



UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 14 pisos con el
método Pushover en el distrito de Miraflores

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES

Pinedo Mori, Leif Gustaf

ORCID: 0000-0003-4358-0896

Taipe Osaita, Antony Rory

ORCID: 0000-0002-1750-1958

ASESOR:

Gárate Cáceres, Francisco Héctor

ORCID: 0000-0003-0413-3399

Lima, Perú

2022

Metadatos Complementarios

Datos de los autores

Pinedo Mori, Leif Gustaf

DNI: 72315492

Taípe Osaita, Antony Rory

DNI: 72785442

Datos de asesor

Gárate Cáceres, Francisco Héctor

DNI: 07640930

ORCID: 0000-0003-0413-3399

Datos del jurado

JURADO 1

Carmenates Hernandez, Dayma Sadami

DNI: 2944620

ORCID: 0000-0001-5482-7562

JURADO 2

López Silva, Maiquel

DNI: 2946058

ORCID: 0000-0002-0946-6160

JURADO 3

Pereyra Salardi, Enriqueta

DNI: 06743824

ORCID: 0000-0003-2527-3665

Datos de la investigación

Campo del conocimiento OCDE: 2.01.01

Código del Programa: 732016

DEDICATORIA

Esta tesis se la dedico a mis padres, por haberme educado con cariño y respeto y por siempre encaminarme por el buen camino.

A mis hermanos y familiares por siempre animarme a esforzarme por cumplir mis metas. A mis amigos cercanos por sus consejos y apoyo.

(Taípe Osaita, Antony Rory)

La presente tesis se la dedico a mi mamá por siempre apoyarme desde que empecé mi etapa universitaria, que me incitó a seguir adelante y cumplir mis objetivos sea cual sea los obstáculos.

(Pinedo Mori, Leif Gustaf)

AGRADECIMIENTO

A nuestro asesor por su apoyo y exigencia para poder encaminar nuestra tesis de la mejor manera. A nuestros familiares por su apoyo incondicional en todo momento, por brindarnos su confianza y animarnos a ser mejores profesionales cada día.

Pinedo Mori, Leif Gustaf

Taipe Osaita, Antony Rory

INDICE GENERAL

RESUMEN.....	I
ABSTRACT.....	II
INTRODUCCIÓN.....	III
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.1. Descripción y formulación del problema general y específicos.....	1
1.2. Objetivo general y específico.....	1
1.2.1 Objetivo General.....	1
1.2.2 Objetivos Específicos.....	2
1.3. Delimitación de la investigación.....	2
1.4. Justificación e importancia.....	2
1.4.1 Teórica.....	2
1.4.2 Práctica.....	2
1.4.3 Social.....	3
1.4.4 Importancia.....	3
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	4
2.1. Antecedentes del estudio de investigación.....	4
a) Internacionales.....	4
b) Nacionales.....	5
2.2. Bases teóricas.....	7
2.2.1 Generalidades de la norma de diseño sismo resistente E.030.....	7
2.2.2 Análisis sísmico lineal.....	8
2.2.3 Poner demanda sísmica.....	10
2.2.4 Comportamiento no lineal de materiales.....	12
2.2.5 Análisis Pushover o análisis estático no lineal.....	23
2.2.6 Desempeño Sísmico.....	29
2.2.7 FEMA 440 y ATC-40.....	37
2.3. Definición de términos básicos.....	42
CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS.....	44
3.1. Hipótesis.....	44
3.1.1 Hipótesis general.....	44
3.1.2 Hipótesis específicas.....	44
3.2. Variables.....	44

3.2.1 Definición conceptual de las variables.....	44
3.2.2 Operacionalización de las variables.....	44
CAPÍTULO IV: METODOLOGIA DE LA INVESTIGACIÓN.....	46
4.1. Tipo y nivel.....	46
4.1.1 Tipo de investigación.....	46
4.1.2 Nivel de investigación.....	46
4.2. Diseño de investigación.....	46
4.3. Población y muestra.....	47
4.3.1 Población.....	47
4.3.2 Muestra.....	47
4.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	47
4.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos.....	47
4.4.2 Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos.....	48
4.4.3 Procedimientos para la recolección de datos.....	48
4.5. Técnicas para el procesamiento y análisis de la información.....	49
CAPÍTULO V: ANÁLISIS SÍSMICO LINEAL.....	50
5.1. Generalidades del proyecto.....	50
5.1.1 Normatividad.....	50
5.1.2 Modelamiento de la estructura.....	50
5.2. Análisis estático lineal (AEL) según Norma E. 030.....	56
5.2.1 Parámetros sísmicos.....	56
5.2.2 Análisis dinámico lineal (ADL).....	61
5.2.3 Irregularidad estructural.....	63
5.2.4 Verificación de –derivadas debido al análisis Estático y Dinámico.....	68
CAPÍTULO VI: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y DESEMPEÑO SÍSMICO	70
6.1. Análisis estático no lineal	70
6.1.1 Rótulas plásticas.....	70
6.1.2 Cargas gravitacionales.....	81
6.1.3 Patrón de cargas.....	81
6.1.4 Desplazamiento de monitoreo.....	83
6.1.5 Determinación de curva de capacidad.....	84
6.2. Desempeño sísmico	85
6.2.1 Método de espectro de capacidad (FEMA 440).....	89

6.2.2 Método de los coeficientes (ASCE 41-13).....	93
CAPITULO VII: PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	97
7.1. Resultados del análisis sísmico lineal.....	97
7.1.1 Derivas.....	97
7.1.2 Verificación de Irregularidades.....	98
7.2. Resultados del análisis estático no lineal y desempeño sísmico.....	98
7.3. Método de Espectro de Capacidad (FEMA 440).....	98
7.4. Método de los coeficientes (ASCE 41-13)	100
7.5. Contratación de hipótesis	103
CONCLUSIONES.....	105
RECOMENDACIONES.....	106
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	108
ANEXOS.....	110

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Estados de daño y niveles de desempeño	32
Tabla 2 Niveles de desempeño de la edificación	34
Tabla 3 Niveles de movimiento sísmico	35
Tabla 4 Niveles recomendados de desempeños esperados	35
Tabla 5 Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica	37
Tabla 6 Matriz de Operacionalización de variables.....	45
Tabla 7 Propiedades del concreto	50
Tabla 8 Propiedades del Acero de Refuerzo.....	51
Tabla 9 Características de los elementos estructurales	52
Tabla 10 Requisitos de Resistencia y de servicio	56
Tabla 11 Factores de zona	57
Tabla 12 Periodos T_p y T_L	58
Tabla 13 Periodos de la edificación obtenidos mediante el programa ETABS.....	59
Tabla 14 Factor de suelo.....	59
Tabla 15 Sistemas estructurales	60
Tabla 16 Factores y coeficientes para determinar el cortante basal.....	61
Tabla 17 Cortantes basales – Análisis estático	61
Tabla 18 Cortantes basales – Análisis dinámico	62
Tabla 19 Cortantes basales análisis estático-dinámico	63
Tabla 20 Irregularidad de rigidez por piso blando Norma E.0.30	64
Tabla 21 Irregularidad de rigidez por piso blando – eje “X”	64
Tabla 22 Irregularidad de Rigidez por Piso Blando – Eje “Y”	65
Tabla 23 Irregularidad de resistencia piso débil – eje “X”	65
Tabla 24 Irregularidad de resistencia piso débil – eje “Y”	66
Tabla 25 Irregularidad de masa o peso Norma sismorresistente E.030.....	66
Tabla 26 Análisis de irregularidad de masa o peso	66
Tabla 27 Irregularidad torsional Norma sismorresistente E.030	67
Tabla 28 Verificación de regularidad torsional – sismo modal eje “X”	67
Tabla 29 Verificación de regularidad torsional – sismo modal eje “Y”	68
Tabla 30 Parámetros de modelación y criterios de aceptación de la columna C5 (1.65x0.80) del 2° piso.....	75

Tabla 31 Esfuerzos y deformación unitaria obtenidas por el método de fibras para el concreto.....	80
Tabla 32 Esfuerzos y deformación unitaria obtenidas por el método de fibras para el acero	80
Tabla 33 Objetivos de desempeño desarrollados por el Comité Visión 2000 y el ATC	85
Tabla 34 Factores de importancia según objetivos de desempeño	85
Tabla 35 Pseudoaceleraciones escaladas para cada nivel de sismo.....	87
Tabla 36 Valores de pseudodesplazamientos obtenidos a partir de las pseudoaceleraciones	88
Tabla 37 Factor de Participación modal (FP1) y Coeficiente modal (α_1) para la dirección X-X	91
Tabla 38 Factor de Participación modal (FP1) y Coeficiente modal (α_1) para la dirección Y-Y	91
Tabla 39 Puntos de desempeño – Método de espectro de capacidad	93
Tabla 40 Desplazamientos objetivos – Método de coeficientes de desplazamiento	95
Tabla 41 Ductilidad estructural y demandada para cada tipo de sismo.....	95
Tabla 42 Irregularidades de la edificación.....	98
Tabla 43 Niveles de desempeño alcanzados – Método de espectro de capacidad.	102
Tabla 44 Niveles de desempeño alcanzados – Método de coeficientes	103
Tabla 45 Cronograma de Actividades	110
Tabla 46 Presupuesto	111
Tabla 47 Matriz de variables	112
Tabla 48 Matriz de Consistencia	113

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N 1: Gráfico que representa de las fuerzas estáticas equivalentes.	9
Figura N 2: Espectro de pseudo aceleraciones.	10
Figura N 3: Peligro sísmico	11
Figura N 4: Modelo de distribución rectangular equivalente – Whitney	13
Figura N 5: Curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado	14
Figura N 6: Modelo de Kent y Park.....	15
Figura N 7: Modelo de Mander	16
Figura N 8: Modelo elastoplástico perfecto.....	17
Figura N 9: Modelo de Park y Paulay.....	18
Figura N 10: Modelo Mander, Dood y Restrepo	19
Figura N 11: Diagrama Trilineal	20
Figura N 12: Diagrama Bilineal.....	21
Figura N 13: Diagrama Bilineal simplificado.....	21
Figura N 14: Curvatura y Rotación de un elemento	22
Figura N 15: Diagrama momento rotación de acuerdo al ASCE 41	23
Figura N 16: Representación del comportamiento ideal y real de una edificación.	23
Figura N 17: Curva de capacidad general de una estructura.	26
Figura N 18: Formación de rótulas plásticas.	26
Figura N 19: Espectro de aceleraciones.....	28
Figura N 20: Espectro de demanda inelástico.	29
Figura N 21: Obtención del punto de desempeño mediante la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad.	29
Figura N 22: La matriz de desempeño de ASCE 41-13 relaciona el nivel del sísmico de diseño con los niveles de comportamiento de la estructura.....	30
Figura N 23: Esquema de MADRS (según el FEMA 440)	40
Figura N 24: Curva idealizada fuerza-desplazamiento (FEMA 440, 2005).....	41
Figura N 25: Propiedades del Concreto en Etabs v. 20	51
Figura N 26: Propiedades del Acero de Refuerzo en Etabs v.20.....	52
Figura N 27: Relación de elementos tipo Frame dentro de Etabs v. 19	54
Figura N 28: Relación de elementos tipo Slab dentro de Etabs v. 19.....	54
Figura N 29: Relación de elementos tipo Wall dentro de Etabs v. 20.....	55
Figura N 30: Mapa de Zonificación Sísmica	57

Figura N 31: Factor de uso de la edificación	58
Figura N 32: Espectro de diseño Norma E.0.30	62
Figura N 33: Evaluación de derivas en eje “X” – sismo modal eje “X”	69
Figura N 34: Evaluación de derivas en eje “Y” – sismo modal eje “Y”	69
Figura N 35: Sección transversal de viga V-05 (0.60x0.75) M.....	70
Figura N 36: Diagrama Momento - Curvatura en Viga V-05 (0.60x0.75) M	71
Figura N 37: Diagrama Momento – Rotación Viga V-05 (0.60x0.75) M.....	72
Figura N 38: Columna C5 (1.65x0.80) 2° piso.....	73
Figura N 39: Diagrama de interacción de la columna C5.....	73
Figura N 40: Diagrama Momento- Rotación de la columna C5 (1.65x0.80) del 2° piso en la dirección X-X con una carga axial de 554.4 tonf. Tomado del software ETABS 2020	75
Figura N 41: Diagrama – Curvatura para la columna C5 considerando una carga axila 0 tonf.....	76
Figura N 42: Placa – P1-0.40M	76
Figura N 43: Definición de acero de acero en la placa P1-0.40M para una rótula distribuida	77
Figura N 44: Diagrama M- θ de la Placa obtenido mediante el método de fibras en ETABS donde se puede apreciar un valor de momento 6.804 tonf-m y una rotación de 259x10 – 6	77
Figura N 45: Diagrama Esfuerzo - Deformación de una fibra a compresión confinada generado para el concreto de la placa P1-0.40M con un valor de esfuerzo y deformación máximas de 1210.77 tonf/m ² y 4.15x10 – 4m/m respectivamente.	78
Figura N 46: Diagrama Esfuerzo - Deformación de una fibra a compresión confinada generado para el acero de la placa P1-0.40M con un valor de esfuerzo y deformación máximas de 8213.53 tonf/m ² y 3.91x10 – 4m/m respectivamente.	79
Figura N 47: Diagrama Esfuerzo - Deformación de una fibra a compresión no confinada generado para el concreto de la placa P1-0.40M con un valor de esfuerzo y deformación máximas de 487.17 tonf/m ² y 1.58x10 – 4m/m respectivamente.	79
Figura N 48: Diagrama Esfuerzo - Deformación de una fibra a tracción no confinada generado para el acero de la placa P1-0.40M con un valor de esfuerzo y deformación máximas de 1579.04 tonf/m ² y 0.75x10 – 4m/m respectivamente.	80
Figura N 49: Condición Inicial de carga de gravedad inelástico (Programa ETABS)...	81
Figura N 50: Caso de carga para el análisis Pushover X-X.....	82

Figura N 51: Caso de carga para el análisis Pushover Y-Y	82
Figura N 52: Punto de control para la dirección X-X.....	83
Figura N 53: Punto de control para la dirección Y-Y.....	83
Figura N 54: Curva Pushover para el eje X-X con un valor de cortante basal de 1952.23 tonf y un desplazamiento de techo -0.44 m.	84
Figura N 55: Curva Pushover para el eje Y-Y con un valor de cortante basal de 2599.70 tonf y un desplazamiento de techo 0.49 m.....	84
Figura N 56: Espectro de pseudoaceleraciones a partir del sismo raro o de diseño	88
Figura N 57: Conversión de la curva de capacidad en Espectro de capacidad.....	90
Figura N 58: Espectro de Capacidad en la dirección X-X.....	92
Figura N 59: Espectro de Capacidad en la dirección Y-Y.....	93
Figura N 60: Desplazamiento objetivo en el Eje X-X.....	94
Figura N 61: Desplazamiento objetivo en el Eje Y-Y	94
Figura N 62: Distorsión de entre piso en X-X.....	97
Figura N 63: Distorsión de entre piso en Y-Y	97
Figura N 64: Punto de desempeño según el método de espectro de capacidad o linealización equivalente del FEMA 440 para el eje X-X.	99
Figura N 65: Puntos de desempeño alcanzados para el eje X-X	100
Figura N 66: Puntos de desempeño alcanzados para el eje Y-Y	100
Figura N 67: Desplazamiento objetivo según el método de coeficientes del ASCE 41-13 para el eje X-X.	101
Figura N 68: Desplazamiento objetivo alcanzados para el eje X-X.	101
Figura N 69: Desplazamiento objetivo alcanzados para el eje Y-Y	102

RESUMEN

En la presente tesis se realizó un Análisis Estático no lineal (Pushover), para poder determinar la curva de capacidad o curva Pushover de un edificio de 14 pisos en el distrito de Miraflores. Así mismo, se evaluó el desempeño estructural para diferentes niveles de sismo (frecuente, ocasional, raro y muy raro).

En primer lugar, se procedió a modelar la edificación con el programa computacional ETABS versión v20.0.0, para dicho fin se hizo uso de la Norma Sismorresistente E.030, Norma de Cargas E.020, Norma de Concreto Armado E.060.

En segundo lugar, mediante un análisis sísmico lineal se procedió a identificar la regularidad de la edificación y a calcular las derivas máximas según la Norma E. 030 dando como resultado una edificación regular y derivas máximas de 0.005 y 0.003 para los ejes X e Y respectivamente. De esta forma se pudo comprobar que las derivas alcanzadas por la edificación cumplieron con lo establecido en la norma E. 030 por no exceder la deriva máxima de 0.007 para edificaciones de concreto armado.

En tercer lugar, mediante un análisis sísmico no lineal estático se procedió a calcular la curva de capacidad para ambos ejes de estudio (X e Y) y mediante esta curva se determinó los puntos de desempeño a través de los métodos establecidos por los estándares internacionales FEMA 440 (Método de Espectro de Capacidad) y ASCE 41-13 (Método de Coeficientes). Los niveles de desempeño alcanzados por la edificación fueron establecidos siguiendo los criterios del Comité Visión 2000 de acuerdo a los niveles de demanda sísmica.

Finalmente, los puntos de desempeño alcanzados para los diferentes niveles de sismos (frecuente, ocasional, raro y muy raro) mediante el método de Espectro de Capacidad dio como resultados desplazamientos de 0.0733, 0.1136, 0.2338, 0.3303 m para la dirección X y 0.0447, 0.0690, 0.1291, 0.1852 m para la dirección Y. Mientras que mediante el Método de coeficientes se obtuvo desplazamientos de 0.0734, 0.1182, 0.2210, 0.2839 m para la dirección X y 0.0447, 0.0728, 0.1487, 0.1971 m para la dirección Y.

Palabras clave: Pushover, Deriva, Curva de capacidad, Punto de Desempeño, demanda sísmica.

ABSTRACT

In this thesis, a non-linear Static Analysis (Pushover) was carried out, in order to determine the capacity curve or Pushover curve of a 14-story building in the Miraflores district. Likewise, the structural performance was evaluated for different earthquake levels (frequent, occasional, rare and very rare).

In the first place, the building was modeled with the ETABS version v20.0.0 computer program, for this purpose the Seismic Resistant Standard E.030, Load Standard E.020, Reinforced Concrete Standard E.060 was used.

Second, by means of a linear seismic analysis, the regularity of the building was identified and the maximum drifts were calculated according to Standard E. 030, resulting in a regular building and maximum drifts of 0.005 and 0.003 for the X and Y axes, respectively. In this way, it was possible to verify that the drifts reached by the building complied with the provisions of the E. 030 standard for not exceeding the maximum drift of 0.007 for reinforced concrete buildings.

Thirdly, by means of a static nonlinear seismic analysis, the capacity curve was calculated for both study axes (X and Y) and through this curve the performance points were determined through the methods established by the FEMA international standards. 440 (Capacity Spectrum Method) and ASCE 41-13 (Coefficients Method). The performance levels achieved by the building were established following the criteria of the Vision 2000 Committee according to the levels of seismic demand.

Finally, the performance points reached for the different levels of earthquakes (frequent, occasional, rare and very rare) through the Capacity Spectrum method gave results of displacements of 0.0733, 0.1136, 0.2338, 0.3303 m for the X direction and 0.0447, 0.0690, 0.1291, 0.1852 m for the Y direction. While using the coefficients method, displacements of 0.0734, 0.1182, 0.2210, 0.2839 m were obtained for the X direction and 0.0447, 0.0728, 0.1487, 0.1971 m for the Y direction.

Keywords: Pushover, Drift, Capacity curve, Performance Point, seismic demand.

INTRODUCCIÓN

El cinturón del fuego del pacífico exige a cada país que lo conforma el desarrollo y la investigación de normativas de diseño sismo resistente teniendo en cuenta la importancia que ello significa para el desarrollo de sus naciones, por tal motivo, los países de la región en base a sus características propias han elaborado normativas que en su gran mayoría han seguido los lineamientos de las normas y estándares estadounidenses ya que es este país el que más investigaciones ha desarrollado al respecto y hasta el día de hoy cuenta con actualizaciones hasta el FEMA 440 y el ASCE 41-13/17.

En el Perú la única norma que contempla un diseño sismo resistente es la norma E. 030 en la cual se desarrollan procedimientos del análisis estático lineal y análisis dinámico lineal, sin embargo, dichos métodos no permiten corroborar completamente los postulados de su filosofía y principios de diseño puesto que no contemplan cómo será el comportamiento de las edificaciones frente a sismos de menor o mayor escala al sismo de la norma (sismo raro). Por otro lado, la norma no contempla los procesos de carga y descarga que sufren las edificaciones en el tiempo y más aún cuando incursionan en el rango no lineal. Además, el diseño estructural tradicional es bastante aproximado al considerar una sección constante lo cual no es realista ya que cuando se incursiona en el rango no lineal se debe considerar para cada elemento un modelo de comportamiento más allá del rango lineal a los cuales se les denomina modelos de plasticidad. Teniendo en cuenta las limitantes expuestas anteriormente es importante una mayor investigación con la finalidad de actualizar la norma de tal forma que contemple un diseño por desempeño que permitan evidenciar las fallas en los supuestos de los diseños estructurales tradicionales.

Por tal motivo, objetivo principal de esta tesis es evaluar el desempeño sísmico de una edificación de 14 pisos con el método Pushover o Método de Análisis Estático No Lineal en el distrito de Miraflores con la finalidad de ahondar sobre los procedimientos de desempeño sísmico existentes y ratificar su relevancia para ser considerados de manera no inmediata, si no, progresiva en nuestra norma.

El capítulo 1, planteamiento del problema, desarrolla la descripción y formulación del problema general y específicos, objetivos generales y específicos, la delimitación y la justificación e importancia de la investigación.

El capítulo 2, marco teórico, desarrolla los antecedentes nacionales e internacionales usados como referentes para la realización de la investigación. Asimismo, aborda las bases teóricas y la definición de términos básicos.

El capítulo 3, sistema de hipótesis, desarrolla la hipótesis general y específicas, así como las variables de la investigación.

El capítulo 4, metodología de la investigación, desarrolla el tipo y nivel de la investigación, el diseño de la investigación, la población y muestra, las técnicas e instrumentos de recolección de datos y las técnicas de procesamiento y análisis de información.

El capítulo 5, análisis sísmico lineal, desarrolla las generalidades del proyecto estudiado, el análisis estático lineal según la norma E. 030.

El capítulo 6, análisis estático no lineal y desempeño sísmico, desarrolla el análisis estático no lineal o método Pushover que permite obtener la curva de capacidad de la edificación. Y a partir de dicha curva desarrolla el procedimiento de obtención del punto de desempeño de la edificación mediante el método de espectro de capacidad (FEMA 440) y el método de coeficientes (ASCE 41-13).

El capítulo 7, presentación y discusión de resultados, desarrolla la presentación de resultados del análisis sísmico lineal (derivadas e irregularidades), resultados del análisis estático no lineal y del desempeño sísmico alcanzado por los métodos mencionados anteriormente y la contrastación de hipótesis.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción y formulación del problema general y específicos

En el cinturón del fuego la actividad sísmica generada es un peligro potencial para cientos de millones de habitantes de unos 40 países distintos (entre ellas el Perú). Y es que en la cuenca del Pacífico los volcanes y terremotos llevan miles de años causando muerte y destrucción, pero en la actualidad, debido al enorme crecimiento demográfico en Asia y América, cada vez más personas viven al borde del desastre (National Geographic España, 2020).

Los sismos son fenómenos que representan la liberación de energía interna de la tierra, mediante la ruptura de las capas de corteza y que se manifiesta como movimientos ondulatorios que pueden llegar a alcanzar magnitudes variadas. Cuando los movimientos sísmicos de mayores magnitudes y alcanzan intensidades mayores cobran la denominación de terremotos (INDECI, 2018).

La mayor cantidad de edificaciones en Perú son edificaciones antiguas las cuales en su mayoría se han construido sin seguir un adecuado diseño sísmico resistente por ser edificaciones desfasadas o simplemente por no contar con una supervisión técnica apropiada lo que las hace poseer una alta vulnerabilidad sísmica. Por otro lado, en las edificaciones que si contaron con una supervisión técnica apropiada pero que son relativamente antiguas es conveniente su evaluación debido a las distintas actualizaciones que se han producido en las normas o porque simplemente fueron diseñados con una norma que no contempla directamente un diseño por desempeño como es el caso de la Norma E.030

Al evaluar el desempeño sísmico de una edificación a partir de un análisis estático no lineal se podrá estudiar el comportamiento de la edificación en el rango no lineal el cual es un comportamiento más real de las estructuras. Asimismo, prediciremos el nivel de desempeño alcanzado por la estructura frente a un eventual sismo apoyándonos en el uso de estándares internacionales como el FEMA 440 y ASCE 41-13.

1.2. Objetivo general y específico

1.2.1 Objetivo General

Evaluar el desempeño sísmico de una edificación de 14 pisos con el método Pushover en el distrito de Miraflores.

1.2.2 Objetivos Específicos

- a) Determinar las derivas máximas de la edificación de 14 pisos haciendo uso de la norma E. 030 de diseño sismo resistente.
- b) Determinar la curva de capacidad mediante un análisis estático no lineal en X e Y.
- c) Determinar cómo la curva de capacidad influye en la estimación del punto de desempeño de la edificación de 14 pisos.

1.3. Delimitación de la investigación

La presente investigación se encuentra enmarcada en las ramas de ingeniería estructural e ingeniería sismorresistente de tal forma que el objetivo principal será evaluar el desempeño sísmico de una edificación de 14 pisos con el método Pushover en el distrito de Miraflores. La investigación se centrará en la evaluación del desempeño sísmico mediante un único método denominado método “Pushover”, el cual concierne a un análisis estático no lineal.

Por otra parte, el tiempo que conllevará la realización de esta investigación será aproximadamente de 6 meses, según el cronograma expuesto en el Anexo N° 2. Según dicho cronograma se espera concluir con la presentación de resultados finales totalmente verificados. Sin embargo, los resultados estarán enfocados únicamente a información referente al nivel de desempeño alcanzado por la edificación y en función a ello se propondrán conclusiones y recomendaciones finales.

1.4. Justificación e importancia

1.4.1 Teórica

La investigación se justifica teóricamente puesto que nos permitirá evaluar a la estructura cuando este alcance el rango no lineal o rango inelástico, el cual es un estadio mucho más realista en el ciclo de vida de las estructuras cuando son sometidas a acciones sísmicas. Para tal fin mediante un análisis Pushover se determinará la curva de capacidad que se transformará a un espectro de capacidad para poder determinar los puntos de desempeño de la estructura.

1.4.2 Práctica

En la presente investigación se realizará la evaluación estructural de una edificación mediante un análisis estático no lineal aplicando el método

Pushover. Mediante esta metodología se podrá evaluar el comportamiento no lineal de la estructura y establecer puntos de desempeño que nos brindarán información referente a la situación de la estructura (si se encuentra próxima o no al colapso).

1.4.3 Social

Se justifica socialmente puesto que, la evaluación del desempeño sísmico de una edificación destinada para oficinas de 14 pisos mediante el método Pushover brindará información sobre la resistencia de la estructura y los mecanismos de falla que podrían ocurrir frente a un eventual sismo de mayor envergadura. De tal forma que se puedan evitar pérdidas económicas y de vidas humanas de la comunidad que hace uso de la edificación.

1.4.4 Importancia

La importancia de la presente investigación se centra en la determinación de los puntos de desempeño de la estructura con la finalidad de realizar un diagnóstico de la situación de la estructura operacional o cercana al colapso. Para dicho fin se hará uso de estándares internacionales actualizados tales como el FEMA 440, el ATC-40 y el ASCE 41-13. De esta manera mediante la lectura de los puntos de desempeño se podrá determinar el nivel de desempeño de la estructura frente a un tipo de sismo.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del estudio de investigación

a) Internacionales

Najam (2018) realizó una investigación titulada “Procedimientos de análisis estático no lineal para la evaluación del desempeño sísmico de edificios existentes: evolución y problemas”. Artículo de investigación: Facing the Challenges in Structural Engineering (Tailandia). El objetivo fue explicar los procedimientos de análisis estático no lineales (NSP), las modificaciones y desafíos de este método a lo largo de los años y su aplicabilidad. Los resultados de la investigación indicaron que a pesar de las últimas herramientas informáticas que permiten realizar el análisis detallado de historial de respuesta no lineal (NLRHA) , el cual es método más sofisticado, el método de análisis estático no lineal (NSP) y sus diferentes mejoras son más convenientes cuando se requiere de una evaluación rápida y con precisión relativa. Por ejemplo, cuando se pretende evaluar la vulnerabilidad sísmica de un gran número de edificios. La conclusión final del artículo fue que, aunque con la llegada de las últimas herramientas informáticas y paquetes de software el procedimiento (NLRHA) se está volviendo relativamente más fácil de realizar, los NSP aún conservan un grado de interés en la ingeniería debido a su simplicidad y uso práctico conveniente a la hora de obtener información sobre el complejo comportamiento no lineal y la respuesta de las estructuras. Esta investigación nos aporta la importancia que tiene método de análisis estático no lineal (NSP) conjuntamente con sus mejoras y modificaciones a lo largo de los años cuando se pretende entender mejor el comportamiento no lineal de los elementos estructurales.

Youcef, Abderrahmane y Benazouz (2018) realizaron una investigación titulada “Desempeño sísmico de un edificio de RC mediante análisis de respuesta espectral y Pushover”. Artículo de investigación: Facing the Challenges in Structural Engineering (Tailandia). El objetivo fue evaluar el diseño sísmico basado en el desempeño de una edificio de 8 niveles de hormigón armado mediante un análisis estático no lineal usando un análisis Pushover y compararlo con un análisis estático lineal. Los resultados mostraron una gran diferencia entre los dos métodos ya que se pudo observar el conservadurismo del método de análisis estático lineal comparado con el método de análisis estático no lineal y más aún cuando se aplica Pushover en

sistemas en los que el modo fundamental domina el comportamiento. La conclusión final del artículo fue que el método de análisis estático no lineal es menos conservador y que bajo ciertas condiciones tales como la preponderancia del modo fundamental en un sistema el análisis estático no lineal mediante el método Pushover brinda resultados satisfactorios y asimismo permite determinar la curva de capacidad que indica los niveles de desempeño estructural de una edificación. Esta investigación nos aporta las condiciones en las que el análisis estático no lineal mediante el método Pushover proporciona resultados más adecuados reflejando mejor el comportamiento no lineal y su importancia a la hora de determinar la curva de capacidad que muestra los 4 niveles de desempeño de una estructura.

Moustafa M. et al. (2019) realizaron una investigación titulada “Desarrollo de metodología de índices de vulnerabilidad sísmica para edificaciones de hormigón armado en base a análisis paramétricos no lineales”. Artículo de investigación: *MethodsX*, 6 (Malasia). El objetivo fue desarrollar el índice de vulnerabilidad (SVI) en un conjunto de edificios de concreto armado ubicados en la ciudad de Malasia utilizando el análisis de tiempo historia (NL-THA) y el análisis estático no lineal (NL-SA) basándose en los estados límites y la formación de rótulas plásticas. Los resultados de la tesis indicaron que el nivel de daño producido durante un terremoto depende del peso de los elementos (viga y columna), así como de la formación de rótulas plásticas según su rendimiento. La conclusión final del artículo fue que a partir de la determinación del índice de vulnerabilidad con los métodos de análisis no lineales NLDA Y NLSA, se pudo determinar 5 niveles de vulnerabilidad despreciable, menor, moderado, colapso severo y colapso total. Esta investigación nos aporta criterios para categorizar los niveles de daño que sufren las estructuras cuando son sometidas a sollicitaciones sísmicas.

b) Nacionales

Salcedo (2017) realizaron una tesis titulada “Desempeño sísmico por el método Push-over de un edificio construido en la ciudad de Barranquilla bajo la norma NSR-10.”. El objetivo fue determinar el desempeño sísmico por el método Pushover, de un edificio construido en la ciudad de Barranquilla con la norma NSR-10, determinando la deriva máxima, curva de capacidad, bajo un sismo leve, moderado y alta densidad, así encontrar el punto de desempeño sísmico. Los resultados de la

tesis indicaron que podemos evidenciar un cambio drástico en la formación de las rotulas plásticas, en este caso actual se generan rotulas plásticas en casi todos los niveles, todas las rotulas se mantienen en el nivel de desempeño ocupación inmediata. La conclusión final de la tesis fue que el nivel de desempeño del edificio en caso de presentarse el sismo de diseño es el de ocupación inmediata, se espera un daño mínimo en elementos estructurales, se espera reocupar inmediatamente después de un sismo considerable. Se espera que sea necesario limpieza y reparación algunos de sus sistemas después de un sismo. Esta tesis nos aporta que las rotulas plásticas en un estudio como eso define un cierto desempeño de la edificación.

Chancafe y Gonzales (2021) realizaron una tesis titulada “Evaluación del desempeño sísmico de un edificio multifamiliar de concreto armado de 8 pisos mediante un análisis Pushover, distrito de Santiago de Surco”. El objetivo fue evaluar el desempeño sísmico de un edificio multifamiliar mediante el análisis no lineal con el software Etabs, mediante la determinación de los puntos de desempeño y desplazamientos relativos de la edificación. Los resultados de la tesis indicaron que las derivas de entrepiso para ambas direcciones no superan la deriva máxima, por ende, las distorsiones son aceptables. Así mismo, la densidad de muros es mayor en el eje Y con respecto al eje X, por tanto, se espera que las máximas distorsiones de entre piso se presenten en esta última dirección. La conclusión final de la tesis fue que, el modelo realizado en el software Etabs cumplió satisfactoriamente con los parámetros establecidos por la norma de diseño sismorresistente E.030, presentando distorsiones de entrepiso máximos de 0.0051 y 0.0013 para las direcciones X e Y respectivamente. Siendo este un indicio de que el edificio presentará deformaciones aceptables dentro del rango lineal y que el diseño estructural del edificio es correcto. Esta tesis nos aporta que el método Pushover es un método más específico en resultados sísmicos porque se basa en el movimiento real de la edificación mediante un sismo.

Choque y Luque (2018) realizaron una tesis titulada “Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E030”. El objetivo fue aplicar la metodología del diseño basado en el desempeño sísmico a dos alternativas de estructuración de un edificio de 8 niveles para evaluar y comparar los resultados obtenidos, determinado los puntos y niveles de desempeño

para diferentes niveles de amenaza sísmica. Los resultados de la tesis indicaron que el edificio tiene un buen comportamiento sísmico para sismo de servicio, en la dirección XX se presenta los mayores desplazamientos con respecto a la dirección YY, esto está en concordancia con la rigidez lateral de la estructura, en X es más flexible por lo tanto mayores desplazamientos y en Y más rígido así menores desplazamientos para cada nivel de sismo. La conclusión final de la tesis fue que, los requisitos de la NTE E.030-2018 conducen estructuras aporticadas con elementos de grandes dimensiones. La anterior norma E.030-2016, a través del requisito de irregularidad por rigidez (comparación de derivas) conduce a secciones muy grandes a diferencia de la actual norma que exige la comparación de rigideces, que es más adecuado. Esto se comprobó en la etapa de estructuración en la que, con la E.030-2016, eran necesarias columnas de 0.30 m de peralte, sin embargo, con la E.030-2018 se requiere peraltes de 0.90 m para cumplir con los requisitos de derivas. Esta tesis nos aporta que las edificaciones construidas según las normas, en transcurso del tiempo se van cambiando las solicitaciones correspondientes a cada norma, por ende, la estructura podría modificar su geometría o dimensión.

2.2. Bases teóricas

2.2.1 Generalidades de la norma de diseño sismo resistente E.030

El diseño sismo resistente tiene como fin principal salvar las vidas de los ocupantes de una edificación, adicionalmente a ello, también minimizar los daños materiales a causa de un sismo. La norma E. 030 contiene procedimientos y restricciones para estimar diferentes parámetros de diseño sismo resistente tales como la demanda sísmica, respuesta estructural, resistencia y rigidez, importancia, ubicación y sistema estructural (Muñoz, 2020).

Filosofía y principios del diseño sismorresistente:

La norma E. 030 señala que la filosofía de diseño sismorresistente consiste en:

- Evitar pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

Por otro lado, en la norma E. 030, se reconoce que no es factible proveer una protección completa frente a todos los sismos ya que no es técnica ni

económicamente viable. Por tal motivo y en función a esta filosofía de diseño se plantea los siguientes principios:

- La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla N° 5 de la Norma E. 030, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

Concepción estructural sismo resistente

En la norma E. 030 se señala que se debe tomar en cuenta la importancia de los siguientes aspectos:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada frente a las cargas laterales.
- Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

2.2.2 Análisis sísmico lineal

a) Generalidades

Como punto de partida en la presente tesis se abordará un análisis lineal elástico basado en la Norma de Diseño Sismorresistente E. 030 con la finalidad de comprobar que en la edificación estudiada los desplazamientos relativos, regularidad estructural y entre otros parámetros cumplan con lo establecido en la norma. De esta forma nos aseguraremos que a la edificación estudiada se le podrá aplicar un análisis estático no

lineal sin ningún inconveniente puesto que la aplicación de dicho método está condicionada, entre otras cosas, por el primer modo de vibración de la estructura lo cual es característica de edificaciones regulares. Hecho que garantizará resultados más confiables al final de la investigación.

