



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

**Análisis no lineal en 2D del Hospital “Moreno Vázquez”,
del cantón Gualaceo, aplicando el método de rótulas
plásticas**

**Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

Autor:

MISHEL MARITZA CARRIÓN CELI

Director:

JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO, M.Sc.

CUENCA, ECUADOR

2019



DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a mis amados padres Marisa y Devis que siempre me han apoyado e impulsado cada día para superar retos, que han celebrado las pequeñas victorias y han sufrido mis derrotas, que han sido un apoyo incondicional a lo largo de mi vida y que gracias a ellos y a sus consejos hoy doy por terminada una etapa de mi vida, logrando así la meta que me impuse desde muy pequeña.



AGRADECIMIENTOS

Agradezco principalmente a Dios por otorgarme la vida y por darme las personas maravillosas de las que me encuentro rodeada, mis padres que son mi razón de ser, que sin ellos me sentiría perdida gracias por todo el amor, los consejos y los abrazos, gracias a ustedes soy lo que soy ahora.

A mis amigos, los que siempre me han apoyado y animado a pesar de encontrarnos a la distancia, gracias por los ánimos y por el abrazo verdadero de la amistad.

Mis compañeros, mis amigos con los cuales nos embarcamos en este viaje, gracias por las experiencias vividas, por las malas noches y las risas obtenidas a lo largo de la carrera.

Además, mis más sinceros agradecimientos al Ing. Francisco Flores Ph.D., por estar dispuesto cada día para solventar nuestras dudas y al Ing. José Vázquez Calero M.Sc., por los consejos dados, por el ánimo proporcionado para seguir adelante y cumplir la meta propuesta.



ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTOS	III
ÍNDICE DE FIGURAS	VII
ÍNDICE DE TABLAS	VIII
RESUMEN	IX
ABSTRACT	X
INTRODUCCIÓN	XI
CAPÍTULO I	12
RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN	12
1.1 Antecedentes	12
1.2 Objetivos	14
1.2.1 Objetivo general	14
1.2.2 Objetivos específicos	14
1.3 Metodología	14
1.4 Estado del arte	16
1.4.1 Ecuador y su sismicidad	16
1.4.2 Edificaciones esenciales: hospitales	16
1.4.3 Análisis por desempeño	17
1.4.4 Diseño por capacidad	18
1.4.5 Requerimientos de modelos	19
1.4.5.1 Modelos con plasticidad concentrada y distribuida	19
1.4.5.2 Curvas histeréticas	21
1.4.5.3 Efectos P-Delta	26
1.4.6 Análisis Pushover	26
1.4.7 Análisis no lineal de las estructuras	26
1.4.8 Curvas histeréticas utilizadas en el modelo	27
1.5 Marco teórico	30
1.5.1 OpenSees	30
1.5.2 NEC	30
1.5.3 Cortante basal de diseño	31
1.5.4 Rótula plástica	31
1.5.5 Sismo de diseño	31
1.5.6 Espectro	31
1.5.7 Período de vibración	31



1.5.8	Edificaciones esenciales	31
CAPÍTULO II		33
MODELACIÓN DE CARGAS Y MASAS APLICADAS.....		33
2.1	Geometría hospitalaria general	33
2.2	Detalles estructurales	34
2.3	Propiedades y características de los materiales	37
2.3.1	Concreto.....	37
2.3.2	Concreto confinado.....	37
2.3.3	Acero de refuerzo	37
2.3.4	Características de los materiales	38
2.4	Cargas gravitacionales.....	38
2.4.1	Cargas vivas de uso	38
2.4.2	Cargas muertas y permanentes	39
2.5	Masas aplicadas	39
2.6	Combinación de cargas.....	39
CAPÍTULO III		41
MODELACIÓN Y ANÁLISIS EN DOS DIMENSIONES DEL HOSPITAL “MORENO VÁZQUEZ” DE MANERA NO LINEAL UTILIZANDO SOFTWARE OPENSEES, POR EL MÉTODO DE RÓTULAS PLÁSTICAS		41
3.1	Espectro de diseño.....	41
3.2	Base de diseño sismo-resistente.....	41
3.2.1	Cargas accidentales.....	41
3.3	Características geológicas locales	43
3.4	Coefficiente de perfil del suelo F_a	44
3.5	Coefficiente de perfil del suelo F_d	45
3.6	Coefficiente de perfil del suelo F_s	45
3.7	Categoría de edificio y coeficiente de importancia I	46
3.8	Objetivos y niveles de desempeño sísmico	48
3.9	Parámetros para el espectro de diseño	49
3.9.1	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el período de retorno seleccionado	49
3.9.2	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto	49
3.9.3	Factor de reducción de resistencia sísmica.....	50
3.10	Período de diseño de pórtico 1.....	51
3.11	Período de diseño de pórtico 2.....	52



3.12	Modelación del código en OpenSees.....	53
3.13	Modelación con rótulas plásticas.....	53
3.14	Localización de las rótulas plásticas.....	53
3.15	Definición de la geometría del pórtico	54
3.16	Modelo modificado de Ibarra-Medina- Krawinkler con Respuesta Histerética Bilineal55	
3.17	Comportamiento histerético	60
3.18	Análisis modal	60
3.19	Escalamiento de registros sísmicos.....	61
3.19.1	Factor: Período Fundamental Escalado (FPS)	61
3.19.2	Factor: Suite Scale Factor (SS).....	62
3.19.3	Factor: Factor de Escala Combinado (CS)	62
3.20	Análisis estático no lineal o Pushover	64
3.21	Análisis dinámico no lineal.....	66
3.22	Efectos P- Delta	66
3.23	Cortante basal de diseño (V).....	67
3.23.1	Coefficientes de configuración en planta y elevación (θ_p).....	67
3.23.2	Coefficientes elevación (θ_e)	68
3.23.3	Período de vibración (Ta).....	69
3.23.4	Espectro de diseño (Sa).....	69
3.24	Análisis dinámico no lineal tiempo-historia.....	70
3.25	Criterio: amortiguamiento de Rayleigh	73
3.26	Derivas	73
	CAPÍTULO IV.....	77
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	77
	CONCLUSIONES.....	77
	RECOMENDACIONES.....	79
	Bibliografía	80



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. 1 Modelo histerético bilineal simple	22
Figura 1. 2 Modelo histerético de Takeda.....	22
Figura 1. 3 Modelo histerético de Sina	23
Figura 1. 4 Modelo histerético de Otani (modelo de Takeda modificado)	23
Figura 1. 5 Modelo histerético Q-Hyst	24
Figura 1. 6 Modelo histerético de Roufaiel y Meyer	24
Figura 1. 7 Modelo histerético de Park, degradación de la rigidez.....	25
Figura 1. 8 Modelo histerético de Park, efecto de estrechamiento	25
Figura 1. 9 Modelo histerético de Park, deterioro de la resistencia	25
Figura 1. 10 Curva histerética, modelo Ibarra, Medina y Krawinkler usado para vigas y columnas.	27
Figura 1. 11 Modelo de unión viga-columna planteado por Altoontash A., 2004.....	29
Figura 1. 12 Modelo de nudo, unión viga-columna, presentado por Altoontash: (a) Resortes múltiples en 2D; (b) Resortes múltiples modificados en 2D.	29
Figura 2. 1 Geometría general del Hospital Moreno Vázquez.....	33
Figura 2. 2 Pórtico 1.....	33
Figura 2. 3 Pórtico 2.....	34
Figura 2. 4 Sección transversal columna tipo C1.....	35
Figura 2. 5 Sección transversal columna tipo C2.....	35
Figura 2. 6 Sección transversal columna tipo C3.....	36
Figura 2. 7 Sección transversal viga V1	36
Figura 3. 1 Zonificación del territorio nacional ecuatoriano en seis zonas sísmicas.	42
Figura 3. 2 Curvas de peligro sísmico para la ciudad de Cuenca.....	42
Figura 3. 3 Período de diseño 2500 años, pórtico 1	51
Figura 3. 4 Período de diseño 2500 años, pórtico 2.....	52
Figura 3. 5 Esquema de las rótulas plásticas en unión viga-columna.	55
Figura 3. 6 Esquema de la enumeración de nodos, vigas y columnas, pórtico 2	55
Figura 3. 7 Cuvra Backbone del modelo de deterioro Ibarra-Medina-Krawinkler	57
Figura 3. 8 Espectros de sismos sin escalar, pórtico 1	62
Figura 3. 9 Sismos por el producto de FPS, pórtico 1.....	63
Figura 3. 10 Sismos por el productor de FPS y SS, pórtico 1	63
Figura 3. 11 Espectros de sismos sin escalar, pórtico 2	63
Figura 3. 12 Sismos por el producto de FPS, pórtico 2.....	64
Figura 3. 13 Sismos por el productor de FPS y SS, pórtico 2.....	64
Figura 3. 14 Secuencia del proceso de análisis de pushover.....	65
Figura 3. 15 Curva Pushover del pórtico 1	65
Figura 3. 16 Curva Pushover del pórtico 2	66
Figura 3. 17 Coeficiente estructural recomendado de configuración en planta.....	68
Figura 3. 18 Coeficiente estructural recomendado de configuración de elevación	68
Figura 3. 19 Análisis de tiempo historia pórtico 1 sismo AMNT-E	70
Figura 3. 20 Análisis de tiempo historia pórtico 1 sismo ACHN-N	71
Figura 3. 21 Análisis de tiempo historia pórtico 1 sismo ASDO-E.....	71
Figura 3. 22 Análisis de tiempo historia pórtico 2 sismo AMNT-E	72
Figura 3. 23 Análisis de tiempo historia pórtico 2 sismo ACHN-N	72
Figura 3. 24 Análisis de tiempo historia pórtico 2 sismo ASDO-E	73



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2. 1 Características de los materiales de las secciones hacer analizadas	38
Tabla 2. 2 Cargas vivas	38
Tabla 2. 3 Cargas muertas o permanentes.....	39
Tabla 2. 4 Masas aplicadas a cada pórtico.	39
Tabla 2. 5 Carga sísmica reactiva por pórtico.....	40
Tabla 3. 1 Valor del factor de zona Z en función de la zona sísmica.	42
Tabla 3. 2 Geología local de la zona donde se encuentra el Hospital "Moreno Vázquez " ...	43
Tabla 3. 3 Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (Fa)	44
Tabla 3. 4 Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca (Fd)	45
Tabla 3. 5 Tipo de suelo y Factor de comportamiento no lineal de los suelos (Fs)	46
Tabla 3. 6 Coeficiente de importancia I de la edificación.....	47
Tabla 3. 7 Niveles de amenaza sísmica.....	48
Tabla 3. 8 Nivel de desempeño estructural para estructuras esenciales y de ocupación especial.....	48
Tabla 3. 9 Valores de aceleración espectral (η) para cada provincia del Ecuador.	49
Tabla 3. 10 Factor usado en el espectro de diseño elástico, dependiendo del tipo del suelo donde se encuentre la estructura.	49
Tabla 3. 11 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	50
Tabla 3. 12 Parámetros para obtener los espectros de diseño del pórtico 1.....	51
Tabla 3. 13 Parámetros para obtener los espectros de diseño del pórtico 2.....	52
Tabla 3. 14 Análisis modal efectuado para pórtico 1.....	61
Tabla 3. 15 Análisis modal efectuado para pórtico 2.....	61
Tabla 3. 16 Derivas de pórticos estudiados.....	66
Tabla 3. 17 Factores para determinar el período de vibración.....	69
Tabla 3. 18 Máximas derivas de piso expresadas en porcentaje, dependiendo la estructura.	74
Tabla 3. 19 Derivas de entrepiso normalizadas por diferentes códigos	74
Tabla 3. 20 Derivas de piso máximas establecidas por ASCE 7-16	75
Tabla 3. 21 Deformaciones y derivas de piso del pórtico 1	76
Tabla 3. 22 Deformaciones y derivas de piso del pórtico 2	76



**“ANÁLISIS NO LINEAL EN 2D DEL HOSPITAL “MORENO VÁZQUEZ”,
DEL CANTÓN GUALACEO, APLICANDO EL MÉTODO DE RÓTULAS
PLÁSTICAS”**

RESUMEN

El presente trabajo realiza el análisis no lineal por el método de rótulas plásticas del hospital “Moreno Vázquez” de Gualaceo, mismo que posee una estructura porticada, al momento presta servicios en atención médica a los cantones de Gualaceo, Paute, Chordeleg y Sígsig, es una edificación esencial que se analizó y verificó basándose en las actuales normas de construcción, como edificación esencial, se realiza el análisis no lineal en software de código abierto OpenSees que evalúa el comportamiento ante acciones sísmicas y determina además de los periodos y frecuencias la generación de rótulas plásticas y derivas como tiempos de posible colapso, se realiza un análisis pushover y tiempo historia con escalamientos de sismos ocurrentes; como resultados se puede observar entre otros las deficiencias estructurales de la edificación hospitalaria.

Palabras clave: OpenSees, rótulas plásticas, pushover, tiempo historia, acciones sísmicas.

Ing. José Fernando Vázquez Calero
Director de Trabajo de Titulación

Ing. José Fernando Vázquez Calero
Coordinador de Escuela

Mishel Maritza Carrión Celi

Autor



ABSTRACT

Carrión Celi

“NON-LINEAR 2D ANALYSIS APPLYING THE PLASTIC SPLINTS METHOD IN THE MORENO VÁZQUEZ HOSPITAL, GUALACEO ”

ABSTRACT

The present work performs a non-linear analysis by applying the plastic splints method at the "Moreno Vázquez" hospital in Gualaceo. This hospital has a porticoed structure and provides services in medical care to Gualaceo, Paute, Chordeleg and Sígig. This essential building was analyzed and verified based on current construction standards. The non-linear analysis was carried out with the OpenSees open source software that evaluates the behavior in seismic events and determines the periods, frequencies, the generation of plastic joints, drifts and times of possible collapse. A pushover and time history analysis were carried out with the scaling of seismic events. As results, the structural deficiencies of the building could be observed.

Keywords: OpenSees, plastic splints, pushover, time history, seismic actions.

Ing. José Fernando Vázquez calero

Thesis Director

Ing. José Fernando Vázquez Calero

Faculty Coordinator

Mishel Maritza Carrión Celi

Author



Carrión Celi Mishel Maritza

Trabajo de titulación

Ing. José Fernando Vázquez Calero M.Sc.

Junio, 2019

ANÁLISIS NO LINEAL EN 2D DEL HOSPITAL “MORENO VÁZQUEZ”, DEL CANTÓN GUALACEO, APLICANDO EL MÉTODO DE RÓTULAS PLÁSTICAS

INTRODUCCIÓN

Nuestro país se encuentra ubicado en una zona de alto peligro sísmico denominado el Cinturón de Fuego del Pacífico, que produce eventos de grandes magnitudes y amenaza la vida de millones de personas.

El Ecuador fue sacudido por un sismo de 7.8 grados en la escala de Richter el 16 de abril del 2016, el cual perjudicó innumerables viviendas y dejó cientos de fallecidos.

Luego de un exhaustivo estudio se determinó que las viviendas, edificios y edificaciones esenciales como los hospitales fueron construidos haciendo un mal uso de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), en la actualidad entidades tanto privadas como públicas exigen el cumplimiento de esta norma.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece a las estructuras hospitalarias como edificaciones esenciales que deben proporcionar una funcionalidad continua y ocupación inmediata frente a un evento sísmico de alta magnitud.

En el presente trabajo de titulación se describe una edificación esencial a la que se le realizará análisis no lineal con el método de rótulas plásticas en el software de código abierto OpenSees.

A la estructura se le deberá aplicar diferentes sismos extremos para representar el comportamiento de la edificación ante tal evento.

CAPÍTULO I

RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN

1.1 Antecedentes

Los hospitales son edificaciones esenciales que para ser construidos deben de seguir al pie de la letra las normas y diseños aplicados en las normativas de cada país.

En los países de primer mundo las normas de diseño sismo-resistente son seguidas minuciosamente para evitar accidentes y muertes en caso de desastres naturales, lamentablemente, en América Latina, es común observar el incumplimiento de las normas al momento de ejecutar un diseño estructural.

Según el Instituto Geográfico Nacional (IGN), el planeta experimenta más de un millón de temblores en especial de baja magnitud, estos se producen principalmente en el Cinturón de Fuego del Pacífico, lugar donde se encuentra el Ecuador, país que ha sufrido varios desastres naturales.

La predicción de terremotos sigue siendo muy limitada a pesar de la tecnología actual, la humanidad ha padecido efectos catastróficos debido a ellos (Oliva L., 2015), los más destacados a nivel mundial son:

- En la ciudad de Valdivia, Chile, el 22 de mayo de 1960 con una magnitud de 9.5 grados en la escala de Richter.
- El 27 de marzo de 1964, golpeo la ciudad de Alaska un terremoto con una magnitud de 9.2 grados en la escala de Richter.
- En el 2011 en la ciudad de Sumatra, Indonesia se produjo un terremoto de 9.1 grados en la escala de Richter, con un saldo de más de cuarto de millón de fallecidos.
- El 11 de marzo de 2011 la Costa de Honshu, Japón, sufrió un terremoto de 9.0 grados en la escala de Richter, que desplazó la isla por casi 2 metros.
- El 27 de febrero de 2010 Curanipe, provincia de Chile experimentó un terremoto de magnitud de 8.8 grados en la escala de Richter.

El Ecuador ha sufrido varias catástrofes naturales, los más representativas han sido terremotos que datan del año 1541, a partir de siglo XVIII ya se tiene datos sobre la magnitud de estos (Moncayo M., Velasco G., Mora C., Montenegro M., Córdova J., 2017), se muestran a continuación:

- El 4 de febrero de 1797 Riobamba sufrió el primer terremoto en el territorio ecuatoriano, registrando una magnitud de 8.3 grados en la escala de Richter.
- En enero de 1906 con epicentro en el Océano Pacífico, Ecuador y Colombia sufrieron un terremoto de magnitud 8.8 grados en la escala de Richter, en el cual desaparecieron varias islas.
- El 5 de agosto de 1949 Tungurahua es sacudida por un terremoto de 6.8 grados en la escala de Richter.
- El 8 de abril de 1961 Chimborazo se ve afectado por un terremoto de magnitud 7 grados en escala de Richter.
- Manabí, el 19 de mayo de 1964, es sacudido por un terremoto de magnitud 8 grados en escala de Richter.
- El 5 de marzo de 1987 la provincia de Napo es sorprendida con un terremoto de 6.9 grados en la escala de Richter.
- El 2 de octubre de 1995 la provincia de Morona Santiago es sacudida por un terremoto de 6.9 grados.
- El 4 de agosto de 1998, con un epicentro en Bahía de Caráquez, provincia de Manabí, se presenta un terremoto de 7.1 grados en la escala de Richter.
- El sábado 16 de abril de 2016 los cantones de Pedernales y Cojimíes, de la provincia de Manabí, son azotados por un terremoto de magnitud 7.8 grados en la escala de Richter, el cual es uno los terremotos más devastadores que ha sufrido el país y en el cual perdieron la vida 673 personas, 6274 personas heridas, además de un estado de emergencia en las seis provincias costaneras.

En el Ecuador existe hospitales que no cumplen la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), ya sea por su antigüedad o por una falta de conocimiento y responsabilidad al ejecutar el diseño de este tipo de edificaciones.

La entidad hospitalaria “Moreno Vázquez” se creó por la donación de un terreno el 9 de marzo de 1889 luego de ser otorgado a la iglesia católica por el ilustre ciudadano Dr. Manuel Moreno Vázquez, luego de este fallecer (Orellana D., 2009).

Luego de ochenta y seis años y varios sucesos, el 28 de noviembre de 1975 se realizó el traslado del hospital “Moreno Vázquez” a un nuevo edificio con mayor capacidad y mejores adecuaciones hospitalarias (Orellana D., 2009).

Desde su creación el hospital “Moreno Vázquez” ha sufrido inconvenientes con su estructura, ya que se encuentra en una zona de alta intensidad sísmica, por lo cual se verá afectado continuamente, consecuencia de un inexistente o inadecuado diseño sismo-resistente.

El hospital “Moreno Vázquez” posee varias ampliaciones y rediseños de su estructura, pero estas no se han efectuado de la forma correcta, por lo que han sido en vano los esfuerzos por mejorar la edificación (Serrano C., Calle N., 2016).

El hospital acoge aproximadamente 212 pacientes al mes, por lo que debe cumplir con las normas y diseños de sismo-resistencia para brindar un correcto funcionamiento y seguridad, ya que de esto depende su funcionalidad continua (Serrano C., Calle N., 2016).

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Analizar y modelar el hospital “Moreno Vázquez” del cantón Gualaceo en dos dimensiones con la utilización de la herramienta informática OpenSees, aplicando el método de rótulas plásticas y plantear propuestas de solución.

1.2.2 Objetivos específicos

- Realizar la recopilación y análisis de la información del hospital “Moreno Vázquez” del cantón Gualaceo.
- Realizar la modelación de las cargas y masas adecuadas.
- Analizar y modelar en dos dimensiones el hospital “Moreno Vázquez” de manera no lineal, con el software de código abierto OpenSees, por el método de rótulas plásticas para un sismo extremo.
- Analizar los resultados obtenidos mediante el programa OpenSees.

1.3 Metodología

Para el desarrollo del análisis y modelación del hospital “Moreno Vázquez” del cantón Gualaceo se realizarán los siguientes pasos:

Para ejecutar el primer objetivo vamos a realizar una investigación descriptiva en la que se tabulará los datos, las actividades serán:

- Recolectar información sobre el hospital “Moreno Vázquez” del cantón Gualaceo, esta información será proporcionada por el Ing. José Vázquez, además de ser extraída de diferentes fuentes confiables.
- Se recolectará información valiosa de otros trabajos de titulación, ya que se han realizado algunos trabajos en los que constan datos relevantes para realizar una apropiada elaboración de la presente tesis.
- Analizar información del proyecto de investigación UDA: hospitales seguros frente a desastres.

Para el segundo objetivo se deberá recibir seminarios o cursos además de apelar a una búsqueda bibliográfica de las normas vigentes, las actividades serán:

- Se deberá recurrir a las normas vigentes para constatar datos para la modelación de cargas y masas que serán de vital importancia para analizar la estructura.
- Se deberá adquirir conocimientos mediante un seminario para aprender a utilizar de forma correcta el software de código abierto OpenSees.

En el tercer objetivo se deberá realizar la modelación y análisis donde se aplicará un método analítico-sintético, por lo que necesitaremos todos los conocimientos previamente adquiridos, las actividades a seguir serán:

- Se efectuará el análisis y modelación del hospital “Moreno Vázquez”, del cantón Gualaceo con el software de código abierto OpenSees, aplicando el método de rótulas plásticas.

Para culminar con el último objetivo se examinará detalladamente los resultados obtenidos aplicando un método analítico y recurriremos al director de la tesis para solventar cualquier duda, las actividades a seguir serán las siguientes:

- Obtenidos los resultados se deberán examinar los comportamientos de cada parte de la estructura hospitalaria y se deberán verificar que estos cumplan con las normas vigentes.
- Se realizará una evaluación final de los resultados obtenidos.

1.4 Estado del arte

1.4.1 Ecuador y su sismicidad

El territorio ecuatoriano se encuentra localizado sobre dos placas tectónicas de Nazca y la placa Continental o Sudamericana, que constantemente se encuentran colisionando entre ellas, ya que la placa de Nazca es más resistente y penetra por debajo de la placa Continental, este es un fenómeno denominado subducción y es el principal responsable de grandes movimientos telúricos en el Ecuador (Chunga k., Martillo C., Pazmino N., Quiñonez M., Huaman F., 2015).

En el Ecuador se han venido realizando lentamente proyectos de análisis de estructuras en dos y tres dimensiones, utilizando el software de código abierto OpenSees, que nos proporciona la información necesaria para poder verificar el estado actual de la estructura, estos proyectos se han efectuado especialmente en la región Costa, la más propensa a sufrir sismos.

Existen zonas que se encuentran en el Cinturón de Fuego del Pacífico, pero que hace varias décadas no se ha presentado un sismo fuerte; es decir que no han estremecido a la población por lo que se tiene la falsa sensación de que esto no podría ocurrir; como en la ciudad de Bogotá, las autoridades prestan atención a diferentes proyectos, pero dejan de lado el análisis y reestructuración sismo-resistente de los hospitales, situación que sucedió en el Ecuador antes del terremoto ocurrido el 16 de abril del 2016 (Ruiz D. M., Jaramillo R., Riveros C. E., Gallego-Silva M., 2011).

1.4.2 Edificaciones esenciales: hospitales

El reforzamiento de una edificación esencial es de vital importancia, luego de obtener un análisis correcto se puede verificar y recomendar soluciones para los problemas que posee una estructura, las diferentes estructuras hospitalarias están expuestas a diversos acontecimientos sísmicos dependiendo del lugar en el que se encuentran, algunos más fuertes que otros, pero esto no es impedimento para que todos los hospitales cuenten con un análisis y procedimientos adecuados para mantener su funcionalidad.

Una estructura hospitalaria analizada de diferentes maneras siempre dará como simple conclusión el uso necesario de un aislador, en el mercado actual existen diferentes tipos de aisladores dependiendo el uso y la marca, pero todos son recomendados de la manera más servicial, ya que estos reducen el movimiento del edificio que es

provocado por el sismo conservando la funcionalidad continua y resguardando la vida de los que se encuentren en él (Oviedo Sarmiento, R. R., 2004).

