

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



“Análisis comparativo del comportamiento inelástico de un pabellón educativo con aislamiento sísmico diseñado en concreto armado y acero estructural”

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAGISTER EN
INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
SISMORESISTENTES**

AUTOR

David Hernán Goñi Vega

ASESOR

Christian Alberto Asmat Garaycochea

Julio 2021

RESUMEN

La presente investigación consiste en la evaluación del comportamiento inelástico de un pabellón educativo con aislamiento sísmico diseñado en concreto armado y acero estructural. Además, se pretende revisar el desempeño y capacidad de ductilidad a partir del comparativo entre sistemas estructurales.

La investigación comienza con el desarrollo de los modelos estructurales para el pabellón educativo con aisladores elastoméricos de núcleo de plomo, e introducir las propiedades inelásticas de los elementos, para lo cual se utilizarán los diagramas momento-curvatura de cada sección que requiera ser analizada para cada sistema estructural.

Seguido a ello, se realizan los análisis no lineales: el análisis estático no lineal y el análisis dinámico no lineal. El primero corresponde a exponer a los sistemas estructurales a cargas monotónicas; y el segundo, expone a las estructuras a registros sísmicos reales, los cuales deben ser debidamente escalados.

Finalmente, se determina el comportamiento estructural, la secuencia de agotamiento de las secciones de cada sistema estructural con y sin aislador, y el desempeño inelástico de cada propuesta estructural con base aislada, el cual debe ser funcional frente a un sismo raro de acuerdo a lo indicado por el comité VISION 2000.

La finalidad de la presente investigación es demostrar cuál de los sistemas estructurales, sobre un sistema de aislamiento sísmico, tendrá un mejor comportamiento inelástico.

Dedico este trabajo a todas aquellas personas que me apoyaron en alcanzar esta meta. Entre ellas, mi familia, mi asesor y, especialmente, a los familiares que no se encuentran con nosotros hoy y que fueron importantes en mi vida



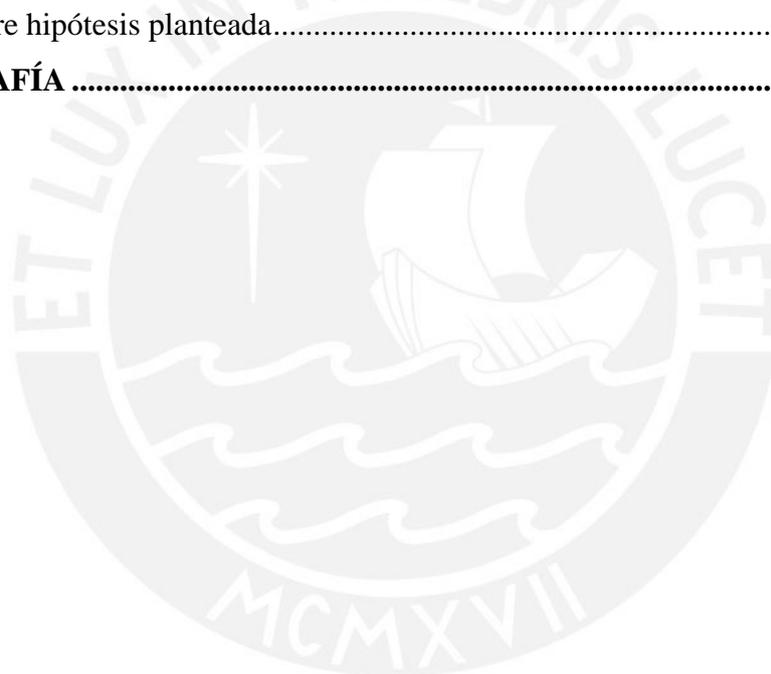
ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Justificación	2
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo general	2
1.2.2. Objetivos específicos	3
1.3. Alcances	3
1.4. Hipótesis	3
1.5. Metodología	3
1.6. Organización del documento	4
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	5
2.1. Normas para el análisis sísmicas	5
2.1.1. Norma peruana E.030	5
2.1.2. Código ASCE 7	8
2.1.3. Código ATC 40	9
2.2. Comportamiento de concreto armado	11
2.2.1. Modelo de comportamiento del concreto	11
2.2.2. Modelo de comportamiento del acero de construcción	16
2.2.3. Relaciones momento curvatura de secciones de concreto armado:.....	17
2.3. Comportamiento del acero estructural	18
2.3.1. Modelo de comportamiento del acero:	18
2.3.2. Relación momento curvatura de secciones de acero estructural	20
2.4. Niveles de desempeño y análisis sísmico	22
2.4.1. Desempeño sísmico de estructuras	22
2.4.2. Análisis sísmico	24
2.4.2.1. Análisis dinámico modal-espectral	24
2.4.2.2. Análisis estático no-lineal	25
2.4.2.3. Análisis tiempo-historia no lineal	26
2.5. Comportamiento de los aisladores sísmicos	27
2.5.1. Efecto del uso de los aisladores en las estructuras	27

2.5.2.	Aisladores con núcleo de plomo.....	27
CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA		33
3.1.	Modelos de comportamiento estructural.....	33
3.1.1.	De concreto armado.....	33
3.1.2.	De acero estructural.....	34
3.2.	Análisis sísmico	35
3.2.1.	Análisis modal espectral.....	35
3.2.2.	Análisis estático no lineal.....	36
3.2.3.	Análisis dinámico no lineal	38
CAPÍTULO 4: ESTUDIO DEL CASO		39
4.1.	Descripción	39
4.2.	Modelos estructurales	40
4.2.1.	Modelo de sistema de concreto armado	41
4.2.2.	Modelo de sistema de acero estructural.....	43
CAPITULO 5: ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DE SISTEMAS AISLADOS .45		
5.1.	Parámetros sísmicos.....	45
5.2.	Resultados obtenidos	46
5.2.1.	Análisis Modal espectral del sistema de concreto armado aislado.....	46
5.2.2.	Análisis Modal espectral del sistema de acero estructural aislado.....	47
5.2.3.	Análisis Tiempo historia de los sistemas con base aislada.....	48
5.2.4.	Verificación de resultados	49
CAPITULO 6: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....		50
6.1.	Propiedades inelásticas de las secciones.....	50
6.1.1.	Secciones del sistema de concreto armado.....	50
6.1.1.1.	Secciones de vigas.....	50
6.1.1.2.	Secciones de columnas.....	51
6.1.2.	Secciones del sistema de acero estructural.....	52
6.1.2.1.	Secciones de arriostramiento.....	53
6.1.2.2.	Secciones de columnas.....	53
6.2.	Modelado de propiedades inelásticas.....	54

6.2.1.	Modelado de Rótulas Plásticas	54
6.2.1.1.	Rótulas Plásticas en la estructura de concreto armado.....	55
6.2.1.2.	Rótulas Plásticas en la estructura de acero estructural.....	56
6.3.	Resultados obtenidos	58
6.3.1.	Resultados obtenidos del sistema de concreto.....	58
6.3.1.1.	Formación de rótulas plásticas del sistema con base fija.....	58
6.3.1.2.	Curva de capacidad de sistema con base fija	60
6.3.1.3.	Formación de rótulas plásticas del sistema con base aislada	62
6.3.1.4.	Curva de capacidad de base aislada	63
6.3.1.5.	Discusión de resultados	64
6.3.2.	Resultados obtenidos del sistema de acero estructural.....	65
6.3.2.1.	Formación de rótulas plásticas de estructura fija	65
6.3.2.2.	Curva de capacidad base fija.....	67
6.3.2.3.	Formación de rótulas plásticas de estructura de base aislada.....	69
6.3.2.4.	Curva de capacidad base aislada	70
6.3.2.5.	Discusión de resultados.....	71
CAPITULO 7: ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL		73
7.1.	Señales utilizadas	73
7.2.	Resultados obtenidos	74
7.2.1.	Resultados del sistema de concreto armado	74
7.2.2.	Resultados del sistema de acero estructural	79
CAPITULO 8: ESTUDIO DE RESULTADOS		84
8.1.	Desempeño sísmico	86
8.1.1.	Desempeño sísmico del sistema de concreto armado.....	87
8.1.1.1.	Desempeño en la dirección longitudinal.....	87
8.1.1.2.	Desempeño en la dirección transversal.....	88
8.1.1.3.	Resumen de resultados obtenidos	89
8.1.2.	Desempeño sísmico del sistema de acero estructural.....	89
8.1.2.1.	Desempeño en la dirección longitudinal.....	90
8.1.2.2.	Desempeño en la dirección transversal.....	91
8.1.2.1.	Resumen de resultados obtenidos	92

8.2. Desempeño sísmico a partir de los resultados del análisis Tiempo – Historia No Lineal	92
8.2.1. Desempeño sísmico del sistema de concreto armado a partir de los resultados del análisis tiempo-historia no lineal	92
8.2.1. Desempeño sísmico del sistema de acero estructural a partir de los resultados del análisis tiempo-historia no lineal	94
8.3. Comparativo técnico de los resultados	95
CAPITULO 9: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	97
9.1. Sobre el análisis sísmico	97
9.2. Sobre las curvas de Capacidad.....	98
9.3. Sobre el desempeño sísmico.....	98
9.4. Sobre hipótesis planteada.....	99
BIBLIOGRAFÍA	100



LISTA DE FIGURAS:

FIGURA 1 - ESPECTRO DE RESPUESTA A PARTIR DEL PARÁMETRO C	7
FIGURA 2 - ESPECTRO DE RESPUESTA (ASCE 7 - 16)	8
FIGURA 3 - ESPECTRO DE RESPUESTA (ATC 40 - 1996)	10
FIGURA 4 - MÉTODO PUSHOVER (ATC -1996)	11
FIGURA 5 - COMPORTAMIENTO ELÁSTICO DEL CONCRETO (MEHTA - 1986)	12
FIGURA 6 - COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO REFORZADO (PARK & PAULAY - 1988)	13
FIGURA 7 - COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO SIN REFUERZO Y CON REFUERZO DE KENT Y PARK (PARK & PAULAY - 1988)	14
FIGURA 8 - MODELO DE BLOQUE DE COMPRESIONES (FUENTE: PROPIA)	15
FIGURA 9 - MODELO DE MANDER (1988)	16
FIGURA 10 - MODELO ELASTOPLÁSTICO DEL ACERO (MANDER - 1983)	17
FIGURA 11 - DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA (MARÍ BERNAT, ANTONIO R. 2006)	18
FIGURA 12 - RESISTENCIA DEL ACERO SEGÚN SU GRADO (MAC GREGOR -1988)	19
FIGURA 13 - MODELO ELASTOPLÁSTICO DEL ACERO - (MANDER -1983)	19
FIGURA 14 - MODELO DE PARK & PAULAY - (PARK & PAULAY - 1975)	20
FIGURA 15 - NIVELES DE DESEMPEÑO (COMISIÓN VISIÓN 2000 (1995))	23
FIGURA 16 - ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACIÓN	24
FIGURA 17 - CURVA DE CAPACIDAD (JURADO Y NAVARRO, 2009)	26
FIGURA 18 - SEÑAL SÍSMICA EN SEISMOMATCH [®]	27
FIGURA 19 - PARTES DEL AISLADOR CON NÚCLEO DE PLOMO (DIS, 2015)	28
FIGURA 20 - DIAGRAMA DE FUERZA (F) - DEFORMACIÓN (q) DE UN AISLADOR DE NÚCLEO DE PLOMO (AGUILAR, MORA Y TIPANLUISA, 2016)	28
FIGURA 21 - MODELO INELÁSTICO DE SISTEMA DE AISLAMIENTO (MUÑOZ, 2019)	31
FIGURA 22 - MOMENTO-CURVATURA DE SECCIÓN DE CONCRETO ARMADO C1 EN SAP2000 [®]	34
FIGURA 23 - MOMENTO-CURVATURA DE SECCIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL W1 EN SAP2000 [®]	35
FIGURA 24 - ESPECTRO ADRS (ATC,1996)	37
FIGURA 25 - ARQUITECTURA DEL PABELLÓN EDUCATIVO A ESTUDIAR (PISO 1)	39
FIGURA 26 - PLANTA TÍPICA DE ARQUITECTURA	40
FIGURA 27 - MODELO DE SISTEMA DE CONCRETO ARMADO AISLADO EN SU BASE	41
FIGURA 28 - DISTRIBUCIÓN DE AISLADORES EN LA BASE DEL SISTEMA DE CONCRETO ARMADO	42
FIGURA 29 - GRÁFICA DE HISTÉRESIS DE AISLADORES DEL SISTEMA DE CONCRETO ARMADO	42
FIGURA 30 - MODELO DE SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL AISLADO EN SU BASE	43
FIGURA 31 - DISTRIBUCIÓN DE AISLADORES EN LA BASE DEL SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL	43
FIGURA 32 - GRÁFICA DE HISTÉRESIS DE AISLADORES DEL SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL	44
FIGURA 33 - DIAGRAMA DE PSEUDO-ACELERACIÓN PARA ESTRUCTURA AISLADA	45
FIGURA 34 - DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA DE VIGA DE SECCIÓN A-A	51
FIGURA 35 - DIAGRAMA DE MOMENTO- CURVATURA DE COLUMNA C-1	52

