



FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE
LA UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK UBICADO EN EL
CAMPUS FELIPE SEGOVIA OLMO**

Autor: Steeven Paúl Castellanos Guzmán.

Tutor: Ing. Diego Xavier Jara Almeida, MsC. MBA.

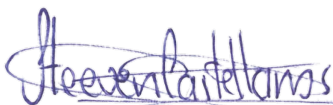
QUITO, AGOSTO 2021



DECLARACIÓN JURAMENTADA

Yo, STEEVEN PAÚL CASTELLANOS GUZMÁN, con cédula de ciudadanía número 050347779-6, declaro bajo juramento que el trabajo aquí desarrollado es de mi autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado a calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluye en este documento.

A través de la presente declaratoria, cedo mis derechos de propiedad intelectual correspondiente a este trabajo de titulación a la UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK, según lo establecido por la ley de propiedad intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.



Steeven Paúl Castellanos Guzmán

C.I. 050347779-6

DECLARATORIA

El presente trabajo de titulación denominado:

**“EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA
UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK UBICADO EN EL CAMPUS
FELIPE SEGOVIA OLMO”**

Realizado por:

STEEVEN PAÚL CASTELLANOS GUZMÁN

Como requisito para la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

Ha sido dirigido por los profesores
Ing. Diego Xavier Jara Almeida, MsC. MBA.
Ing. Hugo Marcelo Otáñez Gómez, Mag.

Quienes consideran que constituye un trabajo original de su autor.

Ing. Diego Xavier Jara Almeida, MsC. MBA

TUTOR

DECLARATORIA DE PROFESORES INFORMANTES

Los profesores informantes:

Ing. Hugo Marcelo Otáñez Gómez, Mag.

Ing. Luis Alberto Soria Muñes, MsC.

Después de revisar el trabajo presentado,
Lo han calificado como apto para su defensa oral ante el tribunal
examinador.

.....
Luis Alberto Soria Núñez.

.....
Hugo Marcelo Otáñez Gómez

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación se lo dedico a Dios, por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos.

A mis padres Roció y Víctor, por los valores que los caracterizan y que me ha inculcado siempre. A mi hermano Michael, por apoyarme en todo este transcurso a fin, de que cumpla una de mis metas.

AGRADECIMIENTO

A Dios por otorgarme salud para llegar a culminar mis estudios con éxito. A mis padres por la perseverancia, esfuerzo y sacrificio. A mis docentes por transmitirme sus conocimientos. A Slendy por su motivación y apoyo. A Yiselle por abrirme las puertas de esta prestigiosa UISEK.

RESUMEN

El presente trabajo de titulación enfoca el análisis técnico del comportamiento lineal y no lineal de la estructura de hormigón armado en el edificio Felipe Segovia Olmos campus centro de la Universidad Internacional SEK de la ciudad de Quito, consiguiendo como resultado el desempeño sísmico de la edificación según recomienda la norma Ecuatoriana de la construcción NEC, códigos internacionales como ASCE 41-13, NIST y ACI 318; edificación construida en el año 2015 con la finalidad de prestar servicios de oficinas para el sector público, posteriormente se la destino como campus universitario adquiriendo una problemática al cambio de uso en la edificación y olvidando salvaguardar la vida de los ocupantes y de la infraestructura. En primer lugar, se realizó el levantamiento de información en campo, para la verificación del uso actual de las áreas de la edificación, ejes, alturas y elementos estructurales, para llevar a cabo los ensayos no destructivos y conocer la resistencia a la compresión del hormigón, el acero de refuerzo, en cuantía mínima de acuerdo a la normativa para cada elemento estructural. En segundo lugar, se realiza el comportamiento estructural de la edificación ante una eventualidad sísmica mediante el modelo estático lineal de manera precisa, ya que la edificación se encuentra construida y de esta manera se puede observar el comportamiento real de la infraestructura ante una eventualidad catastrófica. En tercer lugar, se aplica una serie de análisis estáticos no lineales pushover por medio del programa matemático de elementos finitos para conseguir la curva de capacidad de la edificación, y determinar el punto de desempeño, mediante el método de espectro capacidad ASCE41-13 NPS. En cuanto al resultado del análisis técnico, se obtuvo el desplazamiento máximo que tendrá la infraestructura y el nivel de desempeño sísmico, se concluye en base a los análisis que la edificación no colapsa y se mantiene dentro de los límites aceptables de resguardo de vida.

Palabras clave: Hormigón armado, desempeño sísmico, análisis estático no lineal, acero de refuerzo, pushover.

ABSTRAC

This degree work focuses on the technical analysis of the linear and non-linear behaviour of the reinforced concrete structure in the Felipe Segovia Olmos building campus center of the SEK International University in Quito city. Achieving as a result the seismic performance of the building as recommended by the Ecuadorian construction standard NEC. International codes such as ASCE 41-13 NIST and ACI 318. The building was built in 2015 with the purpose of providing office services for the public sector. Later it was destined as a university campus acquiring a problematic change of use in the building and forgetting to safeguard the life of the occupants and infrastructure. Firstly information was collected in the field to verify the current use of the areas of the building, axes, heights and structural elements in order to carry out non-destructive tests to determine the compressive strength of the concrete. The minimum reinforcing steel in accordance with the regulations for each structural element. Then the structural behaviour of the building in the event of a seismic eventuality is carried out using the linear static model in a precise manner. Since the building is already constructed and in this way the real behaviour of the infrastructure in the event of a catastrophic event is observed. Finally a series of non-linear pushover static analyses are applied using the finite element mathematical software to obtain the capacity curve of the building and determine the performance point using the ASCE 41-13 NPS capacity spectrum method. As a result of the technical analysis maximum displacement that the infrastructure will have and the level of seismic performance were obtained. It is concluded on the basis of the analysis that the building does not collapse and remains within the acceptable limits of life safety.

Keywords: Reinforced concrete, seismic performance, non-linear static analysis, reinforcing steel, pushover.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DECLARACIÓN JURAMENTADA.....	I
DECLARATORIA	II
DECLARATORIA DE DOCENTES REVISORES.....	III
DEDICATORIA.....	IV
AGRADECIMIENTO.....	V
RESUMEN	VI
ABSTRAC	VII
CAPÍTULO 1. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. ANTECEDENTES	1
1.2. TRABAJOS PREVIOS SOBRE EL TEMA	1
1.3. DESARROLLO DE LA PROPUESTA	3
1.4. TÍTULO	3
1.5. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	3
1.6. DEFINICIÓN DE VARIABLES	4
1.7. RELACIÓN ENTRE VARIABLES	4
1.8. JUSTIFICACIÓN.....	4
1.9. OBJETIVOS.....	5
1.9.1. OBJETIVO GENERAL	5
1.9.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
1.10. ALCANCE.....	5
1.11. LIMITACIONES	6
1.12. HIPÓTESIS.....	6
CAPÍTULO 2 MARCO TEÓRICO.....	6
2.1. NORMAS.....	6
2.2. ANÁLISIS LINEAL	2

2.3. SISMICIDAD.....	2
2.3.1. PELIGRO SÍSMICO DEL ECUADOR	2
2.3.1.1. Curvas de peligro sísmico	3
2.3.1.2. Geología Local	4
2.3.1.2.1. Tipos de perfiles para el diseño sísmico.....	4
2.3.1.2.2. Coeficientes de perfil del suelo	5
2.3.1.3. Espectro elástico de diseño	6
2.3.1.3.1. Espectro elástico horizontal	6
2.3.1.3.2. Espectro de diseño en desplazamiento.....	7
2.3.1.4. Metodología del diseño sismoresistente.....	8
2.3.1.4.1. Categorización del edificio y coeficientes de importancia.....	8
2.3.1.4.3. Límites permisibles de las derivas	9
2.3.1.5. Consideraciones para el diseño	9
2.3.1.5.1 Configuración estructural	9
2.3.1.6. Diseño basado en fuerzas	12
2.3.1.6.1. Determinación del periodo de vibración.....	13
2.3.1.6.2. Definición del factor R	13
2.3.1.6.3. Distribución de fuerza sísmica lateral.....	14
2.3.1.7. ANALISIS MODAL ESPECTRAL	14
2.4. VULNERABILIDAD SÍSMICA	15
2.5. CARACTERÍSTICAS GENERALES EN EDIFICACIONES DE HORMIGÓN ARMADO.....	15
2.6. ELEMENTOS ESTRUCTURALES	16
2.6.1. COLUMNA	16
2.6.2. VIGAS	16
2.7. ESTIMACIONES DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES ESPECIALES	17
2.7.1. MÉTODOS DE ANÁLISIS NO LINEALES.....	17
2.7.2. MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD ATC 40.....	17
2.7.3. MÉTODO DE ESPECTRO CAPACIDAD FEMA 440 (LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE).....	18

2.8. ENSAYO.....	19
2.8.1. ESCLERÓMETRO	19
2.9. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER	20
2.9.1. CURVA FUERZA DEFORMACIÓN	20
2.9.1.1. Modelo Mander.....	21
2.9.1.2. Modelo Park - Pauly	21
2.9.2. CARGA LATERAL - FUERZA SÍSMICA LATERAL	22
2.9.3. MOMENTO CURVATURA	22
2.9.4. ROTULA PLÁSTICA	24
2.9.4.1. Tipos de modelos de rotulas.....	24
2.9.5. CURVA DE CAPACIDAD.....	25
2.9.6. EFECTOS SEGUNDO ORDEN P – DELTA	26
2.9.7. COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL.....	27
2.9.8. CAPACIDAD POR DEMANDA.....	28
2.9.9. NIVELES DE DESEMPEÑO	28
2.9.9.1. Ocupación inmediata.....	28
2.9.9.2. Seguridad de vida.....	29
2.9.9.3. Prevención de colapso	29
2.9.10. MODELOS DE HISTÉRESIS	29
2.9.10.1. Modelo Takeda.....	30
2.9.10.2. Modelo Kinematic	30
2.9.11. Métodos de solución integración.....	31
CAPÍTULO 3 LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN.....	31
3.1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	31
3.1.1. UBICACIÓN	32
3.1.2. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA	33
3.1.3. LEVANTAMIENTO.....	33
3.1.4. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL.....	34
3.1.4.1 Columnas	34
3.1.4.2 Muros.....	35
3.1.4.3 Vigas.....	35

3.1.4.4 Losas	36
3.2. PARÁMETROS ESTRUCTURALES	36
3.2.1 PRUEBA IN SITU.....	36
3.2.2 ESCLERÓMETRO.....	37
3.2.2.1 Análisis de los resultados	37
3.3. CARGA DE GRAVEDAD	38
3.3.1 CARGA DE ANÁLISIS	38
3.3.1.1. Carga muerta.....	39
3.3.1.2. Carga viva	39
CAPÍTULO 4 MODELACIÓN DEL EDIFICIO	40
4.1. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES.....	40
4.2. ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO	43
4.3. CARGAS DE DISEÑO.....	46
4.4. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO.....	46
4.4.1. Zona sísmica y geología local.....	46
4.4.2. Componentes horizontales de la carga sísmica.....	47
4.4.3. Metodología del diseño sismoresistente	48
4.4.4. Consideraciones para el pre-diseño y diseño conceptual.....	48
4.4.5. Procedimiento de cálculo del DBF	49
4.5. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL.....	50
4.6. ESPECTRO ACELERACIONES.....	50
4.7. ESFUERZO DE CORTE BASAL DE DISEÑO SEGÚN LA NEC-2015.....	52
4.8. PERIODOS DE VIBRACIÓN	54
4.9. DERIVAS.....	55
4.10. SISTEMA ESPACIAL DE EJES Y COORDENADAS	57
4.11. COMBINACIONES DE DISEÑO.....	57
4.12. DISEÑO A FLEXIÓN	58
4.13. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER	59

4.13.1. No linealidad de materiales	59
Modelo constitutivo de mander – concreto	59
Modelo constitutivo de Park – acero	60
3.13.2. Rótulas	60
3.13.3. Carga de gravedad	61
3.13.4. Cargas monolíticas	62
3.13.5. Convergencia	63
3.13.6. Representación matemática.....	64
3.13.7. Plasticidad de elementos	64
3.13.8. Espectro de diseño.	65
3.13.9. Resultados Pushover X-Y	65
3.14.10. Código ATC 40.....	66
3.13.11. Código ASCE 41-13 NPS.....	69
3.13.11.1. DIRECCIÓN X:	71
3.13.11.2. DIRECCIÓN Y:	75
3.13.12. Desempeño sísmico.....	80
3.13.12.1. PUSHOVER X:	81
3.13.12.2. PUSHOVER Y:	82
3.13.13. Formación de rotulas	83
3.13.13.1. Dirección X	83
3.13.13.2. Dirección Y	83
CONDICIONES.....	85
CONCLUSIONES.....	85
RECOMENDACIONES	86
REFERENCIAS.....	88
ANEXOS	93
• Licencia ETABS.....	93
• Levantamiento de informacion.....	93
Cinta.....	94
Esclerómetro – Corrección por edad.....	95

Columna.....	95
Muro.....	96
Viga.....	98
Losa	99
• Acero de refuerzo para cada elemento asuminedo la cuantia mínima	100
Columna.....	100
Vigas	100
Muro.....	101
• Curvas esfuerzo deformación de cada elemento	101
Columna.....	102
Viga.....	102
Muro.....	103
• Asignación de rotulas plasticas distribuida	103
• Diagrama momneto curvatura	104
Vigas	104
Muro.....	105

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Peligro sísmico del Ecuador.....	2
---	---

Figura 2: Curva de peligro sísmico.....	3
Figura 3: Tipos de perfiles para el diseño sísmico.	4
Figura 4: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.....	5
Figura 5: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.....	5
Figura 6: Comportamiento no lineal de los suelos.	6
Figura 7: Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.....	8
Figura 8: filosofía de diseño sismo resistente.	9
Figura 9: Límites permisibles de las derivas de los pisos.....	9
Figura 10: Configuraciones estructurales recomendadas.	10
Figura 11: Configuraciones estructurales no recomendadas.	10
Figura 12: Coeficientes de irregularidad en planta.....	11
Figura 13: Coeficientes de irregularidad en elevación.....	12
Figura 14: Coeficientes del periodo de vibración.	13
Figura 15: Coeficientes R para sistemas estructurales dúctiles.	14
Figura 16: Lineación equivalente ACT 40.	18
Figura 17: Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS) con los parámetros de amortiguación y período efectivo, junto con una curva de capacidad. ..	19
Figura 18: Curva del manual del equipo.....	19
Figura 19: Modelo de esfuerzo-deformación propuesto para la carga monótona para hormigón confinados y no confinado.....	21
Figura 20: Modelo de esfuerzo-deformación propuesto para el acero de refuerzo sometida a tensiones.	22
Figura 21: Caras laterales.....	22
Figura 22: Momento rotacional.....	23
Figura 23: Momento curvatura.	24
Figura 24: Modelo bidimensional en función de la rótula plástica.	24
Figura 25: Modelos idealizados de elementos estructurales.....	25
Figura 26: Curva de capacidad.	26
Figura 27: Nivel de desempeño.	28
Figura 28: Descripción de histéresis.	29

Figura 29: Modelo Takeda.	30
Figura 30: Modelo kinematic.	31
Figura 31: Evento sísmico.	32
Figura 32: Ubicación.	32
Figura 33: Fachada edificio Felipe Segovia Olmo.	33
Figura 34: Planta baja, edificio Felipe Segovia Olmo.	34
Figura 35: Detalle de columna.	35
Figura 36: Detalle de muro.	35
Figura 37: Detalle de viga.	36
Figura 38: Detalle losa.	36
Figura 39: Prueba esclerómetro in situ.	37
Figura 40: Esclerómetro.	38
Figura 41: Carga Muerta.	39
Figura 42: Carga viva.	39
Figura 43: Vista isométrica edificio Felipe Segovia Olmo.	40
Figura 44: Modulo de elasticidad.	41
Figura 45: Modulo de elasticidad en Kg/cm ²	41
Figura 46: Propiedades del hormigón $f'c=280\text{kg/cm}^2$	41
Figura 47: Propiedades del hormigón $f'c=250\text{kg/cm}^2$	42
Figura 48: Propiedades del acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$	42
Figura 49: Propiedades de la columna.	43
Figura 50: Propiedades del acero de refuerzo columna.	44
Figura 51: Propiedades de la viga.	44
Figura 52: Propiedades del acero de refuerzo vigas.	44
Figura 53: Propiedades de los muros.	45
Figura 54: Propiedades del acero de refuerzo muro.	45
Figura 55: Propiedades de la losa.	46
Figura 56: Cargas de diseño.	46
Figura 57: Zona sísmica y geología local.	47
Figura 58: Componentes horizontales de carga sísmica.	48
Figura 59: Coeficiente I, Deriva máxima.	48

Figura 60: Coeficientes de regularidad.....	48
Figura 61: Coeficientes para determinar el periodo de vibración.	49
Figura 62: Factores de reducción.....	49
Figura 63: Análisis dinámico modal espectral.	50
Figura 64: Valores del espectro elástico.	51
Figura 65: Valores para armar el espectro elástico.....	51
Figura 66: Espectro de aceleraciones.	51
Figura 67: Parámetros de ajuste cortante basal.....	52
Figura 68: Cortante basal ajustado.	52
Figura 69: Load cases ajustado X.....	53
Figura 70: Load cases ajustado Y.....	54
Figura 71: Cortante basal ajustado.	54
Figura 72: Periodos de vibración.....	55
Figura 73: SX dinámico.....	55
Figura 74: SY dinámico.....	56
Figura 75: Deriva máxima X-Y.	56
Figura 76: Ejes espaciales.	57
Figura 77: Combinaciones de diseño.....	58
Figura 78: Diseño a flexión.....	58
Figura 79: Modelo mander $f'c$ 280 kg/cm ²	60
Figura 80: Modelo mander $f'c$ 250 kg/cm ²	60
Figura 81: Modelo Park - acero de refuerzo.....	60
Figura 82: Propiedades de las rotulas.....	61
Figura 83: Casos de carga.....	62
Figura 84: Carga de gravedad.	62
Figura 85: Pushover.....	63
Figura 86: Pushover.....	63
Figura 87: Solución control.....	64
Figura 88: Asignación de plasticidad.....	64
Figura 89: Espectro R=1.	65
Figura 90: Pushover X.....	65

Figura 91: Pushover Y.....	66
Figura 92: Criterio de aceptación de cargas típicas para elementos primarios.	66
Figura 93: Muro - Cálculo X.	68
Figura 94: Muro - Cálculo Y.	68
Figura 95: Nivel límite del elemento.	69
Figura 96: Valores del factor de modificación C_o	70
Figura 97: Masa efectiva de acuerdo al tipo de estructura C_m	70
Figura 98: Factor C_o dirección X.....	71
Figura 99: Factor C_1 dirección X.....	71
Figura 100: Factor C_2 dirección X.....	71
Figura 101: Factor K_i - K_e - T_i dirección X.	72
Figura 102: Factor T_e dirección X.	72
Figura 103: Espectro $R=1$ dirección X.....	72
Figura 104: Factor S_a dirección X.....	73
Figura 105: $U_{stength}$ dirección X.	73
Figura 106: Factor V_y dirección X.	73
Figura 107: Peso sísmico X.	74
Figura 108: Peso sísmico X.	74
Figura 109: Factor C_m dirección X.....	74
Figura 110: Desplazamiento objetivo X.....	74
Figura 111: ASCE41-13 dirección X.....	75
Figura 112: Factor C_o dirección Y.....	76
Figura 113: Factor C_1 dirección Y.....	76
Figura 114: Factor C_2 dirección Y.....	76
Figura 115: Factor K_i - K_e - T_i dirección Y.	77
Figura 116: Factor T_e dirección Y.	77
Figura 117: Espectro $R=1$ dirección Y.....	77
Figura 118: Factor S_a dirección Y.....	77
Figura 119: $U_{stength}$ dirección Y.	78
Figura 120: Factor V_y dirección Y.	78
Figura 121: Peso sísmico Y.	78

Figura 122: Peso sísmico Y.	79
Figura 123: Factor Cm dirección Y.....	79
Figura 124: Desplazamiento objetivo Y.....	79
Figura 125: ASCE41-13 dirección Y.....	80
Figura 126: Parámetros curva capacidad y diseño.	80
Figura 127: Curva de capacidad Pushover X.....	81
Figura 128: Curva de capacidad Pushover X.....	82
Figura 129: Rotulas distribuidas Pushover X	83
Figura 130: Rotulas distribuidas Pushover Y.	84

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1: Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.	6
Ecuación 2: Espectro elástico de diseño en desplazamientos.	7
Ecuación 3: Coeficientes k.	14
Ecuación 4: Índice de estabilidad.	27
Ecuación 5: Período límite de vibraciones en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.	47
Ecuación 6: Período límite de vibraciones utilizado para definición de espectro de respuesta en desplazamientos.	47
Ecuación 7: Período límite de vibraciones en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.	47
Ecuación 8: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.	48
Ecuación 9: Periodo de vibración.	49
Ecuación 10: Cortante basal.	49
Ecuación 11: Formulas para armar el espectro elástico de diseño.	50
Ecuación 12: Formulas corrección del cortante basal.	52
Ecuación 13: Deriva máxima.	56
Ecuación 14: Verificación de derivas.	56
Ecuación 15: Parámetros para controlar flexión.	67
Ecuación 16: Desplazamiento objetivo.	69
Ecuación 17: Factor de relación C1.	70
Ecuación 18: Factor de relación C2.	70
Ecuación 19: Periodo efectivo.	70
Ecuación 20: Relación de resistencia.	70

CAPÍTULO 1. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. ANTECEDENTES

En Ecuador existe, diversos estudios de evaluación de desempeño sísmico, en los cuales se ha utilizado métodos como el analítico, de acuerdo a la complejidad de cada estructura, debido, a que se trata de un país con una evidencia sísmica frecuente considerada en los rangos de medición pertinentes como alta, uno de los factores se debe a su ubicación en el cinturón de fuego del Pacífico, por tanto estos eventos han causado fallas estructurales, en edificios por la falta de estudios complementarios para cambios de uso o ampliaciones sin estudios previos.

Para ejemplificar, se puede traer a colación uno de los casos más recientes en la historia del país, este se dió en Pedernales el 16 de abril del 2016 (Geofísico, 2016). En dicho caso colapso la mayoría de edificaciones causando pérdidas económicas y humanas en el sector, y quedó al descubierto el mal desempeño de los organismos de regularización y fiscalización.

Entonces, el proyecto de titulación es fundamental para evaluar la afectación en una estructura, a causa de la actividad sísmica. Esto se realiza a través de un análisis estático no lineal PUSHOVER, como primer indicativo del comportamiento de la edificación del campus Felipe Segovia Olmo, edificio destinado para la educación. En tal virtud el presente trabajo de análisis, se enfoca en garantizar que la estructura funcione adecuadamente ante un movimiento sísmico y no sufra daño en la infraestructura.

1.2. TRABAJOS PREVIOS SOBRE EL TEMA

De acuerdo con varios autores que han estudiado diversos casos de análisis estático no lineal, tanto en edificios de hormigón, como edificios de acero, que han sido utilizados comúnmente para construcciones de primer orden, verbigracia: hospitales, centros de

salud, unidades educativas. Cumpliendo con las normas nacionales y códigos internacionales.

En los siguientes párrafos se enuncia a tres estudiosos en diversas casuísticas, tanto en Ecuador y Chile, como tesis referenciales; en consecuencia, el análisis en particular de este proyecto de titulación está ubicado en Quito – Ecuador, y puede ser un referente para temas posteriores de investigación no lineal, en estructuras de las diversas provincias del país, por consiguiente, los autores que se citaran a continuación se considera los referentes adecuados:

Según Orellana y Parra, “Los sucesos del 2016 evidencian la problemática del Ecuador, que está expuesto a movimientos sísmicos con cierta frecuencia e intensidad. El presente trabajo evalúa la respuesta sísmica por desempeño de un edificio esencial a porticado de hormigón armado típico de la ciudad de Cuenca en años pasados, mediante el análisis estático no lineal (AENL) y análisis dinámico no lineal (ADNL) empleando un programa de elementos finitos, según las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC” (Orellana Roman & Parra Mora, Evaluacion de desempeño sismico, 2017).

Villagran afirma que, “El desempeño sísmico de edificios de acero cuyo sistema resistente a cargas laterales consiste en marcos arriostrados excéntricamente (EBF) por medio de la metodología implementada en la normativa FEMA P695 y las disposiciones del documento ATC-40 en la cual se definen los objetivos de desempeño sísmico esperados” (Riffo Villagran, 2020).

Romero manifiesta, “Los marcos a momento en acero son probablemente uno de los sistemas estructurales más reconocidos en el mundo. En Chile, no obstante, han sido paulatinamente reemplazados por otras soluciones estructurales. Este trabajo versa sobre la evaluación numérica de los parámetros de diseño sísmico para modelos de marcos a momento en edificios de 4 y 8 pisos destinados para oficinas, diseñados para diferentes tipos de suelo (A, B, C y D) y zona sísmica (1, 2 y 3) según las normas

nacionales y los códigos americanos de diseño en acero (American Institute of Steel Construction, AISC) usados en la práctica. En particular, se espera obtener un intervalo de confianza de los valores de sobre resistencia y ductilidad, y con ellos del factor de modificación de respuesta, para este tipo de marcos. Para ello se realizan análisis no lineales estáticos (pushover) y dinámicos (tiempo-historia) a las estructuras” (Romero B, 2018).

1.3. DESARROLLO DE LA PROPUESTA

En el desarrollo de este proyecto de análisis, se pretende realizar la evaluación del desempeño sísmico del edificio de la Universidad Internacional SEK ubicado en el campus Felipe Segovia Olmo; abarcando el levantamiento de información y estudio de ensayos esclerométricos, además, comprobar los parámetros de modelación del edificio según la normativa de la construcción, por medio de un programa matemático de elementos finitos, que permite realizar un análisis lineal y no lineal, a fin de obtener la curva de desempeño sísmico del desplazamiento del techo.

1.4. TÍTULO

EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK UBICADO EN EL CAMPUS FELIPE SEGOVIA OLMO.

1.5. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Ecuador, en anteriores décadas ha sufrido daños y pérdidas en sus edificaciones debido a acontecimientos sísmicos que conlleva a un colapso, que ha azotado al país y al mundo entero, lo cual aumenta la problemática del diseño sismoresistente que adquiere la edificación. A su vez, el análisis de capacidad de carga y demanda en los inmuebles tienen un diseño para una réplica elástica, con tiempo para que se comporte

de manera inelástica durante un evento sísmico moderado y a grandes sismos dándole eficiencia en el desplazamiento y capacidad de ductilidad.

1.6. DEFINICIÓN DE VARIABLES

VARIABLES INDEPENDIENTES

Resistencia a la compresión del hormigón.

Armadura de los elementos estructurales.

Análisis estático no lineal (pushover).

VARIABLES DEPENDIENTES

Constitutiva de elementos.

Curva de desempeño.

1.7. RELACIÓN ENTRE VARIABLES

Las variables independientes son mediciones con las que se consigue la resistencia del hormigón y el armado de los elementos estructurales, para lograr el esquema óptimo a modelar y realizar el análisis estático no lineal, en un programa basado en elementos finitos y de esta manera obtener la curva de desempeño.