El diseño sísmico actual establece como prioridad la seguridad de vida y la funcionalidad continua de la operación de la estructura hospitalaria, esto se obtiene mediante un análisis no lineal en tres dimensiones aplicado en diferentes programas de código abierto, el cual ofrecerá como solución la aplicación de uniones híbridas o aisladores que ayudan a controlar la disipación de energía ocurrida durante un sismo extremo.

El estudio del comportamiento no lineal de una edificación ha despertado el interés del mundo, en la última década han ocurrido sismos que han devastado ciudades enteras y gracias al análisis no lineal de estructuras esenciales se han podido salvar vidas y se ha mantenido una funcionalidad continua de la estructura hospitalaria a pesar de la magnitud de los movimientos telúricos, como lo sucedido en el hospital de Afganistán en el año 2015, que devastó gran parte de la ciudad mientras que su hospital seguía funcionando y prestando servicios médicos (El Comercio, 2015).

1.4.3 Análisis por desempeño

En una edificación se logra analizar la respuesta que nos proporciona el análisis dinámico no lineal empleando una aceleración sísmica, mediante la incorporación del comportamiento inelástico de los diferentes miembros estructurales utilizando la histéresis hasta los últimos límites de su categoría inelástica (Orellana G., Parra J., 2017).

El análisis de una edificación, de acuerdo con el FEMA 356 radica en someter a la estructura a diferentes registros sísmicos tiempo-historia, en variados niveles de intensidad, deben ser al menos 3 sismos que contengan los requisitos necesarios como es la amplitud y frecuencia (FEMA, 2000).

Se conoce de numerosos análisis que se han realizado en diferentes softwares ejecutados mediante los diversos registros sísmicos que se han originado en Chile, además este análisis se fundamentará en el rango inelástico y agrupando el daño en las rótulas plásticas colocadas en los extremos tanto de vigas como columnas (Marcus J., Thiers R., 2015).

Para analizar un nivel de desempeño de una estructura se puede realizar mediante un periodo de retorno de 475 años y también se puede ejecutarlo con un periodo de 2500 años, este último será el utilizado en la estructura hospitalaria presente, ya que admite en la edificación daños leves en elementos estructurales y daños considerables en elementos no estructurales (NEC-SE-DS,2015).

Salas (2013) menciona que el diseño por capacidad reside en la adecuada creación de un mecanismo de deformación plástica en la configuración del esquema estructural y así evitar la formación de fallas que lleven al colapso; por lo que es necesario determinar las zonas donde se disipará la energía sísmica de forma estable, generalmente estas zonas se denominan como rótulas plásticas (Salas N., 2013).

A continuación, se enumeran tres puntos de vista que según Salas (2013) son primordiales para un diseño por capacidad:

- Se debe de considerar a la estructura con un comportamiento inelástico frente a un sismo de diseño, por el contrario, esto causaría que se consideren las fuerzas horizontales varias veces por lo que se obtendría un diseño antieconómico.
- Las secciones de la edificación en las que se realizará el análisis inelástico deberán ser vigas y nunca columnas, tomando en cuenta el criterio “columna fuerte- viga débil”.
- Se debe de considerar que el diseño por capacidad se rige en un diseño sismorresistente, es decir las rótulas dependerán de las armaduras colocadas en dicha ubicación.

Carrillo (2008) hace énfasis en que el diseño por desempeño se debe desvincular de la idea de impedir el colapso de una edificación, debe ir más allá y realizar diseños sismorresistentes para prevenir otros aspectos que puedan llegar a inutilizar la estructura como los desplazamientos permanentes o ciertos daños graves a los que son sometidos elementos no estructurales (Carrillo J., 2008).

1.4.4 Diseño por capacidad

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC, menciona que debido a las sollicitaciones sísmicas producen deformaciones inelásticas reversibles en las rótulas

plásticas, es importante asegurar un comportamiento dúctil producido por la fuerza del acero en tracción, mecanismos de falla por cortante o fuerza axial, fallas en uniones de columnas y vigas, fatiga o cualquier otra situación por la cual se volviera dúctil (NEC SE HM Hormigón Armado, 2015).

Aplicando la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC, en la estructura hospitalaria a analizar, se debe de colocar las rótulas plásticas a extremos de las vigas y bases de las columnas (NEC SE HM Hormigón Armado, 2015).

1.4.5 Requerimientos de modelos

1.4.5.1 Modelos con plasticidad concentrada y distribuida

Plasticidad concentrada

Los modelos de plasticidad concentrada son utilizados para realizar análisis no lineales de pórticos especiales sismo-resistentes, que consideran la relación momento-curvatura en conjunto con las fuerzas axiales. (Clough R., Johnston S., 1966).

La plasticidad concentrada se fundamenta en colocar dos elementos en paralelo, al primer elemento se le debe asignar un comportamiento elásto-plástico mientras que el segundo elemento tendrá un comportamiento completamente elástico, los cuales al adicionarse se logra alcanzar una relación momento- curvatura que interpreta la resistencia post-fluencia (Jerves R., 2018).

Giberson, menciona que los modelos de plasticidad concentrada son mejor representados cuando se utiliza las rótulas plásticas (Giberson, 1967). Las primeras rótulas plásticas que se forman en una estructura son a lado de los empotramientos, ya que en esa ubicación se producen los máximos momentos flectores, lo que produce y alcanza el momento plástico mayor y reducir al instante el grado de hiperestatismo de la viga sin llegar al mecanismo de colapso; logra originar un aumento en el factor de carga afectando al centro de la viga con un momento plástico en donde se generará una nueva rótula plástica, mediante la cual colapsará la edificación (Rus G., 2008).

La normativa ACI 318 nos indica que se debe tomar en cuenta la zona de plastificación a una longitud de dos veces el peralte de la viga o ancho de la columna, para así colocar las rótulas plásticas a una separación del 5% y 95% de la longitud de cada miembro estructural a analizar (ACI 318, 2005).

Cuando el pórtico a analizar es de concreto se debe tener especial control con las rótulas plásticas, ya que si las columnas de dicha estructura no poseen una alta capacidad resistente ni disipación de energía es probable que las rótulas plásticas se formen en ellas, eso provocaría un mecanismo indeseable, es decir produciría un colapso prematuro de la edificación (Alegre E., Cortez A., Farje C., Ibañez A., Rodas I., Vásquez M., 2013).

Se han detallado tres zonas donde existe una potencial formación de rótulas plásticas, estas zonas críticas pueden ser adosadas a las caras de las columnas donde la armadura tanto superior como inferior podría estar sujeta a fluencia en tracción y compresión; así mismo cuando una rótula plástica se ubica distante de la cara de la columna, esta debe ir de manera que su sección crítica esté a una longitud igual a la elevación $2h$ de la columna y por último se puede formar una rótula plástica en las zonas de momento positivo de la longitud de la viga, esta rótula plástica a formarse es unidireccional (Alegre E., Cortez A., Farje C., Ibañez A., Rodas I., Vásquez M., 2013).

Existen varios métodos para determinar el emplazamiento de una rótula plástica, pero en 1996 Michael Priestley, ingeniero sísmico, proporcionó un procedimiento más concreto para definir la ubicación donde debería ir la rótula plástica, con una longitud máxima y mínima, a continuación, se detalla la ecuación concebida (Priestley M., 1996).

$$L_{p_{\min}} = 0.044 * \phi * f_y \quad (\text{Ec. 1})$$

$$L_{p_{\max}} = 0.022 * \phi * f_y + 0.08 * L \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde:

L: Longitud del elemento estructural (m)

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

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero (MPa)

Existen dos principios primordiales por lo que una estructura llega a un mecanismo de colapso y esto es por la aparición de un número suficiente de rótulas plásticas y por la aparición de un momento plástico lo que produce la plastificación completa de las

secciones estructurales lo que hace que giren indefinidamente sin la alteración del momento flector (Rus G., 2008).

Plasticidad distribuida

Takayanagi y Schnobrich, expresan que la plasticidad distribuida está basada en el método de elementos finitos o método de fibras, consistiendo en segmentar la sección de un elemento colocando una rótula plástica haciendo que se considere características histeréticas a lo largo del elemento lo que se asemeja más a la realidad sin limitar las deformaciones a lo largo del elemento (Takayanagi T., Schnobrich W., 1979).

1.4.5.2 Curvas histeréticas

Es necesario conocer sobre los modelos históricos que son las respuestas inelásticas de un sistema discreto de masas, el cual debe proporcionar la rigidez y resistencia al miembro estructural, ya que estos varían considerablemente a cada instante de tiempo con el sismo a ejecutarse (Flores T., 2003).

Las curvas histéresis, representan la relación fuerza-deformación que sufre cada miembro estructural sometido a cargas cíclicas de carga y descarga, la forma que llegan a obtener estas curvas depende de diferentes factores, los más relevantes son el tipo de material y el tipo estructural (Yucra M., 2018).

Hay variados sistemas que representan el comportamiento histerético de los miembros de concreto armado de la estructura durante las cargas cíclicas, a continuación, se detalla algunos de ellos (Bonett R., 2003).

Modelo bilineal es aquel que hace uso del módulo plástico constante y el endurecimiento por deformación, esto provoca que los lazos de la histéresis sean muy anchos y que realicen una sobreestimación de la cantidad necesaria de energía disipada del miembro a estudiarse; el modelo a presentarse es uno de los más simples, pero no es aconsejable por no tomar en cuenta el deterioro de la rigidez y resistencia, además de no proporcionar una respuesta minuciosa de la edificación ante las cargas cíclicas (Bonett R., 2003).

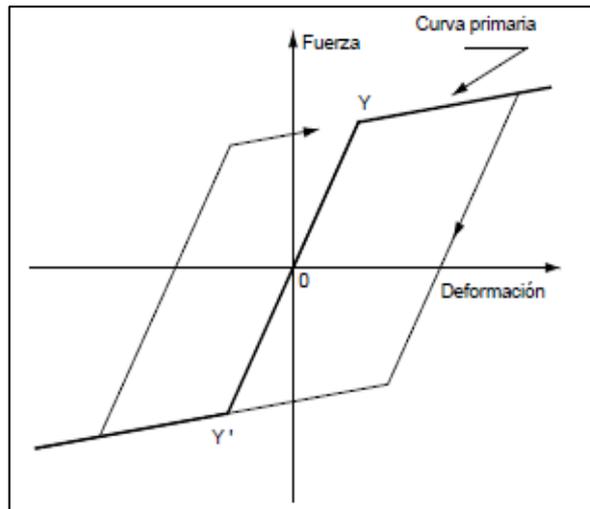


Figura 1. 1 Modelo histerético bilineal simple
Fuente: Bonett R., 2003

Modelo de Takeda es el más detallado y complejo de todos, fue creado en 1970, e incluye los cambios de rigidez en agrietamiento por flexión y el endurecimiento por deformación. Este modelo consiste en una curva envolvente trilineal simétrica con relación al origen, además posee dieciséis reglas para la recarga y descarga que logran acaparar todas las posibles secuencias de carga (Bonett R., 2003).

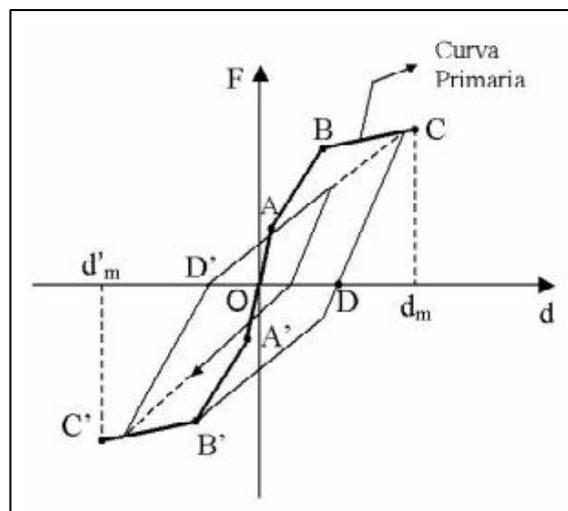


Figura 1. 2 Modelo histerético de Takeda
Fuente: Bonett R., 2003

Modelo de Sina es una versión del Modelo de Takeda, en la que se ha complementado con una predisposición a incrementar la rigidez, esto ayuda a obtener una mejor

además el comportamiento no lineal de la sección del miembro estructural empieza inmediatamente después de que esta se llegue a agrietar (Flores T., 2003).

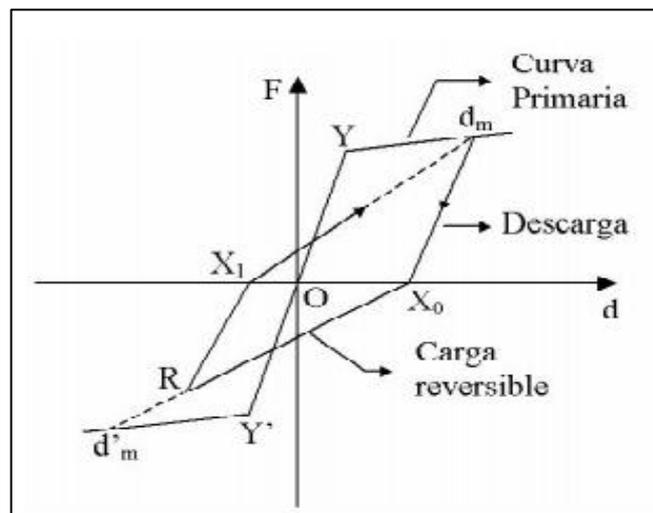


Figura 1. 5 Modelo histerético Q-Hyst
Fuente: Bonett R., 2003

El Modelo de Roufaiel y Meyer, propuesto en el año de 1987, posee una curva envolvente bilineal, al recargar no siempre esta se dirige al punto de mayor deformación, esta se puede desviar por el mencionado efecto de estrechamiento que depende de las deformaciones por cortante (Bounett R., 2003).

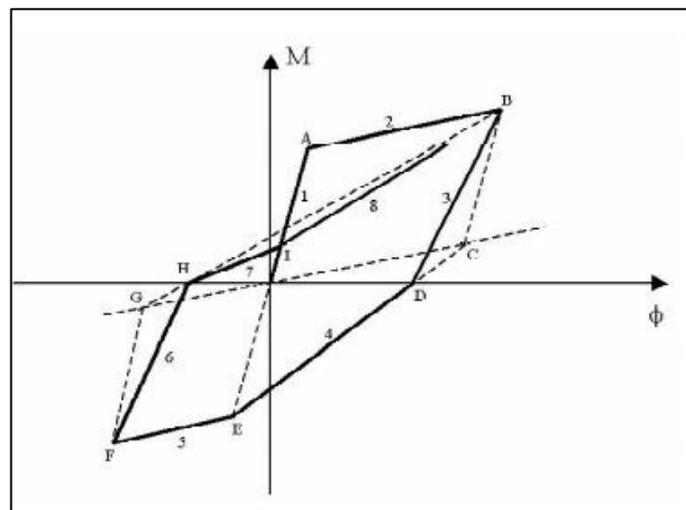


Figura 1. 6 Modelo histerético de Roufaiel y Meyer
Fuente: Bounett R., 2003

Modelo de Park es uno de los más completos y el más utilizado para realizar análisis dinámico no lineal, es una curva envolvente trilineal que se asemeja al modelo de

Takeda, esta contiene la degradación de la rigidez, el efecto de estrechamiento y la pérdida de resistencia de los ciclos de carga y descarga (Bounett R., 2003).

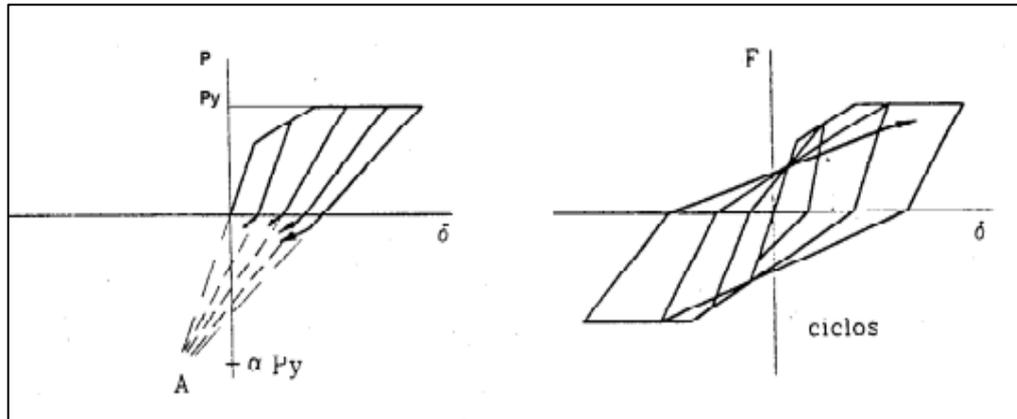


Figura 1. 7 Modelo histerético de Park, degradación de la rigidez
Fuente: Bounett R., 2003

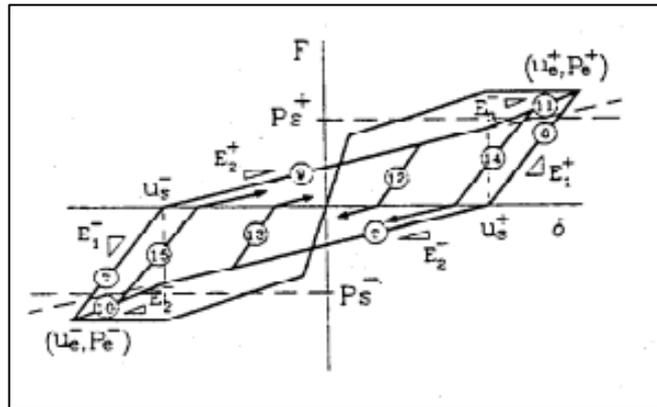


Figura 1. 8 Modelo histerético de Park, efecto de estrechamiento
Fuente: Bounett R., 2003

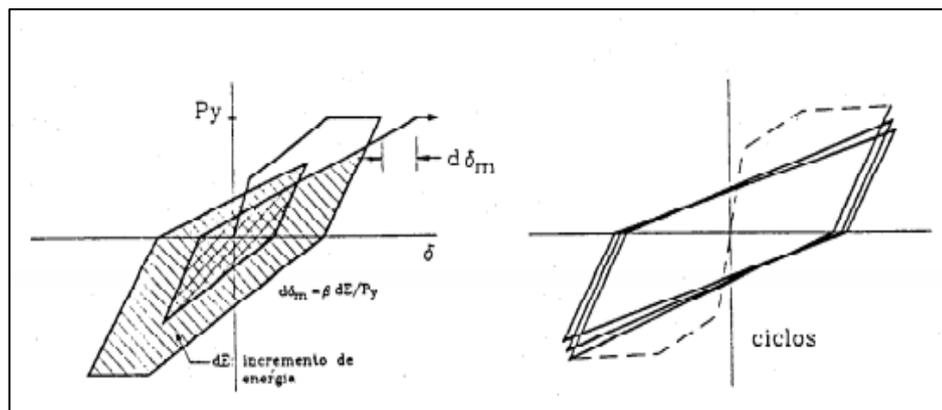


Figura 1. 9 Modelo histerético de Park, deterioro de la resistencia
Fuente: Bounett R., 2003

1.4.5.3 Efectos P-Delta

El efecto P-Delta considera las cargas de gravedad combinadas que interactúan vinculadas a las derivas laterales producidas por una fuerza sísmica, éstas son ocasionadas por las cargas de gravedad que se logran representar a través de la deformación producida en la estructura además de contemplar los desplazamientos laterales (FEMA 356, 2000).

En un diseño sismorresistente el colapso podría ocurrir en tres diferentes casos como: cuando las columnas, miembro principal de la estructura, fallan a compresión, cuando en las uniones de viga y columna se produce la pérdida de transferencia de esfuerzos y cuando el efecto P-Delta se impone a la capacidad de resistencia de la edificación y se llega a producir ciertas deformaciones a diferentes grados (Grupta A., Krawinkler H., 1999).

Al analizar una estructura sin la aplicación del efecto P-Delta, tendrá como resultado una mayor capacidad, cortante máximo y una mayor resistencia; sin embargo, este efecto debe de ser incorporado para representar el comportamiento de una estructura en la realidad (Barrera D., 2018).

1.4.6 Análisis Pushover

El análisis Pushover es un método con el que se obtiene la curva de capacidad, fuerza-desplazamientos, se alcanza mediante la aplicación de cargas laterales incrementales las que representan las fuerzas producidas por un sismo base con cargas gravitacionales constantes, que son aplicadas de manera uniforme en pequeños intervalos, en la misma dirección hasta generar el colapso de la edificación (Nikam N., Kalukar L., 2016).

1.4.7 Análisis no lineal de las estructuras

El análisis no lineal o también conocido como análisis inelástico nos proporciona los valores máximos tanto como para los desplazamientos como para las derivas de piso, por lo tanto, cuando el límite inelástico es sobrepasado y se entra a la etapa de plastificación se produce el colapso de la estructura.

En un análisis no lineal es fundamental comprender el momento curvatura de las secciones de los elementos estructurales de la edificación esencial, para lograr obtener la capacidad de ductilidad, la capacidad máxima a flexión, hallar la rigidez para los diagramas histeréticos y lograr establecer una relación entre los valores proporcionados con los demandantes de la estructura (Aguiar R., 2003).

1.4.8 Curvas histeréticas utilizadas en el modelo

Viga-Columna

Existen diferentes modelos de comportamiento de cargas cíclicas como ya se ha visto anteriormente, pero una de las teorías más fuertes en el ámbito estructural es el método desarrollado por Ibarra, Medina y Krawinkler, en el cual se basará el presente trabajo de titulación para efectuar el análisis en vigas y columnas, donde se pretende proporcionar la respuesta estructural dentro del rango no lineal, este modelo fue realizado mediante ensayos de laboratorio comenzando con una calibración de curvas histeréticas (Ibarra L., Medina R., Krawinkler H., 2005).

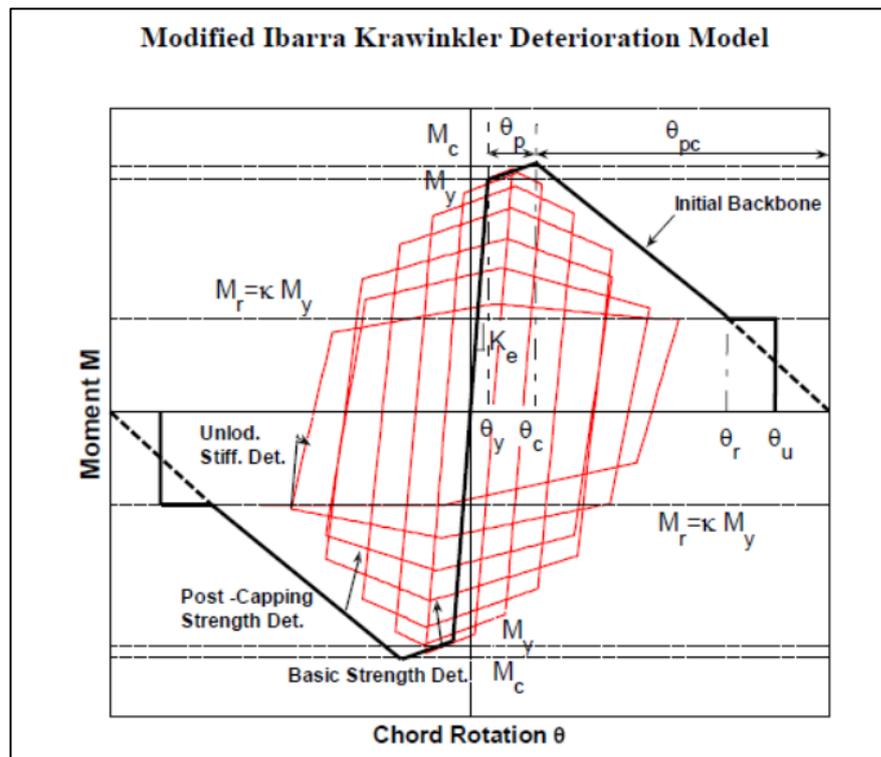


Figura 1. 10 Curva histerética, modelo Ibarra, Medina y Krawinkler usado para vigas y columnas.
Fuente: Página web oficial de OpenSees

El modelo que presenta Ibarra, Medina y Krawinkler admite una simulación de cuatro nodos en los que se demuestra un deterioro cíclico, a continuación, mostrados:

- Por la fuerza que se debe al endurecimiento inelástico por deformación.
- Por la fuerza que se debe luego del ablandamiento del peak point.
- Por la rigidez de la descarga.
- Por la rigidez de la recarga acelerada.

La FEMA P695, menciona que para representar el colapso de una edificación se necesita la respuesta histerética, que es proporcionada después de que la estructura haya alcanzado el punto máximo de fuerza o peak point, esto se llega a modelar como la pérdida de la resistencia del elemento debido a un fallo estructural (FEMA P695).

Haselton (2008) alude que las rótulas plásticas deben de ser modeladas en la cara de la unión viga- columna, es decir en su nudo, la rótula plástica debe ser colocada a un máximo de $2h$ de la viga desde la cara del nudo y a la luz libre de entrepiso debe de ser $6L/6$ desde la cara del nudo para definir la columna (Haselton C., Liel A., Deierlein G., 2008).