FIGURA 36 - DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE COLUMNA C-1	52
FIGURA 37 - DIAGRAMA FUERZA-DESPLAZAMIENTO DE ARRIOSTRE	53
FIGURA 38- DIAGRAMA DE MOMENTO-CURVATURA DE COLUMNA C-1	54
FIGURA 39 - DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE COLUMNA C-1	54
FIGURA 40 - MODELO DE RÓTULA PLÁSTICA PARA SECCIÓN DE VIGA A-A	55
FIGURA 41 - MODELO DE RÓTULA PLÁSTICA PARA COLUMNA C-1 CON P=-200 TON	56
FIGURA 42 - SUPERFICIE DE INTERACCIÓN DE COLUMNA C-1	56
FIGURA 43 - MODELO DE RÓTULA PLÁSTICA PARA SECCIÓN DE VIGA A-A	57
FIGURA 44 - MODELO DE RÓTULA PLÁSTICA PARA COLUMNA C-1 CON P=-400 TON	57
FIGURA 45 - SUPERFICIE DE INTERACCIÓN DE COLUMNA C-1	58
FIGURA 46 - CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL SISTEMA DE CONCRETO CON BASE FIJA	61
FIGURA 47 - CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL SISTEMA DE CONCRETO CON BASE FIJA	61
FIGURA 48 - CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL SISTEMA DE CONCRETO CON BASE AISLADA	64
FIGURA 49 - CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL SISTEMA DE CONCRETO CON BASE AISLADA	64
FIGURA 50 - CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL SISTEMA DE ACERO CON BASE BIJA	68
FIGURA 51 - CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL SISTEMA DE ACERO CON BASE BIJA	68
FIGURA 52 - CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL SISTEMA DE ACERO CON BASE AISLADA	71
FIGURA 53 - CURVA DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL SISTEMA DE ACERO CON BASE AISLADA	71
FIGURA 54 - SEÑALES SÍSMICAS CORREGIDAS	73
FIGURA 55 - CORTANTE BASAL MÁXIMA EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL (x-x)	74
FIGURA 56 - DESPLAZAMIENTO MÁXIMA EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL (x-x)	75
FIGURA 57 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE LIMA (x-x)	75
FIGURA 58 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE VALPARAÍSO(x-x)	75
FIGURA 59 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE AREQUIPA (x-x)	76
FIGURA 60 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE TARAPACÁ (x-x)	76
FIGURA 61 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE CONCEPCIÓN (x-x)	76
FIGURA 62 - CORTANTE BASAL MÁXIMA EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL (y-y)	77
FIGURA 63 - DESPLAZAMIENTO MÁXIMA EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL (y-y)	77
FIGURA 64 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE LIMA (y-y)	77
FIGURA 65 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE VALPARAÍSO (y-y)	78
FIGURA 66 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE AREQUIPA (y-y)	78
FIGURA 67 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE TARAPACÁ (y-y)	78
FIGURA 68 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE CONCEPCIÓN (y-y)	78
FIGURA 69 - CORTANTE BASAL MÁXIMA EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL (x-x)	79
FIGURA 70 - DESPLAZAMIENTO MÁXIMA EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL (x-x)	79
FIGURA 71 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE LIMA (x-x)	80
FIGURA 72 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE VALPARAÍSO(x-x)	80
FIGURA 73 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE AREQUIPA (x-x)	80

FIGURA 74 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE TARAPACÁ (X-X)-----	80
FIGURA 75 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE CONCEPCIÓN (X-X)-----	81
FIGURA 76 - CORTANTE BASAL MÁXIMA EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL (Y-Y)-----	81
FIGURA 77 - DESPLAZAMIENTO MÁXIMA EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL (Y-Y)-----	82
FIGURA 78 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE LIMA (Y-Y)-----	82
FIGURA 79 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE VALPARAÍSO (Y-Y)-----	82
FIGURA 80 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE AREQUIPA (Y-Y)-----	83
FIGURA 81 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE TARAPACÁ (Y-Y)-----	83
FIGURA 82 - CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA SEÑAL DE CONCEPCIÓN (Y-Y)-----	83
FIGURA 83 – ESPECTRO DE DEMANDA PARA AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES -----	84
FIGURA 84 – ESPECTRO DE CAPACIDAD EN EL SENTIDO LONGITUDINAL (X-X) DEL SISTEMA DE CONCRETO -----	85
FIGURA 85 – ESPECTRO DE CAPACIDAD EN EL SENTIDO TRANSVERSAL (Y-Y) DEL SISTEMA DE CONCRETO -----	85
FIGURA 86 – ESPECTRO DE CAPACIDAD EN EL SENTIDO LONGITUDINAL (X-X) DEL SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL-----	86
FIGURA 87 – ESPECTRO DE CAPACIDAD EN EL SENTIDO TRANSVERSAL (Y-Y) DEL SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL -----	86
FIGURA 88 – PUNTO DE DESEMPEÑO DEL SISTEMA DE CONCRETO ARMADO EN EL SENTIDO LONGITUDINAL (X-X)-----	87
FIGURA 89 – PUNTO DE DESEMPEÑO DEL SISTEMA DE CONCRETO ARMADO EN EL SENTIDO TRANSVERSAL (Y-Y)-----	88
FIGURA 90 – PUNTO DE DESEMPEÑO DEL SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL EN EL SENTIDO LONGITUDINAL (X-X)-----	90
FIGURA 91 – PUNTO DE DESEMPEÑO DEL SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL EN EL SENTIDO TRANSVERSAL (Y-Y)-----	91
FIGURA 92 - PUNTO DE DESEMPEÑO DE ESTRUCTURA AISLADA DE CONCRETO ARMADO CON RESULTADOS DE TIEMPO- HISTORIA (X-X)-----	93
FIGURA 93 - PUNTO DE DESEMPEÑO DE ESTRUCTURA AISLADA DE CONCRETO ARMADO CON RESULTADOS DE TIEMPO- HISTORIA (Y-Y)-----	93
FIGURA 94 – PUNTO DE DESEMPEÑO DE ESTRUCTURA AISLADA DE ACERO ESTRUCTURAL CON RESULTADOS DE TIEMPO- HISTORIA (X-X)-----	94
FIGURA 95 – PUNTO DE DESEMPEÑO DE ESTRUCTURA AISLADA DE ACERO ESTRUCTURAL CON RESULTADOS DE TIEMPO- HISTORIA (Y-Y)-----	95

LISTA DE TABLAS:

TABLA 1 - FACTORES DE ZONA "Z" – (E.030 – DISEÑO SISMORRESISTENTE 2018)	6
TABLA 2 - FACTORES DE SUELO "S" – (E.030 – DISEÑO SISMORRESISTENTE 2018)	6
TABLA 3 - PERIODOS "Tp" Y "Tl" -(E.030 – DISEÑO SISMORRESISTENTE 2018).....	6
TABLA 4 - SISTEMAS ESTRUCTURALES - (E.030 – DISEÑO SISMORRESISTENTE 2018).....	7
TABLA 5 - TABLA 11.6.1 - (ASCE 7 - 16).....	9
TABLA 6 - TABLA 11.6.2 (ASCE 7 - 16).....	9
TABLA 7 - TABLA DE MOMENTO-ROTACIÓN PARA COLUMNA DE ACERO ESTRUCTURAL (ASCE 41-13, PAG.191)	21
TABLA 8 - TABLA DE AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO - ASCE – 16	29
TABLA 9 - PARÁMETROS SÍSMICOS	35
TABLA 10 - CARACTERÍSTICAS DE LOS AISLADORES DEL SISTEMA DE CONCRETO ARMADO.....	42

TABLA 11 - CARACTERÍSTICAS DE LOS AISLADORES DEL SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL	44
TABLA 12 - PARÁMETROS SÍSMICOS PARA AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES	45
TABLA 13 - MODOS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE CONCRETO	46
TABLA 14 - DERIVAS EN LA DIRECCIÓN X DEL SISTEMA DE CONCRETO	46
TABLA 15 - DERIVAS EN LA DIRECCIÓN Y DEL SISTEMA DE CONCRETO	47
TABLA 16 - MODOS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE ACERO	47
TABLA 17 - DERIVAS EN LA DIRECCIÓN X DEL SISTEMA DE ACERO.....	47
TABLA 18 - DERIVAS EN LA DIRECCIÓN Y DEL SISTEMA DE ACERO.....	48
TABLA 19 - DERIVAS GENERADAS POR EL ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA DEL SISTEMA DE CONCRETO ARMADO.....	48
TABLA 20 - DERIVAS GENERADAS POR EL ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA DEL SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL	48
TABLA 21 - VERIFICACIÓN DE CUMPLIMIENTO DE DERIVAS DEL SISTEMA DE CONCRETO ARMADO	49
TABLA 22 - VERIFICACIÓN DE CUMPLIMIENTO DE DERIVAS DEL SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL	49
TABLA 23 - DUCTILIDAD Y SOBRERRESISTENCIA DE CURVA DE CAPACIDAD DEL SISTEMA DE CONCRETO ARMADO	65
TABLA 24 - DUCTILIDAD Y SOBRERRESISTENCIA DE CURVA DE CAPACIDAD DEL SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL.....	72
TABLA 25 - ACCELERACIÓN MÁXIMA DEL SUELO ESCALADA EN G.....	74
TABLA 26 - PUNTO DE DESEMPEÑO PARA BASE AISLADA Y BASE FIJA DEL SISTEMA DE CONCRETO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL	88
TABLA 27 - PUNTO DE DESEMPEÑO PARA BASE AISLADA Y BASE FIJA DEL SISTEMA DE CONCRETO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.....	89
TABLA 28 - DESEMPEÑO EN AMBAS DIRECCIONES DE ANÁLISIS DEL SISTEMA DE CONCRETO	89
TABLA 29 - PUNTO DE DESEMPEÑO PARA BASE AISLADA Y BASE FIJA DEL SISTEMA DE ACERO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL	90
TABLA 30 - PUNTO DE DESEMPEÑO PARA BASE AISLADA Y BASE FIJA DEL SISTEMA DE ACERO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL	91
TABLA 31 - DESEMPEÑO EN AMBAS DIRECCIONES DE ANÁLISIS DEL ACERO ESTRUCTURAL	92
TABLA 32 - RESULTADO DE ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA EN EL SISTEMA DE CONCRETO.....	94
TABLA 33 - RESULTADO DE ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA EN EL SISTEMA DE ACERO (Y-Y).....	95
TABLA 34 - COMPARATIVO DE LAS CARACTERÍSTICAS ADQUIRIDAS DE AMBOS SISTEMAS	96

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

La norma peruana E.030 – Diseño Sismorresistente clasifica a las estructuras en esenciales, importantes, comunes y temporales. Dentro de las primeras, se encuentran los pabellones educativos, los cuales pueden contar con aislamiento sísmico, dependiendo del criterio del proyectista o entidad, para cualquier tipo de sistema estructural. El uso de aislador permitirá que la estructura tenga un mejor comportamiento durante un sismo severo sin interrumpir su funcionamiento.

El aislamiento sísmico es un sistema de protección que se caracteriza por separar a la estructura del movimiento del suelo, lo cual modifica las propiedades mecánicas de rigidez y amortiguamiento de la estructura debido a que estos elementos toman parte de la energía producida por el sismo. Esta separación mejora el comportamiento dinámico de la estructura y mejora su desempeño.

En el Perú se cuenta con la norma E.031- Aislamiento Sísmico, la cual tiene una serie de lineamientos para el análisis y diseño para edificaciones aisladas. Esta norma toma como referencia el capítulo 17 del código norteamericano ASCE-7 16, el cual está enfocado al sistema de aislamiento.

Existen dos tipos de sistemas de aislamiento: los aisladores deslizantes y los aisladores elastoméricos; a su vez, este último se divide en tres tipos: los aisladores de goma natural, los aisladores de alto amortiguamiento y los aisladores con núcleo de plomo. Para la presente investigación se utilizarán aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

Uno de los beneficios de uso de aisladores es reducir los daños en la estructura y brindar un mejor desempeño frente a un evento sísmico. Es por ello, que es necesario explicar acerca de los niveles de desempeño estructural, los cuales representan una condición límite en función de los daños ocurridos en la edificación, la amenaza a la vida de los usuarios y la funcionalidad luego de un evento sísmico.

De acuerdo a la propuesta de comité VISION 2000 (SEAOC, 1995), se definen cuatro niveles de desempeño estructural: funcional, resguardo de vida, cerca al colapso y colapso. Además, se definen sismos de diseño a partir de su probabilidad de excedencia: frecuente, ocasional, raro y muy raro. Finalmente, se clasifican a las estructuras en común, esencial y de seguridad crítica.

El comité VISION 2000 propone una matriz en la cual relaciona el nivel de desempeño con distintas intensidades de sismo para cada tipo de estructura. Esta matriz nos indica los niveles de desempeño objetivos que deben tener las estructuras para una determinada intensidad de sismo. Para poder verificar el objetivo propuesto por el comité se realiza el análisis de desempeño estructural.

Respecto al análisis de desempeño estructural, la norma peruana considera dentro de su filosofía aspectos generales relacionados al nivel de desempeño, es por ello que no desarrolla procedimientos específicos para determinar ello. Sin embargo, existen códigos norteamericanos como el ATC 40 que presenta el procedimiento para el análisis estático no lineal. Así mismo, el código ASCE-7 16 presenta capítulos relacionados al análisis tiempo historia no lineal. Ambos métodos son adecuados para determinar el desempeño de una estructura.

Los pabellones educativos se pueden diseñar y edificar en concreto armado o en acero estructural. Ambos sistemas pueden utilizar aisladores elastoméricos en su base, y, frente a un sismo raro, se debe tener un desempeño funcional de acuerdo a lo indicado por el comité VISION 2000 para estructuras esenciales. Sin embargo, no se tiene conocimiento de cuál de los sistemas estructurales, sobre un sistema de aislamiento sísmico, tendrá un mejor comportamiento inelástico. En la presente investigación se busca responder esto.

1.1. Justificación

La principal razón para realizar la presente investigación es la falta de información sobre el comparativo del comportamiento inelástico de pabellones educativos estructurados en concreto armado y acero estructural, ambos con aisladores en la base. De esa manera, se realizará un análisis comparativo de modo que se pueda tener un resultado que sirva como referencia al momento de seleccionar un sistema estructural con aislamiento en la base.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Aportar al conocimiento sobre el desempeño inelástico de estructuras con aislamiento sísmico de concreto armado y de acero estructural, mediante el análisis comparativo de su respectivo comportamiento inelástico de un pabellón educativo.

1.2.2. Objetivos específicos

- Recopilar información mediante la revisión bibliográfica de artículos y textos relacionados uso de aisladores sísmicos y el desempeño inelástico de estructura de acero estructural y de concreto armado.
- Realizar el modelo estructural de un pabellón educativo, considerando sus propiedades inelásticas. Una vez definido ello, se realiza el análisis sísmico de cada sistema estructural.
- Diseñar los sistemas estructurales.
- Realizar el diagrama momento curvatura de los elementos de ambas configuraciones estructurales. Una vez definido ello, se realiza el análisis de desempeño de cada propuesta estructural
- Realizar el comparativo técnico de los resultados obtenidos.