Para el análisis sísmico la norma E. 030 señala que podrá ser realizada mediante 2 procedimientos: Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes o Análisis dinámico modal espectral.

b) Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes

Para la aplicación de este método las solicitaciones sísmicas se representan a través de un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masa de cada entrepiso de la edificación. Este procedimiento aplica ya sea para edificaciones regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1. En edificaciones regulares aplica para edificaciones de concreto armado de no más de 30 m de altura. Mientras que en las edificaciones que posean muros portantes de concreto armado o albañilería armada o confinada la altura de la edificación no deberá superar los 15 m.

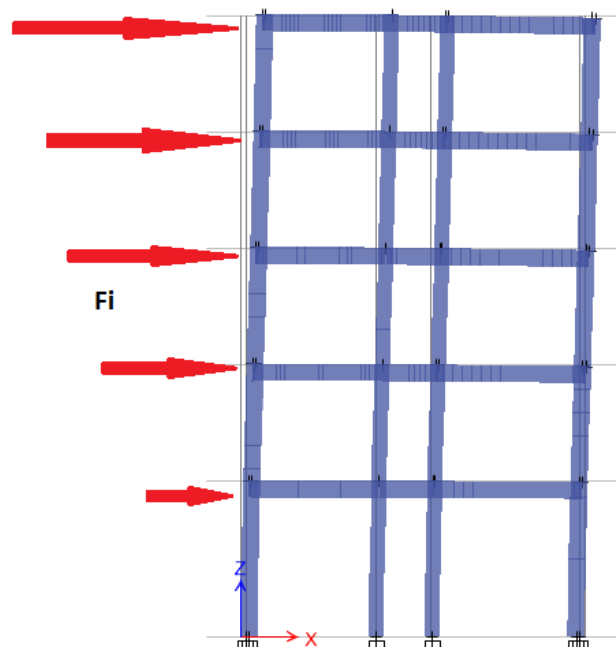


Figura N 1: Gráfico que representa de las fuerzas estáticas equivalentes.

Fuente: Elaboración propia.

c) Análisis dinámico modal espectral.

Para la aplicación de este método se deberá modelar la edificación como un sistema de uno o varios grados de libertad y se deberá conocer los modos de vibración de los tres primeros modos predominantes en una dirección de análisis. Asimismo, el procedimiento de análisis considera las características de rigidez y distribución de masas ya que en cada dirección se considerarán aquellos modos que tengan una masa efectiva de por lo menos el 90% de la masa total.

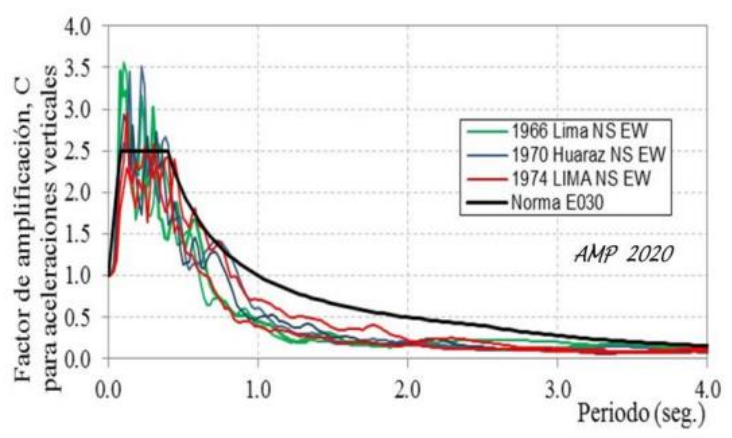


Figura N 2: Espectro de pseudo aceleraciones.

Fuente: Tomado de Muñoz (2020).

2.2.3 Demanda sísmica

a) Peligro sísmico

Peligro sísmico viene a ser todo aquel factor externo que afecte la resistencia de una estructura.

Unos de los factores lo plasman la norma E0.30 sismorresistente, donde tenemos las zonas sísmicas y tipo de suelo según las clasificaciones dadas. Un eventual sismo extremo de tiempo de retorno considerable, aumentaría la vulnerabilidad sísmica de una edificación existente de manera significativa.

Un factor importante son las fuentes sismogénicas, las condiciones del suelo y así como también las irregularidades del terreno, un ejemplo serían las montañas, las fuentes sismogénicas se mide a través de características tectónicas y agrupación de epicentros de sismos registrados.

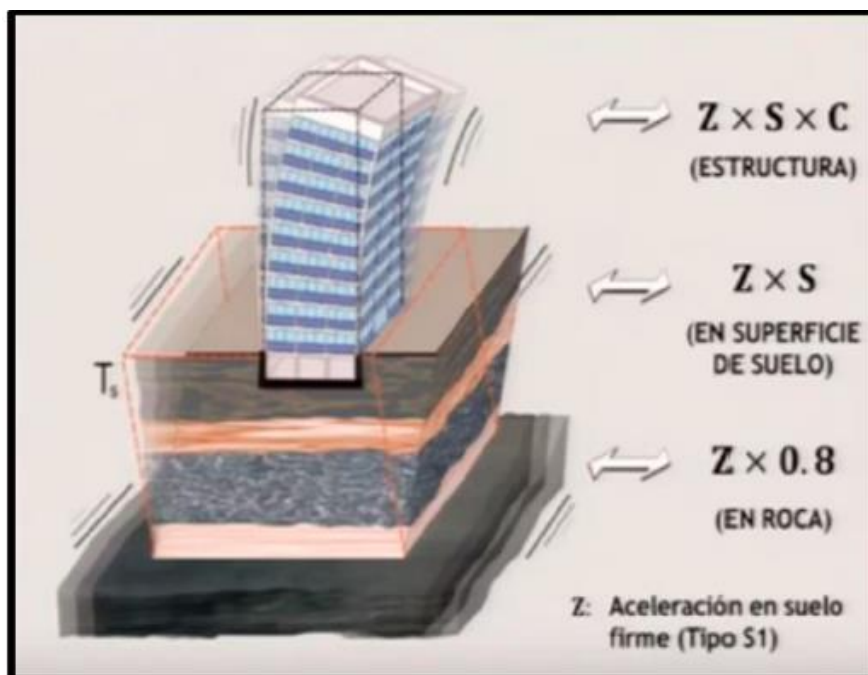


Figura N 3: Peligro sísmico

Fuente: Tomado de Chacafe y Gonzales 2021.

b) Vulnerabilidad Sísmica

Toda estructura esta propenso a sufrir daños en un eventual movimiento sísmico, a esto llamamos vulnerabilidad, como todo aquello que afecta a la estructura de una edificación tras un sismo, esto se puede producir por diversos factores.

Maldonado (2019) afirma que: “La vulnerabilidad de una estructura es el grado de daño que resulta por la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad dada” (p.17).

La vulnerabilidad dependerá del grado de zona sísmica en donde se encuentre la edificación, así como también factores externos naturales, que dan una exigencia a la edificación que no se pueden ser controlados, por eso mismo se recomienda reducir al máximo la vulnerabilidad de la estructura de una edificación según las normas correspondientes.

c) Riesgo Sísmico

El riesgo sísmico es la consecuencia de los daños que se podría generar según el peligro sísmico y vulnerabilidad que está expuesto la edificación Se tiene la siguiente ecuación

$$\text{Riesgo Sísmico} = \text{Peligro Sísmico} \times \text{Vulnerabilidad Sísmica}$$

Delgado et al (2019) afirma que: “Se define como el daño o las pérdidas que probablemente resultarán de la exposición a peligros sísmicos” (p.22). Para evitar el riesgo sismo se opta por un correcto diseño de estructuración de la estructura, con materiales de calidad y un buen proceso constructivo, todo esto con la finalidad de que la vulnerabilidad sísmica sea mínima, ya que muchos factores como la naturaleza es impredecible y escapa de control.

2.2.4 Comportamiento no lineal de materiales

a) Modelos de comportamiento no lineal para el concreto y acero de refuerzo

El concreto armado es un material heterogéneo compuesto por concreto y acero de refuerzo de tal forma que ambos materiales le confieren al material resultante “concreto armado” propiedades que carecen individualmente.

En el caso del concreto, este se encargará de resistir principalmente los esfuerzos a compresión ya que posee baja resistencia a la tracción.

En el caso del acero, este se encargará de dotar ductilidad a la estructura de concreto armado ya que, a diferencia del concreto, es altamente resistente a la tracción. De esta forma se procura que los mecanismos de falla que se produzcan sean fallas del tipo dúctil y no frágil.

b) Modelo constitutivo para el concreto

Los modelos constitutivos del concreto están basados en la carga aplicada, materiales y el confinamiento. Este último nos permitirá diferenciar el concreto confinado del no confinado puesto que el primero posee un mejor comportamiento al permitir alcanzar mayores valores de esfuerzo y ductilidad.

Modelos de concreto No confinado

a) Modelo de distribución rectangular equivalente – Whitney:

El modelo del rectángulo equivalente de Whitney es un modelo ampliamente usado para realizar evaluaciones y diseños por ser un método simplificado y conservador. En este modelo se simplifica los esfuerzos de compresión a una distribución rectangular uniforme. En este modelo se considera $\beta=0.85$ para un concreto con un $f'c$ menor o igual a 280 kg/cm².

Para esfuerzos mayores a 560 kg/cm² el valor de β deberá ser 0.65 y para esfuerzos entre 280 y 560 deberá interpolarse valores entre 0.85 y 0.65.

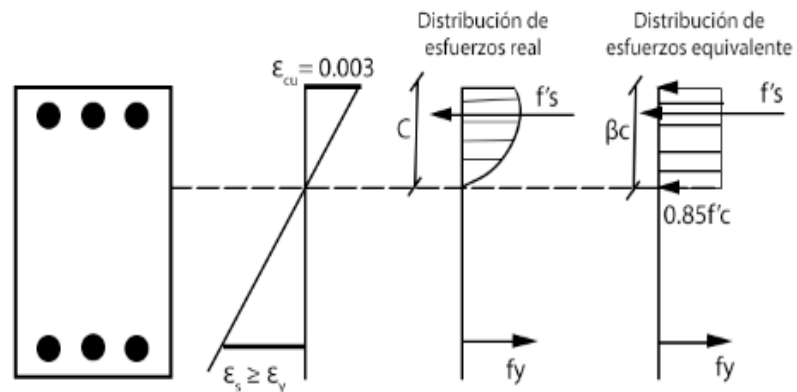


Figura N 4: Modelo de distribución rectangular equivalente – Whitney

Fuente: Elaboración propia – modificado

Donde:

f'_c : Esfuerzo del concreto

f'_s : Esfuerzo del acero a compresión

f_y : Esfuerzo del acero a tracción

ϵ_{cu} : Deformación unitaria último del concreto

c : Profundidad de eje neutro

b) Modelo de Honestad:

Este modelo es mucho más realista ya que considera un tramo parabólico invertido y otro lineal. El punto final del tramo parabólico está representado por el esfuerzo máximo del concreto no confinado (f'_c) y una deformación asociada ($\epsilon_{co} = 0.002$). En este mismo punto inicia el tramo lineal hasta alcanzar una deformación final de ruptura ($\epsilon_{cm} = 0.0038$) con un esfuerzo de $0.85f'_c$.

$$f_c = \left\{ \begin{array}{ll} f'_c \left[\frac{2\epsilon}{\epsilon_{co}} - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{co}} \right)^2 \right] , & 0 \leq \epsilon \leq \epsilon_{co} \\ f'_c - 0.15f'_c \frac{(\epsilon - \epsilon_{co})}{(\epsilon_{cm} - \epsilon_{co})} , & \epsilon_{co} \leq \epsilon \leq \epsilon_{cm} \end{array} \right\}$$

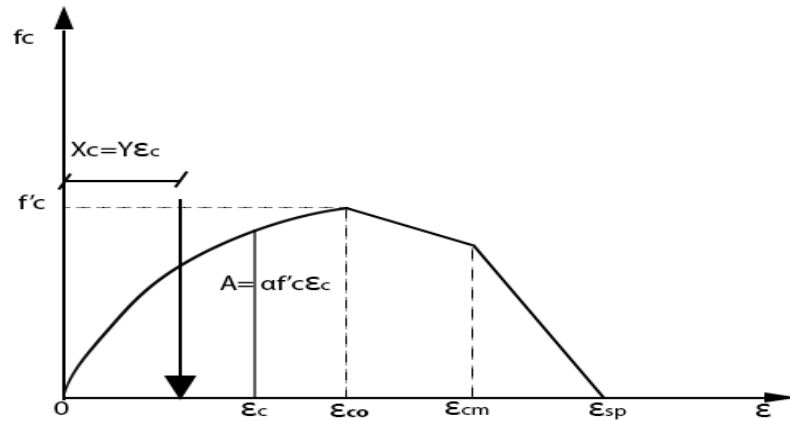


Figura N 5: Curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado

Fuente: Elaboración propia – modificado

Donde:

f_c : Esfuerzo del concreto no confinado

f'_c : Esfuerzo máximo del concreto no confinado

ε : Deformación del concreto

ε_{co} : Deformación asociado al f'_c ($\varepsilon_{co} = 0.002$)

ε_{cm} : Deformación máxima del concreto confinado ($\varepsilon_{cm} = 0.0038$)

α : Coeficiente que representa porcentaje de área rectangular

γ : Coeficiente que representa porcentaje de distancia

c) Modelo de concreto confiando

c) Modelo de kent y Park:

El modelo de Kent y Park posee 2 tramos. El primero consta de un tramo parabólico invertido cuyo vértice está representado por las coordenadas (ε_{co} ; f'_c) donde ε_{co} tiene un valor de 0.002. A partir de este punto continúa un tramo recto en descenso hasta alcanzar un esfuerzo de $0.2f'_c$ y una deformación ε_{20c} para finalmente continuar con una recta horizontal hasta alcanzar la ruptura.

$$f_c = \left\{ \begin{array}{ll} f'_c \left[\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] , & 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{co} \\ f'_c - 0.15f'_c \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{co})}{(\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{co})} , & \varepsilon_{co} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{20c} \\ 0.20f'_c , & \varepsilon \geq \varepsilon_{20c} \end{array} \right\}$$

$$z = \frac{0.5}{\frac{3 + \varepsilon_{co} f'_c}{f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b''}{s_h} - \varepsilon_{co}}}$$

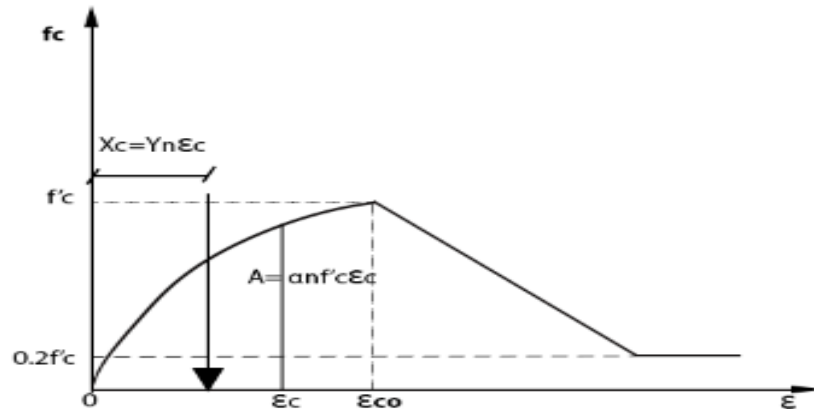


Figura N 6: Modelo de Kent y Park

Fuente: Elaboración Propia – Modificado

Donde:

f_c : Esfuerzo del concreto no confinado

f'_c : Esfuerzo máximo del concreto no confinado en unidades de $\frac{lb}{plg^2}$

ε : Deformación del concreto

ε_{co} : Deformación asociado al f'_c ($\varepsilon_{co} = 0.002$)

ε_{20c} : Deformación del concreto asociado a $0.2f'_c$ ($\varepsilon_{20c} = \varepsilon_{co} + 0.8/z$)

b', h' : Peralte y base del núcleo confinado

b'', h'' : Peralte y base del núcleo confinado medido al exterior de un estribo

s_h : Espaciado de estribos

As_h : Área de estribos

ρ_s : Relación volumétrica del refuerzo transversal y el concreto del núcleo medido al exterior de estribos

z : Pendiente de la recta descendente

d) Modelo de Mander:

Este modelo se define con una curva continua en la que el confinamiento incrementa tanto la capacidad de deformación del concreto ε_c como la resistencia del concreto. Asimismo, en el instante en el que se alcance la

deformación unitaria última ε_{cu} en el concreto se habrá producido la fractura del refuerzo transversal de tal forma que ya no existe capacidad de confinamiento del núcleo del concreto dando origen a grandes deformaciones transversales del concreto.

$$\varepsilon_{co} = \frac{50}{3} f'_c + \frac{5000}{3}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r}$$

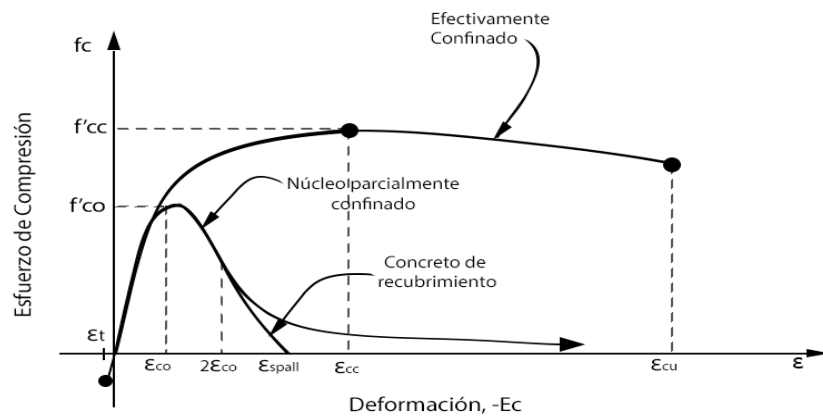


Figura N 7: Modelo de Mander

Fuente: Elaboración propia - Modificado

Donde:

ε_{co} : Deformación del concreto asociado al f'_c en MPa

ε_{cc} : Deformación del concreto asociado al f'_{cc}

E_c, E_{sec} : Módulos elástico y secante del concreto

r : Relación de módulos

ε_c : Deformación del concreto

x : Relación de deformaciones

f_c : Esfuerzo del concreto a compresión

e) Modelo constitutivo para el acero

Los modelos constitutivos del acero explican de manera simplificada el comportamiento esfuerzo-deformación cuando este incursiona en el rango no lineal.

- Modelo elastoplástico perfecto:

Es un modelo bilineal común utilizado para la evaluación y diseño sísmico puesto que este modelo limita la resistencia máxima alcanzada a la resistencia de fluencia. Sin embargo, este modelo no es el más adecuado para realizar una evaluación por desempeño ya que no considera el comportamiento real del acero más allá del esfuerzo de fluencia.

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

$$f_s = \begin{cases} -f_y & ; \quad \varepsilon_s \leq -\varepsilon_y \\ E_s \varepsilon_s & ; \quad -\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_y & ; \quad \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \end{cases}$$

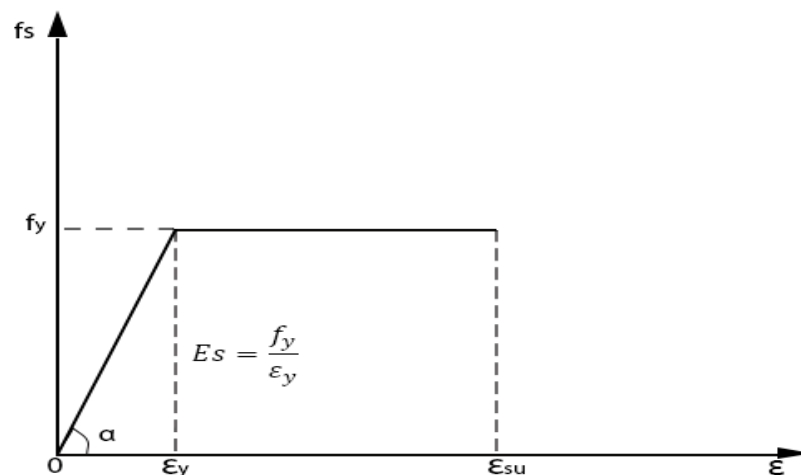


Figura N 8: Modelo elastoplástico perfecto

Fuente: Elaboración Propia – Modificado.

Donde:

f_s : Esfuerzo del acero

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero

E_s : Módulos de elasticidad del acero

ε_s : Deformación del acero

ε_y : Deformación de fluencia del acero

ε_{su} : Deformación máxima del acero

- Modelo de Park y Paulay

Es un modelo de esfuerzo – deformación conformada por tres tramos: lineal elástico, plano posterior a la fluencia y de endurecimiento por deformación.

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}$$

$$m = \frac{(f_{su}/f_y)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

$$f_s = \begin{cases} -\left(\frac{m(-\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(-\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(60 - m)(-\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})}{2(30r + 1)^2}\right) f_y & ; -\varepsilon_{su} \leq \varepsilon_s \leq -\varepsilon_{sh} \\ -f_y & ; -\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq -\varepsilon_y \\ E_s \varepsilon_s & ; -\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_y & ; \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \\ \left(\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(60 - m)(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})}{2(30r + 1)^2}\right) f_y & ; \varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \end{cases}$$

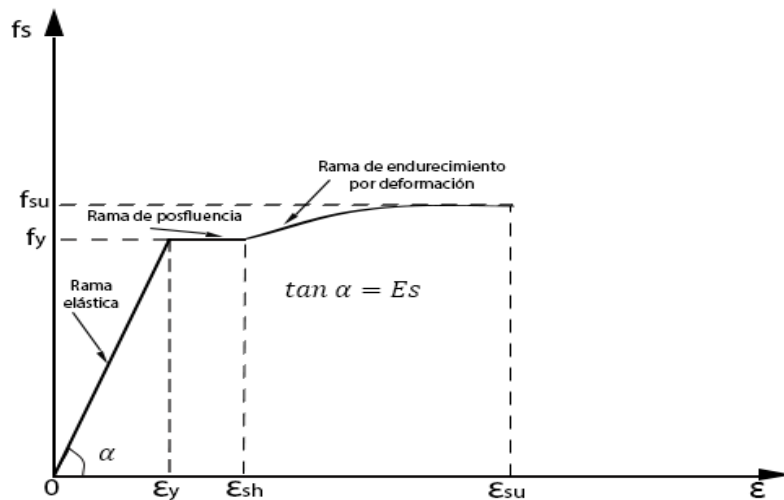


Figura N 9: Modelo de Park y Paulay

Fuente: Elaboración Propia – Modificado.

Donde:

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero

ϵ_{sh} : Deformación máxima de la rama plana posterior a la fluencia

f_{su}, ϵ_{sh} : Esfuerzo y deformación última del acero

f_s, ϵ_s : Esfuerzo y deformación del acero en zonas de tracción y compresión

- Mander, Dood y Restrepo

Es un modelo de esfuerzo – deformación conformada por tres tramos: lineal elástico, plano posterior a la fluencia y de endurecimiento por deformación.

$$p = \ln \left(\frac{f_{su} - f_{s1}}{f_{su} - f_y} \right) / \ln \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{s1}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)$$

$$f_{st} = \left\{ \begin{array}{ll} E_s \epsilon_s & ; 0 \leq \epsilon_{st} \leq \epsilon_y \\ f_y & ; \epsilon_y \leq \epsilon_{st} \leq \epsilon_{sh} \\ f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right) & ; \epsilon_{sh} \leq \epsilon_{st} \leq \epsilon_{su} \end{array} \right\}$$

$$\epsilon_{sc} = \frac{\epsilon_{st}}{1 + \epsilon_{st}}$$

$$f_{sc} = f_s (1 + \epsilon_{st})^2$$

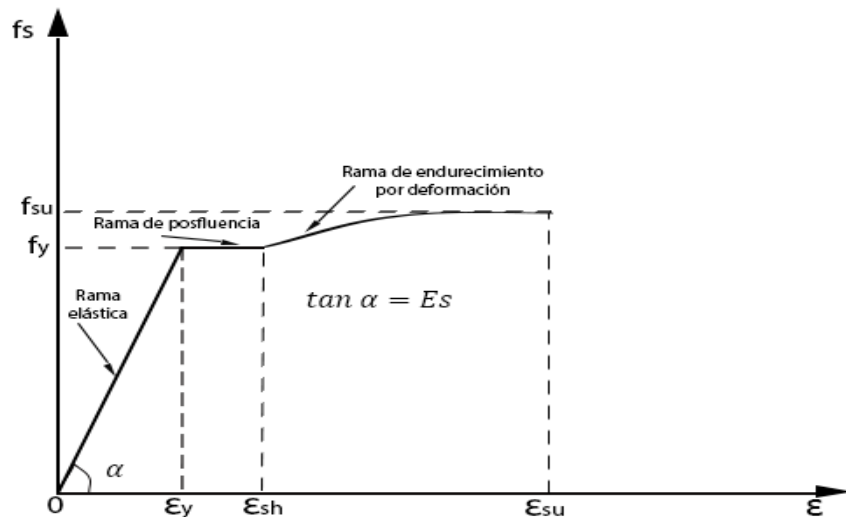


Figura N 10: Modelo Mander, Dood y Restrepo

Fuente: Elaboración Propia – Modificado

Donde:

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero

ϵ_{sh} : Deformación del endurecimiento del acero

f_{s1}, ε_{s1} : Esfuerzo y deformación de un ensayo

f_{su}, ε_{su} : Esfuerzo y deformación última del acero

f_{st}, ε_{st} : Esfuerzo y deformación del acero en zona a tracción

ε_{sc}, f_{sc} : Esfuerzo y deformación del acero en zona a compresión

f) Elemento no lineal en secciones y elementos

- Diagrama Momento – Curvatura:

El diagrama Momento- Curvatura ($M - \phi$) nos indica la máxima deformación a flexión y por curvatura en el rango elástico y inelástico de una sección de concreto armado, dándonos a conocer la ductilidad de dicha sección en el rango no lineal, hasta llegar al fallo, mientras más dúctil sea, la capacidad de la estructura será mayor.

Con el diagrama se entenderá mejor el comportamiento de las rotulas plásticas y la distribución de momentos elásticos que actúan a lo largo de la estructura justo antes del colapso.

Este diagrama se concibe a partir de los modelos constitutivos de cada elemento mencionado anteriormente.

- Diagrama de Momento – Curvatura Aproximados:

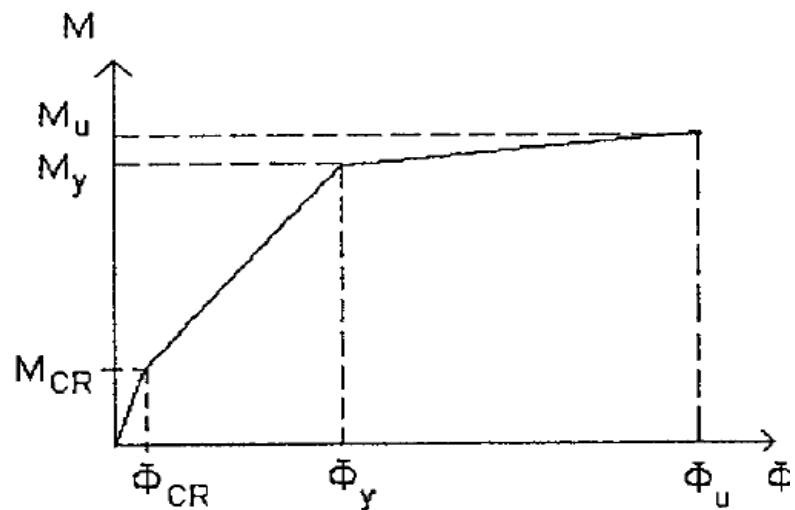


Figura N 11: Diagrama Trilineal

Fuente: Ottazi, 2011

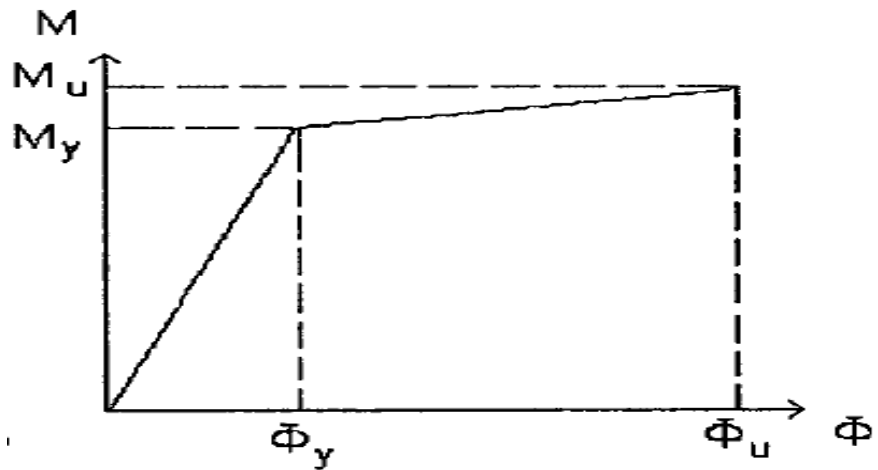


Figura N 12: Diagrama Bilineal

Fuente: Ottazi, 2011

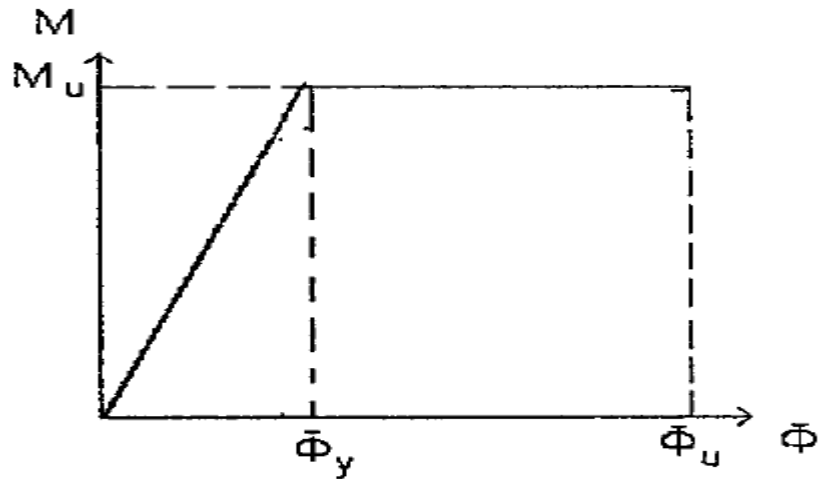


Figura N 13: Diagrama Bilineal simplificado

Fuente: Ottazi, 2011

Puntos notables en el diagrama trilineal según (Ottazi 2011)

- M_{cr} , ϕ_{cr} ; El momento y la curvatura de agrietamiento de la sección. Para su cálculo se puede ignorar la presencia del acero de refuerzo.
- M_y , ϕ_y ; El momento y la curvatura asociados al inicio de la fluencia en el acero de tracción. Para su determinación se puede suponer comportamiento elástico en el concreto hasta el inicio de la fluencia del acero en tracción. Normalmente el esfuerzo en el concreto (f_c) en el inicio de la fluencia, suele exceder de $0.5 f'_c$ por lo tanto esta suposición es discutible. Sin embargo el suponer comportamiento lineal hasta el inicio de la fluencia del acero generalmente subestima ϕ_y y sobrestima M_y siendo esta situación conservadora para el cálculo de la ductilidad de curvatura, por lo que suele aceptarse. Si se quisiera

una mejor aproximación puede optarse por un modelo de comportamiento del tipo parabólico para el concreto.

- M_{max} , ϕ_{max} : El momento y la curvatura asociados a la falla de la sección, ya sea por agotamiento del concreto o por rotura del acero (situación poco común). M_{max} se puede aproximar mediante el uso de las hipótesis de la Norma E.060. Un valor de $E_{cu} = 0.004$ es más apropiado para el cálculo de ϕ_{max} .
- Diagrama Momento – Rotación

Con el diagrama Momento – Curvatura, se puede calcular la rotación entre dos puntos a lo largo del elemento, calculando así la rotación inelástica de la zona.

Los diagramas momento - curvatura se construyen para una sección agrietada mientras que la zona donde se presenta la plastificación tiene una cierta longitud que se denota mediante el símbolo - l_p - (longitud plastificada equivalente). Esta zona incluye normalmente una cierta cantidad de grietas discretas. Entre estas grietas el concreto no fisurado reduce la deformación unitaria del acero, esto conduce a lo que se conoce como efecto de "rigidización por tensión". (Ottazi, 2011)

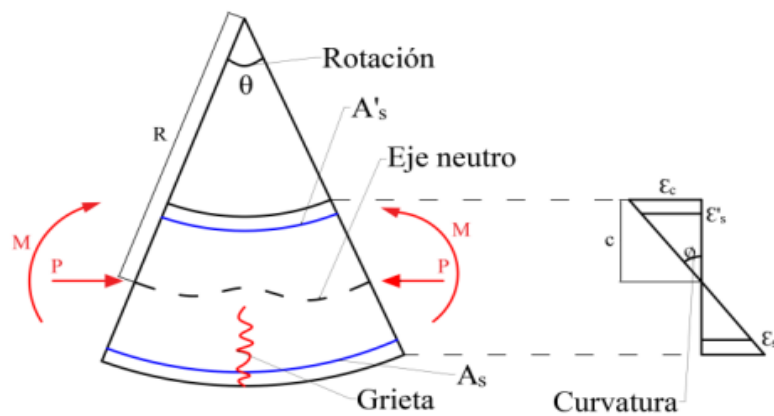


Figura N 14: Curvatura y Rotación de un elemento

Fuente: Ottazi, 2011

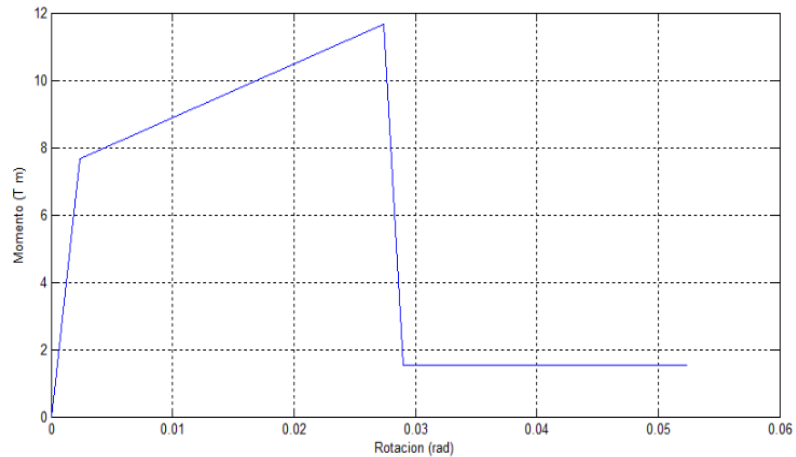


Figura N 15: Diagrama momento rotación de acuerdo al ASCE 41

Fuente: ASCE 41 - 13

2.2.5 Análisis Pushover o análisis estático no lineal

a) Generalidades

La concepción del análisis no lineal parte del aprovechamiento de la ductilidad de las estructuras de tal forma que incursionen en el rango inelástico, puesto que, un diseño sismo resistente basado únicamente en la hipótesis de una demanda elástica de sismos significaría valores de resistencia elástica muy elevadas (ideal) y que demandaría costos sumamente elevados. Por tal motivo en la concepción de la norma de diseño sismo resistente se permite escalar la resistencia elástica máxima mediante un factor de reducción sísmica (R) según la tipología de la edificación y así permitir que esta se deforme de manera no lineal hasta alcanzar un nivel de desempeño determinado.

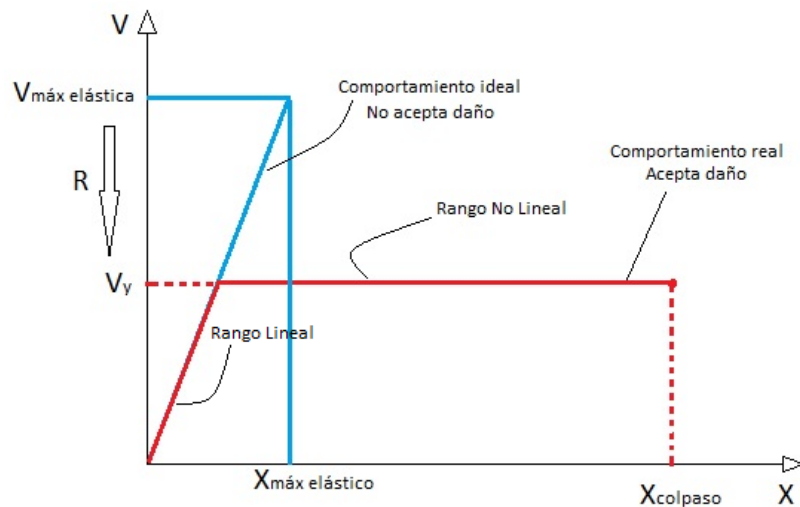


Figura N 16: Representación del comportamiento ideal y real de una edificación.

Fuente: Elaboración propia.

b) Definición

Moustafa et al (2019) afirman que:

El análisis Pushover es un procedimiento estático no lineal en el que la carga lateral estructural se aumenta incrementalmente de acuerdo con un patrón de cargas verticales permanentes (carga muerta y carga viva). Con el aumento de la carga, se encuentra la formación de rótulas plásticas en los pórticos del edificio y el mecanismo de falla de la estructura. El objetivo del análisis de empuje es estimar el rendimiento de resistencia y deformación de los sistemas estructurales y comparar sus capacidades con los niveles de rendimiento (p.7). Manifiestan, a su vez, que el análisis estático no lineal posee 4 fases distintas:

Fase 1, desarrollar el modelo estructural y definir las bisagras de plástico en los elementos del marco.