Unión Viga-Columna

Mediante ensayos de laboratorio se ha logrado extraer una calibración adecuada, a pesar de seguir saliendo teorías las cuales proporcionan nuevos avances para adecuarlos a los modelos en donde se deberá de agregar zonas de rigidez al finalizar cada elemento o también al adicionar elementos muy rígidos entre las rótulas plásticas creadas en los nudos y en los elementos de viga-columna (Haselton C., Liel A., Deierlein G., 2008).

Altoontash (2004) ha propuesto una serie de pasos para modelar los nudos en la unión viga columna, a continuación, presentados:

- La unión viga-columna se debe de modelar como un panel para el nudo y conexiones de los extremos.
- La deformación que es generada por las cargas axiales y cortantes en la unión de viga-columna se debe de despreciar.
- El giro formado en la unión de viga-columna se debe de tomar en cuenta.

Al realizar un análisis en dos dimensiones, el panel ubicado en la unión viga-columna debe de tener forma de paralelogramo con sus lados simétricamente rígidos; esto provocará que se deforme en cortante, mientras el panel tendrá movimiento rígido en

dos dimensiones, con tres grados de libertad. Al momento de añadir la deformación del cortante al panel rígido este pasará a tener cuatro grados de libertad (OpenSees, 2019).

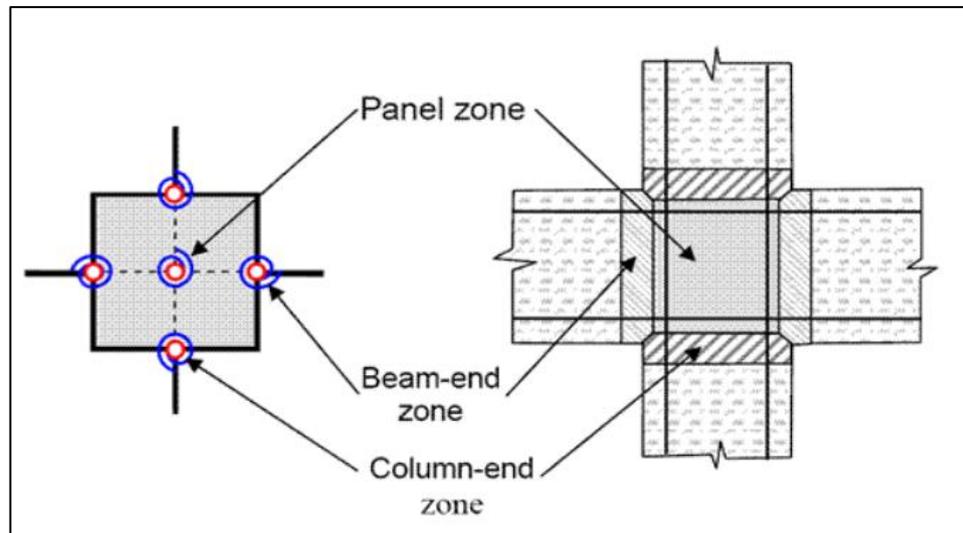


Figura 1. 11 Modelo de unión viga-columna planteado por Altoontash A., 2004.

Fuente: Página web oficial de OpenSees.

El panel al tener forma de paralelogramo otorga ciertas condiciones adecuadas para no tener restricciones de rotaciones en sus esquinas y permitir una deformación sin cambiar el tamaño del panel de cortante (Kunnath S. K., Bao Y., El-Tawil S., 2018).

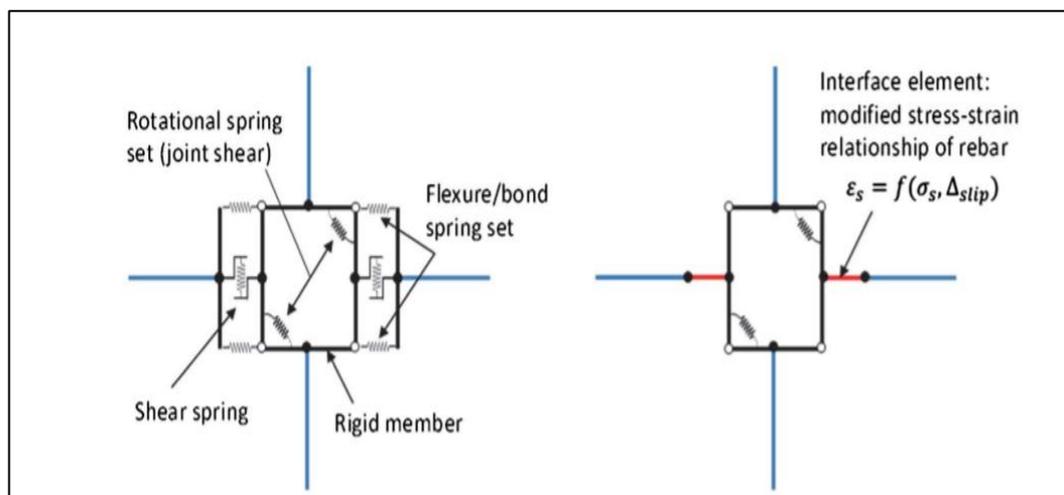


Figura 1. 12 Modelo de nudo, unión viga-columna, presentado por Altoontash: (a) Resortes múltiples en 2D; (b) Resortes múltiples modificados en 2D.

Fuente: Kunnath S. K., Bao Y., El-Tawil S., (2018).

Altoontash (2004), expresa que la resistencia al corte en la unión viga-columna debe de ser mediante la siguiente formula:

$$24\sqrt{f'c} \text{ ; en psi} \quad (\text{Ec. 3})$$

Base de Columna

Haselton (2008), plantea para el modelamiento de la unión estructura-cimentación, un resorte elástico rotacional semirrígido en la base de las columnas que se darán solo en la planta baja; esto se asumirá como la existencia de 3 nodos en el mismo punto, en el cual los dos primeros nodos se conectarán a un elemento de rigidez infinita y con cero de longitud además de conectarse también con el tercer nodo que tendrá la rigidez del elemento estructural a analizarse, columna de planta baja, representando en ese punto una rótula plástica (Haselton C., Liel A., Deierlein G., 2008).

1.5 Marco teórico

El Ecuador se encuentra ubicado en la franja de más alta peligrosidad sísmica del mundo, por lo que sus edificaciones deben ser diseñadas o rediseñadas con las normas vigentes para lograr una funcionalidad continua de la estructura.

Para analizar y modelar una estructura se debe tener en cuenta diversos conceptos o definiciones como se presentará a continuación.

1.5.1 OpenSees

Es un software de código abierto, sirve para realizar la simulación de forma escalable de un sismo o terremoto que nos proporciona varios métodos no lineales tanto estáticos como dinámicos para modelar elementos de columnas y vigas. El software de OpenSees está determinado por normas nacionales e internaciones además de poder analizar con todas las combinaciones necesarias (Mazzoni S., McKenna F., Scott M. H., Fenves G. L.,2006).

1.5.2 NEC

Norma Ecuatoriana de la Construcción, que posee los requerimientos y metodologías que deben ser utilizadas para el diseño de una edificación principalmente; fue articulado por El Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda mediante el Acuerdo Ministerial número 0047 del 10 de enero del 2015 (MIDUVI, CAMICON,2014).

1.5.3 Cortante basal de diseño

Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultando de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma (MIDUVI, CAMICON,2014).

1.5.4 Rótula plástica

Una rótula plástica se define como un punto cualquiera en la conexión de una columna que no es apta para absorber el mayor momento a flexión y esta comienza a rotar (MIDUVI, CAMICON,2014).

1.5.5 Sismo de diseño

Es un evento sísmico catastrófico que puede ocurrir en un determinado período de diseño, los efectos para utilizar este sismo es modelar mediante un espectro de respuesta para diseño (MIDUVI, CAMICON,2014).

1.5.6 Espectro

Está basado en condiciones geológicas, tectónicas y sobre todo sísmicas y depende del lugar donde esté ubicada la estructura (MIDUVI, CAMICON,2014).

1.5.7 Período de vibración

Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación (MIDUVI, CAMICON,2014).

1.5.8 Edificaciones esenciales

Son las estructuras que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias (MIDUVI, CAMICON,2014), estas estructuras son: hospitales, clínicas, centros de salud, instalaciones militares, bomberos; estas edificaciones deben trabajar con funcionalidad continua y ocupación inmediata post-evento.

1.5.9 Escalamiento de sismos

Al realizar un análisis dinámico no lineal, es necesario tener un historial sísmico de respuesta, en donde las fuerzas sísmicas se interpretan como la media de los registros y no como la intensidad de un sismo, además el escalamiento de la aceleración espectral, es determinado basándose en la media de los registros espectrales de cada sismo (FEMA P656, 2009).

CAPÍTULO II

MODELACIÓN DE CARGAS Y MASAS APLICADAS

Al finalizar la recopilación de información necesaria para implementar el análisis de la estructura hospitalaria, se prosigue con el presente capítulo que trata sobre la adecuada modelación de las diferentes masas y cargas que afectan a la edificación.

2.1 Geometría hospitalaria general

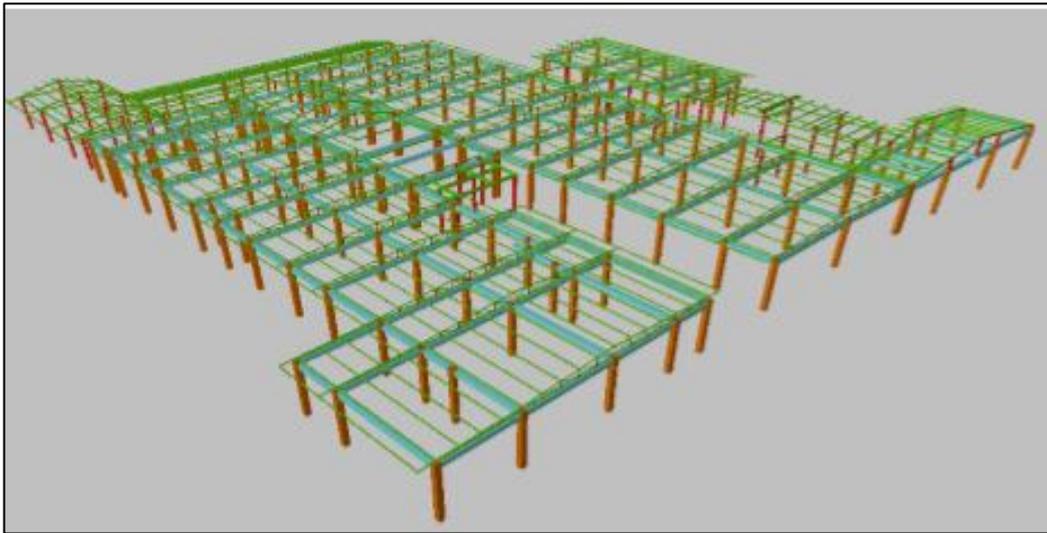


Figura 2. 1 Geometría general del Hospital Moreno Vázquez
Fuente: Serrano C., Calle N., 2016

A continuación, se presenta los pórticos a analizar:

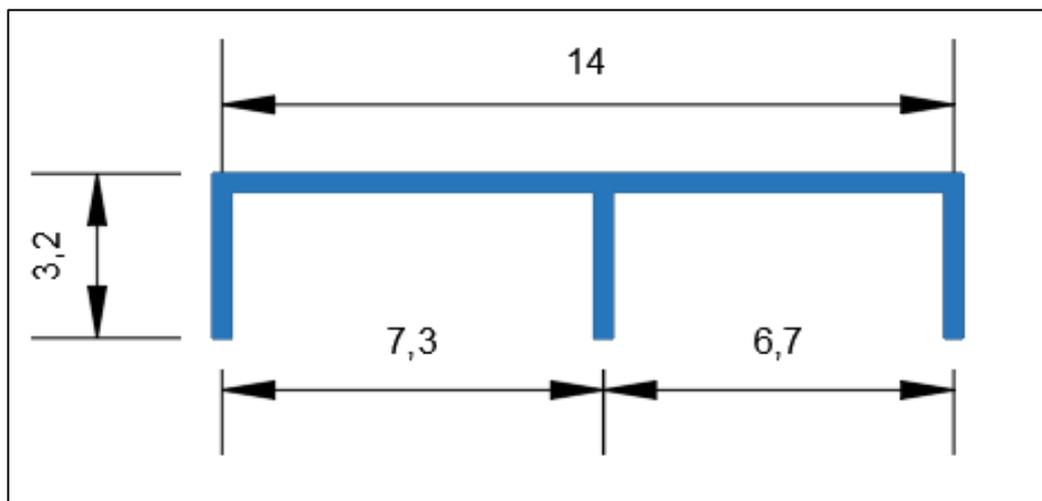


Figura 2. 2 Pórtico 1
Fuente: Autor

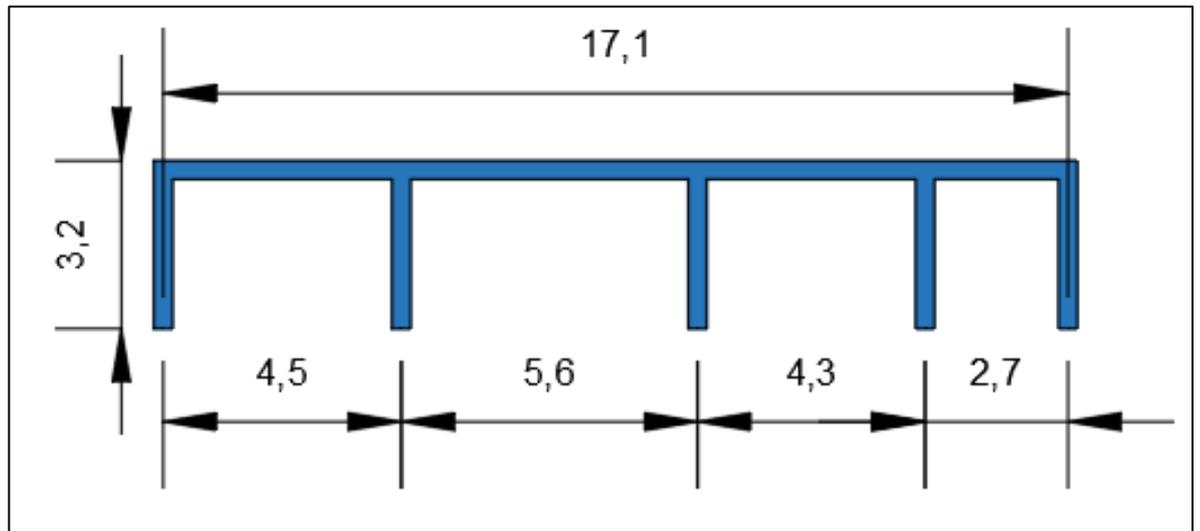


Figura 2. 3 Pórtico 2
Fuente: Autor

2.2 Detalles estructurales

Para la obtención de información se recopiló de la tesis “Evaluación estructural del centro de la entidad hospitalaria “Hospital Moreno Vázquez” del Cantón Gualaceo-Provincia del Azuay, para cuantificar las amenazas y vulnerabilidad de la edificación hospitalaria” de los autores Ing. José Napoleón Calle Centeno e Ing. Verónica Catalina Serrano Rodríguez, de manera que con ayuda de métodos no destructivos como es la visualización, scanner estructural y esclerómetro, se modeló la edificación en el rango elástico.

A continuación, se especifica elementos estructurales de hormigón que se encuentran en la estructura hospitalaria, que son la base para el análisis no lineal de la edificación esencial de la presente investigación.

Columna tipo C1: columna de hormigón armado con una resistencia a la compresión de 250 kg/cm^2 , con una sección de $20 \times 20 \text{ cm}$ y armado longitudinal de $4\Phi 14 \text{ mm}$, con recubrimiento de 4 cm .

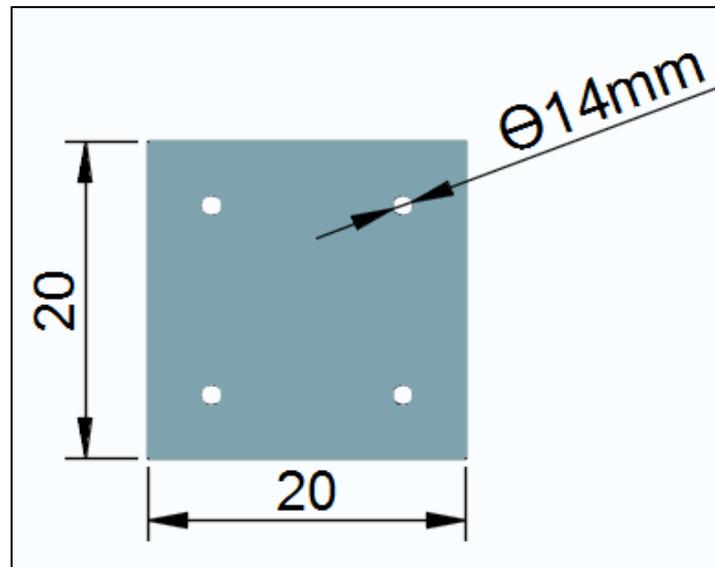


Figura 2. 4 Sección transversal columna tipo C1
Fuente: Autor

Columna tipo C2: columna de hormigón armado con una resistencia a la compresión de 250 kg/cm^2 , con una geometría de $35 \times 35 \text{ cm}$ y armado longitudinal de $4\Phi 16 \text{ mm}$, con recubrimiento de 7 cm .

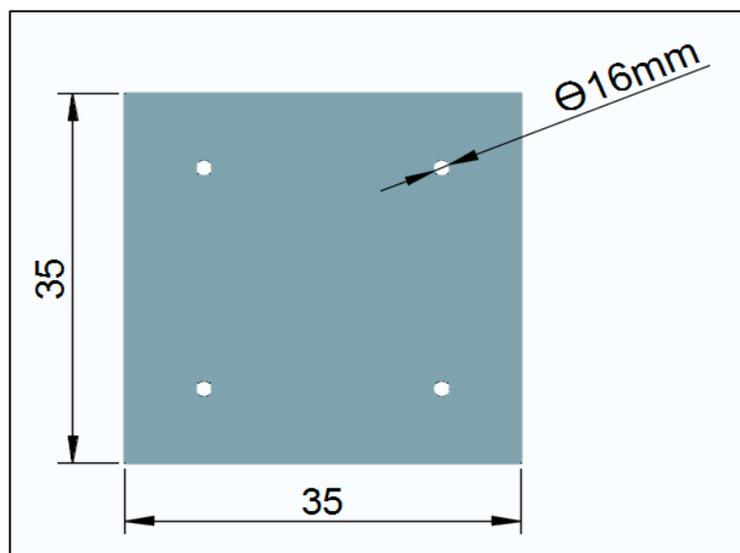


Figura 2. 5 Sección transversal columna tipo C2
Fuente: Autor

Columna tipo C3: columna de hormigón armado con una resistencia a la compresión de 250 kg/cm^2 , con una sección de $40 \times 40 \text{ cm}$ y armado longitudinal de $4\Phi 18 \text{ mm}$, con recubrimiento de 7 cm .

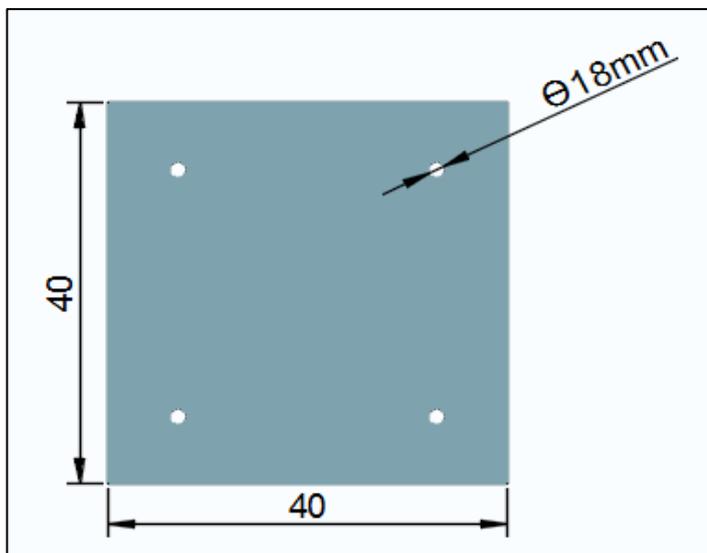


Figura 2. 6 Sección transversal columna tipo C3
Fuente: Autor

Viga tipo V1: viga de hormigón armado con una resistencia a la compresión de 250 kg/cm^2 , con una geometría de $35 \times 30 \text{ cm}$ y armado longitudinal de $8\Phi 20 \text{ mm}$, con recubrimiento de 4 cm .

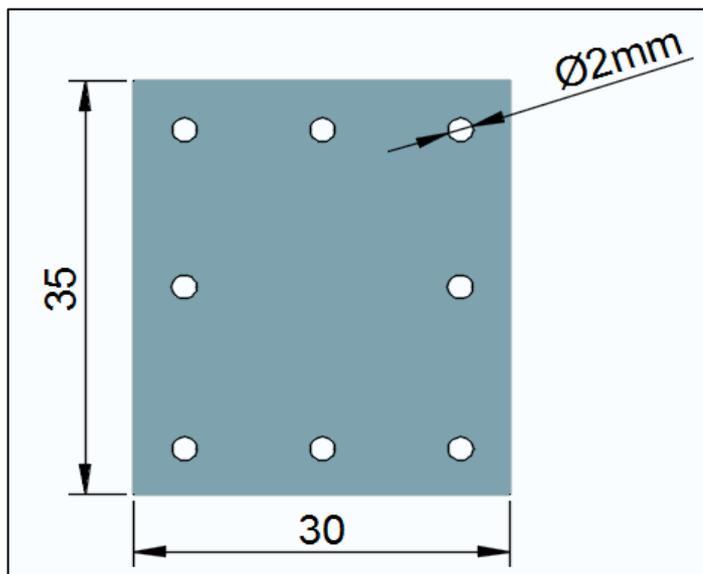


Figura 2. 7 Sección transversal viga V1
Fuente: Autor

Se debe recalcar que las secciones utilizadas para el presente análisis será la columna tipo C2 y la viga V1.

2.3 Propiedades y características de los materiales

Las propiedades y características de los materiales son muy variadas, es necesario conocerlas para determinar la función y el uso que tendrán en la estructura, a continuación, se mencionan los materiales de los que se compone el hormigón armado, presente en la estructura a analizar:

2.3.1 Concreto

El concreto es un material que tiene la propiedad de comportarse apropiadamente ante el esfuerzo de compresión, pero no actúa así frente a la tracción, lo cual restringe su uso como material estructural, pero para dar una mayor resistencia a la tracción se puede acoplar con acero de refuerzo (McCormac y Brown, 2015).

2.3.2 Concreto confinado

El concreto confinado es un efecto que proporciona el acero de refuerzo transversal a la sección, este proceso inicia cuando los niveles de esfuerzo a compresión alcanzan su resistencia máxima y el agrietamiento interno progresivo se produce en la sección lo que provoca que el concreto descansa en el refuerzo transversal dando así el confinamiento requerido (Gonzales y Malca, 2015).

2.3.3 Acero de refuerzo

Es un material considerado de gran resistencia a la tracción por lo que es muy utilizado en la construcción, ya que resiste el esfuerzo a la tracción que no soporta el concreto, por lo que al fusionarse logran una gran capacidad de soporte a diferentes esfuerzos (McCormac y Brown, 2015).

2.3.4 Características de los materiales

Las características de los materiales que serán analizados en el presente trabajo son las siguientes:

Tabla 2. 1 Características de los materiales de las secciones a ser analizadas

Definición	Abrev.	Valor
Resistencia nominal a la compresión del hormigón	$f'c$	250 kg/cm ²
Densidad del hormigón	ρ_o	2400 kg/m ³
Módulo de elasticidad del hormigón	E_c	2.4x10 ⁵ kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	E_s	21x10 ⁷ Ton/m ³
Relación de Poisson	ν	0.2
Esfuerzo de fluencia del acero	f_y	4200kg/cm ²

Fuente: Autor

2.4 Cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales representan el conjunto de cargas vivas y cargas muertas que son aplicadas a la estructura a analizar.

2.4.1 Cargas vivas de uso

Las cargas vivas o también conocidas como cargas probables corresponden a las fuerzas que son aplicadas en una estructura pero que no siempre actúan en ella, es decir son fuerzas que varían dependiendo el uso que se le dará a la estructura; además de depender de las acciones a ejecutar en ella que no siempre se realizarán, como por ejemplo el mantenimiento.

En la NEC (2015) se establece como abreviatura para carga viva la letra "L"; en el presente trabajo de titulación esta carga viva envuelve diferentes cargas a continuación mostradas:

Tabla 2. 2 Cargas vivas

Ocupación o uso	Carga Uniforme (Ton/m ²)
Mantenimiento de cubierta	0.07 Ton/m ²

Fuente: Autor

2.4.2 Cargas muertas y permanentes

Las cargas muertas o cargas permanentes son las que corresponden al propio peso de la estructura y como tal no varían en toda la vida útil.