1.3. Alcances

Para este estudio, se estructurarán un pabellón educativo de 7 niveles aislados en su base, ubicado en la ciudad de Lima, mediante dos diseños diferentes: uno a base de concreto armado y otro de acero estructural. Para ambas estructuras, se usarán aisladores elastoméricos de núcleo de plomo. Para la estructura de concreto armado, no se considerará el diseño de las cimentaciones para simplificar el proceso de diseño. Para la estructura de acero estructural, no se diseñarán las cimentaciones y se considerará el uso de conexiones de corte, las cuales no serán diseñadas para simplificar el proceso de diseño, y un sistema de arriostres concéntricos.

1.4. Hipótesis

Lo que se pretende demostrar con esta investigación es que el pabellón educativo aislado construido de concreto armado tiene un mejor desempeño inelástico que uno estructurado con acero estructural.

1.5. Metodología

La metodología de la investigación será la siguiente:

1. **Recopilación de información:** se realiza una revisión bibliográfica relacionada al análisis inelástica de estructuras de concreto armado y acero estructural, así como el comportamiento de las estructuras con aisladores en su base.

2. **Modelamiento estructural:** se realiza un modelamiento del pabellón para cada sistema estructural, en el cual se debe considerar las propiedades inelásticas de cada material.
3. **Análisis sísmico:** se analiza el comportamiento de las estructuras propuestas frente a cargas sísmicas, para ello nos guiaremos de los parámetros de la E.030. Además, se realizará el análisis inelástico de los sistemas propuestos bajo los parámetros de los códigos ASCE-7 y ATC 40.
4. **Diseño estructural:** se realiza el diseño de las estructuras propuestas y el aislador sísmico que estará ubicado en la base de cada sistema estructural. Además, se generan las propiedades inelásticas de los elementos que serán asignados en el software SAP2000 ®.
5. **Comparativo del comportamiento inelástico:** se realiza un comparativo del comportamiento inelástico entre el sistema de concreto armado y el sistema de acero estructural, a partir del análisis de desempeño de las estructuras en mención.
6. **Conclusiones y recomendaciones:** con los resultados del análisis de desempeño y sísmico, se verifica q estructura es técnicamente más eficiente.

1.6. Organización del documento

La investigación está formada por nueve capítulos. El capítulo 1 corresponde a la introducción del tema de tesis, los alcances y objetivos. El capítulo 2 está relacionado al marco teórico, en el cual se presentarán las normas sísmicas, nociones del comportamiento de los elementos de concreto armado y acero estructural, los niveles de desempeño, el análisis sísmico a realizar y el comportamiento de los aisladores sísmicos. El capítulo 3 abarcará la metodología de la investigación que describirá los modelos de comportamiento estructural de ambos sistemas y los métodos para el análisis sísmico. El capítulo 4 se basará en la presentación del caso de estudio; se presentarán los modelos estructurales de ambos sistemas. El capítulo 5 se centrará en el análisis modal espectral de ambos sistemas estructurales. Seguido a ello, el capítulo 6 se enfocará en el análisis lineal estático de ambas estructuras. Luego, el capítulo 7 se presentará el análisis tiempo historia de los sistemas propuestos. Una vez realizado los tres análisis sísmicos mencionados, el capítulo 8 analizará los resultados obtenidos y se determinará el desempeño de cada sistema estructural. Finalmente, el capítulo 9 expondrá las conclusiones y comentarios que determinará cuál de los sistemas es el más eficiente a nivel de desempeño inelástico.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

En este capítulo, en primer lugar, se detallarán las normas sísmicas que se utilizarán para el análisis sísmico. Luego, se explicarán los modelos constitutivos del concreto armado y acero estructural para determinar los diagramas de momento curvatura. Además, se presentará el tema de los niveles de desempeño y los métodos para el análisis sísmico inelástico como son el análisis estático no lineal y el análisis tiempo historia no lineal. Finalmente se explicará respecto al comportamiento de los aisladores sísmicos y su forma de predimensionar y diseñar a partir de los lineamientos de la norma E-031- Aislamiento Sísmico.

2.1. Normas para el análisis sísmicas

El diseño sismorresistente tiene una filosofía basada en niveles de desempeño, la cual se basa en la selección de criterios de diseño, características geométricas y sistemas estructurales de tal forma que, frente a distintas intensidades de sismo, la estructura no presente daños más allá de ciertos límites.

Este principio se aplica a las normas de diseño sismorresistente a nivel mundial. Sin embargo, se presentan diferencias entre las normas en el mundo, las cuales están relacionadas a la experiencia y la realidad socio-económica de cada lugar donde se rige la norma.

En este capítulo, se presentarán la norma peruana E.030 junto a los códigos internacionales aplicados a nivel mundial como el ASCE y el ATC.

2.1.1. Norma peruana E.030

La norma peruana E.030 – Diseño Sismorresistente (SENCICO, 2018) busca generar un sismo de diseño que será aplicado a la estructura dependiendo de sus condiciones locales y su configuración estructural. Este sismo generado tendrá un periodo de ocurrencia de 495 años, el cual es considerado como un sismo raro.

La norma se caracteriza por establecer parámetros relacionados a la ubicación y el uso de la estructura. Se tiene el parámetro (Z) o factor de zona, el cual cuantifica el peligro sísmico. La norma divide al Perú en 4 zonas sísmicas, de las cuales, la zona 4 presenta mayor actividad sísmica. Esto se puede apreciar en la siguiente tabla:

Tabla 1 - Factores de Zona "Z" – (E.030 – Diseño Sismorresistente 2018)

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Además, se tiene el parámetro (S) o factor de suelo, el cual está relacionado al tipo de perfil de suelo. La norma divide en 4 grupos a este parámetro: S0, S1, S2 y S3. De esta división, el suelo del tipo S0 tiene mayor resistencia y S3 tiene menor resistencia. La norma indica que el factor de suelo está asociado a periodos Tp y Tl como se muestra a continuación:

Tabla 2 - Factores de suelo "S" – (E.030 – Diseño Sismorresistente 2018)

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,80	2,00

Tabla 3 - Periodos "Tp" y "Tl" -(E.030 – Diseño Sismorresistente 2018)

Tabla N° 4 PERÍODOS "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

Adicional a ello, se tiene el factor (C) o factor de amplificación dinámica, el cual se determina a partir de los parámetros Tp y Tl del suelo y el periodo fundamental de la estructura. Este factor nos indica la amplificación de la aceleración estructural respecto a la aceleración en el suelo. Se tiene las ecuaciones (1), (2) y (3) de este parámetro en función del periodo de la estructura (T):

$$T < T_p \dots\dots\dots C = 2.5 \dots\dots (1)$$

$$T_p < T < T_l \dots\dots\dots C = \frac{2.5xT_p}{T} \dots\dots (2)$$

$$T_l < T \dots\dots\dots C = \frac{2.5xT_p x T_l}{T^2} \dots\dots (3)$$

A partir de esta expresión, se obtiene el siguiente gráfico que representa la forma base del espectro:

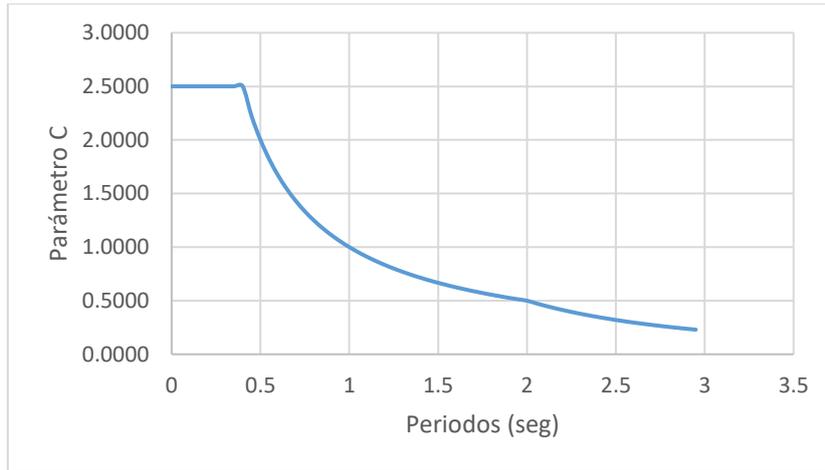


Figura 1 - Espectro de respuesta a partir del parámetro C

Por otro lado, a partir del tipo de sistema estructural y el material utilizado, se determina un factor (R) denominado factor de reducción sísmica, el cual está relacionado con la ductilidad disponible en la estructura. El factor R se describe en la siguiente tabla:

Tabla 4 - Sistemas Estructurales - (E.030 – Diseño Sismorresistente 2018)

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_B (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
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
Madera	7(**)

Finalmente, se tiene el parámetro (U) o factor de uso, el cual divide a las estructuras en 4 grupos: estructuras esenciales, importantes, comunes y temporales.

La norma E-030 se enfoca en el análisis estático y el análisis dinámico modal espectral, los cuales consideran un modelo de comportamiento lineal y elástico. Además, presenta lineamientos para el análisis dinámico tiempo historia. Estos métodos se describen de forma general en las siguientes líneas:

- El análisis estático es un método que representa las cargas sísmicas a través de un sistema de fuerzas que actúan en el centro de masa de cada diafragma de una estructura.

- El análisis dinámico modal espectral analiza los modos de vibración de la estructura y utiliza un espectro de aceleración para representar el peligro sísmico.
- El análisis dinámico tiempo-historia se enfoca en el análisis del comportamiento no lineal de los elementos estructurales con el uso de registros de aceleración de sismos reales.

La normativa peruana cuenta con lineamientos específicos para estructuras aisladas en la norma E.031-Aislamiento Sísmico. Sin embargo, para complementar lo correspondiente al análisis no lineal, se utilizarán los lineamientos de los códigos ASCE 7-16 y ATC 40.

2.1.2. Código ASCE 7

El Código ASCE (ASCE 7, 2016), de origen estadounidense, se caracteriza por un amplio desarrollo del diseño sismorresistente, el cual se desarrolla entre los capítulos 10 y 23. El código tiene capítulos enfocados en el diseño de estructuras aisladas y estructuras con sistema de amortiguamiento.

Los puntos que se consideran respecto a sus parámetros sísmicos son los siguientes:

- La norma plantea un factor de sitio que cuenta con 6 clasificaciones que van desde la categoría A hasta la categoría F.
- Se plantea un parámetro de riesgo estructural, el cual varía de la categoría I a la IV.
- Según el tipo de estructura, se presenta un rango de clasificación que varía de la categoría A hasta la categoría G.

Una diferencia notable, con respecto a la norma peruana, se puede apreciar en el espectro de diseño, el cual presenta la siguiente definición:

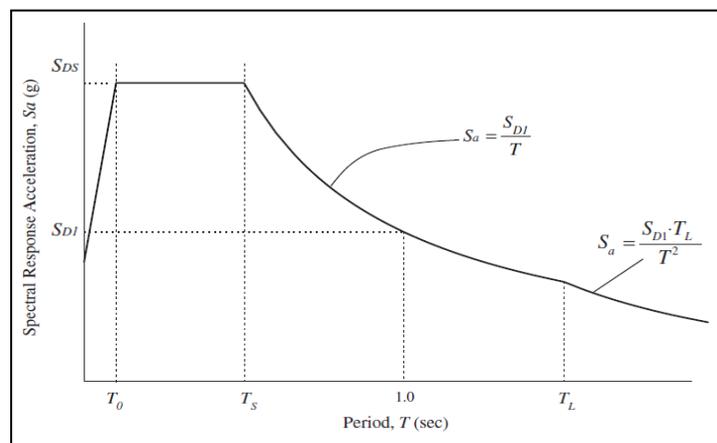


Figura 2 - Espectro de respuesta (ASCE 7 - 16)

Se puede apreciar que este espectro presenta 4 tramos a diferencia de la norma peruana, que cuenta con solo 3 tramos. Además, el espectro depende de dos factores, la aceleración y diseño para periodos cortos (S_{DS}), y la aceleración espectral de diseño para el periodo de 1 segundo (S_{D1}). Estos parámetros se encuentran en las siguientes tablas:

Tabla 5 - Tabla 11.6.1 - (ASCE 7 - 16)

TABLE 11.6-2 Seismic Design Category Based on 1-s Period Response Acceleration Parameter

Value of S_{D1}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Tabla 6 - Tabla 11.6.2 (ASCE 7 - 16)

TABLE 11.6-1 Seismic Design Category Based on Short-Period Response Acceleration Parameter

Value of S_{DS}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Al igual que la norma peruana, la ASCE cuenta con un análisis de fuerzas equivalentes y un análisis dinámico modal espectral, los cuales están descritos en el capítulo 12 en los apartados 8 y 9 respectivamente. Además, presenta un capítulo relacionado a aislamiento sísmico que corresponde al capítulo 17.

Asimismo, este código cuenta con el capítulo 16, el cual está dedicado al análisis tiempo-historia no lineal, el cual se considera importante para el desarrollo de la presente investigación gracias a los lineamientos brindados.

2.1.3. Código ATC 40

La ATC (ATC, 1996) es un código estadounidense que presenta el procedimiento para el análisis estático no lineal generalizado por medio de la aplicación del método Pushover.

Al igual que las normas y códigos presentadas anteriormente, presenta los siguientes parámetros:

- El factor de zona (Z) considera cuatro tipos, clasificados en zona 1, 2, 3 y 4.
- La norma considera cinco tipos de perfil de suelo, los cuales se clasifican en Sa, Sb, Sc, Sd y Se.
- A diferencia de las normas y códigos presentadas anteriormente, se considera un parámetro denominado tipo de fuente sísmica, la cual tiene una clasificación que va de la categoría A a la C.

Se genera un espectro de respuesta a partir de los parámetros C_v y C_a que se determinan por el tipo de perfil del suelo y el uso de las ecuaciones del capítulo 4 de la ATC, en la sección 4.4.3.