Fase 2, definir el patrón de carga lateral como un terremoto que induce fuerza.

Fase 3, definir el espectro de respuesta elástica horizontal para un lugar determinado.

Fase 4, estimar el nivel de rendimiento del edificio.

Para cumplir el objetivo del análisis Pushover la estimación de la resistencia y deformación de la estructura se evaluará mediante la curva de capacidad que representa la relación entre la resistencia de la edificación y el desplazamiento máximo de techo asociado a dicha resistencia o fuerza. Finalmente, esta curva deberá ser transformada en un espectro de capacidad.

Un aspecto importante de resaltar para desarrollar el método Pushover de manera adecuada y de tal forma que los resultados sean más confiables es que el método Pushover a diferencia de otros métodos como el es el caso del método de análisis dinámico no lineal que considera todos los modos de vibración, el presente método considera solo los primeros modos de vibración (el que representa la dirección del sismo). Así mismo los resultados serán más confiables en edificaciones que no presenten irregularidades en planta ni en altura razón por la cual que en primera instancia se hará un análisis sísmico basado en la Norma E. 030 de diseño

sismo resistente para garantizar que la edificación sea lo más regular posible.

c) Curva de capacidad

Es la curva resultante de la relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento máximo de techo producto de la aplicación de cargas incrementales hasta alcanzar la máxima capacidad de la estructura o su colapso.

Duarte et al (2017) afirman que:

La curva de capacidad representa el desplazamiento lateral como una función de la fuerza aplicada a la estructura. Este proceso proveerá valores que muestran una visión más clara del comportamiento de una estructura. Esta curva se construirá a partir de los datos de salida arrojados por el software de análisis estructural, la cual aproximadamente nos indica como la estructura se comporta después de exceder su límite elástico; posteriormente, para usar el “Método del espectro de capacidad” propuesto por la ATC-40, es necesario convertir la curva de capacidad que está en términos del cortante basal y desplazamiento del piso (azotea), a un espectro de capacidad, que es una representación de la curva de capacidad en un formato de espectro de respuesta aceleración-desplazamiento. (p.16)

Es importante señalar que los elementos estructurales (vigas, columnas y muros estructurales) formarán las llamadas rótulas plásticas cuando las sollicitaciones sísmicas las hagan incursionar en el rango no lineal o inelástico. En el modelo se podrá apreciar la aparición de rótulas plásticas a medida que se incremente progresivamente la carga lateral de tal forma que se generen posibles mecanismos de falla de los distintos elementos estructurales de la edificación.

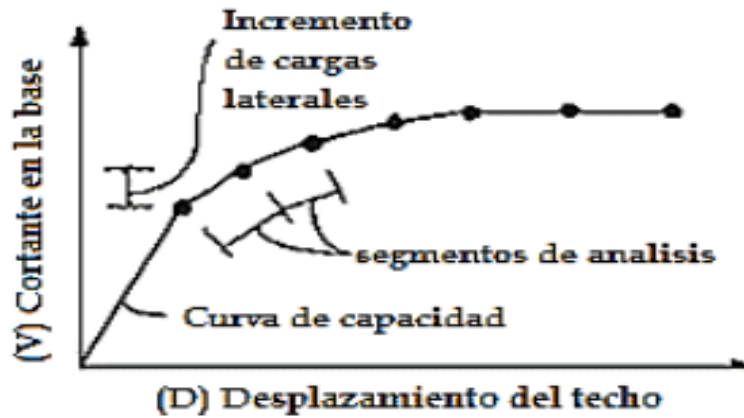


Figura N 17: Curva de capacidad general de una estructura.

Fuente: Tomado del ATC 40.

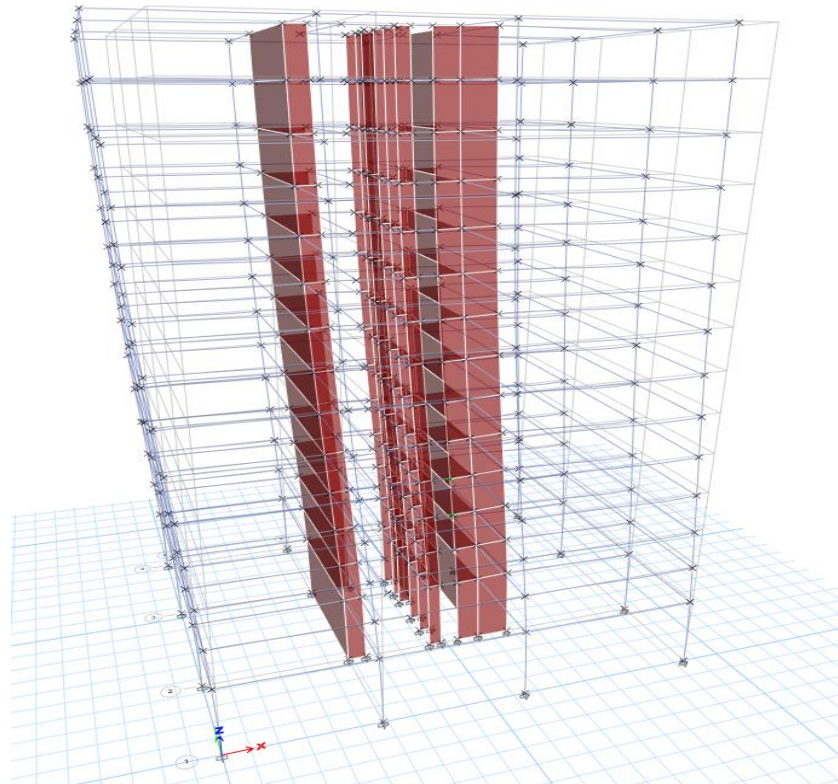


Figura N 18: Formación de rótulas plásticas.

Fuente: Elaboración propia

La formación de rótulas plásticas y la incursión en el rango no lineal de la edificación es sinónimo del aprovechamiento de la ductilidad de la estructura puesto que dicha propiedad es la capacidad de la estructura de deformarse inelásticamente hasta llegar a un punto límite de deformación

denominado punto de colapso. Existen dos conceptos de ductilidad, ductilidad estructural y ductilidad demandada.

- Ductilidad estructural: Es una característica propia de la edificación que viene a ser el cociente entre el desplazamiento alcanzado hasta el punto de colapso y el desplazamiento de fluencia.

$$\mu_e = \frac{X_c}{X_Y}$$

- Ductilidad demandada: Varía según el sismo y viene a ser la ductilidad que le demanda a la estructura un determinado sismo se calcula como el cociente entre el desplazamiento máxima inelástico alcanzado producto de una acción sísmica y desplazamiento de fluencia.

$$\mu_e = \frac{X_{\text{máx inelástico}}}{X_Y}$$

Asimismo, a partir de la incursión en el rango no lineal mediante la curva de capacidad se puede calcular los valores de sobre resistencia. Existen 2 tipos de sobre resistencia

Sobre resistencia de la 1ra Rótula: Se calcula mediante el cociente entre el Cortante último y el cortante alcanzado por la primera rótula.

$$SR = \frac{V_c}{V_1}$$

Sobre resistencia de fluencia efectiva: Se calcula mediante el cociente de la cortante última y el cortante alcanzado en el punto de fluencia efectiva.

$$SR = \frac{V_c}{V_y}$$

d) Espectro de demanda

Velázquez (2020) afirma que:

El espectro de demanda es el gráfico donde se representan las aceleraciones espectrales (S_a) en relación a los desplazamientos espectrales (S_d) a los que se encontrará sometida la estructura. Este gráfico parte del espectro de aceleraciones, donde se relacionan las aceleraciones espectrales y los periodos (p. 32).

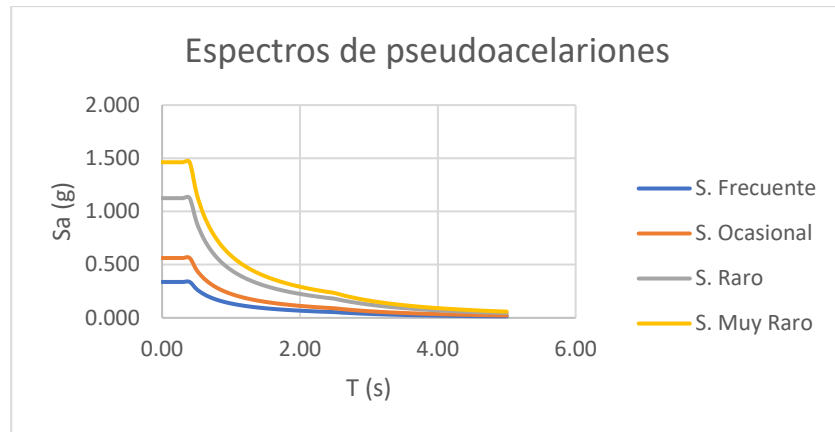


Figura N 19: Espectro de aceleraciones.

Fuente: Elaboración propia.

Por otro lado, Velázquez (2020) también señala que para la transformación del periodo al desplazamiento espectral elástico habrá que usar la siguiente ecuación:

Ecuación 1

$$Sd = Sa * \frac{T^2}{4\pi^2}$$

Donde:

Sd: Desplazamiento espectral (m)

Sa: Aceleración espectral (m/s²)

T: Periodo (s)

El autor también señala que, para conocer los desplazamientos espectrales inelástico, se debe multiplicar el valor de los elásticos por el coeficiente de reducción sísmica “R” (p. 20).

Finalmente, mediante la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad de la curva Pushover se obtendrá el punto de desempeño.

Najam (2018) afirma que:

El espectro de respuesta de desplazamiento de aceleración (ADRS) o espectro de demanda y el espectro de capacidad encuentran su punto de intersección que corresponde a una condición para la cual la capacidad sísmica es igual a la demanda impuesta en la estructura (p. 6).

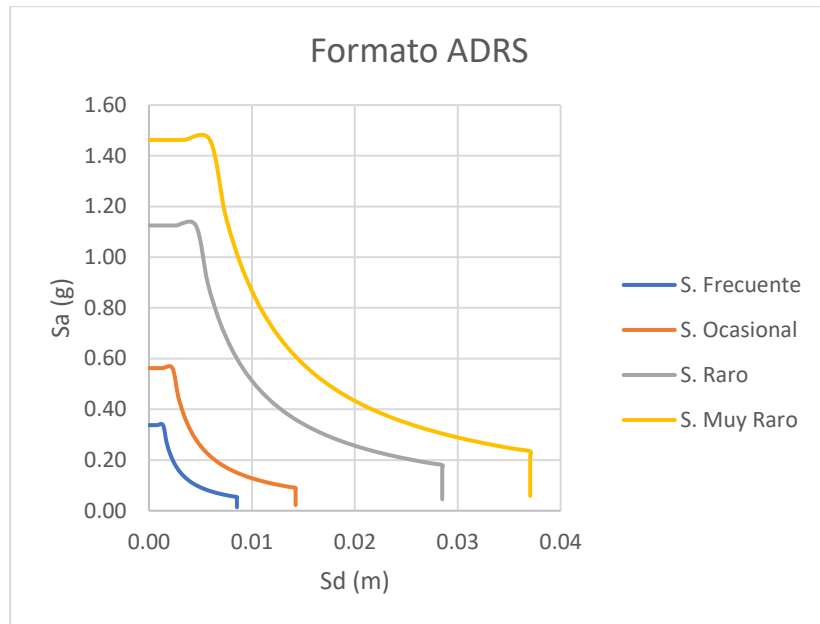


Figura N 20: Espectro de demanda inelástico.

Fuente: Tomado de Velázquez 2020, p. 34.

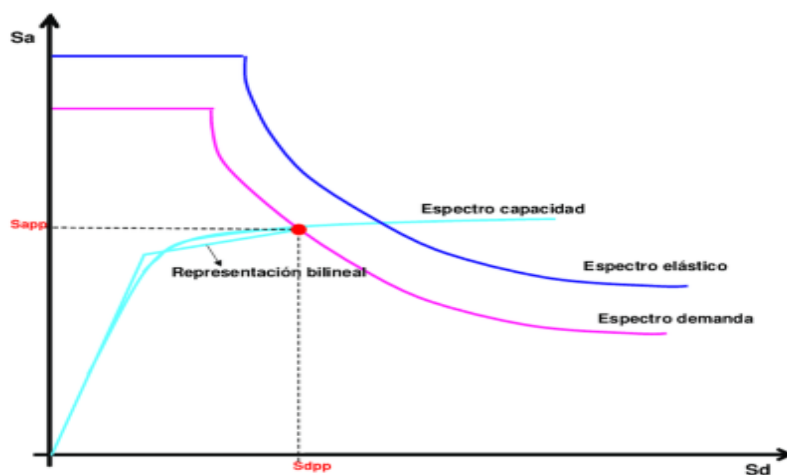


Figura N 21: Obtención del punto de desempeño mediante la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad.

Fuente: Tomado de Velázquez 2020, p. 35.

2.2.6 Desempeño Sísmico

En general, el diseño basado en el comportamiento sísmico incluye una selección de opciones de evaluación que permitan determinar el tamaño y el detalle de los componentes estructurales y no estructurales, de modo que en un nivel particular de movimiento y con diferentes grados de confianza, la estructura no se dañe más allá de algún estado límite (Bertero, en SEAOC, 1995). Tiene como objetivo desarrollar métodos para concebir, diseñar, construir y mantener edificios capaces de exhibir un desempeño predecible cuando son impactados por sismos. El desempeño se cuantifica

por la cantidad de daño a un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que este daño tiene en las actividades posteriores al evento sísmico. Este concepto se aplica no solo a los edificios, sino que puede extenderse a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales (Hamburger, 1997; Porter et al., 1993)

a) Diseño por desempeño

Es un diseño estructural no lineal que se desarrolla por varios métodos computacionales, prediciendo con mayor exactitud el comportamiento de una edificación bajo condiciones extremas en un eventual sismo u otras cargas externas.

Por lo general se utiliza para verificar el diseño en edificaciones de altura, mayormente mayores de 15 pisos.

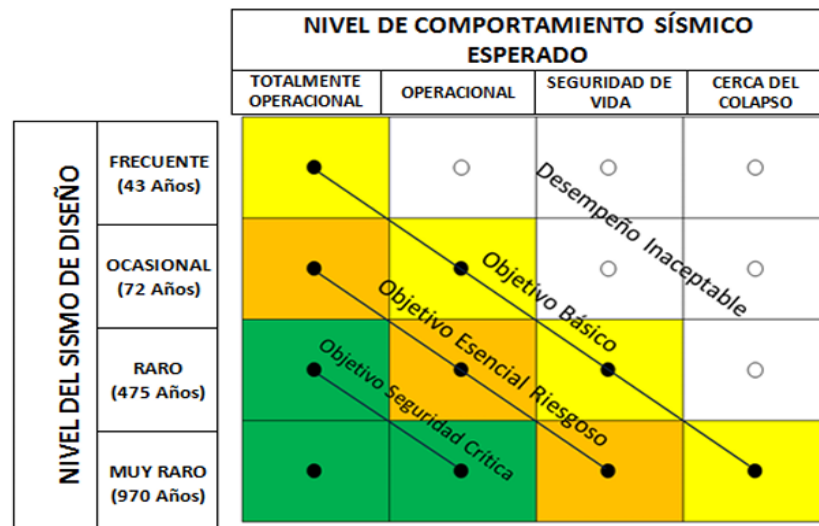


Figura N 22: La matriz de desempeño de ASCE 41-13 relaciona el nivel del sísmico de diseño con los niveles de comportamiento de la estructura.

Fuente: Tomada de ASCE 41-13.

b) Nivel de desempeño

El nivel de desempeño describe el estado límite de daño. Representa un estado límite o niveles tolerables de acuerdo con el posible daño físico a la edificación, la amenaza a la seguridad de los ocupantes de la edificación derivada de tal daño y la función de la edificación después del sismo (ATC-40, 1996).

- Propuesta VISION 2000

El Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) define cuatro niveles de desempeños:

Totalmente Operacional: El nivel de actividad en el que no se produce ningún daño. Las consecuencias para los usuarios de la instalación son insignificantes. El edificio permanece completamente seguro para los ocupantes. Todo el contenido y los servicios del edificio permanecen activos y disponibles para su uso. Las reparaciones generalmente no son necesarias

Operacional: Nivel de desempeño en el que se producen daños moderados en elementos no estructurales y contenidos de la edificación, e incluso daños menores en elementos estructurales. Los daños son limitados y no afectan la seguridad del edificio, el edificio aún podrá realizar sus funciones normales inmediatamente después del sismo, aunque los daños a los elementos interiores y no estructurales, puede interrumpir parcialmente ciertas funciones. A menudo se necesitan algunas reparaciones menores.

Seguridad: Nivel de desempeño en el que se producen daños moderados a los elementos estructurales, no estructurales y al contenido del edificio. Deterioro de la rigidez lateral y resistencia del sistema. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape del edificio. Las instalaciones quedan fuera de servicio y es probable que el edificio requiera reparaciones importantes.

Pre-Colapso: Nivel de desempeño en el que la disminución en la rigidez lateral y la capacidad de carga del sistema afecta la estabilidad de la estructura a medida que se acerca el colapso estructural. Interrupción de servicios y rutas de evacuación. El edificio es completamente inseguro para los ocupantes y el alcance de la reparación puede no ser factible técnica o económicamente.

Tabla 1

Estados de daño y niveles de desempeño

Estado de daño	Nivel de Desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños, pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural

Nota: Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1995)

- Propuesta relacionada al ATC-40

La propuesta del ATC-40 determinar el nivel de desempeño de la estructura y el nivel de desempeño de las partes no estructurales por separado para que su combinación conduzca a la definición del nivel de desempeño del edificio.

Nivel de desempeño de la estructura, se define 6 estados de daño

SP-1. Inmediata ocupación: El sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.

SP-2. Daño controlado: corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de inmediata ocupación y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que sean afectados.

SP-3. Seguridad: pueden haber ocurrido daño significativo en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso, puede

haber afectados. Costos elevados asociados a las reparaciones estructurales.

SP-4. Seguridad limitada; corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes.

SP-5. Estabilidad estructural: corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total. Han sucedido daños sustanciales, con una significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales, aun cuando los componentes del sistema resistente a cargas verticales mantengan la capacidad suficiente para evitar el colapso. Existe un elevado peligro para ocupantes y transeúntes, así como un peligro elevado en caso de réplicas. Estas edificaciones requieren reparaciones estructurales significativas.

SP-6. No considerado: no corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes no estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos no estructurales.

Nivel de desempeño para los componentes no estructurales, se definen 4 estados de daño:

NP-A. Operacional: después del sismo, los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Todos los equipos y maquinarias deben permanecer operativos, aunque algunos servicios externos no estén del todo disponibles.

NP-B. Inmediata ocupación: los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.

NP-C. Seguridad: contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos que pueda atentar seriamente contra los ocupantes. No debería haber fallo en los componentes peligrosos, sin embargo, el equipamiento y las maquinarias pueden quedar fuera de servicio. Puede haber algunos afectados, el peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es bajo.

NP-D. Amenaza: incluye importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a grupos de personas. El peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es alto.

NP-E. No considerado; no corresponde con un nivel de desempeño de los componentes no estructurales, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos estructurales.

Tabla 2

Niveles de desempeño de la edificación

	SP-1 Inmediata Ocupación	SP-2 Daño Controlado (rango)	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad limitada (rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Inmediata Ocupación	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Nota: Recopilado de la Norma ATC-40 (1996)

c) Objetivo de desempeño sísmico

Se define al tipo de comportamiento sísmico que se espera de una estructura dada, tomando en consideración los elementos no estructurales como estructurales de la edificación, esto sucede al combinar el máximo daño admisible (nivel de desempeño) con una amenaza sísmica identificada (movimiento sísmico).

Por lo general, en los objetivos de desempeño se esperan bajos niveles de daño para eventos sísmicos poco frecuentes.

d) Desempeño esperado de la edificación

Safina, S. et al. (2002) El desempeño esperado está íntimamente ligado a la definición de los niveles de amenaza sísmica que puede ser expresado en forma probabilística o determinística. En los enfoques probabilistas, especificando un nivel de movimiento asociado con una probabilidad de ocurrencia, mientras que, en los enfoques deterministas, en términos del movimiento máximo esperado para un evento, con una magnitud dada y asociado a una fuente específica.

e) Niveles de amenaza sísmica

- Propuesta VISION 2000

Se define 4 niveles de amenaza sísmica.

Tabla 3

Niveles de movimiento sísmico

Nivel del movimiento sísmico	Período medio de retorno T (años)	Probabilidad de excedencia (p,t)
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	10 % en 100 años

Nota: Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1995)

Tabla 4

Niveles recomendados de desempeños esperados

1... Instalaciones Básicas o 2... Instalaciones Esenciales/Riesgosas 3... Instalaciones de Seguridad Crítica 0...Desempeño inaceptable		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Colapso
Nivel del Movimiento Sísmico	Frecuente (T=43 años)	1	0	0	0
	Ocasional (T=72 años)	2	1	0	0
	Raro (T=475 años)	3	2	1	0
	Muy Raro (T=970 años)	-	3	2	1

Nota: Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1995)

- Propuesta ATC-40

Safina (2002) Define que de acuerdo a la propuesta ATC-40(1996) 3 niveles de amenaza sísmica correspondientes:

Sismo de Servicio (SS): correspondiente a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 72 años, de manera que puede llegar a ocurrir varias veces durante la vida útil de una edificación. En base a los resultados de peligrosidad típicos de un emplazamiento determinado, este movimiento representa aproximadamente la mitad del nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, por tratarse de sismos más frecuentes y de menor severidad.

Sismo de Diseño (SD): correspondiente a movimientos de moderada a severa intensidad, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociados con un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 475 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por la mayoría de los códigos de diseño para edificaciones convencionales y se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de una edificación.

Sismo Máximo (SM): correspondiente a movimientos de intensidad entre severos o muy severos, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 975 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por los códigos de diseño para edificaciones esenciales y representa cerca de 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificados en los códigos, de allí que la mayoría asocian esta relación al factor de importancia de las edificaciones esenciales, por tratarse de sismos menos frecuentes de mayor severidad.

Tabla 5

Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica

Nivel del movimiento del terreno	Nivel de desempeño de la edificación			
	Operacional	Inmediata Ocupación	Seguridad Vital	Estabilidad Estructural
Servicio (SS)				
Diseño (SD)			X	
Máximo (SM)				X

Nota: Recopilado de la Norma ATC-40 (1996)

2.2.7 FEMA 440 y ATC-40

Tanto el documento ATC-40 como el FEMA 440 presentan métodos de ingeniería basados en el rendimiento similares que se basan en procedimientos de análisis estático no lineal para la predicción de demandas estructurales. Si bien los procedimientos en ambos documentos involucran la generación de una curva de “empuje” para predecir el comportamiento de deformación de la fuerza inelástica de la estructura, difieren en la técnica utilizada para calcular la demanda de desplazamiento inelástico para un movimiento de suelo dado. El documento FEMA 356 utiliza el método del coeficiente, mediante el cual la demanda de desplazamiento se calcula modificando las predicciones elásticas de la demanda de desplazamiento. El informe ATC-40 detalla el método de capacidad-espectro, mediante el cual la demanda de desplazamiento modal se determina a partir de la intersección de una curva de espectro de capacidad, derivada de la curva Pushover (FEMA 440, 2015).

- Método de espectro de capacidad según FEMA 440

El método de espectro de capacidad tiene su origen como propuesta en el ATC 40, pero posteriormente el FEMA 440 presentó una actualización del método llamado procedimiento de linealización equivalente y es el método a usarse en la presente tesis. La finalidad de este método actualizado es poder estimar desplazamientos no lineales máximos mediante un procedimiento lineal equivalente a través del tratamiento del periodo efectivo “Teff” y el amortiguamiento efectivo “Beff” los cuales son

función del periodo y amortiguamiento iniciales, la ductilidad demandada y características de la curva Pushover.

Debido a que el procedimiento del método de Espectro de Capacidad del FEMA 440 es una actualización a la propuesta en el ATC 40, el procedimiento es similar y es presentado en 3 procedimientos.

a) Amortiguamiento efectivo: Es función de la ductilidad estructural de la edificación " μ " y se define como un porcentaje del amortiguamiento crítico para cualquier modelo de histéresis y cualquier coeficiente de masa modal " α ". Se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$De: 1.00 < \mu < 4.00 \quad B_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3$$

$$De: 4.00 < \mu < 6.50 \quad B_{eff} = C + D(\mu - 1) + B_0$$

$$De: \mu > 6.50 \quad B_{eff} = E \left\{ \frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)-1]^2} \right\} * \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + B_0$$

Donde:

μ : Ductilidad estructural

B_{eff} : Amortiguamiento efectivo

B_0 : Amortiguamiento viscoso equivalente

T_{eff} : Periodo efectivo

T_0 : Periodo inicial

Los coeficientes A, B, C, D, E y F se obtendrán de la Tabla 6-1 del FEMA 440.

b) Periodo efectivo: Es función de la ductilidad estructural " μ " y del periodo T_0 y para cualquier modelo de histéresis y cualquier coeficiente de masa modal " α ". Se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$De: 1.00 < \mu < 4.00 \quad T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0$$

$$De: 4.00 < \mu < 6.50 \quad T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0$$

$$De: \mu > 6.50 \quad T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

Donde:

μ : Ductilidad estructural

T_0 : Periodo inicial

Los coeficientes G, H, I, J, K y L se obtendrán de la Tabla 6-2 del FEMA 440.

c) Espectro de respuesta de aceleraciones y desplazamientos modificado (MADRS)

A partir del amortiguamiento y periodo efectivos se obtiene un desplazamiento máximo $d_{m\acute{a}x}$ que al igual que el periodo radial efectivo coincide con la intersección en la demanda en formato de aceleraciones y desplazamientos espectrales.

El procedimiento de linealización equivalente hace que el periodo efectivo T_{eff} sea menor al periodo secante (T_{sec}) que conjuntamente con el desplazamiento máximo ($d_{m\acute{a}x}$) define un punto en la curva Pushover. Asimismo, la aceleración máxima $a_{m\acute{a}x}$ debe ubicarse por encima de la curva Pushover y coincidir con el $d_{m\acute{a}x}$ haciendo que la aceleración efectiva a_{eff} no sea relevante.

Luego se realiza la multiplicación del factor de modificación cada valor de la ordenada del espectro de demanda por B_{eff} , pasaremos del formato ADRS al MADRS que interceptará la curva Pushover en un punto llamado punto de desempeño. A continuación, se presentan las ecuaciones usadas:

$$M = \frac{a_{m\acute{a}x}}{a_{eff}}$$

La ecuación anterior se puede escribir en función de los periodos de tal forma que se presente de la siguiente manera:

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 * \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2$$

A continuación, se presenta un esquema genérico de los puntos de desempeño alcanzados mediante el procedimiento de linealización equivalente a través de un formato MADRS

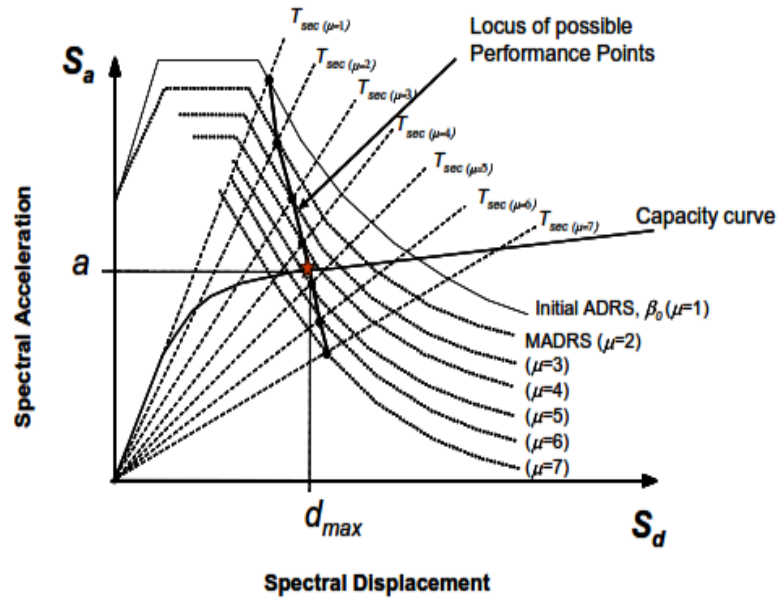


Figura N 23: Esquema de MADRS (según el FEMA 440)

Fuente: Elaboración propia.

- Método de coeficientes ASCE 41-13.

Procedimiento propuesto en el FEMA 440 y el ASCE/SEI 41-13:

En el FEMA 440 se realizó un Procedimiento mejorado para la modificación del desplazamiento. Este se basa en una mejora al método del estándar ASCE 41-13 en la cual está basado en datos empíricos; como eliminar el factor C3 y reemplazarlo por un límite de resistencia mínima ($R=\mu\text{strength}$), esto para evitar la inestabilidad dinámica.

Curva idealizada Fuerza-Desplazamiento:

La diferencia que se encuentra para la obtención de la curva idealizada en comparación del fema 356 el incremento de un tercer segmento debido a una degradación de resistencia.

En el primer segmento se refiere a la rigidez lateral efectiva (K_e) que viene a ser la pendiente del segmento iniciada desde el origen, esta es la rigidez secante la cual se calcula para una cortante del 60% del corte de fluencia de la edificación (V_y).

El segundo segmento es de pendiente positiva, que representa el post - fluencia ($\alpha 1K_e$), la cual se determina mediante la unión de un punto (V_d ; Δd) la cual está sobre la curva de capacidad en el desplazamiento objetivo o desplazamiento de la base (el que sea menor) y una intersección con el

primer segmento, esto conlleva a tener áreas que se asemejen por encima y debajo de la curva.

El tercer segmento nuevo es de pendiente negativa post - fluencia ($\alpha_2 K_e$), la cual se determina con el mismo punto (V_d ; Δ_d) con el punto en donde la fuerza disminuye un 60% de la resistencia de fluencia efectiva.

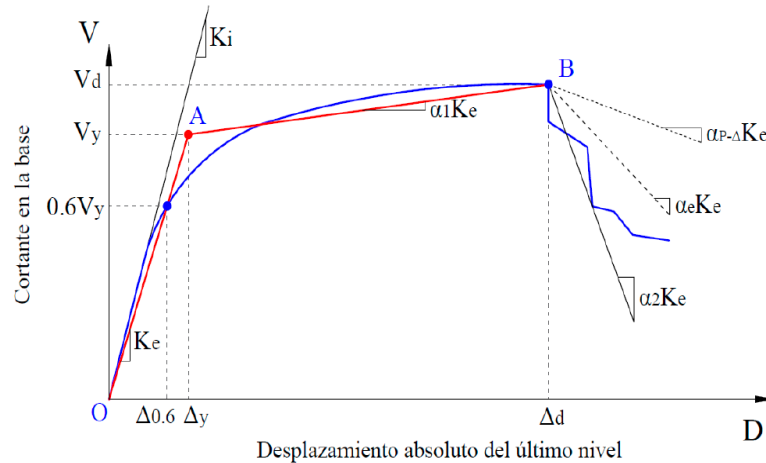


Figura N 24: Curva idealizada fuerza-desplazamiento (FEMA 440, 2005)

Fuente: Elaboración propia.

Desplazamiento objetivo

El desplazamiento objetivo se calcula con la siguiente fórmula para edificaciones con diafragma rígido:

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

C0: El mismo valor recomendado en el FEMA 356

C1: Factor de modificación donde se relaciona los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal:

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a T_e^2}$$

Donde:

El valor de a dependerá de la clasificación del tipo de suelo, según la norma ASCE 7:

a = 130 para clasificación de sitio A o B (roca)

a = 90 para clasificación de sitio C (suelo denso y roca suave), y

a = 60 para clasificación de sitio D, E o F (suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

$\mu_{strength}$ = Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia:

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

El uso del NSP no está permitido si $\mu_{strength}$ excede al valor de μ_{max}
 T_e = Período fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada, seg.

V_y = Resistencia de fluencia del edificio en la dirección considerada calculada de la curva idealizada fuerza-deformación

W = Peso sísmico efectivo, según corresponda

C_m = Factor de masa efectiva, tomado de la Tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el período fundamental T , es mayor que 1.0 segundo.

Para periodos menores a 0.2 seg, C_1 no necesita tomarse mayor al calculado para $T=0.2$ seg. Para periodos mayores a 1 seg, $C_1 = 1.0$

C2: Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histéricos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máxima. Para periodos mayores que 0.7 seg, e $C_2 = 1.0$. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

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

Para edificios con rigidez post-fluencia negativa, la relación máxima de resistencia μ_{max} es igual a:

$$\mu_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}$$

2.3. Definición de términos básicos

Curva de capacidad: Curva de un análisis estático no lineal que se forma por la relación entre la resistencia de carga lateral versus desplazamiento lateral.

Punto de desempeño: Representa el máximo desplazamiento esperado de una estructura y se obtiene mediante la intersección de la curva de capacidad y la curva de espectro de aceleraciones.

Espectro de aceleraciones: Gráfica que representa la relación entre la pseudo aceleración y el periodo natural de vibración de una estructura.

Deriva: Según la norma E.030 es la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre piso de niveles consecutivos.

Estado límite de colapso: Condición que se produce cuando la estructura está próxima a fallar debido a que los esfuerzos generados superan los esfuerzos de diseño.

Ductilidad: Capacidad de deformación de la estructura en el rango no lineal sin modificar significativamente su rigidez.

Resistencia: Capacidad que posee una estructura para resistir cargas en un punto de aplicación determinada.

Solicitación sísmica: Son fuerzas inducidas en la base de la estructura debido a la propagación de ondas sísmicas.

Rigidez: Capacidad de una estructura de resistir esfuerzos sin deformarse.

Centro de masa: Es un punto ponderado de la posición de la estructura de acuerdo a las masas componentes de la estructura.

Cortante basal: Esfuerzo generado en la base de la estructura debido a solicitaciones sísmicas cuya forma de cálculo está indicado en la norma E.030

Concreto armado: Material que resulta de la combinación del concreto y el acero de tal forma que el material resultante posea mayor resistencia a flexión y compresión.

Norma E.030: Norma de diseño sismorresistente del RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones) que brinda distintos pautas y parámetros sísmicos de diseño.

Norma E. 060: Norma de diseño de concreto armado del RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones)

Norma E. 020: Norma de tipos de cargas del RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones)

CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS

3.1. Hipótesis

3.1.1 Hipótesis general

El desempeño sísmico calculado mediante el método Pushover de la edificación de 14 pisos ubicada en el distrito de Miraflores está por encima de la demanda sísmica.

3.1.2 Hipótesis específicas

- Las derivas máximas de la edificación de 14 pisos cumplen con lo establecido en la norma E. 030 de diseño sismorresistente.
- El análisis estático no lineal influye en la determinación de la curva de capacidad.
- La curva de capacidad influye en la estimación del punto de desempeño de la edificación de 14 pisos.

3.2. Variables

3.2.1 Definición conceptual de las variables

Sampieri (2003), Las variables independientes son la causa de la variación observada en las variables dependientes. La variable independiente no se mide, es la variable que se manipula para observar los efectos causados en las variables dependientes.

La variable independiente en esta investigación será el “método Pushover” Kerlinger y Lee (2002) variable dependiente es el resultado medido que el investigador usa para determinar si los cambios en la variable independiente tuvieron un efecto.

La variable dependiente de esta investigación será “Desempeño sísmico”

3.2.2 Operacionalización de las variables

Grajales (1996) lo define como un equivalente a su definición operacional, para manejar el concepto a nivel empírico, encontrando elementos concretos, indicadores o las operaciones que permitan medir el concepto en cuestión.

Tabla 6

Matriz de Operacionalización de variables

Variable	Definición conceptual	Indicadores	Instrumentos
Variable Independiente			
Método Pushover	Najam (2018) afirma que el método Pushover consiste en aplicar fuerzas laterales a cada piso de un modelo estructural inelástico de tal forma que estas fuerzas laterales crecientes representen una distribución simplificada de fuerzas inducidas por sismo. El objetivo del método es estimar la resistencia lateral global, la ductilidad de la deformación global y el mecanismo de falla de la estructura por fuerzas inducidas debido al movimiento sísmico del suelo (p. 4)	Curva de capacidad	ASCE/SEI 41-13 FEMA 440
		Rótulas plásticas	ASCE/SEI 41-13
Variable dependiente			
Desempeño Sísmico	En general, el diseño basado en el comportamiento sísmico incluye una selección de opciones de evaluación que permitan determinar el tamaño y el detalle de los componentes estructurales y no estructurales, de modo que en un nivel particular de movimiento y con diferentes grados de confianza, la estructura no se dañe más allá de algún estado limite (Bertero, en SEAOC, 1995).	Punto de desempeño	FEMA 440 ASCE 41-13
		Niveles de desempeño	ATC40 FEMA 440 COMITÉ VISION 2000
		Espectro de capacidad	FEMA 440

Nota: Elaboración propia

CAPÍTULO IV: METODOLOGIA DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. Tipo y nivel

4.1.1 Tipo de investigación

Tamayo y Tamayo (2006), la forma de investigación aplicada se le denomina también activa o dinámica, se encuentra íntimamente ligada a la pura ya que depende de sus descubrimientos y aportes teóricos; es el estudio o aplicación de la investigación a problemas concretos, en 136 circunstancias o características concretas; esta forma de investigación se dirige a su aplicación inmediata y no al desarrollo de teorías.