En la NEC (2015) se establece como abreviatura para cargas muertas o cargas permanentes la letra “D”, las cargas que intervienen son las siguientes:

Tabla 2. 3 Cargas muertas o permanentes

Ocupación o uso	Carga Uniforme (Ton/m ²)
Cubierta	0.05 Ton/m ²
Cielo raso	0.02 Ton/m ²

Fuente: Autor

2.5 Masas aplicadas

Al establecer las cargas gravitacionales, tanto cargas vivas como cargas muertas y multiplicándolas por el área tributaria de cada pórtico se procede a obtener las masas representativas de los dos pórticos a analizar, se muestran a continuación:

Tabla 2. 4 Masas aplicadas a cada pórtico.

	Pórtico 1	Pórtico 2
Peso	83.799 KN	68.6 KN

Fuente: Autor

2.6 Combinación de cargas

En el presente trabajo de titulación se utilizará la ecuación que proporciona la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA P695, 2009), la cuál es la combinación de cargas vivas y permanentes para realizar un análisis no lineal.

$$W = Dt + 0.25 * Lt \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde:

W= Carga sísmica reactiva (Ton)

Dt= Carga muerta puntual (Ton)

Lt= Carga viva puntual (Ton)

El resultado de las cargas vivas y muertas aplicadas se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 2. 5 Carga sísmica reactiva por pórtico

	D	L	W
Pórtico 1	8.79795	2.09475	10.8927
Pórtico 2	7.203	1.715	8.918

Fuente: Autor

CAPÍTULO III

MODELACIÓN Y ANÁLISIS EN DOS DIMENSIONES DEL HOSPITAL “MORENO VÁZQUEZ” DE MANERA NO LINEAL UTILIZANDO SOFTWARE OPENSEES, POR EL MÉTODO DE RÓTULAS PLÁSTICAS

3.1 Espectro de diseño

La Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), manifiesta que el espectro de respuesta para diseño se puede interpretar mediante las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el emplazamiento de la estructura, este espectro a interpretarse es de tipo elástico y es utilizado para simbolizar el efecto dinámico del sismo de diseño (NEC-SE-DS, 2015).

Según Chopra (2014), un espectro es la representación de los movimientos del suelo que se debieron haber registrado a lo largo de los años, si no existe registro sísmico de la zona a analizar se deberá utilizar un registro de otra zona que contemple las mismas características del lugar que se desea estudiar (Chopra, 2014).

Para obtener el espectro de respuesta de diseño para 2500 años de retorno se necesita diversas variables las que serán mencionadas en la base de diseño sismo-resistente.

3.2 Base de diseño sismo-resistente

3.2.1 Cargas accidentales

La Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC, 2015), aplica diferentes requisitos que están en base del comportamiento elástico lineal y no lineal de las edificaciones, estos requisitos necesarios son los siguientes:

- Determinar la zona sísmica donde se encuentra la estructura:
 - Determinar el factor de zona Z .
 - Determinar las curvas de peligro sísmico.
- Determinar las características del suelo donde se realizará el emplazamiento.

La NEC (2015), presenta un mapa de zonificación del territorio ecuatoriano en seis zonas sísmicas, cada una le corresponde un valor de factor de zona Z , presentados a continuación:

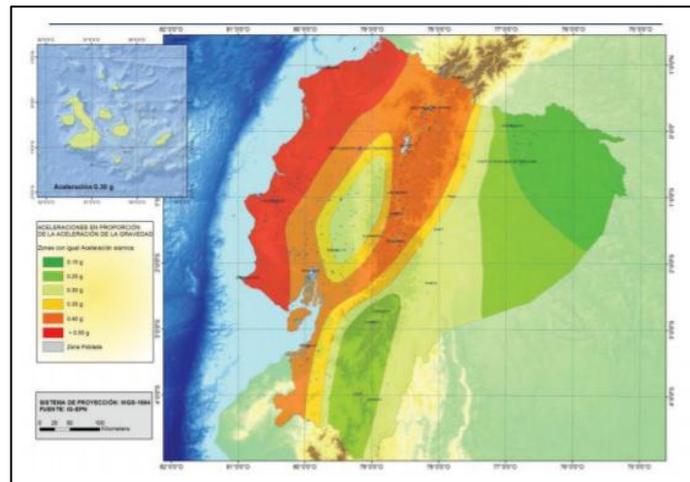


Figura 3. 1 Zonificación del territorio nacional ecuatoriano en seis zonas sísmicas.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

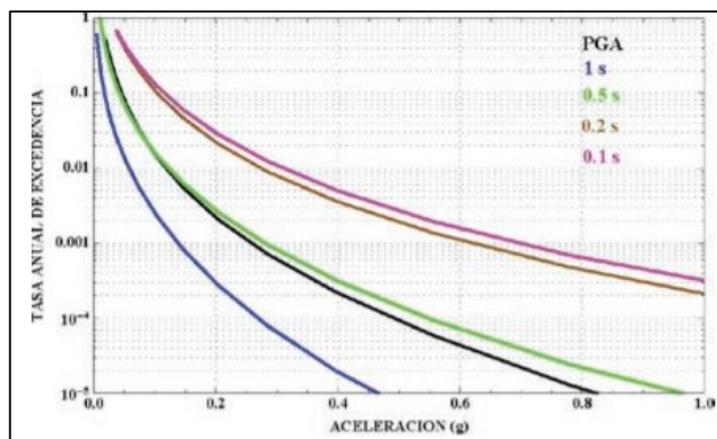


Figura 3. 2 Curvas de peligro sísmico para la ciudad de Cuenca

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

En la siguiente tabla se encuentra los valores de factor Z que le corresponde a cada zona, como resultado del análisis sísmico para un 10% de excedencia en 50 años, es decir con un período de retorno de 2500 años, presentados a continuación:

Tabla 3. 1 Valor del factor de zona Z en función de la zona sísmica.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥0,50
Caract. Del peligro sísmico	Media	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autor

La zona donde se encuentra emplazada la estructura es en el cantón Gualaceo de la provincia del Azuay, por lo que su zona es II, que corresponde a un factor de zona Z de 0,25 el cual posee la característica de un alto peligro sísmico.

3.3 Características geológicas locales

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), establece, mediante ensayos geotécnicos, seis tipos de suelos en el territorio ecuatoriano, estos son: A, B, C, D, E y F, para este último se debe utilizar otros criterios.

El tipo de suelo que representa la zona del Hospital “Moreno Vázquez” del cantón Gualaceo, es tipo C de acuerdo con un estudio realizado que proporciona las características geológicas necesarias (Serrano C., Calle N., 2016).

A continuación, se presenta la tabla correspondiente al tipo de suelo C.

Tabla 3. 2 Geología local de la zona donde se encuentra el Hospital "Moreno Vázquez "

Tipo de perfil	Descripción	Definición
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplen con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autor

3.4 Coeficiente de perfil del suelo Fa

El coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto es representado mediante la variable Fa, para escoger este coeficiente se debe de tener el tipo de suelo de la zona y el factor Z (NEC, 2015).

A continuación, la tabla donde se encuentran los diferentes valores de Fa dependiendo el tipo de suelo a estudiar.

Tabla 3. 3 Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (Fa)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4 (NEC, 2015)					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autor

3.5 Coeficiente de perfil del suelo F_d

El coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca, es representado por F_d , el que considera los efectos de la zona a estudiar (NEC, 2015).

A continuación, la tabla donde se encuentran los diferentes valores de F_d dependiendo el tipo de suelo a estudiar.

Tabla 3. 4 Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca (F_d)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4 (NEC, 2015)					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autor

3.6 Coeficiente de perfil del suelo F_s

El coeficiente del comportamiento no lineal de los suelos que es representado por F_s , considera el comportamiento no lineal del suelo, la degradación del periodo de la zona en el cual interviene la intensidad y frecuencia del sismo y sus desplazamientos para la obtención del espectro (NEC, 2015).

A continuación, la tabla donde se encuentran los diferentes valores de F_s dependiendo el tipo de suelo a estudiar.

Tabla 3. 5 Tipo de suelo y Factor de comportamiento no lineal de los suelos (F_s)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4 (NEC, 2015)					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autor

3.7 Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

La finalidad del factor I es incrementar la demanda sísmica de las edificaciones, las que deben permanecer operativas o sufrir daños menores durante y después de que haya sucedido el sismo de diseño. (NEC, 2015).

El Hospital “Moreno Vázquez” del cantón Gualaceo, es considerado en la categoría de edificaciones esenciales, con un coeficiente de importancia I de 1.5.

Tabla 3. 6 Coeficiente de importancia I de la edificación

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	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 albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autor

El Hospital “Moreno Vázquez” representa una estructura esencial, que debe permanecer operativa siempre, por lo que necesita la verificación de desempeño, que limitará los daños estructurales de la edificación y buscará aumentar el nivel de protección de la estructura y garantizar que siga operativa después de un sismo (NEC, 2015).

A continuación, se presenta la tabla de verificación de desempeño conforme al período de retorno y niveles de peligro.

Tabla 3. 7 Niveles de amenaza sísmica.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T (años)	Tasa anual de excedencia (1/T)
1	Frecuencia (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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autor

3.8 Objetivos y niveles de desempeño sísmico

El Hospital “Moreno Vázquez” al ser una estructura esencial se debe comprobar si posee un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico, esto se realiza mediante análisis no lineal estático, para verificar lo siguiente:

- Limitación de daños para un terremoto de 475 años de período de retorno.
- No-colapso para un terremoto de 2500 años de período de retorno.

A continuación, se mostrará la tabla correspondiente al nivel de desempeño estructural.

Tabla 3. 8 Nivel de desempeño estructural para estructuras esenciales y de ocupación especial.

Nivel de desempeño estructural	Estructuras de ocupación especial	Estructuras esenciales	Tasa anual de excedencia
Daño	No	Si	0.00211
Colapso	Si	Si	0.00004

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autor

3.9 Parámetros para el espectro de diseño

Los parámetros necesarios para obtener el espectro de diseño son los siguientes:

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

La Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado, es representada por la letra η , mediante ensayos los valores de la aceleración espectral son proporcionados por las curvas de peligro sísmico que se encuentran en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015).

A continuación, se muestran los valores definidos por la norma (NEC, 2015), dependiendo de la región donde se realizará el estudio.

Tabla 3. 9 Valores de aceleración espectral (η) para cada provincia del Ecuador.

η	1.80	Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
η	2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
η	2.60	Provincias del Oriente

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autor

En el caso del Hospital “Moreno Vázquez”, que se encuentra ubicado en el cantón de Gualaceo, provincia del Azuay, se utilizará el valor de $\eta=2.48$.

3.9.2 Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

El Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto es representado por la letra r , sus valores dependen del tipo de suelo en donde se encuentre emplazada la edificación, a continuación, se mostrará la tabla de valores (NEC, 2015).

Tabla 3. 10 Factor usado en el espectro de diseño elástico, dependiendo del tipo del suelo donde se encuentre la estructura.

r	1	Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
r	1.5	Para tipo de suelo E

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autor

3.9.3 Factor de reducción de resistencia sísmica

El Factor de reducción de resistencia sísmica es representado por la letra mayúscula R, depende de diferentes variables como es el tipo de estructura, el tipo de suelo, el periodo de vibración que se haya estimado, además de la ductilidad, resistencia y condiciones de límite (NEC, 2015).

A continuación, se mostrará el valor escogido del factor de reducción de resistencia sísmica correspondiente a la estructura:

Tabla 3. 11 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

Sistemas estructurales dúctiles	R
Sistemas duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autor

Al determinar todos los factores mediante la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), para la estructura del Hospital “Moreno Vázquez”, en donde se realizará el estudio, se procederá a presentar el espectro de diseño correspondiente a un sismo con un período de retorno de 2500 años, además de mostrar los coeficientes utilizados para obtenerlo.

3.10 Período de diseño de pórtico 1

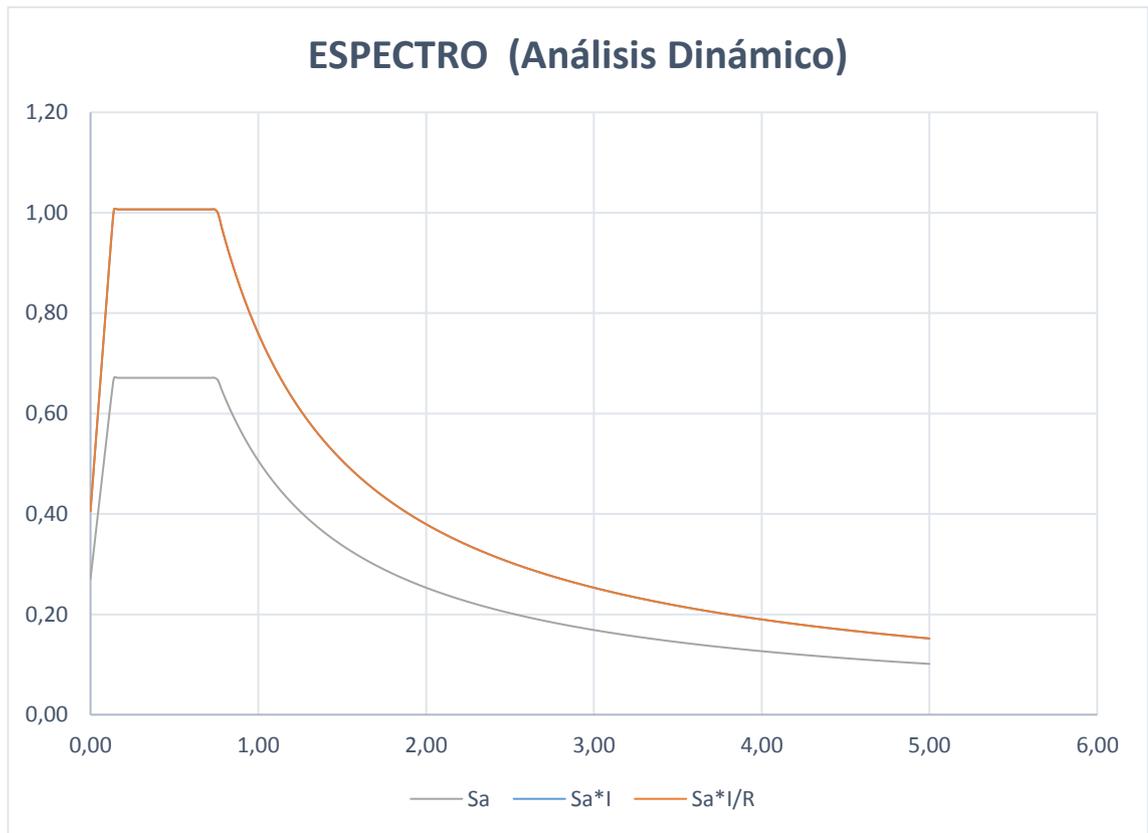


Figura 3. 3 Período de diseño 2500 años, pórtico 1
Fuente: Autor

Tabla 3. 12 Parámetros para obtener los espectros de diseño del pórtico 1.

Factor	Valor
Z	0.35
η	2.48
I	1.5
Fa	1.23
Fd	1.36
Fs	1.24
r	1

Fuente: Autor

3.11 Período de diseño de pórtico 2

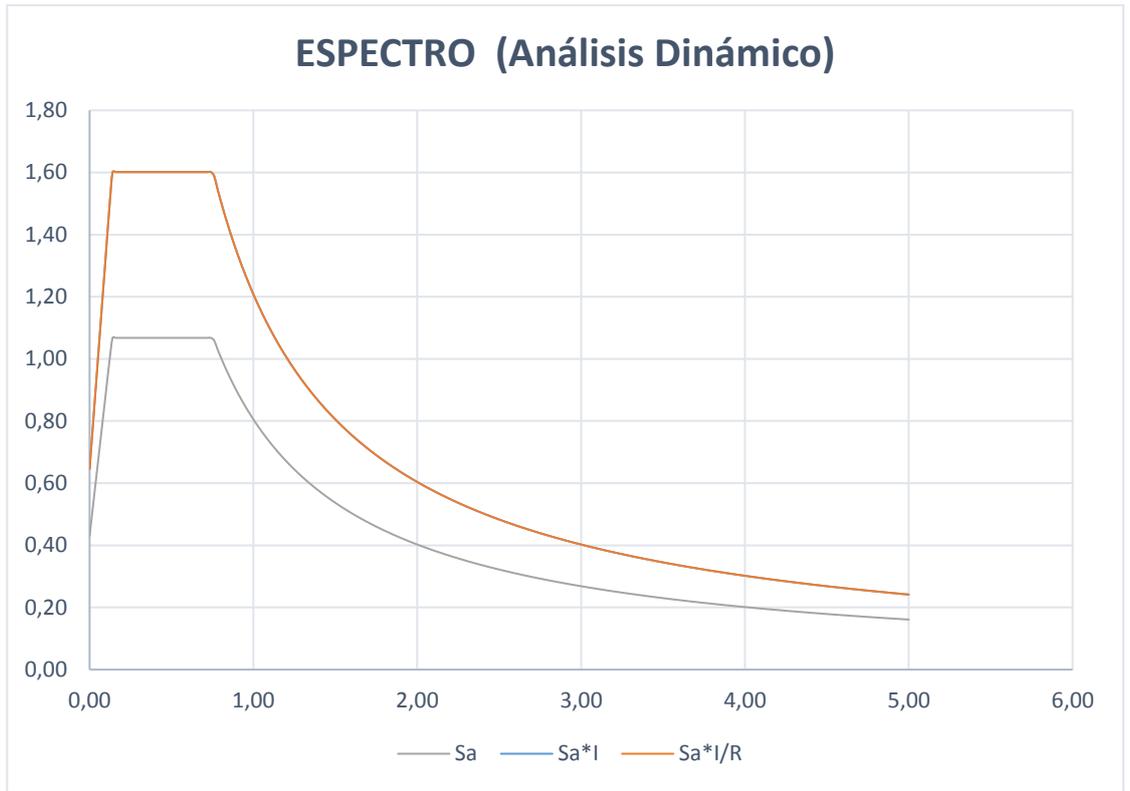


Figura 3. 4 Período de diseño 2500 años, pórtico 2
Fuente: Autor

Tabla 3. 13 Parámetros para obtener los espectros de diseño del pórtico 2.

Factor	Valor
Z	0.35
η	2.48
I	1.5
Fa	1.23
Fd	1.36
Fs	1.24
r	1

Fuente: Autor

3.12 Modelación del código en OpenSees

OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation), es un software de código abierto destinado a la simulación de la respuesta sísmica de una edificación, que se encuentra sometida a un sismo de diseño (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2014).

OpenSees se basa en elementos finitos, que utiliza el lenguaje de interpretación TCL (Tool Command Language) tipo “script”, utilizado para realizar los comandos que definen la geometría, variables, materiales, etc. (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2014).

3.13 Modelación con rótulas plásticas

Todo pórtico debe cumplir con la teoría de columna fuerte-viga débil para lograr garantizar una mejor respuesta frente a un evento sísmico, por lo que se deben crear rótulas plásticas, las cuales disiparán la energía producida por un acontecimiento sísmico de cualquier magnitud.

Las rótulas plásticas se colocan en la viga y van a una cierta distancia de la unión viga-columna, éstas no pueden ser colocadas en las columnas, ya que producirían un colapso prematuro de la estructura a estudiar, independientemente de esta situación cuando se produce un sismo de alta magnitud también se llegan a plastificar las columnas.

La modelación con rótulas plásticas se basa en modelar la sección de la unión viga-columna, creando cuatro resortes perimetrales a la sección y un resorte central, estos representarán los cinco nodos en cada unión viga-columna que posea el pórtico en el que se realizará el análisis, además a cada nodo se le deberá asignar sus propias características histeréticas.

3.14 Localización de las rótulas plásticas

La correcta localización de las rótulas plásticas en la unión viga-columna es imprescindible para obtener la respuesta y capacidad de la estructura frente a un evento sísmico, la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC,2015) hace mención de comprobar el nivel de seguridad de vida mediante la probabilidad del 10% en un período de retorno de 475 años.

La Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC,2015), manifiesta que el diseñador aplicando los principios de diseño por capacidad deberá crear un mecanismo dúctil, el que disipe la energía de manera que el edificio no sufra un colapso, el mejor método son las rótulas plásticas, que se deberán formar en los extremos de vigas, en los empotramientos de las columnas del primer piso y en la base de los muros estructurales (NEC,2015).

La Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC,2015), expresa que las rótulas plásticas se forman en los estribos por confinamiento, cerca de la unión viga-columna, al ser esta una zona en la que la cantidad de estribo varía fuertemente (NEC,2015).

3.15 Definición de la geometría del pórtico

La modelación de los pórticos se realiza mediante el software de código abierto OpenSees, con un procedimiento metódico, detallado a continuación:

- Se debe definir materiales y variables a utilizar.
- Se deberá ubicar los nodos siguiendo el criterio de cuatro resortes en la unión viga-columna para crear las rótulas plásticas.
- Se creará tres nodos en el empotramiento de cada columna del pórtico, que poseerán las mismas coordenadas.
- Enumerar los nodos creados en la base de columna, en la unión viga-columna, además de los elementos vigas y columnas que constituyen el pórtico.
- Se dará origen a la formación de vigas y columnas mediante las medidas del pórtico a analizar.
- Se unirá los tres nodos creados en el empotramiento de las columnas mediante el comando `rotSpring2D`.
- Mediante el comando `Joint2D` se unirán los cuatro nodos creados para la rótula plástica, estableciendo un quinto nodo que se encontrará en el centro de esta, además se le asignará propiedades histeréticas.
- Determinar la masa concentrada y asignarla a un solo nodo de los cuatro creados para dar origen a las rótulas plásticas, para representar el comportamiento de la losa.

Remitirse al Anexo 1: Model Geometry.

A continuación, se presentará el esquema de las rótulas plásticas en la unión de viga-columna y la enumeración de los nodos y elementos.

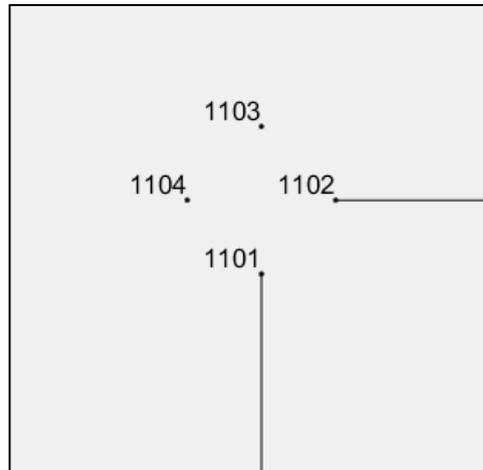


Figura 3. 5 Esquema de las rótulas plásticas en unión viga-columna.
Fuente: Autor

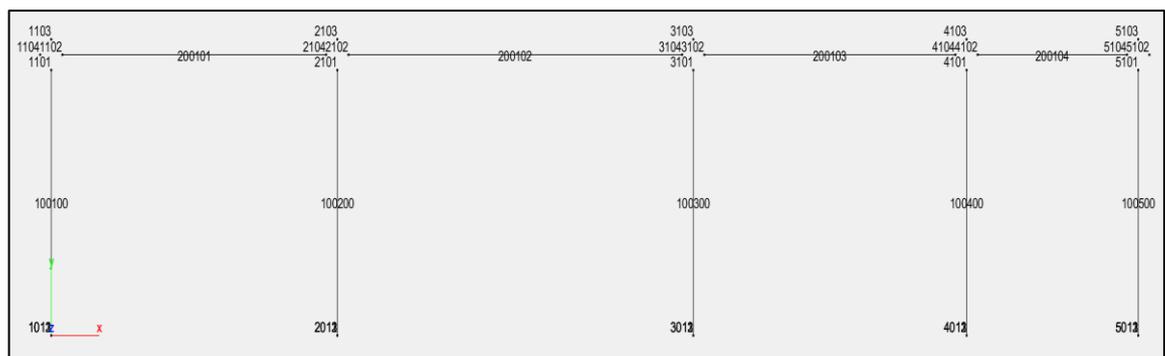


Figura 3. 6 Esquema de la enumeración de nodos, vigas y columnas, pórtico 2
Fuente: Autor

3.16 Modelo modificado de Ibarra-Medina- Krawinkler con Respuesta Histerética Bilineal

A continuación, se detallan los factores que intervienen en la modelación:

\$ matTag: representa la etiqueta con la que se identificará el material a utilizar.

\$ K0: representa la rigidez elástica.

\$ as_Plus: representa la relación de endurecimiento por tensión para la dirección de carga positiva.

\$ as_Neg: representa la relación de endurecimiento por tensión para la dirección de carga negativa.

\$ My_Plus: representa la resistencia efectiva para la dirección de carga positiva.

\$ My_Neg: representa la resistencia efectiva para la dirección de carga negativa.

\$ Lamda_S: representa el deterioro cíclico para la resistencia.

\$ Lamda_C: representa el deterioro cíclico para la resistencia posterior al límite.

\$ Lamda_A: representa el deterioro cíclico para la aceleración que recarga el deterioro de la rigidez.

\$ Lamda_K: representa el deterioro cíclico para la descarga del deterioro de la rigidez.

\$ c_S: representa la tasa de deterioro de la fuerza.

\$ c_C: representa la tasa de deterioro de la fuerza post-capping.

\$ c_A: representa la tasa de deterioro de la recarga acelerada.

\$ c_K: representa la tasa de descarga de la rigidez del deterioro.

\$ theta_p_Plus: representa la rotación de recapitulación para una dirección de carga positiva, también conocida como capacidad de rotación plástica.