Como resultado de ello, se tiene el siguiente espectro, el cual presenta 3 tramos:

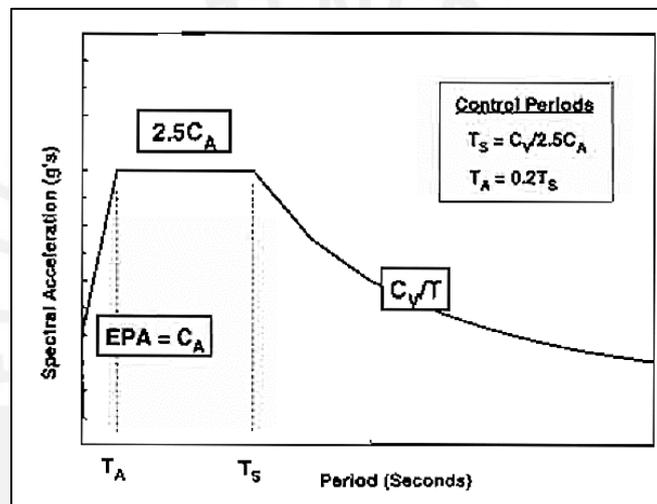


Figura 3 - Espectro de respuesta (ATC 40 - 1996)

Como se mencionó anteriormente, el capítulo 8 del código está enfocado en el método Pushover, el cual permite realizar el análisis estático no lineal de manera más sencilla. Además, este método esta relaciona con tres términos: capacidad, demanda y desempeño. Estos serán explicados a continuación:

- Capacidad: es una representación de la destreza de una estructura para soportar la demanda sísmica. La capacidad de la estructura depende de la resistencia y la deformación. Para poder determinar la capacidad más allá del rango elástico, es necesario realizar un análisis no lineal.
- Demanda: es la representación del movimiento sísmico. Para una estructura dada y una sollicitación sísmica, la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima que se espera de la estructura durante el movimiento del suelo.

- Desempeño: para una estructura, el desempeño depende de la capacidad y la demanda sísmica. La estructura debe ser capaz de resistir la demanda de un sismo, de manera que se cumplan con el objetivo de desempeño.

Con el análisis estático no lineal se determina el desempeño inelástico de la estructura a partir del uso de la curva de capacidad y la curva de demanda sísmica.

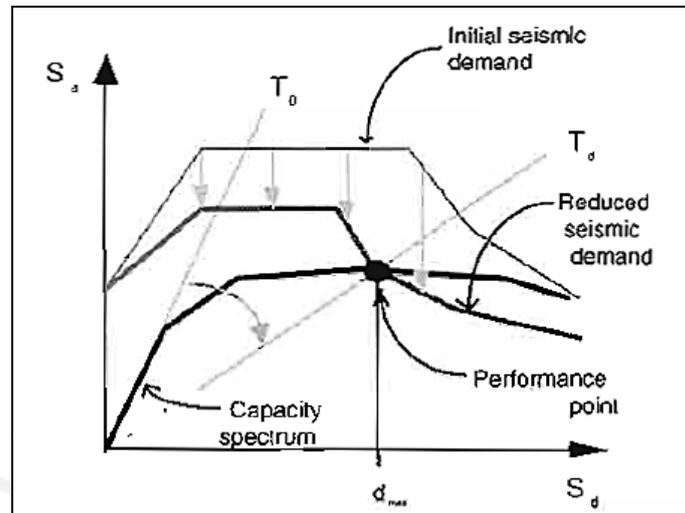


Figura 4 - Método Pushover (ATC -1996)

Como se puede apreciar en la Figura 4, se tiene una curva de demanda inicial, la cual será reducida debido al amortiguamiento de la estructura. Ambas curvas serán intersectadas para determinar un punto específico el cual nos indicará el desempeño sísmico de la estructura.

2.2. Comportamiento de concreto armado

Para poder realizar el análisis por desempeño, es necesario conocer el comportamiento inelástico de las edificaciones. Para ello es necesario definir, mediante estimaciones, cómo funcionan las secciones de cada elemento estructural cuando incursionan en el rango inelástico. En las siguientes líneas, se describirán algunos de los modelos más utilizados de las relaciones constitutivas del concreto armado.

2.2.1. Modelo de comportamiento del concreto

El concreto es un material que se caracteriza por ser frágil, pues no cuenta con un componente de fluencia en su comportamiento. Esto genera que se presentan fallas por cargas a compresión

o tracción, las cuales se expanden rápidamente. Es por ello, que los modelos, tanto del comportamiento elástico e inelástico, no presenten plataformas de fluencias.

El concreto se caracteriza por ser un material compuesto, con alta resistencia a la compresión y muy poca resistencia a la tracción. Además, está formado por materiales elásticos, pero frágiles. Estas características se muestran en la siguiente curva esfuerzo-deformación, para cargas a compresión, con una ductilidad pequeña:

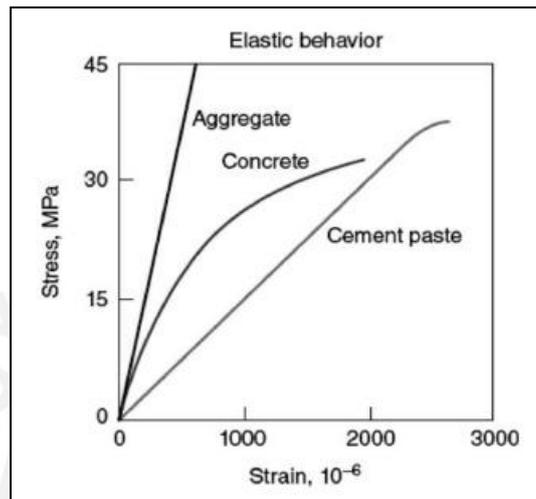


Figura 5 – Comportamiento elástico del concreto (Mehta - 1986)

A partir de la figura anterior (Mehta-1986), se estima que el comportamiento lineal del concreto ocurre hasta un esfuerzo que se encuentra entre el 30 y 40% de su valor máximo. Luego de ese rango, se producen más fisuras debido a las cargas de tracción, pero estas se mantienen estables. Sin embargo, una vez superado el 50 o el 60% del esfuerzo máximo, aparecen fisuras por el esfuerzo a tracción. Si se pasa este rango, el concreto se vuelve inestable y colapsa. El esfuerzo crítico se encuentra entre el 70 y 80% del esfuerzo máximo.

Este comportamiento del concreto a compresión presenta variantes debido a factores como la relación agua-cemento, tipo de cemento, aditivos, agregados, la calidad de agua, la forma de dosificación en obra, entre otras, que afecta la resistencia a compresión directamente. Además, frente a la carga a tracción, la resistencia de concreto tiene un valor entre el 8 y 15% de la resistencia a compresión (Harmsen, 2005).

Una vez conocidas las características del concreto frente a esfuerzos de tracción y compresión, se presentarán alguno de los modelos de comportamiento de concreto frente a cargas axiales a compresión que se han planteado en los últimos años.

Los modelos propuestos presentan relaciones de esfuerzo-deformación para un concreto sin confinamiento y para concreto confinado, conocido como concreto armado. A continuación, se presenta los modelos más utilizados para el caso de concreto:

a. Modelo de Hognestad (1951):

Este modelo fue propuesto por Eivind Hognestad, el cual indica la relación de esfuerzo y deformación mediante una curva que presenta dos tramos. El primer tramo presenta una forma parabólica, el cual termina en la deformación ϵ_0 y el esfuerzo f'_c ; mientras que el segundo tramo tiene una forma lineal con pendiente negativa, la cual finaliza con la deformación ϵ_{cu} . Las ecuaciones para la estimación de este comportamiento se muestran a continuación:

- Esfuerzo de compresión del concreto de tramo parabólico ($0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_0$):

$$f_c = f'_c \left(\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right) \dots\dots (4)$$

- Esfuerzo de compresión del concreto de tramo lineal ($\epsilon_0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$):

$$f_c = f'_c (1 - Z(\epsilon_c - \epsilon_0)) \dots\dots (5)$$

Donde se destaca el valor de Z conocido como parámetro de Hognestad, el cual tiene la siguiente expresión:

$$Z = \left(\frac{f'_c - f_{cu}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_0} \right) \times \left(\frac{1}{f'_c} \right) \dots\dots (6)$$

Este modelo se muestra a continuación:

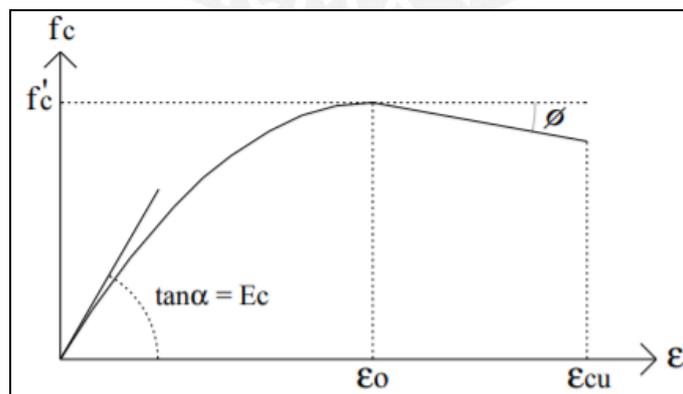


Figura 6 - - Comportamiento del concreto reforzado (Park & Paulay - 1988)

Por lo general, este modelo se caracteriza por tener valores típicos de ϵ_0 igual a 0.002 y el valor de ϵ_{CU} que varía entre 0.003 y 0.004.

b. Modelo de Kent y Park (1971):

Este modelo se caracteriza por presentar un tramo parabólico y un tramo lineal, parecido a la propuesta descrita anteriormente, pero, considera un esfuerzo de agotamiento representado como un porcentaje del esfuerzo de f'_c , el cual representa el 20% de dicho esfuerzo; además, la deformación asociada, es denominada ϵ_{20} .

A continuación, se presentan las ecuaciones consideradas para este modelo:

- Deformación del concreto cuando la resistencia a disminuido hasta el 50%:

$$\epsilon_{50} = (0.211 + 0.002 \times f'_c) (f'_c - 70.31) \dots\dots (7)$$

- Deformación del concreto cuando presenta agotamiento:

$$\epsilon_{50} = \frac{0.80}{Z} + \epsilon_0 \dots\dots (8)$$

Donde se destaca el valor de Z conocido como parámetro de Kent y Park, el cual tiene la siguiente expresión:

$$Z = \left(\frac{0.50}{\epsilon_{50} - \epsilon_0} \right) \dots\dots (9)$$

Este modelo se muestra a continuación, además, se puede apreciar el comportamiento del concreto confinado:

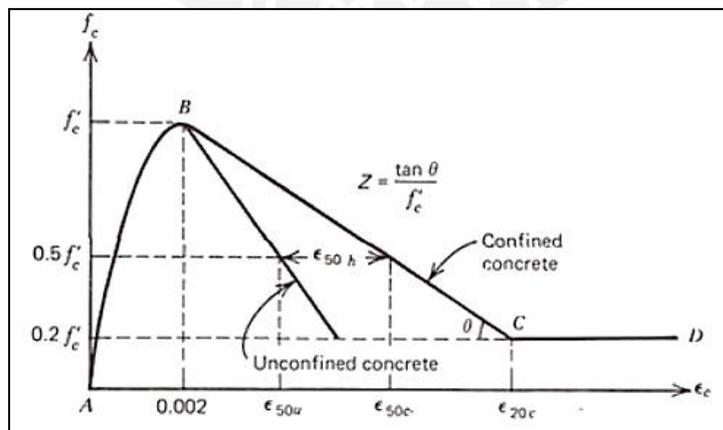


Figura 7 – Comportamiento del concreto sin refuerzo y con refuerzo de Kent y Park (Park & Paulay - 1988)

c. Bloque equivalente de compresión (1956):

Este es uno de los modelos más utilizados debido a su simplicidad. Este tipo de modelo fue planteado por Whitney (1956) y ha sido considerado por la ACI y la norma peruana E.060 – Diseño de concreto.

El modelo se determinó a partir del cálculo de momentos máximos; por ello, se considera que dicho modelo está enfocado en el diseño estructural y no en el análisis inelástico del material. El modelo es el siguiente:

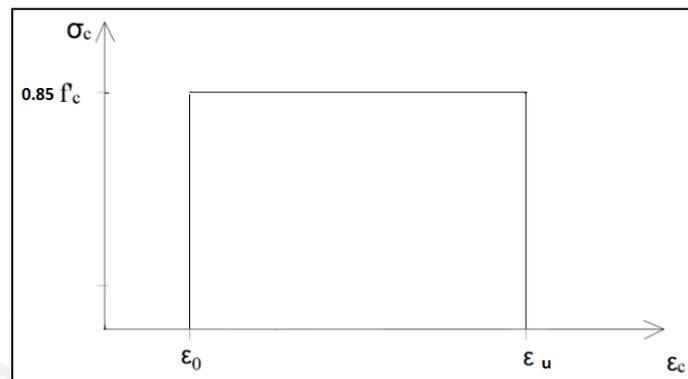


Figura 8 - Modelo de Bloque de compresiones (Fuente: Propia)

d. Modelo de Mander (1988):

El modelo está compuesto por tres tramos: el primero es un tramo lineal con pendiente positiva; el segundo, un tramo curvo; y el tercero, un tramo lineal con pendiente negativa. Estos tramos consideran el efecto de confinamiento. Este modelo es aplicado para elementos de sección circular y rectangular.

Las fórmulas que generan el modelo propuesto se presentan en la ecuación (10), (11), (12) y (13):

$$f_c = \frac{x r f_{cc}}{r-1+x^r} \quad \dots\dots (10)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad \dots\dots (11)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \dots\dots (12)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_0 \left(1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right) \quad \dots\dots (13)$$

Donde las terminologías en “cc” corresponden al concreto confinado.

A continuación, se muestra el modelo de concreto:

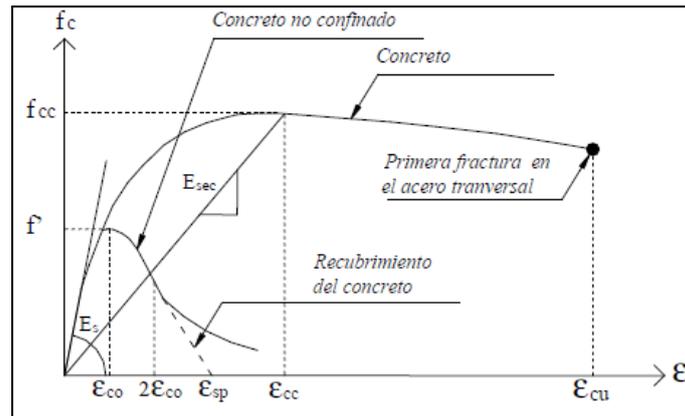


Figura 9 – Modelo de Mander (1988)

2.2.2. Modelo de comportamiento del acero de construcción

El acero de construcción o Grado 60 es un material más dúctil que el concreto, pues presenta un comportamiento más eficiente frente a cargas de tracción. Las propiedades de este material están delimitadas por la Sociedad Americana para Ensayo de Materiales (ASTM), ya que es un producto industrializado y maneja una gama de estándares a nivel mundial.