Tamayo y Tamayo (2006), la forma de investigación aplicada se le denomina también activa o dinámica, se encuentra íntimamente ligada a la investigación pura ya que depende de sus descubrimientos y aportes teóricos; es el estudio o aplicación de la investigación a problemas concretos, en circunstancias o características concretas; esta forma de investigación se dirige a su aplicación inmediata y no al desarrollo de teorías. Esta presente investigación es de tipo aplicada.

La presente investigación fue de tipo aplicada con enfoque cuantitativo.

4.1.2 Nivel de investigación

Tamayo y Tamayo (2006), el nivel de investigación descriptiva, comprende la descripción, registro, análisis e interpretación de la naturaleza actual y la composición o procesos de los fenómenos; el enfoque se hace sobre conclusiones dominantes o sobre cómo una persona, grupo, cosa funciona en el presente; la investigación descriptiva trabaja sobre realidades de hecho, caracterizándose fundamentalmente por presentarnos una interpretación correcta.

La presente investigación fue de nivel descriptivo.

4.2. Diseño de investigación

Ávila (2006), define como la investigación no experimental, la variable independiente no es susceptible de manipulación y por eso se llama variable atributiva; en este tipo de investigación no se tiene un control estricto de las variables extrañas; se estudian dos grupos diferentes y busca que es lo que hace la diferencia para establecer la relación causa – efecto; con los resultados que arroja una

investigación ex post facto, no es posible afirmar con seguridad una relación causal entre dos o más variables, se estudia de manera retrospectiva el fenómeno en cuestión.

Según Hernández (2003) los diseños de investigación transversal recolectan datos en un solo momento, en un tiempo único. Su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado.

La presente investigación fue no experimental con diseño transversal.

4.3. Población y muestra

4.3.1 Población

Tamayo y Tamayo (2006), como al tratar la población se introduce el concepto de universo, al cual se le da igual significado, pero son de diferente contenido y tratamiento, en razón de los resultados que arrojan; la población, es la totalidad de un fenómeno de estudio, incluye la totalidad de unidades de población que integran dicho fenómeno, debe cuantificarse para un determinado estudio integrando un conjunto N de entidades que participan de una determinada característica denominándose población por constituir la totalidad del fenómeno adscrito a un estudio o investigación; cuando para un estudio se toma la totalidad de la población y no es necesario realizar una muestra, se dice que se ha investigado el universo. La población lo constituyen los edificios que posean una tipología similar a la edificación estudiada y que se encuentran ubicados en la región de lima, distrito de Miraflores.

4.3.2 Muestra

Tamayo y Tamayo (2006), define la muestra como: "el conjunto de operaciones que se realizan para estudiar la distribución de determinados caracteres en totalidad de una población universo, o colectivo partiendo de la observación de una fracción de la población considerada.

En la presente investigación la muestra corresponde a una edificación de 14 pisos ubicado en el distrito de Miraflores, de concreto armado y sistema estructural dual.

4.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

4.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos

a) Técnicas

Para la realización de la presente investigación se hará uso de la planimetría estructural de la edificación estudiada. Por otro lado, también se realizará una inspección en campo para una verificación visual de los componentes de la edificación.

b) Instrumentos

Se presentan los instrumentos a utilizar en la investigación:

- Estándares actualizados del FEMA, ATC y ASCE 41-13.
- Norma de Diseño Sismorresistente E.030.
- Material académico relacionado al análisis no lineal y al método Pushover
- Planimetría estructural de la edificación
- Software ETABS V.20
- Excel versión 2016
- AutoCAD V.21

4.4.2 Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos

Con el pasar del tiempo la confiabilidad en cuanto a análisis y cálculos por parte de un programa de diseño ingenieril, en este caso el software de simulación y diseño estructural ETABS v.20, ha resultado ser muy eficiente razón por la cual es uno de los softwares más utilizados para los cálculos y diseños estructurales.

4.4.3 Procedimientos para la recolección de datos

En primera instancia a través de una revisión bibliográfica y exhaustiva se estudió el método de análisis estático no lineal y su aplicación en una amplia gama de edificaciones en las cuales se pudo apreciar las consideraciones asumidas por cada autor en cuanto al uso y aplicación de cada parámetro que interviene en el método Pushover las cuales están plasmadas en estándares y diversos criterios como el ATC 40, FEMA 440, ASCE 41-13, entre otros. Luego a partir de un muestreo por conveniencia que dio como resultado una edificación de 14 pisos ubicada en el distrito de Miraflores y la obtención del plano estructural, se procedió de la siguiente manera:

Procedimiento 1: Se realizó el modelamiento de la estructura haciendo uso del programa computacional ETABS V.20 el cual nos permitió proporcionarle características propias al modelo 3D de la edificación

mediante el uso de la norma de concreto armado E.060 y de cargas E. 020 y mediante la norma de diseño sismorresistente E. 030 se realizó el análisis sísmico de la edificación y se obtuvo el espectro de demanda de la edificación. Asimismo, se pudo verificar las derivas alcanzadas y comprobar la regularidad estructural de la edificación.

Procedimiento 2: Posteriormente haciendo uso del mismo modelo en ETABS se procedió a realizar un análisis del momento curvatura de las vigas, columnas y muros y se introdujo el análisis de las rótulas plásticas y la ubicación exacta de estas para luego aplicar cargas laterales incrementales y así obtener la curva de capacidad que reflejará el comportamiento no lineal a través de la formación de mecanismo de falla con la formación de rótulas plásticas.

Procedimiento 3: Posteriormente apoyándonos en los estándares señalados anteriormente se procederá a transformar la curva de capacidad en un espectro de capacidad y mediante la obtención de un espectro de demanda para un sismo determinado se obtendrá así el punto de desempeño al intersecar el espectro de capacidad y espectro de demanda, el cual nos mostrará el nivel de desempeño alcanzado por la estructura.

4.5. Técnicas para el procesamiento y análisis de la información

La técnica utilizada requiere de manera indispensable la norma de diseño sismorresistente E.030 para realizar el análisis sísmico y los estándares tales como el FEMA 440, ATC 40 y el ASCE 41-13 para la obtención del punto de desempeño mediante la curva de capacidad. En dichos estándares se desarrollan metodologías a seguir y que serán aplicados mediante el software ETABS v.20. y el software.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS SÍSMICO LINEAL

5.1. Generalidades del proyecto

La edificación que se estudiará en la presente investigación corresponde a una edificación de 14 pisos y 10 sótanos ubicada en el distrito de Miraflores, provincia de Lima. El edificio en cuestión corresponde a una edificación de categoría “C” destinada a oficinas con un sistema estructural sismorresistente dual con placas y pórticos de concreto armado. Asimismo, para la presente investigación como primer paso se procederá a verificar que la estructura cumpla con los parámetros establecidos en la norma de Diseño Sismorresistente E.030

5.1.1 Normatividad

En la presente tesis se tuvo en consideración las normas vigentes del Reglamento Nacional de Edificaciones las cuales son:

- Norma Técnica E.060 (Concreto Armado).
- Norma Técnica E.030 (Diseño Sismorresistente).
- Norma Técnica E.020 (Cargas).

5.1.2 Modelamiento de la estructura

El presente modelo fue desarrollado con el objetivo de ser lo más similar a los planos de la edificación de 14 pisos ubicado en el distrito de Miraflores.

Para el modelado de esta edificación se utilizó el software Etabs v. 20.

a) Definición de materiales de la edificación

- Concreto

En la siguiente Tabla 7 y figura 9 se muestra las propiedades del concreto.

Tabla 7

Propiedades del concreto

Propiedades	Valor	Unidad
Resistencia ($f'c$)	420	kg/cm ²
Peso Específico (Pe)	2.4	tonf/m ³
Módulo de Elasticidad (E)	3074085.23	tonf/m ²
Módulo de Corte (G)	1280868.85	tonf/m ²

Nota: Elaboración propia

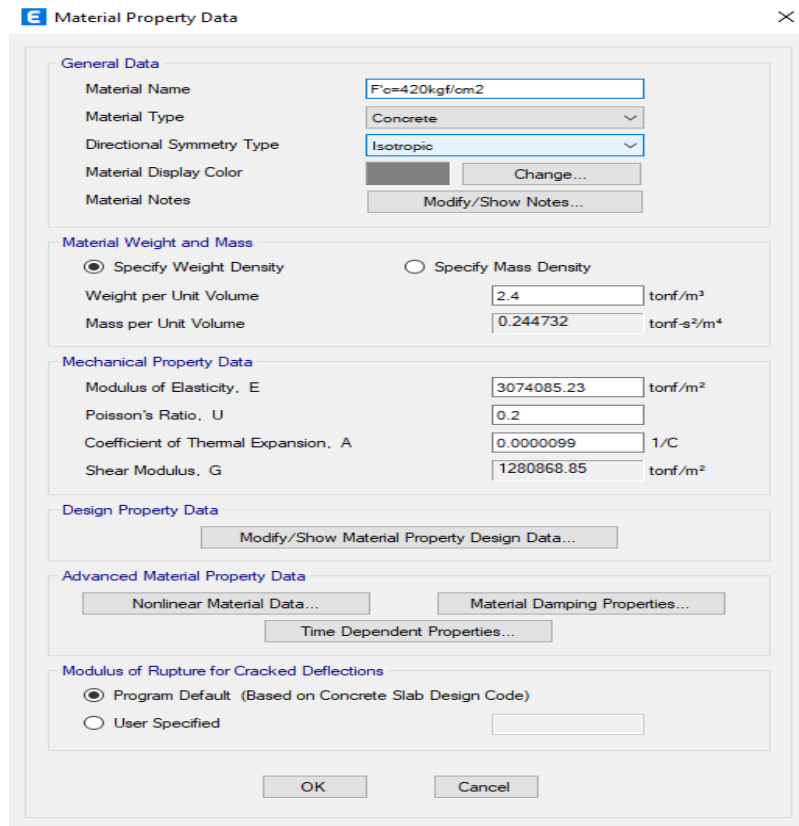


Figura N 25: Propiedades del Concreto en Etabs v. 20

Fuente: Elaboración propia

- Acero de Refuerzo

Las propiedades del acero de refuerzo que se utilizó se observan en la Tabla 8 y Figura 10.

Tabla 8

Propiedades del Acero de Refuerzo

Propiedades	Valor	Unidad
Resistencia (f_y)	4200	kg/cm^2
Peso Específico (P_e)	7.85	tonf/m^3
Módulo de Elasticidad (E)	21000000	tonf/m^2

Nota: Elaboración propia

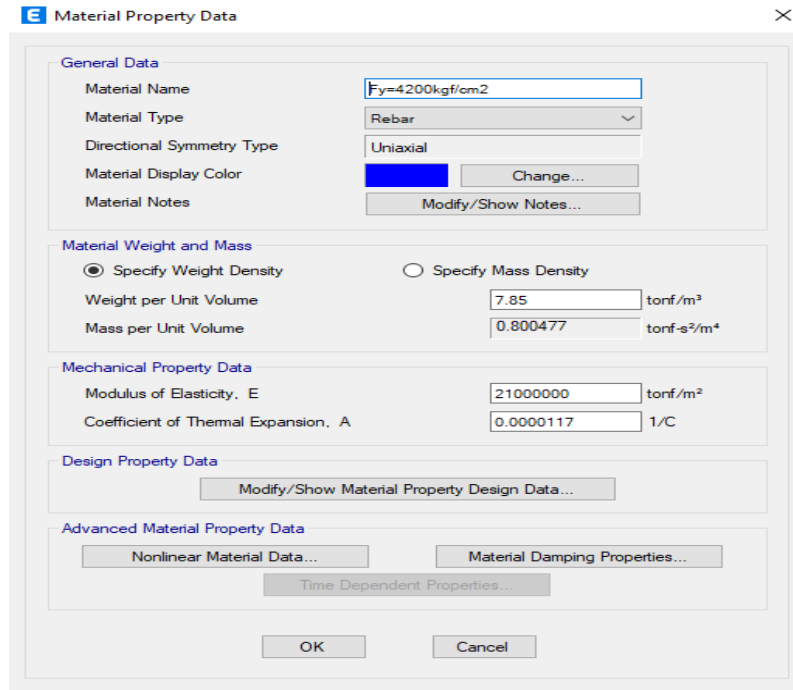


Figura N 26: Propiedades del Acero de Refuerzo en Etabs v.20

Fuente: Elaboración propia.

b) Definición de elementos estructurales

Todos los elementos modelados son de concreto armado y se muestran en la tabla 9, siendo los materiales los mismos que se mencionó anteriormente.

Tabla 9

Características de los elementos estructurales

Elementos de Concreto Armado	Dimensiones o Espesor
Columnas	C2(0.90x0.80)-Piso 1-2
	C2(0.90x0.80)-Piso 3-5
	C2(0.90x0.80)-Piso 6-9
	C2(0.90x0.80)-Piso 10-12
	C2(0.90x0.80)-Piso 13-14
	C3(0.90x0.80)-Piso 1-5
	C3(0.90x0.80)-Piso 6-11
	C3(0.90x0.80)-Piso 12-14
	C5(1.65x0.80)-Piso 1-5
	C5(1.65x0.80)-Piso 6-11
	C5(1.65x0.80)-Piso 12-14
	C(0.80x0.80)-Piso 1-5
	C(0.80x0.80)-Piso 6-11
	C(0.80x0.80)-Piso 12-14

Vigas	V-1(0.60X0.75) D
	V-1(0.60X0.75) I
	V-1(0.60X0.75) M
	V-2(0.60X0.55) M
	V-2(0.60X0.75) D
	V-2(0.60X0.75) I
	V-3(0.60X0.55) M
	V-3(0.60X0.75) D
	V-3(0.60X0.75) I
	V-4(0.60X0.75) D
	V-4(0.60X0.75) I
	V-5(0.60X0.75) D
	V-5(0.60X0.75) I
	V-5(0.60X0.75) M
	V-6(0.40X0.75)
	V-7(0.50X0.75)
	V-8(0.50X0.75)
V-9(0.40X0.75)	
V-10(0.60X0.75) D	
V-10(0.60X0.75) I	
V-10(0.60X0.75) M	
V-11(0.60X0.75) D	
V-11(0.60X0.75) I	
V-11(0.60X0.75) M	
V-12(0.60X0.75) D	
V-12(0.60X0.75) I	
V-12(0.60X0.75) M	
V-13(0.60X0.75) D	
V-13(0.60X0.75) I	
V-13(0.60X0.75) M	
V-14(0.60X0.75) D	
V-14(0.60X0.75) I	
V-14(0.60X0.75) M	
V-15(0.60X0.75) D	
V-15(0.60X0.75) I	
V-15(0.60X0.75) M	
V-16(0.50X0.75)	
V-17 (0.50X0.75)	
Losa Maciza	e= 0.25 m e= 0.20 m
Placas o Muro estructural	P1 -0.40 m
	P1 -0.50 m
	P2 -0.15 m
	P2 -0.50 m
	P3 -0.40 m
	P3 -0.40 m

Nota: Elaboración propia.

- Procedimiento en Etabs v. 20

Primero se define los materiales y propiedades de los elementos, se crea las secciones respectivas mencionadas anteriormente para luego poder modelar dicho edificio según los elementos:

- Elementos tipo Frame - Vigas y columnas

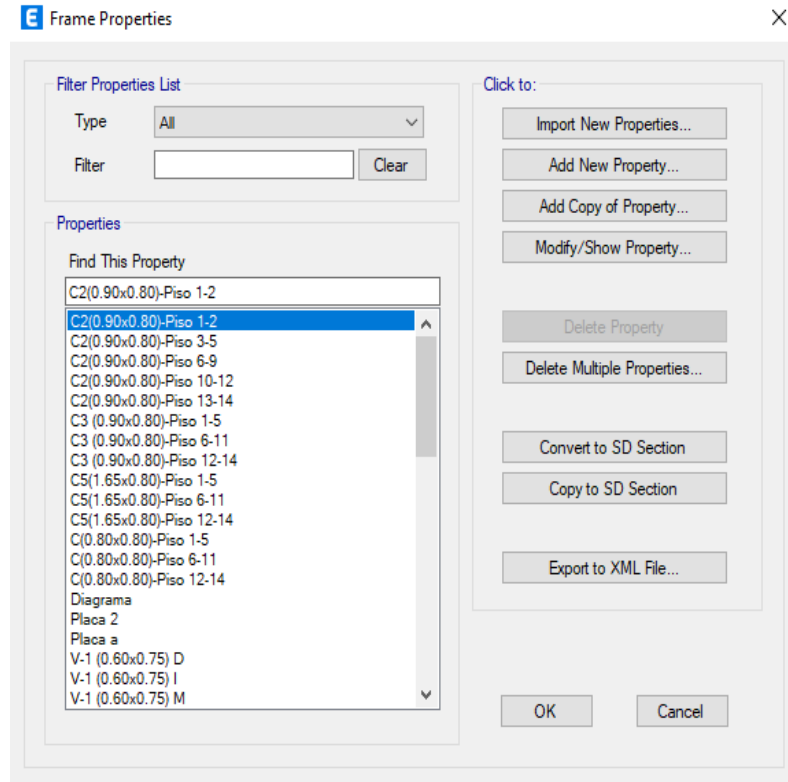


Figura N 27: Relación de elementos tipo Frame dentro de Etabs v. 19

Fuente: Elaboración propia.

- Elementos tipo Slab - Losas macizas

El proyecto cuenta con dos tipos de losas, losa aligerada y losa maciza.

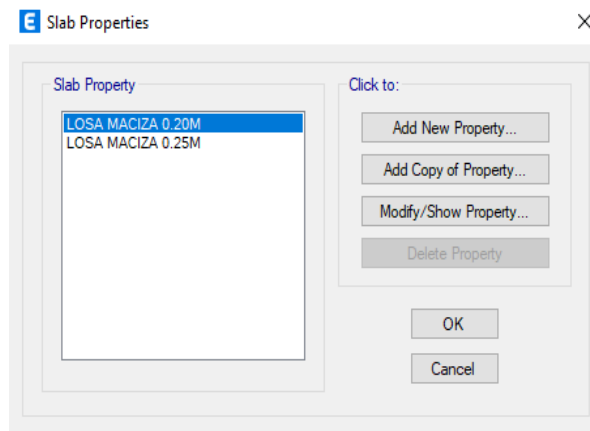


Figura N 28: Relación de elementos tipo Slab dentro de Etabs v. 19

Fuente: Elaboración propia.

- Elementos tipo Wall - Muros estructurales

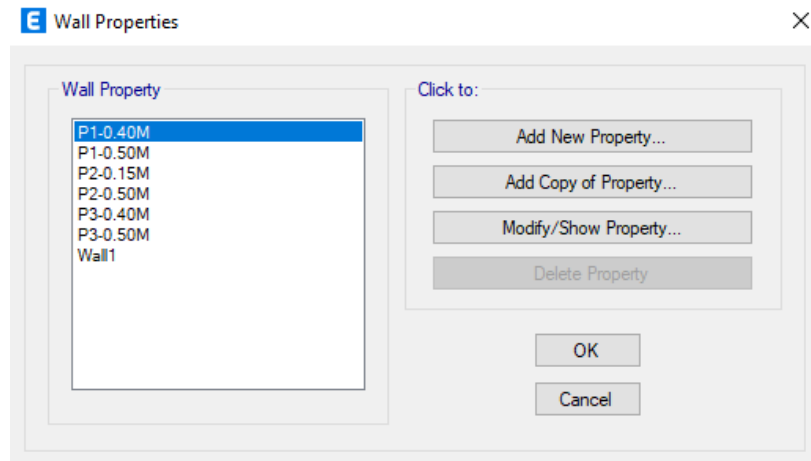


Figura N 29: Relación de elementos tipo Wall dentro de Etabs v. 20

Fuente: Elaboración propia.

c) Definición de cargas

Las cargas para los elementos estructurales son fuerzas externas que se ejerce a los elementos resistentes de la edificación, la edificación tendrá la capacidad de soportar las cargas vivas, muertas y carga por sismo respectivamente según las normas establecidas.

Las edificaciones presentan cargas de diseños según el tipo de edificación, estas cargas interactúan con la edificación según lo establece la Norma E. 0.60 (Concreto armado):

- Carga viva: Son las cargas referidas al peso de elementos no permanentes que ejercen en la estructura, pudiendo ser estos equipos movibles que podrían estar en la edificación un tiempo establecido.

Sobre carga piso típico	300/m ²
-------------------------	--------------------

- Carga muerta: Estas cargas se refieren a las cargas por el peso propio de los materiales de los elementos, pudiendo estos representar un rol estructural u no estructural en la edificación estudiada, dichas cargas se consideran permanentes.

Peso propio	600 kg/m ²
	480 kg/m ²

- Carga por sismo

Son dichas cargas que representan influencia en la estructura mediante un eventual sismo, dichas cargas están establecidas por la norma de diseño sismorresistente E.030 en función a algunos parámetros de la edificación.

d) Combinación de cargas

Las combinaciones de carga utilizados en el modelo corresponden a la norma E.060 - Concreto Armado y se muestra en la tabla 10.

Tabla 10

Requisitos de Resistencia y de servicio

Combinación 1	0.9CM + S _x
Combinación 2	1.4CM +1.7CV
Combinación 3	1.25(CM+CV) +S _x
Combinación 4	1.25(CM+CV) +S _y

Nota: Extraído de la Norma Técnica Peruana E.060 de concreto armado

5.2. Análisis estático lineal (AEL) según Norma E. 030

En la norma E.030 se plantean distintos parámetros de análisis sísmico los cuales brindarán las condiciones mínimas para que la edificación cumpla con la filosofía y principios del diseño sismorresistente. Sin bien es cierto el objetivo de nuestra tesis no concierne a un análisis estático lineal es importante comprobar que la edificación en cuestión cumpla con los parámetros y entre otras cosas con los requisitos de regularidad señaladas en la norma E. 030 ya que el método Pushover tiene limitaciones de regularidad de la edificación para que los resultados obtenidos reflejen la realidad y sean más fidedignos.

5.2.1 Parámetros sísmicos

Para la definición de los parámetros sísmicos partiremos de la definición de la cortante basal de la edificación que viene a ser la fuerza cortante total en la base de la estructura para lo cual usaremos la siguiente expresión señalada en la norma E. 030 en su capítulo 4.5.2.

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

Donde:

Z = factor de zonificación sísmica

U = factor de uso

C = coeficiente de amplificación

S = factor del suelo

R = factor de reducción sísmico

P = peso sísmico de la edificación

a) Zonificación

El coeficiente Z (factor de zona) representa la aceleración máxima del terreno con una probabilidad del 10 % de ser excedida en 50 años, $Z = 0.45$, pues el edificio se encuentra en la zona 4, costa, la de mayor sismicidad del país (ver Figura 15).

Tabla 11

Factores de zona

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Nota: Tomado de Norma Técnica Sismo Resistente E.30



Figura N 30: Mapa de Zonificación Sísmica

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

b) Factor de uso (U)

El coeficiente U (coeficiente de uso) indica el empleo que se da y la importancia de una edificación. En este caso $U= 1$, dado que el edificio está destinado para oficina y clasifica como categoría C, que son edificaciones comunes.

C	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
Edificaciones Comunes		

Figura N 31: Factor de uso de la edificación

Fuente: Tomado de la norma E. 30 de diseño sismorresistente.

c) Factor de amplificación sísmica (C)

El coeficiente C (factor de amplificación sísmica) se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo.

Tabla 12

Periodos T_p y T_L

	PERIODO “ T_p ” Y “ T_L ”			
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_p(s)$	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L(s)$	3,0	2,5	2,0	1,6

Nota: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left(T_p \cdot \frac{T_L}{T^2} \right)$$

T_p = periodo de suelo = 0.4 (suelo rígido)

T = Periodo del edificio

$T_{xx} = 1.365$ seg. (Hallado con el programa ETABS)

$T_{yy} = 0.836$ seg. (Hallado con el programa ETABS)

Tabla 13

Periodos de la edificación obtenidos mediante el programa ETABS

Case	Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ
Modal	1	1.365	0.748	0	0
Modal	2	0.836	0.001	0.698	0
Modal	3	1.255	0.031	0.007	0
Modal	4	0.402	0.119	0	0
Modal	5	0.372	0.004	0.001	0
Modal	6	0.2	0.043	0	0
Modal	7	0.191	0.002	0.008	0
Modal	8	0.189	0.001	0.192	0
Modal	9	0.124	0.002	0	0
Modal	10	0.12	0.021	0	0
Modal	11	0.089	0	0	0
Modal	12	0.086	0	0.057	0

Nota: Elaboración propia.

d) Factor del suelo (S)

El coeficiente S (factor de suelo) señala el terreno sobre el cual se va a edificar. En este caso es un suelo conformado por una grava arenosa, mal gradada, medianamente densa; tiene una cohesión (c) de 0.40 kg/cm², un coeficiente de empuje activo (Ka) de 0.24, un peso volumétrico de 2.0 Ton/m³, un factor de suelo de 1.0 y un periodo predominante de vibración de 0.4 s. La capacidad portante es de 6.0 kg/cm² por debajo del piso del último sótano.

Tabla 14

Factor de suelo

Tabla N°3					
FACTOR DEL SUELO "S"					
	SUELO	S0	S1	S2	S3
ZONA	Z4	0,8	1,00	1,05	1,10
	Z3	0,8	1,00	1,15	1,20
	Z2	0,8	1,00	1,20	1,40
	Z1	0,8	1,00	1,60	2,00

Nota: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

e) Factor de reducción sísmica (R)

El coeficiente R (coeficiente de reducción) es la reducción de la fuerza sísmica; su valor depende de la ductilidad de la estructura, que en este caso

es $R = 7$, pues la resistencia sísmica del edificio está dada por columnas y placas, lo cual corresponde a un sistema de concreto armado dual.

Tabla 15

Sistemas estructurales

Tabla N° 7	
SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Albañilería Armada o Confinada	7

Nota: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

“El peso del edificio se halló del metrado de cargas, considerando el 100 % del peso para las cargas muertas y el 25 % para las cargas vivas” (Canales, 2006, p. 31).

Para hallar el peso del edificio se asume como densidad del área 1 ton/m² para simplificar el cálculo, cuando el edificio se utiliza para oficinas, viviendas. En nuestro caso hallaremos el peso real y lo compararemos con la densidad que se acostumbra a asumir. Con los coeficientes determinados procedemos hallar los cortantes basales para cada dirección. (Canales, 2006, p. 31)

Tabla 16

Factores y coeficientes para determinar el cortante basal

Factor de zona	Z = 0.45
Factor de suelo (s)	S = 1.00
Factor de uso (u)	U = 1.00
Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R)	Rx = 6
	Ry = 6
	Cx = 0.732
Factor de amplificación sísmica (c)	Cy = 1.196

Nota: Elaboración propia

La cortante basal sería:

Tabla 17

Cortantes basales – Análisis estático

Análisis estático	Carga	Fuerza tonf
		Sismo estático en dirección “X”
	Sismo estático en dirección “Y”	1182.24

Nota: Elaboración propia

5.2.2 Análisis dinámico lineal (ADL)

a) Espectro de diseño

El análisis dinámico del edificio se puede realizar mediante procedimientos de superposición espectral o por medio de análisis tiempo-historia. En esta oportunidad, por ser una edificación convencional, se usó el procedimiento de superposición espectral. Para cada una de las direcciones se utiliza un espectro inelástico de pseudoaceleración (Figura 17) definido por la ecuación:

$$SA = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times G$$

Para hallar el valor de la fuerza cortante basal de cada dirección se realiza la combinación de las fuerzas cortantes de los modos de vibración considerados por el método de combinación cuadrática completa. Se inserta el espectro de diseño según norma E030 (ver Figura 17).

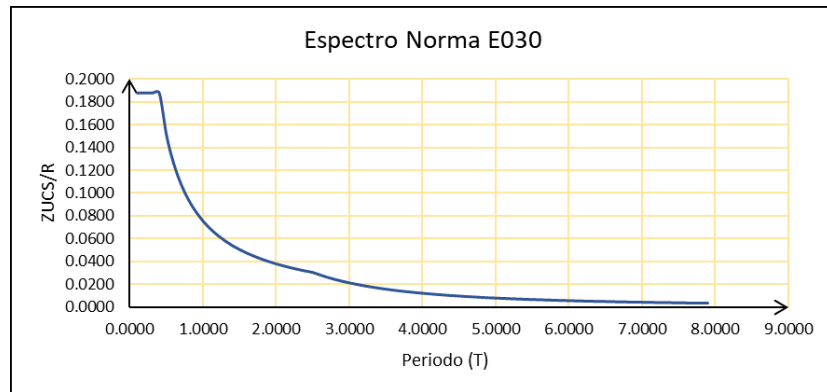


Figura N 32: Espectro de diseño Norma E.0.30

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 18

Cortantes basales – Análisis dinámico

	Carga	Fuerza Tonf
Análisis modal	Sismo modal en dirección “X”	651.99
	Sismo modal en dirección “Y”	978.33

Nota: Elaboración propia

b) Fuerza cortante mínima

La Norma E.030 indica que la relación entre la cortante basal del análisis dinámico modal y el análisis estático no debe ser menor a 80 % en estructuras regulares ni 90 % menor para estructuras irregulares. Si no se cumple con los parámetros mencionados anteriormente, para cualquiera de las direcciones en análisis se tiene que multiplicar la fuerza sísmica modal por un factor “F”.

$$RE_{x,y} = \frac{SS_{X,Y}}{S_{X,Y}}$$

$$f = \frac{\vartheta}{FAD}$$

$$SS_{xe,ye} = FAD * \vartheta$$

Donde:

$S_{X,Y}$ = cortante basal del análisis estático en dirección “X” o “Y”

$SS_{X,Y}$ =: cortante basal del análisis modal espectral en dirección “X” o “Y”

$RE_{x,y}$ = relación entre cortante basal del análisis modal y el análisis estático “X” o “Y”

ϑ = factor el cual toma el valor de 0.8 para estructuras irregulares o 0.9 para estructuras regulares.

$SS_{xe,ye}$ = cortante basal del análisis modal escalada para en dirección “X” o “Y”

De los datos obtenidos se tiene:

Tabla 19

Cortantes basales análisis estático-dinámico

Load Case/Combo	Estático Tonf	Dinámico tonf	Dinámico/Estático	>0.80
FX	724.0705	651.9862	0.90	Cumple
FY	1182.2443	978.3263	0.82	Cumple

Nota: Elaboración propio

$$RE_x = \frac{651.99}{724.07} = 90.04 \%$$

$$RE_y = \frac{978.33}{1182.24} = 82.75 \%$$

Al ser los valores de RE_x y RE_y mayores a 80 % no se requiere escalar el sismo modal.

5.2.3 Irregularidad estructural

A continuación, se presentan los análisis de irregularidades correspondientes a la edificación, según la Norma sismorresistente E.030.

c) Irregularidad de altura

- Irregularidad de rigidez piso blando

Tabla 20

Irregularidad de rigidez por piso blando Norma E.0.30

Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso. 0.75

Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Nota: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

Tabla 21

Irregularidad de rigidez por piso blando – eje “X”

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	1.4(D _{i+1})	1.25*(D _{i+1} +D _{i+2} +D _{i+3})/3
Story14	SSX Max	X	0.000566		
Story13	SSX Max	X	0.000645	REGULAR	
Story12	SSX Max	X	0.000724	REGULAR	REGULAR
Story11	SSX Max	X	0.000797	REGULAR	REGULAR
Story10	SSX Max	X	0.000858	REGULAR	REGULAR
Story9	SSX Max	X	0.000906	REGULAR	REGULAR
Story8	SSX Max	X	0.000945	REGULAR	REGULAR
Story7	SSX Max	X	0.000975	REGULAR	REGULAR
Story6	SSX Max	X	0.000997	REGULAR	REGULAR
Story5	SSX Max	X	0.001008	REGULAR	REGULAR
Story4	SSX Max	X	0.000999	REGULAR	REGULAR
Story3	SSX Max	X	0.000955	REGULAR	REGULAR
Story2	SSX Max	X	0.000856	REGULAR	REGULAR
Story1	SSX Max	X	0.000454	REGULAR	

Nota: Elaboración propia

Tabla 22

Irregularidad de Rigidez por Piso Blando – Eje “Y”

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	1.4(D _{i+1})	1.25*(D _{i+1} +D _{i+2} +D _{i+3})/3
Story14	SSY Max	Y	0.000624		
Story13	SSY Max	Y	0.000658	REGULAR	
Story12	SSY Max	Y	0.00068	REGULAR	REGULAR
Story11	SSY Max	Y	0.000698	REGULAR	REGULAR
Story10	SSY Max	Y	0.000709	REGULAR	REGULAR
Story9	SSY Max	Y	0.000713	REGULAR	REGULAR
Story8	SSY Max	Y	0.000708	REGULAR	REGULAR
Story7	SSY Max	Y	0.000694	REGULAR	REGULAR
Story6	SSY Max	Y	0.00067	REGULAR	REGULAR
Story5	SSY Max	Y	0.000634	REGULAR	REGULAR
Story4	SSY Max	Y	0.000584	REGULAR	REGULAR
Story3	SSY Max	Y	0.000518	REGULAR	REGULAR
Story2	SSY Max	Y	0.000432	REGULAR	REGULAR
Story1	SSY Max	Y	0.000254	REGULAR	

Nota: Elaboración propia

De acuerdo con las tablas 21 y 22 se puede indicar que la estructura no posee irregularidad de piso blando en el eje “X” ni en el eje “Y”.

- Irregularidad de resistencia-piso débil.

Tabla 23

Irregularidad de resistencia piso débil – eje “X”

Story	Load Case/Combo	Location	VX (Tonf)	0.80V _{i+1}
Story14	SSX Max	Top	120.59	
Story13	SSX Max	Top	224.15	REGULAR
Story12	SSX Max	Top	297.25	REGULAR
Story11	SSX Max	Top	348.84	REGULAR
Story10	SSX Max	Top	386.71	REGULAR
Story9	SSX Max	Top	415.26	REGULAR
Story8	SSX Max	Top	438.8	REGULAR
Story7	SSX Max	Top	463.18	REGULAR
Story6	SSX Max	Top	492.23	REGULAR
Story5	SSX Max	Top	525.69	REGULAR
Story4	SSX Max	Top	561.87	REGULAR
Story3	SSX Max	Top	598.14	REGULAR
Story2	SSX Max	Top	630.63	REGULAR
Story1	SSX Max	Top	651.98	REGULAR

Nota: Elaboración propia

Tabla 24

Irregularidad de resistencia piso débil – eje “Y”

Story	Load Case/Combo	Location	VY (tonf)	0.80V _{i+1}
Story14	SSY Max	Top	160.74	
Story13	SSY Max	Top	306.62	REGULAR
Story12	SSY Max	Top	415.57	REGULAR
Story11	SSY Max	Top	494.82	REGULAR
Story10	SSY Max	Top	554.9	REGULAR
Story9	SSY Max	Top	606.05	REGULAR
Story8	SSY Max	Top	655.02	REGULAR
Story7	SSY Max	Top	704.64	REGULAR
Story6	SSY Max	Top	755.6	REGULAR
Story5	SSY Max	Top	807.86	REGULAR
Story4	SSY Max	Top	860.29	REGULAR
Story3	SSY Max	Top	909.43	REGULAR
Story2	SSY Max	Top	949.71	REGULAR
Story1	SSY Max	Top	978.32	REGULAR

Nota: Elaboración propia

Con base en las tablas 23 y 24 puede decirse que la estructura no posee irregularidad de piso débil en el eje “X” ni en el eje “Y”.