\$ theta_p_Neg: representa la rotación previa a la limitación para la dirección de carga negativa, también conocida como capacidad de rotación plástica.

\$ theta_pc_Plus: representa la rotación post-capping para dirección de carga positiva.

\$ theta_pc_Neg: Representa la rotación posterior a la limitación para la dirección de carga negativa.

\$ Res_Pos: representa la relación de la resistencia residual para la dirección de carga positiva.

\$ Res_Neg: representa la relación de la resistencia residual para la dirección de carga negativa.

\$ theta_u_Plus: representa la capacidad de rotación máxima para la dirección de carga positiva.

\$ theta_u_Neg: representa la capacidad de rotación máxima para la dirección de carga negativa.

\$ D_Plus: es el parámetro que se utiliza para crear el comportamiento histerético asimétrico, dirección de carga positiva.

D_{Neg} : es el parámetro que se utiliza para crear el comportamiento histerético asimétrico, dirección de carga negativa.

A continuación, se presentan las curvas Backbone representativas del modelo de Ibarra-Medina-Krawinkler.

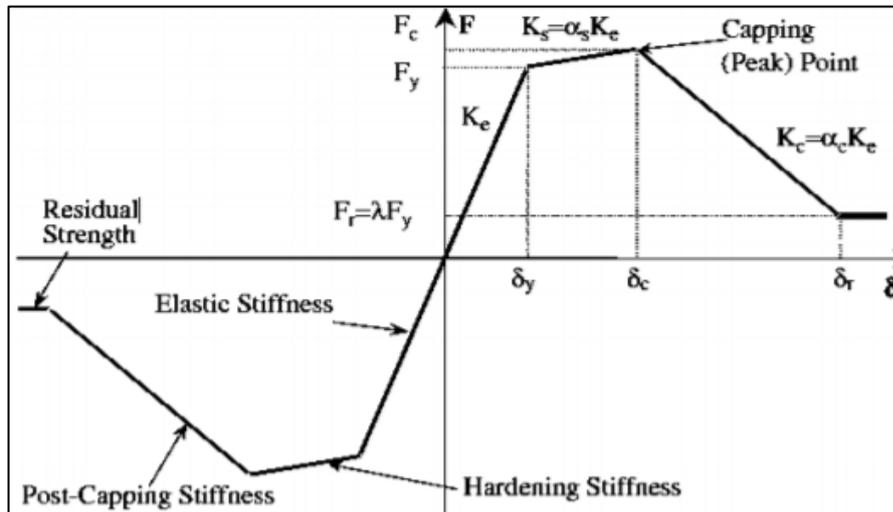


Figura 3. 7 Cuvra Backbone del modelo de deterioro Ibarra-Medina-Krawinkler
Fuente: Ibarra L., Medina R., Krawinkler H. (2005)

A continuación, se presentará la formulación para obtener las variables necesarias para realizar la modelación Ibarra-Medina-Krawinkler.

Momentos de la resistencia efectiva (M_y)

El valor del momento positivo tanto como negativo, se lo obtuvo mediante las ecuaciones consecutivas extraídas mediante software comercial.

Deterioro cíclico

Todas las variables que representan un deterioro cíclico a continuación descritas, se les asigna el valor de 1, ya que representa el mayor deterioro que se puede proporcionar a la estructura.

$$D_{S} = 1$$

$$D_{C} = 1$$

$$D_{A} = 1$$

$$D_{K} = 1$$

Capacidad de rotación plástica (θ_p)

En el modelo de Ibarra-Medina-krawinkler la rotación empieza en el punto de post-capping hasta el final del límite plástico; este valor se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$\theta_p = 0.13(1 + 0.55a_{si})(0.13)^v(0.02 + 40p_{sh})^{0.65}(0.57)^{0.01*f'c} \quad (\text{Ec. 5})$$

Donde:

a_{si} : representa la variable de desplazamiento de refuerzo, se debe asignar 1

v : representa la relación de carga axial, se debe asignar 0.1

p_{sh} : representa relación de refuerzo transversal

$f'c$: representa la fuerza de compresión del hormigón

Capacidad de rotación post-capping (θ_{pc})

La capacidad de rotación post-capping se determina desde el punto límite hasta el punto donde se cruza la rotación con la rigidez negativa; la ecuación a utilizar es la siguiente:

$$\theta_{pc} = 0.76(0.031)^v(0.02 + 40p_{sh})^{1.02} \leq 0.1 \quad (\text{Ec. 6})$$

Donde:

v : representa la relación de carga axial, se debe asignar 0.1

p_{sh} : representa relación de refuerzo transversal

Relación de endurecimiento por tensión (a_s^+ y a_s^-)

La relación de endurecimiento por tensión positivo tanto como negativo define la pendiente existente del comportamiento posterior al rendimiento, la ecuación es la siguiente:

$$a_s = \frac{\frac{Mc}{My}}{\frac{\theta_p}{\theta_e}} \quad (\text{Ec. 7})$$

Donde:

θ_p : capacidad de rotación plástica

K_e : rigidez

M_c/M_y : relación para la rigidez del endurecimiento posterior

Relación para la rigidez del endurecimiento posterior (M_c/M_y)

La rigidez de endurecimiento posterior indica la relación de la resistencia residual, la ecuación calibrada se presenta a continuación:

$$\frac{M_c}{M_y} = 1.25(0.89)^v(0.91)^{0.01*f'c} \quad (\text{Ec. 8})$$

Donde:

v : representa la relación de carga axial, se debe asignar 0.1

$f'c$: representa la fuerza de compresión del hormigón

Relación de refuerzo transversal (p_{sh})

Las relaciones del refuerzo transversal se determinan con la siguiente ecuación

$$p_{sh} = \frac{A_{sh}}{s*b} \quad (\text{Ec. 9})$$

Donde:

A_{sh} : área de refuerzo

s : espacio de recubrimiento

b : ancho de la viga

Tasa de deterioro

Todas las variables que representan la tasa de deterioro a continuación descritas, se les asigna el valor de 1, ya que representa el mayor deterioro que se puede proporcionar a la estructura.

$$c_S = 1$$

$$c_C = 1$$

$$c_A = 1$$

$$c_K = 1$$

Capacidad de rotación máxima (θu^+ y θu^-)

La variable que representa la capacidad de rotación máxima positiva tanto como negativa se le asignará el valor de 0.4.

Remitirse al Anexo 2: Ibarra-Medina-Krawinkler

3.17 Comportamiento histerético

El método utilizado en los diferentes modelos de comportamiento histerético es el deterioro cíclico que es necesario para calcular el índice de daño provocado en la edificación, la obtención de la histéresis consiste en incrementar la carga cíclica a la cual se encuentra sometida la estructura mediante la energía plástica que proporciona el propio miembro estructural que se encuentra en estudio (Altoontash, 2004).

Para el presente trabajo se utilizará el modelo de Ibarra-Medina-Krawinkler, Peak-Oriented, ya antes explicado y proporcionando las ecuaciones necesarias para realizar su ejecución, el que es recomendado por la FEMA P695, para analizar elementos de hormigón armado.

3.18 Análisis modal

El análisis modal es el método para realiza un análisis dinámico estructural que es utilizado para encontrar las frecuencias naturales y períodos de vibración de la estructura que se está analizando. El análisis modal es afín al método de elementos finitos (Lasagni F., 2015).

Para efectuar el análisis modal correctamente de los dos pórticos, primero se elabora la geometría del pórtico, luego se procede a realizar el modelo Ibarra- Medina-Krawinkler, cuando actúa el software OpenSees los períodos y frecuencias se guardan en una carpeta, que se encuentra lista para ser utilizada.

A continuación, se detallan los periodos y frecuencias de los pórticos en estudio.

Tabla 3. 14 Análisis modal efectuado para pórtico 1

	Período (seg)	Frecuencia (rad/seg)
Modo 1	0.19711	31.8761
Modo 2	0.01912	328.5735
Modo 3	0.01044	601.7031

Fuente: Autor

Tabla 3. 15 Análisis modal efectuado para pórtico 2

	Período (seg)	Frecuencia (rad/seg)
Modo 1	0.1799	34.9244
Modo 2	0.0127	492.3443
Modo 3	0.0111	567.9369

Fuente: Autor

3.19 Escalamiento de registros sísmicos

Para efectuar un análisis dinámico no lineal tiempo-historia la ASCE 7, capítulo 16, aconseja realizar un escalamiento de sismo, este proceso se debe desarrollar con un mínimo de tres registros sísmicos que deben poseer características semejantes como es la magnitud, profundidad, origen y tipo de suelo donde se encuentra emplazada la estructura a estudiar (ASCE-7, 2016).

Los tres registros sísmicos escogidos son los siguientes:

- AMNT-E
- ACHN-N
- ASDO-E

Para obtener el escalamiento sísmico es necesario calcular tres factores que intervendrán en el procedimiento, a continuación, detallados:

3.19.1 Factor: Período Fundamental Escalado (FPS)

El factor de período fundamental escalado se debe calcular para cada sismo, consiste en analizar el espectro de diseño para un período de retorno propuesto frente a los espectros de respuesta de cada sismo; se obtiene mediante la división del componente espectral (MCE) mayorado por el período fundamental (T) para cada espectro de respuesta (S_a) (Charney, 2005).

A continuación, se presenta la ecuación correspondiente:

$$FPS = \frac{Sa_{MCE}(T)}{Sa_i(T)} \tag{Ec. 10}$$

3.19.2 Factor: Suite Scale Factor (SS)

El factor Suite Scale Factor (SS), debe permanecer igual para todos los sismos, consiste en conservar incrementado al sismo, con las aceleraciones espectrales superiores a las del Sa MCE, en un rango de 0.2T a 1.5T; este factor consiste en obtener el máximo valor que resulta de la división de los factores espectrales Sa MCE (T mayor) para los factores espectrales promedio Sa SRSS FPS i (T mayor); el factor (T mayor) (Charney,2005).

$$SS = \frac{Sa_{MCE}(T_{mayor})}{X Sa_i * FPS_i(T_{mayor})} \tag{Ec.11}$$

3.19.3 Factor: Factor de Escala Combinado (CS)

El Factor de Escala Combinado es el valor que se debe obtener para cada sismo escalado, consiste en la multiplicación del factor FPS por el factor SS, con este procedimiento se logra conseguir mediante una media aritmética el sismo aplicado amplificado (Charney,2005).

$$CS = FFPS * SS \tag{Ec.12}$$

A continuación, se presentará las gráficas que representan el proceso de escalar sismos, aplicadas al pórtico 1 y pórtico 2.

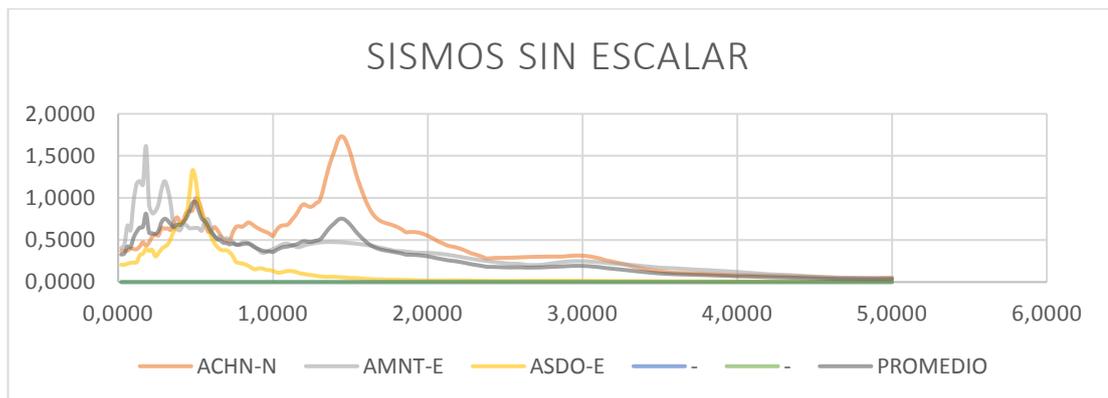


Figura 3. 8 Espectros de sismos sin escalar, pórtico 1

Fuente: Autor

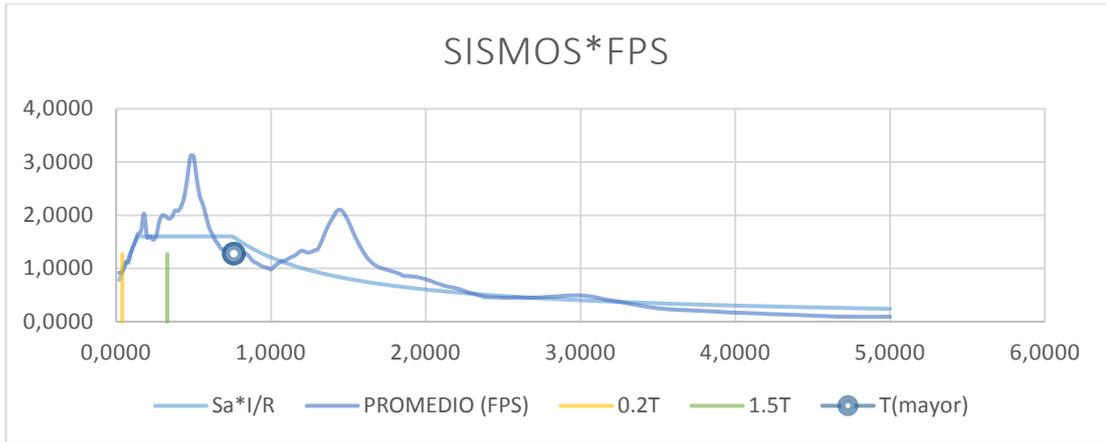


Figura 3. 9 Sismos por el producto de FPS, pórtico 1
Fuente: Autor

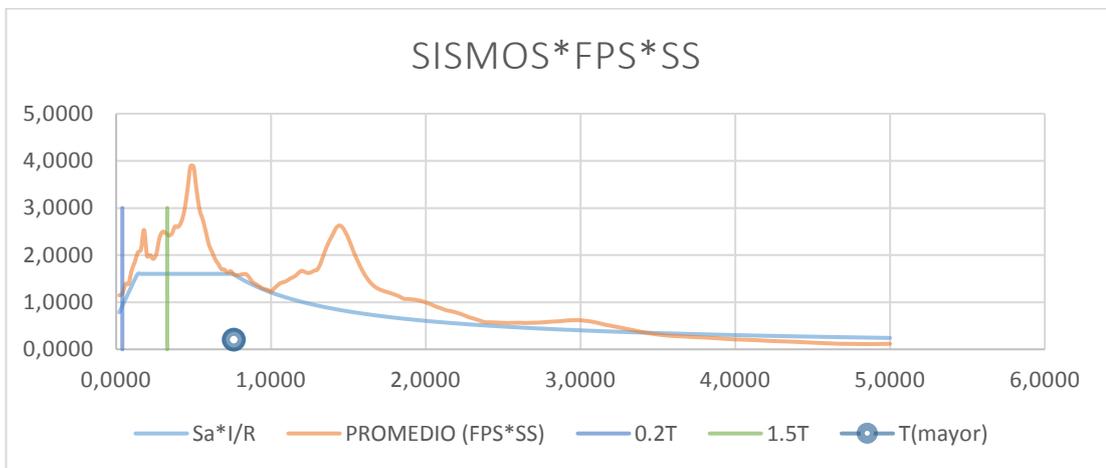


Figura 3. 10 Sismos por el productor de FPS y SS, pórtico 1
Fuente: Autor

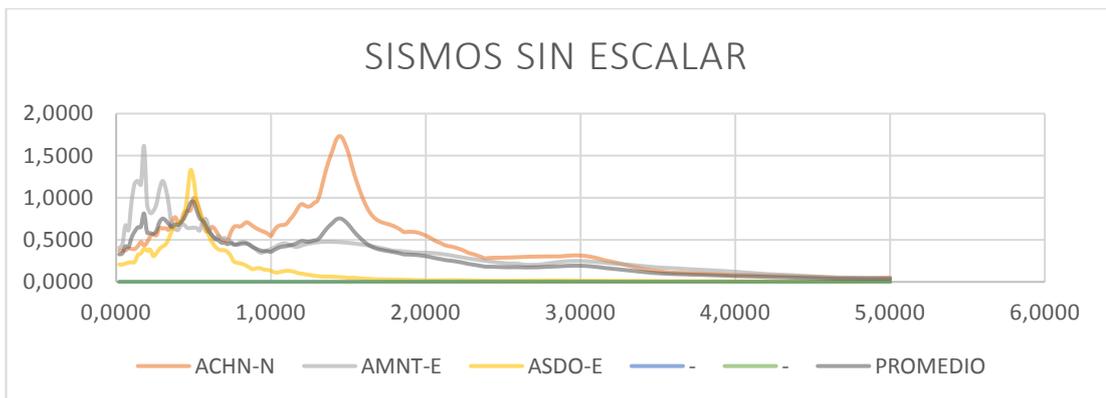


Figura 3. 11 Espectros de sismos sin escalar, pórtico 2
Fuente: Autor

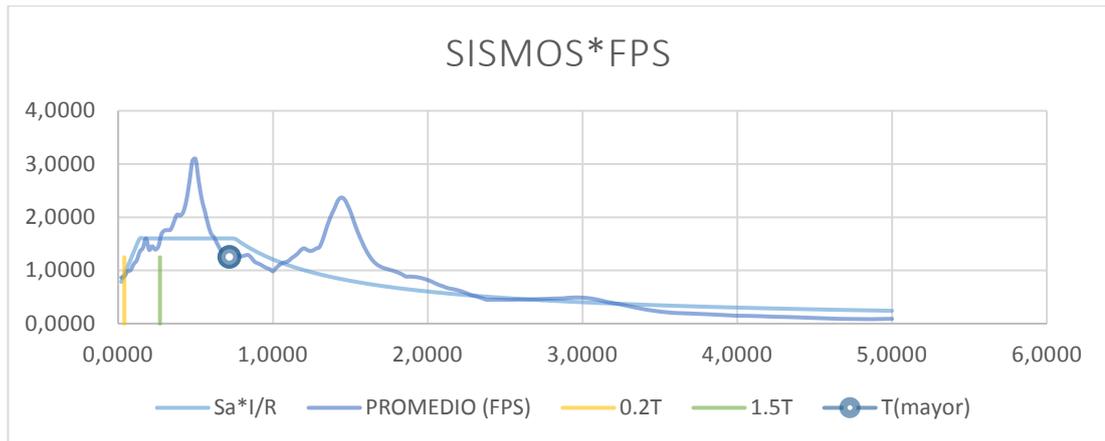


Figura 3. 12 Sismos por el producto de FPS, pórtico 2
Fuente: Autor

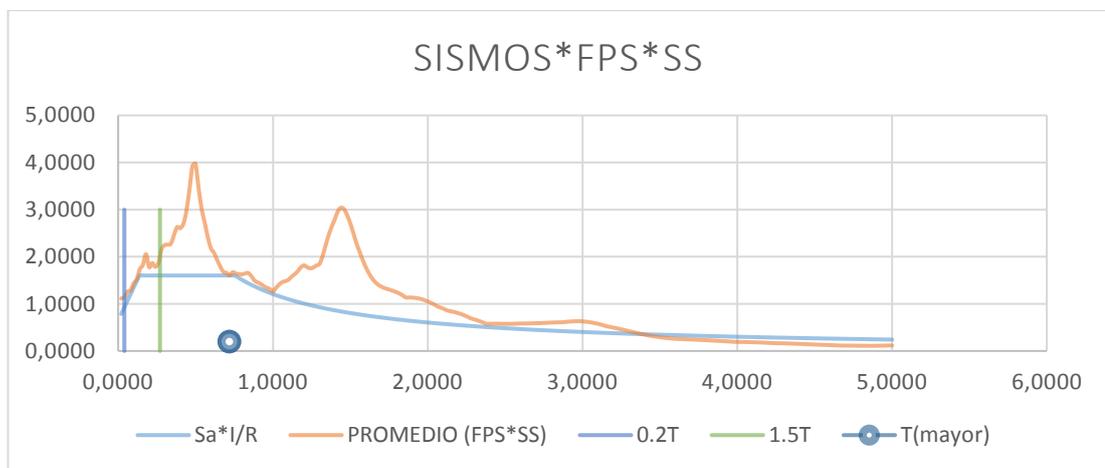


Figura 3. 13 Sismos por el productor de FPS y SS, pórtico 2
Fuente: Autor

3.20 Análisis estático no lineal o Pushover

El análisis estático no lineal o también llamado Pushover está basado en el diseño por desempeño, en el que se colocan cargas laterales, que son incrementadas poco a poco; este análisis consiste en llevar a la estructura a un rango elástico y consecuentemente al colapso (Zabala A., 2017).

Del análisis del pushover se obtiene la gráfica de fuerza-desplazamiento que se conoce como curva de capacidad o curva pushover (Zabala A., 2017).

Para realizar el análisis de Pushover, se realizó la respectiva modelación, en donde debe intervenir las cargas vivas y muertas con sus respectivos factores dados por la FEMA; además mediante el procedimiento de escalamiento de sismos se obtiene un factor del registro sísmico.

Mediante el manual del software de código abierto OpenSees se deben buscar los comandos correctos que deben ser aplicados para cada pórtico en particular, al combinarlos el análisis tendrá éxito.

A continuación, se presenta la secuencia del proceso de análisis del pushover:

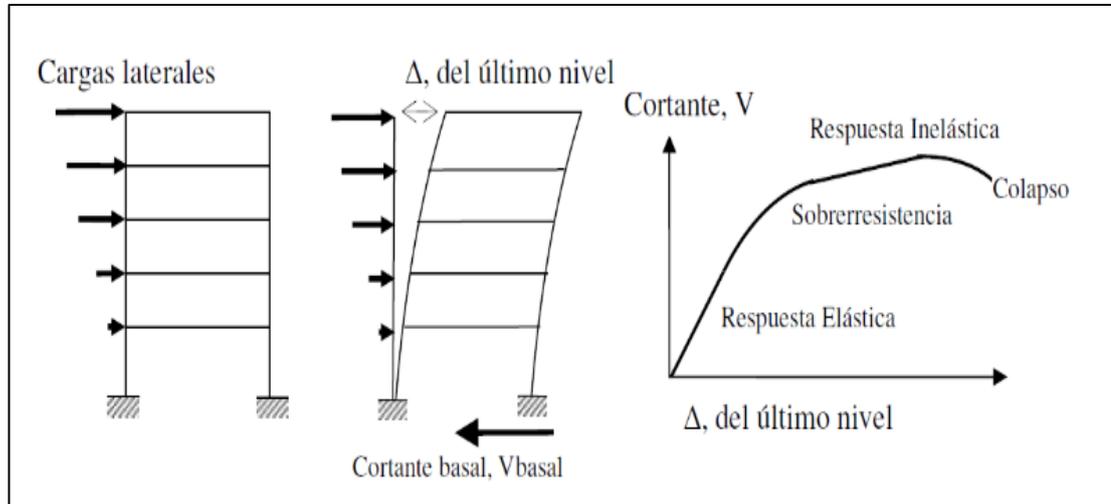


Figura 3. 14 Secuencia del proceso de análisis de pushover
Fuente: Saavedra C., 2018

A continuación, se presentan las curvas pushover que han sido arrojadas por el software para cada pórtico estudiado.