El acero de construcción tiene propiedades que se complementan con el concreto. La unión entre el concreto y el acero de grado 60 forman el concreto armado.

Las características relevantes del concreto armado son las siguientes:

- El acero ayuda a soportar los esfuerzos por tracción que el concreto no puede soportar. Esto ocurre cuando el acero es utilizado en forma de barras longitudinales.
- El acero resiste las cargas de corte cuando es utilizado en forma de estribos, pues el material toma las tracciones diagonales que se produce por esta fuerza.
- El uso de acero como material de confinamiento, mejora considerablemente la ductilidad del elemento de concreto.
- El concreto protege al acero de la corrosión siempre y cuando se considere una distancia adecuada de recubrimiento.
- El uso de acero permite el control de los anchos de grieta producidos por el flujo plástico y la retracción térmica.

Como se puede apreciar, el aporte del acero al concreto es importante, es por ello que es necesario entender su comportamiento elástico e inelástico frente a cargas de tracción. El modelo que tiene mayor uso en el medio es el propuesto por Mander (1983), en el cual la gráfica de esfuerzo-deformación presenta tres tramos. El primer tramo es lineal con pendiente

positiva; el segundo, un tramo constante, y, el último; un tramo parabólico. Por lo general, se considera el tramo parabólico de orden cero, para mantener un comportamiento elastoplástico de acero. Este modelo se muestra a continuación:

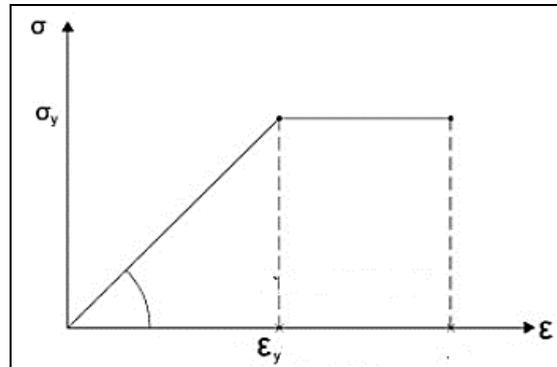


Figura 10 - Modelo Elastoplástico del acero (Mander - 1983)

2.2.3. Relaciones momento curvatura de secciones de concreto armado:

Este tipo de relaciones son indicadores del comportamiento a flexión (para el caso de vigas) o flexo compresión (para el caso de columnas y placas). Estos están asociados a un momento flector que, a su vez, está asociado a una curvatura. Para el caso de concreto armado, se puede generar esta relación a partir de los puntos notables más relevantes en su comportamiento.

Los puntos a considerar para la curva de momento curvatura son los siguientes:

- El agrietamiento de concreto por tracción: Se determina el momento que genera el esfuerzo a tracción admisibles (ft) con su respectiva curvatura. Se considera que, a partir de ese instante, el concreto presenta agrietamiento por la carga a tracción, esto quiere decir que el concreto no trabajará a tracción a partir de ese instante. Este punto se encuentra dentro del rango elástico.
- Fluencia del acero a tracción: Se determina el momento que se genera cuando el acero alcanza su condición de fluencia. Para el caso del medio peruano, el acero alcanza su fluencia cuando la deformación del acero es igual a 0.0021. Este punto se caracteriza por dividir el rango elástico y el rango inelástico de la curva.
- Agotamiento de la capacidad a compresión del concreto: Se determina el momento asociado al agotamiento de la sección, el cual es conocido como momento nominal. Este estado ocurre cuando la deformación última se encuentra entre 0.003 y 0.005. Finalmente, se determina la curvatura respectiva.

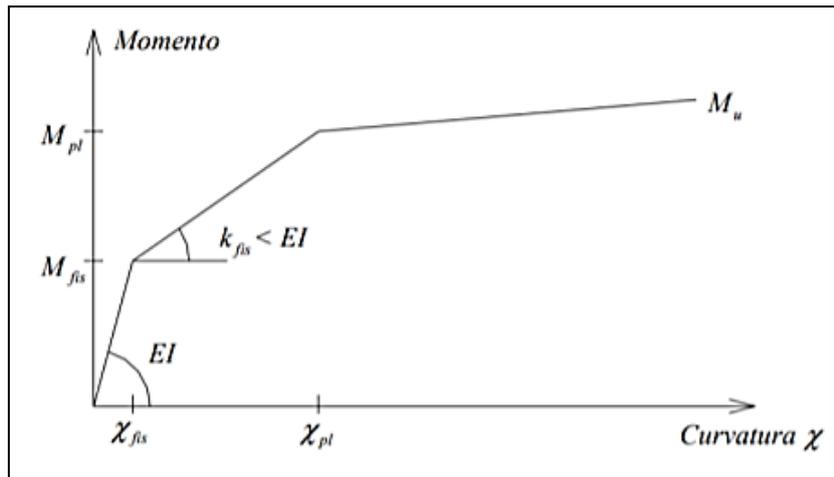


Figura 11 - Diagrama Momento - Curvatura (Marí Bernat, Antonio R. 2006)

2.3. Comportamiento del acero estructural

Como se explicó anteriormente, el acero estructural se caracteriza por tener una gran resistencia a tracción, pues puede resistir esfuerzos a tensión que el concreto no puede resistir. Por ello, el acero como elemento estructural presenta un modelo de comportamiento y relación de momento curvatura distinto al concreto armado.

2.3.1. Modelo de comportamiento del acero:

En el acápite anterior, se describió al acero como elemento de refuerzo longitudinal y transversal del concreto, así como las propiedades de ambos materiales juntos. En esta sección, se analizará a los elementos de acero estructural.

El acero es generado a partir de la fusión de varios elementos, como el hierro y el carbón, que brindan propiedades físicas y mecánicas como la dureza, elasticidad, resistencia, etc.

El acero estructural es un material industrializado que se caracteriza por presentar estándares de fabricación a nivel mundial. En nuestro medio, encontramos Acero A-36 y Acero A-572 para perfiles de sección tubular, w, c, entre otros.

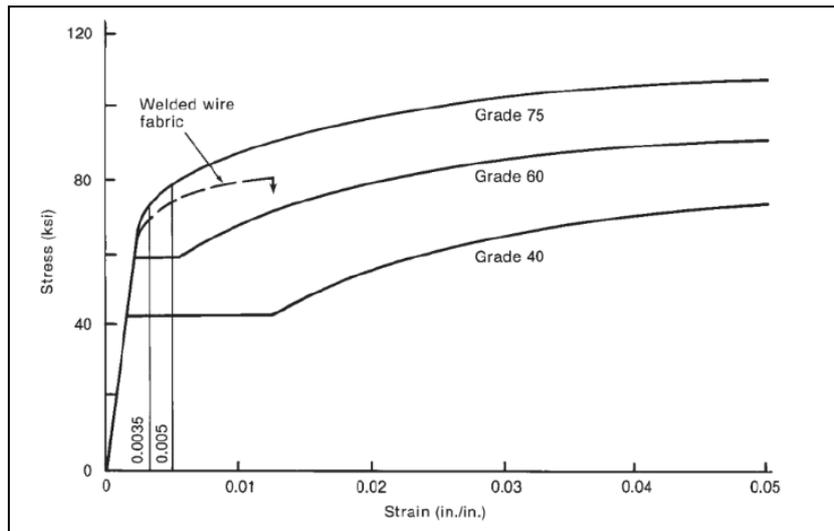


Figura 12 – Resistencia del acero según su grado (Mac Gregor -1988)

Para el diseño de elementos de acero, se toma como guía la norma American Iron and Steel Institute (AISI) y la norma E.090 – Diseño de acero estructural, en nuestro medio. A diferencia del concreto armado, el acero tiene un diseño elástico, inelástico y plástico. El primero se realiza cuando se cumple la Ley de Hooke; es decir, cuando existe una proporción entre las cargas aplicadas y la deformación asociada. La segunda corresponde a un estado en el cual no hay proporcionalidad entre la carga actuante y la deformación asociada. La última se efectúa con la finalidad de establecer un mecanismo de colapso.

Los modelos más utilizados son los siguientes:

a. Elastoplástico (1983)

Como se explicó anteriormente, este modelo fue planteado por Mander (1983) y se propone un tramo lineal, seguido de un tramo constante y un tercer tramo parabólico que, por lo general, es un tramo de grado cero para mantener constante el tramo dos.

El modelo se muestra a continuación:

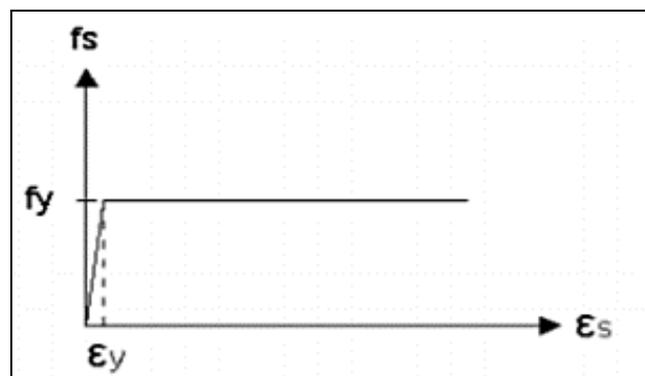


Figura 13 - Modelo Elastoplástico del acero – (Mander -1983)

b. Modelo de Park y Paulay (1975)

Al igual que el modelo mostrado anteriormente, este modelo cuenta con tres tramos, los dos primeros lineales y el tercero es curvo. Este último representa el endurecimiento del material hasta llegar a su punto de falla o ruptura.

Las ecuaciones (11), (12) y (13) generan la parte curva de la gráfica; estas se muestran a continuación:

$$f_s = f_y \left(\frac{m(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2}{60(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2} + \left(\frac{\epsilon_s - \epsilon_h}{2(30r + 1)^2} \right) \times (60 - m) \right) \dots (11)$$

Donde:

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \dots (12)$$

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh} \dots (13)$$

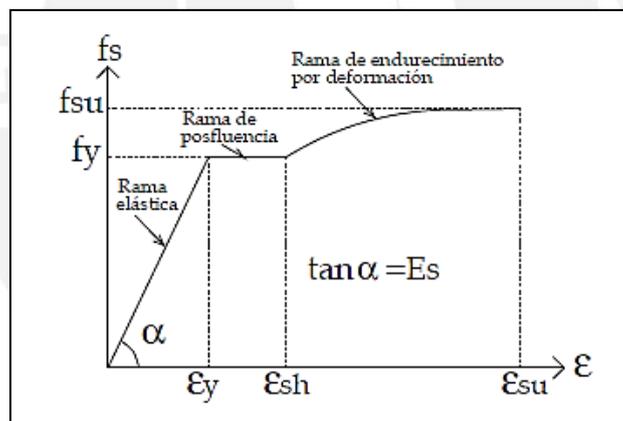


Figura 14 - Modelo de Park & Paulay - (Park & Paulay - 1975)

2.3.2. Relación momento curvatura de secciones de acero estructural

Para determinar la relación momento-curvatura de las secciones de acero, se utilizará la parametrización de la ASCE 41-13 para las columnas y arriostres del sistema de acero estructural.

Se presentan las tablas a utilizar:

Tabla 7 - Tabla de momento-rotación para columna de acero estructural (ASCE 41-13, pag.191)

Table 9-6. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components						
Component or Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b		IO	LS	CP
Beams—Flexure						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	90 _y	110 _y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	40 _y	60 _y	0.2	0.250 _y	30 _y	40 _y
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
Columns—Flexure^{a,b}						
For $P/P_{cl} < 0.2$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	90 _y	110 _y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	40 _y	60 _y	0.2	0.250 _y	30 _y	40 _y
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
For $0.2 \leq P/P_{cl} \leq 0.5$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	— ^c	— ^d	0.2	0.250 _y	— ^c	— ^d
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	10 _y	1.50 _y	0.2	0.250 _y	1.20 _y	1.20 _y
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
Column Panel Zones						
	120 _y	120 _y	1.0	10 _y	120 _y	120 _y

Con lo anterior se determina el diagrama momento-rotación, es por ello, que nos valemos de las siguientes expresiones para determinar este diagrama:

$$\theta y = \frac{L \cdot Z \cdot f_y}{6EI} \left(1 - \frac{P}{Pl}\right) \quad \dots (14)$$

$$My = Z \cdot f_y \quad \dots (15)$$

$$\theta u = A \cdot \theta y \quad \dots (16)$$

$$Mu = My + 0.03 \cdot EI \cdot (\theta u - \theta y) \dots (17)$$

$$\phi y = \frac{My}{EI} \quad \dots (18)$$

$$\phi u = \phi y + \frac{\theta u}{L_p} \quad \dots (19)$$

Donde:

θy : rotación de fluencia

ϕy : curvatura de fluencia

θu : rotación última

ϕu : curvatura última

My : momento de fluencia

L : altura de columna

Mu : momento último

EI : módulo de elasticidad del acero por inercia de la sección

Z: momento plástico

Pl: carga crítica de pandeo

Fy: esfuerzo de fluencia

A: factor de las tablas del ASCE 41 -13

P: carga axial actuante

Lp: longitud plástica

A partir de estas ecuaciones, se determina el diagrama momento curvatura de las secciones de acero estructural.

2.4. Niveles de desempeño y análisis sísmico

2.4.1. Desempeño sísmico de estructuras

Toda estructura está expuesta a sollicitaciones sísmicas, es por ello que estas deben de contar con una rigidez, ductilidad y resistencia adecuada para poder soportar de manera adecuada estas sollicitaciones, donde el daño estructural generado por las cargas sísmicas sea controlado.

Es por ello que es necesario entender las siguientes definiciones:

- Rigidez: es la capacidad de la estructura para oponerse a desplazamientos laterales generados por cargas sísmicas. A mayor rigidez, la estructura es menos propensa a desplazarse cuando ocurre un evento sísmico.
- Ductilidad: referido a la capacidad que tiene una estructura de seguir deformándose luego de que se haya superado el límite de fluencia.
- Resistencia: relacionado a la fuerza máxima que puede resistir una estructura en el rango elástico.

Estas propiedades se pueden cuantificar y medir directamente para estructuras regulares; sin embargo, para estructuras irregulares, es necesario generar más ensayos debido a su irregularidad.