- Irregularidad de masa o peso

Tabla 25

Irregularidad de masa o peso Norma sismorresistente E.030

Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0.90
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------

Nota: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

Tabla 26

Análisis de irregularidad de masa o peso

Story	UX (tonf-s ² /m)	UY (tonf-s ² /m)	1.5 U _{i+1}
Story14	83.83439	83.83439	
Story13	96.17828	96.17828	REGULAR
Story12	96.17828	96.17828	REGULAR
Story11	96.17828	96.17828	REGULAR
Story10	96.17828	96.17828	REGULAR
Story9	96.17828	96.17828	REGULAR
Story8	96.17828	96.17828	REGULAR

Story7	96.17828	96.17828	REGULAR
Story6	96.17828	96.17828	REGULAR
Story5	96.17828	96.17828	REGULAR
Story4	96.17828	96.17828	REGULAR
Story3	96.17828	96.17828	REGULAR
Story2	96.17828	96.17828	REGULAR
Story1	105.81667	105.81667	REGULAR

Nota: Elaboración propia

De la Tabla 26 se afirma que no existe irregularidad de masa o peso en la estructura.

d) Irregularidad de planta

- Irregularidad torsional

Tabla 27

Irregularidad torsional Norma sismorresistente E.030

Irregularidad	Torsional
Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}) es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM})	0,75
Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	

Nota: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

Tabla 28

Verificación de regularidad torsional – sismo modal eje “X”

Story	Load Case/Combo	Ítem	Max Drift	Avg Drift	Ratio	ESTADO
Story14	SSX Max	Diaph D14 X	0.000566	0.000513	1.103	REGULAR
Story13	SSX Max	Diaph D13 X	0.000645	0.000585	1.102	REGULAR
Story12	SSX Max	Diaph D12 X	0.000724	0.000659	1.099	REGULAR

Story11	SSX Max	Diaph D11 X	0.000797	0.000727	1.096	REGULAR
Story10	SSX Max	Diaph D10 X	0.000858	0.000785	1.093	REGULAR
Story9	SSX Max	Diaph D9 X	0.000906	0.000831	1.091	REGULAR
Story8	SSX Max	Diaph D8 X	0.000945	0.000868	1.089	REGULAR
Story7	SSX Max	Diaph D7 X	0.000975	0.000897	1.087	REGULAR
Story6	SSX Max	Diaph D6 X	0.000997	0.00092	1.085	REGULAR
Story5	SSX Max	Diaph D5 X	0.001008	0.000931	1.083	REGULAR
Story4	SSX Max	Diaph D4 X	0.000999	0.000924	1.081	REGULAR
Story3	SSX Max	Diaph D3 X	0.000955	0.000883	1.081	REGULAR
Story2	SSX Max	Diaph D2 X	0.000856	0.000791	1.082	REGULAR
Story1	SSX Max	Diaph D1 X	0.000454	0.000414	1.096	REGULAR

Nota: Elaboración propia

Tabla 29

Verificación de regularidad torsional – sismo modal eje “Y”

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	ESTADO
Story14	SSY Max	Diaph D14 Y	0.000624	0.000569	1.098	REGULAR
Story13	SSY Max	Diaph D13 Y	0.000658	0.000594	1.109	REGULAR
Story12	SSY Max	Diaph D12 Y	0.00068	0.000609	1.117	REGULAR
Story11	SSY Max	Diaph D11 Y	0.000698	0.000621	1.124	REGULAR
Story10	SSY Max	Diaph D10 Y	0.000709	0.000627	1.132	REGULAR
Story9	SSY Max	Diaph D9 Y	0.000713	0.000626	1.139	REGULAR
Story8	SSY Max	Diaph D8 Y	0.000708	0.000617	1.147	REGULAR
Story7	SSY Max	Diaph D7 Y	0.000694	0.000601	1.156	REGULAR
Story6	SSY Max	Diaph D6 Y	0.00067	0.000575	1.166	REGULAR
Story5	SSY Max	Diaph D5 Y	0.000634	0.000539	1.177	REGULAR
Story4	SSY Max	Diaph D4 Y	0.000584	0.000492	1.188	REGULAR
Story3	SSY Max	Diaph D3 Y	0.000518	0.000431	1.191	REGULAR
Story2	SSY Max	Diaph D2 Y	0.000432	0.000355	1.194	REGULAR
Story1	SSY Max	Diaph D1 Y	0.000254	0.000205	1.198	REGULAR

Nota: Elaboración propia

De acuerdo con las tablas 28 y 29 se puede afirmar que la estructura no posee irregularidad torsional en el eje “X” ni en el eje “Y”.

5.2.4 Verificación de derivas debido al análisis Estático y Dinámico

Según la Norma E.030 para edificios hechos de concreto armado el límite de deriva permisible en cualquiera de las direcciones de análisis no debe sobrepasar de 7 %. Esto se puede verificar al analizar las derivas máximas que brinda el programa ETABS. Estos valores, tanto del análisis estático como del modal espectral, provenientes del software, se tienen que

multiplicar por 0.75R en el caso de estructuras regulares o simplemente por R en el caso de estructuras irregulares. Entonces, se tiene:

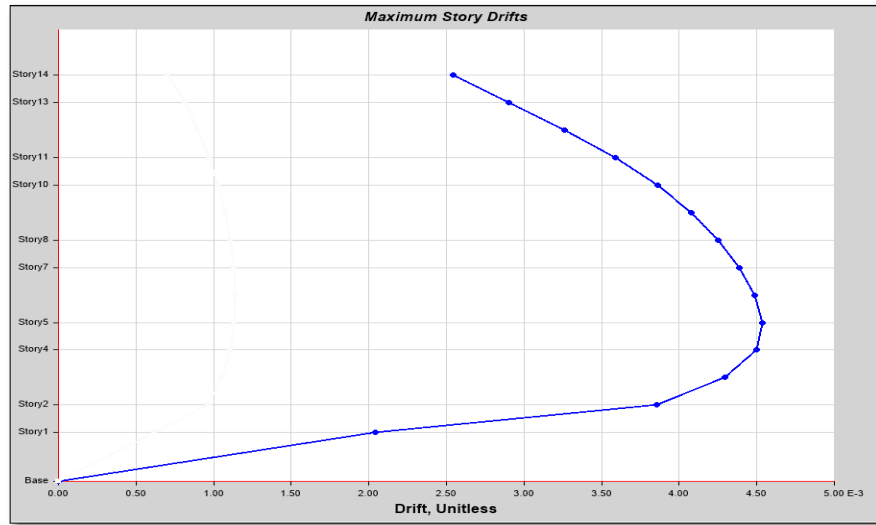


Figura N 33: Evaluación de derivas en eje “X” – sismo modal eje “X”

Fuente: Elaboración propia.

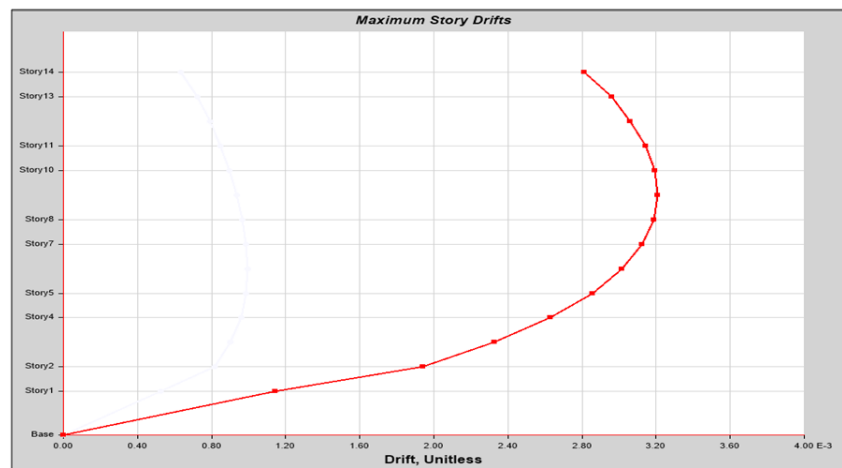


Figura N 34: Evaluación de derivas en eje “Y” – sismo modal eje “Y”

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede apreciar en las figuras 17 y 18, en ninguna de las dos direcciones en análisis las derivas son mayores a 7 %, por lo que la edificación se encuentra dentro de los parámetros indicados en el numeral 5.2 de la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.

CAPÍTULO VI: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y DESEMPEÑO SÍSMICO

6.1. Análisis estático no lineal

6.1.1 Rótulas plásticas

a) Vigas

El comportamiento no lineal de elementos a flexión tales como las vigas se representan mediante un diagrama momento-rotación. En la tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13 se definen parámetros que permiten determinar los criterios de aceptación que caracterizan a las rótulas plásticas. Estas rótulas deberán ser asignadas a cara de las columnas puesto que son precisamente lugares en donde se dan los mayores esfuerzos. A continuación, se determinarán rótulas plásticas a flexión de manera manual haciendo uso de la tabla antes mencionada para lo cual se seleccionó la viga V-05 (0.60x0.75) M ubicada en el segundo piso cuya sección y cuantía de acero se muestra en la figura 34.

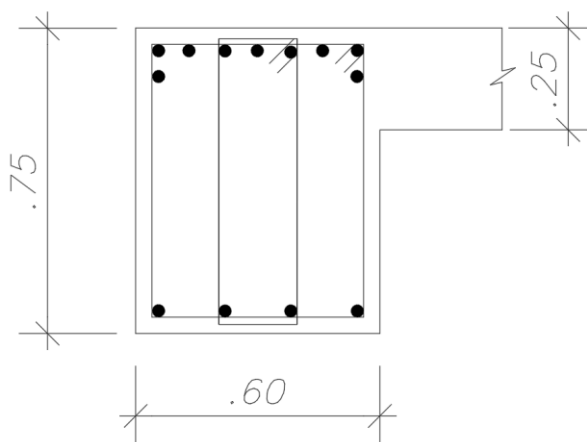


Figura N 35: Sección transversal de viga V-05 (0.60x0.75) M

Fuente: Elaboración propia

Cuantías:

$$A_s = 23.19 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{bal} = 0.0375$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{11.48}{60 * 75} = 0.0026$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b * d} = \frac{23.19}{60 * 75} = 0.0052$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = -0.0693 \leq 0$$

Refuerzo transversal:

$$V_{diseño} = 25.95 \text{ tonf}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} = \frac{(4 * 0.71) * 4200 * 69}{15} = 54.87 \text{ tonf}$$

$$s \leq \frac{d}{3} \rightarrow 15 \text{ cm} \leq 23 \text{ cm} \rightarrow \text{Conforme}$$

$$V_s \geq \frac{3}{4} V_{diseño} \rightarrow 54.87 \text{ tonf} \geq 19.46 \text{ tonf} \rightarrow \text{Conforme}$$

Cortante:

$$\frac{V_{diseño}}{b * d * \sqrt{f'_c}} = 1.1926 \frac{25.95 \text{ tonf}}{0.3 \text{ m} * 0.64 \text{ m} * \sqrt{2100}} = 1.15 \leq 3$$

Comparando los valores obtenidos con las condiciones dadas en la Tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13, para vigas controladas por flexión, los parámetros para realizar el modelo de la rótula en la viga de 0.60x0.75m son los siguientes:

$$a = 0.025 \quad b = 0.05 \quad c = 0.2 \quad IO = 0.01 \quad LS$$

$$= 0.025 \quad CP = 0.05$$

Se procedió a realizar el diagrama Momento – curvatura de la sección de la viga V-05 (0.60x0.75) M según la figura 34. Donde el valor de fluencia del acero es 60 tonf-m, el momento último tiene un valor de 85 tonf-m.

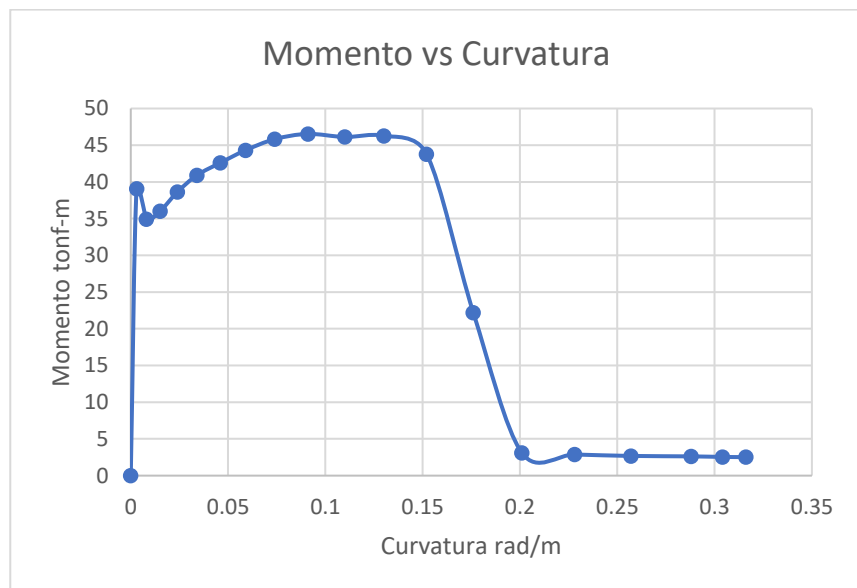


Figura N 36: Diagrama Momento - Curvatura en Viga V-05 (0.60x0.75) M

Fuente: Elaboración propia.

A su vez la Figura 36, muestra los resultados de la viga V-05 (0.60x0.75) M, la cual es comparada con los valores obtenidos en el diagrama Momento vs Curvatura.

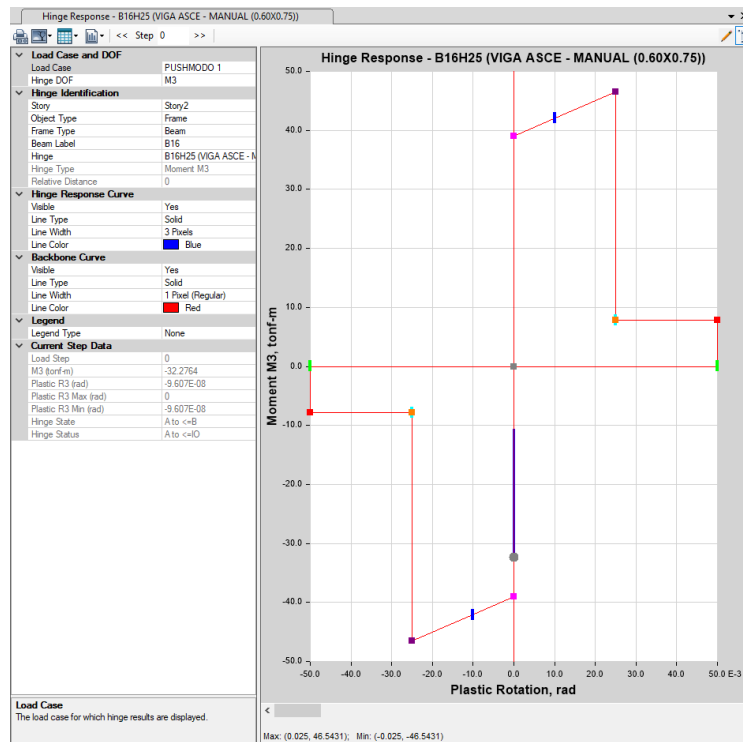


Figura N 37: Diagrama Momento – Rotación Viga V-05 (0.60x0.75) M

Fuente: Elaboración propia.

b) Columnas

El comportamiento no lineal de elementos a flexo-compresión tales como las columnas se representan mediante un diagrama momento-rotación. En la tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13 se definen parámetros que permiten determinar los criterios de aceptación que caracterizan a las rótulas plásticas. Estas rótulas deberán ser asignadas a cara de las columnas puesto que son precisamente lugares en donde se dan los mayores esfuerzos. A continuación, se determinarán rótulas plásticas a flexo-compresión de manera manual haciendo uso de la tabla antes mencionada para lo cual se seleccionó la columna C5 (1.65x0.80)-Piso 1-5 ubicada en el segundo piso cuya sección y cuantía de acero se muestra en la Figura 37.

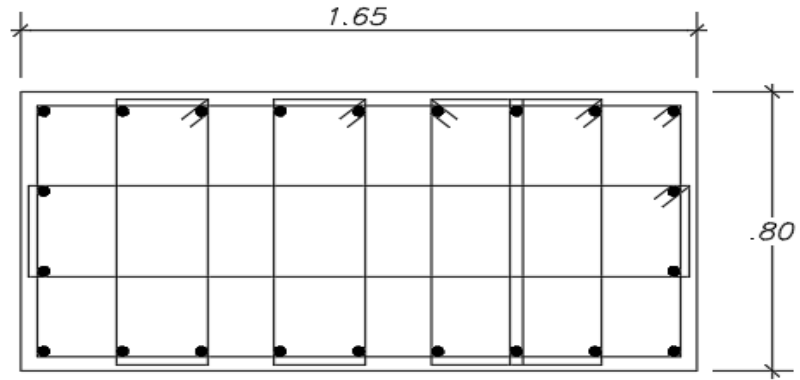


Figura N 38: Columna C5 (1.65x0.80) 2° piso

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13 se plantea que cuando $P > 0.7A_g * f'_c = 0.70 * (420) * (13200) = 3880.8$ tonf los valores de rotación plástica tomarán valores igual a cero. En la edificación estudiada la columna C5 presenta un diagrama de interacción con una falla balanceada de 1007 tonf razón por la cual se espera que dicha columna desarrolle una buena ductilidad.

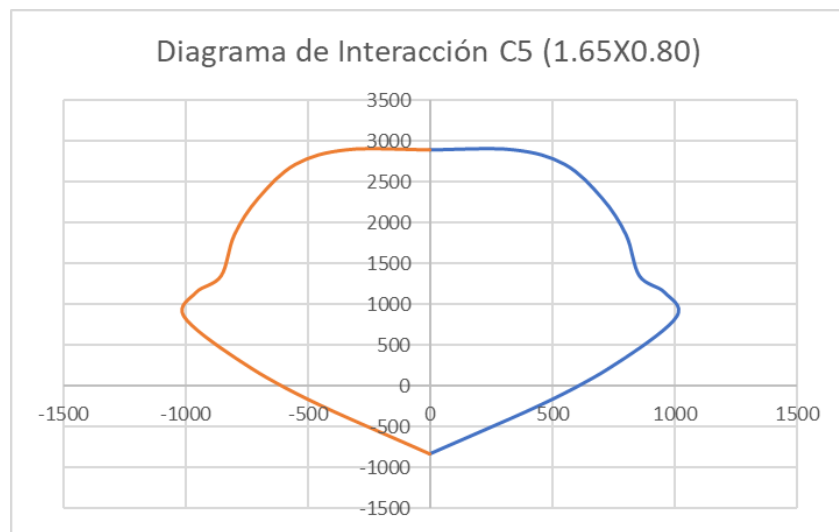


Figura N 39: Diagrama de interacción de la columna C5

Fuente: Elaboración propia tomada de ETABS

A continuación, se presenta el procedimiento para el cálculo manual de rótulas plásticas para las columnas señalado en el ASCE/SEI 41-13:

Cuantía transversal

$$\rho = \frac{A_v}{b * s} = \frac{(10 * 1.29cm^2)}{165cm * 10cm} = 0.0078 > 0.006$$

Refuerzo transversal:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} = \frac{(10 * 1.29 \text{ cm}^2) * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 157 \text{ cm}}{10 \text{ cm}}$$

$$= 872298 \text{ kgf}$$

$$\text{Para } V_{xx \text{ dise\~{n}o}} = 46.90 \text{ tonf}$$

$$s \leq \frac{d}{3} \rightarrow 10 \text{ cm} \leq 24.66 \text{ cm} \rightarrow \text{Conforme}$$

$$V_s \geq \frac{3}{4} V_{\text{dise\~{n}o}} \rightarrow 872.30 \text{ tonf} \geq 35.18 \text{ tonf} \rightarrow \text{Conforme}$$

$$\text{Para } V_{YY \text{ dise\~{n}o}} = 20.55 \text{ tonf}$$

$$s \leq \frac{d}{3} \rightarrow 10 \text{ cm} \leq 24.66 \text{ cm} \rightarrow \text{Conforme}$$

$$V_s \geq \frac{3}{4} V_{\text{dise\~{n}o}} \rightarrow 872.30 \text{ tonf} \geq 15.41 \text{ tonf} \rightarrow \text{Conforme}$$

Cortante:

$$\frac{V_{\text{dise\~{n}o}}}{b * d * \sqrt{f'c}} = 1.1926 \frac{46.9 \text{ tonf}}{0.80 \text{ m} * 1.61 \text{ m} * \sqrt{4200 \text{ tonf/m}^2}} = 0.67 \leq 3$$

$$\frac{V_{\text{dise\~{n}o}}}{b * d * \sqrt{f'c}} = 1.1926 \frac{20.55 \text{ tonf}}{0.80 \text{ m} * 1.61 \text{ m} * \sqrt{4200 \text{ tonf/m}^2}} = 0.29 \leq 3$$

Compresi3n:

$$P_1 = 0.10 A_g * f'c$$

$$\frac{P}{A_g * f'c} = 0.1$$

Debido a que la ductilidad desarrollada por un elemento sometido a flexo compresi3n est1 en funci3n de una carga axial actuante los valores de los par1metros de modelaci3n (a, b y c) as1 como los criterios de aceptaci3n (IO, LS y CP) se obtendr1n mediante un proceso de interpolaci3n asumiendo como punto partida el 10% de la carga Axial actuante con incrementos del 5% hasta alcanzar el 40% de la carga axial.

Tabla 30

Parámetros de modelación y criterios de aceptación de la columna C5 (1.65x0.80) del 2° piso.

Dirección	Carga Axial P (tonf)	Parámetros de Modelación			Criterios de Aceptación		
		a	b	c	IO	LS	CP
X-X	0.10Agf'c	0.032	0.06	0.2	0.005	0.045	0.06
	0.15Agf'c	0.0298	0.055	0.18	0.0048	0.0414	0.055
	0.20Agf'c	0.0276	0.05	0.16	0.0046	0.0378	0.05
	0.25Agf'c	0.0254	0.045	0.14	0.0044	0.0342	0.045
	0.30Agf'c	0.0232	0.04	0.12	0.0042	0.0306	0.04
	0.35Agf'c	0.021	0.035	0.1	0.004	0.027	0.035
Y-Y	0.40Agf'c	0.0188	0.03	0.08	0.0038	0.0234	0.03
	0.10Agf'c	0.032	0.06	0.2	0.005	0.045	0.06
	0.15Agf'c	0.0298	0.055	0.18	0.0048	0.0414	0.055
	0.20Agf'c	0.0276	0.05	0.16	0.0046	0.0378	0.05
	0.25Agf'c	0.0254	0.045	0.14	0.0044	0.0342	0.045
	0.30Agf'c	0.0232	0.04	0.12	0.0042	0.0306	0.04
	0.35Agf'c	0.021	0.035	0.1	0.004	0.027	0.035
	0.40Agf'c	0.0188	0.03	0.08	0.0038	0.0234	0.03

Nota: Elaboración propia.

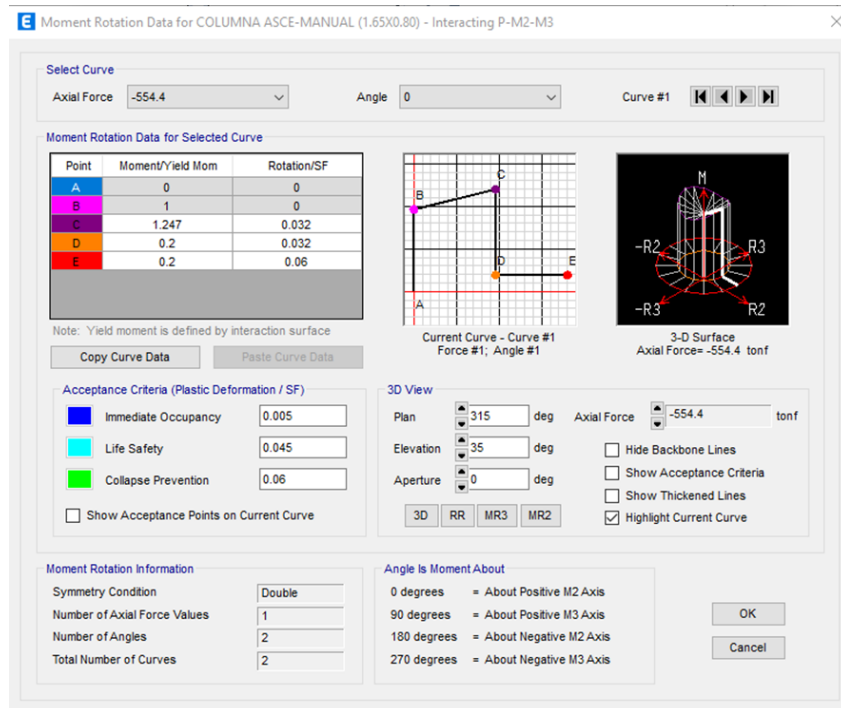


Figura N 40: Diagrama Momento- Rotación de la columna C5 (1.65x0.80) del 2° piso en la dirección X-X con una carga axial de 554.4 tonf. Tomado del software ETABS 2020 Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se presenta el diagrama Momento - Curvatura para la columna C5.

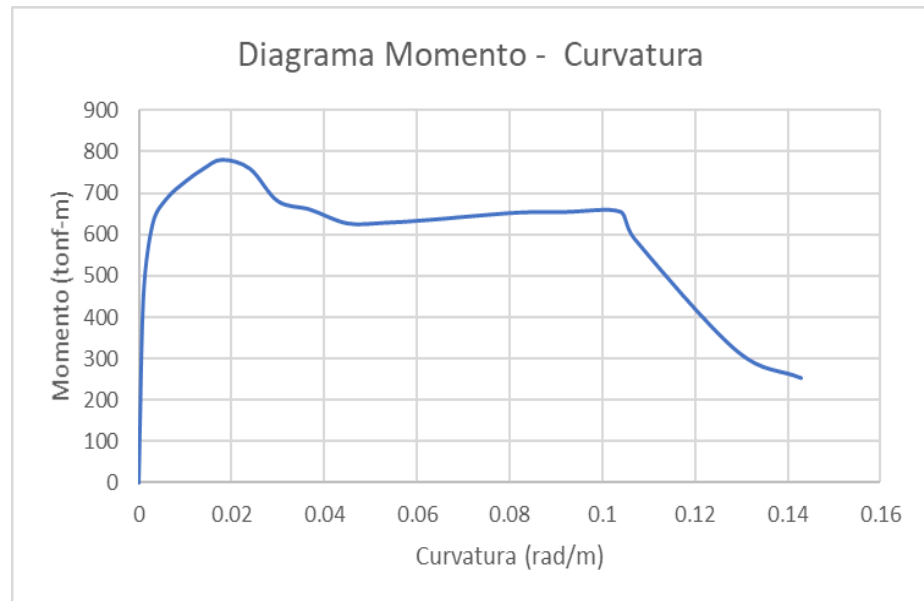


Figura N 41: Diagrama – Curvatura para la columna C5 considerando una carga axila 0 tonf.

Fuente: Elaboración propia.

c) Muros de corte

Para el desarrollo de los muros de corte que se modelaron se hará uso de un modelo de plasticidad distribuida como es el caso de fibras. Si bien es cierto las fibras no brindan información de rotaciones de rótulas plásticas, pero si son capaces de brindar información de las deformaciones de las fibras de las secciones transversales del acero y concreto. Los modelos tipo fibra son capaces de representar directamente los efectos del agrietamiento del concreto, razón por la cual los valores de rigideces efectivas de la tabla A.8.4 del ACI 318 no son aplicables.

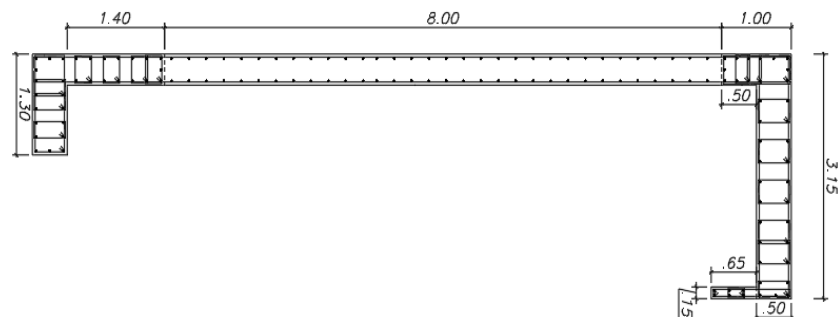


Figura N 42: Placa – P1-0.40M

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se presenta la asignación del acero por el método de fibras a la placa P1-0.40M.

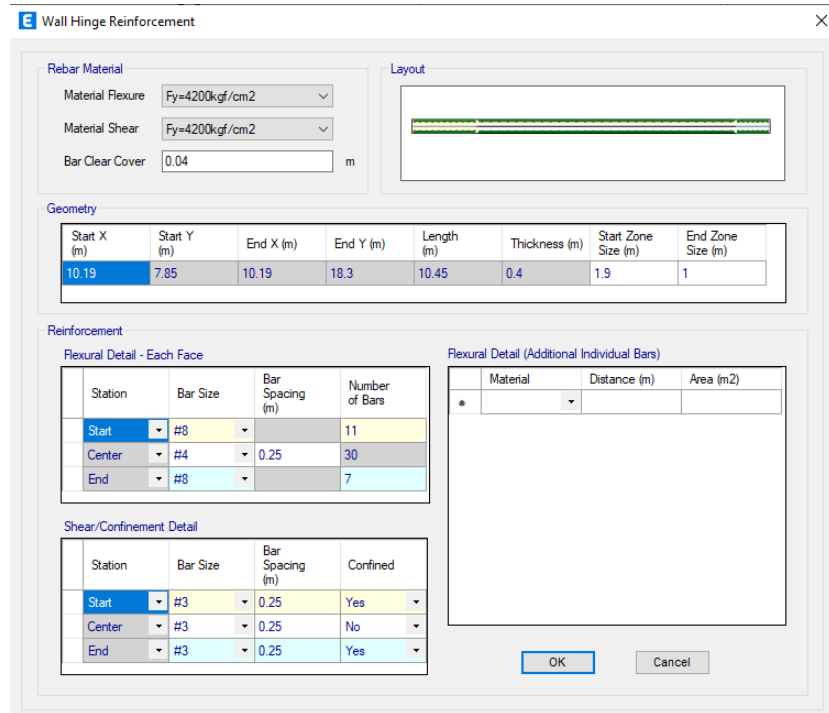


Figura N 43: Definición de acero de acero en la placa P1-0.40M para una rótula distribuida

Fuente: Elaboración propia.

Una vez definido el acero para la Placa P1-0.40M por el método de las fibras se procedió a obtener el diagrama M-θ a compresión que se puede apreciar en la Figura 42.

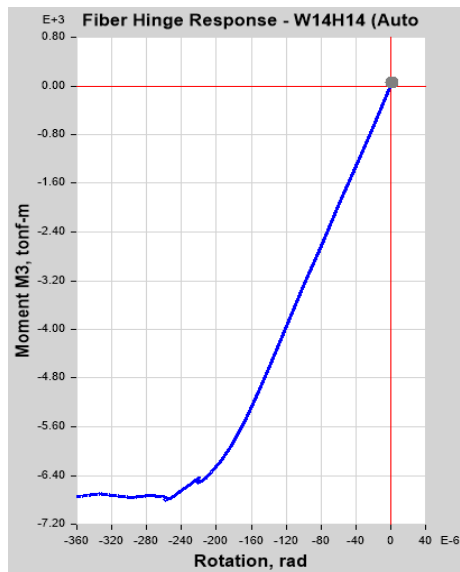


Figura N 44: Diagrama M-θ de la Placa obtenido mediante el método de fibras en ETABS donde se puede apreciar un valor de momento 6.804 tonf-m y una rotación de 259×10^{-6}

Fuente: Elaboración propia.

Luego procedemos a ver los resultados para cada fibra de tal forma que se pueda apreciar las deformaciones y esfuerzos generados tanto para el concreto confinado y no confinado mediante los modelos constitutivos de Mander y Park definimos para el concreto y acero.

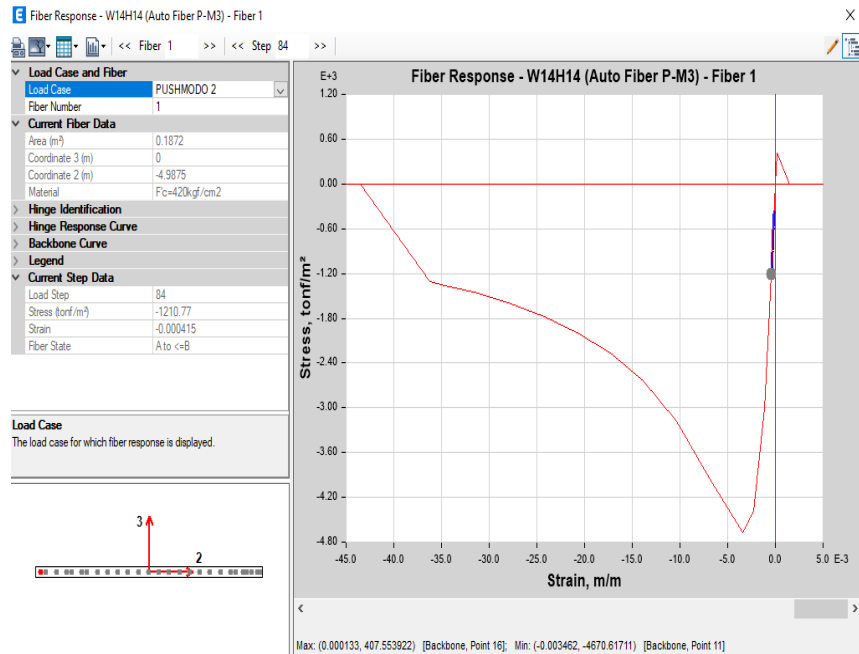


Figura N 45: Diagrama Esfuerzo - Deformación de una fibra a compresión confinada generado para el concreto de la placa P1-0.40M con un valor de esfuerzo y deformación máximas de 1210.77 tonf/m² y 4.15x10⁻⁴m/m respectivamente.

Fuente: Elaboración propia.

Para la fibra número 4 en la figura 44 se puede apreciar el Diagrama Esfuerzo – Deformación para el acero.

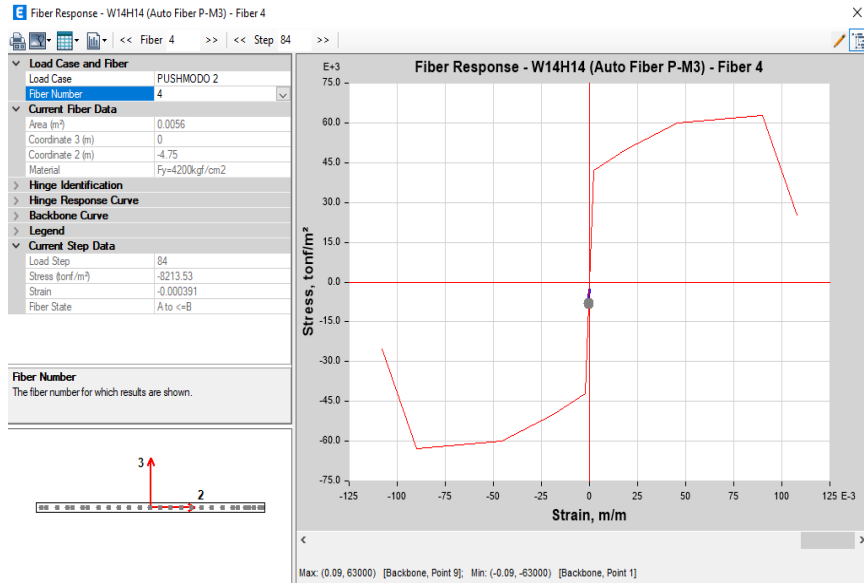


Figura N 46: Diagrama Esfuerzo - Deformación de una fibra a compresión confinada generado para el acero de la placa P1-0.40M con un valor de esfuerzo y deformación máximas de 8213.53 tonf/m² y 3.91x10⁻⁴m/m respectivamente.

Fuente: Elaboración propia.

Continuando con el análisis, se procederá a obtener los Diagramas de Esfuerzo – Deformación para el concreto no confinado que corresponderá al alma o parte central de la placa P1-0.40M. Para dicho fin analizaremos la fibra 7 que se muestra en la figura 45

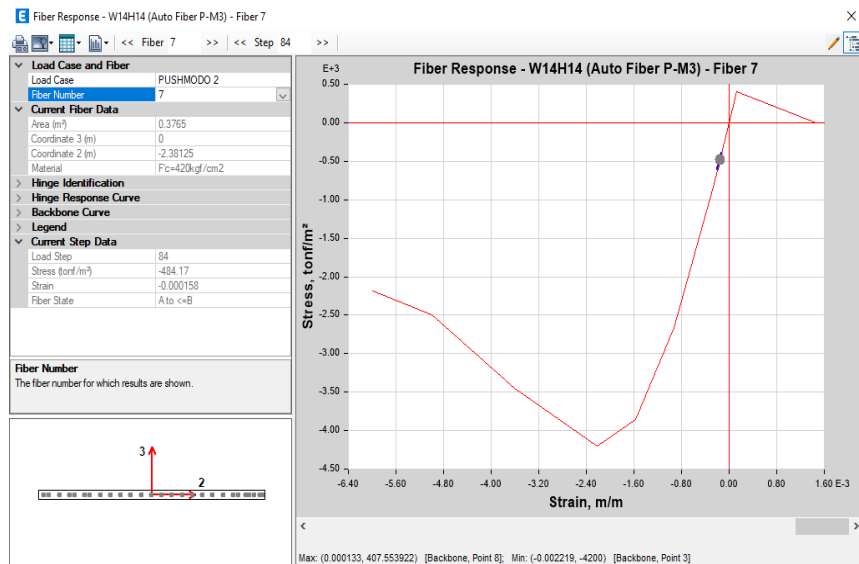


Figura N 47: Diagrama Esfuerzo - Deformación de una fibra a compresión no confinada generado para el concreto de la placa P1-0.40M con un valor de esfuerzo y deformación máximas de 487.17 tonf/m² y 1.58x10⁻⁴m/m respectivamente.

Fuente: Elaboración propia.

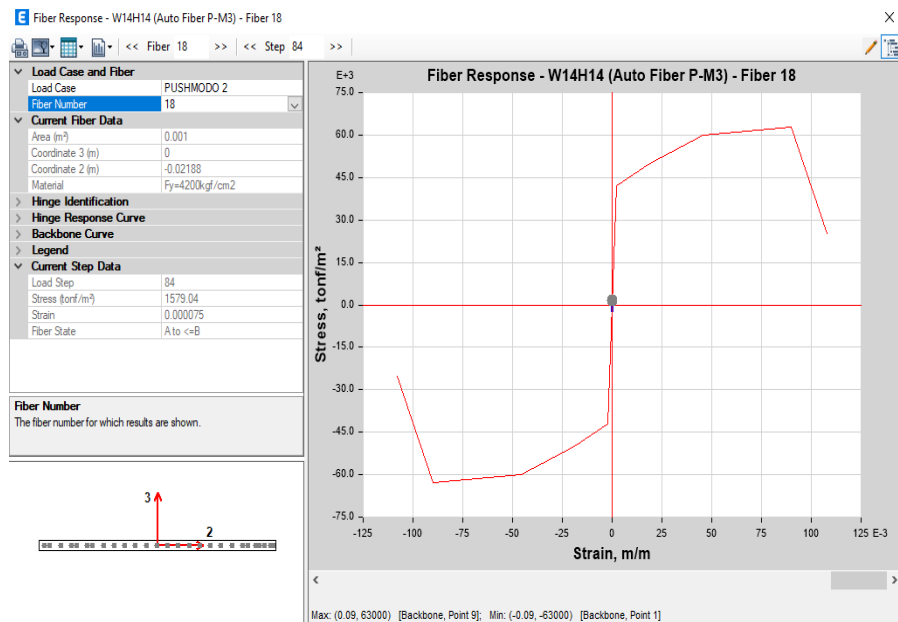


Figura N 48: Diagrama Esfuerzo - Deformación de una fibra a tracción no confinada generado para el acero de la placa P1-0.40M con un valor de esfuerzo y deformación máximas de 1579.04 tonf/m² y 0.75x10⁻⁴m/m respectivamente.