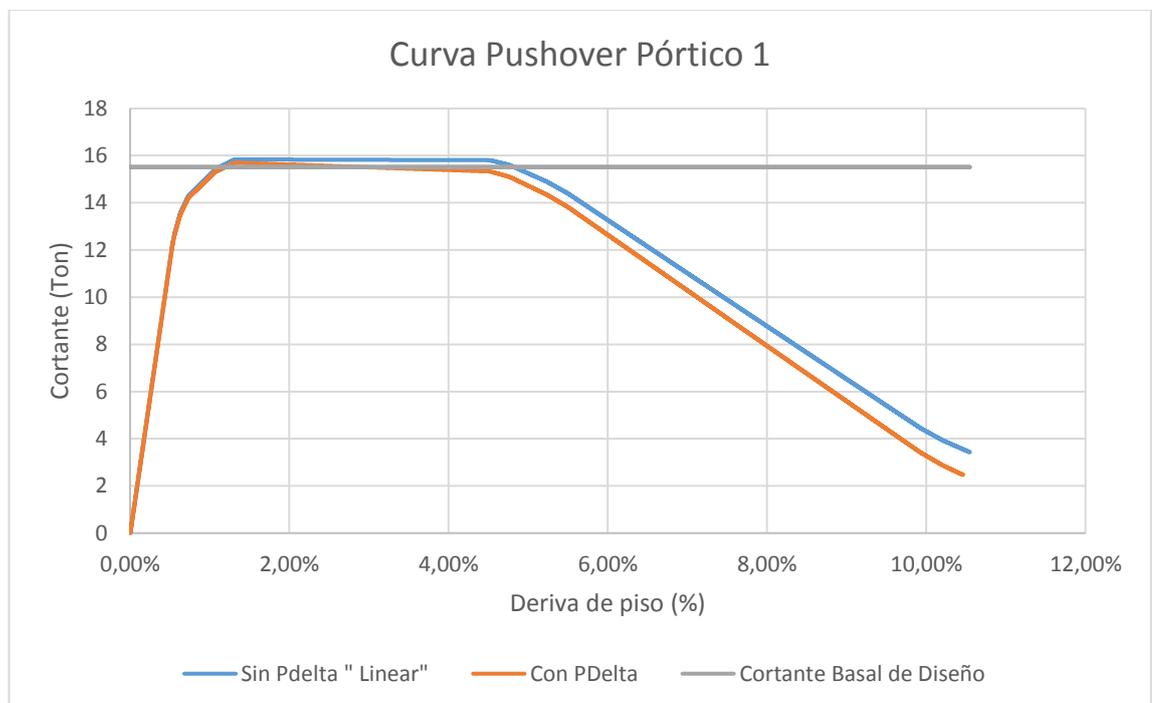


Figura 3. 15 Curva Pushover del pórtico 1
Fuente: Autor

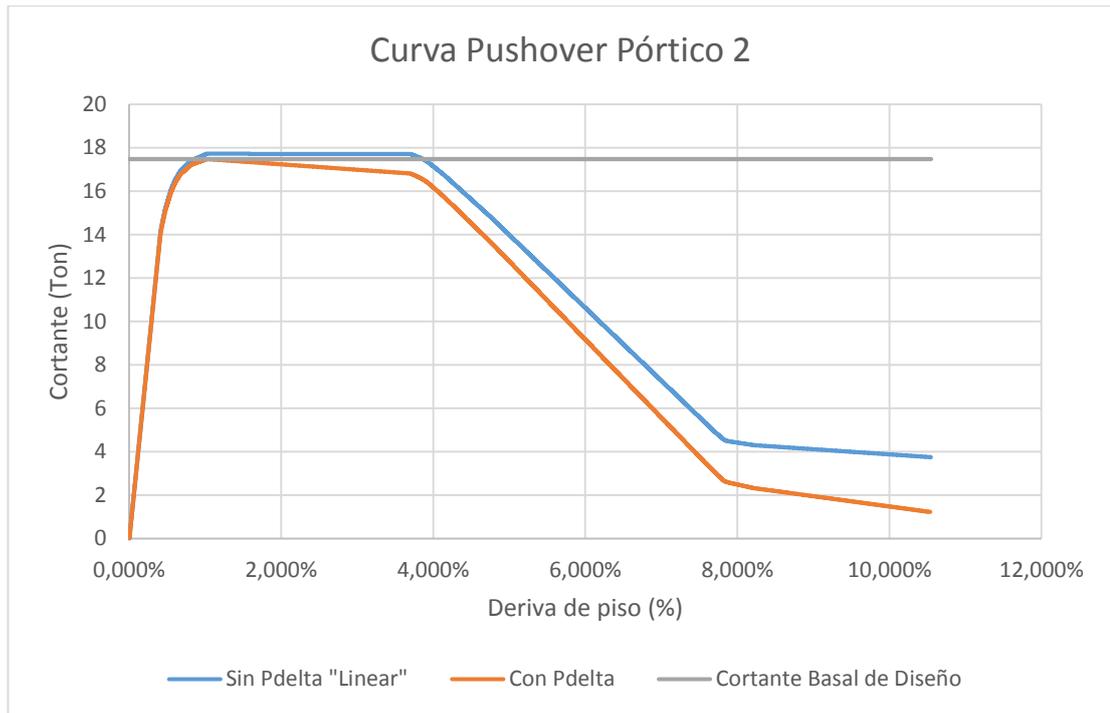


Figura 3. 16 Curva Pushover del pórtico 2

Fuente: Autor

Tabla 3. 16 Derivas de pórticos estudiados

	Pórtico 1	Pórtico 2
Derivas (%)	4.85%	4.067%

Fuente: Autor

3.21 Análisis dinámico no lineal

El análisis dinámico no lineal de la edificación esencial, se debe a reducciones por medio de la ductilidad de los espectros de diseño y en el refuerzo que permite a la estructura obtener notables deformaciones (Rengel R., Vargas Pesántez, 2017).

El análisis dinámico no lineal se realiza modelando de forma parecida al dinámico lineal, la diferencia radica en la incorporación del comportamiento no lineal por condiciones de histéresis de los elementos estructurales que participan en el análisis (Alvarez, 2012).

3.22 Efectos P- Delta

El efecto P-Delta considera las cargas de gravedad combinadas que interactúan afines a las derivas laterales procedentes por una fuerza sísmica, estas son originadas por las cargas de gravedad que se alcanzan a representar a través de la deformación producida en la estructura además de conseguir los desplazamientos laterales (FEMA 356, 2000).

En el software de código abierto de OpenSees se debe realizar con el comando “geomTransF PDelta” asignando el valor de 1 cuando se desee la curva de pushover con este efecto, mientras que se le asignará el valor de 2 para obtener una curva de pushover sin el efecto deseado.

3.23 Cortante basal de diseño (V)

El cortante basal de diseño V, que se produce en el nivel de cargas últimas, se debe aplicar a la estructura analizada en una dirección determinada, a continuación, la ecuación para determinar su cálculo (NEC-SE-DS, 2015).

$$V = \frac{I * S_a * (T_a)}{R * \theta_p * \theta_e} * W \quad (\text{Ec. 13})$$

Donde:

V: cortante basal total de diseño

I: coeficiente de importancia

R: factor de reducción de resistencia sísmica

W: carga sísmica reactiva

Ta: período de vibración

θ_p, θ_e : coeficientes de configuración en planta y elevación

Sa (Ta): espectro de diseño

3.23.1 Coeficientes de configuración en planta y elevación (θ_p)

Para el caso de los dos pórticos que se encuentran en estudio el coeficiente de configuración de planta o también llamado coeficiente de regularidad es de 1.

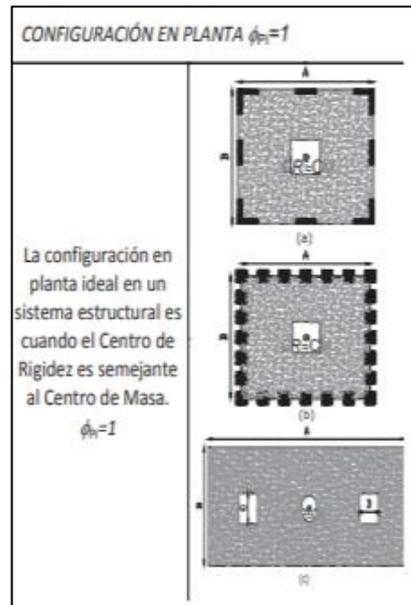


Figura 3. 17 Coeficiente estructural recomendado de configuración en planta
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

3.23.2 Coeficientes elevación (θe)

Para el caso de los dos pórticos que se encuentran en estudio el coeficiente de regularidad en elevación es de 1.

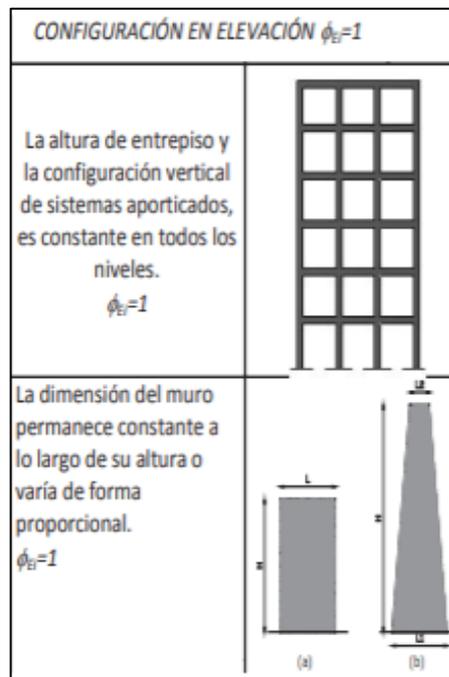


Figura 3. 18 Coeficiente estructural recomendado de configuración de elevación

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

3.23.3 Período de vibración (T_a)

Para estructuras de edificaciones, el valor del período de vibración se puede determinar mediante la siguiente expresión

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T : Período de vibración

α : Coeficiente basado en la toma del coeficiente que depende del tipo de edificio que se está analizando.

Tabla 3. 17 Factores para determinar el período de vibración

Tipo de estructura	C_t	α
Estructura de acero		
Sin arriostramiento	0.072	0.8
Con arriostramiento	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autor

3.23.4 Espectro de diseño (S_a)

El factor de espectro de diseño (S_a), se ha logrado obtener mediante software comercial con el cual se obtuvo el escalamiento del sismo.

3.24 Análisis dinámico no lineal tiempo-historia

El análisis dinámico no lineal tiempo-historia radica en someter una estructura a diferentes aceleraciones de un registro sísmico además de evaluar el comportamiento no lineal que se produce en la edificación.

En una estructura se puede realizar la evaluación de desempeño por medio de un análisis no lineal tiempo-historia, mediante la resistencia, rigidez y ductilidad en función de las aceleraciones proporcionadas por el sismo a ejecutarse (ASCE 7-16, 2017).

El análisis dinámico no lineal tiempo-historia por motivo de normas sísmicas obligatorias se debe realizar con un mínimo de tres registros sísmicos de aceleraciones reales, con un tiempo superior o igual a 120 segundos, estos sismos deben ser registros propios de la zona donde se encuentra emplazada la edificación que se estudiará o de alguna zona cerca con características similares (Manquelaquén R., 2018).

A continuación, se presentan los gráficos de cada pódico sometido a los sismos antes escogidos:

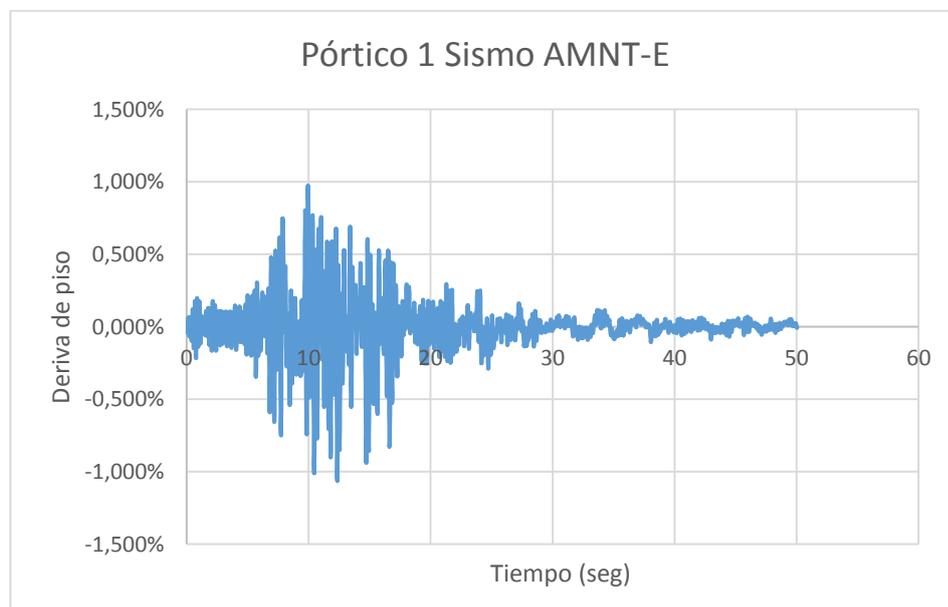


Figura 3. 19 Análisis de tiempo historia pódico 1 sismo AMNT-E
Fuente: Autor

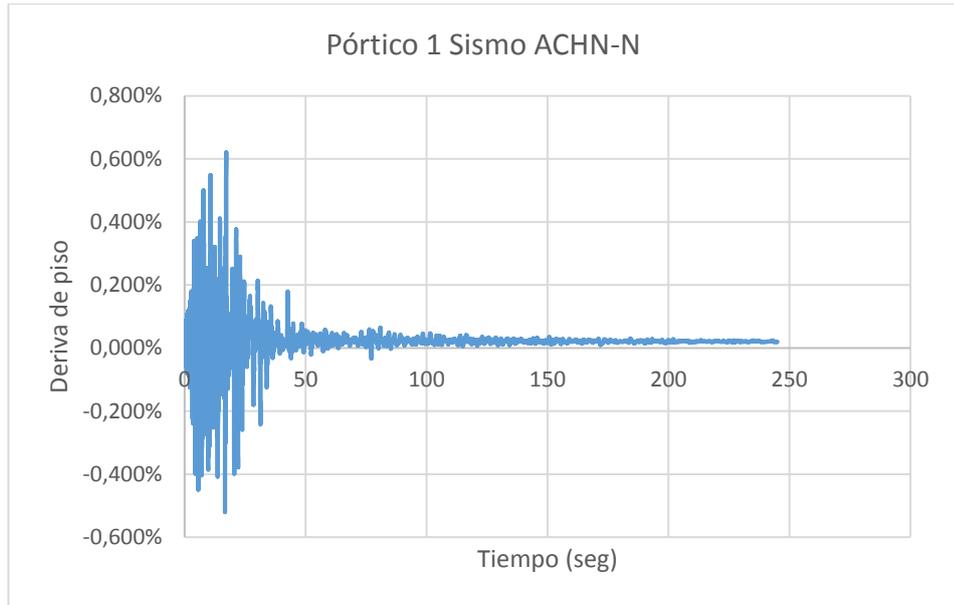


Figura 3. 20 Análisis de tiempo historia pórtico 1 sismo ACHN-N
Fuente: Autor

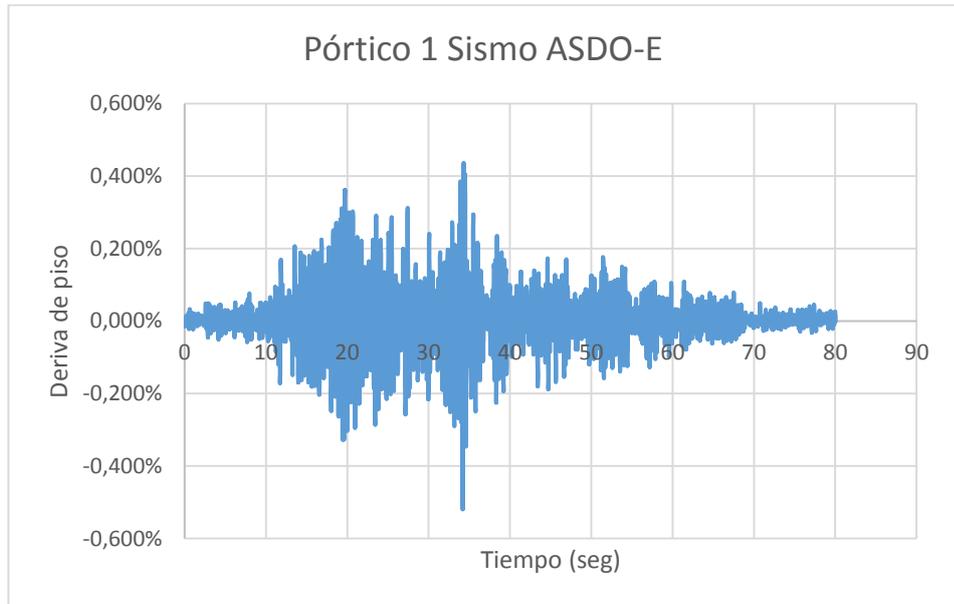


Figura 3. 21 Análisis de tiempo historia pórtico 1 sismo ASDO-E
Fuente: Autor

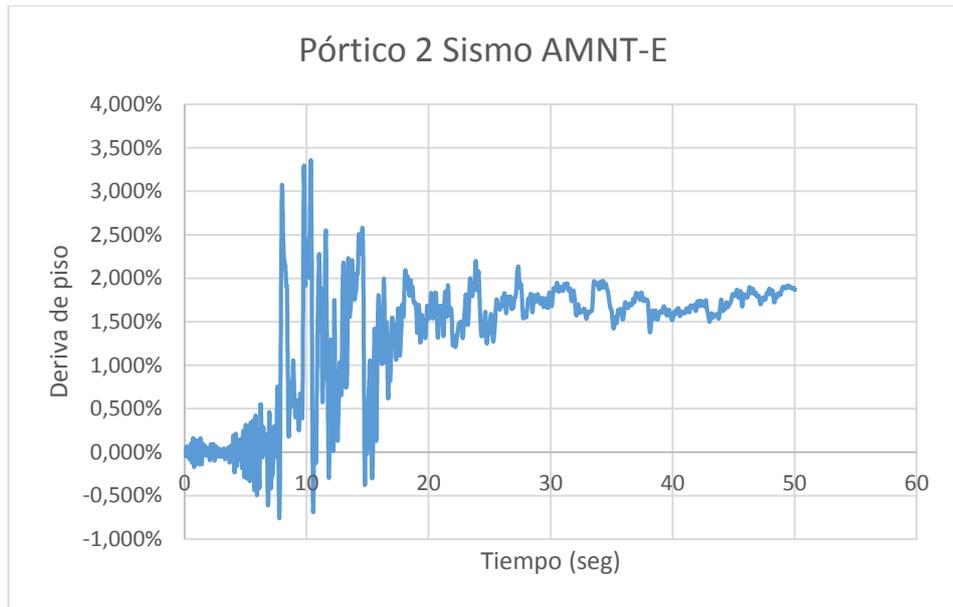


Figura 3. 22 Análisis de tiempo historia pórtico 2 sismo AMNT-E
Fuente: Autor

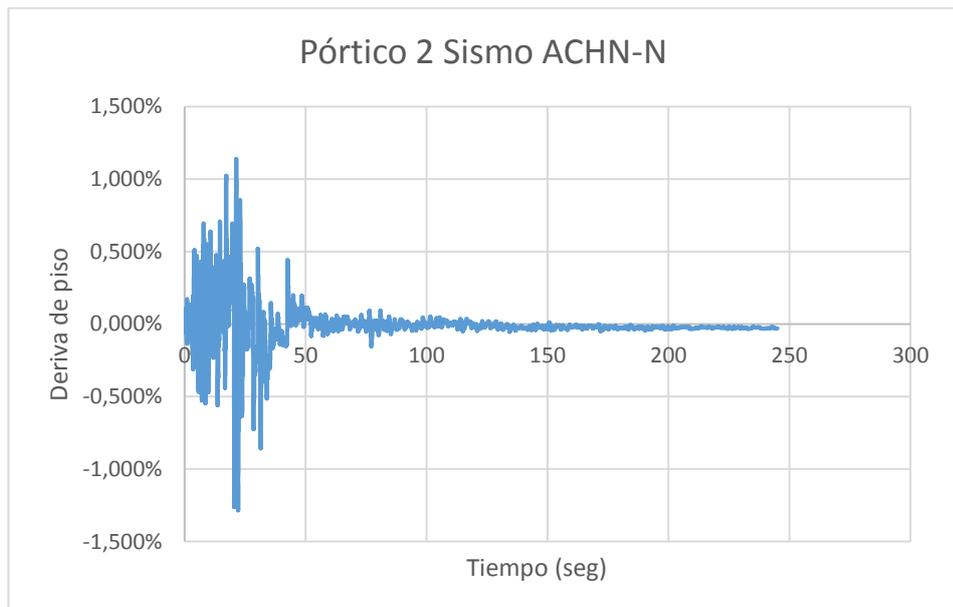


Figura 3. 23 Análisis de tiempo historia pórtico 2 sismo ACHN-N
Fuente: Autor

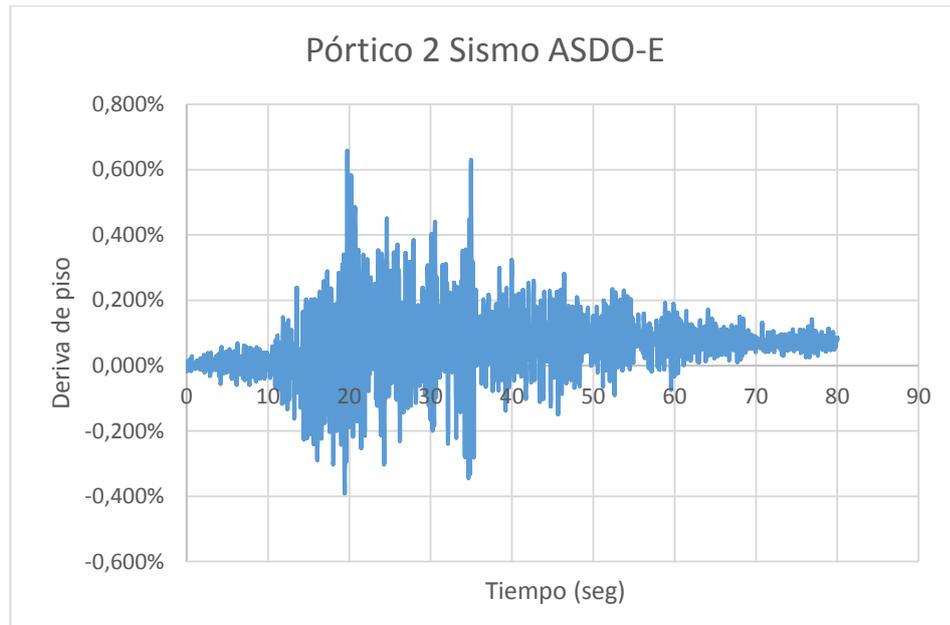


Figura 3. 24 Análisis de tiempo historia pórtico 2 sismo ASDO-E
Fuente: Autor

3.25 Criterio: amortiguamiento de Rayleigh

El amortiguamiento de Rayleigh también es conocido como amortiguamiento viscoso y su representación consiste en la combinación del amortiguamiento de la masa y de la rigidez inicial del sistema. La American Society of Civil Engineers expresa que por ningún motivo el amortiguamiento de Rayleigh debe superar el nivel de los modos primarios de amortiguamiento entre dos períodos, es decir se presentará el amortiguamiento de Rayleigh cuando exista la participación de al menos el 90% de la masa de la estructura a estudiar (ASCE 7-16, 2016).

3.26 Derivas

La Normativa Ecuatoriana de Construcción (NEC, 2015), especifica a la deriva de piso como el “desplazamiento lateral relativo de un piso, en particular por la acción de una fuerza horizontal, con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso” (NEC, 2015).

La normativa exige como requisito que la deriva de piso máxima existente no excederá de los siguientes valores presentados:

Tabla 3. 18 Máximas derivas de piso expresadas en porcentaje, dependiendo la estructura.

Porcentaje de Deriva	Estructura
2%	Estructuras de hormigón armado, metálicas y de madera.
1%	Mampostería estructural

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Elaboración: Autor

No obstante, el límite establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), depende de la vulnerabilidad y resistencia que posea los materiales de la edificación analizada, en las normativas de diferentes países se puede apreciar una deriva más conservadora establecida por códigos que rigen el diseño para cualquier tipo de edificaciones, a continuación, expuestas:

Tabla 3. 19 Derivas de entrepiso normalizadas por diferentes códigos

Norma sísmica	Deriva (%)
Chile	0.3
Estados Unidos	0.5
Japón	0.5
México	0.6
Eurocode	1.0
Colombia	1.5
Venezuela	1.5
Nueva Zelanda	2.0

Fuente: Safina M., 2003

Elaboración: Autor

Sin embargo, la ASCE 7-16 determina que las derivas de piso no deberán sobrepasar el límite permisible para cada piso de la edificación, a continuación, se detalla las derivas máximas dispuestas:

Tabla 3. 20 Derivas de piso máximas establecidas por ASCE 7-16

Estructuras	Categoría de riesgo		
	I o II	III	IV
Estructuras, otras como muros de corte de mampostería, 4 pisos o menos desde la base, con muros interiores, tabiques, techo y muros exteriores que han sido diseñados para las derivas de piso.	0.025h	0.020h	0.015h
Estructuras de muros de corte de mampostería (cantiléver).	0.010h	0.010h	0.010h
Otras estructuras de muros de mampostería.	0.007h	0.007h	0.007h
Todas las demás estructuras.	0.020h	0.015h	0.010h

Fuente: ASCE 7-16

Elaboración: Autor

Para el actual análisis tomando en consideración lo establecido en la ASDE 7-16 y conociendo que la normativa ubica a las edificaciones esenciales dentro de la categoría de riesgo IV, se obtiene como resultado aplicando la deriva de piso máxima de 0.010h, siendo h la altura de entrepiso del hospital “Moreno Vázquez”, el valor de 3.2%.

El Hospital “Moreno Vázquez” del cantón Gualaceo posee las siguientes derivas de piso:

Tabla 3. 21 Deformaciones y derivas de piso del pórtico 1

Espectro de Diseño, Pórtico 1			
Sismo	AMNT-E	ACHN-N	ASDO-E
Deformación (m)	0.0311989	0.0196387	0.0139804
Deriva (%)	0.97%	0.61%	0.43%
Tiempo (seg)	9.95	17.166	34.298

Fuente: Autor

Tabla 3. 22 Deformaciones y derivas de piso del pórtico 2

Espectro de Diseño, Pórtico 2			
Sismo	AMNT-E	ACHN-N	ASDO-E
Deformación (m)	0.107537	0.0355245	0.0210451
Deriva (%)	3.36%	1.11%	0.66%
Tiempo (seg)	10.359	21.325	19.757

Fuente: Autor

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

La información arquitectónica del hospital “Moreno Vázquez” fue obtenida mediante la recolección de información realizada en la tesis “Evaluación estructural del centro de la entidad hospitalaria “Hospital Moreno Vázquez” del Cantón Gualaceo- Provincia del Azuay, para cuantificar las amenazas y vulnerabilidad de la edificación hospitalaria” de los autores Ing. José Napoleón Calle Centeno e Ing. Verónica Catalina Serrano Rodríguez, que nos alerta de la alta vulnerabilidad sísmica que posee el hospital además del incumplimiento de varias normas establecidas en la norma NEC-15.