Para que las estructuras trabajen adecuadamente, es necesario conocer los niveles de desempeño que tienen de acuerdo a su importancia en la sociedad, en relación con el tipo de sollicitación sísmica a la que se expondrá. Para ello es necesario incluir el concepto de desempeño en el diseño. Como referencia se tiene la propuesta de SEAOC (1995).

Lo deseable es que todas las estructuras, independientemente de su importancia, tengan un desempeño óptimo frente a un evento sísmico, pero esto significaría un aumento económico importante y poco viable.

El Comité Visión 2000 (1995) clasifica a las edificaciones en tres grupos:

- Edificaciones críticas: se encuentran las plantas industriales, reactores nucleares, etc.
- Edificaciones esenciales: se encuentran los hospitales, pabellones educativos y colegios
- Edificaciones comunes: se encuentran las viviendas y oficinas

Así mismo, propone cuatro niveles de intensidad sísmica que son los siguientes:

- Sismo muy raro: movimiento que tiene un periodo de retorno de 970 años
- Sismo raro: movimiento que tienen un periodo de retorno de 475 años
- Sismo ocasional: movimiento que tiene un periodo de retorno de 72 años
- Sismo frecuente: movimiento que tiene un periodo de retorno de 43 años

El Comité Visión (1995), a su vez, propone una clasificación para los niveles de desempeño a partir del daño estructural, el cual se clasifica en cuatro tipos:

- Operacional: la estructura continua con su funcionamiento adecuado y no presenta daños
- Funcional: la estructura continua con un funcionamiento parcial debido a que se genera agrietamiento en los elementos estructurales
- Resguardo de la vida: la estructura ha perdido gran parte de su rigidez frente a cargas laterales, pero no es suficiente para que se genere un colapso
- Cerca al colapso: la estructura ha perdido su rigidez y los elementos secundarios colapsan.
- Colapso: el sistema estructural colapsa

El comité presenta el siguiente cuadro resumen, en el cual no considera el colapso como opción para los distintos niveles de demanda y tipos de estructuras:

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69% / 50años)	Común			
	Sismo Ocasional (50% / 50años)	Esencial	Común		
	Sismo Raro (10% / 50años)	Crítico	Esencial	Común	
	Sismo Muy Raro (5% / 50años)	Crítico	Crítico	Esencial	Común

Figura 15 - Niveles de desempeño (Comisión Visión 2000 (1995))

2.4.2. Análisis sísmico

En el acápite 2.1 se presentaron las normas y códigos que se tomarán de referencia para la investigación, las cuales presentan diferentes métodos de análisis sísmico de las estructuras. El diseño sismorresistente tiene una filosofía basada en el desempeño, es por ello que es necesario conocer el comportamiento lineal y no lineal de una estructura frente a distintas sollicitaciones sísmicas.

En este acápite, se presentarán tres métodos para realizar el análisis sísmico del pabellón educativo correspondiente a la investigación, que brindarán los resultados para poder realizar el análisis por desempeño.

2.4.2.1. Análisis dinámico modal-espectral

Este análisis se caracteriza por ser elástico y consiste en aplicar un espectro de pseudo-aceleración a la estructura. Este espectro se muestra a continuación:

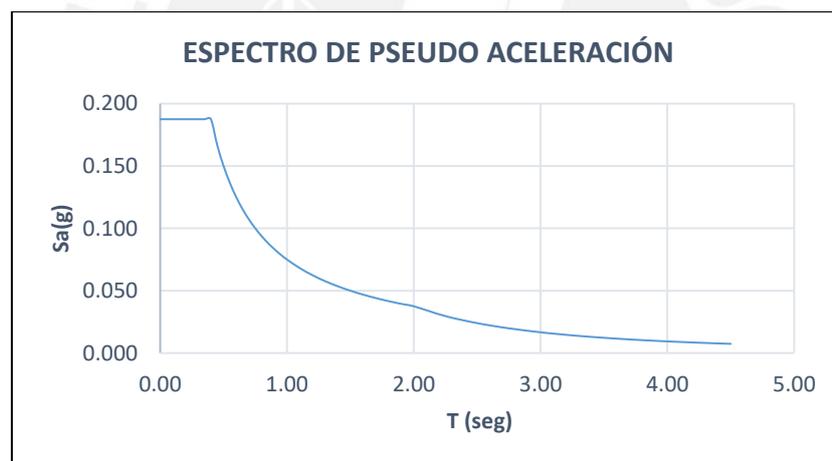


Figura 16 - Espectro de pseudo-aceleración

La figura anterior, muestra el espectro de pseudo-aceleración el cual es conformado por un eje vertical que representa la aceleración máxima de una estructura (S_a) y un eje horizontal que corresponde al periodo de una estructura (T).

El valor de “ S_a ” se determina a partir de la siguiente ecuación especificada en la norma E.030:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \quad \dots (20)$$

Donde:

- Z : factor de zona, relacionado a la peligrosidad sísmica

- U: factor de uso, indica la importancia de la edificación
- C: factor de amplificación sísmica, relacionado con la aceleración en la base de la estructura y al periodo de la esta.
- S: factor de suelo, relacionado con la capacidad del suelo para amplificar las ondas producidas por el sismo
- R: factor de reducción, relacionado al tipo de sistema estructural

El análisis consiste en utilizar el espectro para determinar una aceleración máxima para el periodo de vibración de cada modo de la estructura. Para cada modo de vibración se tendrá un desplazamiento máximo denominado “Sd”, el cual se calcula a partir de “Sa” mediante la siguiente ecuación:

$$Sd = \frac{Sa}{w^2} \dots (21)$$

Donde “w” es denominado la frecuencia natural de la estructural, la cual está relacionado con el periodo de cada modo de vibración. Esta relación se obtiene a partir de la siguiente ecuación matricial de equilibrio dinámico:

$$[K]\langle\theta\rangle = w^2[M]\langle\theta\rangle \dots (22)$$

Donde K corresponde a la matriz de rigidez; M, a la matriz de masas; y el vector $\langle\theta\rangle$ que representa a los modos de vibración de la estructura. A partir de ello, se determina el periodo fundamental de la estructura mediante la ecuación 23:

$$T = \frac{2\pi}{w} \dots (23)$$

Como se puede apreciar, se tienen las expresiones para calcular el desplazamiento máximo de para cada modo de vibración a partir de su aceleración Sa. Este procedimiento se realiza para los modos de vibración relevantes y se combinan los resultados obtenidos. Para ello, se puede utilizar una combinación cuadrática completa (CQC) y otro por medio de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS). De estas dos formas, se suele utilizar la combinación CQC debido a que presenta una mejor aproximación que la combinación SRSS.

2.4.2.2. Análisis estático no-lineal

El presente análisis se basa en el estudio detallado de las propiedades inelásticas de la estructura por medio del uso de vectores de cargas monotónicas, los cuales serán aplicados a la estructura.

La estructura es sometida a un desplazamiento lateral lento, el cual es constante, lo que permite registrar los valores de deformación y la fuerza aplicada. Este ensayo se caracteriza por tener una velocidad pequeña, es por ello que los efectos dinámicos son despreciados.

El análisis estático no-lineal, presenta dos etapas de comportamiento de la estructura:

- La primera fase corresponde a la etapa elástica en la cual la estructura no presenta daños.
- La segunda fase corresponde al estudio de la formación de rótulas, en la cual se deben considerar propiedades inelásticas de los elementos estructurales.

El objetivo de este método es construir una curva de capacidad, la cual representa la variación de la fuerza en la base de la estructura (V) respecto a la deformación en el techo de la estructura (x). Esta curva es importante para determinar el desempeño sísmico de la estructura. Es por ello, que se han desarrollado una variedad de métodos, de los cuales se rescatan los siguientes: el método de espectro capacidad-demanda y el método de coeficiente de desplazamiento. Para la presente tesis se utilizará el primer método, el cuál será detallado en el capítulo de Metodología.

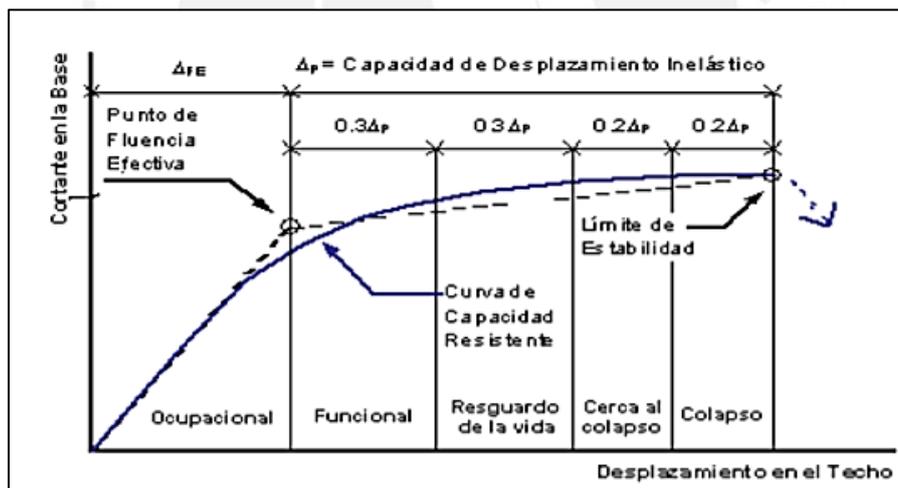


Figura 17 - Curva de capacidad (Jurado y Navarro, 2009)

2.4.2.3. Análisis tiempo-historia no lineal

Este análisis es considerado el procedimiento más cercano a la realidad que se ha propuesto para el desarrollo del análisis sísmico y la determinación del desempeño estructural. Al ser un análisis con resultados más certeros, significa que los cálculos involucrados son más extensos. Además, el análisis consiste en estudiar las propiedades inelásticas de la estructura y someterla a un conjunto de señales sísmicas escaladas de acuerdo a lo indicado en la norma E.030.

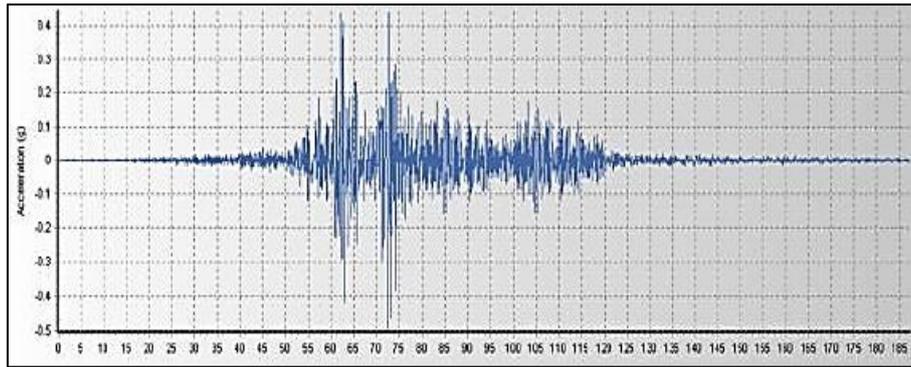


Figura 18 - Señal sísmica en Seismomatch ®

Es común realizar este tipo de análisis en programas de elementos finitos como SAP 2000 ®, los cuales nos permiten determinar la respuesta elástica e inelástica de la estructura para un determinado movimiento sísmico. Para el análisis, se busca una relación entre la cortante basal y el desplazamiento del último nivel del sistema estructural.

2.5. Comportamiento de los aisladores sísmicos

2.5.1. Efecto del uso de los aisladores en las estructuras

El estudio de métodos no lineales para el análisis sísmico de las estructuras ha permitido ampliar el conocimiento de la respuesta inelástica de las edificaciones y, de esa manera, generar soluciones eficientes y eficaces para reducir los daños generados por los eventos sísmicos. Una de estas soluciones, es el uso de aisladores sísmicos, los cuales se están implementando a mayor escala en el Perú y a nivel mundial.

Los aisladores sísmicos son elementos que se colocan en la base de las estructuras con la finalidad de que el movimiento generado en el suelo, por el sismo, no afecte en gran escala a la edificación. Los aisladores reducen significativamente la respuesta de la estructura debido a que separan al sistema estructural del movimiento del suelo, lo cual a su vez genera un mayor amortiguamiento. Además, el amortiguamiento adicional permite que los aisladores absorban la energía sísmica y, de ese modo, reducir la energía transferida a la edificación. (Burgos, 2012)

2.5.2. Aisladores con núcleo de plomo

Para la presente investigación, se utilizará un sistema de aislamiento sísmico a base núcleo de plomo o aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

Este tipo de aislador está compuesto por planchas de caucho reforzadas con planchas de acero en su interior. Además, lo conforman dos planchas de acero que permiten ensamblar el aislador

sobre la columna o pedestal dependiendo de la estructura. También, como indica su nombre, se cuenta con un centro de núcleo de plomo, el cual brinda mayor durabilidad y permite tener un mejor control de los desplazamientos de la estructura aislada. (DIS, 2015). Todo lo descrito, se puede apreciar en la siguiente figura:

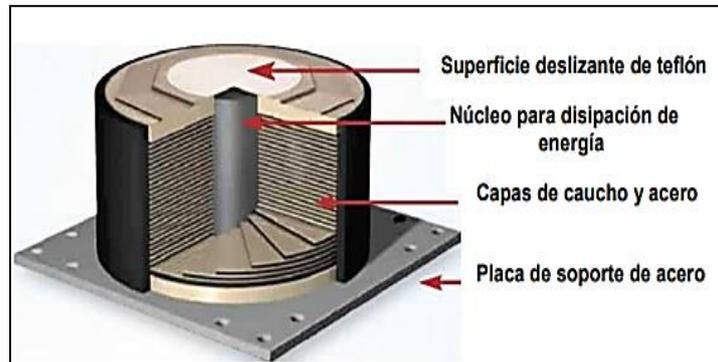


Figura 19 -Partes del aislador con núcleo de plomo (DIS, 2015)

Así como es importante conocer la composición del aislador, se debe conocer el comportamiento de este sistema mediante su diagrama de fuerza y deformación para los materiales que lo componen (capas de caucho y acero). Este comportamiento se muestra en la siguiente figura:

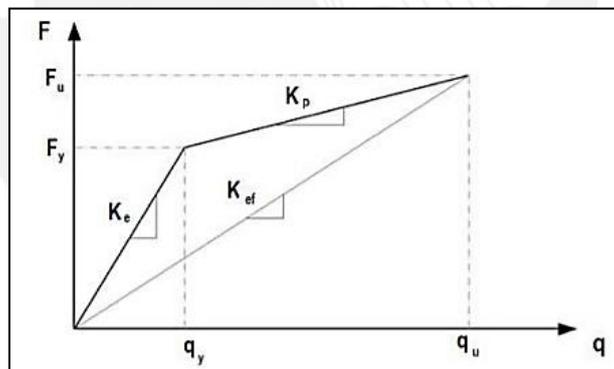


Figura 20 - Diagrama de Fuerza (F) - Deformación (q) de un aislador de núcleo de plomo (Aguilar, Mora y Tipanluisa, 2016)

El diagrama muestra que la falla del aislador se dará para un desplazamiento lateral significativamente grande, lo cual indica que este tipo de aisladores fallará como consecuencia de la pérdida de capacidad de carga provocado por el desplazamiento asociado.