1.8. JUSTIFICACIÓN

El campus Felipe Segovia Olmo de la Universidad Internacional SEK, tenía como destino de uso, ser utilizado para formar parte de un conjunto de oficinas en general, y como tal así sucedió, hasta que, en el 2019, la Universidad ya descrita adquiere el bien inmueble para temas académicos con alumnado concurrente en dichas instalaciones, entonces surge la problemática, que el presente trabajo de titulación pretende resolver; pues la investigación a realizar se enfoca en determinar el nivel de desempeño de la estructura existente por cargas laterales, con la finalidad de saber, si el edificio se mantiene operativo antes, durante y después de una eventualidad sísmica, a través de

un análisis no lineal para obtener la curva pushover, y de esta forma lograr que un movimiento telúrico se mantenga solo como un fenómeno natural y no una catástrofe.

1.9. OBJETIVOS

1.9.1. OBJETIVO GENERAL

Elaborar un documento de análisis, que permita evaluar el desempeño sísmico, mediante un programa matemático de elementos finitos, cuyo objetivo es determinar el comportamiento no lineal del edificio ubicado en el campus FELIPE SEGOVIA OLMO, de la Universidad Internacional SEK.

1.9.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Fundamentar conceptualmente los términos del análisis lineal y no lineal para evaluar el nivel de desempeño de una estructura a través del levantamiento de información de campo, con cinta para verificación de luces, y adicional comprobar la resistencia a la compresión del hormigón mediante ensayos esclerométricos.
- Realizar el análisis lineal según la norma NEC, con el propósito de verificar la condición actual del edificio.
- Proponer por medio de la investigación y análisis pushover, el nivel de desempeño mediante la curva de capacidad de una estructura, a fin de conocer la respuesta sísmica del edificio en un rango no lineal.

1.10. ALCANCE

El presente trabajo de investigación y análisis, como resultado pretende determinar el desempeño sísmico del edificio de hormigón armado perteneciente a la Universidad Internacional Sek, lo cual se realizará por medio de un estudio del método estático no lineal pushover, cuyo efecto es obtener el nivel de rendimiento que tendrá dicha estructura ante una eventualidad telúrica.

1.11. LIMITACIONES

Los estudios que se realizan en la infraestructura ubicada en el campus Felipe Segovia Olmo es determinar la resistencia a la compresión del hormigón con esclerómetro, además se asume la armadura mínima en los elementos estructurales, para evaluar en base al análisis estático no lineal PUSHOVER, y llegar solo hasta el nivel de desempeño. En este proyecto de titulación no se realizará reforzamiento.

1.12. HIPÓTESIS

La determinación de la curva de desempeño sísmico, en edificios de hormigón armado, mediante un análisis estático no lineal denominado pushover, utilizando un programa matemático de elementos finitos.

CAPÍTULO 2 MARCO TEÓRICO

De forma puntual se presenta los fundamentos teóricos, requeridos para identificar los análisis lineales y no lineales, de acuerdo al tema seleccionado se evaluará el desempeño sísmico por medio de la aplicación PUSHOVER, a una edificación de la Universidad Internacional SEK.

2.1. NORMAS

- NEC-SE-DS.
- NEC-SE-HM.
- NEC-SE-RE.
- ATC-40.
- FAMEP695.
- FEMA-440.
- NIST-GCR.
- ASCE 41-13.
- ASCE 41-17.
- ACI 318

2.2. ANÁLISIS LINEAL

El análisis lineal se diseña de acuerdo a la normativa vigente de la construcción para obtener el comportamiento sísmico mediante el análisis elástico, para calcular los desplazamientos, las deformaciones unitarias, las tensiones y las fuerzas de reacción bajo el efecto de cargas aplicadas.

2.3. SISMICIDAD

2.3.1. PELIGRO SÍSMICO DEL ECUADOR

Ecuador es un país sísmico por la ubicación geográfica “debido a la subducción de la placa de Nazca bajo la placa sudamericana” (Hibsich, Alvarado, Yepez, Sebreir, & Perez, 1996), la acción sísmica de la zona a nivel nacional es alta en su costa y sierra más leve en la parte oriental.

“El sitio donde se construirá la estructura determinará, una de las seis zonas sísmicas del Ecuador caracterizada por el valor del factor Z, de acuerdo el mapa” (NEC, 2015).

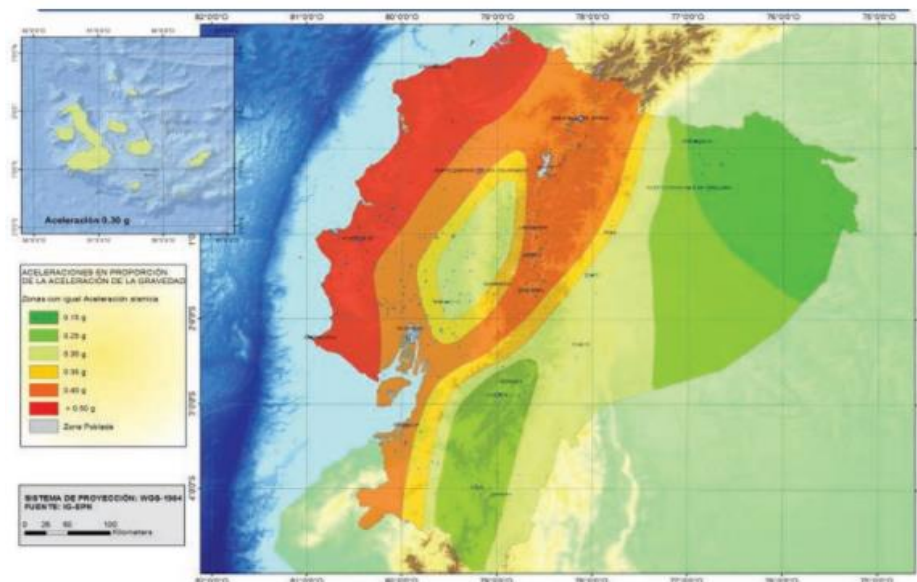


Figura 1: Peligro sísmico del Ecuador.

Fuente: (NEC, 2015).

La actividad sísmica en el distrito metropolitano es por fallas geológicas debido por su origen tectónico “se identifica la falla de Quito cuya actividad es susceptible de producir intensidades superiores a VIII grados, haciendo de ella una fuente de alto peligro para la ciudad” (Hibsch, Alvarado, Yopez, Sebreir, & Perez, 1996).

2.3.1.1. Curvas de peligro sísmico

Para determinar la curva de peligro sísmico en la provincia de Pichincha a través de un diseño estructural, es necesario utilizar diferentes niveles anuales de excedencia, que proporcionan la aceleración máxima en un terreno (PGA), y la aceleración máxima espectral de peligro sísmico para Quito (-0.2; - 78.51), se incluye las curvas de aceleración máxima espectrales para los periodos estructurales 0.1, 0.2, 1, 0.5 segundos como se muestra en la figura 2.

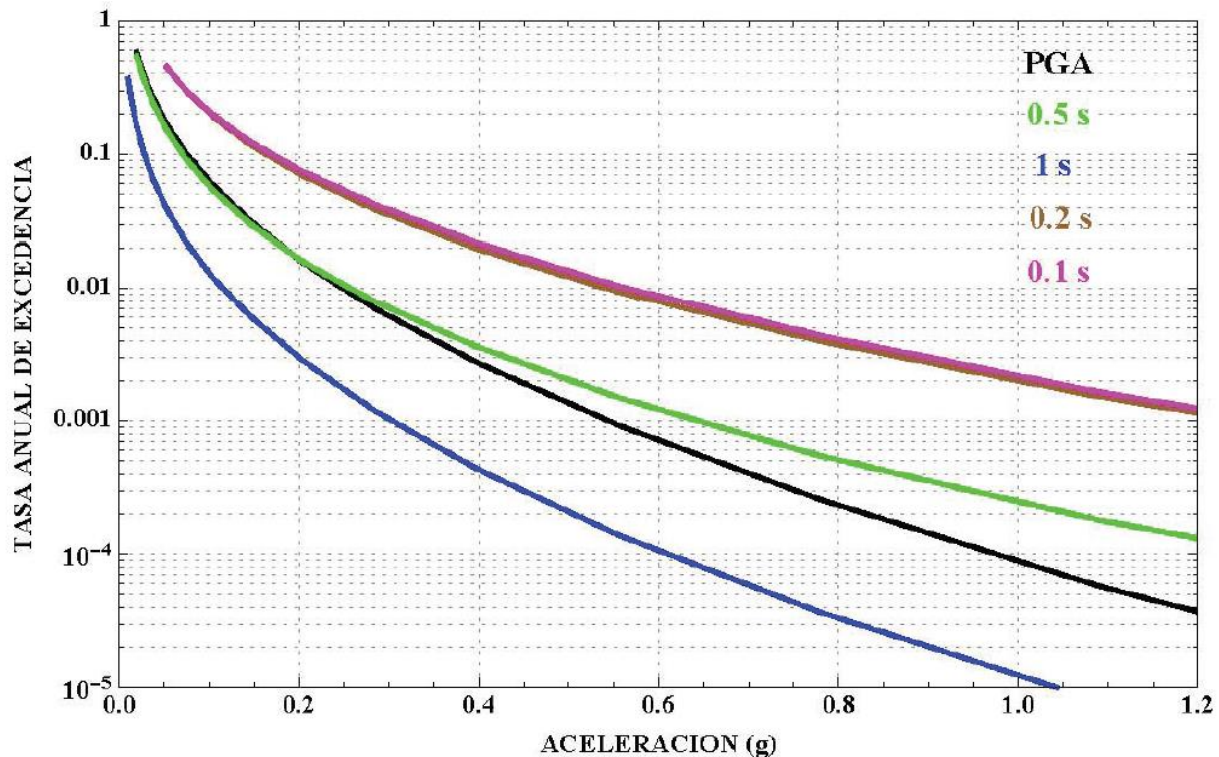


Figura 2: Curva de peligro sísmico.

Fuente: (NEC, 2015).

2.3.1.2. Geología Local

2.3.1.2.1. Tipos de perfiles para el diseño sísmico

Se define seis tipos de perfiles de acuerdo a la descripción del suelo, por lo cual se toma treinta metros superiores del perfil y así encontrar la clasificación adecuada.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Figura 3: Tipos de perfiles para el diseño sísmico.

Fuente: (NEC, 2015).

2.3.1.2.2. Coeficientes de perfil del suelo

Los coeficientes en los perfiles del suelo están considerados de acuerdo a la zona sísmica, exceptuando los perfiles tipo F, ya que los mismos requieren un estudio especial.

Fa: En el coeficiente de amplificación en el suelo se muestra valores de espectro de respuesta rápido en aceleraciones para diseños en roca en periodos cortos.

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					

Figura 4: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Fuente: (NEC, 2015).

Fd: En el coeficiente de amplificación de ordenadas de espectro elástico del desplazamiento considera efectos de sitio.

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 10.6.4					

Figura 5: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Fuente: (NEC, 2015).

Fs: En el comportamiento no lineal de los suelos, se consideran la degradación del periodo del suelo que va con la intensidad y frecuencia sísmica, para el espectro de aceleración y el desplazamiento.

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 10.6.4					

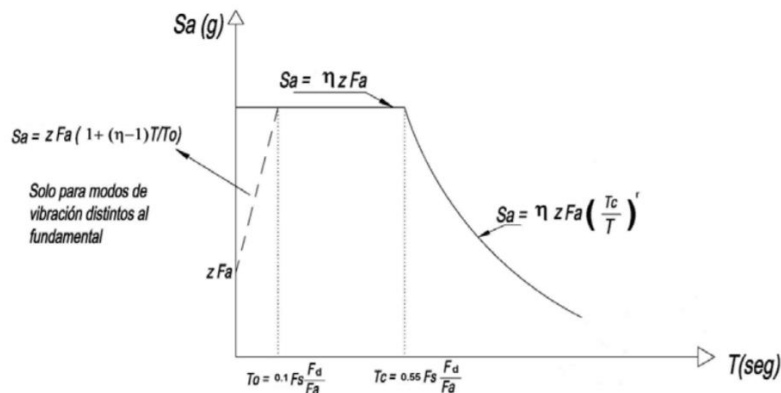
Figura 6: Comportamiento no lineal de los suelos.

Fuente: (NEC, 2015).

2.3.1.3. Espectro elástico de diseño

2.3.1.3.1. Espectro elástico horizontal

En el espectro elástico de aceleraciones S_a (Ecuación 1), se simboliza la eventualidad sísmica de diseño mencionando como fracción de la aceleración con respecto a la gravedad. Se considera factores por zona sísmica (Z), el tipo del suelo donde está implantada la infraestructura y los coeficientes de amplificación de suelo (F_a , F_s , F_d). “El espectro obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%” (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, 2015).



Ecuación 1: Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.

Fuente: (NEC, 2015).

Donde:

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

$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).

$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente.

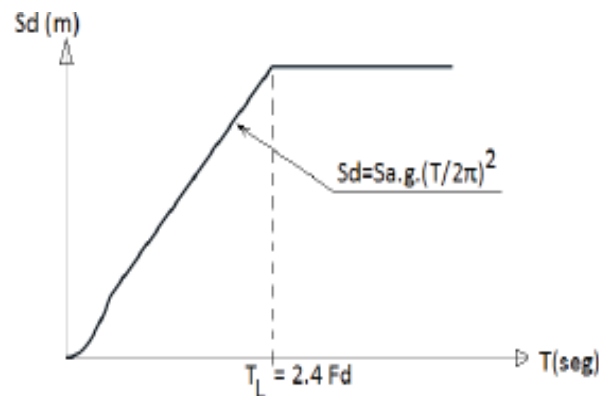
- S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.
- T Período fundamental de vibración de la estructura.
- T_0 Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- T_C Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

2.3.1.3.2. Espectro de diseño en desplazamiento

En el nivel sísmico de diseño que corresponde a los desplazamientos espectrales elásticos S_d , se los define por las aceleraciones del espectro mediante las siguientes formulas:

$$S_d = S_a(g) \cdot (T/2\pi) \text{ para } 0 \leq T \leq T_L.$$

$$S_d = S_a(g) \cdot (T_L/2\pi) \text{ para } T > T_L.$$



Ecuación 2: Espectro elástico de diseño en desplazamientos.

Fuente: (NEC, 2015).

2.3.1.4. Metodología del diseño sismoresistente

2.3.1.4.1. Categorización del edificio y coeficientes de importancia

Para las estructuras se debe adaptar el coeficiente de importancia (I) de acuerdo al tipo de uso de la infraestructura y su categoría; la importancia es incrementar la demanda sísmica en diseño durante y después de la eventualidad sísmica.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente 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

Figura 7: Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.

Fuente: (NEC, 2015).

2.3.1.4.2. Filosofía de diseño sismo resistente

En la filosofía de diseño se comprueba los niveles de seguridad de vida ante una eventualidad sísmica del 10% en la excedencia por un rango de 50 años, el mismo que equivale a un periodo de retorno de 475 años. En el sismo de diseño se analiza a partir de determinados factores impuestos por la normativa mediante peligrosidad sísmica de acuerdo al sitio de implantación y los requisitos promedios para prevenir daños en elementos no estructurales, estructurales y así evitar el colapso de la infraestructura.

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0.023
Daño	Ningún daño	Daños	0.01389
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.00211

Figura 8: filosofía de diseño sismo resistente.

Fuente: (NEC, 2015).

2.3.1.4.3. Límites permisibles de las derivas

En las derivas, se calcula el límites inelástico máximo, y se expresa en porcentajes en base a la altura del edificio.

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Figura 9: Límites permisibles de las derivas de los pisos.

Fuente: (NEC, 2015).

2.3.1.5. Consideraciones para el diseño

2.3.1.5.1 Configuración estructural

De acuerdo a la configuración en planta y elevación, se consideran más complejas las estructuras confusas a cambios bruscos de rigidez y resistencia, existen configuraciones recomendadas como no recomendadas por la NEC.

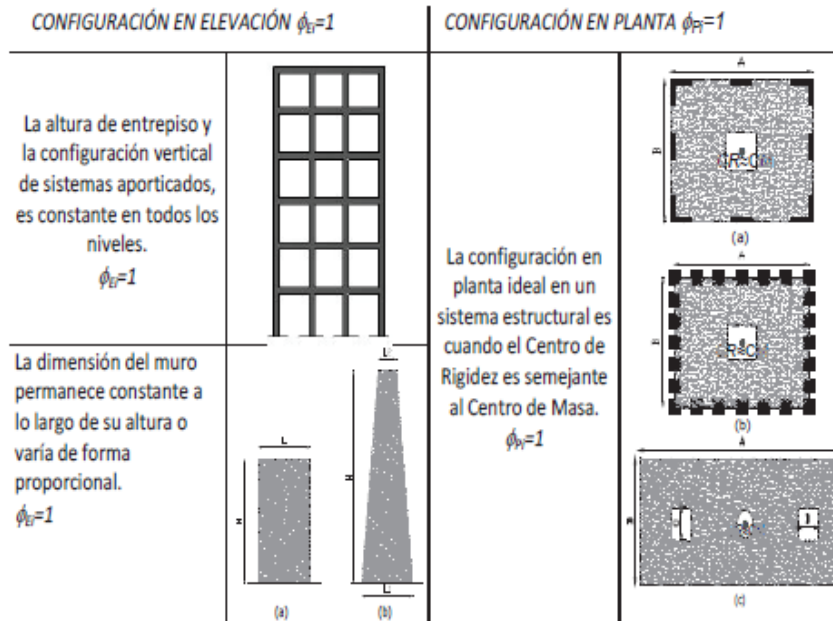


Figura 10: Configuraciones estructurales recomendadas.

Fuente: (NEC, 2015).

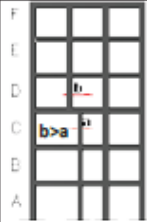
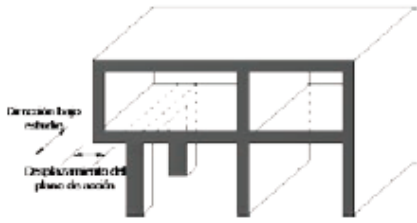

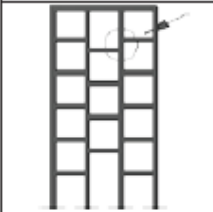
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p> 	<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p> 	
<p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p> 	

Figura 11: Configuraciones estructurales no recomendadas.

Fuente: (NEC, 2015).

Para las irregularidades y sus coeficientes, como se describe en la norma NEC, tanto en planta como en elevación, se usa los coeficientes de configuración estructural para incrementar el valor del cortante de diseño, con la finalidad de dar más resistencia a la estructura, de tal manera, formar parte del comportamiento estructural ante una eventualidad sísmica y evitar siempre las irregularidades para tener un mejor desempeño.

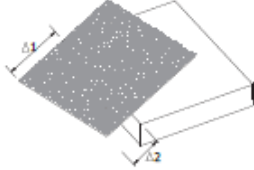
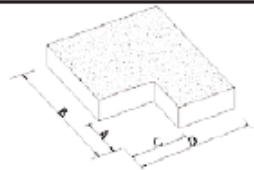
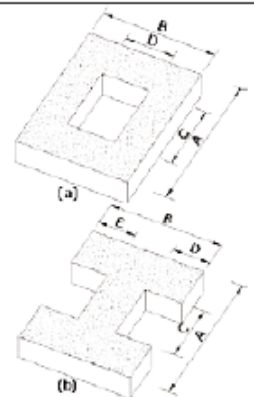
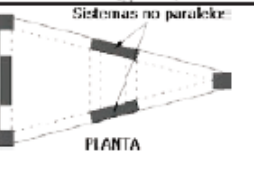
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pi}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pi}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pi}=0.9$ a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pi}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Figura 12: Coeficientes de irregularidad en planta.

Fuente: (NEC, 2015).

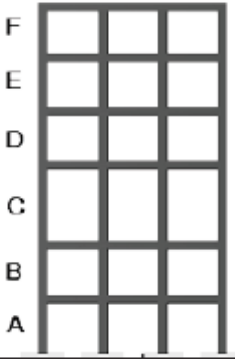
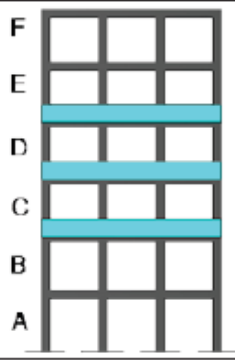
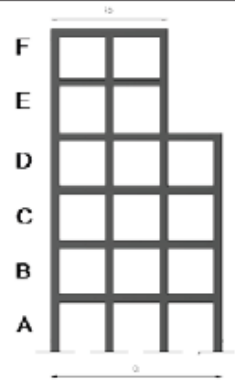
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{EI}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{EI}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{EI}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Figura 13: Coeficientes de irregularidad en elevación.

Fuente: (NEC, 2015).

2.3.1.6. Diseño basado en fuerzas

En cuanto a las infraestructuras están tienen que ser diseñadas para soportar fuerzas sísmicas procedentes de las combinaciones de fuerza horizontal, las estructuras de hormigón armado con respecto a las inercias agrietadas se asumen de acuerdo a las

consideraciones que se vaya a utilizar en el modelado. Para el ajuste del cortante basal se considera 80% para estructuras regulares, 85% para irregulares.

2.3.1.6.1. Determinación del periodo de vibración

En el periodo de vibración (T), se utiliza el método de estimación inicial, entonces el periodo de la infraestructura permite calcular las fuerzas sísmicas que se aplicarán sobre la misma de acuerdo al tipo de edificio, se considera el coeficiente C_t

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	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

Figura 14: Coeficientes del periodo de vibración.

Fuente: (NEC, 2015).

2.3.1.6.2. Definición del factor R

En el factor (R), se permite la reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, siempre y cuando la estructura se esboce por falla permisible y con una adecuada ductilidad para que el daño se enfoque en las secciones detalladas, por consiguiente, el factor depende del tipo de estructura, suelo, periodo, ductilidad, sobre resistencia y amortiguamiento en condiciones libres.

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
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.		8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).		8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.		7
Pórticos resistentes a momentos		
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.		8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.		8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.		8
Otros sistemas estructurales para edificaciones		
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.		5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.		5

Figura 15: Coeficientes R para sistemas estructurales dúctiles.

Fuente: (NEC, 2015).

2.3.1.6.3. Distribución de fuerza sísmica lateral

En la distribución de fuerzas verticales, hay similitud a una distribución lineal triangular igual al modo fundamental de vibración, pero relaciona al periodo fundamental de vibración para determinar el factor K

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Ecuación 3: Coeficientes k.

Fuente: (NEC, 2015).

2.3.1.7. ANALISIS MODAL ESPECTRAL

En el análisis espectral, se puede identificar un procedimiento de cálculo dinámico aproximado, en el que la respuesta de la estructura se obtiene mediante una combinación adecuada de las contribuciones modales, las cuales están caracterizadas

por la máxima respuesta de cada modo, y de esta manera poder obtener los desplazamientos máximos de piso, derivas de entrepiso y cortante dinámico, con el propósito de determinar si el edificio cumple con las condiciones de rigidez, resistencia y ductilidad según la NEC-SE-DS de diseño sismo resistente.

2.4. VULNERABILIDAD SÍSMICA

En la vulnerabilidad sísmica se evalúa las infraestructuras funcionales, de todo su ambiente urbano, de acuerdo a donde esta implementado el estudio con el fin de obtener una determinada demanda sísmica. La vulnerabilidad física es aquella que sufre daños, debido a la interacción cualitativa a un evento sísmico.

En la predisposición inherente sísmica, se evidencia los diferentes tipos de estructuras, que tiende a mostrar ciertos niveles de desperfecto por eventos sísmicos y difiere de los elementos, propiedades físico - mecánico en los materiales.

2.5. CARACTERÍSTICAS GENERALES EN EDIFICACIONES DE HORMIGÓN ARMADO

En los edificios de hormigón armado, se han compuesto materiales que brindan compresión y resistencia a la tracción, lo que genera una mezcla de áridos tales como: arena, grava, cemento portland, agua, adicionalmente conformado por un acero de refuerzo (Arkiplus, 2021).

Sus características son:

- Material fácil de conseguir.
- Facilidad de adaptarse a cualquier forma.
- Relación alta en fuerza y durabilidad.

- Tolerancia a la tensión de tracción.
- Hormigón y acero se adhieren fuertemente, por su coeficiente de dilatación aproximado.
- Buen comportamiento sismoresistente.

2.6. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.6.1. COLUMNA

Las columnas de hormigón son estructuras que tienen como función transferir cargas y esfuerzos de una infraestructura hacia la tierra, usando cimientos como estructuras mediadoras.

Durante un terremoto las columnas de hormigón se someten a movimientos bidireccionales que afectan su capacidad de resistencia y ductilidad. “Las normas de diseño y evaluación sísmica no aportan recomendaciones explícitas para cuantificar el comportamiento de las columnas bajo dichas cargas” (Osorio Bustamante, 2012). La columna debe evitar en su totalidad que este elemento no falle o produzca la formación de rotulas plásticas por piso blando.

2.6.2. VIGAS

Las vigas de hormigón armado son elementos estructurales diseñados para soportar cargas lineales, concentradas o uniformes, en una sola dirección.

“las vigas se presentan en dos métodos para poder resistir el corte:

La resistencia que presenta solo el hormigón.

La resistencia que presenta el acero transversal.” (NEC, 2015, p. 31).

2.7. ESTIMACIONES DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES ESPECIALES

En el desempeño, existe una afirmación cualitativa de necesidad, prácticamente en forma de un atributo que debe ser demostrado con las caracterizaciones mediana y predicción de conceptos fundamentales necesarios para enunciar dicha declaratoria en otros términos la estructura de ocupación especial se debe comprobar un correcto desempeño sísmico del nivel inelástico para:

- “No colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004)” (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, 2015, p. 42).

En los eventos sísmicos pasados, se pone la convicción en restricciones desde el punto de vista de la norma NEC. La evaluación de desempeño sísmico de ninguna manera es explícita, ya que no lleva a una correcta inspección de daños. Se presentan los métodos de evaluación del espectro de capacidad que son recomendados por la (NEC, 2015) para confirmar el nivel de desempeño de edificaciones especiales.

2.7.1. MÉTODOS DE ANÁLISIS NO LINEALES.

Se evalúa la infraestructura a eventualidades sísmicas, desplazamiento lateral y efecto de deformación en elementos estructurales de hormigón armado. “Para respuestas de desplazamientos bajos las deformaciones en los elementos están en el rango elástico donde casi no ocurren daños en columnas y vigas, mientras que para desplazamientos de mayor amplitud, las deformaciones se encuentran en el rango inelástico y la estructura presenta daños severos” (Safina Melone, 2003).

2.7.2. MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD ATC 40

ATC 40 se usa por ser presentado, ya que es estándar pensar cuando la capacidad y solicitud máxima se iguala al sistema está en equilibrio, define el nivel desempeño de la infraestructura. “Es simple el uso de los parámetros lineales equivalentes, ya que es razonable pensar que el periodo de la infraestructura se prolongue conforme pierde rigidez y de igual manera que el comportamiento inelástico de la edificación produzca un aumento (Comartin, 2000).