El análisis no lineal realizado a la estructura hospitalaria fue basado en el método de rótulas plásticas descrito en la FEMA P695, su predicción y simulación de comportamiento frente a un evento sísmico es de gran importancia para conocer las consecuencias provocadas por un sismo severo sobre una estructura en mal estado.

La estructura fue modelada en el software de código abierto OpenSees el cual permite la fácil calibración del modelo con plasticidad concentrada mediante rótulas plásticas que se deben ubicar en la unión viga-columna y en la base de la columna, se puede observar que no existe modificación mayor en el período fundamental de la edificación, por lo que las rótulas plásticas solo inciden en el rango inelástico.

Para conocer el comportamiento de cada elemento estructural que compone la edificación esencial se debió tener en especial los momentos de plastificación M_y , los giros de plastificación θ_p y el último giro θ_u de cada sección de la estructura.

El análisis estático no lineal o también llamado Pushover permite establecer la capacidad de la estructura frente a cargas laterales aplicadas, además nos proporciona el cortante basal máximo que puede soportar la estructura analizada y las derivas ocurrentes en los pórticos; se puede observar que el pórtico 1 alcanza una deriva de 1.01% mientras que el pórtico 2 alcanza una deriva de 1.065% que representa el primer punto de fluencia; después de una meseta observada se puede ver como ambos pórticos empiezan a decaer a partir de la deriva de piso: el pórtico 1 con 4.85% y el pórtico 2 con 4.067%, estos valores representa la ductilidad de la estructura, ya que sigue

deformándose sin la necesidad de incrementar las cargas laterales antes aplicadas, luego de este punto la estructura presenta la disminución de rigidez y empieza la pérdida de la misma, sin embargo esta no colapsa porque no supera el 10% de deriva establecida en la norma.

Al realizar la comparación del modelo idealizado de rótulas plásticas con el de fibras, las curvas pushover con efecto P-Delta se diferencian a partir de una deriva de colapso, produciendo la caída repentina de resistencia en la presente investigación, sin embargo, en el modelo de fibras se mantiene constante en el tiempo.

El cortante basal obtenido en el modelo idealizado de los pórticos de fibras y el de rótulas plásticas difieren mínimamente sin embargo los períodos fundamentales son similares con el obtenido mediante el programa comercial.

Por otro lado, para realizar el análisis de tiempo historia se ha tomado los tres sismos escogidos en investigaciones anteriores y se han escalado nuevamente para ser aplicados a los dos pórticos, que poseen componentes en Norte y Este, que proporcionan información diferente en el cálculo de escalamiento de sismos, desplazamientos y derivas, dando como resultado un riesgo superior en la dirección Este-Oeste.

Dos de las máximas derivas que han resultado de los tres sismos analizados para los dos pórticos estudiados resultaron satisfactorios, ya que no sobrepasan la deriva límite otorgada por la norma NEC-15, mientras que el sismo AMNT-E aplicado en el pórtico 2 proporciona una deriva del 3.36% que sobrepasa el límite establecido por todas las normas y códigos mencionados con anterioridad, tanto de 0.010h que da 3.2% y de la NEC-15 que representa el 2% de derivas de entrepiso.

Como resultado final de la investigación realizada en el presente trabajo de titulación se puede verificar que la estructura hospitalaria “Moreno Vázquez” presenta la deformación residual más importante en el pórtico 2 con 10.75 cm, que ha sido estudiado con tres diferentes sismos que han sucedido en el Ecuador, analizado con un período de retorno de 2500 años, además se puede observar que los pórticos de la estructura se mantienen erguidos, pero con una deformación residual.

RECOMENDACIONES

El Ecuador se encuentra ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, zona con alta peligrosidad sísmica, por lo que el análisis estructural de edificaciones esenciales como son los hospitales debería incluir la modelación no lineal y con los parámetros recomendados por expertos comprobar su funcionalidad continua y ocupación inmediata post evento.

Se puede determinar que la estructura se encuentra en mal estado, por lo que se debe reforzar la edificación o incluir en una nueva investigación el comportamiento de la estructura con la utilización de dispositivos de disipación, más aún que una de sus deformaciones sobrepasa la deriva máxima establecida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2015.

Es indispensable continuar con la investigación de Hospitales Seguros Frente a Desastres, no solo de la estructura estudiada en el presente trabajo sino de todas las edificaciones que presten servicio médico a la ciudadanía; además de realizar análisis en tres dimensiones de la edificación actual.

De la información revisada del hospital “Moreno Vázquez, se deduce que la edificación tiene una vida útil mayor a 30 años y las condiciones del centro cantonal de Gualaceo cambiaron considerablemente, en consecuencia, deberá realizarse un análisis de dos alternativas, el costo beneficio del uso de dispositivos de disipación de energía en las condiciones actuales y la necesidad de la construcción de un hospital nuevo, que brinde todas las seguridades.

Bibliografía

Ruiz D. M., Jaramillo R., Riveros C. E., Gallego-Silva M. (Junio de 2011). *Reinforced Concrete Buildings Following NSR-10 vs Quetame Earthquake Registered on Bogotá D.C..Medellin* Colombia: SCIELO.

Oviedo Sarmiento, R. R. (2004). *Análisis inelástico y control de la respuesta sísmica de edificios utilizando disipadores de energía*. Quito Ecuador: Politécnica.

Marcus J., Thiers R., (diciembre del 2015). *Control of structural seismic damage in prefabricated reinforced concrete frames through hybrid-self centering connections*. Valparaíso Chile: SCIELO.

Zambrano A., Caiza P., (2016). *Description of a 2D Model of Port Structure in Opensees and Plastic Hinges Calculation*. Manta Ecuador: Revista Internacional de Ingeniería en Estructuras.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON). (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS)*. Quito Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Flores Barreto T., (2003). *Estudio de control de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado*. Lima Perú.

FEMA 356, (2000). *Federal Emergency Management Agency Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Estados Unidos.

El Comercio, (2015). *El Terremoto de Afganistán, uno de los de mayor intensidad en la década*. [Figura]. Recuperado de <http://www.elcomercio.com/actualidad/terremoto-afganistan-intensidad-pakistan-muertos.html>

Bernal I., Tavera Hernando., (2002). *Geodinámica, sismicidad y energía sísmica en Perú*. [Figura]. Recuperado de <http://repositorio.igp.gob.pe/handle/IGP/481>

Moncayo M., (2016). *Approach to released seismic energy: In search of the characteristics of the Ecuador seismic behavior and identification of the seismic risk*.

[Figura]. Recuperado de <http://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=6200492>

Alegre E., Cortez A., Farje C., Ibañez A., Rodas I., Vásquez M., (2013). *Rótulas plásticas*. Lima Perú: SCIELO.

Aguiar R., (2003). *Análisis sísmico por desempeño*. Quito Ecuador: Centro de investigaciones científicas. Escuela Politécnica del Ejército.

FEMA P695, (2009). *Quantification of building seismic performance factors*. Estados Unidos.

Orellana G., Parra J., (2017). *Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, 2015)*. Cuenca Ecuador.

Bonett R., (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Barcelona España.

Barazangi M., Isacks, B.L. (1976). *Spatial distribution of earthquakes and subduction of the Nazca plate beneath South America: Geology*, v. 4. Estados Unidos.

Egred, J. (1975). *Breve historia de los principales terremotos ecuatorianos*. Revista Geofísica. México.

ReNaSis. *Red Nacional de Sismógrafos del Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional de Quito*. <http://www.epn.edu.ec/>

Rus G., (2008). *Cálculo plástico de estructuras de barras: teoría, tercera edición*. España.

Haselton C., Liel A., Deierlein G., (2008). *Simulating structural collapse due to earthquakes: model idealization, model calibration, and numerical solution algorithms*. Estados Unidos.

Carrillo J., (2008). *Evaluation of the seismic vulnerability of structures using a performance design*. Colombia.

Ibarra L., Medina R., Krawinkler H. (2005). *Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration*. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Estados Unidos.

Grupta A., Krawinkler H., (1999). *Dynamic P-Delta effects for flexibility inelastic steel structures*. Estados Unidos.

Nikam N., Kalukar L., (2016). *Pushover analysis of building with shear wall*. *International Journal of Engineering Science and Computing*. Estados Unidos.

OpenSees. (2019). *Open System for Earthquake Engineering Simulation*. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Recuperado de http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Modified_Ibarra-Medina-Krawinkler_Deterioration_Model_with_Bilinear_Hysteretic_Response_%28Bilinear_Material%29

Moncayo M., Velasco G., Mora C., Montenegro M., Cordova J., (2017). *Terremotos mayores a 6.5 en escala Richter ocurrido en Ecuador desde 1900 hasta 2000*. España: REDALCY: Red de Revistas Científicas de América Latina y el Caribe, España y Portugal.

Onetto M., (2014). *Terremotos recordados, temblores olvidados. Interpretaciones sobre los orígenes de la memoria telúrica en Chile*. Chile: SCIELO.

Oliva L., (2015). *Catástrofes naturales: la amenaza latente*. Argentina.

Orellana D., (2009). *Un grave error histórico en diario "El Mercurio"*. Recuperado de <http://criticayopinioncultural.blogspot.com/2009/09/un-grave-error-historico-en-diario-el.html>

Altoonash A., (2004). *Simulation and damage models for performance assessment of reinforced concrete beam-column joints*. CA – Estados Unidos.

Kunnath S. K., Bao Y., El-Tawil S. (2018). *Advances in Computational Simulation of Gravity-Induced Disproportionate Collapse of RC Frame Buildings*. *Journal of Structural Engineering*. Estados Unidos.

Clough R., & Johnston, S. (1966). *Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements*. Transaction of Japan Earthquake Engineering Symposium, 195- 198.

Lasagni F., (2015). *Centro Avanzado de Tecnologías Aeroespaciales*. Recuperado de [http: www.catec.aero/material-y-procesos/lisis-modal.htm](http://www.catec.aero/material-y-procesos/lisis-modal.htm)

Goel R., Chopra A., (1998). *Period Formulas for Concrete*. Journal of Structural Engineering ASCE, 426-433.

Chopra A., (2015). *Dinámica de estructuras*. México: Pearson.

Zabala A., (2017). *Modelado y análisis Pushover de la respuesta sísmica de estructuras de acero*. Universidad Politécnica de Cartagena, 48-56

Manquelaquén R., (2018). *Análisis sísmico con métodos modal espectral y tiempo historia para un modelo integrado de turbo generador de 375 MW, NCH2369 actualizada*. Santiago de Chile- Chile.

Anexo 1: Model Geometry (Pórtico 1)

```
#-----#  
# ModelCodePastedFromExcelVBA.tcl  
#     This is the file into which we paste all of the model code generated by Excel VBA  
#     to create the archetype models.  
#  
# Units: kips, in, sec  
#  
# This file developed by: Curt Haselton of Stanford University  
# Date: 10 June 2006  
#  
# Other files used in developing this model:  
#     None  
#-----#  
  
# Pasted from Excel 4story_ID1003_v.51 on 7-26-06 by Brian Dean  
  
#####  
#####  
##### Start of code pasted from Excel Structural Design Sheet output to  
ModelCodePastedFromExcelVBA.tcl #####  
##### This code was created using a Visual Basic script in the Structural Design Excel sheet  
#####  
##### Created by Curt B. Haselton, Stanford University, June 10, 2006  
#####  
#####  
#####  
# Sources
```

```
source rotSpring2D.tcl
```

```
#####  
#####
```

```
### DEFINE NODES
```

```
# Define the Elastic Footing Rotational Stiffness Materials (this includes link beam and footing-soil  
stiffness
```

```
  # nodeNum X Y
```

```
node 1011 0 0
```

```
node 1012 0 0
```

```
node 1013 0 0
```

```
node 2011 7.3 0
```

```
node 2012 7.3 0
```

```
node 2013 7.3 0
```

```
node 3011 14 0
```

```
node 3012 14 0
```

```
node 3013 14 0
```

```
# Define the nodes around all of the joints in the primary frame
```

```
  # nodeNum X Y
```

```
node 1101 0 3.025
```

```
node 1102 0.175 3.2
```

```
node 1103 0 3.375
```

```
node 1104 -0.175 3.2
```

```
node 2101 7.3 3.025
```

```
node 2102 7.475 3.2
```

```
node 2103 7.3 3.375
```

node 2104 7.125 3.2

node 3101 14 3.025

node 3102 14.175 3.2

node 3103 14 3.375

node 3104 13.825 3.2

Define the nodes around all of the joints in the primary frame

node 4001 1550 0

node 4101 1550 337.5

#####

DEFINE FIXITIES

Define the fixities at the bases of the columns of the primary lateral frame

node DX DY RZ

fix 1011 1 1 1

fix 2011 1 1 1

fix 3011 1 1 1

Define the fixity at the base of the leaning column

node DX DY RZ

fix 4001 1 1 0

```
puts "restricciones "
```

```
#####  
#####
```

```
### DEFINE ELEMENTS
```

```
# Define the column elements
```

```
##element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag <-mass  
$massDens> <-cMass> geomTransf
```

```
element elasticBeamColumn 100100 1013 1101 $A_C35X35 $EcC $Ix_C35X35 2 -mass  
$massDensC
```

```
element elasticBeamColumn 100200 2013 2101 $A_C35X35 $EcC $Ix_C35X35 2 -mass  
$massDensC
```

```
element elasticBeamColumn 100300 3013 3101 $A_C35X35 $EcC $Ix_C35X35 2 -mass  
$massDensC
```

```
puts "definido elementos columnas"
```

```
# Define the beam elements
```

```
##element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag <-mass  
$massDens> <-cMass> geomTransf
```

```
element elasticBeamColumn 200101 1102 2104 $A_V35X35 $EcC $Ix_V35X35 2 -mass  
$massDensV
```

```
element elasticBeamColumn 200102 2102 3104 $A_V35X35 $EcC $Ix_V35X35 2 -mass  
$massDensV
```

```
puts "definido elementos vigas"
```

```
# Define the column base rotational spring (both elastic foundation springs and column base PH springs)
```

```
## eleID nodeR nodeC matID  
rotSpring2D 6011 1011 1012 600  
rotSpring2D 6012 1012 1013 666666  
  
rotSpring2D 6021 2011 2012 600  
rotSpring2D 6022 2012 2013 666666  
  
rotSpring2D 6031 3011 3012 600  
rotSpring2D 6032 3012 3013 666666
```

```
# Define the joint elements
```

```
# tag n1 n2 n3 n4 centerNode PH1 PH2 PH3 PH4 shearPanel  
largeDisp  
element Joint2D 40501 1101 1102 1103 1104 1105 666666 666666 432100  
432100 405066 $lrgDsp  
element Joint2D 40502 2101 2102 2103 2104 2105 666666 666666 432100  
666666 405066 $lrgDsp  
element Joint2D 40503 3101 3102 3103 3104 3105 666666 432100 432100  
666666 405066 $lrgDsp
```

```
puts " rotspring 2d"
```

```
# Define the leaning column and horizontal rigid link elements
```

```
# element elasticBeamColumn 300101 4001 4101 $A_strut $E_strut $I_strut  
$primaryGeomTransT
```

```
# element truss 400101 3103 4101 $A_strut $strutMatT
```

```
### DEFINE MASSES
```

```
# Define small masses at all nodes as the column-foundation connection
```

```
# nodeNum      X          Y          Rotation
mass 1011 [expr $smallMass1] [expr $smallMass2] [expr $smallMass3]
mass 1012 [expr $smallMass1] [expr $smallMass2] [expr $smallMass3]
mass 1013 [expr $smallMass1] [expr $smallMass2] [expr $smallMass3]
mass 2011 [expr $smallMass1] [expr $smallMass2] [expr $smallMass3]
mass 2012 [expr $smallMass1] [expr $smallMass2] [expr $smallMass3]
mass 2013 [expr $smallMass1] [expr $smallMass2] [expr $smallMass3]
mass 3011 [expr $smallMass1] [expr $smallMass2] [expr $smallMass3]
mass 3012 [expr $smallMass1] [expr $smallMass2] [expr $smallMass3]
mass 3013 [expr $smallMass1] [expr $smallMass2] [expr $smallMass3]
```

```
puts "matriz masa base"
```

```
# Define small masses as the nodes around all of the joints in the primary frame
```

```
# mass 4001 [expr $smallMass1] [expr $smallMass2] [expr $smallMass3]
# mass 4101 [expr $smallMass1] [expr $smallMass2] [expr $smallMass3]
```

```
puts "matriz masa columna fantasma "
```

```
## Define building masses
```

```
## nodeNum      X          Y          Rotation
```

```
mass 1101 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 1102 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 1103 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 1104 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]

mass 2101 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 2102 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 2103 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 2104 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]

mass 3101 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 3102 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 3103 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 3104 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
```

```
puts "matriz masa rotulas"
```

```
## Check: Total mass applied to building is: 10.75833333333333. This was summed in the VB loop
when mass was applied. This does not include small masses applied for convergence.
```

Anexo 2: Ibarra-Medina-Krawinkler (Pórtico 1)

```
# Script to convert units to N-m
```

```
# Calibration Data for Ibarra-Krawinkler Hysteresis Calibration
```

```
# ENES KARAASLAN
```

```
#####
```

```
# Peak Oriented Ibarra-Krawinkler Deterioration Material #
```

```
#####
```

```

proc IbarraMatNew {mat Ke Mypos Myneg tetp tetpc McMy} {
set in 1.; set kip 1.; set sec 1.;

set ft [expr 12.*$in]; # define engineering units
set ksi [expr $kip/pow($in,2)];
set psi [expr $ksi/1000.];
set lbf [expr $psi*$in*$in]; # pounds force
set pcf [expr $lbf/pow($ft,3)]; # pounds per cubic foot
set psf [expr $lbf/pow($ft,2)]; # pounds per square foot
set in2 [expr $in*$in]; # inch^2
set in4 [expr $in*$in*$in*$in]; # inch^4
set cm [expr $in/2.54]; # centimetre
set PI [expr 2*asin(1.0)]; # define constants
set g [expr 32.2*$ft/pow($sec,2)]; # gravitational acceleration
set Ubig 1.e10; # a really large number
set Usmall [expr 1/$Ubig]; # a really small number
set MPa [expr 145.04*$psi]; # MegaPascal
set meter [expr 100.*$cm]; # metric unit
set mm [expr 0.1*$cm]
set m [expr 100.*$cm]
set mm2 [expr $mm*$mm]
set N [expr 0.00022481*$kip]
set KN [expr 1000.*$N]

set matTag_Col $mat; # Material tag for wide beam spring
set Ko [expr 1.5*$Ke*1000]; # Initial Stiffness
set My_pos [expr 1*$Mypos*1000]; # Positive yield moment
set My_neg [expr 1*$Myneg*1000]; # Negative yield moment
set L_S 1; # basic strength deterioration
set L_K 1; # unloading stiffness deterioration

```

```

set L_A 1; # accelerated reloading stiffness deterioration
set L_C 1; # post-capping strength deterioration
set c_S 1.0; # exponent for basic strength deterioration
set c_K 1.0; # exponent for unloading stiffness deterioration
set c_A 1.0; # exponent for reloading stiffness deterioration
set c_C 1.0; # exponent for post-capping strength deterioration
set th_pP [expr 1.0*$tetp]; # plastic rot capacity +
set th_pN [expr 1.0*$tetp]; # plastic rot capacity -
set th_pcP [expr 1.0*$tetpc]; # post-capping rot capacity +
set th_pcN [expr 1.0*$tetpc]; # post-capping rot capacity -
set Res_pos 0.20; # residual strength ratio +
set Res_neg 0.20; # residual strength ratio -
set th_uP 0.4; # ultimate rot capacity +
set th_uN 0.4; # ultimate rot capacity -
set D_pos 1.0; # rate of cyclic deterioration +
set D_neg 1.0; # rate of cyclic deterioration -
set Mc_My $McMy; # Post yield strength ratio
set as_pos [expr $Mc_My/$th_pP/($Ke*1000)];# + strain hardening ratio
set as_neg [expr $Mc_My/$th_pN/($Ke*1000)];# - strain hardening ratio
uniaxialMaterial ModIMKPeakOriented $matTag_Col $Ko $as_pos $as_neg $My_pos $My_neg
$L_S $L_C $L_A $L_K $c_S $c_C $c_A $c_K $th_pP $th_pN $th_pcP $th_pcN $Res_pos $Res_neg
$th_uP $th_uN $D_pos $D_neg

```

```
puts $matTag_Col
```

```
puts $Ko
```

```
puts $as_pos
```

```
puts $as_neg
```

```
puts $My_pos
```

```
puts $My_neg
```

```
puts $L_S
```

```
puts $L_C
puts $L_A
puts $L_K
puts $c_S
puts $c_C
puts $c_A
puts $c_K
puts $th_pP
puts $th_pN
puts $th_pcP
puts $th_pcN
puts $Res_pos
puts $Res_neg
puts $th_uP
puts $th_uN
puts $D_pos
puts $D_neg
}
```

Anexo 3: Calibración de modelo (Pórtico 1)

```
#####
# Yield Strength Prediction #
#####

proc IntStiff {P Ag fc Ec b d} {
  set stiff [expr 0.17+1.61*$P/$Ag/$fc/1000.]
  set gross [expr $Ec*$b*pow($d,3)/12/pow(1000,3)]
  if {$stiff < 0.35} {
    return [expr 0.35*$gross]
  }
}
```

```
} elseif {$stiff > 0.8} {  
return [expr 0.8*$gross]  
} else {  
return [expr $stiff*$gross]  
}  
}
```

```
proc PostCapRot {fc v asl rs} {
```

```
set caprot [expr 0.76*pow(0.031,$v)*pow((0.02+40.*$rs),1.02)]  
if {$scaprot > 0.1} {  
return 0.1  
} else {  
return $scaprot  
}  
}
```

```
proc Calibration {mtag Econc Esteel width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip} {
```

```
#Geometry and Material Input Para.
```

```
set b $width; #Member Width
```

```
set d $depth; #Member Depth
```

```
set dc $cover; #Cover Depth
```

```
set fc $fconc; #Concrete Strength
```

```
set fy $fsteel; #Steel Yield Strength
```

```
set P $axial; #Member Axial Load
```

```
set rs $shear; #Reinforcement Ratio Shear
```

```
set rc $compr; #Reinforcement Ratio Compressive
```

```
set rt $tens; #Reinforcement Ratio Tensile
```

```

set asl $barslip; #Bar Slip Parameter either 0 or 1

set mat $mtag; #define material tag

set Ec $Econc;

set Es $Esteel;

#Geometry and Material Calculated Para.

set deff [expr $d-$cover]; #Effective Depth

set Ag [expr $b*$d/pow(1000.,2)]; #Member Gross Area

set v [expr $P/$Ag/$fc/1000.]; #Axial Load Ratio

set n [expr 1.0*$Es/$Ec]; #Ey/Ec

set dr [expr 1.0*$dc/$deff]; #Cover/Effective Depth Ratio

set A [expr $rc+$rt+$rs+$P*1000./$b/$deff/$fy];

set B [expr $rc+$rt*$dr+$rs*0.5*(1.0+$dr)+$P*1000./$b/$deff/$fy]

set ky [expr sqrt(pow($n,2)*pow($A,2)+2*$n*$B)-$n*$A];

set phi [expr 1.8*$fc/$Ec/$ky/$deff];

IbarraMatNew $mat [IntStiff $P $Ag $fc $Ec $b $d] [expr
0.5*$phi*$b*pow($deff,3)*($Ec*pow($ky,2)/2*(0.5*(1+$dr)-$ky/3)+0.5*$Es*(1-$dr)*((1-
$ky)*$rc+($ky-$dr)*$rt+(1-$dr)*$rs/6))/pow(1000,2)] [expr -
0.5*$phi*$b*pow($deff,3)*($Ec*pow($ky,2)/2*(0.5*(1+$dr)-$ky/3)+0.5*$Es*(1-$dr)*((1-
$ky)*$rc+($ky-$dr)*$rt+(1-$dr)*$rs/6))/pow(1000,2)] [expr
0.13*(1.+0.55*$asl)*pow(0.13,$v)*pow((0.02+40.*$rs),0.65)*pow(0.57,(0.01*$fc))] [PostCapRot
$fc $v $asl $rs] [expr 1.25*pow(0.89,$v)*pow(0.91,(0.01*$fc))]
}

```

Anexo 4: Secciones y materiales (Pórtico 1)

```
# source Units_N_m.tcl
```

```
source IMKpeq.tcl
```

```
## Decide if largeDispl should be used for the joint elements
```

```
    # set lrgDsp 1; # Causes a bit more QNAN problems, but better to use.
```

```
    set lrgDsp 1;
```

```
# Define small masses for convergence. These are applied by VB to virtually every DOF. 7-12-06
```

```

# This is what I used in DesA_Buffalo_v.9noGFrm when you consider the factor of 10 I used.
    set Mass2      [expr 2006.2]; # Masa asignada en nodos [kg]

# Elastic test material stiffness - used for joint hinges not connected to anything, etc.
    set E_elasticTestMaterial      270807284095.21; # This is made to match the initial
bond-slip M-Rot spring stiffness for BS1
        set E_elasticTestMaterial      [expr 1.99948e+8*1300]; # This is made to
match the initial bond-slip M-Rot spring stiffness for BS1
    puts "BondSlip 1 creada"

# Make an elastic material for testing while building the model (this is also used for the
joint bond-slip springs that are not connected to anything)
    set elastJointMatT      432100; # To agree with joint numbering
    uniaxialMaterial Elastic $elastJointMatT $E_elasticTestMaterial

    puts "Bondslip 2 creada"

#####
#####

### DEFINE MATERIALS

# Define Joint Shear Panel Materials
    uniaxialMaterial Elastic 405066 [expr 15309513056.4103 ]

    puts "Shear Panel creada"

source calibracionpeq.tcl

# Define Section GEOMETRY parameters -----
set HCol 350; # Column depth