El procedimiento para el predimensionamiento, el análisis y el cálculo de características histeréticas se muestran a continuación:

Predimensionamiento de aisladores elastoméricos:

Análisis de fuerzas equivalentes

1. Se determina un periodo probable (T_m) para la estructura aislada, para ello se tiene la siguiente expresión:

$$T_m = 3T \text{ o } 2.5 \text{ seg} \quad \dots (24)$$

Donde T es el periodo de la estructura empotrada en la base. Se propone el uso de este valor como un periodo objetivo.

2. Se asumirá un amortiguamiento que varía entre 10 y 20%. Para la investigación se considera un amortiguamiento (β_M) igual a 20%. A partir de ello, se determina un valor de factor B_m .

Tabla 8 - Tabla de amortiguamiento efectivo - ASCE - 16

Amortiguamiento efectivo (β_m)	Factor BM
0.02	0.8
0.05	1.0
0.1	1.2
0.2	1.5
0.3	1.7
0.4	1.9

En caso los él amortiguamiento no se encuentre en la tabla, se puede realizar una interpolación lineal.

3. Se determina el desplazamiento máximo lateral del aislador a partir de la siguiente expresión:

$$D_m = \frac{S_{aM} \cdot T_m^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot B_m} \quad \dots (25)$$

Donde:

D_m : deformación lateral del aislador

S_{aM} : aceleración espectral para el periodo T_m

T_m : periodo probable para la estructura aislada

B_m : coeficiente relacionado al amortiguamiento de los aisladores

4. Luego se determina el desplazamiento total del aislador a partir de la deformación lateral, para ello nos guiamos de la siguiente expresión:

$$Dtm = Dm \cdot \left(1 + y \cdot \frac{12 \cdot e}{b^2 + d^2} \right) \quad \dots (26)$$

Donde:

- Dtm: desplazamiento máximo total del aislador
 y: distancia entre el CR del sistema de aisladores y el aislador a analizar
 b: dimensión corta correspondiente a la planta de la estructura
 d: dimensión larga en planta de la estructura
 e: excentricidad pura y accidental

5. Una vez determinado el desplazamiento, se procede a hallar una rigidez Kd para la estructura. Para ello, debemos determinar el peso total de la estructura (W). Con esta información, se determina el valor de kd a partir del uso de la siguiente ecuación:

$$Kd = \frac{4\pi^2}{Tm^2} * M \quad \dots (27)$$

Donde M corresponde a la masa de la estructura.

Para determinar el valor de rigidez para cada aislador (Keff), se divide Kd entre el número de elementos verticales que usaran el aislador (N):

$$Keff = \frac{Kd}{N} \quad \dots (28)$$

Luego de ello, se determina el amortiguamiento efectivo C para cada aislador:

$$C = 2 * \varepsilon * \sqrt{MKeff} \quad \dots (29)$$

Con estas dos últimas propiedades, se puede modelar el aislador en el programa SAP2000 y realizar un análisis espectral con el fin de corroborar los valores obtenidos anteriormente.

Análisis dinámico espectral:

6. Una vez determinado las propiedades del aislador, este se modela en el programa SAP2000 ® para verificar si se obtiene el periodo objetivo Tm, para ello se producirá un proceso

iterativo. Además se considera el uso del espectro SMC el cual debe ser dividido por el parámetros B_m calculado anteriormente en el paso 2.

7. El análisis modal espectral de cada dirección solicitado por la norma E-0.31, indica que se debe emplear el espectro al 100% en la dirección de análisis y el 30% en la dirección perpendicular.
8. Se desarrolla el análisis espectral y se determina la deriva del edificio, la cual debe ser menor a 0.0035. En caso ello no ocurra es necesario incrementar la rigidez de la superestructura o reducir la rigidez K_d y el amortiguamiento de aislamiento.

Diseño:

Análisis de tiempo-historia:

9. Con la rigidez y el amortiguamiento equivalente en cada dispositivo, se obtienen los parámetros no lineales de cada dispositivo.
10. Se desarrollo el análisis tiempo-historia no lineal con el apoyo de 7 señales sísmicas. Para este caso, se utilizaran señales con un periodo entre 0.4 y 0.45 segundos.
11. Se verifica la maxima deriva, la cual debe ser menor a 0.005. En caso ello no cumpla, se debe modificar las propiedades definidas en el numeral 9.
12. Una vez determinadas las propiedades no lineales de los aisladores, se determinan las propiedades elásticas equivalentes y se construye un espectro de diseño.

Modelo inelástico de sistema de aislamiento:

Como se indicó anteriormente, el modelo del aislador se representa por una gráfica de fuerza versus desplazamiento, como se muestra en la siguiente figura:

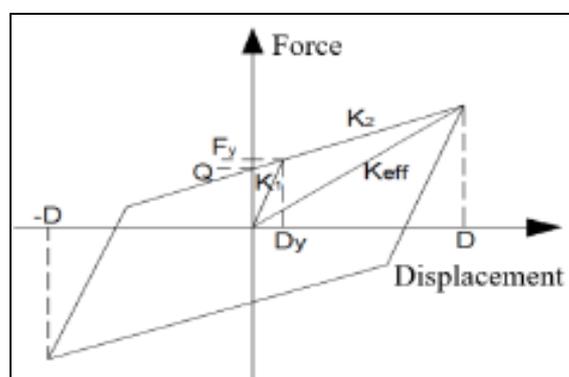


Figura 21 - Modelo inelástico de sistema de aislamiento (Muñoz, 2019)

Donde:

K1 y K2: rigidez pre fluencia y post fluencia

Q: fuerza característica

D y Dy: desplazamiento máximo y de fluencia

Estos se pueden determinar de la siguiente ecuación:

$$2 \cdot \pi \cdot \varepsilon \cdot D = \frac{4 \cdot Dy \cdot (\alpha - 1) \cdot (D - Dy)}{D + (\alpha - 1) \cdot Dy} \quad \dots (30)$$

Donde D, corresponde al valor de Dm, ε corresponde al valor de amortiguamiento cuyo valor es de 20%, y el valor α varía entre 7 y 15, depende del fabricante; en la mayoría de casos este valor está en el orden de 10.

$$K2 = \frac{Keff \cdot D}{D + (\alpha - 1) \cdot Dy} \quad \dots (31)$$

$$K1 = \alpha \cdot K2 \quad \dots (32)$$

$$Q = \frac{\pi}{2(D - Dy)} \cdot Keff \cdot D^2 \cdot \varepsilon \quad \dots (33)$$

CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA

En este capítulo, se presentarán los modelos constitutivos que se utilizarán para el concreto armado y el acero estructural. A partir de ello, se podrá determinar los diagramas de momento curvatura de los elementos que componen a los sistemas estructurales. Luego, se presentarán los parámetros sísmicos de los sistemas estructurales que serán utilizados para el desarrollo de los análisis sísmicos.

3.1. Modelos de comportamiento estructural

Se presentarán el modelo constitutivo y las consideraciones que se emplearán para el análisis del sistema de concreto armado y de acero estructural, ambos con aisladores en la base, de la presente investigación. Esto se tendrá en cuenta para el análisis sísmico que se realizará en el siguiente capítulo.

3.1.1. De concreto armado

Para el caso del sistema de concreto armado, se utilizará un modelo de comportamiento más cercano a la realidad y con una dispersión adecuada de variables para representarlo. Es decir, el modelo debe priorizar el análisis simple para el estudio del desempeño sísmico sin tener complicaciones en el procedimiento.

Para la presente investigación, se utilizará el modelo de Kent y Park para concreto confinado. El análisis no considerará el aporte a tracción del concreto con la finalidad de tener un procedimiento más sencillo. Se tiene dos motivos por el cual se selecciona el modelo descrito:

1. El modelo de concreto no confinado brinda una mayor seguridad al evaluar el desempeño sísmico, pues presenta valores más conservadores que el modelo de concreto confinado.
2. El modelo de concreto confinado de Kent y Park es uno de los más simples de manejar en comparación a los modelos presentados anteriormente.

Para el acero de refuerzo se considerará un comportamiento elastoplástico perfecto propuesto por Mander. Este modelo, al igual que el modelo de concreto, es conservador.

Una vez establecido los modelos para cada material, se determinará la relación de Momento-Curvatura para las secciones que componen el sistema estructural. Para la presente investigación, se utilizará el programa Excel.

El software que se utilizará para realizar el análisis es SAP2000 ® que permite realizar el análisis estático no lineal y tiempo-historia no lineal de la estructura para determinar el desempeño sísmico del pabellón. Además, el programa puede incluir tanto las propiedades elásticas como inelásticas de los elementos estructurales. A continuación, se presenta un ejemplo de momento-curvatura de una sección de concreto armado generado por el programa:

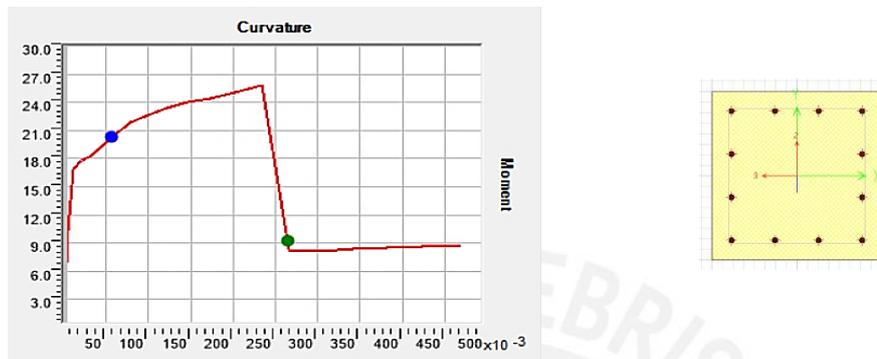


Figura 22 - Momento-Curvatura de sección de concreto armado C1 en SAP2000 ®

Para el desarrollo del modelo estructural, no se va considerar el modelado de las cimentaciones, para simplificar el proceso de análisis.

3.1.2. De acero estructural

Al igual que el sistema de concreto armado, se busca tener un modelo de comportamiento del acero estructural que sea cercano a la realidad, simple para los procedimientos de análisis y permita generar los diagramas de momento-curvatura de manera simple.

Para este sistema estructural, se considera que el acero estructural tendrá un comportamiento elastoplástico perfecto siguiendo el modelo de Mander. Para determinar su diagrama momento-curvatura, se utilizará la parametrización de la ASCE 41-13 como se indicó en el capítulo del Marco Teórico.

El análisis estático no lineal y tiempo-historia no lineal, y los diagramas de momento-curvatura se representarán en el programa Sap2000 ®. A continuación, se presenta un ejemplo de diagrama de momento-curvatura correspondiente a una sección de acero:

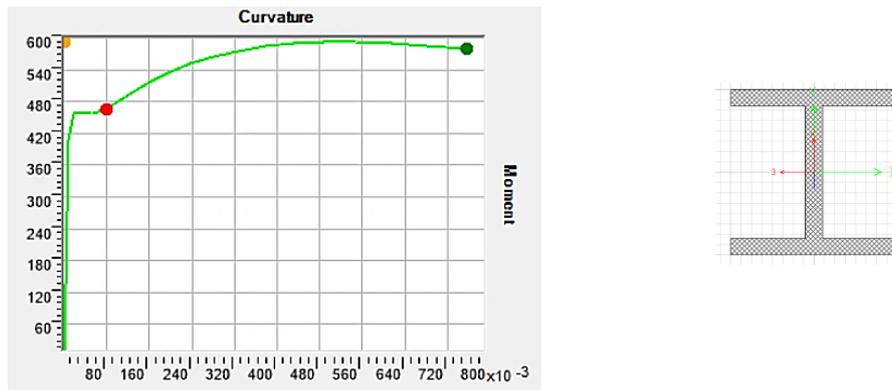


Figura 23 - Momento-Curvatura de sección de acero estructural W1 en SAP2000 ®

Para el desarrollo del modelo estructural, al igual que el caso anterior, no se considerará el modelado de las cimentaciones. Asimismo, los elementos de acero estructural (vigas y columnas) se modelarán con uniones articuladas para simplificar el análisis.

3.2. Análisis sísmico

3.2.1. Análisis modal espectral

El presente análisis se realizará a partir de los parámetros de la norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018). Para realizar este análisis, es necesario definir un espectro de pseudo-aceleración y un criterio de combinación modal. Respecto al primero, la norma propone la formulación del espectro a partir de parámetros sísmicos, los cuales se definen en la siguiente tabla:

Tabla 9 - Parámetros sísmicos

	Sistema de concreto armado	Sistema de acero estructural
Factor de Zona (Z)	El pabellón educativo estará ubicado en Lima, es por ello que le corresponde la zona sísmica 4 de acuerdo a la norma E.030.	
Factor de Uso (U)	El pabellón educativo se encuentra dentro de la categoría de Edificaciones Esenciales (A) según la norma E.030.	
Factor de Suelo (S)	Para la presente investigación, no se cuenta con estudio de suelos, pero se considera que el pabellón estará sobre un suelo bueno denominado S1	
Factor de Amplificación (C)	Este factor está relacionado con el periodo de la estructura y tiene tres tramos, el cual depende de los valores T_p y T_l . Estos valores están en la Tabla 4 de la norma E.030 y depende de la categoría de suelo.	
Factor de Reducción (R)	Se utilizará un sistema de muros estructurales al cual le corresponde un R igual a 6	Se utilizará un sistema de pórticos lateralmente arriostrados (OCBF), por eso se considera un R igual 4

Los valores de factor de reducción (R) fueron seleccionados a partir de los valores indicados en la Tabla N°9 – Sistemas Estructurales de la Norma E.030.

