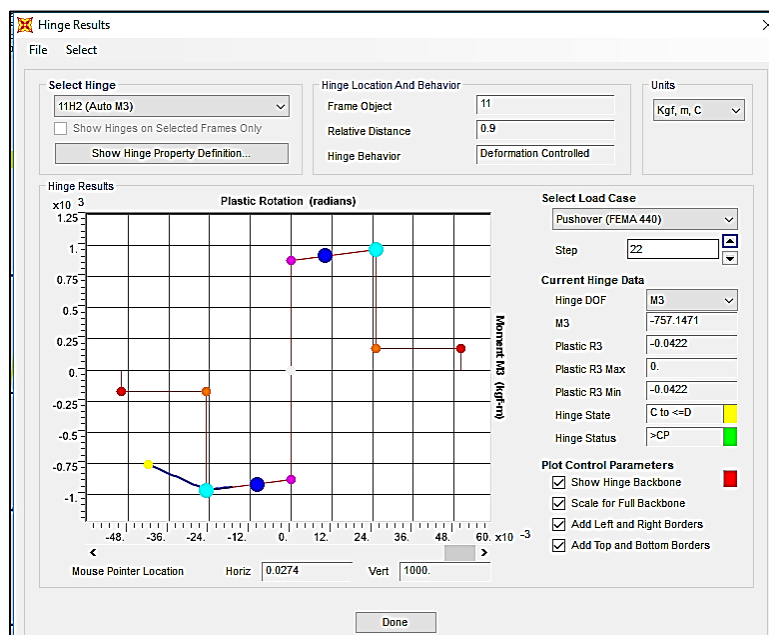


Figura E4.- Rótula plástica más afectada en el método FEMA 440

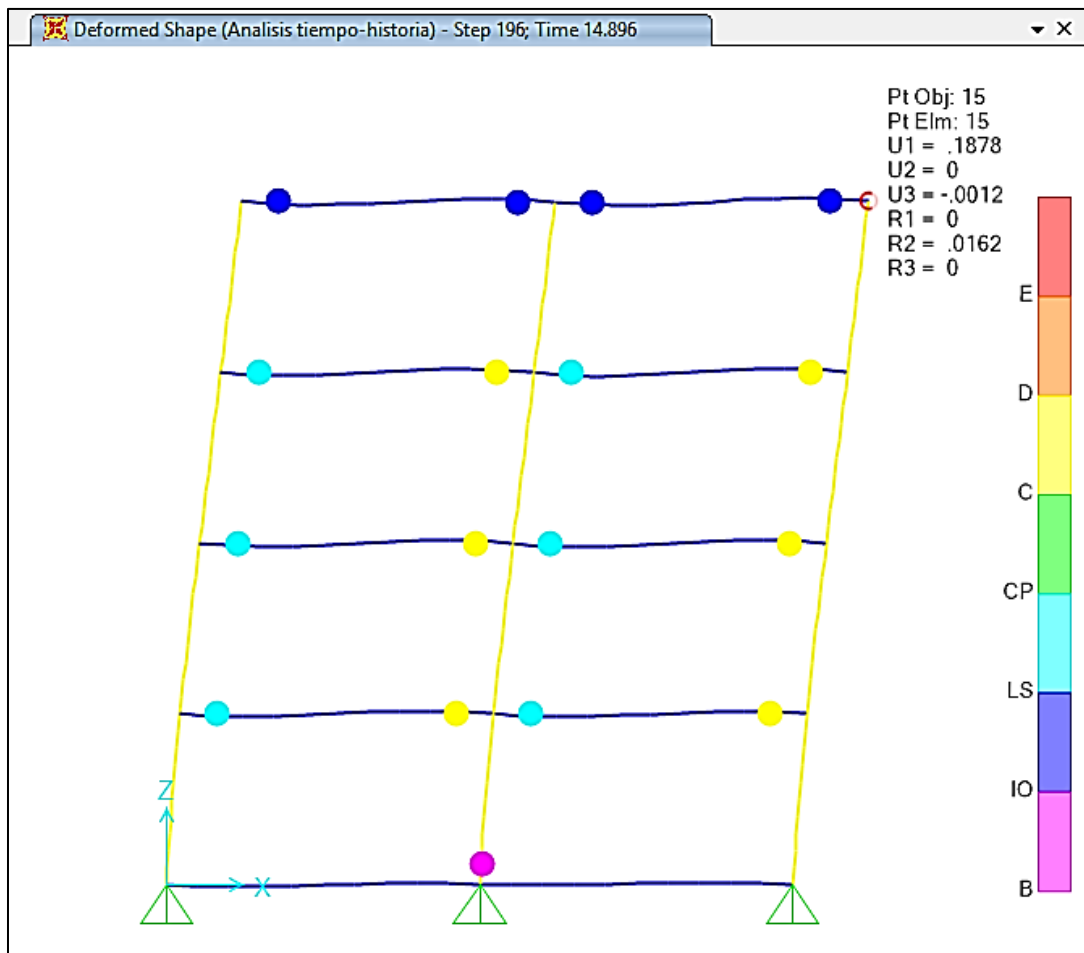


Figura E5.- Niveles de desempeño en la edificación mediante el ADNL

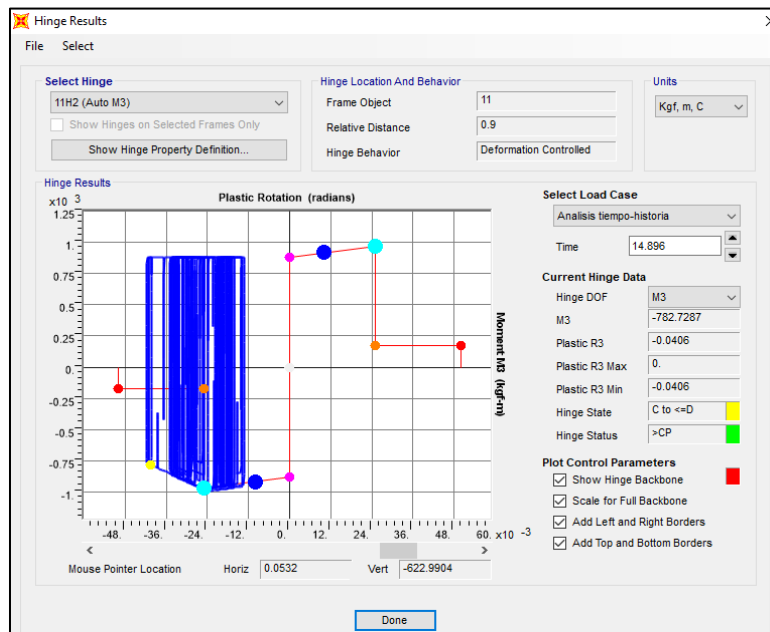


Figura E6.- Diagrama de histéresis en la rótula plástica más afectada en el ADNL