Fuente: Elaboración propia.

De esta forma se puede obtener valores de esfuerzo y deformación a compresión y tracción tanto para el acero y concreto. En las Tablas 31 y 32 se presenta el resumen de los esfuerzos y deformaciones obtenidos mediante el análisis de fibras en el software ETABS.

Tabla 31

Esfuerzos y deformación unitaria obtenidas por el método de fibras para el concreto

Tipo	Material	f'c (tonf/m ²)	ε (m/m)
Compresión confinada	Concreto	1210.77	4.15x10 ⁻⁴
compresión No confinada	Concreto	487.17	1.58x10 ⁻⁴

Nota: Elaboración propia.

Tabla 32

Esfuerzos y deformación unitaria obtenidas por el método de fibras para el acero

Tipo	Material	f'c (tonf/m ²)	ε (m/m)
Compresión confinada	Acero	8213.53	3.91x10 ⁻⁴
compresión No confinada	Acero	1579.04	0.75x10 ⁻⁴

Nota: Elaboración propia.

En las tablas 31 y 32 se puede apreciar los mayores valores de esfuerzo y deformación que alcanzó el concreto confinado en comparación con el concreto no confinado.

6.1.2 Cargas gravitacionales

Se definirá una condición inicial de carga de gravedad inelástico (CGNL) en la cual se tendrá en cuenta (100% Carga Muerta más el 25% de la Carga Viva).

El análisis Pushover iniciara a partir de esta condición mencionada anteriormente.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.25

Figura N 49: Condición Inicial de carga de gravedad inelástico (Programa ETABS)

Fuente: Elaboración propia.

6.1.3 Patrón de cargas

A continuación, según los modos fundamentales se define un patrón de carga lateral, este iniciara desde el estado de carga de gravedad inelástica (CGNL). La figura 48 muestra la definición del caso de carga para la

dirección X que corresponde al modo 1, por consiguiente, el modo 2 está en la dirección Y.

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box for 'PUSHMODO 1'. The 'General' section includes: Load Case Name: PUSHMODO 1; Load Case Type: Nonlinear Static; Mass Source: MsSrc1; Analysis Model: Default. The 'Initial Conditions' section has 'Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)' selected, with 'Nonlinear Case' set to 'CGNL'. The 'Loads Applied' table has one row: Mode 1, Load Name 1, Scale Factor 1. The 'Other Parameters' section includes: Modal Load Case: Modal; Geometric Nonlinearity Option: None; Load Application: Displacement Control; Results Saved: Multiple States; Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis; Nonlinear Parameters: User Defined - Event-to-Event Only.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1

Figura N 50: Caso de carga para el análisis Pushover X-X

Fuente: Elaboración propia.

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box for 'PUSHMODO 2'. The 'General' section includes: Load Case Name: PUSHMODO 2; Load Case Type: Nonlinear Static; Mass Source: MsSrc1; Analysis Model: Default. The 'Initial Conditions' section has 'Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)' selected, with 'Nonlinear Case' set to 'CGNL'. The 'Loads Applied' table has one row: Mode 3, Load Name 1, Scale Factor 1. The 'Other Parameters' section includes: Modal Load Case: Modal; Geometric Nonlinearity Option: None; Load Application: Displacement Control; Results Saved: Multiple States; Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis; Nonlinear Parameters: User Defined - Event-to-Event Only.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	3	1

Figura N 51: Caso de carga para el análisis Pushover Y-Y

Fuente: Elaboración propia.

6.1.4 Desplazamiento de monitoreo

Una vez creada el caso de carga para el análisis Pushover se registra el desplazamiento junto con la cortante basal para un punto de control, Este punto corresponde al centro de masa del piso 14 para las direcciones X e Y.

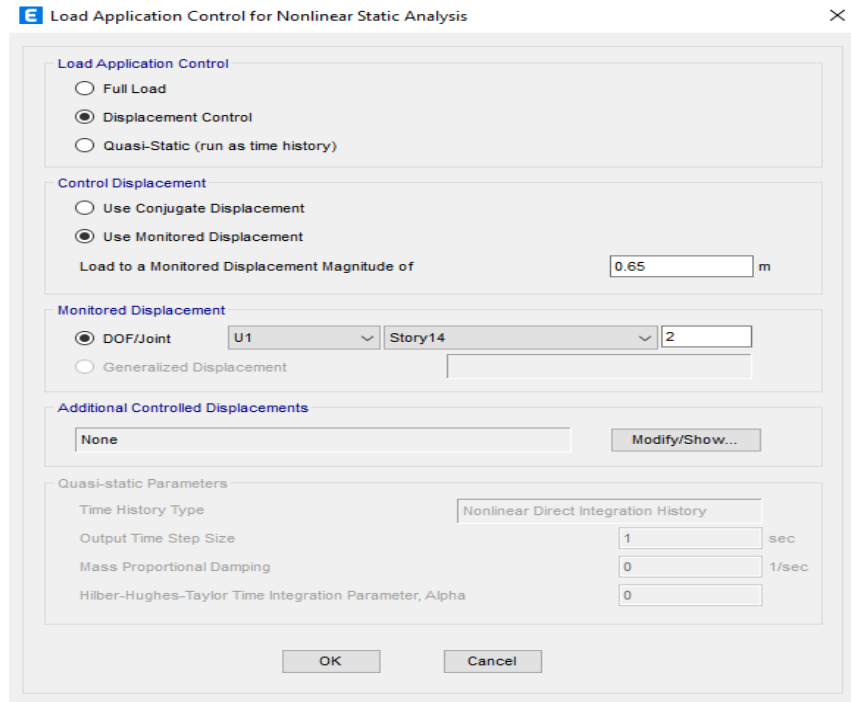


Figura N 52: Punto de control para la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia.

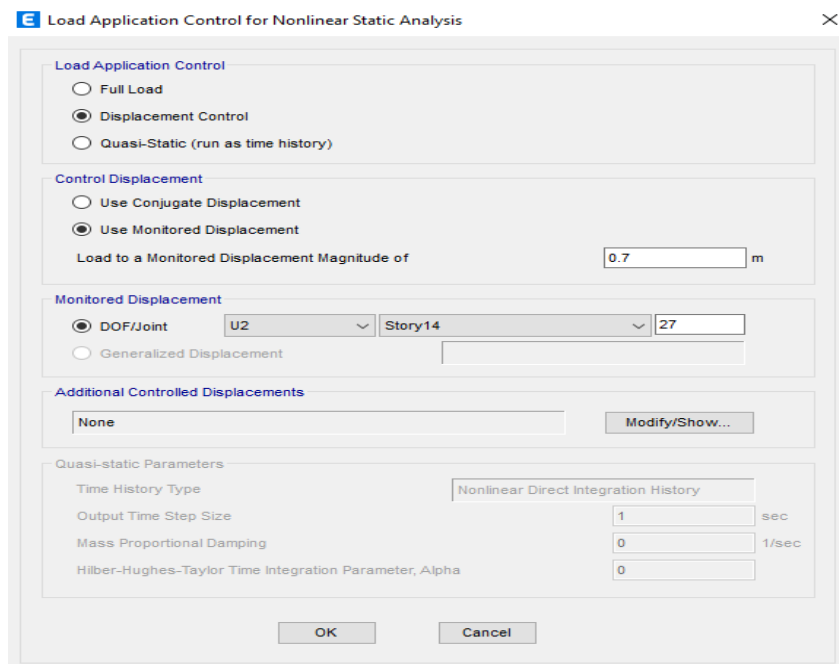


Figura N 53: Punto de control para la dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia.

6.1.5 Determinación de curva de capacidad

Luego de realizar el análisis estático no lineal mediante la asignación de cargas de gravedad no lineales y un patrón de carga monótonico incremental hasta que la edificación alcanzara un desplazamiento de techo igual al desplazamiento objetivo de 0.65 m para el eje X-X y 0.70 m para el eje Y-Y se obtuvo la curva de capacidad para ambos ejes de análisis.

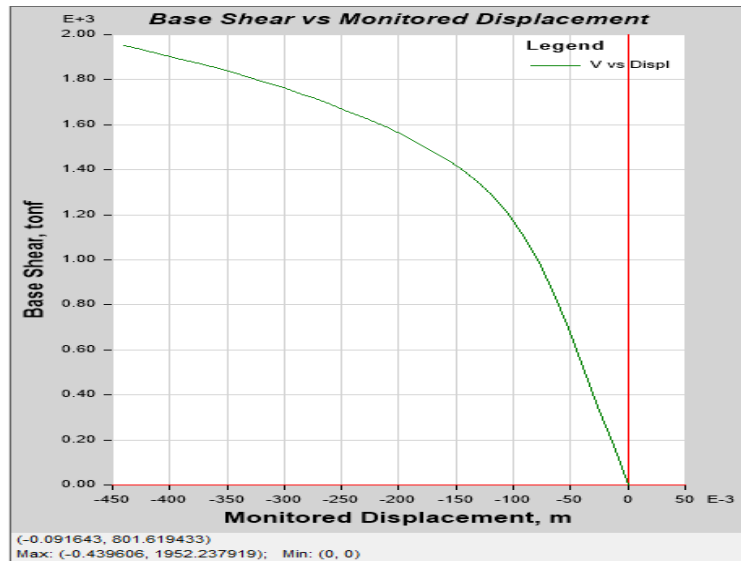


Figura N 54: Curva Pushover para el eje X-X con un valor de cortante basal de 1952.23 tonf y un desplazamiento de techo -0.44 m.

Fuente: Elaboración propia.

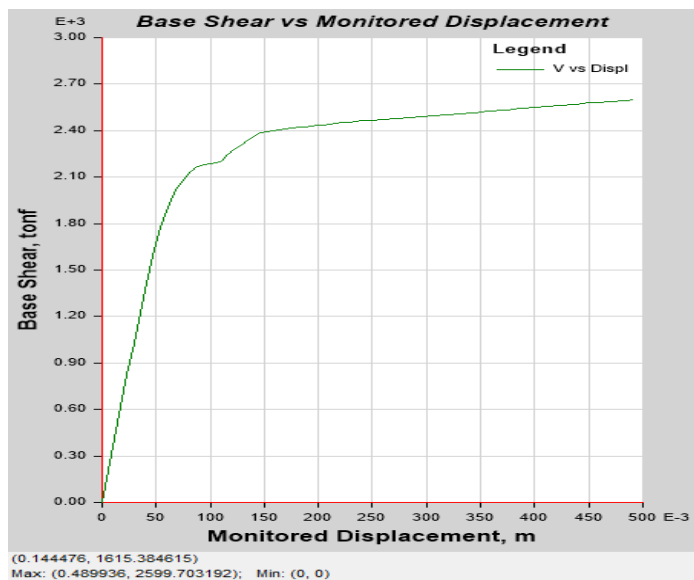


Figura N 55: Curva Pushover para el eje Y-Y con un valor de cortante basal de 2599.70 tonf y un desplazamiento de techo 0.49 m.

Fuente: Elaboración propia.

6.2. Desempeño sísmico

En la filosofía de diseño de la Norma E. 030 se indica que las estructuras no deberían colapsar ni causar daños graves a las personas. Por otro lado, se indica que para sismos que califiquen como severos se podrán presentar daños importantes y para movimientos moderados del suelo que se podrían interpretar como sismos moderados o frecuentes la estructura debería presentar daños completamente reparables dentro de los límites aceptables. Dichos planteamientos presentan amplia similitud con los objetivos de desempeño desarrollados por el Comité Visión 200 de la SEAOC (1995).

Tabla 33

Objetivos de desempeño desarrollados por el Comité Visión 2000 y el ATC 40

		Niveles de desempeño sísmico			
		Completamente Funcional	Funcional (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención de Colapso (CP)
Niveles de Diseño Sísmico	Frecuente (43 años) 50% en 30 años	●	○	○	○
	Ocasional (72 años) 50% en 50 años	●	●	○	○
	Raro (475 años) 10 % en 50 años	●	●	●	○
	Muy Raro (970 años) 10% en 100 años		●	●	●

Objetivo Básico (línea azul)
Objetivo Esencial (línea negra)
Objetivo Crítico (línea naranja)

Nota: Elaboración propia adaptado del Comité visión 2000 y ATC 40

Asimismo, para cada objetivo (básico, esencial o crítico) se puede relacionar los factores de uso o de importancia señalados en la norma E. 030. Dichos factores de uso o importancia se señalan en la tabla.

Tabla 34

Factores de importancia según objetivos de desempeño

Objetivo	Factor de Importancia
Básico	1
Esencial	1.3
Crítico	1.5

Nota: Elaboración propia.

a) Demanda sísmica

Las normativas de diseño sísmico determinan las acciones sísmicas a partir de la probabilidad de que ocurra un sismo determinado en un tiempo determinado. Para el caso peruano se trata del sismo raro el cual tiene una probabilidad de ocurrencia de 10% en 50 años con un periodo de retorno de 475 años y que será

usado como base para la obtención de un factor de conversión entre dos niveles de sismo distintos.

$$Tr = \frac{1}{1 - (1 - p1)^{\frac{1}{n}}}$$

Donde:

Tr : periodo de retorno

$p1$: probabilidad de excedencia

n : número de años de la probabilidad de excedencia

A continuación, se presenta la ecuación del factor de conversión entre dos niveles distintos de sismo.

$$FE = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^k$$

Donde:

T_1 : periodo de retorno del sismo de diseño

T_2 : periodo de retorno del sismo a escalar

k : coeficiente que varía entre 0.3 y 0.4

De esta forma mediante las ecuaciones anteriores se calculará los periodos de retorno y los distintos factores de conversión “FC” para cada tipo de sismo. Para el sismo raro ($p1$: 10%, n : 50 años y k :0.4) se procederá de la siguiente manera:

$$Tr(475) = \frac{1}{1 - (1 - 0.10)^{\frac{1}{50}}} = 475.061 \text{ años}$$

$$FE(\text{sismo frecuente}) = \left(\frac{43}{475}\right)^{0.4} = 0.38$$

Estos factores de conversión “FE” nos permitirán, a partir de la aceleración espectral de diseño S_a , obtener las distintas aceleraciones espectrales para cada tipo de sismo. Por otro lado, se pudo corroborar que el factor de escala obtenidos se corresponde con los criterios señalados en el capítulo 4.2 del ATC 40 donde se señalan los factores de escala respecto al sismo de diseño. A continuación, se muestran los valores de pseudo aceleraciones para cada sismo escalado.

Tabla 35

Pseudoaceleraciones escaladas para cada nivel de sismo

T (s)	Sismo Frecuente	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy Raro
	Sa(g)	Sa(g)	Sa(g)	Sa(g)
0.00	0.338	0.563	1.125	1.463
0.10	0.338	0.563	1.125	1.463
0.20	0.338	0.563	1.125	1.463
0.30	0.338	0.563	1.125	1.463
0.40	0.338	0.563	1.125	1.463
0.50	0.270	0.450	0.900	1.170
0.60	0.225	0.375	0.750	0.975
0.70	0.193	0.321	0.643	0.836
0.80	0.169	0.281	0.563	0.731
0.90	0.150	0.250	0.500	0.650
1.00	0.135	0.225	0.450	0.585
1.10	0.123	0.205	0.409	0.532
1.20	0.113	0.188	0.375	0.488
1.30	0.104	0.173	0.346	0.450
1.40	0.096	0.161	0.321	0.418
1.50	0.090	0.150	0.300	0.390
1.60	0.084	0.141	0.281	0.366
1.70	0.079	0.132	0.265	0.344
1.80	0.075	0.125	0.250	0.325
1.90	0.071	0.118	0.237	0.308
2.00	0.068	0.113	0.225	0.293
2.10	0.064	0.107	0.214	0.279
2.20	0.061	0.102	0.205	0.266
2.30	0.059	0.098	0.196	0.254
2.40	0.056	0.094	0.188	0.244
2.50	0.054	0.090	0.180	0.234
2.60	0.050	0.083	0.166	0.216
2.70	0.046	0.077	0.154	0.201
2.80	0.043	0.072	0.143	0.187
2.90	0.040	0.067	0.134	0.174
3.00	0.038	0.063	0.125	0.163
3.10	0.035	0.059	0.117	0.152
3.20	0.033	0.055	0.110	0.143
3.30	0.031	0.052	0.103	0.134
3.40	0.029	0.049	0.097	0.127
3.50	0.028	0.046	0.092	0.119
3.60	0.026	0.043	0.087	0.113
3.70	0.025	0.041	0.082	0.107
3.80	0.023	0.039	0.078	0.101
3.90	0.022	0.037	0.074	0.096
4.00	0.021	0.035	0.070	0.091
4.10	0.020	0.033	0.067	0.087
4.20	0.019	0.032	0.064	0.083
4.30	0.018	0.030	0.061	0.079
4.40	0.017	0.029	0.058	0.076
4.50	0.017	0.028	0.056	0.072
4.60	0.016	0.027	0.053	0.069
4.70	0.015	0.025	0.051	0.066
4.80	0.015	0.024	0.049	0.063
4.90	0.014	0.023	0.047	0.061
5.00	0.014	0.023	0.045	0.059

Nota: Elaboración propia.

A partir de los valores de pseudoaceleraciones se procedió a obtener los diferentes espectros para cada tipo de sismo mostrado en la figura N 55.

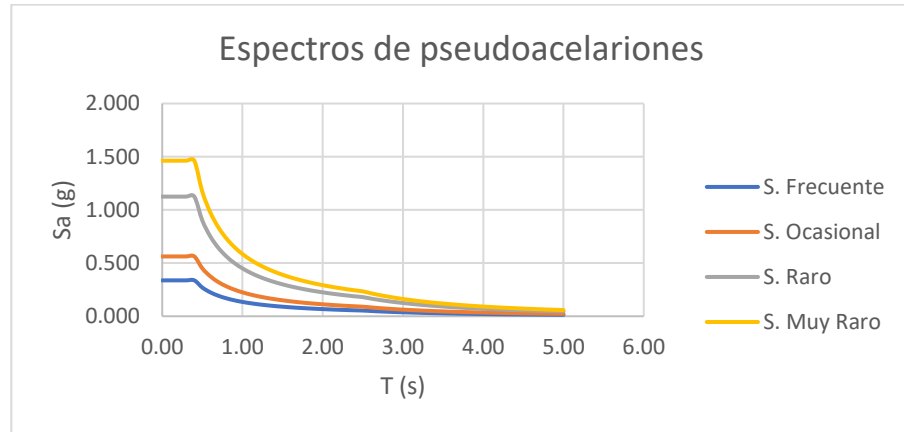


Figura N 56: Espectro de pseudoaceleraciones a partir del sismo raro o de diseño

Fuente: Elaboración propia.

Una vez obtenido los valores de pseudoaceleraciones se procedió a obtener los pseudo desplazamientos mostrados en la tabla 36.

Tabla 36

Valores de pseudodesplazamientos obtenidos a partir de las pseudoaceleraciones

T(s)	Sismo Frecuente		Sismo Ocasional		Sismo Raro		Sismo Muy Raro	
	Sa(g)	Sd	Sa(g)	Sd	Sa(g)	Sd	Sa(g)	Sd
0	0.34	0	0.56	0	1.13	0	1.46	0
0.1	0.34	0	0.56	0	1.13	0	1.46	0
0.2	0.34	0	0.56	0	1.13	0	1.46	0
0.3	0.34	0	0.56	0	1.13	0	1.46	0
0.4	0.34	0	0.56	0	1.13	0	1.46	0.01
0.5	0.27	0	0.45	0	0.9	0.01	1.17	0.01
0.6	0.23	0	0.38	0	0.75	0.01	0.98	0.01
0.7	0.19	0	0.32	0	0.64	0.01	0.84	0.01
0.8	0.17	0	0.28	0	0.56	0.01	0.73	0.01
0.9	0.15	0	0.25	0.01	0.5	0.01	0.65	0.01
1	0.14	0	0.23	0.01	0.45	0.01	0.59	0.01
1.1	0.12	0	0.2	0.01	0.41	0.01	0.53	0.02
1.2	0.11	0	0.19	0.01	0.38	0.01	0.49	0.02
1.3	0.1	0	0.17	0.01	0.35	0.01	0.45	0.02
1.4	0.1	0	0.16	0.01	0.32	0.02	0.42	0.02
1.5	0.09	0.01	0.15	0.01	0.3	0.02	0.39	0.02
1.6	0.08	0.01	0.14	0.01	0.28	0.02	0.37	0.02
1.7	0.08	0.01	0.13	0.01	0.26	0.02	0.34	0.03
1.8	0.08	0.01	0.13	0.01	0.25	0.02	0.33	0.03
1.9	0.07	0.01	0.12	0.01	0.24	0.02	0.31	0.03

2	0.07	0.01	0.11	0.01	0.23	0.02	0.29	0.03
2.1	0.06	0.01	0.11	0.01	0.21	0.02	0.28	0.03
2.2	0.06	0.01	0.1	0.01	0.2	0.03	0.27	0.03
2.3	0.06	0.01	0.1	0.01	0.2	0.03	0.25	0.03
2.4	0.06	0.01	0.09	0.01	0.19	0.03	0.24	0.04
2.5	0.05	0.01	0.09	0.01	0.18	0.03	0.23	0.04
2.6	0.05	0.01	0.08	0.01	0.17	0.03	0.22	0.04
2.7	0.05	0.01	0.08	0.01	0.15	0.03	0.2	0.04
2.8	0.04	0.01	0.07	0.01	0.14	0.03	0.19	0.04
2.9	0.04	0.01	0.07	0.01	0.13	0.03	0.17	0.04
3	0.04	0.01	0.06	0.01	0.13	0.03	0.16	0.04
3.1	0.04	0.01	0.06	0.01	0.12	0.03	0.15	0.04
3.2	0.03	0.01	0.05	0.01	0.11	0.03	0.14	0.04
3.3	0.03	0.01	0.05	0.01	0.1	0.03	0.13	0.04
3.4	0.03	0.01	0.05	0.01	0.1	0.03	0.13	0.04
3.5	0.03	0.01	0.05	0.01	0.09	0.03	0.12	0.04
3.6	0.03	0.01	0.04	0.01	0.09	0.03	0.11	0.04
3.7	0.02	0.01	0.04	0.01	0.08	0.03	0.11	0.04
3.8	0.02	0.01	0.04	0.01	0.08	0.03	0.1	0.04
3.9	0.02	0.01	0.04	0.01	0.07	0.03	0.1	0.04
4	0.02	0.01	0.04	0.01	0.07	0.03	0.09	0.04
4.1	0.02	0.01	0.03	0.01	0.07	0.03	0.09	0.04
4.2	0.02	0.01	0.03	0.01	0.06	0.03	0.08	0.04
4.3	0.02	0.01	0.03	0.01	0.06	0.03	0.08	0.04
4.4	0.02	0.01	0.03	0.01	0.06	0.03	0.08	0.04
4.5	0.02	0.01	0.03	0.01	0.06	0.03	0.07	0.04
4.6	0.02	0.01	0.03	0.01	0.05	0.03	0.07	0.04
4.7	0.02	0.01	0.03	0.01	0.05	0.03	0.07	0.04
4.8	0.01	0.01	0.02	0.01	0.05	0.03	0.06	0.04
4.9	0.01	0.01	0.02	0.01	0.05	0.03	0.06	0.04
5	0.01	0.01	0.02	0.01	0.05	0.03	0.06	0.04

Nota: Elaboración propia.

6.2.1 Método de espectro de capacidad (FEMA 440)

Este método se basa en la intersección de dos graficas definidas como el espectro de capacidad y el espectro de demanda, dicho método parte inicialmente de obtener la curva de capacidad (V vs Δ) de la edificación, la misma que se debe convertir a formato ADSR (Espectro de respuesta Aceleración-Desplazamiento), al realizar este cambio las gráficas cambian de Curva de Capacidad a Espectro de capacidad, dicha conversión se logra con la aplicación de ecuaciones dinámicas que se muestran a continuación,

donde se obtendrá pseudo - aceleraciones (S_a) y pseudo - desplazamientos (S_d).

$$S_a = \frac{V}{W \cdot \alpha_1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \cdot \phi_{roof1}}$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{(W_i \phi_{i1})}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{(W_i)}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{(W_i \phi_{i1}^2)}{g} \right]}$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N \frac{(W_i \phi_{i1})}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{(W_i \phi_{i1}^2)}{g}} \right]$$

PF_1 : Factor de participación modal del modo predominante (modo 1)

α_1 : Coeficiente de masa modal para el modo predominante (modo 1)

W_i/g : Masa asignada al nivel i

ϕ_{i1} : Amplitud del modo predominante (modo 1) en el nivel i

N : Nivel más alto de la estructura del edificio.

V : Cortante basal (Asociado a la curva de capacidad).

W : Peso Sísmico de la estructura (100%D + 25%L).

Δ_{roof} : Desplazamiento del techo (Asociado a la curva de capacidad).

S_a : Aceleración espectral.

S_d : Desplazamiento espectral.

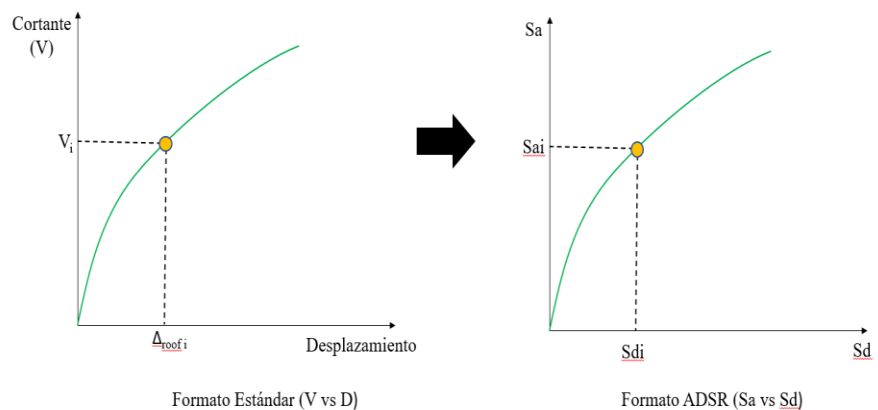


Figura N 57: Conversión de la curva de capacidad en Espectro de capacidad.

Fuente: Elaboración propia.

Por otra parte, el espectro de demanda se obtiene al convertir el espectro de respuesta estándar (Sai vs Ti) a un formato de (Sai vs Sdi), donde se debe determinar un Sdi por cada Ti.

a) Espectro de Capacidad

Para la conversión de la curva de capacidad a Espectro de capacidad, se tomó un factor de partición modal (FP1) así como el coeficiente modal α_1 , estos factor y coeficiente fueron calculados de acuerdo a las ecuaciones 6-1 y 6-2 mencionadas anteriormente.

Tabla 37

Factor de Participación modal (FP1) y Coeficiente modal (α_1) para la dirección X-X

Nivel	mi	ϕ_i	mi ϕ_i	mi ϕ_i^2	PF1	α_1
14	83.83439	0.004546	0.3811111	0.0017325	329.97809	0.6978559
13	96.17828	0.00415	0.3991399	0.0016564		
12	96.17828	0.003751	0.3607647	0.0013532		
11	96.17828	0.00336	0.323159	0.0010858		
10	96.17828	0.002974	0.2860342	0.0008507		
9	96.17828	0.002595	0.2495826	0.0006477		
8	96.17828	0.002225	0.2139967	0.0004761		
7	96.17828	0.001864	0.1792763	0.0003342		
6	96.17828	0.001516	0.1458063	0.000221		
5	96.17828	0.001183	0.1137789	0.0001346		
4	96.17828	0.000872	0.0838675	7.31E-05		
3	96.17828	0.000589	0.056649	3.34E-05		
2	96.17828	0.000343	0.0329892	1.13E-05		
1	105.81667	0.000149	0.0157667	2.35E-06		

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 38

Factor de Participación modal (FP1) y Coeficiente modal (α_1) para la dirección Y-Y

Nivel	mi	ϕ_i	mi ϕ_i	mi ϕ_i^2	PF1	α_1
14	83.83439	0.000432	0.0362165	1.56E-05	3557.1568	0.6159032
13	96.17828	0.000385	0.0370286	1.43E-05		
12	96.17828	0.000338	0.0325083	1.10E-05		
11	96.17828	0.000293	0.0281802	8.26E-06		
10	96.17828	0.000249	0.0239484	5.96E-06		
9	96.17828	0.000207	0.0199089	4.12E-06		
8	96.17828	0.000168	0.016158	2.71E-06		
7	96.17828	0.000132	0.0126955	1.68E-06		

6	96.17828	0.0001	0.0096178	9.62E-07
5	96.17828	0.000072	0.0069248	4.99E-07
4	96.17828	0.000048	0.0046166	2.22E-07
3	96.17828	0.000029	0.0027892	8.09E-08
2	96.17828	0.000015	0.0014427	2.16E-08
1	105.81667	0.000006	0.0006349	3.81E-09

Nota: Elaboración Propia.

Una vez obtenido el factor de participación (FP1) y el coeficiente de masa modal (α_1), se procede a determinar los valores de Sa y Sd del grafico con las ecuaciones 6-3 y 6-4 correspondientemente, realizando el grafico del espectro de capacidad.

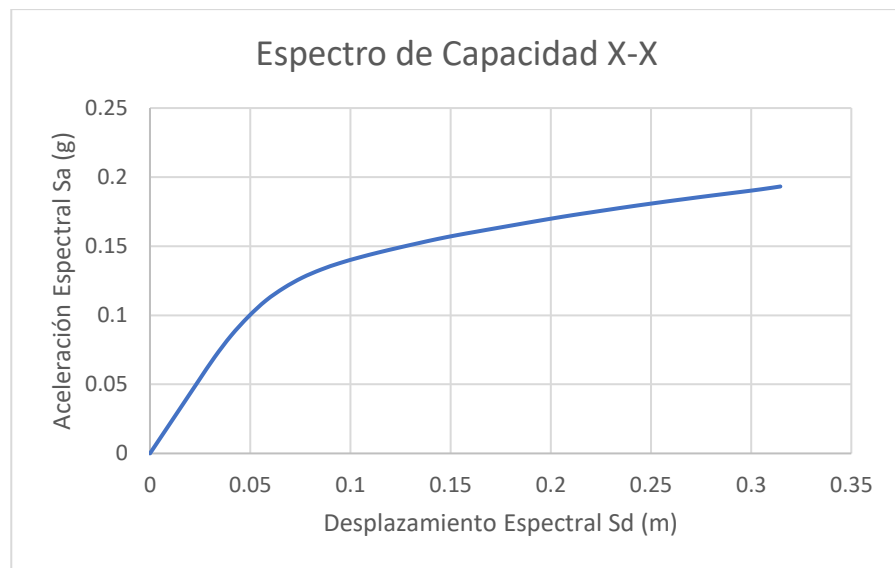


Figura N 58: Espectro de Capacidad en la dirección X-X

Fuente: Elaboración Propia.

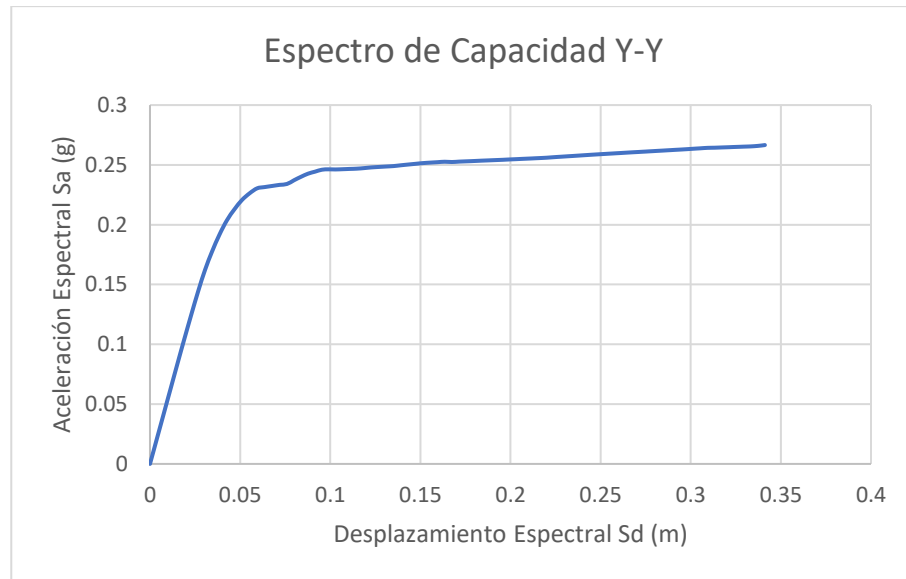


Figura N 59: Espectro de Capacidad en la dirección Y-Y

Fuente: Elaboración Propia.

b) Punto de desempeño

Se determino el punto de desempeño teniendo en consideración de los gráficos anterior mente mencionados, los resultados se muestran en la tabla 35 que se ve a continuación:

Tabla 39

Puntos de desempeño – Método de espectro de capacidad

Dirección	Sismo	V(Tonf)	Dp(m)
X-X	Frecuente	940.0254	0.073294
	Ocasional	1257.9391	0.113586
	Raro	1638.6207	0.23378
	Muy raro	1810.2098	0.330318
Y-Y	Frecuente	1533.8789	0.044746
	Ocasional	2020.0175	0.069025
	Raro	2314.3216	0.129129
	Muy raro	2423.8892	0.185222

Nota: Elaboración Propia.

6.2.2 Método de los coeficientes (ASCE 41-13)

Este método fue introducido por el FEMA 273 para posteriormente ser redefinido por el FEMA 356 pero al igual que en el método de espectro de capacidad fue mejorado por el FEMA 440. Finalmente es el código ASCE 41-13 el que establece este método como procedimiento para determinar el punto de desempeño o desplazamiento objetivo.

a) Desplazamiento objetivo

A diferencia del método de espectro de capacidad en este método no será necesario la conversión de la curva de capacidad en un espectro de capacidad. La demanda de desplazamiento que calcularemos se denomina desplazamiento objetivo y para determinarla habrá que linealizar la curva de capacidad obtenida. Los resultados obtenidos mediante el programa ETABS se muestran en las figuras 57 y 58. En la figura 57 se puede apreciar que el desplazamiento objetivo para el Eje X-X fue de 0.22 m con un cortante de 1611.59 tonf.

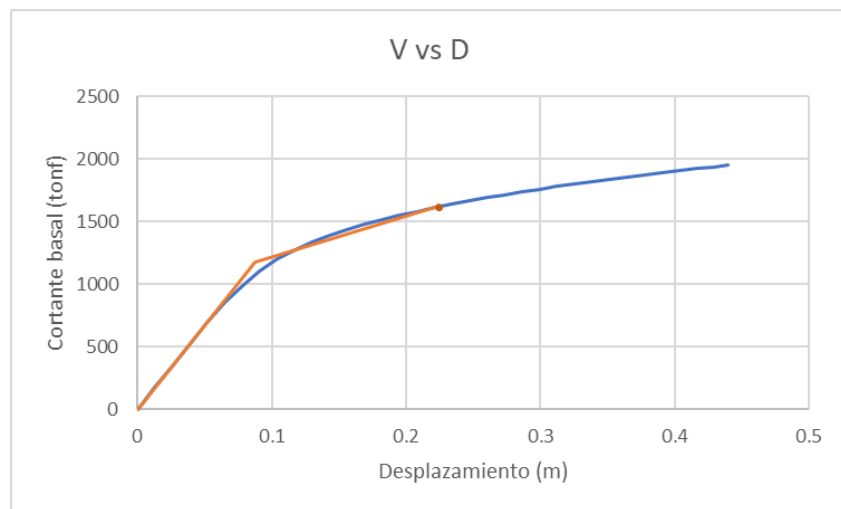


Figura N 60: Desplazamiento objetivo en el Eje X-X

Fuente: Elaboración Propia.

En la figura 58 se puede apreciar que el desplazamiento objetivo para el Eje Y-Y fue de 0.15 m con un cortante de 2389.87 tonf.