```

set BCol 350; # Column width

set HBeam 350; # Column depth

set BBeam 350; # Column width

set HCover 70; # Cover concrete depth

Reinforcement Parameters

#Column reinforcement

set CompStRatCol 0.00512913; # Column Compression reinforcement ratio

set TenStRatCol 0.00512913; # Column Tension reinforcement ratio

set ShrStRatCol 0.005183; # Column Shear reinforcement ratio

set CompStRatBeam 0.003282643; # Beam Compression reinforcement ratio

set TenStRatBeam 0.003282643; # Beam Tension reinforcement ratio

set ShrStRatBeam 0.005662; # Beam Shear reinforcement ratio

Other Material Parameters

set fc 25; #28 day concrete strength

set fy 420; #Steel yield strength

set ESteel 210000;

set EConc 24000;

define rotational spring material,

Define Column Springs

mtag width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip

Calibration 666666 \$EConc \$ESteel \$HCol \$BCol \$HCover \$fc \$fy 686.3 \$CompStRatCol
\$TenStRatCol \$ShrStRatCol 1; #

```
#Define Beam Springs
```

```
# mtag width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip
```

```
Calibration 11111 $EConc $Esteel $HBeam $BBeam $Hcover $fc $fy 164.12 $CompStRatBeam  
$TenStRatBeam $ShrStRatBeam 0; #
```

```
# # Define the Elastic Footing Rotational Stiffness Materials (this includes link beam and footing-  
soil stiffness
```

```
uniaxialMaterial Elastic 600 [expr 21000000E+6];
```

```
# puts "Rotspring material creada"
```

```
# propiedades de materiales
```

```
set EcC 24000E+6
```

```
# Densidad del hormigon
```

```
set ro 2500
```

```
set Nu 0.2
```

```
puts "MAterial prop creada"
```

```
# Propiedades de secciones
```

```
# VIGAS
```

```
# V35x35
```

```
set m 1
```

```
set BV [expr 0.35*$m]
```

```
set HV [expr 0.35*$m]
```

```
set A_V35x35 [expr $BV*$HV]
```

```
puts $A_V35x35
```

```
set Ix_V35X35 [expr $BV*pow($HV,3)/12]
```

```
set EA_V [expr $EcC*$A_V35x35]
```

```
set EI_V [expr $EcC*$Ix_V35X35]
set massDens_V [expr $A_V35x35*$ro]

puts "Mat Viga creada"
set massDensV [expr $A_V35X35*$ro]

# COLUMNAS
# C35x35
set BC [expr 0.35*$m]
set HC [expr 0.35*$m]
set A_C35x35 [expr $BC*$HC]
set Ix_C35X35 [expr $BC*pow($HC,3)/12]

set EA_C35 [expr $EcC*$A_C35x35]
set EI_C35 [expr $EcC*$Ix_C35X35]
set massDens_C35x35 [expr $A_C35x35*$ro]

puts "Mat col35 creada"
set massDensC [expr $A_C35x35*$ro]

# Geometric transformations
    #geomTransf Linear $transfTag
#geomTransf Linear $transfTag

geomTransf Linear 1
geomTransf PDelta 2

#Aplicar efectos P-Deltas? (1-no / 2-si)
set primaryGeomTransT 2
```

Anexo 5: Model Geometry (Pórtico 2)

```
#-----#
# ModelCodePastedFromExcelVBA.tcl
#   This is the file into which we paste all of the model code generated by Excel VBA
#   to create the archetype models.
#
# Units: kips, in, sec
#
# This file developed by: Curt Haselton of Stanford University
# Date: 10 June 2006
#
# Other files used in developing this model:
#   None
#-----#

# Pasted from Excel 4story_ID1003_v.51 on 7-26-06 by Brian Dean
#####
#####
##### Start of code pasted from Excel Structural Design Sheet output to
ModelCodePastedFromExcelVBA.tcl #####
##### This code was created using a Visual Basic script in the Structural Design
Excel sheet #####
##### Created by Curt B. Haselton, Stanford University, June 10, 2006
#####
#####
#####
# Sources
source rotSpring2D.tcl
#####
#####
### DEFINE NODES

# Define the Elastic Footing Rotational Stiffness Materials (this includes link beam and
footing-soil stiffness
# nodeNum X Y
node 1011 0 0
node 1012 0 0
node 1013 0 0
node 2011 4.5 0
node 2012 4.5 0
node 2013 4.5 0
node 3011 10.1 0
node 3012 10.1 0
```

```
node 3013 10.1 0
node 4011 14.4 0
node 4012 14.4 0
node 4013 14.4 0
node 5011 17.1 0
node 5012 17.1 0
node 5013 17.1 0
```

```
# Define the nodes around all of the joints in the primary frame
```

```
# nodeNum X Y
node 1101 0 3.025
node 1102 0.175 3.2
node 1103 0 3.375
node 1104 -0.175 3.2
```

```
node 2101 4.5 3.025
node 2102 4.675 3.2
node 2103 4.5 3.375
node 2104 4.325 3.2
```

```
node 3101 10.1 3.025
node 3102 10.275 3.2
node 3103 10.1 3.375
node 3104 9.925 3.2
```

```
node 4101 14.4 3.025
node 4102 14.575 3.2
node 4103 14.4 3.375
node 4104 14.225 3.2
```

```
node 5101 17.1 3.025
node 5102 17.275 3.2
node 5103 17.1 3.375
node 5104 16.925 3.2
```

```
# # Define the nodes around all of the joints in the primary frame
```

```
# node 6001 18.6 0
# node 6101 18.6 3.375
```

```
#####
#####
### DEFINE FIXITIES
```

```
# Define the fixities at the bases of the columns of the primary lateral frame
```

```
#   node  DX DY RZ
fix  1011  1 1 1
fix  2011  1 1 1
fix  3011  1 1 1
fix  4011  1 1 1
fix  5011  1 1 1
```

```
# Define the fixity at the base of the leaning column
```

```
# #   node  DX DY RZ
# fix  6001  1 1 0
```

```
puts "restricciones "
```

```
#####
#####
### DEFINE ELEMENTS
```

```
# Define the column elements
```

```
##element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode  $A  $E  $Iz  $transfTag
<-mass $massDens> <-cMass>  geomTransf
element elasticBeamColumn  100100 1013      1101  $A_C35x35 $EcC $Ix_C35X35
2 -mass $massDensC
element elasticBeamColumn  100200 2013      2101  $A_C35x35 $EcC $Ix_C35X35
2 -mass $massDensC
element elasticBeamColumn  100300 3013      3101  $A_C35x35 $EcC $Ix_C35X35
2 -mass $massDensC
element elasticBeamColumn  100400 4013      4101  $A_C35x35 $EcC $Ix_C35X35
2 -mass $massDensC
element elasticBeamColumn  100500 5013      5101  $A_C35x35 $EcC $Ix_C35X35
2 -mass $massDensC
```

```
puts "definido elementos columnas"
```

```
# Define the beam elements
```

```
##element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode  $A  $E  $Iz  $transfTag  <-
mass $massDens> <-cMass>  geomTransf
element elasticBeamColumn  200101 1102      2104  $A_V35x30 $EcC
$Ix_V35X30  2 -mass $massDensV
element elasticBeamColumn  200102 2102      3104  $A_V35x30 $EcC
$Ix_V35X30  2 -mass $massDensV
```

```

element elasticBeamColumn 200103 3102 4104 $A_V35x30 $EcC
$Ix_V35X30 2 -mass $massDensV
element elasticBeamColumn 200104 4102 5104 $A_V35x30 $EcC
$Ix_V35X30 2 -mass $massDensV

```

```
puts "definido elementos vigas"
```

```
# # Define the column base rotational spring (both elastic foundation springs and column
base PH springs)
```

```

# ## eleID nodeR nodeC matID
rotSpring2D 6011 1011 1012 600
rotSpring2D 6012 1012 1013 666666

rotSpring2D 6021 2011 2012 600
rotSpring2D 6022 2012 2013 666666

rotSpring2D 6031 3011 3012 600
rotSpring2D 6032 3012 3013 666666

rotSpring2D 6041 4011 4012 600
rotSpring2D 6042 4012 4013 666666
rotSpring2D 6051 5011 5012 600
rotSpring2D 6052 5012 5013 666666

```

```
puts "rotspring 2d"
```

```
set lrgDsp 1;
```

```
# Define the joint elements
```

```

#          tag    n1  n2  n3  n4 centerNode  PH1  PH2  PH3  PH4
shearPanel largeDisp
  element Joint2D 40501 1101 1102 1103 1104 1105 666666 11111 432100
432100 405066 $lrgDsp
  element Joint2D 40502 2101 2102 2103 2104 2105 666666 11111 432100
11111 405066 $lrgDsp
  element Joint2D 40503 3101 3102 3103 3104 3105 666666 11111 432100
11111 405066 $lrgDsp
  element Joint2D 40504 4101 4102 4103 4104 4105 666666 11111 432100
11111 405066 $lrgDsp
  element Joint2D 40505 5101 5102 5103 5104 5105 666666 432100
432100 11111 405066 $lrgDsp

```

```
# Define the leaning column and horizontal rigid link elements
# element elasticBeamColumn 300101 6001 6101 $A_strut $E_strut $I_strut
$primaryGeomTransT
```

```
# element truss 400101 5103 6101 $A_strut $strutMatT
```

```
### DEFINE MASSES
```

```
# Define small masses at all nodes as the column-foundation connection
```

#	nodeNum	X	Y	Rotation
mass	1011	[expr \$smallMass1]	[expr \$smallMass2]	[expr \$smallMass3]
mass	1012	[expr \$smallMass1]	[expr \$smallMass2]	[expr \$smallMass3]
mass	1013	[expr \$smallMass1]	[expr \$smallMass2]	[expr \$smallMass3]
mass	2011	[expr \$smallMass1]	[expr \$smallMass2]	[expr \$smallMass3]
mass	2012	[expr \$smallMass1]	[expr \$smallMass2]	[expr \$smallMass3]
mass	2013	[expr \$smallMass1]	[expr \$smallMass2]	[expr \$smallMass3]
mass	3011	[expr \$smallMass1]	[expr \$smallMass2]	[expr \$smallMass3]
mass	3012	[expr \$smallMass1]	[expr \$smallMass2]	[expr \$smallMass3]
mass	3013	[expr \$smallMass1]	[expr \$smallMass2]	[expr \$smallMass3]
mass	4011	[expr \$smallMass1]	[expr \$smallMass2]	[expr \$smallMass3]
mass	4012	[expr \$smallMass1]	[expr \$smallMass2]	[expr \$smallMass3]
mass	4013	[expr \$smallMass1]	[expr \$smallMass2]	[expr \$smallMass3]
mass	5011	[expr \$smallMass1]	[expr \$smallMass2]	[expr \$smallMass3]
mass	5012	[expr \$smallMass1]	[expr \$smallMass2]	[expr \$smallMass3]
mass	5013	[expr \$smallMass1]	[expr \$smallMass2]	[expr \$smallMass3]

```
puts "matriz masa base"
```

```
### Define small masses as the nodes around all of the joints in the primary frame
```

```
# mass 6001 [expr $smallMass1] [expr $smallMass2] [expr $smallMass3]
# mass 6101 [expr $smallMass1] [expr $smallMass2] [expr $smallMass3]
```

```
puts "matriz masa columna fantasma "
```

```
## Define building masses
```

# #	nodeNum	X	Y	Rotation
mass	1101	[expr \$smallMass4]	[expr \$smallMass5]	[expr \$smallMass3]
mass	1102	[expr \$smallMass4]	[expr \$smallMass5]	[expr \$smallMass3]
mass	1103	[expr \$smallMass4]	[expr \$smallMass5]	[expr \$smallMass3]
mass	1104	[expr \$smallMass4]	[expr \$smallMass5]	[expr \$smallMass3]
mass	2101	[expr \$smallMass4]	[expr \$smallMass5]	[expr \$smallMass3]

```

mass 2102 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 2103 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 2104 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]

mass 3101 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 3102 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 3103 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 3104 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]

mass 4101 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 4102 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 4103 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 4104 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]

mass 5101 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 5102 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 5103 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]
mass 5104 [expr $smallMass4] [expr $smallMass5] [expr $smallMass3]

```

```
puts "matriz masa rotulas"
```

Check: Total mass applied to building is: 10.75833333333333. This was summed in the VB loop when mass was applied. This does not include small masses applied for convergence.

Anexo 6: Ibarra-Medina-Krawinkler (Pórtico 2)

```
# Script to convert units to N-m
```

```
# Calibration Data for Ibarra-Krawinkler Hysteresis Calibration
```

```
# mmmmmmmmmmm
```

```
#####
```

```
# Peak Oriented Ibarra-Krawinkler Deterioration Material #
```

```
#####
```

```
proc IbarraMatNew {mat Ke Mypos Myneg tetp tetpc McMy} {
```

```
set in 1.; set kip 1.; set sec 1.;
```

```
set ft [expr 12.*$in]; # define engineering units
```

```
set ksi [expr $kip/pow($in,2)];
set psi [expr $ksi/1000.];
set lbf [expr $psi*$in*$in]; # pounds force
set pcf [expr $lbf/pow($ft,3)]; # pounds per cubic foot
set psf [expr $lbf/pow($ft,2)]; # pounds per square foot
set in2 [expr $in*$in]; # inch^2
set in4 [expr $in*$in*$in*$in]; # inch^4
set cm [expr $in/2.54]; # centimetre
set PI [expr 2*asin(1.0)]; # define constants
set g [expr 32.2*$ft/pow($sec,2)]; # gravitational acceleration
set Ubig 1.e10; # a really large number
set Usmall [expr 1/$Ubig]; # a really small number
set MPa [expr 145.04*$psi]; # MegaPascal
set meter [expr 100.*$cm]; # metric unit
set mm [expr 0.1*$cm]
set m [expr 100.*$cm]
set mm2 [expr $mm*$mm]
set N [expr 0.00022481*$kip]
set KN [expr 1000.*$N]
set matTag_Col $mat; # Material tag for wide beam spring
set Ko [expr 1.5*$Ke*1000]; # Initial Stiffness
set My_pos [expr 1*$Mypos*1000]; # Positive yield moment
set My_neg [expr 1*$Myneg*1000]; # Negative yield moment
```

```
set L_S 1; # basic strength deterioration

set L_K 1; # unloading stiffness deterioration

set L_A 1; # accelerated reloading stiffness deterioration

set L_C 1; # post-capping strength deterioration

set c_S 1.0; # exponent for basic strength deterioration

set c_K 1.0; # exponent for unloading stiffness deterioration

set c_A 1.0; # exponent for reloading stiffness deterioration

set c_C 1.0; # exponent for post-capping strength deterioration

set th_pP [expr 1.0*$tetp]; # plastic rot capacity +

set th_pN [expr 1.0*$tetp]; # plastic rot capacity -

set th_pcP [expr 1.0*$tetpc]; # post-capping rot capacity +

set th_pcN [expr 1.0*$tetpc]; # post-capping rot capacity -

set Res_pos 0.20; # residual strength ratio +

set Res_neg 0.20; # residual strength ratio -

set th_uP 0.4; # ultimate rot capacity +

set th_uN 0.4; # ultimate rot capacity -

set D_pos 1.0; # rate of cyclic deterioration +

set D_neg 1.0; # rate of cyclic deterioration -

set Mc_My $McMy; # Post yield strength ratio

set as_pos [expr $Mc_My/$th_pP/($Ke*1000)];# + strain hardening ratio

set as_neg [expr $Mc_My/$th_pN/($Ke*1000)];# - strain hardening ratio
```

uniaxialMaterial ModIMKPeakOriented \$matTag_Col \$Ko \$sas_pos \$sas_neg \$My_pos
\$My_neg \$L_S \$L_C \$L_A \$L_K \$c_S \$c_C \$c_A \$c_K \$th_pP \$th_pN \$th_pcP \$th_pcN
\$Res_pos \$Res_neg \$th_uP \$th_uN \$D_pos \$D_neg

puts \$matTag_Col

puts \$Ko

puts \$sas_pos

puts \$sas_neg

puts \$My_pos

puts \$My_neg

puts \$L_S

puts \$L_C

puts \$L_A

puts \$L_K

puts \$c_S

puts \$c_C

puts \$c_A

puts \$c_K

puts \$th_pP

puts \$th_pN

puts \$th_pcP

puts \$th_pcN

puts \$Res_pos

puts \$Res_neg

```
puts $th_uP
puts $th_uN
puts $D_pos
puts $D_neg
}
```

Anexo 7: Calibración de modelo (Pórtico 2)

```
#####
# Yield Strength Prediction #
#####

proc IntStiff {P Ag fc Ec b d} {
  set stiff [expr 0.17+1.61*$P/$Ag/$fc/1000.]
  set gross [expr $Ec*$b*pow($d,3)/12/pow(1000,3)]
  if {$stiff < 0.35} {
    return [expr 0.35*$gross]
  } elseif {$stiff > 0.8} {
    return [expr 0.8*$gross]
  } else {
    return [expr $stiff*$gross]
  }
}

proc PostCapRot {fc v asl rs} {
  set caprot [expr 0.76*pow(0.031,$v)*pow((0.02+40.*$rs),1.02)]
  if {$caprot > 0.1} {
    return 0.1
  } else {
    return $caprot
  }
}
```

}

proc Calibration {mtag Econc Esteel width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip} {

#Geometry and Material Input Para.

set b \$width; #Member Width

set d \$depth; #Member Depth

set dc \$cover; #Cover Depth

set fc \$fconc; #Concrete Strength

set fy \$fsteel; #Steel Yield Strength

set P \$axial; #Member Axial Load

set rs \$shear; #Reinforcement Ratio Shear

set rc \$compr; #Reinforcement Ratio Compressive

set rt \$tens; #Reinforcement Ratio Tensile

set asl \$barslip; #Bar Slip Parameter either 0 or 1

set mat \$mtag; #define material tag

set Ec \$Econc;

set Es \$Esteel;

#Geometry and Material Calculated Para.

set deff [expr \$d-\$cover]; #Effective Depth

set Ag [expr \$b*\$d/pow(1000.,2)]; #Member Gross Area

set v [expr \$P/\$Ag/\$fc/1000.]; #Axial Load Ratio

set n [expr 1.0*\$Es/\$Ec]; #E_y/E_c

set dr [expr 1.0*\$dc/\$deff]; #Cover/Effective Depth Ratio

set A [expr \$rc+\$rt+\$rs+\$P*1000./\$b/\$deff/\$fy];

set B [expr \$rc+\$rt*\$dr+\$rs*0.5*(1.0+\$dr)+\$P*1000./\$b/\$deff/\$fy]

set ky [expr sqrt(pow(\$n,2)*pow(\$A,2)+2*\$n*\$B)-\$n*\$A];

set phi [expr 1.8*\$fc/\$Ec/\$ky/\$deff];

IbarraMatNew \$mat [IntStiff \$P \$Ag \$fc \$Ec \$b \$d] [expr

0.5*\$phi*\$b*pow(\$deff,3)*(\$Ec*pow(\$ky,2)/2*(0.5*(1+\$dr)-\$ky/3)+0.5*\$Es*(1-\$dr)*((1-\$ky)*\$rc+(\$ky-\$dr)*\$rt+(1-\$dr)*\$rs/6))/pow(1000,2)] [expr -

0.5*\$phi*\$b*pow(\$deff,3)*(\$Ec*pow(\$ky,2)/2*(0.5*(1+\$dr)-\$ky/3)+0.5*\$Es*(1-\$dr)*((1-

```

$ky)*$rc+($ky-$dr)*$rt+(1-$dr)*$rs/6))/pow(1000,2)] [expr
0.13*(1.+0.55*$asl)*pow(0.13,$v)*pow((0.02+40.*$rs),0.65)*pow(0.57,(0.01*$fc))] [PostCapRot
$fc $v $asl $rs] [expr 1.25*pow(0.89,$v)*pow(0.91,(0.01*$fc))]
}

```

Anexo 8: Secciones y materiales (Pórtico 2)

```
# source Units_N_m.tcl
```

```
source IMKgrande.tcl
```

```
## Decide if largeDispl should be used for the joint elements
```

```
    # set lrgDsp 1; # Causes a bit more QNAN problems, but better to use.
```

```
    set lrgDsp 1;
```

```
# Define small masses for convergence. These are applied by VB to virtually every DOF. 7-12-06
```

```
# This is what I used in DesA_Buffalo_v.9noGFrm when you consider the factor of 10 I used.
```

```
    set Mass2 [expr 2058.84]; # Masa asignada en nodos [kg]
```

```
    # Elastic test material stiffness - used for joint hinges not connected to anything, etc.
```

```
    # set E_elasticTestMaterial 270807284095.21; # This is made to match the initial
bond-slip M-Rot spring stiffness for BS1
```

```
    set E_elasticTestMaterial [expr 1.99948e+8*1300]; # This is made to
match the initial bond-slip M-Rot spring stiffness for BS1
```

```
    puts "BondSlip 1 creada"
```

```
    # Make an elastic material for testing while building the model (this is also used for the
joint bond-slip springs that are not connected to anything)
```

```
    set elastJointMatT 432100; # To agree with joint numbering
```

```
    uniaxialMaterial Elastic $elastJointMatT $E_elasticTestMaterial
```

```
    puts "Bondslip 2 creada"
```

```
#####  
#####
```

```
### DEFINE MATERIALS
```

```
# Define Joint Shear Panel Materials
```

```
uniaxialMaterial Elastic 405066 [expr 15309513056.4103 ]
```

```
puts "Shear Panel creada"
```

```
source calibraciongrande.tcl
```

```
# Define Section GEOMETRY parameters -----
```

```
set HCol 350; # Column depth
```

```
set BCol 300; # Column width
```

```
set HBeam 350; # Column depth
```

```
set BBeam 350; # Column width
```

```
set HCover 70; # Cover concrete depth
```

```
# Reinforcement Parameters
```

```
#Column reinforcement
```

```
set CompStRatCol 0.002564565; # Column Compression reinforcement ratio
```

```
set TenStRatCol 0.002564565; # Column Tension reinforcement ratio
```

```
set ShrStRatCol 0.005183; # Column Shear reinforcement ratio
```

```
set CompStRatBeam 0.0016413; # Beam Compression reinforcement ratio
```

```
set TenStRatBeam 0.0016413; # Beam Tension reinforcement ratio
```

```
set ShrStRatBeam 0.005662; # Beam Shear reinforcement ratio
```

```
# Other Material Parameters
```

set fc 25; #28 day concrete strength

set fy 420; #Steel yield strength

set Esteel 210000;

set EConc 24000;

define rotational spring material,

Define Column Springs

mtag width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip

Calibration 666666 \$EConc \$Esteel \$HCol \$BCol \$Hcover \$fc \$fy 833 \$CompStRatCol \$TenStRatCol
\$ShrStRatCol 1; #

#Define Beam Springs

mtag width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip

Calibration 11111 \$EConc \$Esteel \$HBeam \$BBeam \$Hcover \$fc \$fy 256.38 \$CompStRatBeam
\$TenStRatBeam \$ShrStRatBeam 0; #

Define the Elastic Footing Rotational Stiffness Materials (this includes link beam and footing-soil stiffness

uniaxialMaterial Elastic 600 [expr 21000000E+6];

puts "Rotspring material creada"

propiedades de materiales

set EcC 24000E+6

Densidad del hormigon

set ro 2500

set Nu 0.2

```

puts "MAterial prop creada"

# Propiedades de secciones

# VIGAS

# V35x35

set m 1

set BV [expr 0.35*$m]

set HV [expr 0.30*$m]

set A_V35x30 [expr $BV*$HV]

puts $A_V35x30

set Ix_V35X30 [expr $BV*pow($HV,3)/12]

set EA_V [expr $EcC*$A_V35x30]

set EI_V [expr $EcC*$Ix_V35X30]

puts "Mat Viga creada"

set massDensV [expr $A_V35X30*$ro]

# COLUMNAS

# C35x35

set BC [expr 0.35*$m]

set HC [expr 0.35*$m]

set A_C35x35 [expr $BC*$HC]

set Ix_C35X35 [expr $BC*pow($HC,3)/12]

set EA_C35 [expr $EcC*$A_C35x35]

set EI_C35 [expr $EcC*$Ix_C35X35]

puts "Mat col35 creada"

set massDensC [expr $A_C35x35*$ro]

```

Geometric transformations

 #geomTransf Linear \$transfTag

#geomTransf Linear \$transfTag

geomTransf Linear 1

geomTransf PDelta 2

#Aplicar efectos P-Deltas? (1-no / 2-si)

set primaryGeomTransT 2