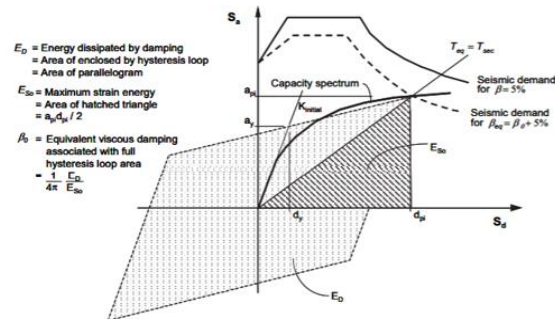


Figura 16: Lineación equivalente ACT 40.

Fuente: (FEMA, 2005).

2.7.3. MÉTODO DE ESPECTRO CAPACIDAD FEMA 440 (LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE)

FEMA 440, Se utiliza la linealización equivalente para procesos estáticos no lineales ya que se ajusta la respuesta inelástica que va a tener la infraestructura como oscilador en el sistema de un grado de libertad. “El objetivo es estimar la respuesta del desplazamiento un régimen no lineal con el sistema lineal equivalente que usa un eficaz periodo” (Gonzalo Andrés Orellana Román, 2017).

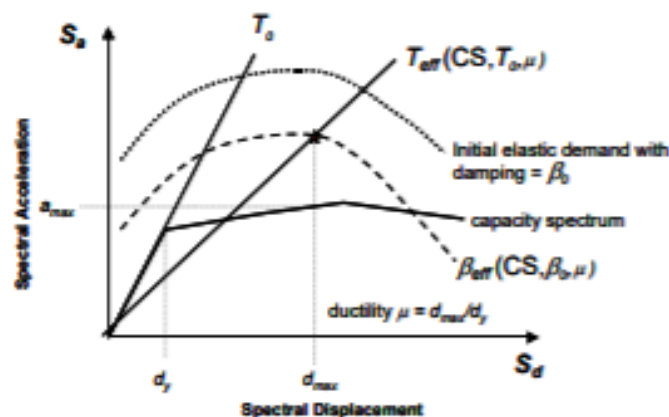


Figura 17: Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS) con los parámetros de amortiguación y período efectivo, junto con una curva de capacidad.

Fuente: (FEMA, 2005).

2.8. ENSAYO

2.8.1. ESCLERÓMETRO

El esclerómetro es una herramienta de medición empleado para la determinación de la resistencia a la compresión en hormigón, ya sea en columnas, muros, vigas, losas, mediante el rebote que produce el muelle que se aloja en su interior después de un impacto sobre una superficie rocosa para evaluar su uniformidad. El índice esclerométrico permite realizar ensayos a hormigones mostrando un indicativo de la resistencia a compresión $f'c$, por medio de curvas, la misma que indica resultados confiables. Las ventajas de recurrir a estos equipos no destructivos son su costo bajo y de fácil transporte. “Las determinaciones hechas con este popular instrumento en primera instancia, y como otros ensayos no destructivos en hormigón, el sistema pretende inferir la resistencia a través de un sistema indirecto. La medición de su dureza superficial: en la medida que esta sea mayor, teóricamente también debe serlo aquella” (Gomez Cortes, 1987).

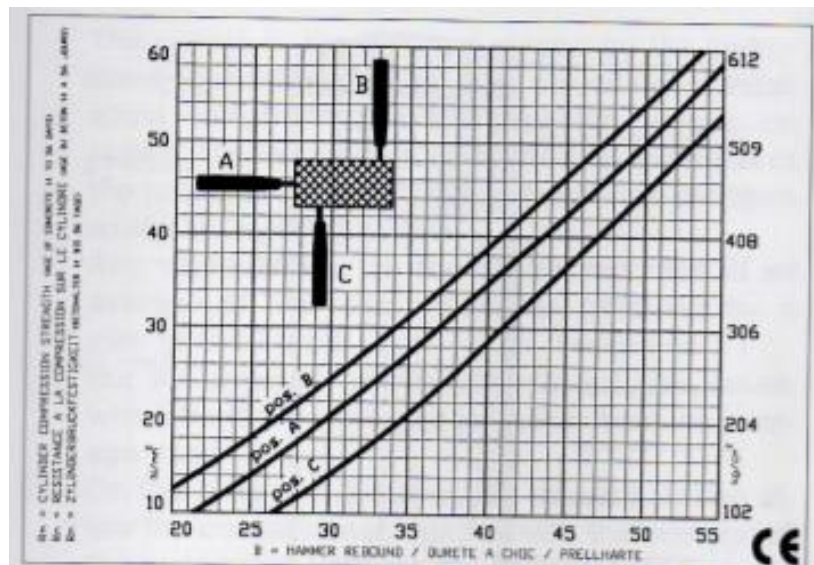


Figura 18: Curva del manual del equipo.

Fuente: (Per Calcestruzzo).

2.9. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER

Este estudio se radica por esfuerzo de la carga adyacente incremental para que alcance el colapso de la estructura. El estudio refleja el desplazamiento de la infraestructura por medio de la curva de capacidad, que limita como relación entre las cargas laterales de esfuerzo y desplazamiento, la carga lateral se distribuye a lo largo de todos los pisos a partir del cortante basal, formando cargas laterales que aumentan con la altura respectivamente igual a una colocación lineal; la fuerza lateral progresiva aplicada a la aceleración del modelo estructural crece continuamente, substrayendo el control del desplazamiento en techo de la estructura. “Este método permite ubicar el miembro o miembros de la edificación a fallar, así como el desplazamiento máximo de los elementos de la edificación en rango inelástico” (Lubian Uribe, 2020).

El procedimiento del análisis estático no lineal consiste en:

La infraestructura inicial sin daño alguno tiende a ser sometida a una fuerza lateral incrementada y aplicada a nivel de piso, hasta registrarse que los elementos sobrepasaren su límite elástico admisible, por consiguiente, la infraestructura es transformada por el desperfecto de resistencia y deterioro de rigidez a la flexión de los elementos que irrumpieron en el rango inelástico para después aumentar y aplicar la carga lateral, hasta que los demás elementos se integren al rango no lineal. “El proceso finaliza cuando las fuerzas horizontales son incrementadas hasta que la estructura se vuelva inestable o colapse” (Poma De La Cruz, 2008).

2.9.1. CURVA FUERZA DEFORMACIÓN

En la curva fuerza deformación, los análisis estáticos no lineales permiten conocer la resistencia máxima a la compresión de las secciones de hormigón armado, y así identificar las propiedades físico-mecánicas de los diferentes materiales. Se define los modelos constitutivos del hormigón, como la deformación unitaria máxima y última de esfuerzo a la compresión, “el módulo de elasticidad que se puede calcular mediante la

curva de esfuerzo deformación, en donde se puede evidenciar las deformaciones unitarias” (Orellana Roman & Parra Mora , 2017, p. 20).

2.9.1.1. Modelo Mander

El modelo MANDER, es empleado para hormigón confinado y no confinado, además determina la capacidad de resistencia última o de falla del concreto, el modelo tiene una curva continua que asciende hasta alcanzar la resistencia máxima a la compresión del concreto confinado, por ende, se entiende que al combinar hormigón con acero de refuerzo está preparado para resistir tensión, esto es algo idóneo para el hormigón, prolongándose con una curva descendente hasta alcanzar la deformación última o de falla. “Estudios anteriores muestran que un buen confinamiento mejora el desempeño de un elemento y hace que sus deformaciones se incrementen, logrando que el hormigón sea un material más dúctil” (Situaci, 2008).

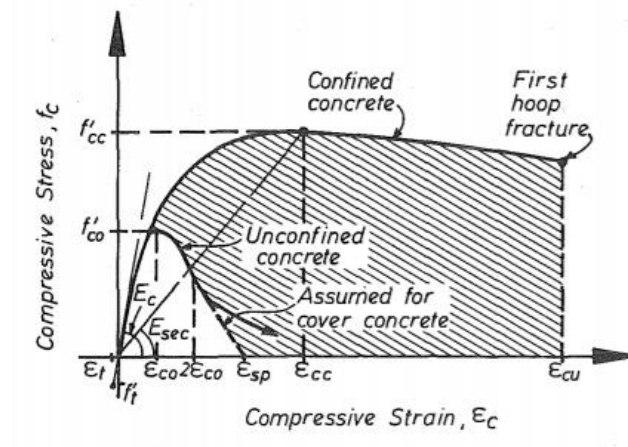


Figura 19: Modelo de esfuerzo-deformación propuesto para la carga monótona para hormigón confinados y no confinado.

Fuente: (Mander, Priestly, & Park, 1988).

2.9.1.2. Modelo Park - Pauly

Este modelo de Park-Pauly, se emplea para el acero de refuerzo F_y , permite determinar la resistencia a la tensión y consiste en una aproximación de la curva de esfuerzo-deformación, la diferencia que existe entre este método y otros es que se haya establecido en la forma de definir la zona de endurecimiento por deformación que indica

el final de la zona de fluencia. “El modelo indica que la zona de endurecimiento por deformación está definida en el intervalo , donde es la deformación unitaria ultima y es la deformación unitaria donde se inicia el endurecimiento del acero” (Park, 1975).

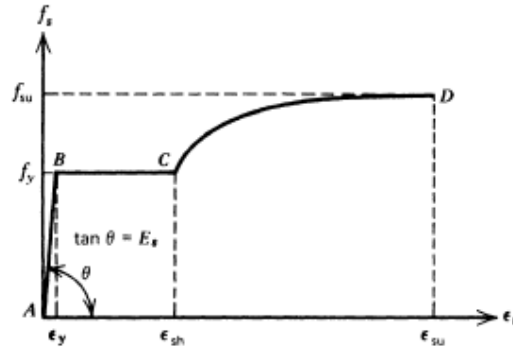


Figura 20: Modelo de esfuerzo-deformación propuesto para el acero de refuerzo sometida a tensiones.

Fuente: (Park, 1975).

2.9.2. CARGA LATERAL - FUERZA SÍSMICA LATERAL

La carga lateral consta de varias formas, para la distribución de cargas, esta tiene el perfil del primer modo de vibración fundamental de la edificación, "son la rectangular, parabólica y triangular invertida, tal como se muestra en la siguiente figura" (Orellana Roman & Parra Mora, Evaluación de desempeño sismico, 2017, p. 30).

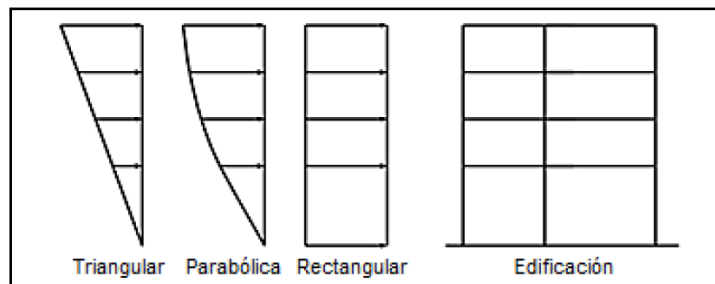


Figura 21: Caras laterales.

Fuente: (Orellana Roman & Parra Mora, Evaluación de desempeño sismico, 2017).

2.9.3. MOMENTO CURVATURA

Para los análisis no lineales, es primordial el momento curvatura $M - \Phi$, presenta igualdad con la curva $\sigma - \epsilon$ del acero de refuerzo, y se transforma el nivel de solicitud

que consigue el acero en el momento de la falla en la cabeza, existe compresión del hormigón. “La ductilidad de la sección (curvas $M - \Phi$) es siempre menor que la ductilidad del refuerzo de acero (curvas $\sigma - \epsilon$) confirmando una propiedad que teóricamente debe cumplirse siempre en este tipo de elementos” (Medina Robalino , 2012, pp. 8,24).

El ASCE 41-17 presenta el respaldo teórico experimental por medio de curvas se puede encontrar las relaciones momento rotacional y a partir de ella las relaciones momento curvatura para encontrar la rigidez por medio de la sección.

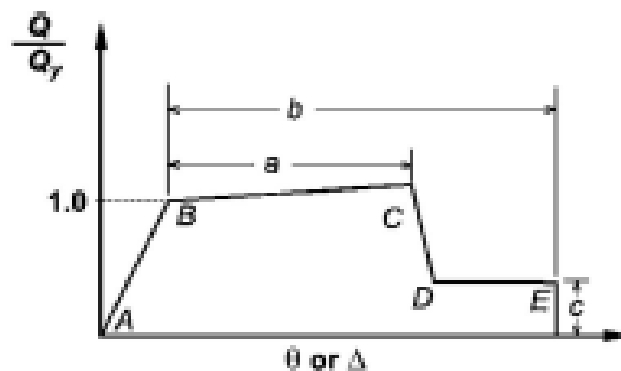


Figura 22: Momento rotacional.

Fuente: (ASCE, 2017).

Como se muestra en la figura momento rotacional, se describe mediante la respuesta lineal de A componente descargado, en un rendimiento efectivo B, luego una respuesta lineal a una reducción de rigidez del punto B al C, luego una reducción repentina de la fuerza sísmica hasta D, luego la respuesta de resistencia reducida E, la perdida final de resistencia.

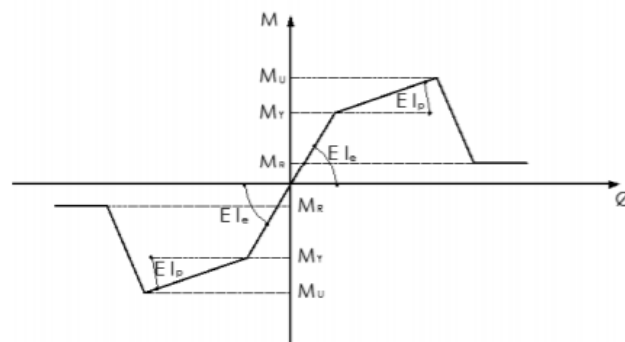


Figura 23: Momento curvatura.

Fuente: (Aguiar, Mora, & Rodriguez, 2015).

2.9.4. ROTULA PLÁSTICA

La rotula plástica se las define como mecanismo que determina un porcentaje inicial y final en los elementos estructurales donde la rótula no es apta de atraer el momento a flexión máximo derivado a cargas externas “(cargas producidas por el movimiento sísmico) y solo empieza a rotar”. (Aguiar , Mora, & Rodriguez, 2015), y es el lugar donde las secciones son incapaces de resistir mayores momentos a flexión.

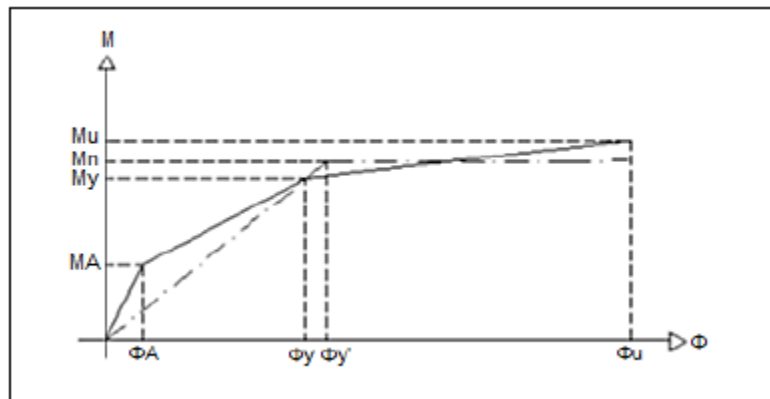


Figura 24: Modelo bidimensional en función de la rótula plástica.

Fuente: (Orellana Roman & Parra Mora , 2017).

2.9.4.1. Tipos de modelos de rotulas.

El modelo estructural inelástico, se define por la característica de plasticidad que se distribuye a través de las secciones transversales del miembro y a lo largo de su longitud. Se puede modelar varios tipos de elementos estructurales como son: columnas, vigas, muros y así mostrar un comportamiento idealizado para simular la respuesta inelástica del elemento.

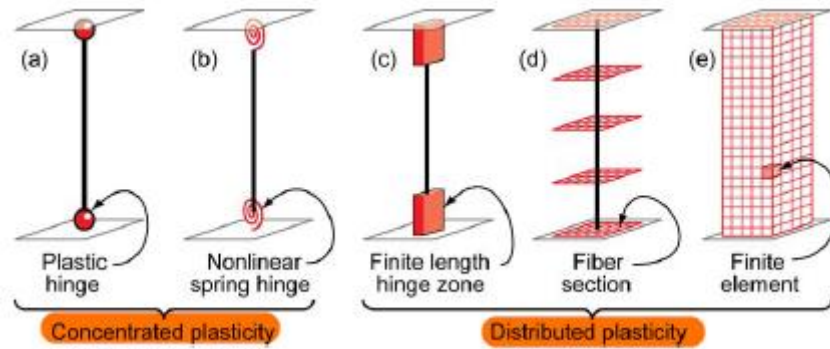


Figura 25: Modelos idealizados de elementos estructurales.

Fuente: (NIST, 2010).

En los modelos más simples, se concentran las deformaciones inelásticas en los extremos de cada elemento, esto es más conocido como propiedad histerético, al concentrar la plasticidad en los extremos de la longitud como parámetros de modelo momento-rotación, que tiene formulas numéricas eficientes, mientras que las de longitud finita por zona en los extremos trasversales no lineales o de integración explícita de sección la bisagra inelástica puede ser fija o variable y así facilitar el cálculo de las rotaciones.

En los modelos de distribución plástica, como es uno de los casos por fibra, distribuye la plasticidad mediante integraciones numéricas a través de la sección transversal del miembro y a todo lo largo de la longitud, en los modelos axiales se definen las rótulas a las características de tensión y deformación histerética no lineal, se aplican a secciones planas donde las fibras del material se integran numéricamente sobre la sección transversal para poder tensionar la fuerza y el momento axial. Las reacciones incrementales de momento curvatura por medio de desplazamientos o interpolaciones de fuerzas.

2.9.5. CURVA DE CAPACIDAD

En el pushover se evalúa la capacidad de la estructura para resistir fuerzas y deformaciones por piso también conocida como curva de fuerza-desplazamiento, que se obtiene del análisis estático no lineal incremental y a su vez personifica los desplazamientos de cubierta resto a una fuerza en un rango no lineal versus su cortante basal, para el análisis pushover se define tres casos de carga:

Carga gravitacional.

Carga horizontal en la dirección X.

Carga horizontal en la dirección Y.

Siendo X - Y las direcciones principales del edificio y la opción definida por el usuario para el análisis de pushover de establecer un desplazamiento total limite en el techo del edificio, para una distribución vertical de las cargas horizontales proporcionales a partir de los modos o aceleraciones.

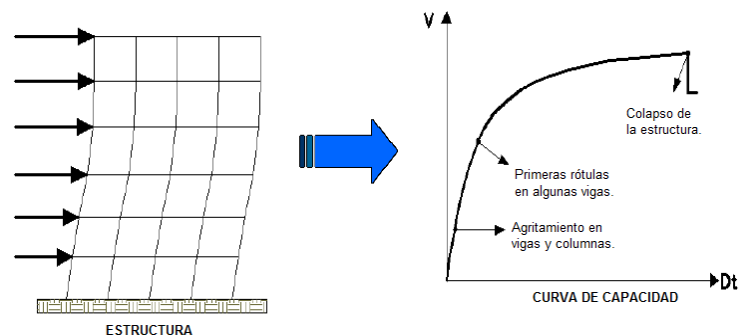


Figura 26: Curva de capacidad.

Fuente: (Saenz & Uver, 2019).

2.9.6. EFECTOS SEGUNDO ORDEN P – DELTA

En el efecto de segundo orden, es importante el desplazamiento lateral de infraestructuras de niveles varios. Estos efectos son causados por una carga axial sobre la conducta de la flexión transversal con elementos reticulares. “La compresión axial reduce la rigidez de flexión de los elementos reticulares y la tracción axial rigidiza estos elementos. A este efecto se le conoce como el P-Delta” (Orellana Roman & Parra Mora

, 2017) “El índice de estabilidad Q_i , para el piso i , y en la dirección bajo estudio puede ser calculado mediante la expresión” (NEC, 2015, p. 68).

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Ecuación 4: Índice de estabilidad.

Fuente: (NEC, 2015).

Donde:

- Q_i Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y momento de primer orden.
- P_i Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluido el peso muerto y sobrecarga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i .
- Δ_i Deriva del piso i calculado en el centro de masas del piso.
- V_i Cortante sísmico del piso i .
- h_i Altura del piso i considerado.

2.9.7. COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL

En los estudios establecidos por desplazamiento de análisis no lineal estático, se procura garantizar la formación de rótula plástica y que esta se deforme en vigas y después en columnas, ya que si llegara a fallar la columna produciría el colapso total de la infraestructura. En la construcción sin utilizar aisladores sísmicos se espera que disipe la energía ingresada en sus elementos estructurales por el movimiento sísmico. “La formación de rótulas plásticas en vigas, da como consecuencia que la edificación sea dúctil o apto de soportar desplazamientos considerables, evitando el colapso pese haber excedido su resistencia” (Castro, 2010).

Para evitar la falla, el código ACI 318RS-14 en capítulos de diseño sísmico recomienda un juicio de diseño adaptable la cual se nombra como columna fuerte - viga débil,

garantizando la correcta réplica de la infraestructura ante una eventualidad sísmica y de esta manera cumpla con el requerimiento establecido. (Comité, A. C. I., 2014).

2.9.8. CAPACIDAD POR DEMANDA

Se define como la concurrencia entre la curva de capacidad de la infraestructura y la curva de demanda sísmica que al aplicar un pushover se determina la curva de capacidad de la estructura; por ende, se conoce la forma, dimensión de los elementos estructurales de la armadura y la no linealidad de los materiales que determinan el punto de desempeño y representa el máximo desplazamiento espectral de la estructura para un sismo de demanda, existen varios métodos para evaluar la capacidad y diseño de estructuras existentes mediante el análisis sísmico estático no lineal.

2.9.9. NIVELES DE DESEMPEÑO

El nivel de desempeño cumple con suministrar un límite aceptable en la probabilidad de colapso frente a cargas extremas producidas por una eventualidad sísmica, un sistema estructural es satisfactorio si cumple con los niveles de desempeño óptimo frente a una eventualidad con 2% de probabilidad de ser excedido en 50 años.

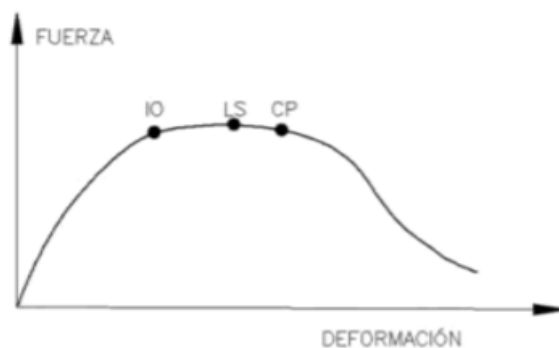


Figura 27: Nivel de desempeño.

Fuente: (MIDUVI, 2016).

2.9.9.1. Ocupación inmediata

(I0): Bajo sin ningún daño, pequeño comportamiento inelástico, relativamente limitado, el edificio está seguro, conserva su rigidez y resistencia.

2.9.9.2. Seguridad de vida

(LS): Presenta un daño estructural moderado, considerable comportamiento inelástico, pérdida significativa de la rigidez, luego del sismo es muy baja la posibilidad de derrumbe se necesita reforzamiento si es necesario.

2.9.9.3. Prevención de colapso

(CP): Mayor daño sin colapso, límites de capacidad de ductilidad de los elementos, si se desplaza lateralmente fuerte será inestable, componentes no estructurales desplomados.

2.9.10. MODELOS DE HISTÉRESIS

En los modelos de respuesta sísmica de estructuras inelásticas existen varios parámetros histeréticos que pueden relacionar la resistencia - deformación, para materiales constitutivos por método de elementos finitos también conocida como curva esqueleto suministra una envolvente.

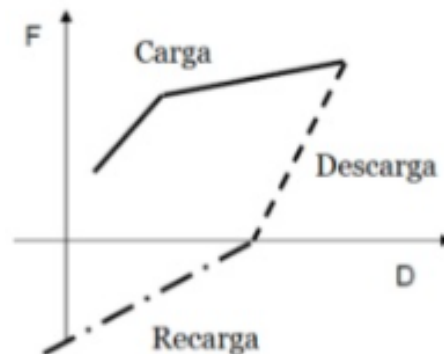


Figura 28: Descripción de histéresis.

Fuente: (Purga, 2012).

Carga: Es la deformación de la cuantía absoluta en creciente.

Descarga: La cuantía absoluta disminuye después de la carga máxima.

Recarga: La cuantía absoluta de la resistencia amplifica después de la descarga.

2.9.10.1. Modelo Takeda

En el modelo histerético takeda, se utiliza un estudio de respuesta sísmica no lineal, de elementos en hormigón armado con un comportamiento en inversiones de carga lateral con un mínimo de carga axial, el modelo incluye cambio de la rigidez agrietamientos por flexión y fluencia, para cuantificar la curva de carga, va el punto de carga cero hasta el extremo alcanzando un ciclo, mientras el punto no sea excedido y el sitio 0 no se encuentra dentro de las proyecciones horizontales de la curva primaria.

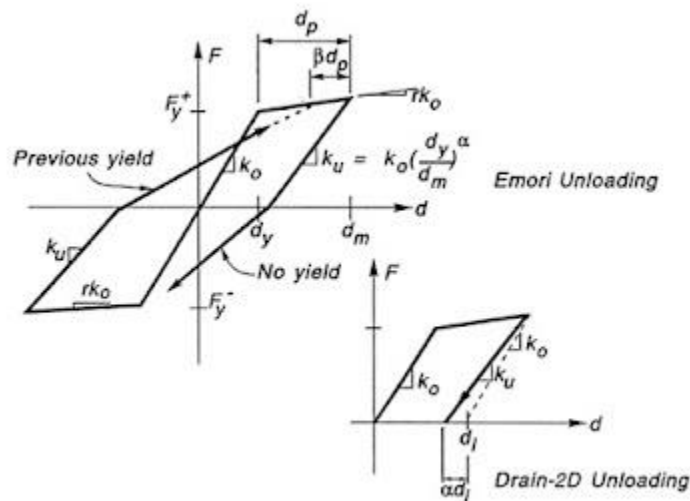


Figura 29: Modelo Takeda.

Fuente: (Purga, 2012).

2.9.10.2. Modelo Kinematic

En el modelo histerético para acero de refuerzo, se define como modelo Kinematic, ya que se asienta por los comportamientos de endurecimiento cinemático de los metales, disipa una cantidad significativa de energía, es propio de los materiales dúctiles a deformación plástica en una dirección al cargar y descargar la curva formando segmentos paralelos en dirección opuesta hasta reincorporar a la curva.