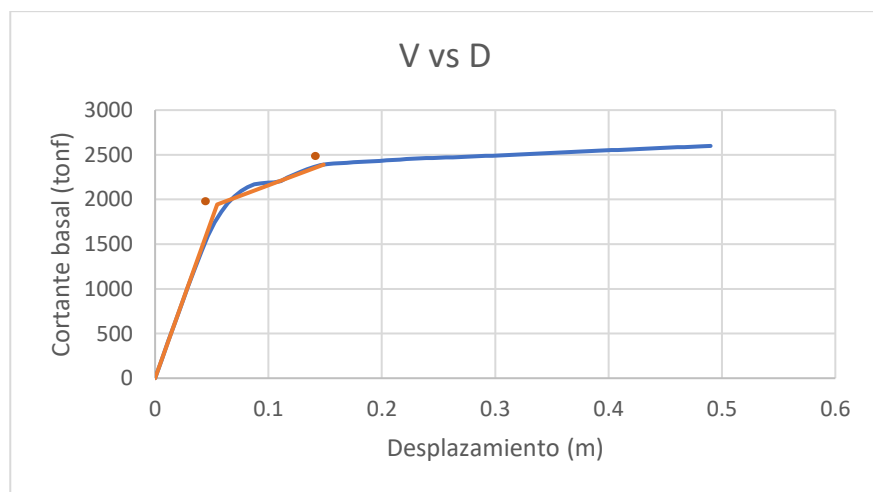


Figura N 61: Desplazamiento objetivo en el Eje Y-Y

Fuente: Elaboración Propia.

En la figura 36 se muestran todos los desplazamientos objetivos alcanzados mediante el método de coeficientes para distintos niveles de sismo.

Tabla 40

Desplazamientos objetivos – Método de coeficientes de desplazamiento

Dirección	Sismo	V (Tonf)	Dp (m)
X-X	Frecuente	941.0071	0.0734
	Ocasional	1284.1687	0.1182
	Raro	1611.5867	0.2210
	Muy raro	1734.8764	0.2839
Y-Y	Frecuente	1531.7428	0.0447
	Ocasional	2062.3998	0.0728
	Raro	2389.8713	0.1487
	Muy raro	2431.4534	0.1971

Nota: Elaboración Propia.

Una vez determinado los puntos de desempeño mediante el método de espectro de capacidad y el método de coeficientes se procedió a determinar la ductilidad estructural, demandada cuyos resultados se muestran en la Tabla 37.

Tabla 41

Ductilidad estructural y demandada para cada tipo de sismo

Dirección	Sismo	μe	μd
X-X	Frecuente	8.185	1.359
	Ocasional	6.314	1.689
	Raro	5.034	2.517
	Muy raro	4.653	2.988
Y-Y	Frecuente	13.997	1.286
	Ocasional	10.743	1.596
	Raro	8.923	2.709
	Muy raro	8.165	3.283

Nota: Elaboración propia

Asimismo, a partir de la cortante última (V_C) y la cortante de fluencia (V_Y) se procedió a calcular la sobre resistencia efectiva alcanzada por la edificación cuyo cálculo se muestra a continuación:

$$\Omega = \frac{V_C}{V_Y} = \frac{1955.873}{1387.875} = 1.4$$

Por lo tanto, podemos afirmar que para el sismo de raro de la norma E. 30 la edificación presenta un 40% de sobre resistencia por sobre su capacidad.

CAPITULO VII: PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

7.1. Resultados del análisis sísmico lineal

Los valores relevantes en este análisis son las derivas y la verificación de irregularidades de la edificación, como se muestra:

7.1.1 Derivas

Se muestran las derivas obtenidas en el análisis modal en la figura 57 y figura 58, obteniendo como derivas máximas, 0.005 para la dirección X y 0.003 para la dirección Y, cumpliendo con la norma E0.30, donde se indica la distorsión máxima de 0.007.

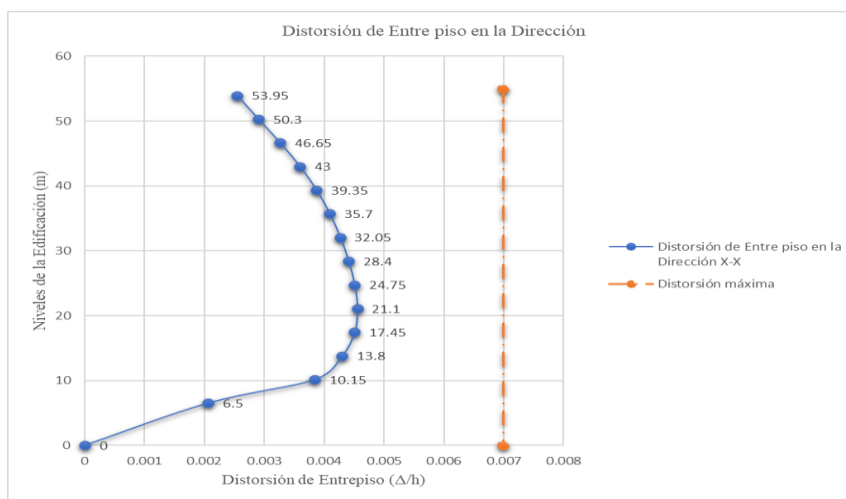


Figura N 62: Distorsión de entre piso en X-X

Fuente: Elaboración Propia.

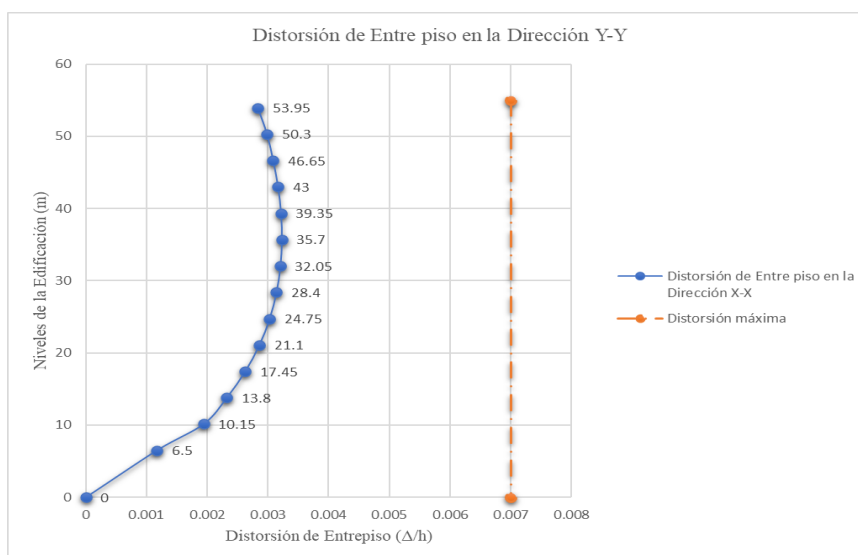


Figura N 63: Distorsión de entre piso en Y-Y

Fuente: Elaboración Propia.

7.1.2 Verificación de Irregularidades

A través de la verificación de las irregularidades se puede apreciar más la confiabilidad de los resultados del análisis Pushover, mientras menos irregularidades tenga la edificación los resultados son más confiables. Las irregularidades de la edificación se muestran en la tabla

Tabla 42

Irregularidades de la edificación

	Irregularidad	Condición
En altura	Rigidez-Piso blando	No
	Resistencia-Piso débil	No
	Masa o peso	No
	Geométrica vertical	No
	Discontinuidad en los sistemas	No
	Resistentes	No
En planta	Torsional	No
	Esquinas entrantes	No
	Discontinuidad del diafragma	No
	Sistemas no paralelos	No

Nota: Elaboración Propia.

7.2. Resultados del análisis estático no lineal y desempeño sísmico

El método de análisis estático no lineal nos permitió estudiar la forma de incursión en el rango no lineal de la edificación mediante la asignación de cargas gravitacionales no lineales y un patrón de carga incrementales que actuaron en función de los modos traslacionales, modo 1 y modo 3 para los ejes X e Y respectivamente. Luego a partir de la definición de modelos de plasticidad para los elementos estructurales y los casos de carga de empuje modal (Pushomodo 1 y Pushomodo2) para cada eje se obtuvo la curva de capacidad. Finalmente se procedió a calcular el punto de desempeño siguiendo los 2 procedimientos desarrollado lineal arriba los cuales fueron el método de espectro de capacidad y el método de coeficientes haciendo uso del software ETABS v.20. Los resultados se presentan a continuación.

7.3. Método de Espectro de Capacidad (FEMA 440)

Mediante este método se obtuvo el punto desempeño mediante la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda sísmica para demanda sísmica.

A continuación, se presenta el punto de desempeño para el sismo raro de la norma E.030 de diseño sismorresistente.

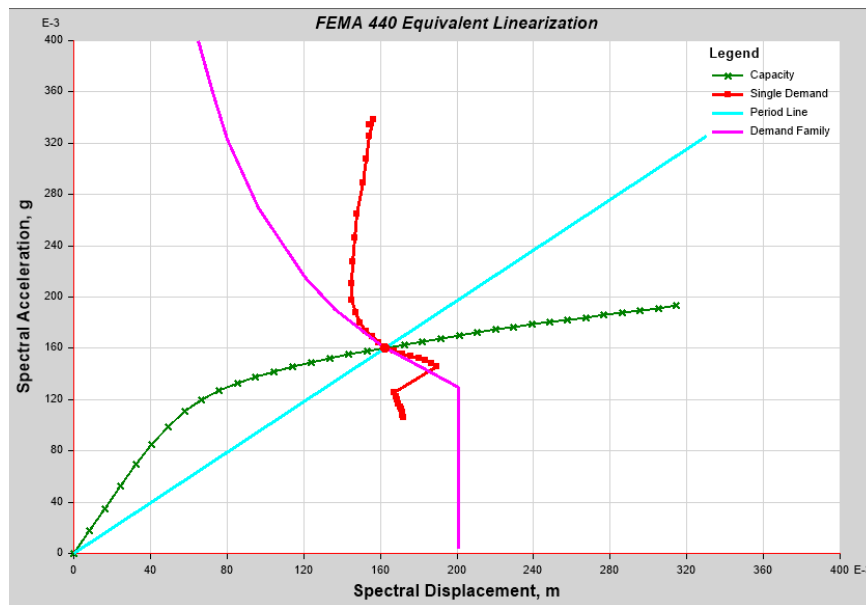


Figura N 64: Punto de desempeño según el método de espectro de capacidad o linealización equivalente del FEMA 440 para el eje X-X.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 61 se puede apreciar que el punto de desempeño para el sismo raro de la norma corresponde a los valores S_a (g) y S_d (m) de 0.16g y 0.16 m respectivamente. Por otro lado, mediante el programa se pudo determinar que a este par ordenado de desplazamiento y aceleración espectral le correspondió un desplazamiento de 0.23 m en la curva de capacidad. Del mismo modo se procedió para los distintos niveles de demanda sísmica y los niveles de desempeño sísmico según la propuesta del comité VISION 2000 (SEAOC). En la figura 62 y 63 se puede apreciar los puntos de desempeño alcanzados a través del método de espectro de capacidad para el eje X-X y eje Y-Y.

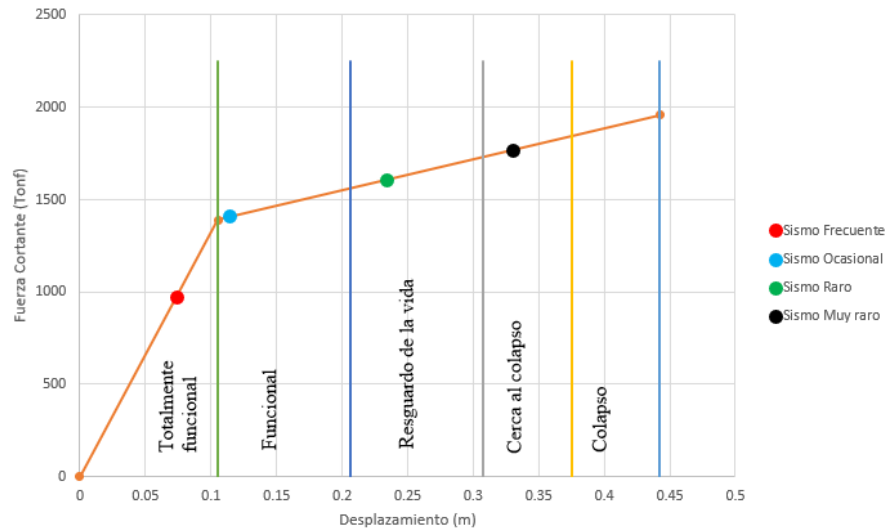


Figura N 65: Puntos de desempeño alcanzados para el eje X-X

Fuente: Elaboración propia.

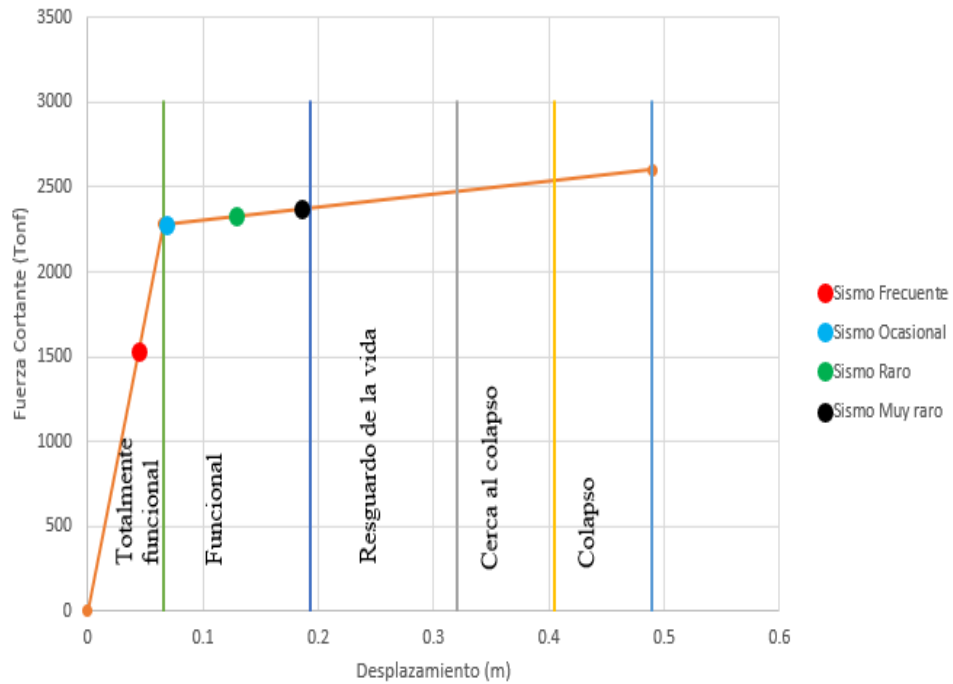


Figura N 66: Puntos de desempeño alcanzados para el eje Y-Y

Fuente: Elaboración propia.

7.4. Método de los coeficientes (ASCE 41-13)

En este método no es necesario la conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad para determinar el desplazamiento objetivo o punto de desempeño. A continuación, se presenta el desplazamiento objetivo para el sismo raro de la norma E.030.

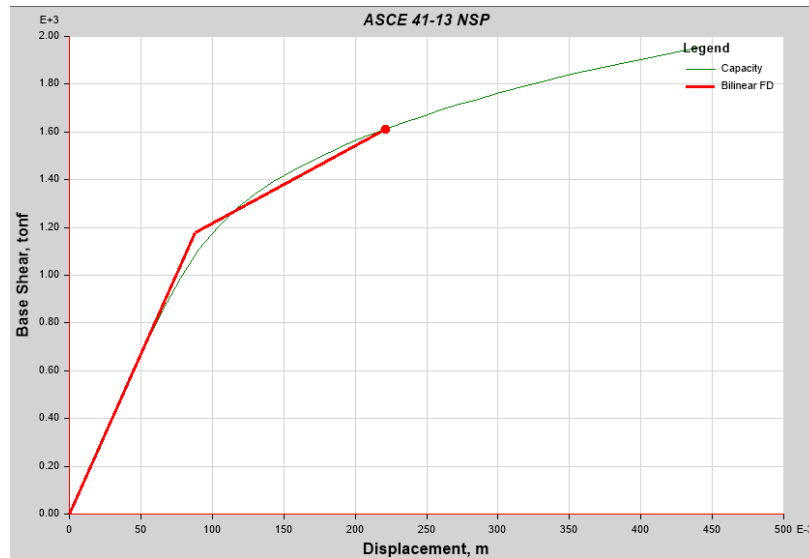


Figura N 67: Desplazamiento objetivo según el método de coeficientes del ASCE 41-13 para el eje X-X.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 64 se puede apreciar que el desplazamiento objetivo o punto de desempeño alcanzado fue de 0.22 m.

Del mismo modo se procedió para los distintos niveles de demanda sísmica y los niveles de desempeño sísmico según la propuesta del comité VISION 2000 (SEAOC). En las figuras 65 Y 66 se puede apreciar los desplazamientos objetivos alcanzados a través del método de coeficientes.

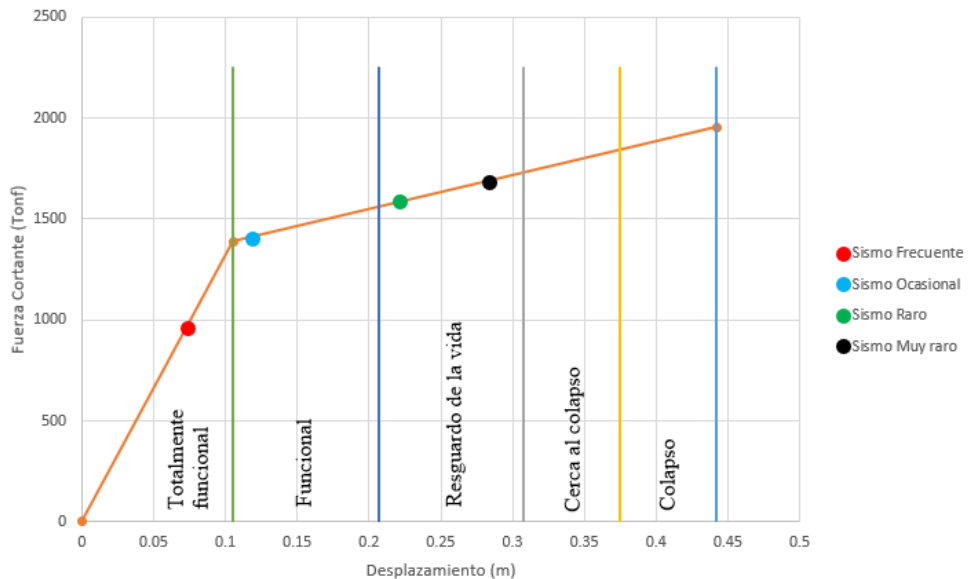


Figura N 68: Desplazamiento objetivo alcanzados para el eje X-X.

Fuente: Elaboración propia.

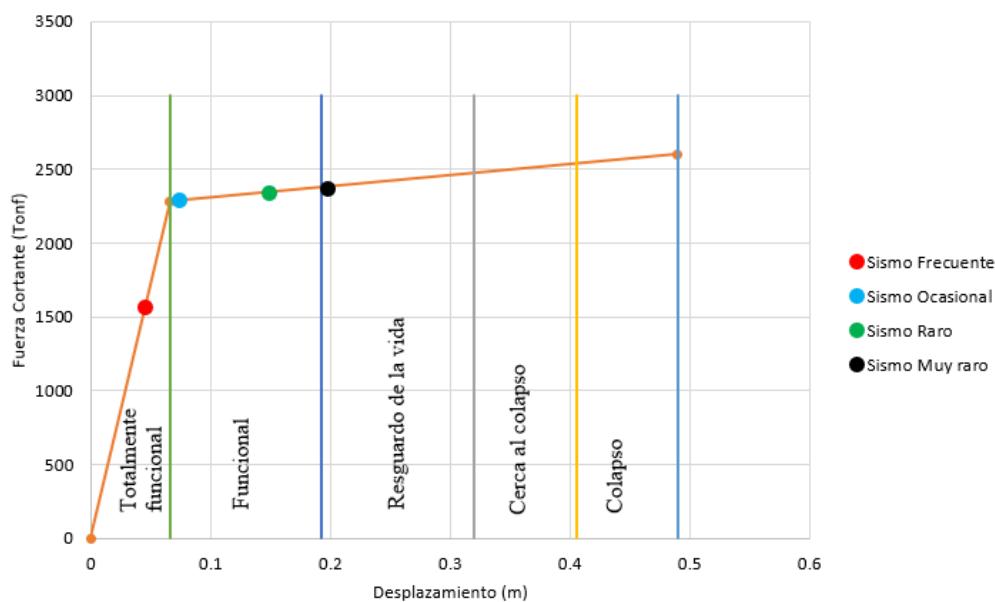


Figura N 69: Desplazamiento objetivo alcanzados para el eje Y-Y.

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se presenta un resumen de los objetivos de desempeño alcanzados por la edificación mediante los 2 métodos de desempeño sísmico desarrollados en la presente tesis.

Tabla 43

Niveles de desempeño alcanzados – Método de espectro de capacidad.

Dirección	Sismo	TO	IO	LS	CP	Cumple/ No cumple
X-X	Frecuente	Cumple	No cumple	No cumple	No cumple	cumple
	Ocasional	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple	cumple
	Raro	No cumple	No cumple	Cumple	No cumple	cumple
	Muy raro	No cumple	No cumple	No cumple	Cumple	cumple
Y-Y	Frecuente	Cumple	No cumple	No cumple	No cumple	cumple
	Ocasional	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple	cumple
	Raro	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple	cumple
	Muy raro	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple	cumple

Nota: Elaboración propia.

Tabla 44

Niveles de desempeño alcanzados – Método de coeficientes

Dirección	Sismo	TO	IO	LS	CP	Cumple/ No cumple
X-X	Frecuente					cumple
	Ocasional					cumple
	Raro					cumple
	Muy raro					cumple
Y-Y	Frecuente					cumple
	Ocasional					cumple
	Raro					cumple
	Muy raro					cumple

Nota: Elaboración propia.

7.5. Contrastación de hipótesis

Hipótesis general: El desempeño sísmico calculado mediante el método Pushover de la edificación de 14 pisos ubicada en el distrito de Miraflores está por encima de la demanda sísmica. Esta hipótesis se cumple puesto que al evaluar el punto de desempeño de la edificación según los criterios del Comité Visión 2000 (SEAOC) y los métodos de espectro de capacidad y de coeficientes se alcanzaron niveles de desempeño de resguardo de la vida y funcional para el eje X-X y eje Y-Y respectivamente. Los cuales cumplen con los objetivos de desempeño para una edificación común (objetivo básico) según lo estipulado en los criterios del Comité Visión 2000 (SEAOC).

Hipótesis específica 1: Las derivas máximas de la edificación de 14 pisos cumplen con lo establecido en la norma E. 030 de diseño sismorresistente. Esta hipótesis se cumple ya que mediante el modelado de la edificación y el análisis sísmico lineal realizado aplicando la Norma de Diseño Sismo Resistente E. 030 en el software ETABS V.20 se pudo comprobar que las derivas máximas alcanzadas tanto en el eje X como en el eje Y fueron de 0.005 y 0.003 respectivamente. Las cuales son menores a la máxima deriva permitida (0.007) para edificaciones con material predominante de concreto armado como se señala en la Tabla N° 11 del capítulo 5 de la norma E.030.

Hipótesis específica 2: El análisis estático no lineal influye en la determinación de la curva de capacidad. Esta hipótesis se cumple puesto que el producto final del desarrollo del análisis estático no lineal que consiste en una sucesión de pasos como

la asignación de un patrón de cargas lateral, un patrón de cargas de gravedad no lineal y el desarrollo de modelos de plasticidad; fue la curva de capacidad. Dicha curva nos permitió ver el comportamiento de la edificación tanto en el rango lineal como en el rango no lineal.

Hipótesis específica 3: La curva de capacidad influye en la estimación del punto de desempeño de la edificación de 14 pisos. Esta hipótesis se cumple puesto que para poder obtener el punto de desempeño se tuvo que convertir la curva de capacidad en un espectro de capacidad (S_d , S_a) o formato ADRS para luego interceptarlo por ejemplo con el espectro de demanda generado para el sismo Raro establecido en la Norma E. 030 y así obtener el punto de desempeño para un objetivo básico (edificación común).

CONCLUSIONES

1. El desempeño sísmico de la edificación de 14 pisos con el método Pushover en el distrito de Miraflores alcanzó los niveles de desempeño de resguardo de vida ($D_p = 0.23$ m) y funcional ($D_p = 0.13$ m) para los ejes X e Y respectivamente según los criterios establecidos por el Comité Visión 2000 (SEAOC). Por lo tanto, podemos concluir diciendo que para el nivel de demanda sísmica de la Norma E.030 que corresponde a un sismo raro ($T_r = 475$ años) la edificación tuvo un buen desempeño estructural.
2. Las derivas máximas de la edificación estudiada mediante el uso de la norma E. 030 de diseño sismo resistente y el software ETABS V.20 dieron como resultados valores de 0.005 y 0.003 en los ejes X e Y respectivamente. Dichas derivas no superaron el límite máximo de distorsión para estructuras con un material predominante de concreto armado cuyo valor es de 0.007, razón por la cual podemos afirmar que la estructura tuvo un buen comportamiento según la norma E. 030.
3. Mediante el método de análisis estático no lineal se pudo determinar las curvas de capacidad para ambos ejes de estudio lo cual nos permitió leer puntos característicos tales como el punto de fluencia ($D= 0.08$ m y $V= 989.88$ tonf) y el punto de colapso ($D=0.44$ m y $V= 1955.87$ tonf) para el eje X. Mientras que para el eje Y el punto de fluencia fue ($D=0.05$ m y $V= 1743.73$ tonf) y el punto de colapso ($D= 0.49$ m y $V= 2599.41$). Estos valores nos permitieron determinar la ductilidad estructural y sobre resistencia cuyos resultados fueron par el eje X ($\mu_e = 5.03$) y para el eje Y ($\mu_e=8.92$) con una sobre resistencia de $\Omega =1.4$.
4. Mediante la obtención de la curva de capacidad se pudo obtener el punto de desempeño haciendo uso del método de espectro de capacidad y el método de coeficientes los cuales dieron resultados similares para ambos ejes de estudio. Para el eje X se obtuvo valores de desplazamiento de $D_p = 0.23$ m y $D_p =0.22$ m y para el eje Y valores de desplazamiento de $D_p = 0.13$ m y $D_p =0.15$ m.

RECOMENDACIONES

1. Los estándares o criterios y sus respectivas actualizaciones tales como el FEMA 356, ATC 40, ASCE 41-13/17, el FEMA 440 o el SEAOC vienen estudiando el desempeño sísmico desde hace varios años atrás debido a que la teoría del desempeño sísmico permite conocer cómo es que una edificación se desempeña realmente frente a acciones sísmicas al determinar su punto de desempeño en su incursión en el rango no lineal , por tal motivo, se recomienda una mayor difusión y aplicación puesto que en las normas actuales de diseño sismo resistente tales como la norma E.030 y otras normas de la región aún no se incluyen completamente diseños por desempeño.
2. La verificación de derivas permite asegurar que la edificación se desplace poco, de tal forma que los elementos no estructurales como parapetos, divisiones, etc. no se vean afectadas significativamente. Por tal motivo se recomienda siempre hacer cumplir la Tabla 11 del capítulo 5 de la norma E. 030 con la finalidad de reducir o ahorrar costos de reparación de los elementos no estructurales que podrían sufrir daños mayores daños en comparación a los elementos estructurales.
3. La determinación de la curva de capacidad mediante el método de análisis estático no lineal está condicionada por el comportamiento de los modos principales de la edificación por lo que se recomienda que dichos modos de vibración sean traslacionales y no rotacionales. De esta forma se asegura que la lectura de la curva de capacidad en su incursión en el rango no lineal refleje el comportamiento real de la edificación.
4. Se recomienda ahondar más en estudios de peligro sísmico con la finalidad de verificar los niveles de demanda sísmica usados para calcular el punto de desempeño ya que no se encuentran estipulados en la Norma E.030 y para su cálculo se recurrió a estándares internacionales que no son propios de nuestra región.
5. El método de análisis estático no lineal presenta limitaciones en su aplicación puesto que la calidad de los resultados obtenidos depende de la participación de los modos principales los cuales deberían ser traslacionales, lo cual se traduce en edificaciones regulares. Sin embargo, a pesar de sus limitaciones es un método que permite entender el comportamiento real de las estructuras al considerar la no linealidad. Por lo tanto,

se recomienda garantizar dichas limitaciones para que los resultados reflejen la incursión no lineal de la edificación estudiada de manera más exacta.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ATC - 40. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete building. California.
- Avila Baray, H. L. (2006). Introducción a la metodología de la investigación. 233.
- Bertero, V. V. (1992). Lecciones aprendidas de terremotos catastróficos recientes y otras investigaciones. Madrid.
- ASCE/SEI 41-13. (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings .
Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Washington : Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency.
- Chancafe Vela , B. S., & Gonzales Coronel, C. (2021). Evaluación del desempeño sísmico de un edificio multifamiliar de concreto armado de 8 pisos mediante un análisis pushover, distrito de Santiago de Surco. Lima, Perú.
- Choque Sucasaca, J. F., & Luque Solis, E. D. (2019). Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma e.030. Retrieved from <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/8866>
- Duarte Bonilla, C. E., Martínez Chavarría, M. E., & Santamaría Díaz, J. J. (2017). Análisis estático no lineal (Pushover) del cuerpo central del edificio de la universidad de El salvador. (Tesis de grado de título, Universidad de El Salvador, El salvador). Retrieved from <http://ri.ues.edu.sv/>
- Dueñas Solórzano, F. P. (2019). Evaluación Estructural de acuerdo con las Normas NEC Y FEMA de la Estación de bomberos del Cantón Jana provincia de Manabí, Ecuador. Polo del conocimiento, 5.
- FEMA 440. (2005, junio). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.
- Hamburger, R. (1997). A framework for performance-based earthquake design.
- Hernández Sampieri, R. (n.d.). Metodología de la Investigación. 6, 634. MC Graw hill.

- Moustafa Moffed Kassem, F. M. (2019). Development of seismic vulnerability index methodology for reinforced concrete buildings based on nonlinear parametric analyses. *ELSEVIER*, 12.
- Najam, F. A. (2018). Nonlinear Static Analysis Procedures for Seismic Performance Evaluation of Existing Buildings – Evolution and Issues. *Facing the Challenges in Structural Engineering*, 18.
- Paredes Azaña, M. Á. (2016). Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal Pushover. (tesis de grado de título, Universidad de Ciencias Aplicadas, Lima-Perú). Retrieved from <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/620673>
- Safina, S. P. (2002). Respuesta sísmica del sistema sanitario regional. Aplicación al sistema sanitario de Cataluña. Venezuela.
- Salcedo Barco, Y. H. (2017). Desempeño sísmico por el método push-over de un edificio construido en la ciudad de Barranquilla bajo la norma nsr-10. Barranquilla, Colombia.
- SEAOC. (1995). Performance based seismic engineering of building.
- Tamayo y Tamayo, M. (2006). El proceso de la Investigación científica. Noriega editores.
- Velázquez Ortega, S. (2020). Evaluación del desempeño estructural de una edificación de concreto armado mediante un análisis Pushover y propuesta de intervención (caso de estudio: Torre Trecca). (Tesis de grado de título, Universidad Ricardo Palma, Lima - Perú).
- Youcef, M., Abderrahmane, K., & Benazouz, C. (2017). Seismic Performance of RC Building Using Spectrum Response and Pushover Analyses. *Facing the Challenges in Structural Engineering*, 158-169.

ANEXOS

Anexo 1: Cronograma de Actividades

Tabla 45

Cronograma de Actividades

ACTIVIDADES	CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES DE LA INVESTIGACIÓN																															
	MAYO				JUNIO				JULIO				AGOSTO				SEPTIEMBRE				OCTUBRE				NOVIEMBRE				DICIEMBRE			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
ELECCIÓN DEL TEMA	■																															
CAPITULO 1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA		■																														
CAPITULO 2 MARCO TEORICO			■	■																												
CAPITULO 3 SISTEMA DE HIPOTESIS				■	■																											
CAPITULO 4 METODOLOGIA DE LA INVESTIGACIÓN					■	■																										
CAPITULO 5 ANÁLISIS SÍSMICO LINEAL						■	■																									
REVISIÓN 01							■	■																								
CAPITULO 6 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y DESEMPEÑO SISMICO								■	■																							
REVISIÓN 02									■	■																						
ENTREGA DE PLAN DE TESIS										■																						
CAPITULO 7 PRESENTACION Y ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA INVESTIGA											■	■	■	■																		
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES															■	■																
RESUMEN/INTRODUCCIÓN																■	■															
REVISIÓN DE BORRADOR DE TESIS																	■	■	■													
LEVANTAMIENTO DE OBSERVACIONES																		■	■	■	■											
SUSTENTACIÓN DE TESIS																						■										

Nota: Elaboración propia.

Anexo 2: Presupuesto

Tabla 46

Presupuesto

Descripción	Unidad	Cantidad	P. U	Parcial
Material de oficina				S/ 292.00
Hojas bond A4	Mill	1	S/ 24.00	S/ 24.00
Files	Und	25	S/ 1.00	S/ 25.00
Grapas	Und	1	S/ 8.00	S/ 8.00
Internet	Glb	1	S/ 200.00	S/ 200.00
Lapiceros, Resaltadores, etc.	Glb	1	S/ 35.00	S/ 35.00
Material de oficina				S/ 850.00
Fotocopias	Glb	1	S/ 350.00	S/ 350.00
Impresiones	Glb	1	S/ 250.00	S/ 250.00
Anillados	Glb	1	S/ 250.00	S/ 250.00
Material				S/ 470.00
Programa ETABS	Glb	1	S/ 400.00	S/ 400.00
Libro de método pushover	Und	1	S/ 35.00	S/ 35.00
Libro de curvas de fragilidad y capacidad	Und	1	S/ 35.00	S/ 35.00
total				S/ 1,612.00

Nota: Elaboración propia.

Anexo 3: Matriz de variables

Tabla 47

Matriz de variables

Variable	Definición conceptual	Indicadores	Instrumentos
Variable Independiente			
Método Pushover	Najam (2018) afirma que el método Pushover consiste en aplicar fuerzas laterales a cada piso de un modelo estructural inelástico de tal forma que estas fuerzas laterales crecientes representen una distribución simplificada de fuerzas inducidas por sismo. El objetivo del método es estimar la resistencia lateral global, la ductilidad de la deformación global y el mecanismo de falla de la estructura por fuerzas inducidas debido al movimiento sísmico del suelo (p. 4)	Curva de capacidad Rótulas plásticas	ASCE/SEI 41-13 FEMA 440 ASCE/SEI 41-13
Variable dependiente			
Desempeño Sísmico	En general, el diseño basado en el comportamiento sísmico incluye una selección de opciones de evaluación que permitan determinar el tamaño y el detalle de los componentes estructurales y no estructurales, de modo que en un nivel particular de movimiento y con diferentes grados de confianza, la estructura no se dañe más allá de algún estado limite (Bertero, en SEAOC, 1995).	Punto de desempeño Niveles de desempeño Espectro de capacidad	de FEMA 440 ASCE 41-13 de ATC40 FEMA 440 COMITÉ VISION 2000 de FEMA 440

Nota: Elaboración propia

Anexo 4: Matriz de consistencia

Tabla 48

Matriz de Consistencia

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	OPERALIZACION DE VARIABLES		
			VARIABLES	INDICADORES	INSTRUMENTOS
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General	Método Pushover	Curva de capacidad	ASCE/SEI 41-13 FEMA 440
¿Cómo evaluar el desempeño sísmico de una edificación de 14 pisos con el método Pushover en el distrito de Miraflores?	Evaluar el desempeño sísmico de una edificación de 14 pisos con el método Pushover en el distrito de Miraflores.	El desempeño sísmico calculado mediante el método Pushover de la edificación de 14 pisos ubicada en el distrito de Miraflores está por encima de la demanda sísmica.		Rótulas plásticas	ASCE/SEI 41-13
Problemas Específicos	Objetivos Específicos	Hipótesis Específicas	Desempeño Sísmico	Punto de desempeño	FEMA 440 ASCE 41-13
¿Cómo determinar las derivas máximas de la edificación de 14 pisos haciendo uso de la norma E. 030 de diseño sismo resistente?	Determinar las derivas máximas de la edificación de 14 pisos haciendo uso de la norma E. 030 de diseño sismo resistente.	Las derivas máximas de la edificación de 14 pisos cumplen con lo establecido en la norma E. 030 de diseño sismorresistente.		Niveles de desempeño	ATC40 FEMA 440 COMITÉ VISION 2000
¿Cómo determinar la curva de capacidad mediante un análisis estático no lineal en X e Y?	Determinar la curva de capacidad mediante un análisis estático no lineal en X e Y.	El análisis estático no lineal influye en la determinación de la curva de capacidad.		Espectro de capacidad	FEMA 440
¿De qué manera la curva de capacidad influye en la estimación del punto de desempeño de la edificación de 14 pisos?	Determinar como la curva de capacidad influye en la estimación del punto de desempeño de la edificación de 14 pisos.	La curva de capacidad influye en la estimación del punto de desempeño de la edificación de 14 pisos.			

Nota: Elaboración propia.