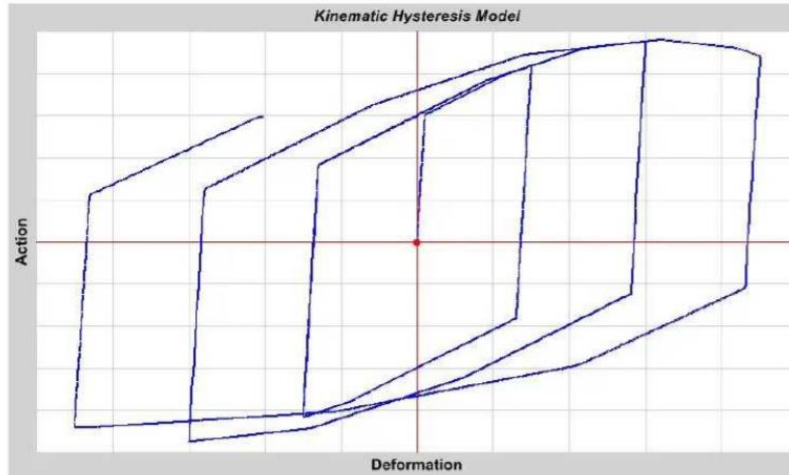


Figura 30: Modelo kinematic.

Fuente: (Mota Paez, 2018).

2.9.11. Métodos de solución integración

En el método de Event-to-Event para sistemas de ecuaciones no lineales, existe una solución de integración, la que genera aproximaciones sucesivas es el método más rápido, pues consiste en aumentar la carga hasta que los elementos no lineales definidos alcancen un evento que origina un cambio significativo en la rigidez de la estructura ya que lleva al límite.

CAPÍTULO 3 LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN

3.1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

La edificación de la UISEK perteneciente al campus Felipe Segovia Olmo fue proyectado por una constructora privada, construida en el año 2015, para formar parte de un conjunto de oficinas, durante un tiempo lo ocupó el ministerio de salud pública, cabe mencionar que la UISEK adquiere el inmueble en el año 2019 con un área de 5500 m² de construcción, 12 pisos y 4 subsuelos.

Es necesario mencionar que la edificación ya sufrió eventualidades sísmicas como la de pedernales en el año 2016 y la más actual en el mes de marzo:

ID Evento	Mag	Tipo	Hora Local	Lat	Long	Prof	Region	Ciudad mas cercana	Modo	Hora UTC	Update
igepn2021fcog	2.3	MLv	2021-03-14 08:09:24	0.15° S	78.47° W	9	Ecuador - Pichincha	a 3.05km de Quito,Pichincha	M	2021-03-14 13:09:24	2021-03-14 13:22:13

Figura 31: Evento sísmico.

Fuente : (Geofísico, 2016).

3.1.1. UBICACIÓN

La infraestructura está ubicada en el casco comercial del Distrito Metropolitano Quito, situada en las calles Italia N31-125 y Avenida Mariana de Jesús provincia de Pichincha.

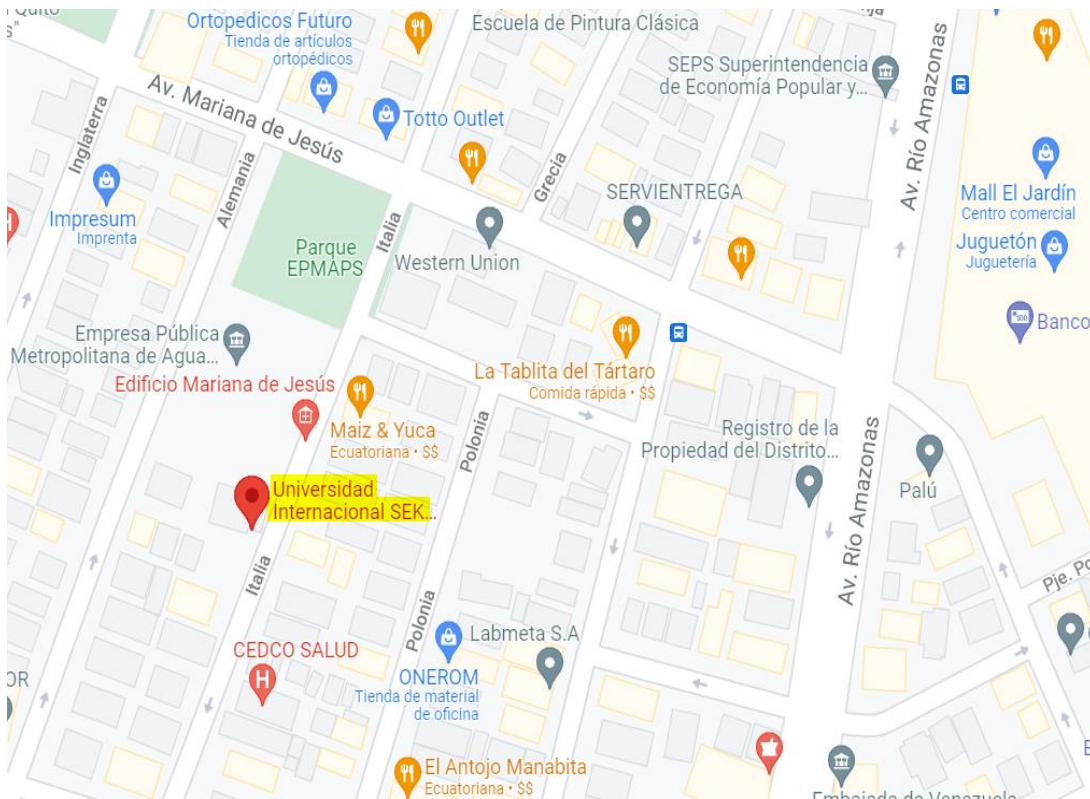


Figura 32: Ubicación.

Fuente : (Google Maps, 2021).

3.1.2. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA

La infraestructura de estudio posee un estilo de arquitectura moderna con acabados tipo industrial, la misma que tiene un ingreso a doble altura, marcando las áreas del lobby con la circulación vertical, consta de 12 pisos, 4 subsuelos con 50 parqueaderos para estudiantes y 8 de personal administrativo; el inmueble está compuesto de circulación vertical centralizada y la fachada principal de vidrio templado con molduras de acero corten, posee una terraza panorámica.



Figura 33: Fachada edificio Felipe Segovia Olmo.

Fuente: Steeven Castellanos.

3.1.3. LEVANTAMIENTO

Se realizó el levantamiento de los 16 pisos para determinar medidas entre ejes, alturas y secciones de elementos estructurales a través de cinta métrica.

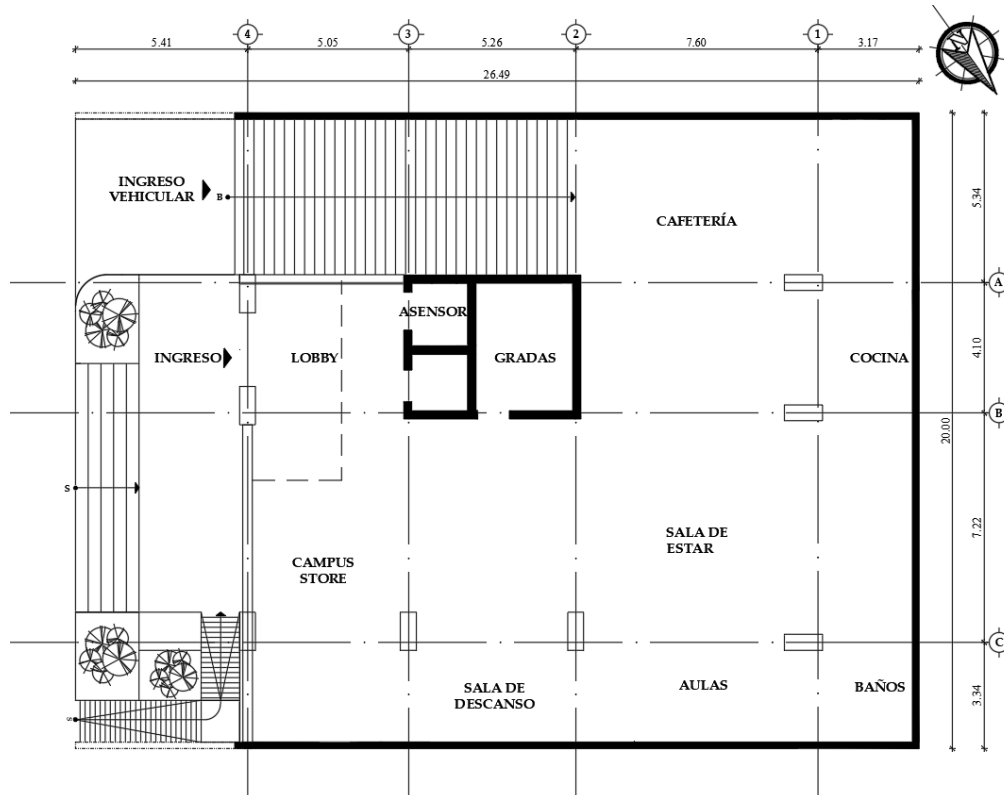


Figura 34: Planta baja, edificio Felipe Segovia Olmo.

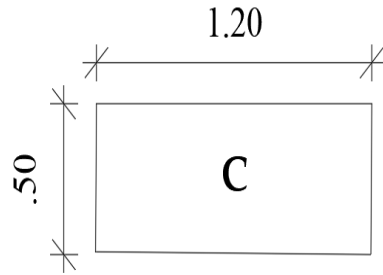
Fuente: Steeven Castellanos.

3.1.4. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

El sistema constructivo del edificio está compuesto de pórticos con muros de corte de hormigón armado unido por vigas descolgadas para así formar losas alivianadas, el subsuelo se encuentra aislado por muros de contención en el perímetro del terreno los mismos que interactúan con el suelo y las construcciones alrededor.

3.1.4.1 Columnas

La edificación está compuesta de columnas rectangulares de 1.20 m X 0.50 m, son de sección constante desde el subsuelo 4 hasta la terraza panorámica.

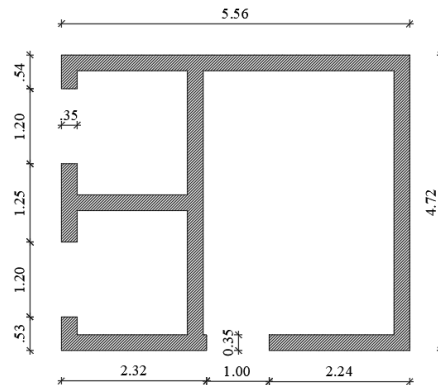


COLUMNAS
1.20 m x 0.50 m

Figura 35: Detalle de columna.
Fuente: Steeven Castellanos.

3.1.4.2 Muros

La edificación está compuesta de muros de corte ubicada en las escaleras y el ascensor unidas entre sí para formar un solo cuerpo.

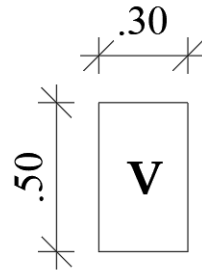


MUROS

Figura 36: Detalle de muro.
Fuente: Steeven Castellanos.

3.1.4.3 Vigas

La edificación está compuesta de vigas descolgadas de varias longitudes, pero la misma sección de 0.30 m X 0.50 m.



VIGAS
0.30m x 0.50m

Figura 37: Detalle de viga.

Fuente: Steeven Castellanos.

3.1.4.4 Losas

La edificación está compuesta por losas alivianadas con espesor $e = 0.30$ m, armada por casetones de 0.53 m x 0.53 m x 0.25 m unidireccionales con separación de nervios de 0.10 m orientadas en los ejes x-y.

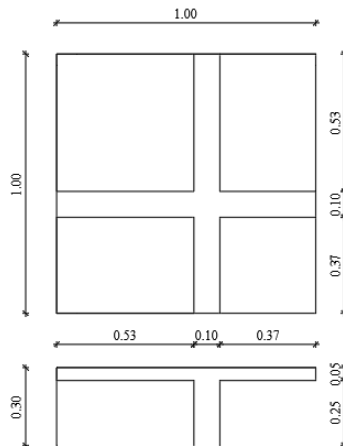


Figura 38: Detalle losa 1mx1m.

Fuente: Steeven Castellanos.

3.2. PARÁMETROS ESTRUCTURALES

3.2.1 PRUEBA IN SITU

Para la estimación estructural se realizó ensayos esclerométricos para verificar la resistencia a la compresión del hormigón f'_c , esto se efectuó por medio del método llamado prueba de Martillo de Rebote, Martillo Schmidt, desarrollado según la norma ASTM C805 y se asume el acero mínimo correspondiente a cada elemento.

3.2.2 ESCLERÓMETRO.

Se realizó el muestreo aleatorio en toda la infraestructura de acuerdo a las normas ASTM E-105, ASTM E-122, para determinar el número de muestras, debido a que no se tiene de una ficha técnica, no se conoce una proximidad en kg/cm^2 la que permite por medio del ensayo buscar la resistencia del hormigón.



Figura 39: Prueba esclerómetro in situ.

Fuente: Steeven Castellanos.

3.2.2.1 Análisis de los resultados

Para la interpretación de valores se hizo el uso técnico de la curva del manual del equipo.

Gráfica de puntos tomados en campo para verificar la resistencia del hormigón en columna, subsuelo 1 en el eje A1.

3.3.1.1. Carga muerta

Son las cargas de gravedad que aplican fuerza a la edificación en toda la vida útil.

CARGA MUERTA	
NERVIOS	0.1 m
Espesor	0.25 m
Longitud	1.6 m
Peso específico H	2400 kg/m3
TOTAL	96 kg/m2
LOSETA	0.05 m
Peso específico H	2400 kg/m3
TOTAL	120 kg/m2
ALIVIANAMIENTOS	3
Peso específico A	8 kg/m2
TOTAL	24 kg/m2
MASILLADO	0.01 m
Peso específico M	2200 kg/m3
TOTAL	22 kg/m2
RECUBRIMIENTO	0.01 m
Peso específico R	2200 kg/m3
TOTAL	22 kg/m2
Tabiquería	50 kg/m2
VIGAS 20% CM	66.8 kg/m2
CARGA MUERTA	400.8 kg/m2

Figura 41: Carga Muerta.

Fuente: Steeven Castellanos.

3.3.1.2. Carga viva

Son cargas gravitacionales que con el pasar del tiempo se puede cambiar de servicio de acuerdo a la ocupación y estas se las encuentra dentro de la normativa ecuatoriana de la construcción NEC-SE-CG de cargas no sísmicas.

CARGA VIVA	
Ocupación o Uso	Peso Unitario
	KN/m2
Almacén primer piso	4.80
Áreas de recepción	4.80
Sala de lectura	2.90
Estanterías	7.20
Corredores	4.00
Bodega	6.00
Comedores	4.80
Oficinas	2.40
Escaleras	4.80
Garaje	2.00
Patio y Terraza peatonales	4.80
Salidas de emergencia	4.80
Aulas	2.00
corredores de aulas	4.00

Figura 42: Carga viva.

Fuente: (NEC, 2015).

CAPÍTULO 4 MODELACIÓN DEL EDIFICIO

Se realiza el análisis sísmico lineal estático con el propósito de conocer si este cumple con los requisitos del centro de rigidez, resistencia, ductilidad, desplazamiento según la norma de la construcción NEC 2015. El modelo estructural estará definido en el programa de elementos finitos con el cual se representa la edificación al detalle del comportamiento sísmico.

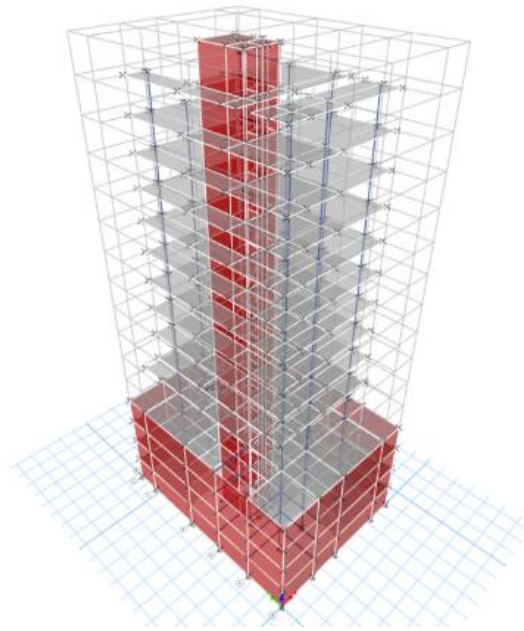


Figura 43: Vista isométrica edificio Felipe Segovia Olmo.

Elaborado: Steeven Castellanos.

4.1. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

La resistencia a la compresión del hormigón de acuerdo a ensayos esclerométrico se obtuvo los siguientes datos:

Columnas = 280 kg/cm²

Vigas = 280 kg/cm²

Losas = 250 kg/cm²

Muros = 280 kg/cm²

Para la modelación en el programa matemático de elementos finitos se definió las propiedades del hormigón de acuerdo a la norma NEC-SE-HM, para encontrar el módulo de elasticidad E_c , se calcula:

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'_c}$$

Dónde:

E_c Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa)

f'_c Resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

Figura 44: Modulo de elasticidad.

Fuente: (NEC, 2015).

f'_c (mpa)	f'_c (mpa)
27.459	24.517
24.629	23.272
E(Gpa)	E(Gpa)
24628.653	23271.890
kg/cm2	kg/cm2
251138.377	237303.461

Figura 45: Modulo de elasticidad en Kg/cm2.

Elaborado: Steeven Castellanos.

Figura 46: Propiedades del hormigón $f'_c=280\text{kg/cm}^2$.

Fuente: Etabs.

E Material Property Data ×

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/cm³

Mass per Unit Volume: kgf-s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/cm²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

User Specified:

Figura 47: Propiedades del hormigón $f_c=250\text{kg/cm}^2$.

Fuente: Etabs.

E Material Property Data ×

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/cm³

Mass per Unit Volume: kgf-s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Figura 48: Propiedades del acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.

Fuente: Etabs.

4.2. ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO

El edificio de la UISEK este está construido con pórticos resistentes a momentos más muros, con la siguiente estructuración de elementos y su respectivo acero de refuerzo, no se utilizó inercias agrietadas por que el análisis no lineal como especifica en el código internacional ACI 318, no lo considera cuando se aplica rotulas plástica distribuidas por fibras.

Columnas rectangulares de 1.20 m X 0.50 m.

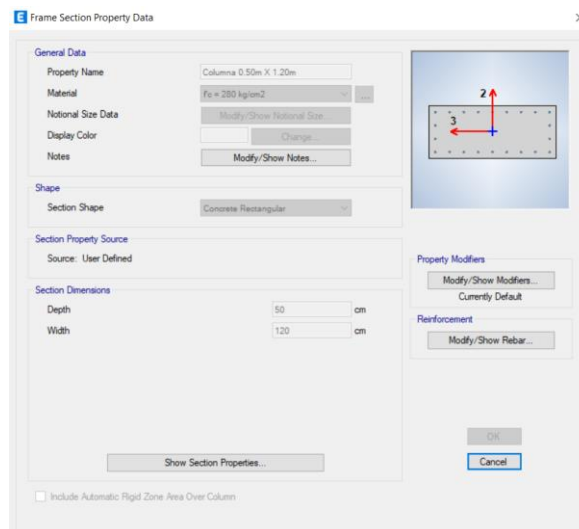


Figura 49: Propiedades de la columna.

Fuente: Etabs.

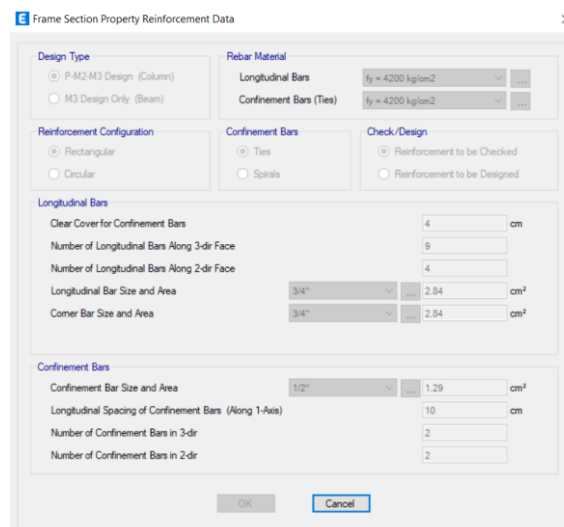


Figura 50: Propiedades del acero de refuerzo columna.

Fuente: Etabs.

Vigas 0.30 m X 0.50 m.

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: Vigas 0.30m X 0.50m

Material: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 50 cm

Width: 30 cm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers... (Currently Default)

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Figura 51: Propiedades de la viga.

Fuente: Etabs.

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Confinement Bars (Ties): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 6 cm

Bottom Bars: 6 cm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 5.68 cm^2

Top Bars at J-End: 5.68 cm^2

Bottom Bars at I-End: 5.68 cm^2

Bottom Bars at J-End: 5.68 cm^2

OK

Cancel

Figura 52: Propiedades del acero de refuerzo vigas.

Fuente: Etabs.

Circulación vertical (muros de ascensores y gradas) $e = 0.35$ m (longitudes en planos).

Figura 53: Propiedades de los muros.

Fuente: Etabs.

Start X (m)	Start Y (m)	End X (m)	End Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	Start Zone Size (m)	End Zone Size (m)
9.32	12.3	5.22	12.3	4.1	0.35	0.85	0.85

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Number of Bars
Start	3/4"	0.15	7
Center	1/2"	0.25	10
End	3/4"	0.15	7

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Confined
Start	1/2"	0.15	Yes
Center	1/2"	0.25	No
End	1/2"	0.15	Yes

Figura 54: Propiedades del acero de refuerzo muro.

Fuente: Etabs.

Losas alivianadas de $e = 0.30$ m.

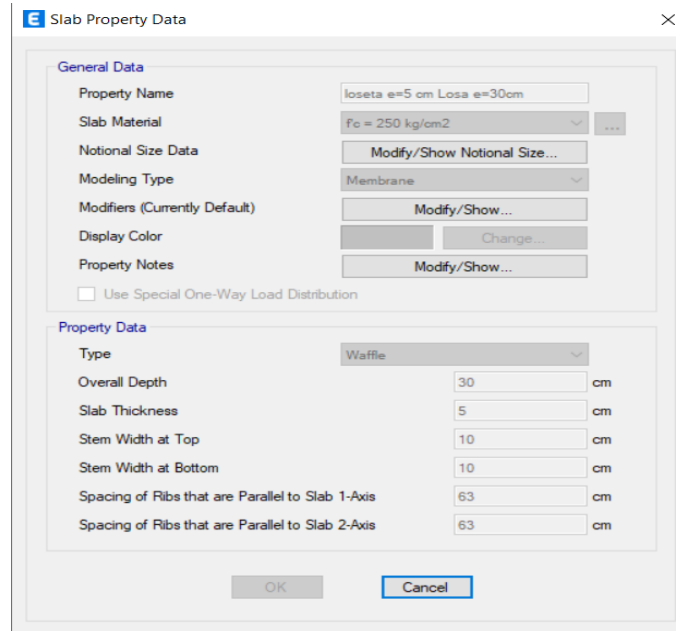


Figura 55: Propiedades de la losa.

Fuente: Etabs.

4.3. CARGAS DE DISEÑO

TABLE: Base Reactions

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Dead	LinStatic			15.071	9.1554	6122.2766	82861.2688	-60232.2603	-11.0569
Live	LinStatic			22.8351	10.272	2415.4516	34623.4498	-26519.7729	-78.357

Figura 56: Cargas de diseño.

Elaborado: Steeven Castellanos.

4.4. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

En el análisis estático para la verificación de fuerzas cortantes mínimas del edificio Felipe Segovia Olmo, de acuerdo a la normativa ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS, se considera los siguientes parámetros para peligro sísmico.

4.4.1. Zona sísmica y geología local

Para las edificaciones se usa un valor Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para un sismo de diseño y expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, tomando en consideración el tipo del perfil para continuar con la interpretación de los coeficientes del perfil del suelo adecuados de acuerdo al sitio de implantación de la edificación.

NEC - SE- DS			CODIGO
País	Ecuador	Peligro sísmico del Ecuador y efectos sísmicos locales	NEC-SE-DS
Provincia	Pichincha	Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z	NEC-SE-DS 10.2
Cantón	Quito	Mapa de zonas sísmicas y factor Z	NEC-SE-DS 10.3
Parroquia	Quito	Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z	NEC-SE-DS 10.2
Zona Sísmica	V	Zona sísmica y factor de zona Z	NEC-SE-DS 3.1.1.
Valor factor Z	0.40	Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z	NEC-SE-DS 10.2
Caracterización	Alta	Zona sísmica y factor de zona Z	NEC-SE-DS 3.1.1.
Tipo de perfil	D	Tipo de perfiles de suelo para el diseño sísmico	NEC-SE-DS 3.2.1.
Fa	1.2	Coefficiente de amplificación de suelo, Zona de periodo Corto	NEC-SE-DS 3.2.2.
Fd	1.19	Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para	NEC-SE-DS 3.2.2.
Fs	1.28	Comportamiento no lineal de los suelos	NEC-SE-DS 3.2.2.

Figura 57: Zona sísmica y geología local.

Elaborado: Steeven Castellanos.

4.4.2. Componentes horizontales de la carga sísmica

En el espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones, expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad para el nivel del sismo de diseño elástico, con las siguientes formulas se armó la tabla a continuación:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ecuación 5: Período límite de vibraciones en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Elaborado: (NEC, 2015).

$$T_L = 2.4 \cdot F_d$$

Ecuación 6: Período límite de vibraciones utilizado para definición de espectro de respuesta en desplazamientos.

Elaborado: (NEC, 2015).

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ecuación 7: Período límite de vibraciones en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

Elaborado: (NEC, 2015).

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Ecuación 8: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

Elaborado: (NEC, 2015).

n	2.48	Provincias de la sierra	Razón entre la aceleración espectral	NEC-SE-DS 3.3.1.
T _c	0.698133333	Periodo limite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleración		NEC-SE-DS 3.3.1.
T _l	2.856	Periodo fundamental de vibración de la estructura		NEC-SE-DS 3.3.1.
r	1	Factor usado en el espectro de diseño elástico		NEC-SE-DS 3.3.1.
T _o	0.126933333	Periodo limite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleración		NEC-SE-DS 3.3.1.
S _a	0.738121037	Espectro de respuesta elástico de aceleración		NEC-SE-DS 3.3.1.

Figura 58: Componentes horizontales de carga sísmica.

Elaborado: Steeven Castellanos.

4.4.3. Metodología del diseño sismoresistente

Las estructuras se clasifican de acuerdo al tipo de uso, destino e importancia:

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica del diseño para estructuras de acuerdo a su categorización, ya que es importante, pues deben permanecer operativas o sin sufrir daño durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño, la deriva máxima permisible no debe exceder el límite de deriva inelástica establecida por la figura 9.

Coficiente I	1.3	Categoría de edificación y Coficiente de Importancia I	NEC-SE-DS 4.1
Derivas	0.02	Limites de as derivas de los pisos (Mampostería)	NEC-SE-DS 4.2.2

Figura 59: Coficiente I, Deriva máxima.

Elaborado: Steeven Castellanos.

4.4.4. Consideraciones para el pre-diseño y diseño conceptual.

Para la configuración estructural se consideró los parámetros de configuración en elevación y planta de acuerdo con la figura 10 y Figura 11.

∅ p	0.9	Coficiente de regularidad en planta	NEC-SE-DS 5.2.3.
∅ E	1	Coficiente de regularidad en elevación	NEC-SE-DS 5.2.3.

Figura 60: Coficientes de regularidad.

Elaborado: Steeven Castellanos.

4.4.5. Procedimiento de cálculo del DBF

Para la determinación del periodo de vibración T, donde interviene el tipo de estructura de acuerdo a la figura 14, se utiliza el método de estimación inicial del periodo estructural, y de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^{\alpha}$$

Ecuación 9: Periodo de vibración.

Elaborado: (NEC, 2015).

Ct	0.055	Coeficiente que depende de tipo de edificación	NEC-SE-DS 6.3.3.
hn (m)	56	Altura máxima de la edificación de n de pisos	Planos
x	0.75	Alfa	NEC-SE-DS 6.3.3.
T(NEC)	1.125910086	Periodo fundamental de vibración (segundos)	NEC-SE-DS 6.3.3.

Figura 61: Coeficientes para determinar el periodo de vibración.

Elaborado: Steeven Castellanos.

Se seleccionó uno de los grupos estructurales de acuerdo con la figura 15 para el factor de reducción sísmica R, por otro lado, el coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la figura 16, para el factor C se considera la ecuación:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E}$$

Ecuación 10: Cortante basal.

Elaborado: (NEC, 2015).

R	7	Factor de reducción de resistencia sísmica	NEC-SE-DS 6.3.4.
R	7	Factor de reducción de resistencia sísmica	Asumido
K	1.313	Ingresar	
C	0.1523	Ingresar	

Figura 62: Factores de reducción.

Elaborado: Steeven Castellanos.

4.5. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

En el análisis dinámico espectral se encontró el desplazamiento máximo de piso, derivas de entrepisos, cortantes dinámico y el diseño sismoresistente; estos parámetros fueron calculados por combinaciones cuadráticas por los valores obtenidos en los modos.

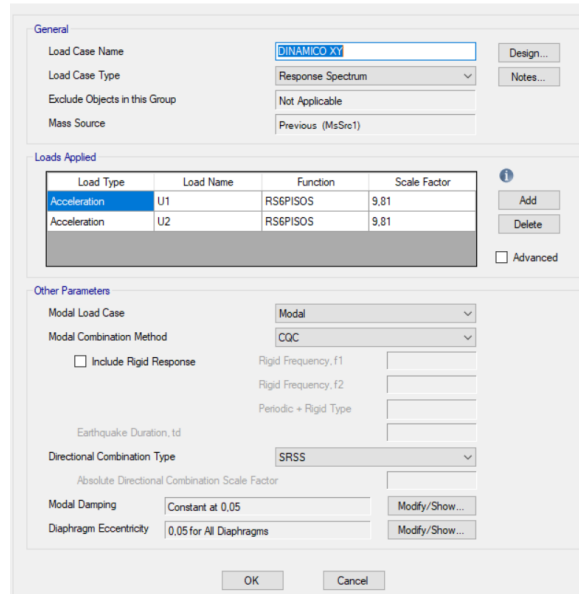


Figura 63: Análisis dinámico modal espectral.

Elaborado: Steeven Castellanos.

4.6. ESPECTRO ACELERACIONES

De acuerdo con la norma ecuatoriana de la construcción y sus parámetros se obtuvieron en el espectro de diseño de respuesta elástica de aceleraciones con las siguientes formulas:

$$zFa$$

$$Sa = \eta zFa$$

$$Sa = \eta zFa \left(\frac{Tc}{T} \right)^r$$

Ecuación 11: Formulas para armar el espectro elástico de diseño.

Elaborado: (NEC, 2015).

sa	0.48	Z*Fa		NEC-SE-DS 3.3.1.
sa	1.1904	n*Z*FA		NEC-SE-DS 3.3.1.
sa	0.738121037	n*Z*FA(Tc/T)^r	Espectro de respuesta elástico de aceleración	NEC-SE-DS 3.3.1.

Figura 64: Valores del espectro elástico.

Elaborado: Steeven Castellanos.

Para armar el espectro de aceleraciones se realizó una tabla en la cual se cumple el ajuste S_a con la ecuación $I*S_a/(R*\Phi P*\Phi E)$.

T	Sa	I*sa/(R*ΦP*ΦE)
0.0000	0.4800	0.0990
0.1269	1.1904	0.2456
0.1869	1.1904	0.2456
0.2469	1.1904	0.2456
0.3069	1.1904	0.2456
0.4869	1.1904	0.2456
0.5469	1.1904	0.2456
0.6069	1.1904	0.2456
0.6669	1.1904	0.2456
0.7000	1.1872	0.2450
0.7400	1.1231	0.2317
0.7800	1.0655	0.2199
0.8200	1.0135	0.2091
0.8600	0.9663	0.1994
0.9000	0.9234	0.1905
0.9400	0.8841	0.1824
0.9800	0.8480	0.1750
1.0200	0.8148	0.1681

Figura 65: Valores para armar el espectro elástico.

Elaborado: Steeven Castellanos.

Con los valores ya mencionados, calculados manualmente y verificados, se armó el espectro de diseño de respuesta elástica de aceleraciones como se presenta a continuación.

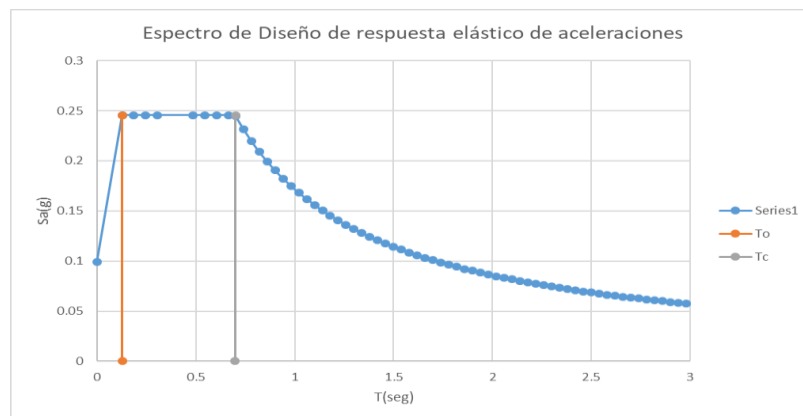


Figura 66: Espectro de aceleraciones.

Elaborado: Steeven Castellanos.

4.7. ESFUERZO DE CORTE BASAL DE DISEÑO SEGÚN LA NEC-2015

Se realiza el análisis estático con la finalidad de verificar las fuerzas cortantes mínimas del edificio, que se obtendrá mediante la comprobación del cortante basal estático y las fuerzas cortantes dinámicas.

El valor del cortante dinámico total en la base obtenida por cualquier método de análisis dinámico no debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

Figura 67: Parámetros de ajuste cortante basal.

Elaborado: (NEC, 2015).

Se realiza de acuerdo a la ecuación 12, la corrección del cortante dinámico y estático representado en la figura 68, de acuerdo a la dirección X como Y.

$$\text{Corrección X} = \frac{V_{\text{Estático}} * 0,85}{V_{\text{Dinámico}}}$$

$$\text{Corrección Y} = \frac{V_{\text{Estático}} * 0,85}{V_{\text{Dinámico}}}$$

Ecuación 12: Formulas corrección del cortante basal.

Elaborado: (NEC, 2015).

SX ESTÁTICO	LinStatic			-215.2426	33.5651
SY ESTÁTICO	LinStatic			-83.3017	-146.0431
SX DINÁMICO	LinRespSpec	Max		122.1962	27.4366
SY DINÁMICO	LinRespSpec	Max		73.509	59.8456
CORRECCION X				-1.49723322	
CORRECCION Y					-2.07428173

Figura 68: Cortante basal ajustado.

Elaborado: Steeven Castellanos.

De los valores de corrección, como se muestra en la figura 68, tanto para X como en Y, se los multiplica de acuerdo a la carga dinámica del valor de la gravedad por el valor de la corrección antes mencionada para cada dirección como se muestra a continuación en la figura 69-70.

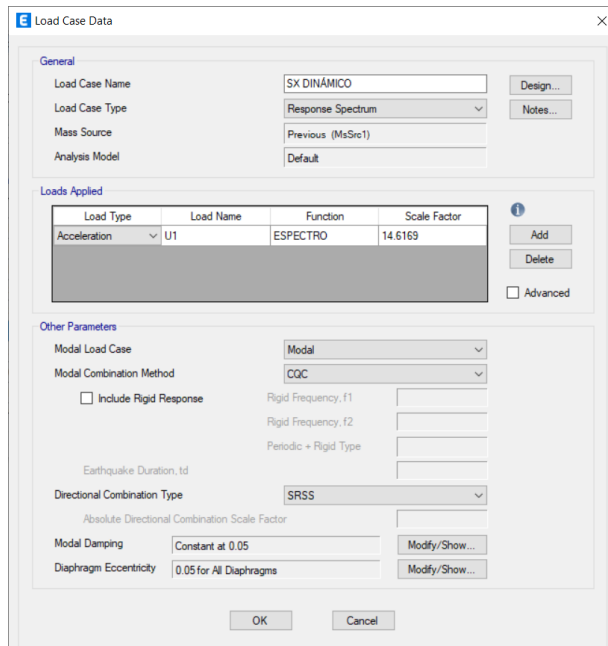


Figura 69: Load cases ajustado X.

Elaborado: Steeven Castellanos.

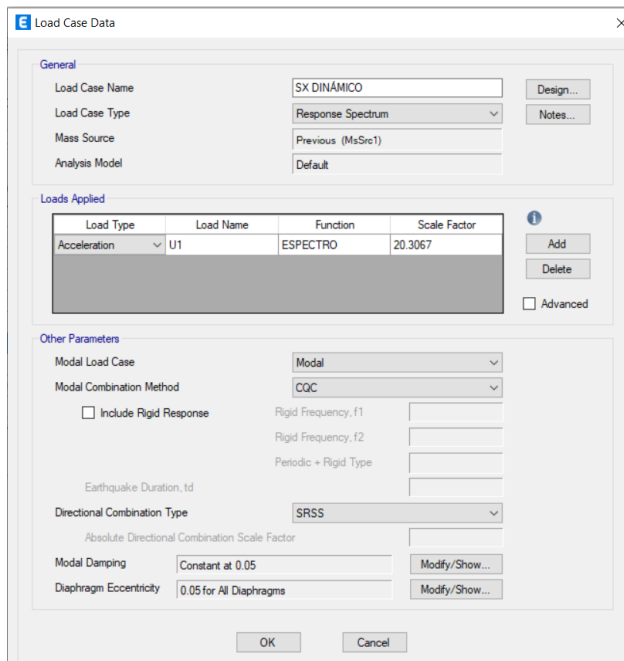


Figura 70: Load cases ajustado Y.

Elaborado: Steeven Castellanos.

Luego de haberse realizado todo el proceso de corrección del cortante basal estático con el dinámico se presenta en la siguiente figura como queda ajustado el cortante basal.

TABLE: Base Reactions									
Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
SX ESTÁTICO	LinStatic			-215.2426	33.5651	0	-378.193	-13749.7462	3284.5346
SY ESTÁTICO	LinStatic			-83.3017	-146.0431	0	13383.084	-914.8622	-1749.1971
SX DINÁMICO	LinRespSpec	Max		182.0724	40.8805	0	2976.0588	8968.6803	1948.786
SY DINÁMICO	LinRespSpec	Max		152.1637	123.8803	0	10353.3252	4454.0616	1851.472

Figura 71: Cortante basal ajustado.

Elaborado: Steeven Castellanos.

4.8. PERIODOS DE VIBRACIÓN

Los modos de vibración son formas de deformación de la estructura y depende de la distribución de masa y características de la rigidez y así cada modo está asociado a un periodo de vibración para cada modo por un grado de libertad y al asignar un diafragma rígido por piso, en el edificio se redujeron los grados de libertad a 3, por lo que se tiene tres modos de vibración por nivel, resultando un total de 36 modos de vibración.

De acuerdo a la norma ecuatoriana de la construcción, el periodo no debe sobrepasar el 30% de variación con el modelado en el programa matemático de elementos finitos que da como resultado figura 60 que es 1.29 segundos y el calculado por medio de la norma NEC da como resultado de 1.12 segundos como indica la figura 61.

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	1.294	0.773	4.8564	23.5842
Modal	2	1.21	0.827	5.1932	26.9691
Modal	3	0.83	1.205	7.5714	57.3264
Modal	4	0.341	2.936	18.4451	340.2234
Modal	5	0.239	4.177	26.2432	688.7079
Modal	6	0.2	4.993	31.3728	984.2514
Modal	7	0.175	5.707	35.8556	1285.6256
Modal	8	0.121	8.25	51.8385	2687.2251
Modal	9	0.106	9.478	59.5524	3546.4827
Modal	10	0.097	10.31	64.7818	4196.6774
Modal	11	0.087	11.552	72.5817	5268.1014
Modal	12	0.083	12.09	75.9642	5770.5639
Modal	13	0.065	15.389	96.6902	9348.9986
Modal	14	0.058	17.181	107.9524	11653.7155
Modal	15	0.052	19.1	120.0075	14401.8079

Figura 72: Periodos de vibración.

Elaborado: Steeven Castellanos.

4.9. DERIVAS

El límite permisible de las derivas de los pisos no excede los límites inelásticos establecidos en la figura 9, en la cual la deriva máxima se expresa con un porcentaje de la altura del piso, como se muestra a continuación:

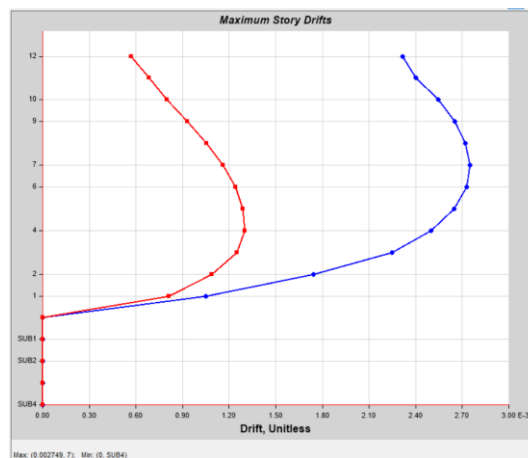


Figura 73: SX dinámico.

Elaborado: Steeven Castellanos.

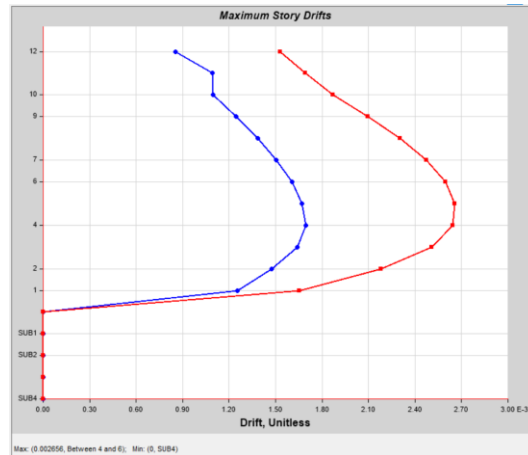


Figura 74: SY dinámico.

Elaborado: Steeven Castellanos.

En la verificación de derivas de acuerdo con la norma NEC como especifica que al aplicar fuerzas laterales de diseño para cada piso se obtiene un resultado de análisis elástico de la estructura y al aplicar los límites de la deriva para obtener la deriva inelástica se obtiene por medio de cálculos:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Ecuación 13: Deriva máxima.

Elaborado: (NEC, 2015).

$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$
$\Delta M X = 0.014$
$\Delta M Y = 0.013$

Figura 75: Deriva máxima X-Y.

Elaborado: Steeven Castellanos.

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máxima}$$

Ecuación 14: Verificación de derivas.

Elaborado: (NEC, 2015).

De acuerdo al grafico 75, se presenta las derivas máximas que tendrá la edificación de acuerdo con la norma NEC en la figura 9 se encuentra dentro de los límites admisibles de la figura 13.

4.10. SISTEMA ESPACIAL DE EJES Y COORDENADAS

Incluye todos los elementos estructurales de la edificación permitiéndole al programa matemático de elementos finitos establecer las coordenadas X, Y, Z de los distintos elementos ingresados y así realizar el modelamiento de manera precisa.

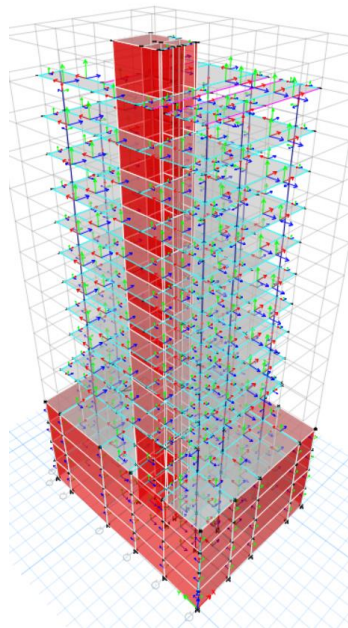


Figura 76: Ejes espaciales.

Elaborado: Steeven Castellanos.

4.11. COMBINACIONES DE DISEÑO

Se asignan las combinaciones de carga de acuerdo a la normativa de la construcción, de acuerdo a la ortogonalidad de los sismos a nivel de diseño, lo que se realiza es aumentar un 30% en la dirección contraria, esto quiere decir que si se obtiene la combinación en X se asume un 30% de incidencia en Y.

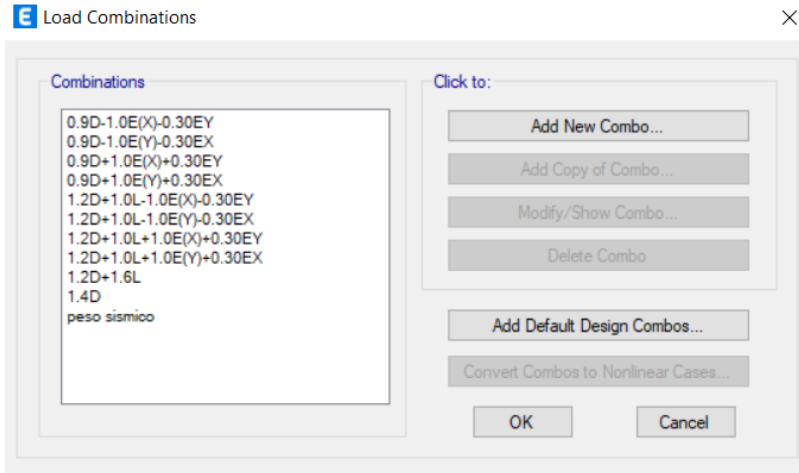


Figura 77: Combinaciones de diseño.

Elaborado: Steeven Castellanos.

4.12. DISEÑO A FLEXIÓN

Se deja el valor por defecto 0.75 en el apartado de pattern live load factor para considerar la alternabilidad de la carga, no se realiza ningún cambio se deja por defecto como nos da el programa.

	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-14
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Number of Interaction Curves	24
04	Number of Interaction Points	11
05	Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06	Design for B/C Capacity Ratio?	Yes
07	Seismic Design Category	D
08	Design System Omega0	2
09	Design System Rho	1
10	Design System Sds	0.5
11	Consider ICC-ES ESR-2107	No
12	Phi (Tension Controlled)	0.9
13	Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
14	Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
15	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
16	Phi (Shear Seismic)	0.6
17	Phi (Joint Shear)	0.85
18	Pattern Live Load Factor	0.75

Figura 78: Diseño a flexión.

Elaborado: Steeven Castellanos.

4.13. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER

El análisis no lineal estático PUSHOVER, sirve para determinar la respuesta de la fuerza cortante y el desplazamiento en toda la edificación y así poder determinar el desempeño sísmico aproximado que va a tener la misma. Se describe a continuación el paso a paso en el modelo matemático de elementos finitos todas las consideraciones que se deben tomar en cuenta:

4.13.1. No linealidad de materiales

Modelar de la infraestructura en 3D, asignar las propiedades no lineales como son del hormigón f'_c y el acero de refuerzo F_y F_u , se asigna las histéresis adecuadas de acuerdo al hormigón (TAKEDA) y al acero (KINEMATIC) para el análisis cíclico, para la curva fuerza deformación se considera a Mander para hormigón confinado y no confinado y Park para acero; se ingresa la deformación última de acuerdo a códigos internacionales el $4 \cdot 1000$, de acuerdo a Mander en forma general de igual manera la deformación en el punto de esfuerzo de $2 \cdot 1000$, la pendiente de la curva es de -0.1 para hormigón y para acero se considera el 1% para la deformación al inicio del endurecimiento y el 9% para la capacidad máxima.

Modelo constitutivo de mander – concreto

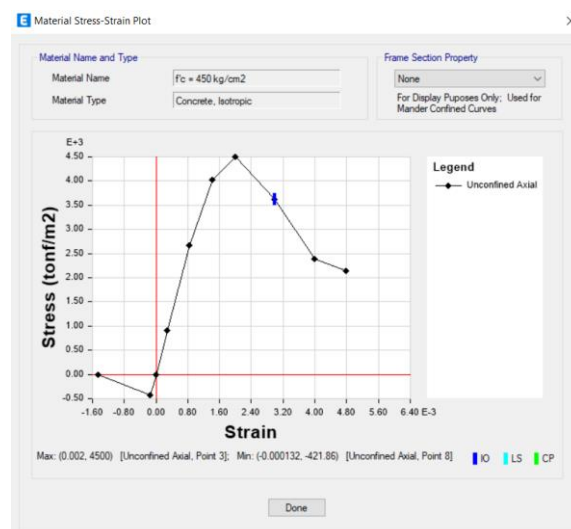


Figura 79: Modelo mander f_c 280 kg/cm².

Elaborado: Steeven Castellanos.

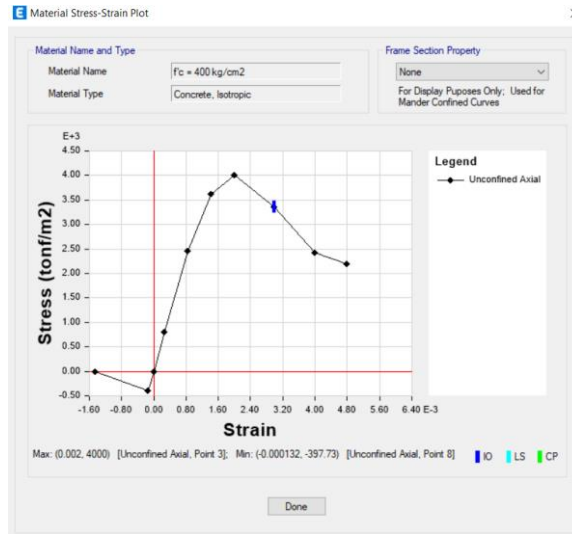


Figura 80: Modelo mander f_c 250 kg/cm².

Elaborado: Steeven Castellanos.

Modelo constitutivo de Park – acero

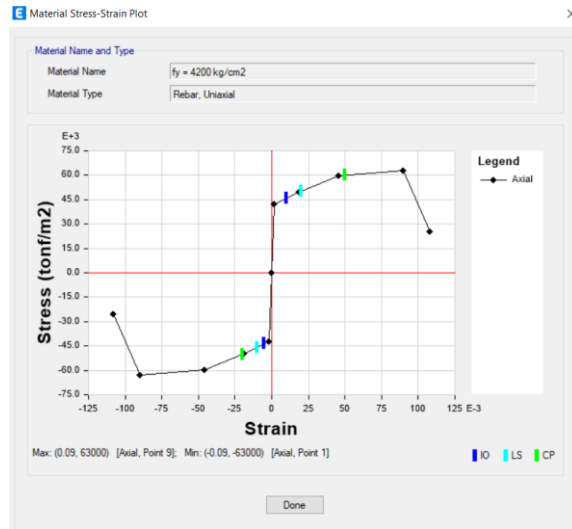


Figura 81: Modelo Park - acero de refuerzo.

Elaborado: Steeven Castellanos.

3.13.2. Rótulas

Definir las rótulas para elementos estructurales de columnas, vigas y muros de acuerdo al código internacional NIST de la plasticidad distribuida, el uso de tipo fibra la que se basa en toda la longitud del elemento y no solo en sus extremos; dentro de la

sección los esfuerzos se encuentran más controlados a lo largo y ancho del elemento. El código ACI 318 recomienda en modelos tipo fibra, no aplicar los valores de rigidez efectiva, ya que esta representa los efectos de agrietamiento en el concreto y la deformación de las armaduras.

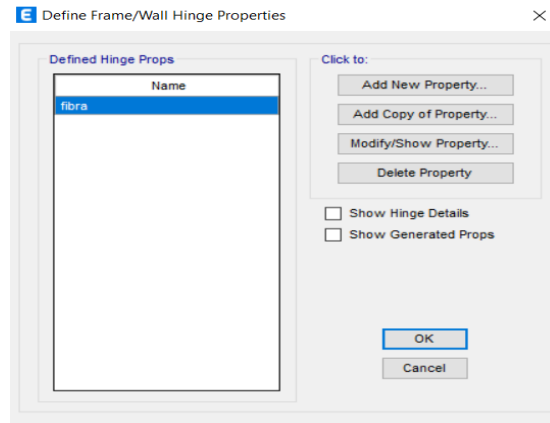


Figura 82: Propiedades de las rotulas.

Elaborado: Steeven Castellanos.

3.13.3. Carga de gravedad

Asignar cargas a las que trabaja la infraestructura y las combinaciones para el análisis estático no lineal; la carga de gravedad es considerada de acuerdo a códigos internacionales como ASCE 41-17 donde el factor de carga muerta $1.1CM$ y carga viva $1.1CM*0.25CV$, adicional se define las cargas monolíticas PUSHOVER, en no lineal estático tomando en cuenta que se consideran a partir de la carga de gravedad, el patrón asumido para el análisis es cercano al de un triángulo invertido debido a que se ha considerado las fuerzas acorde a la suma progresiva de las masas para un movimiento transnacional netamente, se ingresa la condición $X=U1$ y $Y=U2$ de acuerdo al desplazamiento monitoreado eligiendo el techo del edificio el punto final para cada eje respectivamente.

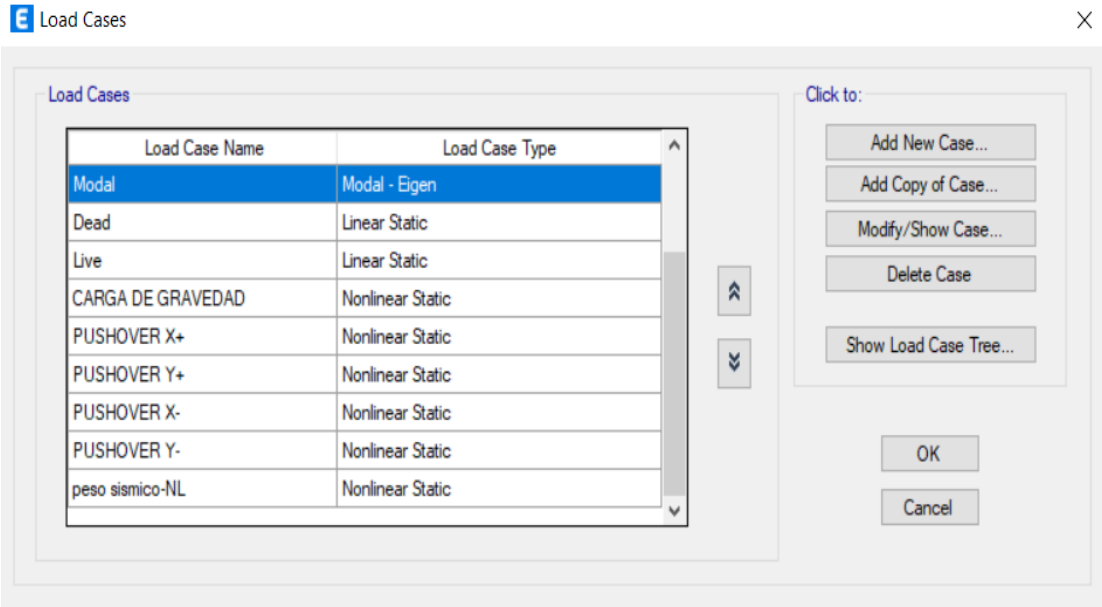


Figura 83: Casos de carga.
Elaborado: Steeven Castellanos.