Anexo 5: Permiso de la empresa



Lima, 03 de noviembre de 2022

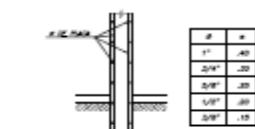
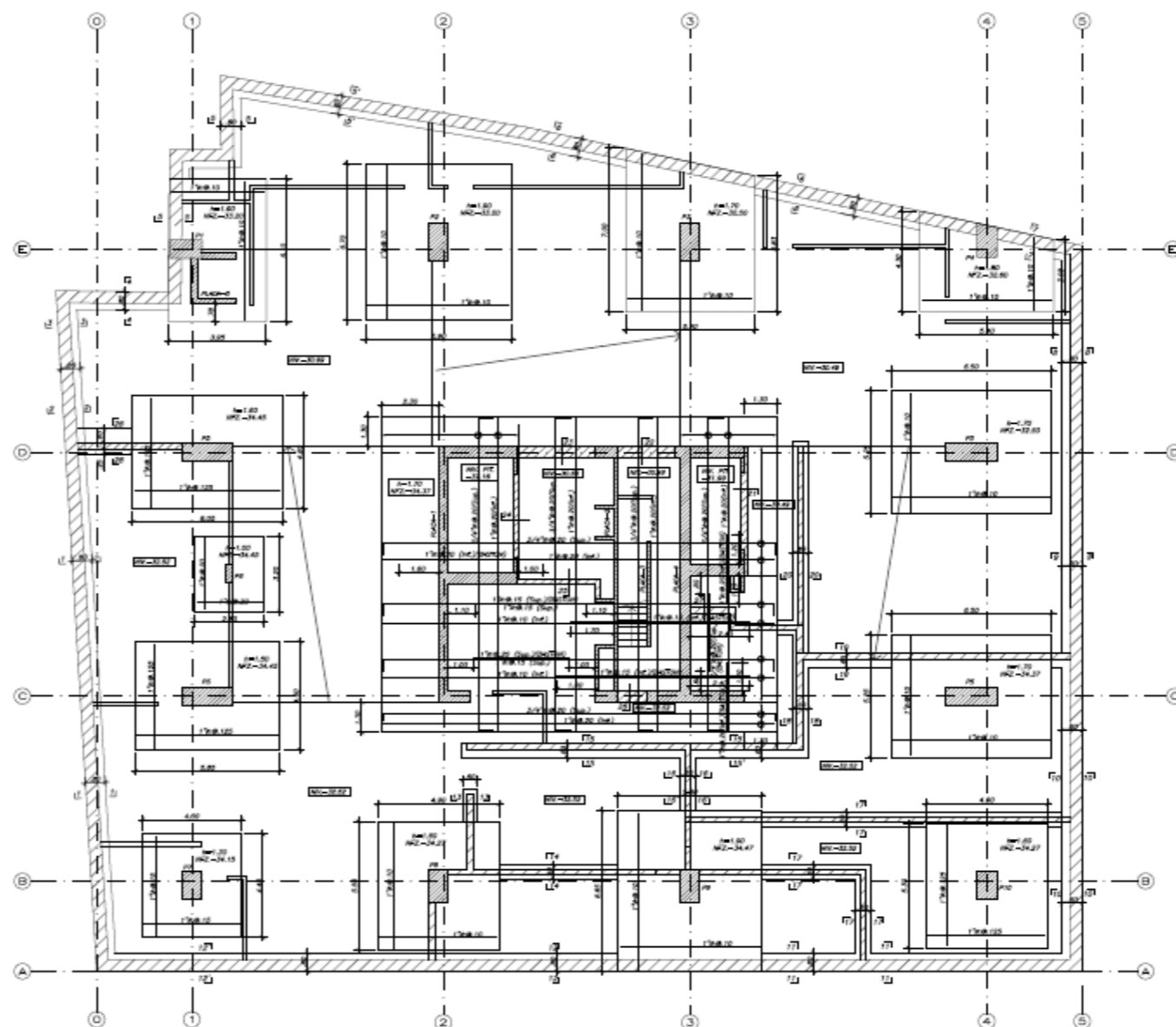
Por la presente, autorizamos a los Srs. Antony Rory Taipe Osaita y Leif Gustaf Pinedo Mori, a fin de que puedan utilizar los datos, figuras, o fotografías de la empresa para la elaboración de su tesis.

Sin otro particular, me despido

Atentamente,



.....
Jesús Romulo Quintana Quispe
GERENTE GENERAL
SISA CONSTRUCCIONES INTEGRALES S.A.S.



DETALLE DE ZAPATAS y ANCLAJE DE COLUMNAS y REINFORZO DE PLACAS



DETALLE DE REINFORZO HORIZONTAL EN ENCUENTRO DE MUROS

CONDICIONES DE CIMENTACION
 VER ESTUDIO DE SUELOS DE JORGE ALAN HUARDO INGENIEROS

- TIPO DE CIMENTACION: ZAPATAS AISLADAS, COMBINADAS Y CONTINUAS
- ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACION: GRASA ARENOSA MUY Densa
- PRESION ADMISIBLE: 8.0 Kg/cm²
- AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION: NO DETECTADA
- HARA FUNDACION: NO DETECTADA

PARAMETROS SISMO-RESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:
 -DUAL CON PLACAS Y PORTICOS DE CONCRETO ARMADO

b) PARAMETROS PARA DARNAR FUERZA SISMICA

ESPECTRO DE DISEÑO

- FACTOR DE ZONA (ZONA 3) : $Z=0.40$
- FACTOR DE SUELO (TIPO S1) : $S=1.0$
- FACTOR DE CATEGORIA (CAT.2) : $C=1.0$
- FACTOR DE AMPLIFICACION : $C_{ov}=0.59$ y $C_{ps}=1.00$
- FACTOR DE REDUCCION : $R_u=6$ y $R_y=6$

c) DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL ULTIMO NIVEL Y MAXIMO RELATIVO DE ENTRENOS:

DESCRIPCION	Δ_{adm}	Δ_{rel}
ABSOLUTO	18.59 cm	12.74 cm
RELATIVO	1.62 cm	1.04 cm

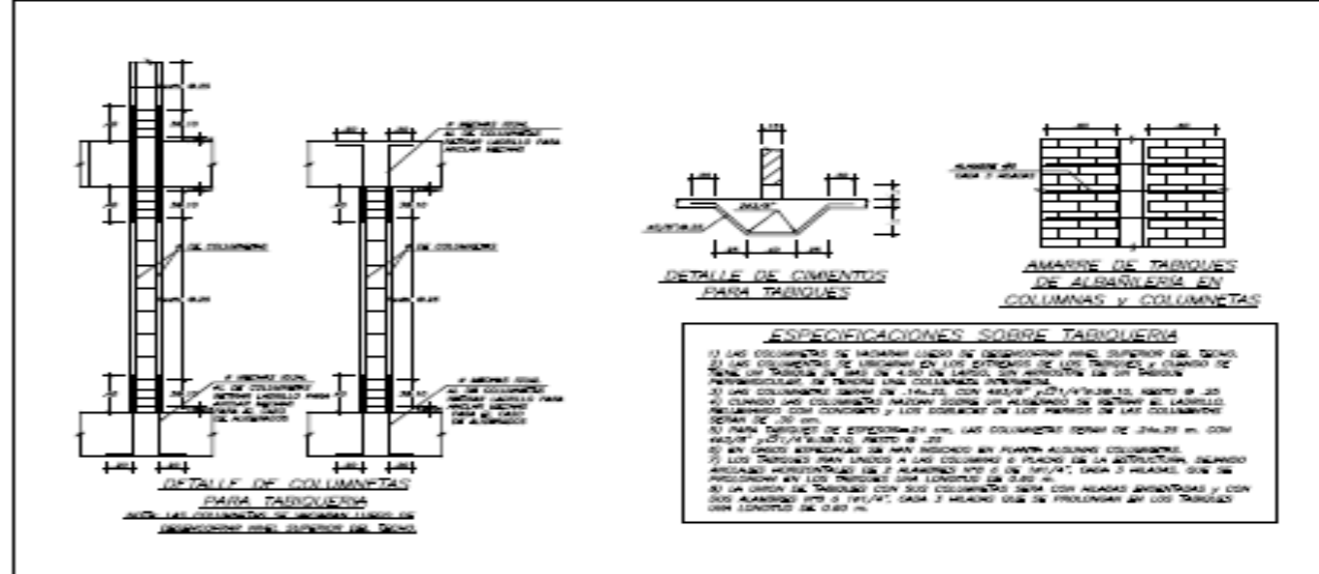
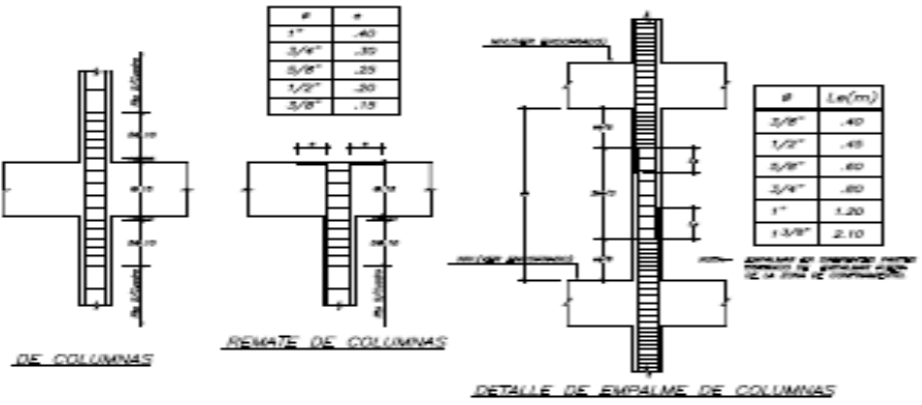
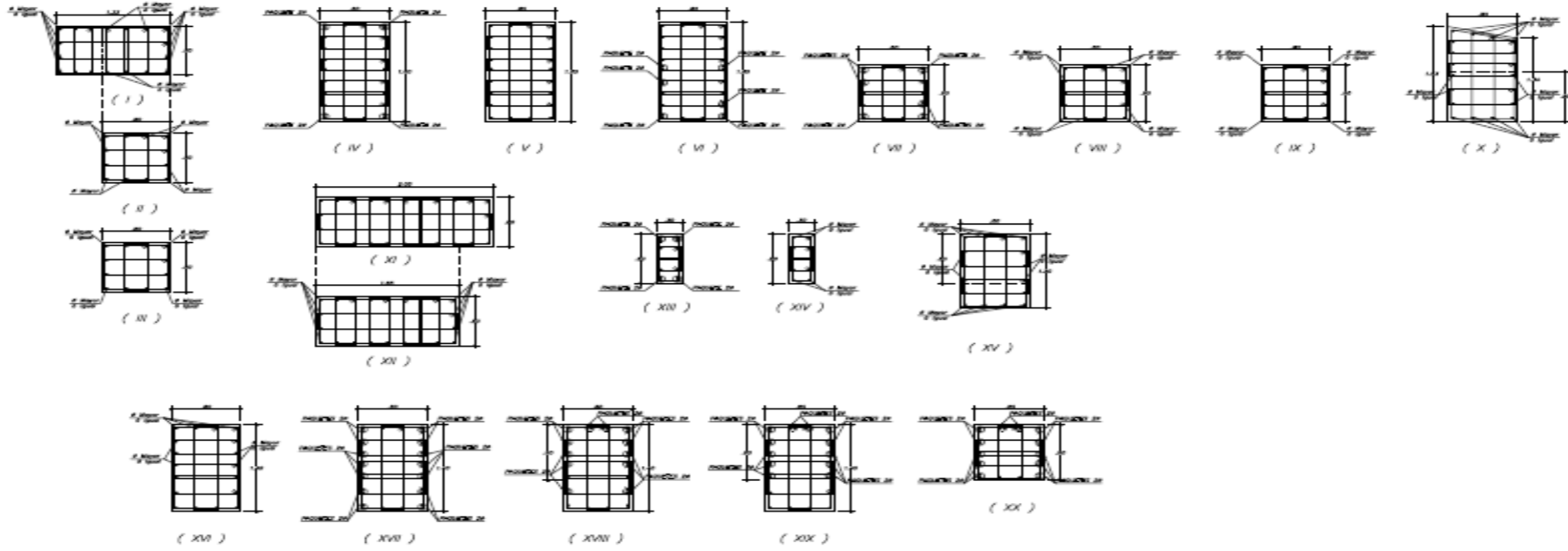
ESPECIFICACIONES

- $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ (CIMENTACION Y MUROS)
- $f_c = 420, 350 \text{ y } 280 \text{ Kg/cm}^2$ (COLUMNAS Y PLACAS SEGUN LO INDICADO EN PLANOS DE PLACAS Y COLUMNAS)
- $f_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$ (LOSAS Y VIGAS CUANDO LAS COLUMNAS SON DE 420Kg/cm^2)
- $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ (LOSAS Y VIGAS CUANDO LAS COLUMNAS SON DE 350Kg/cm^2)
- $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ (LOSAS Y VIGAS CUANDO LAS COLUMNAS SON DE 280Kg/cm^2)
- $f_s = 350 \text{ Kg/cm}^2$ (VIGAS POSTENSADAS)
- $f_{su} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$ (VIGAS POSTENSADAS)
- $f_{sy} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$ (VIGAS POSTENSADAS)
- $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- s/c = INDICADA

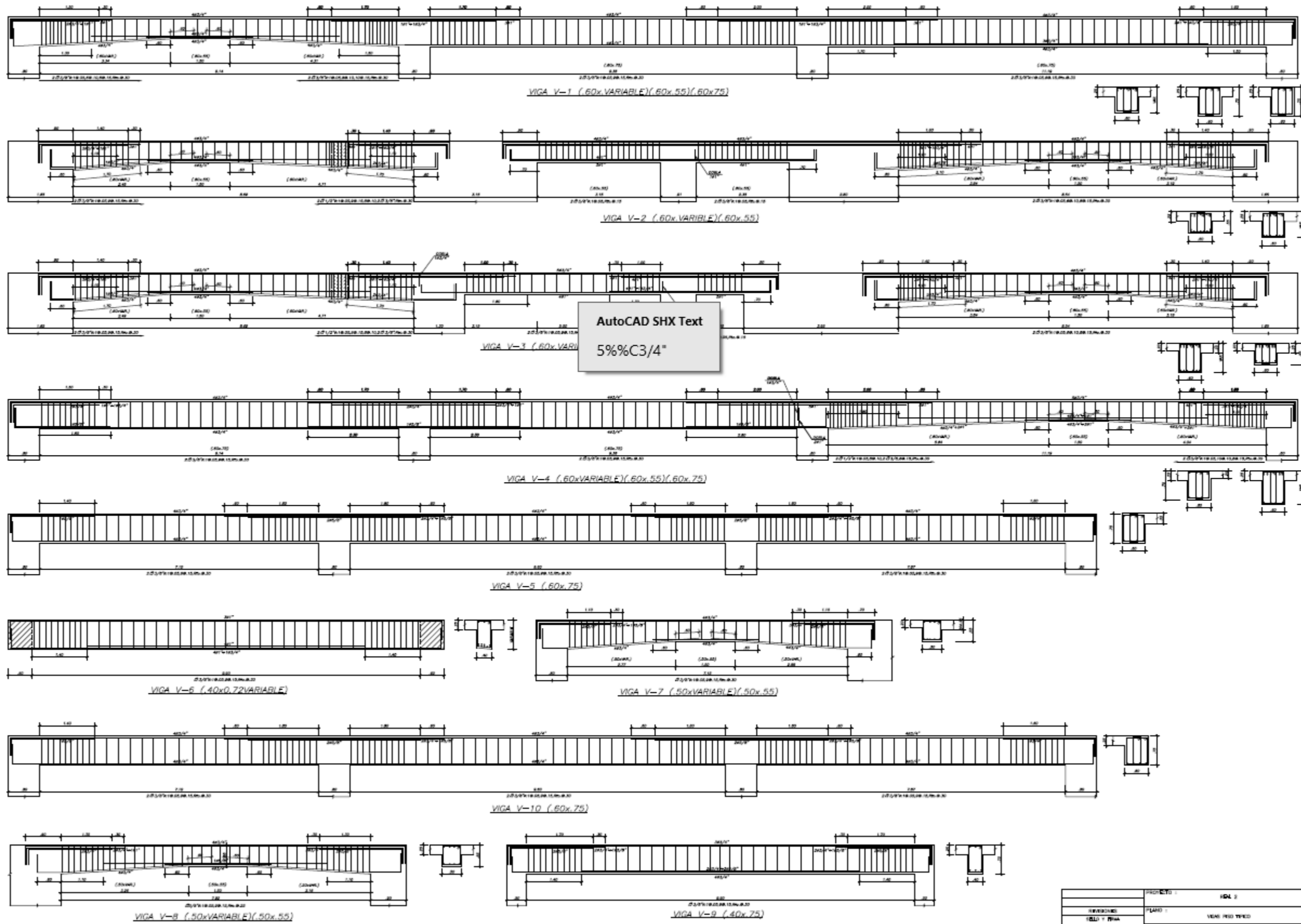
RECURRIMIENTOS

- ZAPATAS: 7.5 cm.
- COLUMNAS, PLACAS y VIGAS FERNALDAS: 4 cm.
- MUROS CISTERNA: 4 cm.
- COLUMNAS: 4 cm.
- ALZARADO, LOSA y VIGAS CHATAS: 2 cm.

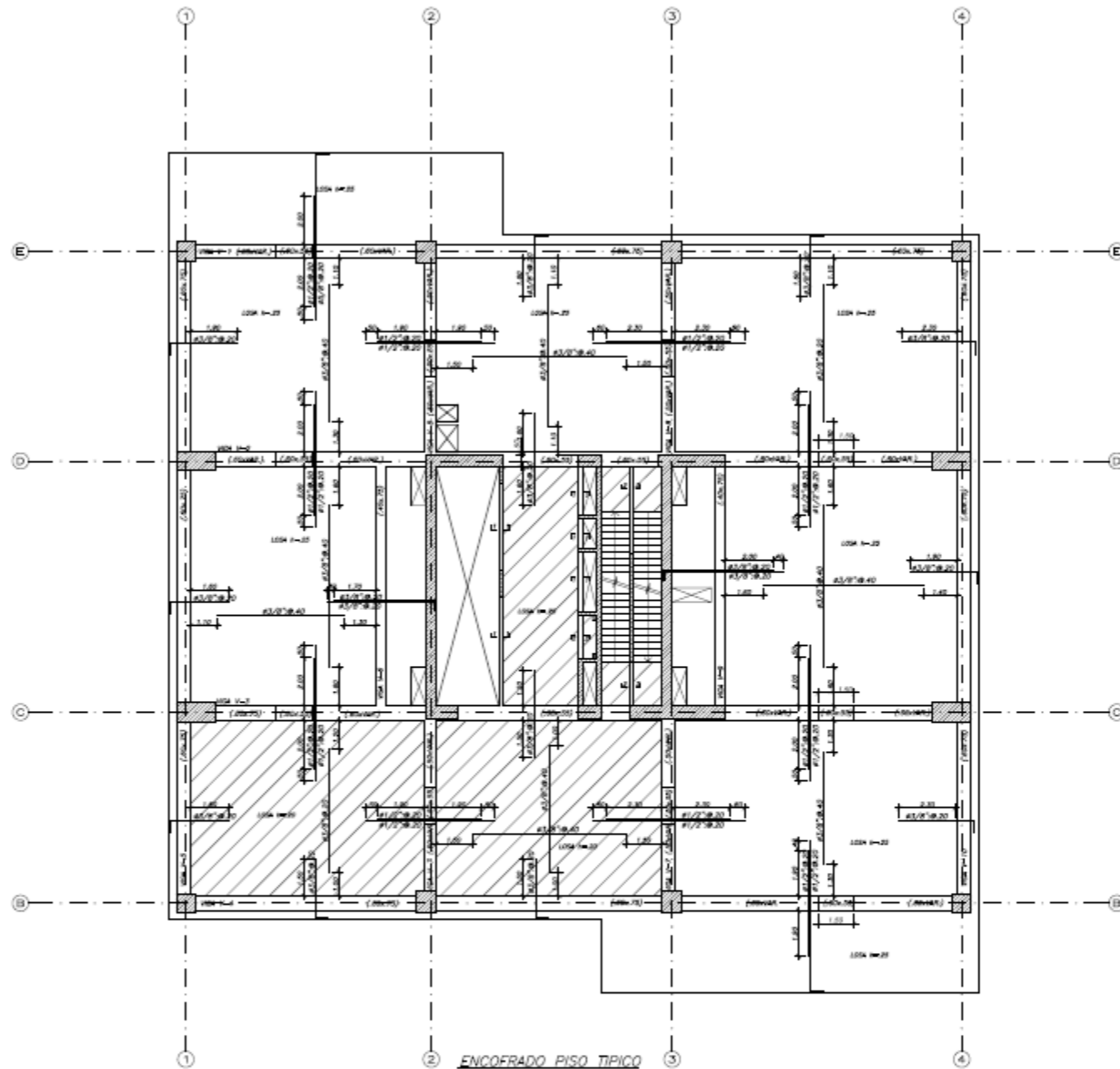
PROYECTO:	IDL 2	PROYECTO N°:	9918
REVISION:	PLANO:	CONSTRUCCION:	NOVA
SUELO Y VIGA:	ESTR. SUELOS FUND. MUROS	EDIFICIO:	178 - 178
	PROYECTO DE SEP. 2000	DEBIDO:	9980
			E-01



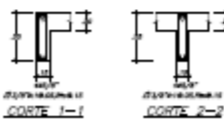
PROYECTO :	USAL 2	PROYECTO N°	5814
REGIONES :	COLOMBIA Y OCCIDENTE	FECHA :	NOVIEMBRE 2012
PLANO :	PLANO DE DETALLE	ESCALA :	1/25
ELABORADO POR :	ELABORADO POR :	REVISADO POR :	REVISADO POR :
ELABORADO POR :	ELABORADO POR :	REVISADO POR :	REVISADO POR :



PROYECTO :	IDL 2	PROYECTO N° :	004
REVISOR :	FLAND	FECHA :	10/08/2010
DISEÑO :	VERA PERO TYPED	ESTADO :	REVISADO
ELABORADO :	ELITE EDUARDO PINO MORA	REVISADO :	ELITE
PROYECTO :	IDL 2	FECHA :	10/08/2010
REVISOR :	FLAND	ESTADO :	REVISADO
DISEÑO :	VERA PERO TYPED	FECHA :	10/08/2010
ELABORADO :	ELITE EDUARDO PINO MORA	REVISADO :	ELITE
PROYECTO :	IDL 2	FECHA :	10/08/2010
REVISOR :	FLAND	ESTADO :	REVISADO
DISEÑO :	VERA PERO TYPED	FECHA :	10/08/2010
ELABORADO :	ELITE EDUARDO PINO MORA	REVISADO :	ELITE



ENCOFRADO PISO TIPICO
LOSA #1-20
 LOSA #1-20 (TODAS LAS CANTIDADES CON LINEA CONTINUA)
 20cm x 30cm (aprox.)
 NOTA: LA LOSA #1-20 LLEVARA UNA MALLA INFERIOR DE 3/8" x 20"
 Y LOS BASTONES SUPERIORES E INFERIORES INDICADOS EN PLANTA.
 ANOTA: EN TODOS LOS PARES DE BARRAS, BARRAS, BARRAS (APROX.)
 SE TENDRAN CONTRAFLECHAS DE 2cm EN VIGAS Y LOSAS.



VALORES DE μ		
μ	# INFERIOR	# SUPERIOR
0.07	20	20
0.10	20	20
0.13	20	20
0.16	20	20
0.19	20	20
0.22	20	20
0.25	20	20

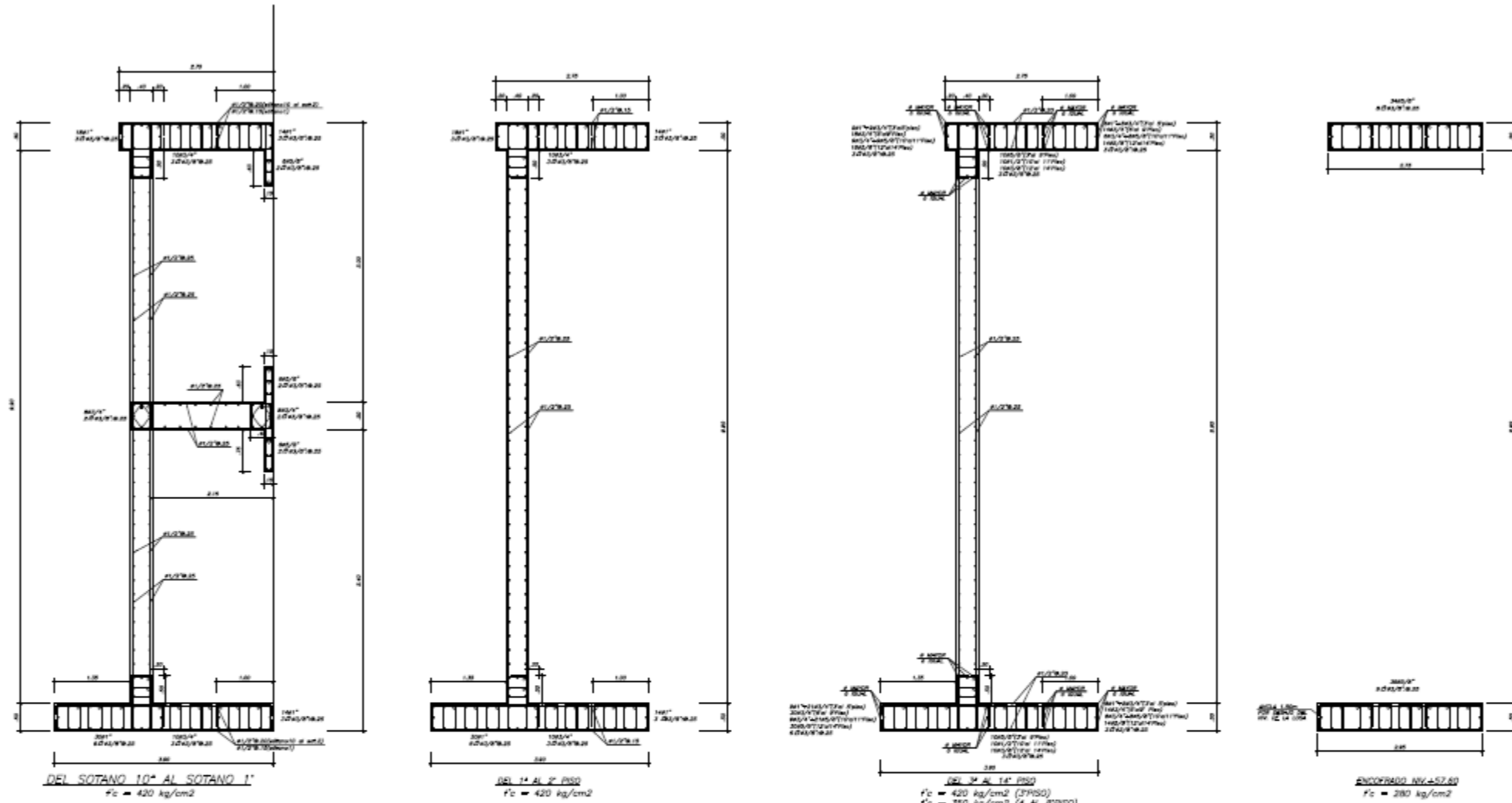
NOTA: PARA LOSAS Y VIGAS CUANTO
 SE TENDRA MENOS O MAS A 100%
 DE CONSERVACION PARA TODOS LOS
 CASOS (Y SUPERIOR E INFERIOR) LOS
 BASTONES EN BASTONES PARA μ
 INFERIOR

ANCLAJE TIPICO DE VIGAS EN COLUMNAS EXTERNAS

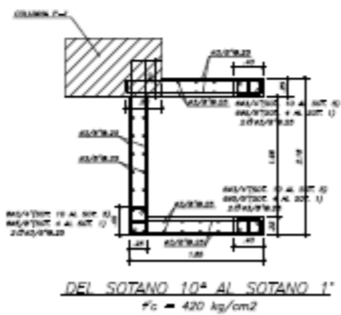
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALICERADOS

NOTA: NO EMPALMAR MAS DE UN (1) EN UN MISMO PUNTO EN UNA MISMA DIRECCION.
 SI EN UN PUNTO SE VA A EMPALMAR MAS DE UNO (2) EN UN MISMO PUNTO SE TENDRAN CONTRAFLECHAS.
 ALTERNAR LA LONGITUD DE UN (1) O (2) EN UN MISMO PUNTO.
 SI HAY ALICERADOS Y VIGAS CUANTO SE TENDRAN CONTRAFLECHAS COMO LOS ANTES DICHO.
 LA LONGITUD DE EMPALME DEBE SER DE 30cm PARA BARRAS DE 3/8" Y 20cm PARA 1/2" Y 5/8"

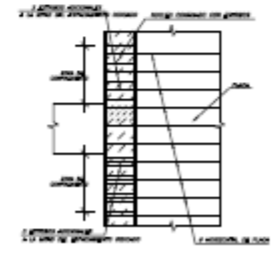
PROYECTO:	FECHA:	PROYECTO N°:
REVISIONES:	PLANO:	PREP:
SELO Y FIRMA:	ENCOFRADO PISO TIPICO	INGENIERO 2213
INGENIERO EDUARDO PINO MORA	ESCALA:	FECHA:
INGENIERO S.R.L. (SOCI)	1/75 - 1/25	2008
		E-16



PLACA-4

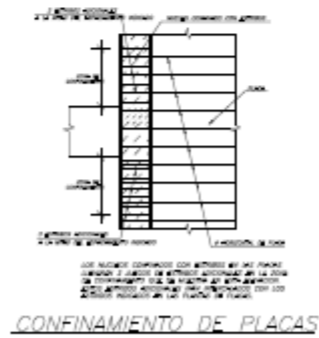
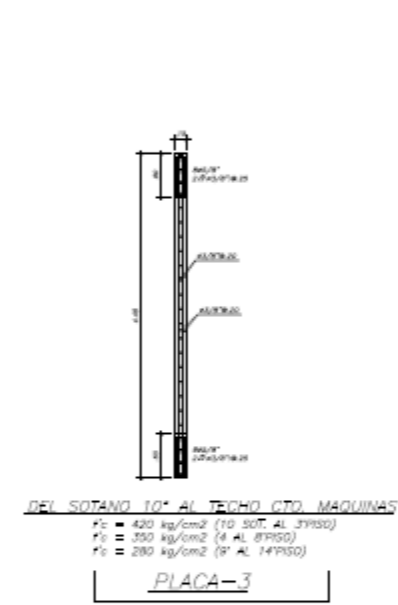
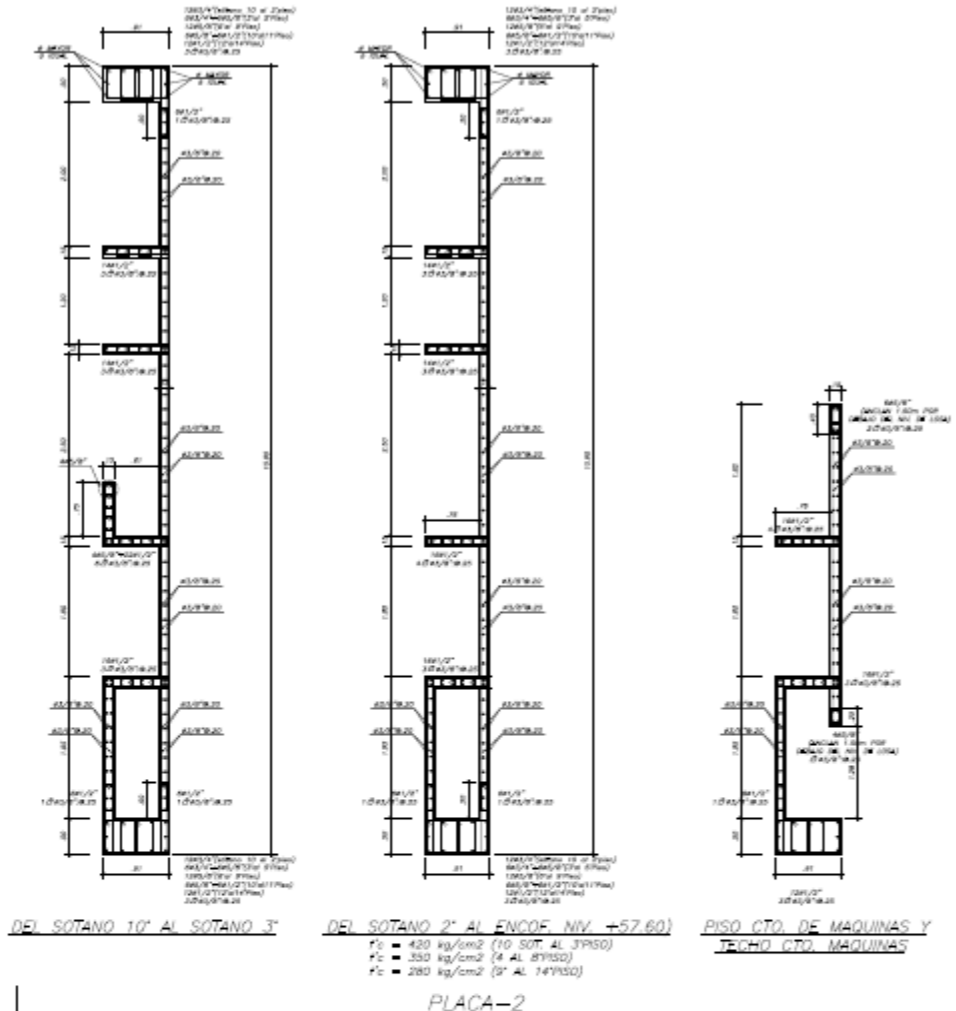
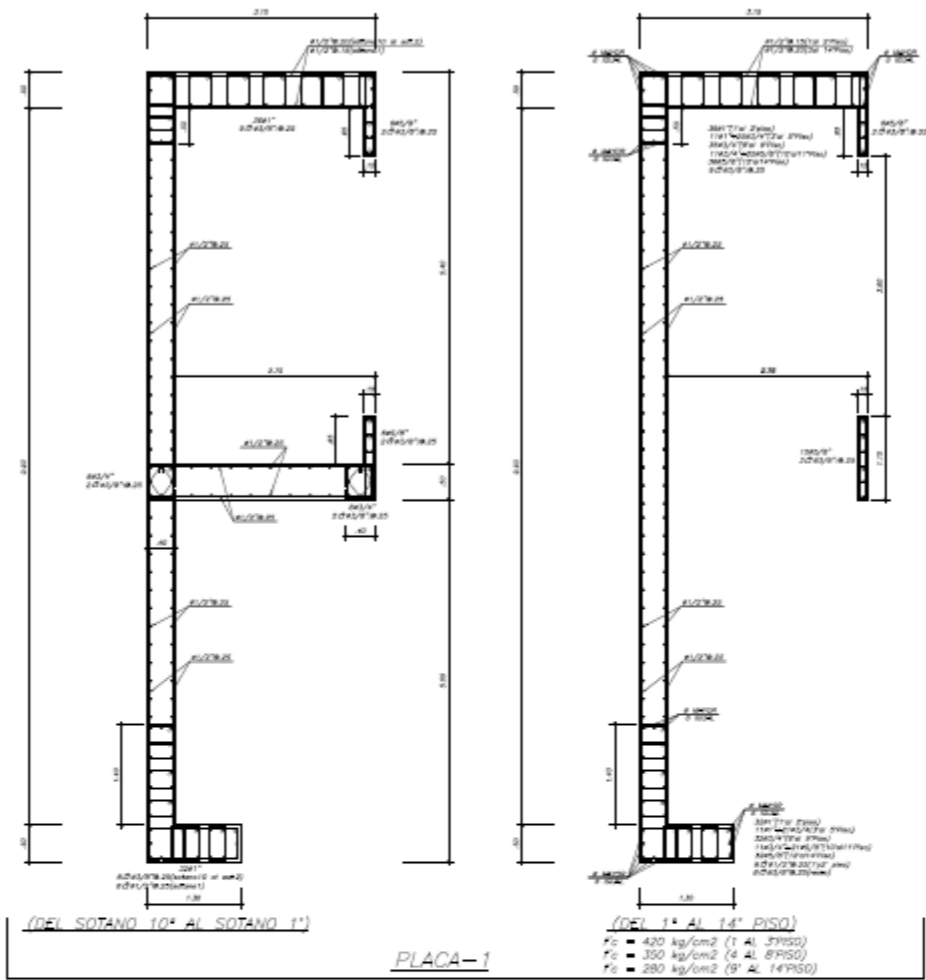


PLACA-5



CONFINAMIENTO DE PLACAS

PROYECTO 1	MDL 2	PROYECTO N°	2019
REVISADO	PLANO 1	FECHA	ENERO 2019
ELAB. Y REVA.	PLACA (A)	ESCALA	1/20
ELAB.	ENCUENTRO BEC-57.60	REVISADO	REVISADO
ELAB.	ENCUENTRO BEC-57.60	REVISADO	E-06



PROYECTO:	DEL 2	PROYECTO:	DEL 2
INDICACION:	INDICACION: SAL. GRUA Y HOTEL. SAL.	INDICACION:	INDICACION: SAL. GRUA Y HOTEL. SAL.
PLANTA:	PLANTA (A)	PLANTA:	PLANTA (A)
ELABORADO:	ELABORADO: FERRAZ, NORA	ELABORADO:	ELABORADO: FERRAZ, NORA
VERIFICADO:	VERIFICADO: FERRAZ, NORA	VERIFICADO:	VERIFICADO: FERRAZ, NORA
FECHA:	FECHA: 10/05/2011	FECHA:	FECHA: 10/05/2011
ESCALA:	ESCALA: 1/20	ESCALA:	ESCALA: 1/20
PROYECTO:	PROYECTO: DEL 2	PROYECTO:	PROYECTO: DEL 2
FECHA:	FECHA: 10/05/2011	FECHA:	FECHA: 10/05/2011
ESCALA:	ESCALA: 1/20	ESCALA:	ESCALA: 1/20