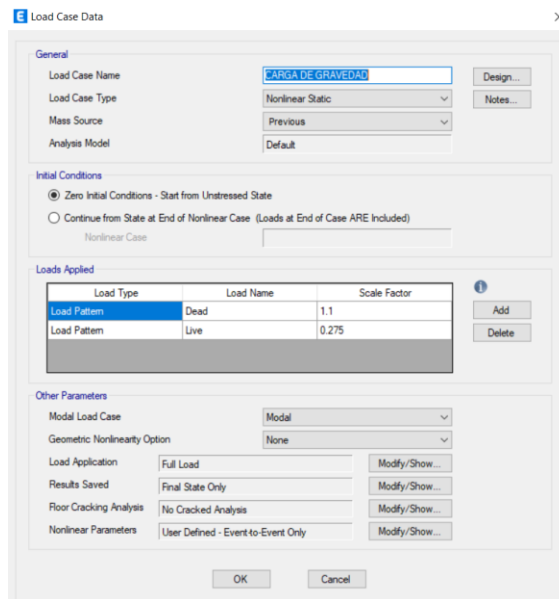


Figura 84: Carga de gravedad.
Elaborado: Steeven Castellanos.

3.13.4. Cargas monolíticas

Para cargas monolíticas se realizó mediante cargas laterales con distribución tipo aceleraciones; en la que la fuerza de cada nivel aumenta conforme el peso sísmico de

los niveles inferiores, ya que por su altura ninguna masa efectiva por modo representa a toda la infraestructura. (Krawinkler, 1998).

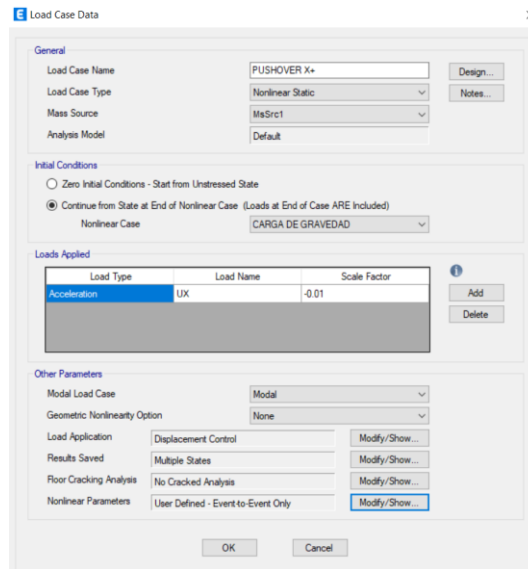


Figura 85: Pushover.

Elaborado: Steeven Castellanos.

3.13.5. Convergencia

Los resultados intermedios fueron necesarios para saber el comportamiento real de la edificación durante la aplicación de fuerzas laterales, es importante para el pushover, ya que requiere de datos para que se desarrolle la curva de capacidad y garantizando la convergencia de la solución; tomando en cuenta que entre más pasos se realice, más puntos tendrá la curva y está afectará la memoria de consumo del programa.

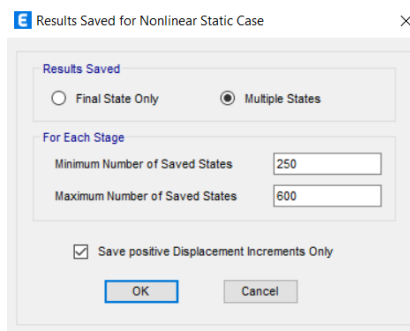


Figura 86: Pushover.

Elaborado: Steeven Castellanos.

3.13.6. Representación matemática

La representación matemática no lineal se ingresa por medio de parámetros de solución control mediante el Event-To-Event de fuerzas, hasta encontrar cambios bruscos en la matriz de rigidez con una tolerancia a la convergencia del 1%.

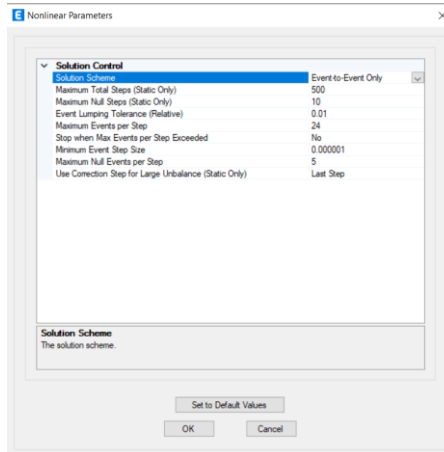


Figura 87: Solución control.

Elaborado: Steeven Castellanos.

3.13.7. Plasticidad de elementos

Asignar la plasticidad de los elementos estructurales considerando el código internacional NIST, donde asume el tipo fibra para toda la distribución plástica ya que este considera a todo el elemento.

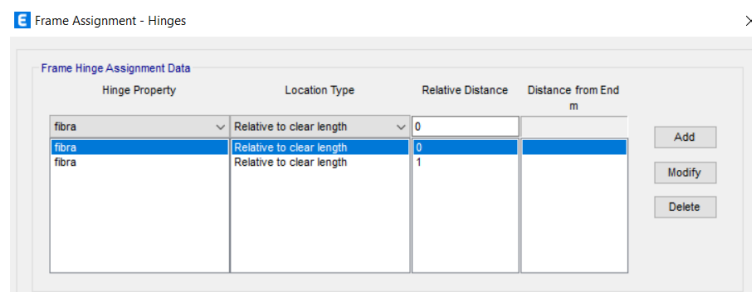


Figura 88: Asignación de plasticidad.

Elaborado: Steeven Castellanos.

3.13.8. Espectro de diseño.

Definir el espectro de diseño de aceleraciones ingresando manualmente al programa todos los parámetros lineales tomando en consideración el factor $R=1$ para casos no lineales.

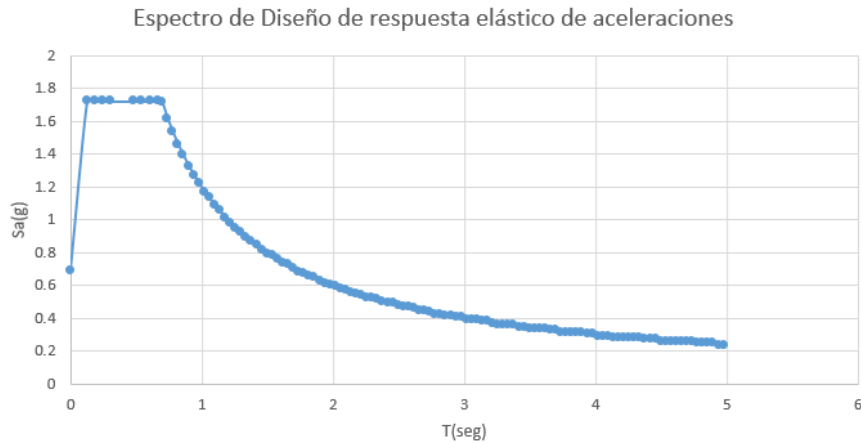


Figura 89: Espectro $R=1$.

Elaborado: Steeven Castellanos.

3.13.9. Resultados Pushover X-Y

Finalmente, una vez ingresados todos los parámetros no lineales por diferentes criterios, se corre el modelo, por lo cual se ejecuta el análisis modal, carga de gravedad, pushover X, pushover Y. para obtener la curva de capacidad:

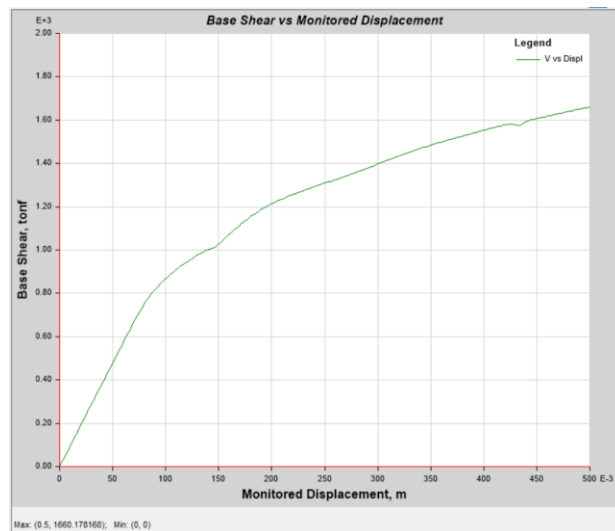


Figura 90: Pushover X.

Elaborado: Steeven Castellanos.

En el resultado de la figura 90 se observa el desplazamiento máximo de 0.5 metros y una fuerza de 1660.17 toneladas.

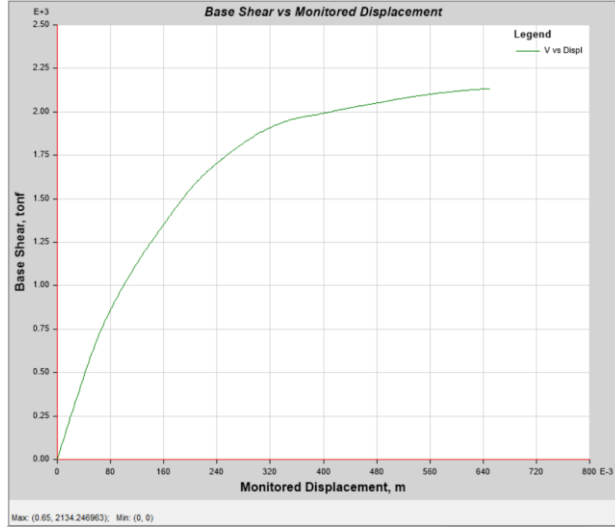


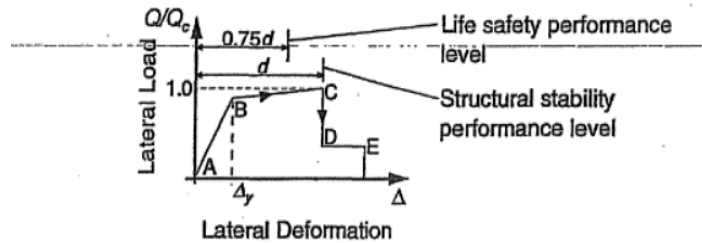
Figura 91: Pushover Y.

Elaborado: Steeven Castellanos.

Para Pushover en Y se obtiene un desplazamiento de 0.65 metros y una fuerza de 2134.24 tonelada.

3.14.10. Código ATC 40

Se calculó el nivel de confiabilidad asumida en el acero de refuerzo del elemento más representativo tanto para el eje X como para el Y.



(a) Primary Actions, Components and Elements

Figura 92: Criterio de aceptación de cargas típicas para elementos primarios.

Elaborado: (ATC, 1996).

En la descripción de la figura 92, se considerada como primaria ya que colapsa en el punto C, para tener un margen de seguridad en los puntos A-B, no se observa daño visible y permanece en el rango elástico, mientras que en los puntos B-C, inicia la parte plástica ganando resistencia hasta que cae en el punto C-D, ya que el daño es severo, por último, en el punto E llegar al colapso total.

Criterios de aceptación en muros de hormigón armado según el ATC-40, se calcula a partir del elemento más crítico, en este caso sería el muro en la dirección X – Y, se utiliza las siguientes ecuaciones:

$$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c} \leq \frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$$

Ecuación 15: Parámetros para controlar flexión.

Elaborado: (ATC, 1996).

Cálculos X-Y de los elementos más representativos.

Primeramente, consideramos el elemento más representativo de la estructura para a continuación obtener: ancho, largo, resistencia a la compresión, fluencia del acero; del programa de elementos finitos, obtenemos la fuerza de diseño y la carga axial del elemento; de la distribución adecuada para acero de refuerzo se consideró el mínimo ya que no se realizó ensayos de pachómetro, entonces tenemos: acero a tracción, acero a compresión, acero mínimo, que sirvieron para aplicar en la ecuación 15.

Component Type	Performance Level ⁴						
	Primary			Secondary			
	IO	LS	SS	LS	SS		
1. Walls and wall segments controlled by flexure							
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c}$ ¹	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ ²	Boundary Element ³					
≤ 0.1	≤ 3	C	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	C	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 3	C	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	C	0.001	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 3	NC	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	NC	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 3	NC	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	NC	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004

- A_s = the cross-sectional area of longitudinal reinforcement in tension, A_s' = the cross-sectional area of longitudinal reinforcement in compression, f_y = yield stress of longitudinal reinforcement, P = axial force acting on the wall considering design load combinations, t_w = wall web thickness, l_w = wall length, and f_c = concrete compressive strength.
- V = the design shear force acting on the wall, and other variables are as defined above.
- The term "C" indicates the boundary reinforcement effectively satisfies requirements of ACI 318. The term "NC" indicates the boundary requirements do not satisfy requirements of ACI 318.
- Linear interpolation between values listed in the table is permitted.
IO = Immediate Occupancy
LS = Life Safety
SS = Structural Stability
- For lightweight concrete, use 75 percent of tabulated values (see Section 9.5.2.2).

Figura 95: Nivel límite del elemento.

Elaborado: (ATC, 1996).

3.13.11. Código ASCE 41-13 NPS

Con el código ASCE 41-13 NPS, se calcula por medio de desplazamientos para obtener el desempeño de la infraestructura con las siguientes formulas tal como describe el código:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Ecuación 16: Desplazamiento objetivo.

Fuente: (ASCE, 2017).

Number of Stories	Shear Buildings ^a		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Figura 96: Valores del factor de modificación Co.

Fuente: (ASCE, 2017).

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{aT_e^2}$$

Ecuación 17: Factor de relación C1.

Fuente: (ASCE, 2017).

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{T_e} \right)^2$$

Ecuación 18: Factor de relación C2.

Fuente: (ASCE, 2017).

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Ecuación 19: Periodo efectivo.

Fuente: (ASCE, 2017).

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$$

Ecuación 20: Relación de resistencia.

Fuente: (ASCE, 2017).

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Figura 97: Masa efectiva de acuerdo al tipo de estructura Cm.

Fuente: (ASCE, 2017).

De acuerdo a las formulas y figuras descritas por el código ASCE41-13 NPS que prescribe se procede al cálculo a mano para la dirección X-Y:

3.13.11.1. DIRECCIÓN X:

Co: Factor para relacionar el desplazamiento del techo.

De la figura 96, se obtiene el Co que describe para +10 pisos, considerar un factor de 1.3 para estructuras convencionales de carga tipo triangular.

Figura 84	Co	1.3
-----------	----	-----

Figura 98: Factor Co dirección X.

Elaborado: Steeven Castellanos.

C1: Factor para relacionar el máximo desplazamiento inelástico espectral.

De acuerdo al código se puede calcular mediante la ecuación 17, pero si el periodo de vibración es mayor a 1.0 segundos, el valor de C1=1, ya que el periodo de vibración es de 1.155 segundos del análisis de la estructura.

Ecuación 17	C1	1
-------------	----	---

Figura 99: Factor C1 dirección X.

Elaborado: Steeven Castellanos.

C2: Factor de modificación para representar el efecto de la forma de histérica.

De acuerdo al código, el factor C2 se calcula con la ecuación 18, pero, si el periodo es mayor a 0.7 segundos, el factor de C2=1, ya que el periodo de vibración es de 1.29 segundos del análisis de la estructura.

Ecuación 18	C2	1
-------------	----	---

Figura 100: Factor C2 dirección X.

Elaborado: Steeven Castellanos.

Te: Periodo fundamental efectivo elástico.

Se calcula tomando como consideración K_i , K_e , T_i , del análisis elástico.

K_i : Rigidez lateral elástica.

K_e : Rigidez lateral efectiva.

T_i : Periodo fundamental elástico.

K_i (tonf/m)	9586.241
K_e (tonf/m)	9586.241
T_i (sec)	0.823

Figura 101: Factor K_i - K_e - T_i dirección X.

Fuente: Etabs.

Después se realiza el cálculo a mano del periodo fundamental efectivo elástico como describe la Ecuación 19.

Ecuación 19	T_e (seg)	0.823
-------------	-------------	-------

Figura 102: Factor T_e dirección X.

Elaborado: Steeven Castellanos.

Sa: Aceleración del espectro elástico.

0.70	1.1872256	1.71488142
0.72	1.15424711	1.66724583
0.74	1.12305124	1.62218513

Figura 103: Espectro $R=1$ dirección X.

Elaborado: Steeven Castellanos.

Entonces, el Sa por medio del periodo fundamental efectivo $T_e=0.719$ y mirando en el espectro correspondería a un valor de 1.66, que se obtiene de la interpolación de los resultados de la figura 103.

Figura 91	Sa	1.66
-----------	----	------

Figura 104: Factor Sa dirección X.

Elaborado: Steeven Castellanos.

Ustength: Relación de resistencia.

El factor de relación de resistencia se calcula de acuerdo a la ecuación 20, donde interviene la aceleración en el espectro, cortante de fluencia, peso sísmico, el factor del tipo de estructura.

Ecuación 20	ustrg	5.93419404
-------------	-------	------------

Figura 105: Ustength dirección X.

Elaborado: Steeven Castellanos.

Vy: Cortante en la parte de fluencia

El cortante de fluencia se obtiene del modelo matemático de elementos finitos de la curva pushover.

Cortante en la parte de fluencia	Vy (Tonf)	869.7281
----------------------------------	-----------	----------

Figura 106: Factor Vy dirección X.

Fuente: Etabs.

W: Peso sísmico efectivo

Se considera del programa de elementos finitos, la suma de la masa sísmica desde el nivel +/-000 hasta el techo, no se considera los subsuelos.

Story	Diaphragm	Mass X tonf
1	D1	409.5698
2	D2	334.926
3	D3	332.9708
4	D4	330.6954
5	D5	330.6954
6	D6	330.6954
7	D7	330.6954
8	D8	330.6954
9	D9	330.6954
10	D10	328.1717
11	D11	214.8087
12	D12	41.6923
Peso sísmico		3646.312

Figura 107: Peso sísmico X.

Fuente: Steeven Castellanos.

Peso sísmico	Weight (tonf)	3646.312
--------------	---------------	----------

Figura 108: Peso sísmico X.

Fuente: Steeven Castellanos.

Cm: factor de masa efectiva del tipo de estructura

Se lo admite de acuerdo al tipo de estructura y los niveles de pisos, se asume Cm=1, cuando el periodo de vibración es mayor a 1 segundo.

Figura 85	Cm	1
-----------	----	---

Figura 109: Factor Cm dirección X.

Fuente: Steeven Castellanos.

Delta: desplazamiento objetivo.

De acuerdo al código se calcula mediante la ecuación 16, para obtener el desplazamiento objetivo cuando ya tenemos calculados todos los factores mencionados anteriormente se procede al cálculo:

Ecuación 16	delta(m)	0.36321216
-------------	----------	------------

Figura 110: Desplazamiento objetivo X.

Fuente: Steeven Castellanos.

Se compara con los resultados obtenidos en el programa matemático de elementos finitos:

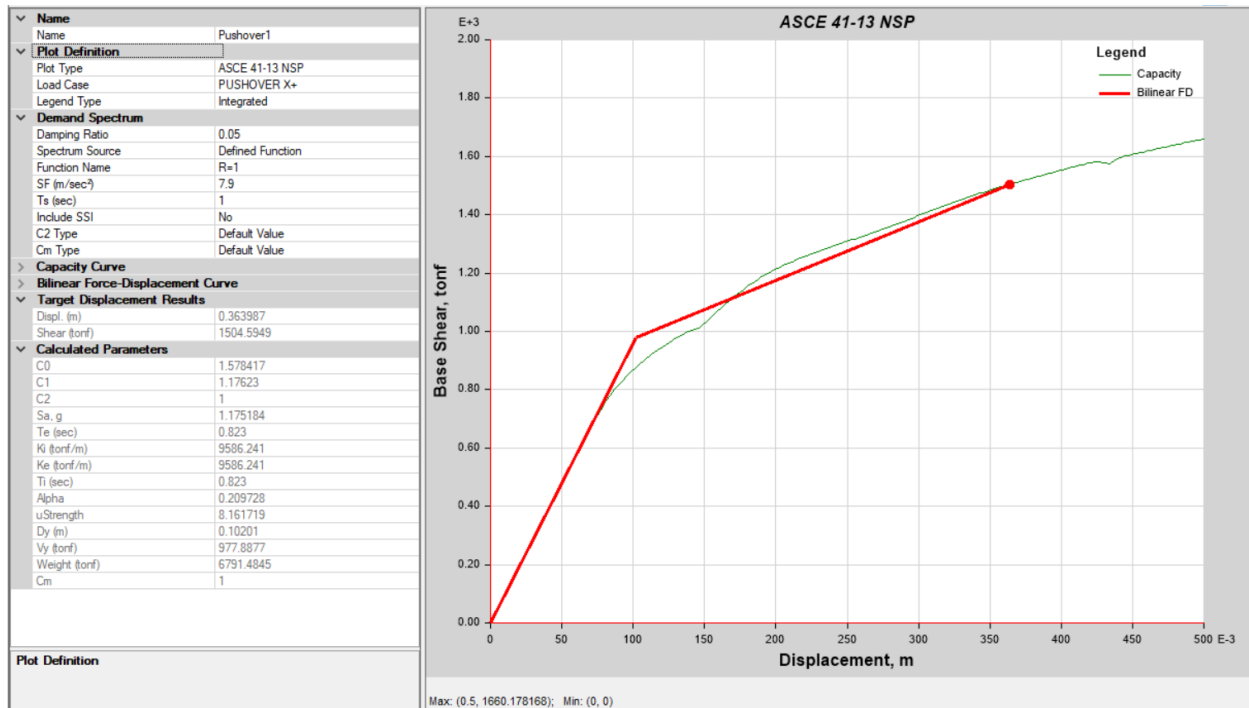


Figura 111: ASCE41-13 dirección X.

Fuente: Steeven Castellanos.

Como se observa en la figura 111 para la dirección X, expresa que el desplazamiento objetivo, calculado a mano vs el programa, da como resultado un valor de 0.36 metros.

3.13.11.2. DIRECCIÓN Y:

Co: Factor para relacionar el desplazamiento del techo.

De la figura 96, obtenemos el Co que describe para +10 pisos considerar un factor de 1.3 para estructuras convencionales de carga tipo triangular.

Figura 84	Co	1.3
-----------	----	-----

Figura 112: Factor Co dirección Y.

Elaborado: Steeven Castellanos.

C1: Factor para relacionar el máximo desplazamiento inelástico espectral.

De acuerdo al código se puede calcular mediante la ecuación 17, pero, si el periodo de vibración es mayor a 1.0 segundos, el valor de $C1=1$, ya que el periodo de vibración es de 1.29 segundos del análisis de la estructura.

Ecuacion 17	C1	1
-------------	----	---

Figura 113: Factor C1 dirección Y.

Elaborado: Steeven Castellanos.

C2: Factor de modificación para representar el efecto de la forma de histérica.

De acuerdo al código el factor C2 se calcula con la ecuación 18, pero, si el periodo es mayor a 0.7 segundos, el factor de $C2=1$, ya que el periodo de vibración es de 1.29 segundos del análisis de la estructura.

Ecuación 18	C2	1
-------------	----	---

Figura 114: Factor C2 dirección Y.

Elaborado: Steeven Castellanos.

Te: Periodo fundamental efectivo elástico.

Se calcula tomando como consideración K_i , K_e , T_i , del análisis elástico.

K_i : Rigidez lateral elástica.

K_e : Rigidez lateral efectiva.

Ti: Periodo fundamental elástico.

Ki (tonf/m)	12504.798
Ke (tonf/m)	11934.069
Ti (sec)	0.772

Figura 115: Factor Ki-Ke-Ti dirección Y.

Fuente: Etabs.

Después se realiza el cálculo a mano del periodo fundamental efectivo elástico como describe la Ecuación 19.

Ecuación 19	Te (seg)	0.79022016
-------------	----------	------------

Figura 116: Factor Te dirección Y.

Elaborado: Steeven Castellanos.

Sa: Aceleración del espectro elástico.

0.70	1.1872256	1.71488142
0.72	1.15424711	1.66724583
0.74	1.12305124	1.62218513

Figura 117: Espectro R=1 dirección Y.

Elaborado: Steeven Castellanos.

Entonces, el Sa por medio del periodo fundamental efectivo $T_e=0.719$ y mirando en el espectro correspondería a un valor de 1.66 que se obtiene de la interpolación de los resultados de la figura 117.

Figura 105	Sa. (g)	1.66
------------	---------	------

Figura 118: Factor Sa dirección Y.

Elaborado: Steeven Castellanos.

Ustength: Relación de resistencia.

El factor de relación de resistencia se calcula de acuerdo a la ecuación 20, donde interviene la aceleración en el espectro, cortante de fluencia, peso sísmico, el factor del tipo de estructura.

Ecuación 20	ustrg	6.98462719
-------------	-------	------------

Figura 119: Ustength dirección Y.

Elaborado: Steeven Castellanos.

Vy: Cortante en la parte de fluencia

El cortante de fluencia se obtiene del modelo matemático de elementos finitos de la curva pushover.

Cortante en la parte de fluencia	Vy (Tonf)	866.6
----------------------------------	-----------	-------

Figura 120: Factor Vy dirección Y.

Fuente: Etabs.

W: Peso sísmico efectivo

Se considera del programa de elementos finitos la suma de la masa sísmica desde el nivel +/-000 hasta el techo, no se considera los subsuelos.

Story	Diaphragm	Mass Y tonf
1	D1	409.5698
2	D2	334.926
3	D3	332.9708
4	D4	330.6954
5	D5	330.6954
6	D6	330.6954
7	D7	330.6954
8	D8	330.6954
9	D9	330.6954
10	D10	328.1717
11	D11	214.8087
12	D12	41.6923
Peso sísmico		3646.312

Figura 121: Peso sísmico Y.

Fuente: Steeven Castellanos.

Peso sísmico	Weight (tonf)	3646.312
--------------	---------------	----------

Figura 122: Peso sísmico Y.

Fuente: Steeven Castellanos.

Cm: factor de masa efectiva del tipo de estructura

Se lo admite de acuerdo al tipo de estructura y los niveles de pisos, se asume Cm=1, cuando el periodo de vibración es mayor a 1 segundo.

Figura 83	Cm	1
-----------	----	---

Figura 123: Factor Cm dirección Y.

Fuente: Steeven Castellanos.

Delta: desplazamiento objetivo.

De acuerdo al código se calcula mediante la ecuación 16 para obtener el desplazamiento objetivo, cuando ya tenemos calculados todos los factores mencionados anteriormente se procede al cálculo:

Ecuación 16	delta (m)	0.3348551
-------------	-----------	-----------

Figura 124: Desplazamiento objetivo Y.

Fuente: Steeven Castellanos.

Se compara con los resultados obtenidos en el programa matemático de elementos finitos:

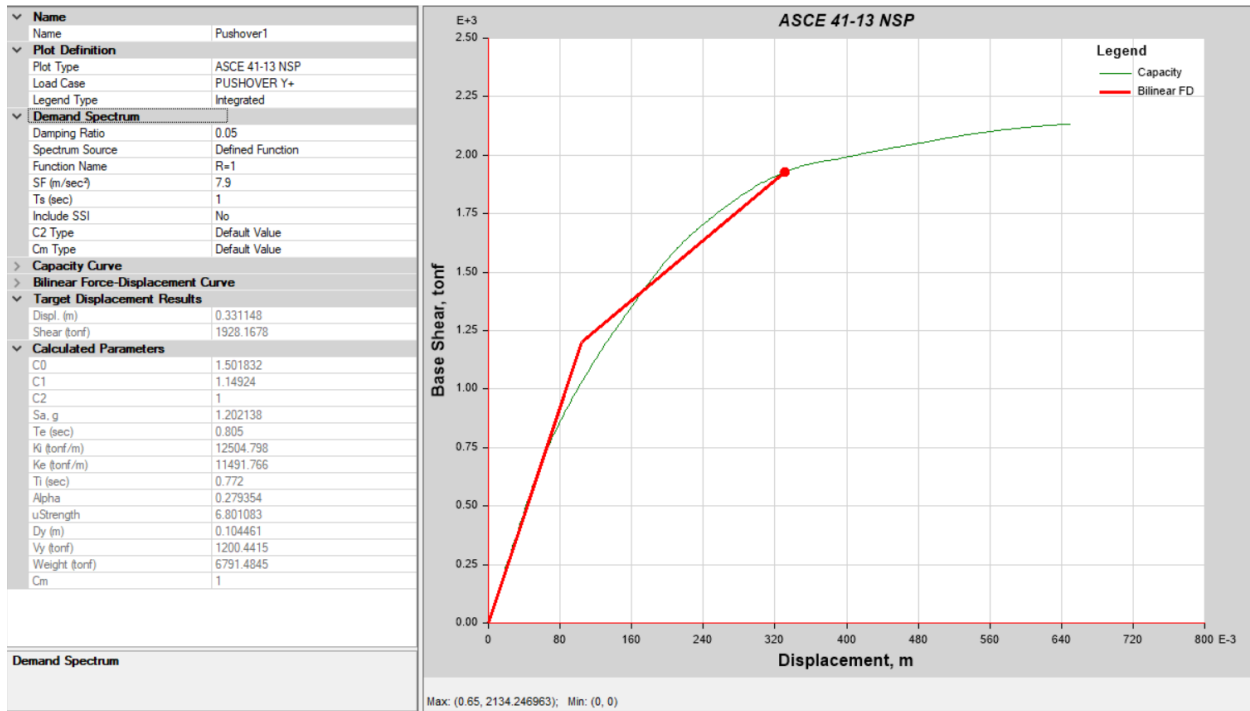


Figura 125: ASCE41-13 dirección Y.
Fuente: Steeven Castellanos.

Como se observa en la figura 125 para la dirección Y, expresa que el desplazamiento objetivo, calculado a mano vs el programa, da como resultado un valor de 0.33 metros.

3.13.12. Desempeño sísmico

La curva de desempeño se calcula a partir de toda la estructura global tanto para X como para Y, tomando en consideración los límites del nivel de desempeño expresado en la figura 126.

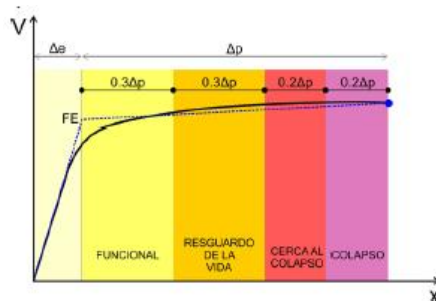


Figura 126: Parámetros curva capacidad y diseño.
Fuente: (Muñoz, 2021).

3.13.12.1. PUSHOVER X:

Para calcular el nivel desempeño de la estructura por medio de los parámetros de curva capacidad, donde se puede observar el punto de fluencia que se encuentra a 0.11 metros y el punto máximo en 0.5 metros, de esta manera restando el punto máximo del punto de fluencia se obtiene la plasticidad que da como resultado 0.39 metros; como describe los parámetros de la figura 126, para obtener el nivel de desempeño óptimo de acuerdo a los límites:

IO: punto de fluencia 11 cm + 0.30*plasticidad(39cm) = 22.7 cm

LS: limite IO + 0.30*plasticidad(39cm) = 34.4 cm

CP: limite LS + 0.20*plasticidad(39cm) = 42.2 cm

C: limite CP + 0.20*plasticidad(39cm) = 50 cm

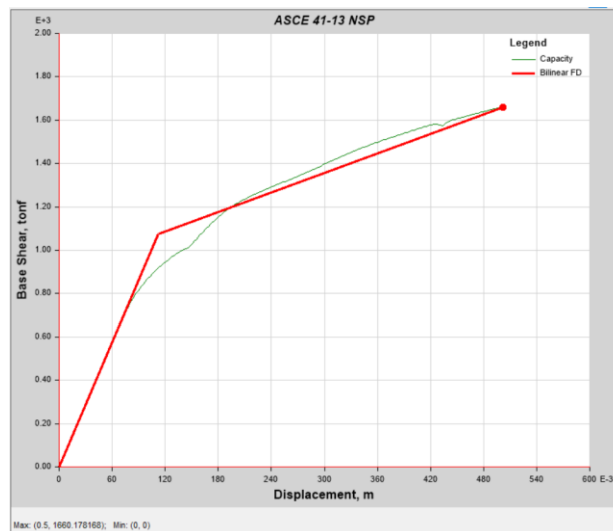


Figura 127: Curva de capacidad Pushover X.

Fuente: Steeven Castellanos.

El desplazamiento objetivo da un valor de 0.27m, que corresponde a 27cm, este se encuentra dentro de un nivel de desempeño LS correspondiente a seguridad de vida, ya que no sobrepasa el límite de la frontera que corresponde a 33.6 cm.

3.13.12.2. PUSHOVER Y:

Para calcular el nivel desempeño de la estructura por medio de la curva de capacidad, donde se puede observar el punto de fluencia que se encuentra a 0.17 metros y el punto máximo en 0.65 metros, de esta manera restando el punto máximo del punto de fluencia se obtiene la plasticidad que da como resultado 0.48 metros; como describe los parámetros de la figura 126, para obtener el nivel de desempeño óptimo de acuerdo a los límites:

IO: punto de fluencia 17 cm + 0.30*plasticidad(48cm) = 31.4 cm

LS: limite IO + 0.30*plasticidad(48cm) = 45.8 cm

CP: limite LS + 0.20*plasticidad(48cm) = 55.4 cm

C: limite CP + 0.20*plasticidad(48cm) = 65 cm

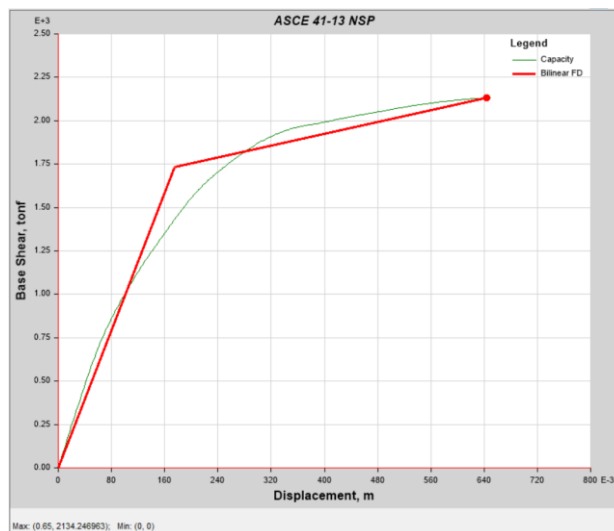


Figura 128: Curva de capacidad Pushover X.

Fuente: Steeven Castellanos.

El desplazamiento objetivo da un valor de 0.25m, que corresponde a 25cm este se encuentra dentro de un nivel de desempeño IO, correspondiente a ocupación inmediata, ya que no sobrepasa el límite de la frontera que corresponde a 30.7 cm.

3.13.13. Formación de rótulas

3.13.13.1. Dirección X

Se observa la estructura con la formación de rótulas distribuidas, donde se puede observar de acuerdo a cada nivel de desempeño por medio de colores, la deformación del punto 86 que corresponde al más lejano del techo las rótulas con un desplazamiento de 24 cm en la viga del eje 1 entre A-B, está dentro del nivel de acuerdo al color verde en un rango de ocupación de vida.

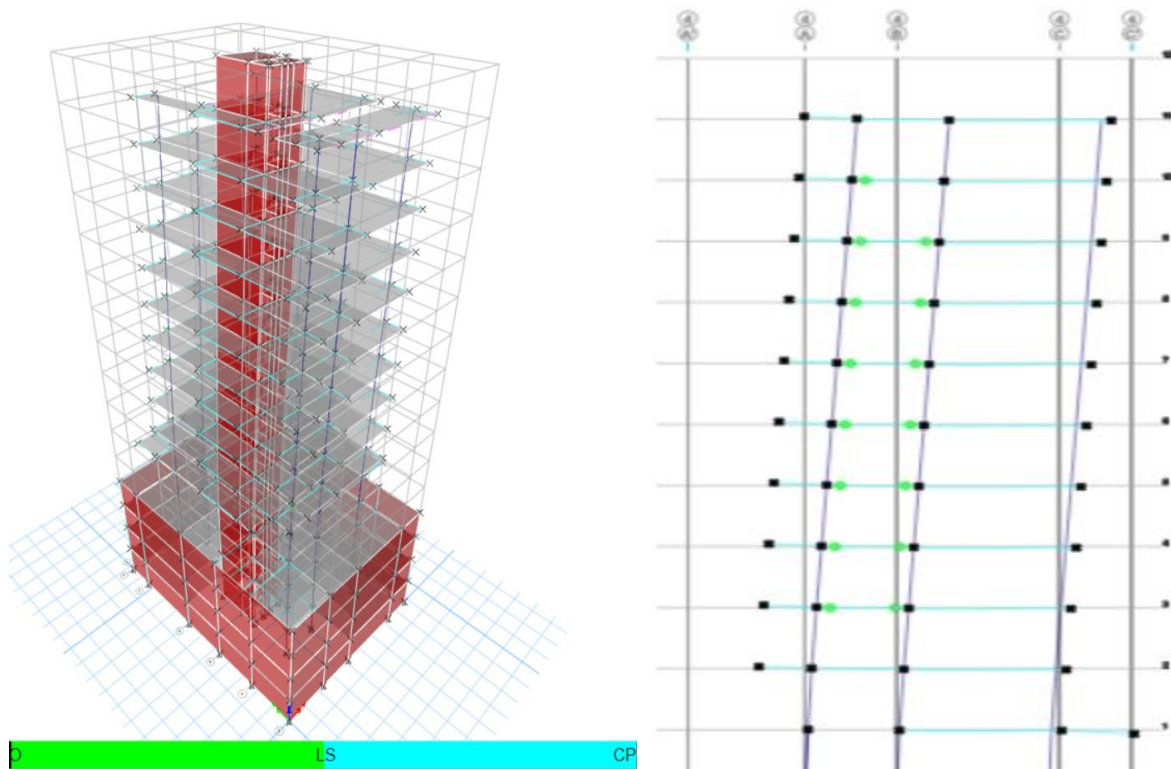


Figura 129: Rotulas distribuidas Pushover X

Fuente: Steeven Castellanos

3.13.13.2. Dirección Y

Se observa la estructura con la formación de rótulas distribuidas donde se puede observar de acuerdo a cada nivel de desempeño por medio de colores, la deformación del punto 86, que corresponde al más lejano del techo la primera rótula con un

desplazamiento de 15 cm en la viga del eje C entre 4-3, 3-2, y está dentro del nivel de acuerdo al color verde para ocupación inmediata.

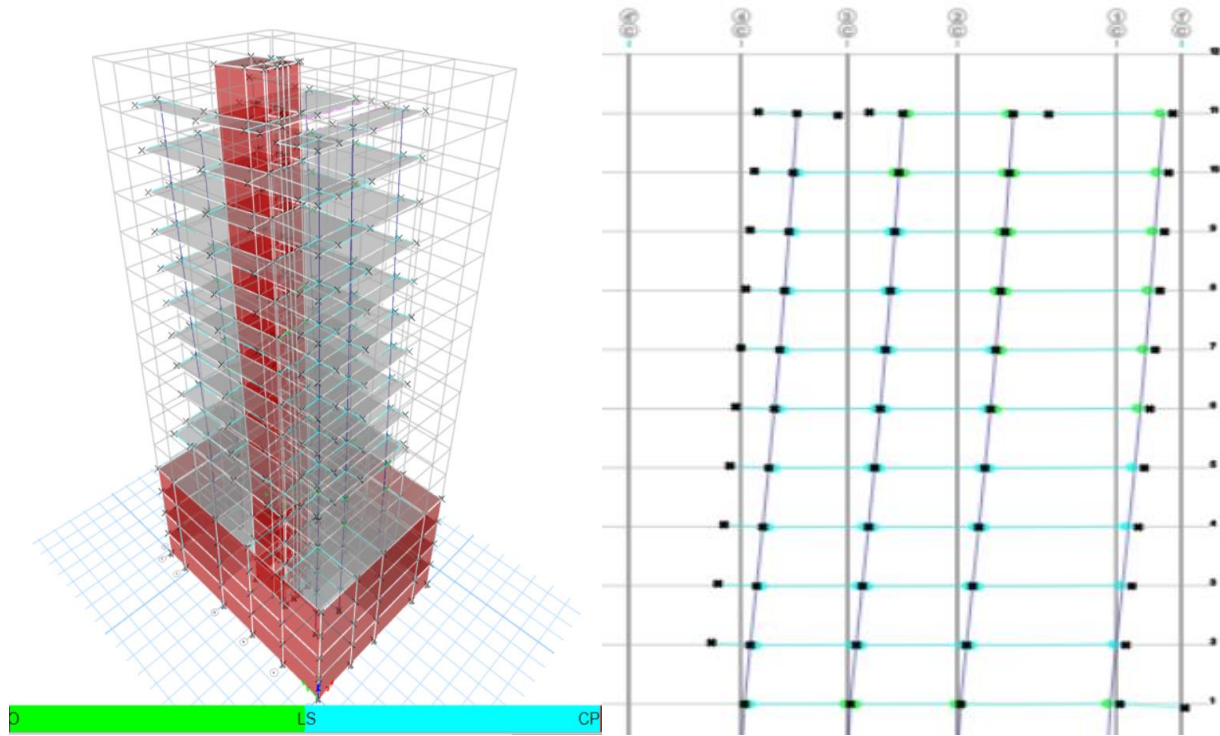


Figura 130: Rotulas distribuidas Pushover Y.

Fuente: Steeven Castellanos.

CONDICIONES

Si bien, el estudio realizado para el proyecto de titulación es pertinente, ya que los resultados obtenidos en el levantamiento de información son a la fecha y en condiciones actuales de la edificación; por otra parte, no se obtuvo la memoria de cálculo para comparar resultados, se modeló de acuerdo para carga viva y carga muerta. Se realizó con ensayos no destructivos a condiciones actuales por medio de esclerómetro se considera la corrección de edad ya que este es basado en resistencia relativa. Se asume el acero de refuerzo al 1% de acuerdo para cada elemento como especifica la norma NEC, no se realizó ensayos de pachómetro.

CONCLUSIONES

Frente a la información recaudada en campo, se determinó la resistencia a la compresión del hormigón con ensayos no destructivos, aplicando el método de número de rebote por elemento estructural, alcanzando una resistencia del hormigón por corrección de edad en columnas, vigas y muros de 280 kg/cm² a diferencia de sus losas 250 kg/cm².

Se concluye, que el modelo numérico tridimensional tomó en consideración el efecto de carga excéntrica en las columnas debido a que no se encuentran centradas con las vigas; para el análisis modal espectral acorde a la NEC, el edificio cumple con la deriva máxima del 2% en ambas direcciones debido a que se obtuvo una deriva máxima de 1.4% en la dirección XX y una deriva máxima de 1.3% en la dirección YY; se obtuvo un periodo de 1.29 segundos calculado en el programa y en el cálculo manual 1.12 segundos y es aceptable por la NEC con un 30% de variación.

Durante el desarrollo de la investigación, la representación de las cargas dinámicas se realizó mediante cargas laterales con una distribución de tipo aceleración en la que las fuerzas en cada nivel aumentan conforme el peso sísmico de los niveles inferiores. Este tipo de distribución se toma de forma teórica debido a la similitud con el

tipo triangular por la altura e irregularidad en planta; ningún modo de la masa efectiva representa únicamente a toda la estructura.

Se concluye, que al realizar el análisis de desempeño sísmico mediante el programa matemático de elementos finitos, se pudo determinar la curva de capacidad de la edificación por medio del análisis estático no lineal pushover, indicando el desplazamiento de la coordenada X 36 cm es el mismo que está dentro del límite de cercano al colapso y presenta un límite de mayor daño sin colapso, límites de capacidad de ductilidad de los elementos, si se desplaza lateralmente fuerte será inestable, componentes no estructurales desplomados., mientras que en Y 33 cm, mismo que se encuentra dentro de los límites de ocupación de vida que presenta un comportamiento inelástico y una pérdida significativa de su rigidez.

Por medio del análisis estático no lineal se pudo conocer la disipación de energía en rótulas plásticas distribuidas, la misma que permitió observar el punto de desempeño máximo que representa como primer indicativo de rótulas en vigas antes que las columnas, esto quiere decir que cumple con el criterio de columna fuerte viga débil.

RECOMENDACIONES

Poner a disposición de las autoridades competentes, los resultados de la investigación, proporcionando información veraz y actualizada sobre los niveles de desempeño sísmico del edificio Felipe Segovia Olmo.

Aprovechar el análisis pushover, ya que es una herramienta muy útil, pero tiene restricciones, no toma en consideración el daño generado debido a los diversos ciclos de carga, puede exagerar los resultados en caso de irregularidades al no tomar en consideración todos los modos puede no detectar deformaciones importantes en caso de estructuras irregulares, se encuentra limitada en edificaciones altas debido a que en estas los modos altos tienen significancia.

Se recomienda, que cuando se realice el ensayo de numero de rebote es importante trabajar con elementos de hormigón sin recubrimiento y a su vez realizar diversas comprobaciones en elementos con diversas resistencias para juzgar de manera técnica la validez de sus resultados en la infraestructura aplicada.

Es recomendable realizar un análisis no lineal dinámico para comprobación más detallada de los resultados obtenidos, para futuras investigaciones dar continuidad con la investigación.

REFERENCIAS

- Aguiar , R., Mora, D., & Rodriguez, M. (2015). Revista de ciencia. *Moment-Rotation and Moment-Curvature. Revista Ciencia Vol 17, 2.*
- Aguiar, R., Mora, D., & Rodriguez, M. (2015). *DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA Y MOMENTOROTACIÓN PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN Y ACERO.* Obtenido de file:///C:/Users/st33v/Downloads/520-1477-1-PB%20(3).pdf
- Arkiplus. (30 de 04 de 2021). *Hormigon armado características.* Obtenido de Hormigon armado características: <https://www.arkiplus.com/hormigon-armado-caracteristicas/>
- ASCE. (2017). Seismic Evaluation and retrofit of existing buildings. *ASCE/SEI 41-17.* Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ATC. (Noviembre de 1996). Applied Technology Council. *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings Volumen 1.* California, Estados Unidos: CALIFORNIA SEISMIC SAFETY COMMISSION.
- Castro, E. (2010). "*Relacion Columna Fuerte Viga Debil*". Obtenido de Retrieved August 10, 2017: http://www.academia.edu/27710365/RELACION_COLUMNNA_FUERTE_VIGA_DEBIL
- Comartin, C. D. (2000). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings: a practical overview of the ATC 40 Document. Earthquake Spectra,16(1).* Obtenido de Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings: a practical overview of the ATC 40 Document. Earthquake Spectra,16(1).
- Comité, A. C. I. (2014). REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14). Obtenido de REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14) Y COMENTARIO (ACI 318SR-14).
- FEMA. (June de 2005). Obtenido de Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures: <https://mitigation.eeri.org/wp-content/uploads/fema-440.pdf>
- Geofisico. (16 de Agosto de 2016). *Escuela Politecnica Nacinal.* Obtenido de Instituto Geofisico: <https://www.igepn.edu.ec/informacion-y-noticias/1368-analisis-del->

- evento-del-16-de-abril-del-2016-en-base-a-la-experiencia-de-los-grandes-terremotos-y-tsunamis-en-ecuador-y-japon
- Gomez Cortes, G. (1987). *Ingenieria Civil*. Obtenido de Ingenieria Civil: file:///C:/Users/st33v/Downloads/Dialnet-DeterminacionDelIndiceEsclerometricoEnHormigones-4902740%20(1).pdf
- Gonzalo Andrés Orellana Román, P. M. (2017). *Evaluacion de desempeño sismico* . Obtenido de EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO ESENCIAL APORTICADO: <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/28524/1/Trabajo%20de%20titulaci%C3%B3n.pdf>
- Google Maps. (2021). *Google Maps*. Obtenido de <https://www.google.com.ec/maps/@-0.1903168,-78.4906919,18.04z>
- Hibsch, C., Alvarado, A. P., Yepez, H. A., Sebreir, M., & Perez, V. H. (25 de 3 de 1996). *sismicidad en quito ecuador*. Obtenido de sismicidad en quito ecuador: https://www.researchgate.net/profile/Hugo-Yepes/publication/26430957_Falla_activa_de_Quito_y_fuentes_sismogeneticas_regionales_un_estudio_del_riesgo_sismico_de_Quito_Ecuador_con_el_analisis_de_los_sedimentos_cuaternarios/links/00463517f7bfc0f754000000/Fal
- Krawinkler, H. (1998). Pushover analysis. *Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation*. USA: Department of civil engineering, Stanford University.
- Lubian Uribe, S. M. (2020). *Desempeño sismico*. Obtenido de Desempeño sismico: http://bibliotecadigital.udea.edu.co/bitstream/10495/14900/1/MarinLubian_2020_EvaluacionDesempenoSismico.pdf
- Mander, J. B., Priestly, J. N., & Park, R. (1988). *THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL*. Obtenido de http://www.unife.it/ing/lm.civile/insegnamenti/progetti-di-strutture/materiale-didattico/calcestruzzo-confinato-e-duttilita/mander-priestley-park_1988.pdf
- Medina Robalino , C. D. (2012). *Momento de curvatura* . Obtenido de Momento de curvatura : <https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/3763/1/TESIS%20FINAL.pdf>

- MIDUVI. (9 de 2016). *Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-5-EVALUACION-Y-REHABILITACION1.pdf>
- Mota Paez, S. F. (30 de Marzo de 2018). *Kinematic Hysteresis Model*. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/375149182/Kinematic-Hysteresis-Model>
- Muñoz, A. (Julio de 2021). Pontificia Universidad Católica del Perú. *Ingeniería Sismorresistente*. lima, Peru.
- NEC. (2015). *Guia de practica para el diseño de estructuras de hormigon armado*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-2-HORMIGON-ARMADO.pdf>
- NEC. (2015). *Ministerio de desarrollo urbano y vivienda*. Obtenido de NEC: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-2.pdf>
- NEC. (2015). *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda - MIDUVI*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- NIST. (Octubre de 2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design. Guide for Practicing Engineers*. Estados Unidos : U.S. Department of Commerce.
- Norma Ecuatoriana de la Costruccion NEC. (2015). *Ministerio de desarrollo urbano y vivienda*. Obtenido de NEC: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-1.pdf>
- Orellana Roman , G. A., & Parra Mora, J. L. (2017). *Evaluacion de desempeño sismico*. Obtenido de EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO ESENCIAL APORTICADO: <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/28524/1/Trabajo%20de%20titulaci%C3%B3n.pdf>

- Orellana Roman , G. A., & Parra Mora, J. L. (2017). *Evaluacion de desempeño sismico*.
 Obtenido de EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO
 ESENCIAL APORTICADO:
<http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/28524/1/Trabajo%20de%20titulaci%C3%B3n.pdf>
- Orellana Roman, G. A., & Parra Mora , J. L. (2017). *Evaluacion de Desempeño Sismico*
 . Obtenido de Evaluacion de Desempeño Sismico:
<http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/28524/1/Trabajo%20de%20titulaci%C3%B3n.pdf>
- Osorio Bustamante, E. (2012). *Efectos de los esfuerzos cortantes*. Obtenido de Efectos
 de los esfuerzos cortantes: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/dctes?codigo=95589>
- Park, R. &. (1975). Reinforced concrete structures. New Zealand: Separtment of civil
 engineering. Obtenido de John Wiley & Sons.
- Per Calcestruzzo. (s.f.). *Esclerómetro*.
- Peralta Alvarez, M. G. (2012). *Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del
 Hospital de Vielha (Master's thesis, Universitat Politècnica de Catalunya)*.
 Catalunya.
- Poma De La Cruz, J. L. (2008). *Software educativo para la automatización del análisis
 no lineal estático pushover en estructuras de concreto armado*. Obtenido de esis
 de Maestria. Pontifica Universidad Católica del Perú, Lima.
- Purga, R. J. (2012). *Histeresis - Otani*. Obtenido de
[https://es.slideshare.net/ronaldpurca3/modelos-de-histeresis-drotani-traduccin-
 personal](https://es.slideshare.net/ronaldpurca3/modelos-de-histeresis-drotani-traduccin-personal)
- Riffo Villagran, E. A. (2020). *Tesis evaluacion del desempeño sismico*. Obtenido de Tesis
 evaluacion del desempeño sismico:
[http://repositorio.udec.cl/jspui/bitstream/11594/530/1/Tesis_evaluacion_del_dese
 mpe%C3%B1o_sismico.pdf](http://repositorio.udec.cl/jspui/bitstream/11594/530/1/Tesis_evaluacion_del_desempe%C3%B1o_sismico.pdf)
- Romero B, P. A. (2018). *Evaluación del desempeño sísmico*. Obtenido de Evaluación del
 desempeño sísmico: <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/150012>

- Saenz, A., & Uver, H. (2019). Vulnerabilidad sísmica en edificaciones esenciales mediante curvas de fragilidad analíticas – edificio administrativo de la Universidad Nacional del Centro del Perú. Huancayo, Peru: UNCP.
- Safina Melone, S. (2003). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico*. Obtenido de Universidad Politécnica de Cataluña.
- Situaci, L. D. (2008). *Propiedades de Los Materiales En Secciones de Concreto Reforzado*. Obtenido de Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad de México.

ANEXOS

- **Licencia ETABS**

8/7/2021 Correo de Universidad Internacional SEK - CSI | ETABS Trial Download



STEVEEN PAUL CASTELLANOS GUZMAN <spcastellanos.civ@uisek.edu.ec>

CSI | ETABS Trial Download
1 mensaje

Computers and Structures, Inc. <sales@csiamerica.com> 8 de Julio de 2021, 8:52
Responder a: "Computers and Structures, Inc." <messages.4073735.27806179.a2857d2bac@4073735.email.newsuite.com>
Para: spcastellanos.civ@uisek.edu.ec



Dear Steeven Paul Castellanos Guzman,

Thank you for requesting a trial version of ETABS.

Trial Conditions

- The trial version is for evaluation purposes only, and may not be used for commercial or professional purposes.
- Use of the trial version is limited to a single machine.
- Use of the trial version is limited to 30 days, after which time you must acquire a standard license from CSI to continue using the software, whether on the same or a different machine.

Instructions

- Download the installer from the link below.
- Run the downloaded installer on the machine you plan to use for evaluating ETABS.
- When you are ready to begin your trial, run ETABS from the shortcut on your desktop or from the Windows Start menu.
- When prompted for an activation key, enter the trial activation key shown below.
- ETABS will now run in Trial mode.
- You can select Continue each time you run ETABS until the end of the Trial period.

The 30-day trial begins the first time you run ETABS, whether you enter your activation key or not, so please wait until you have time to properly evaluate the software before starting ETABS.

Download Link: [ETABS Trial](#)

ETABS TRIAL REGISTRATION DETAILS

Trial Activation Key **00000000000000000000000000000000**
Trial Duration **000000**

For questions about ETABS or to obtain a standard license, please contact the [CSI Sales Department](#) or your local [CSI Channel Partner](#).

<https://mail.google.com/mail/u/0/?ik=0a6619cdf&view=pt&search=all&permthid=tried4%3A1704724877091128851&impl=msg%3A170472487709...> 1/2

8/7/2021 Correo de Universidad Internacional SEK - CSI | ETABS Trial Download

Thank you for your interest in CSI Products.

Computers and Structures, Inc.

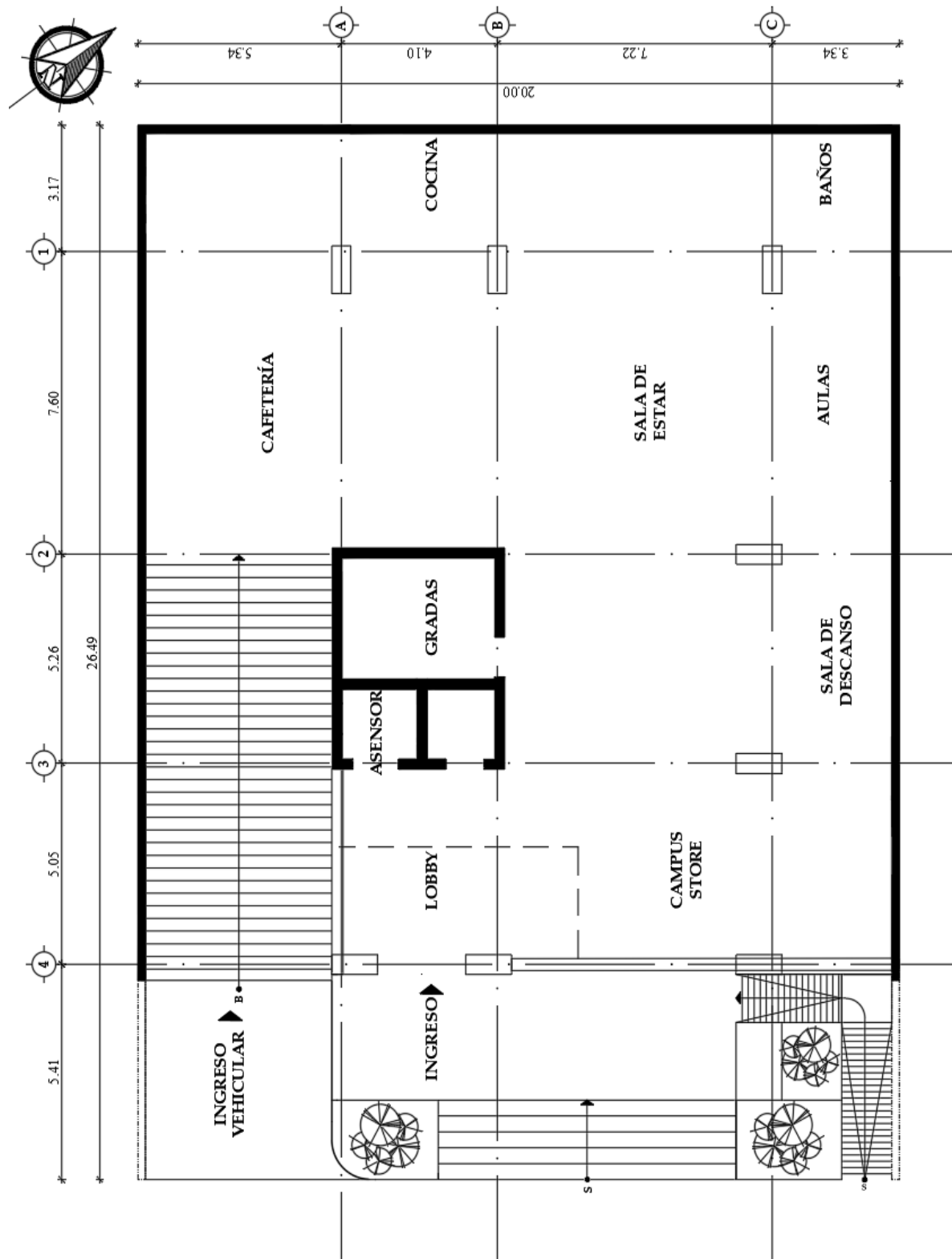
JAP2000 ETABS CSI Bridge SAFE CSI Col Perform 3D CSI Plant

Computers and Structures, Inc. | 1646 N. California Blvd, Walnut Creek, CA 94596 USA | www.csiamerica.com

EM33113

- **Levantamiento de informacion**

Cinta

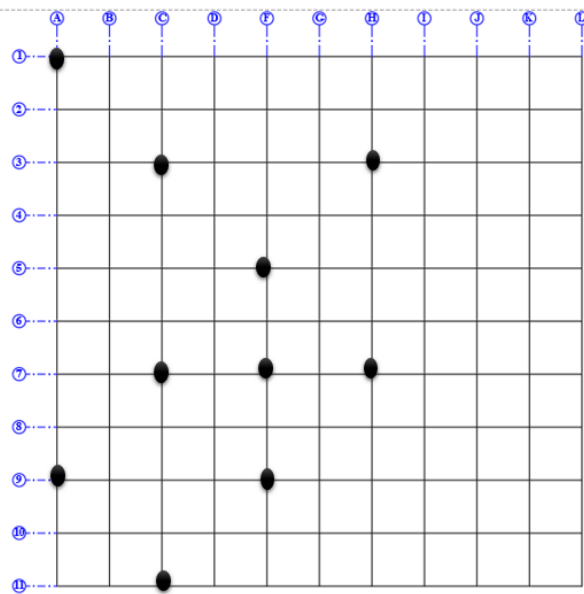


Esclerómetro – Corrección por edad

Columna



UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK			
CAMPUS FELIPE SEGOVIA OLMO			
ENSAYO NO DESTRUCTIVO - ESCLEROMETRO			
MARTILLO SCHMIDT			
Realizado por: STEEVEN PAUL CASTELLANOS GUZMAN			
Supervisado por: ING. MARCELO OTAÑEZ			
Información General			
Fecha de la prueba	5/6/2021		
Temperatura del aire	13°C		
Hora de la prueba	8:40 a.m.		p.m.
Edad / Material	Material	Hormigon	6 años
Identificación de la ubicación	Columna en el subsuelo 1 eje A1		
Tamaño del miembro	1.20 m x 0.50 m		
Características de la superficie	hormigon con recubrimiento de pintura		
Orientación			
Información del martillo			
Tipo y número de serie	C380-01/AI/0025		
Última fecha de verificación			
Posición del área de prueba			
Lectura del área de la prueba	Elemento	Diferencia	Comentario
1	47	-0.7	La superficie se encontraba lisa, recubierta de pintura
2	46	-1.7	
3	48	0.3	
4	50	2.3	
5	48	0.3	
6	46	-1.7	
7	48	0.3	
8	47	-0.7	
9	49	1.3	
10	48	0.3	
Promedio de lectura Ro	47.7		

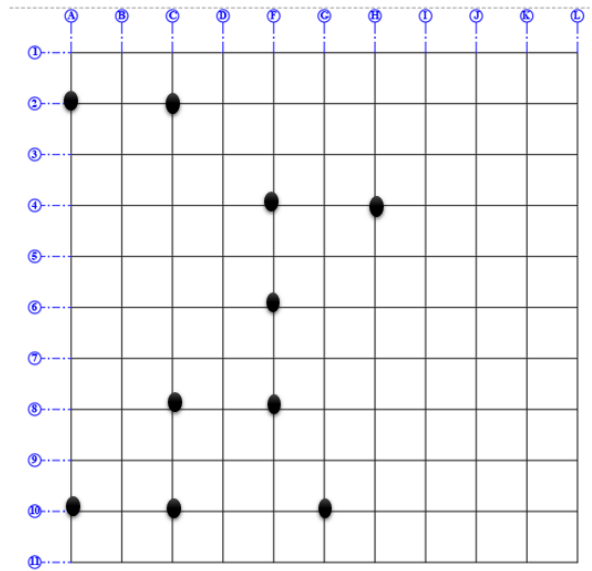


CORRECCION POR EDAD		
$F'c = 0.098 * (-184 + 13 * R) * \alpha a$		
R	48.36	
f'c	280 kg/cm2	

Muro



UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK			
CAMPUS FELIPE SEGOVIA OLMO			
ENSAYO NO DESTRUCTIVO - ESCLEROMETRO			
MARTILLO SCHMIDT			
Realizado por: STEEVEN PAUL CASTELLANOS GUZMAN			
Supervisado por: ING. MARCELO OTAÑEZ			
Información General			
Fecha de la prueba	5/6/2021		
Temperatura del aire	18°C		
Hora de la prueba	11:33 a.m.		p.m.
Edad / Material	Material	Hormigon	6 años
Identificación de la ubicación	Muro gradas entre los ejes AB DEL EJE 2 / SE DIVIDE EN 2 ENSAYOS DENOMINADAS X Y		
Tamaño del miembro	4.70 x 0.25		
Características de la superfi	hormigon con recubrimiento de pintura		
Orientacion			
Informacion del martillo			
Tipo y numero de serie			
Ultima fecha de verificacion			
Posición del área de prueba			
Lectura del área de la prueba	Elemento	Diferencia	Comentario
	1	45	-1
	2	43	-3
	3	46	0
	4	47	1
	5	47	1
	6	47	1
	7	47	1
	8	47	1
	9	46	0
	10	45	-1
Promedio de lectura Ro	46		

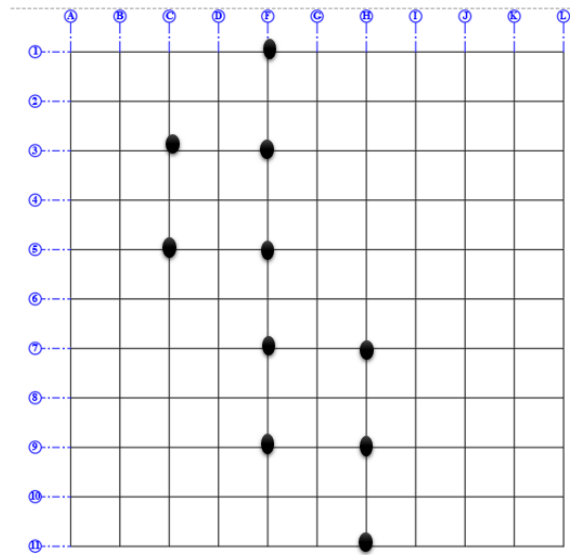


CORRECCION POR EDAD		
$F'c = 0.098 * (-184 + 13 * R) * \alpha a$		
R	48.4	
f'c	280 kg/cm2	

Viga



UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK			
CAMPUS FELIPE SEGOVIA OLMO			
ENSAYO NO DESTRUCTIVO - ESCLEROMETRO			
MARTILLO SCHMIDT			
Realizado por: STEEVEN PAUL CASTELLANOS GUZMAN			
Supervisado por: ING. MARCELO OTÁÑEZ			
Información General			
Fecha de la prueba	5/6/2021		
Temperatura del aire	12°C		
Hora de la prueba	11:40 a.m.		p.m.
Edad / Material	Material	Hormigon	6 años
Identificación de la ubicación	Viga Subsuelo 1, del eje 1 entre los ejes A B		
Tamaño del miembro	0.30 m x 0.50 m		
Características de la superficie	hormigon con recubrimiento de pintura		
Orientación			
Información del martillo			
Tipo y número de serie			
Última fecha de verificación			
Lectura del área de la prueba	Posición del área de prueba		
	Elemento	Diferencia	Comentario
1	54	3.9	
2	56	5.9	
3	5	-45.1	
4	56	5.9	
5	55	4.9	
6	55	4.9	
7	56	5.9	
8	55	4.9	
9	54	3.9	
10	55	4.9	
Promedio de lectura Ro	50.1		

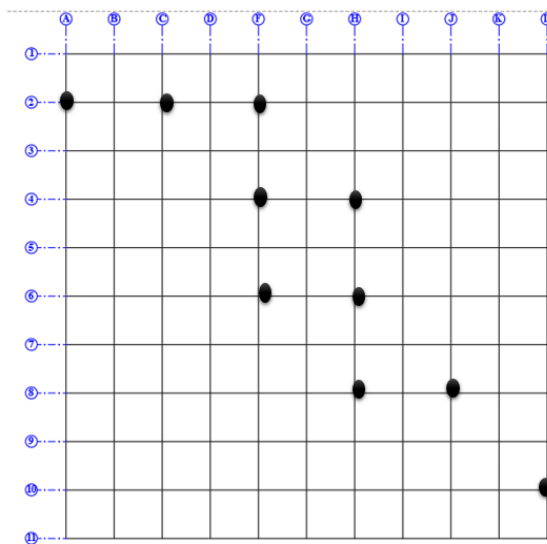


CORRECCION POR EDAD		
$F'c = 0.098 * (-184 + 13 * R) * \alpha a$		
R		49
f'c		280 kg/cm2

Losa



UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK			
CAMPUS FELIPE SEGOVIA OLMO			
ENSAYO NO DESTRUCTIVO - ESCLEROMETRO			
MARTILLO SCHMIDT			
Realizado por: STEEVEN PAUL CASTELLANOS GUZMAN			
Supervisado por: ING. DIEGO JARA			
Información General			
Fecha de la prueba	6/6/2021		
Temperatura del aire	12°C		
Hora de la prueba	10:40 a.m.		p.m.
Edad / Material	Material	Hormigon	6 años
Identificación de la ubicación	Losa Piso 7 , en el cuadrante 34 AB		
Tamaño del miembro	e=5cm de compresion aliviada con casetones		
Características de la superfi	hormigon		
Orientacion			
Informacion del martillo			
Tipo y numero de serie			
Ultima fecha de verificación			
Lectura del área de la prueba	Posición del área de prueba		
	Elemento	Diferencia	Comentario
1	48	-0.1	
2	48	-0.1	
3	47	-1.1	
4	47	-1.1	
5	48	-0.1	
6	50	1.9	
7	49	0.9	
8	48	-0.1	
9	48	-0.1	
10	48	-0.1	
Promedio de lectura Ro	48.1		



CORRECCION POR EDAD		
$F'c = 0.098 * (-184 + 13 * R) * \alpha a$		
R	44.32	
f'c	250	kg/cm2

- Acero de refuerzo para cada elemento asuminedo la cuantia mínima

Columna

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Confinement Bars (Ties) $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars 0.04 m

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face 9

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face 4

Longitudinal Bar Size and Area 3/4" 0.000284 m²

Comer Bar Size and Area 3/4" 0.000284 m²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area 1/2" 0.000129 m²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis) 0.1 m

Number of Confinement Bars in 3-dir 2

Number of Confinement Bars in 2-dir 2

OK Cancel

Vigas

E Frame Section Property Reinforcement Data ×

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars fy = 4200 kg/cm2

Confinement Bars (Ties) fy = 4200 kg/cm2

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars 0.06 m

Bottom Bars 0.06 m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End 0.000568 m²

Top Bars at J-End 0.000568 m²

Bottom Bars at I-End 0.000568 m²

Bottom Bars at J-End 0.000568 m²

Muro

E Wall Hinge Reinforcement ×

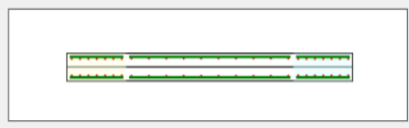
Rebar Material

Material Flexure fy = 4200 kg/cm2

Material Shear fy = 4200 kg/cm2

Bar Clear Cover 0.04 m

Layout



Geometry

Start X (m)	Start Y (m)	End X (m)	End Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	Start Zone Size (m)	End Zone Size (m)
9.32	12.3	5.22	12.3	4.1	0.35	0.85	0.85

Reinforcement

Flexural Detail - Each Face

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Number of Bars
Start	3/4"		7
Center	1/2"	0.25	10
End	3/4"		7

Shear/Confinement Detail

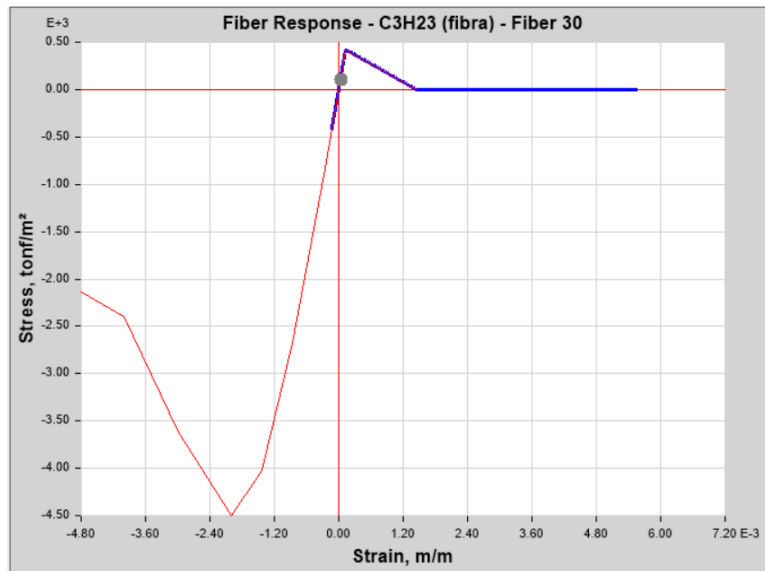
Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Confined
Start	1/2"	0.15	Yes
Center	1/2"	0.25	No
End	1/2"	0.15	Yes

Flexural Detail (Additional Individual Bars)

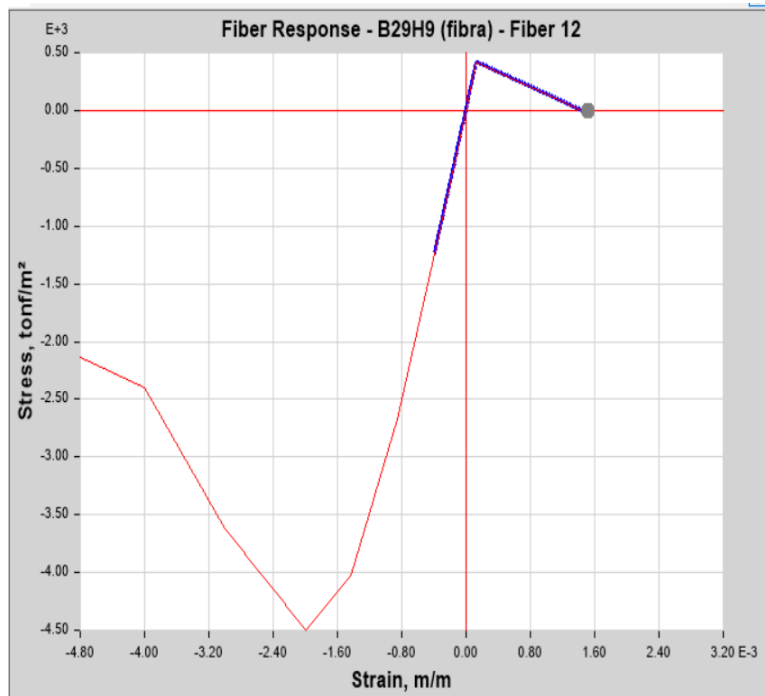
Material	Distance (m)	Area (m ²)
*		

- **Curvas esfuerzo deformación de cada elemento**

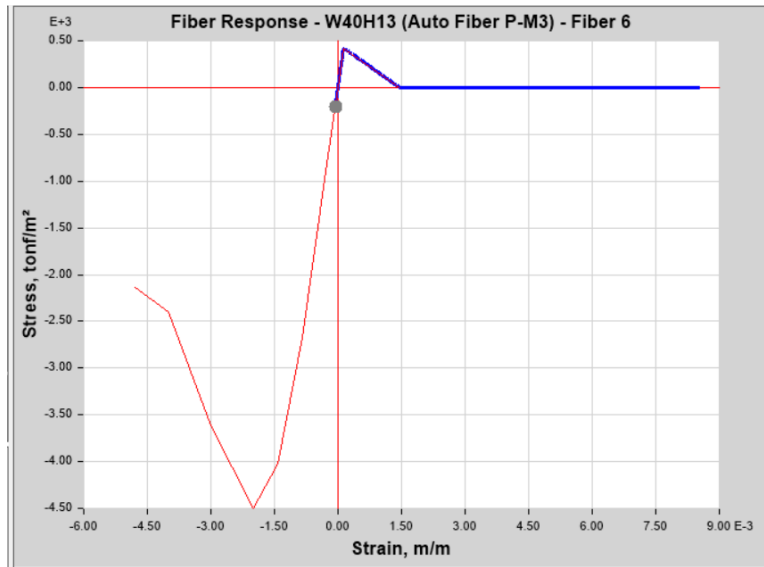
Columnna



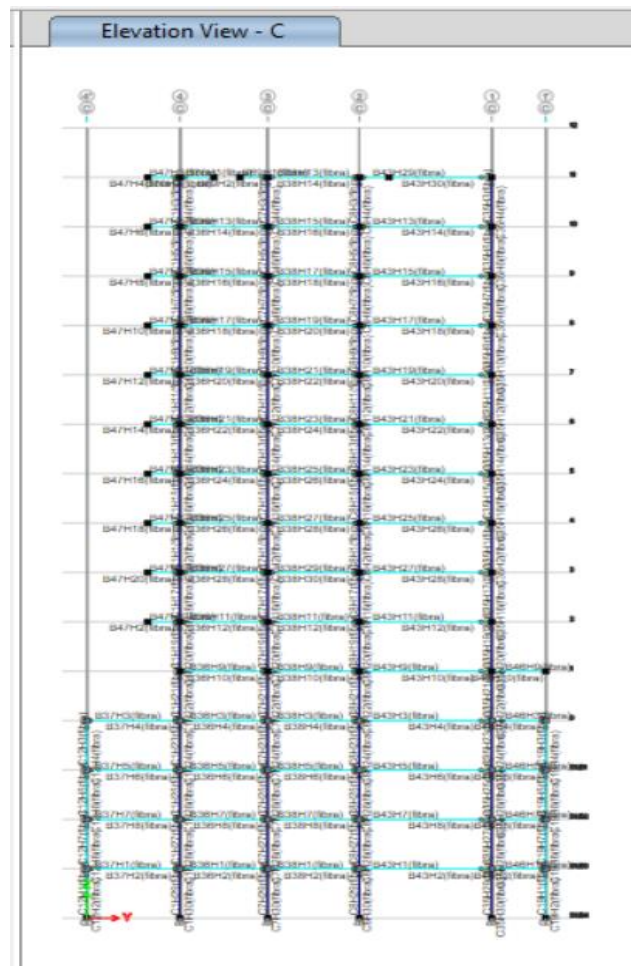
Viga



Muro

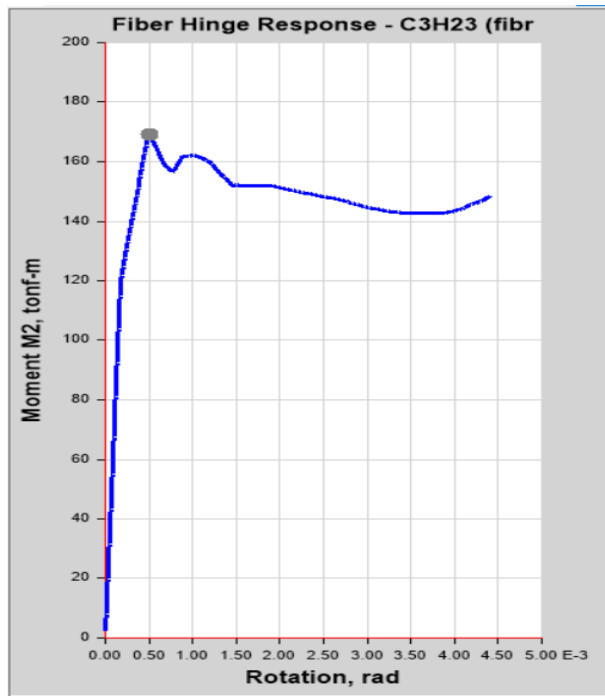


- Asignación de rotulas plasticas distribuida

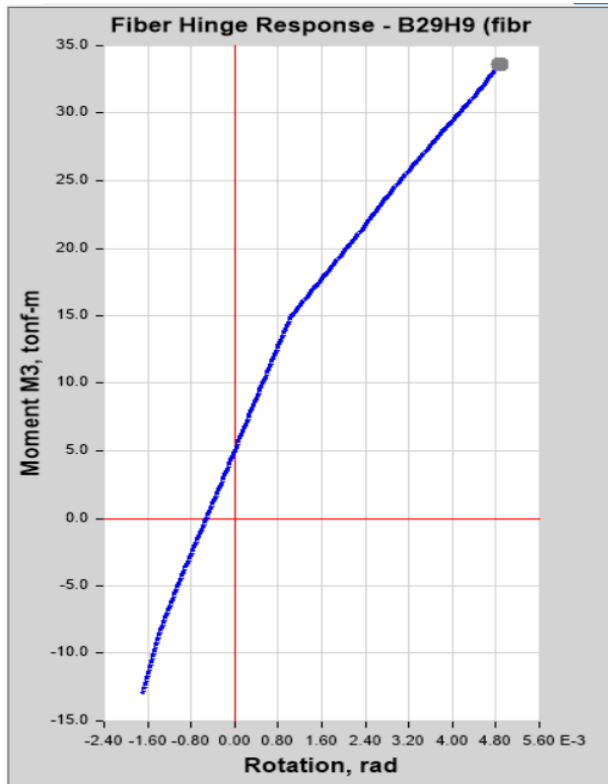


- Diagrama momneto curvatura

Columna



Vigas



Muro