Respecto al criterio de combinación modal, se utilizará la combinación cuadrática completa (CQC) según lo indicado en la norma. Este criterio debe ser considerado en el programa SAP2000 ® al momento de introducir las cargas sísmicas en ambas direcciones de análisis.

3.2.2. Análisis estático no lineal

El presente análisis consiste en someter a la estructura a cargas monotónicas crecientes de forma gradual. Lo que se desea obtener al aplicar estas cargas es que la estructura se degrade lentamente para poder identificar la formación de rótulas plásticas. Como resultado final del análisis se tendrá una curva de capacidad.

Previo a determinar la curva de capacidad, es necesario definir las propiedades inelásticas de ambos sistemas estructurales, para luego asignar la carga monotónica en las direcciones de análisis.

A partir de la curva de capacidad, se puede determinar el desempeño estructural, mediante el uso de método de espectro de capacidad- demanda. Este método consiste en generar un espectro de capacidad, como se inició en el capítulo del Marco Teórico, el cual será superpuesto con el espectro de demanda. Este último se generará a partir de uso de 5 señales sísmicas, las cuales deben ser escaladas de acuerdo a lo indicado en la norma E.030. Para este proceso de escalamiento de las señales sísmicas, se utilizará el programa SeismoMatch ®.

Una vez obtenido el espectro de capacidad y demanda, se superponen ambas gráficas para obtener un punto de desempeño sísmico del sistema estructural. Este desempeño obtenido será contrastado con la propuesta del comité Visión 2000, la cual fue mencionada en el capítulo anterior.

A continuación, se muestra el método de espectro de capacidad- demanda, el cual será utilizado en la presente tesis:

Método del espectro de capacidad-demanda:

En este método se relacionan las propiedades de la estructura con espectros de demanda. Las propiedades de la estructura se ven reflejadas en la curva de capacidad como se mencionó

anteriormente. En este caso, es necesario convertir dicha curva en un espectro de capacidad. Para ello, se guiará de las siguientes ecuaciones:

- Cálculo de pseudo-aceleración (Sa) a partir de la fuerza cortante (V):

$$Sa = \frac{V}{L^{*2}} \cdot M^* \quad \dots (34)$$

- Cálculo de pseudo-desplazamiento (Sd) a partir del desplazamiento (x):

$$Sd = \frac{x}{L^*} \cdot M^* \quad \dots (35)$$

Las ecuaciones corresponden a una estructura de varios grados de libertad que consideran los valores de masa participativa (L^*) y masa generalizada (M^*).

Con las ecuaciones presentadas anteriormente, se determina el espectro de capacidad, el cual es compatible con los espectros de demanda que permite realizar el análisis estático no lineal.

Por otro lado, se tienen los espectros de demanda, los cuales deben ser adecuados al espectro ADSR que presenta un formato de Sa vs Sd. Para lograr ello, se utiliza la ecuación que relaciona Sa, T y Sd:

$$Sdi = \frac{T_i}{4\pi^2} \cdot Sai \cdot g \quad \dots (36)$$

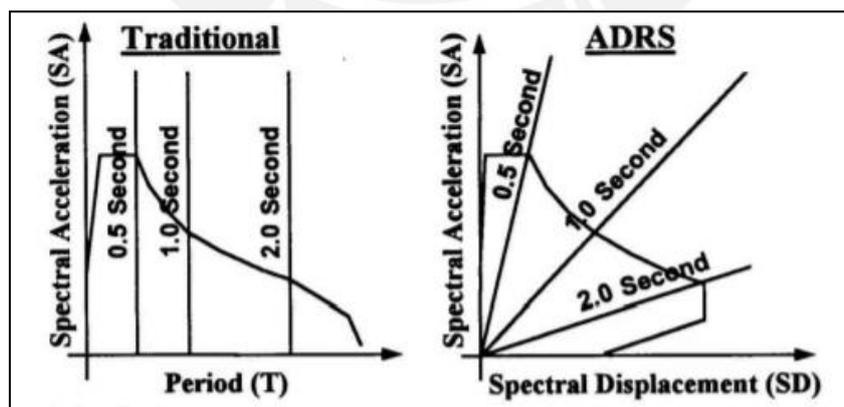


Figura 24 - Espectro ADRS (ATC,1996)

Una vez generado estos espectros, se determina el punto de desempeño de la estructura, mediante la superposición de ambas gráficas.

3.2.3. Análisis dinámico no lineal

Este análisis es conocido como tiempo historia no lineal, el cuál necesitará de 5 señales sísmicas, las cuales deben estar debidamente escaladas como indica la norma E.30. A diferencia del método estático no lineal, se utilizarán señales sísmicas para determinar el máximo desplazamiento y la máxima cortante basal del sistema estructural.

La norma E.030 indica lo siguiente respecto al escalamiento de señales sísmicas:

- Las señales sísmicas deben ser escaladas a un sismo raro propuesto por la norma.
- Entre los periodos $0.2T$ y $1.5T$, donde T es el periodo fundamental de la estructural, la señal sísmica debe presentar valores cercanos al sismo raro propuesto por la norma.

Al igual que el caso anterior, se utilizará el programa SeismoMatch[®] para escalar las señales sísmicas, para luego ingresar esta información al programa SAP 2000[®] para realizar el análisis tiempo-historia no lineal.

En el método se van a considerar las propiedades inelásticas de los elementos estructurales de ambos sistemas para analizar el comportamiento de la estructura en cada instante de la señal. A partir de ello, se determinan los desplazamientos asociados con sus respectivas cortantes basales.

Para la presente investigación, se utilizarán los resultados de este análisis y serán introducidos a la curva de capacidad. Con ello, se determinará el desempeño de los sistemas estructurales aislados generados por las 5 señales.

CAPÍTULO 4: ESTUDIO DEL CASO

4.1. Descripción

La presente investigación está enfocada en el análisis de un pabellón educativo de 7 niveles ubicado en Lima. Esta estructura presenta dos estructuraciones: una de concreto armado y otra de acero estructural, ambas aisladas en su base. Se considera, además, que el pabellón cuenta con plantas típicas. Se muestra la arquitectura de referencia del pabellón educativo:

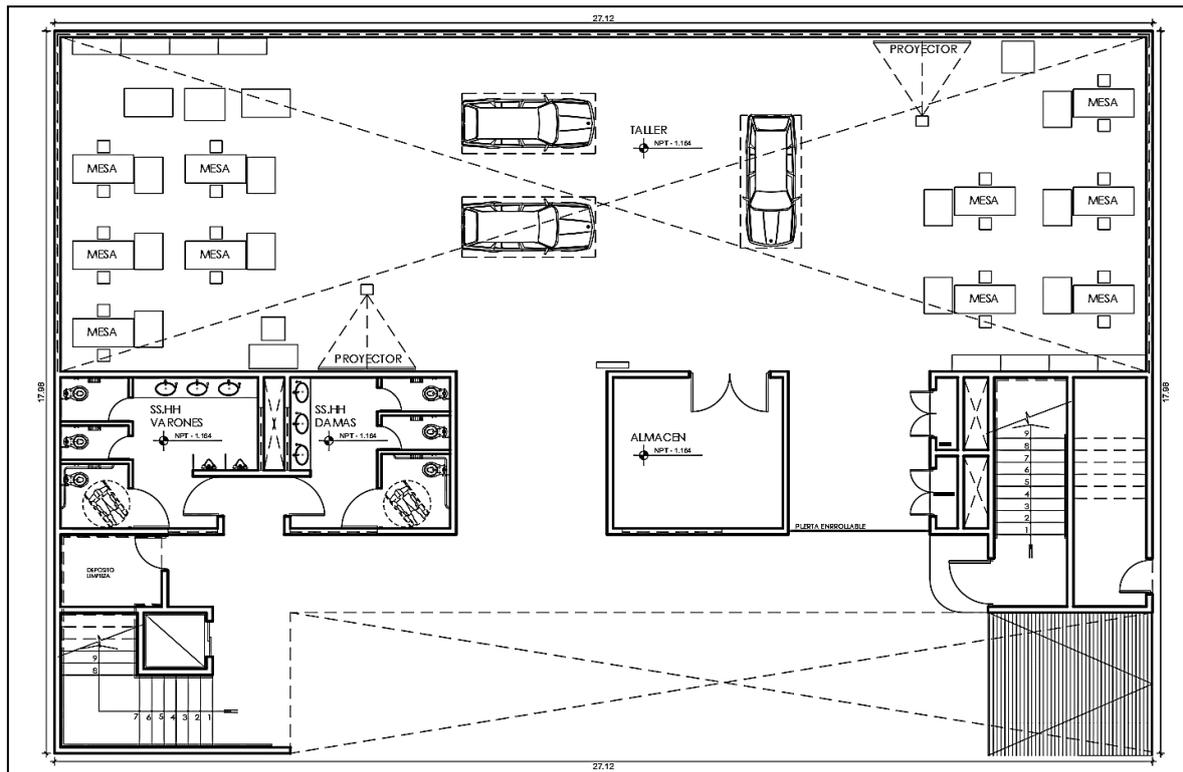


Figura 25 - Arquitectura del pabellón educativo a estudiar (Piso 1)

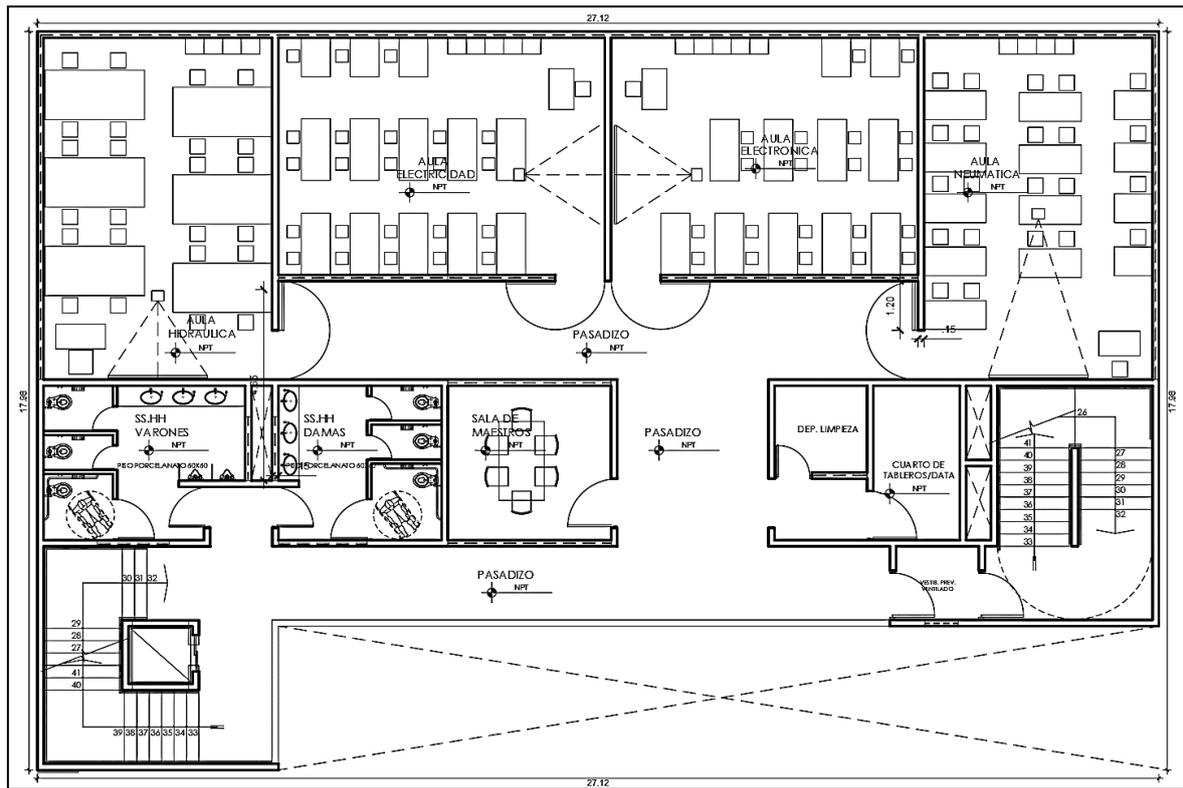


Figura 26 - Planta típica de arquitectura

A partir de la arquitectura presentada, se tiene las siguientes características estructurales para cada sistema:

- Para el caso del sistema de concreto armado, se utilizará un sistema de muros estructurales y se tendrá unos 7 niveles de 3 metros de altura cada uno. En el Anexo 5 se presentarán los planos de secciones de este sistema.
- Para el caso del acero estructural, se utilizará un sistema de pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados, y también se contará con 7 niveles de 3 metros de altura. En el Anexo 5 se presentarán los planos de secciones de este sistema.

4.2. Modelos estructurales

En este capítulo, se presentará los modelos estructurales de los sistemas aislados que fueron desarrollados en el programa SAP2000 ®. Alguna de las consideraciones aplicadas en los modelos son las siguientes:

- Las placas, columnas y vigas fueron modeladas como elementos tipo Frame.
- Las losas aligeradas, macizas y colaborantes, fueron modelados como elementos tipo Shell los cuales servirán para distribuir la carga a los elementos horizontales del tipo Frame.

- Los aisladores fueron modelados como elementos del tipo Link para representar el comportamiento de los aisladores de núcleo de plomo.
- Al referirnos a una estructura del tipo A, se considera un peso sísmico equivalente al 100% de la carga muerta y el 50% de la carga viva, como se indica en la norma E.030.
- Se emplearon 7 señales sísmicas las cuales fueron escaladas de acuerdo a lo indicado en la normativa E.030, para el análisis tiempo historia lineal.

A continuación, se presenta los modelos estructurales de cada sistema:

4.2.1. Modelo de sistema de concreto armado

El sistema de concreto, se caracteriza por tener 4 tipos de columnas, 4 tipos de placas y 9 secciones de viga, las cuales serán mostradas en el Anexo 5. Además, la estructura tiene un peso de 3231.12 ton y presente 14 aisladores distribuidos en su base.

El modelo se muestra a continuación:

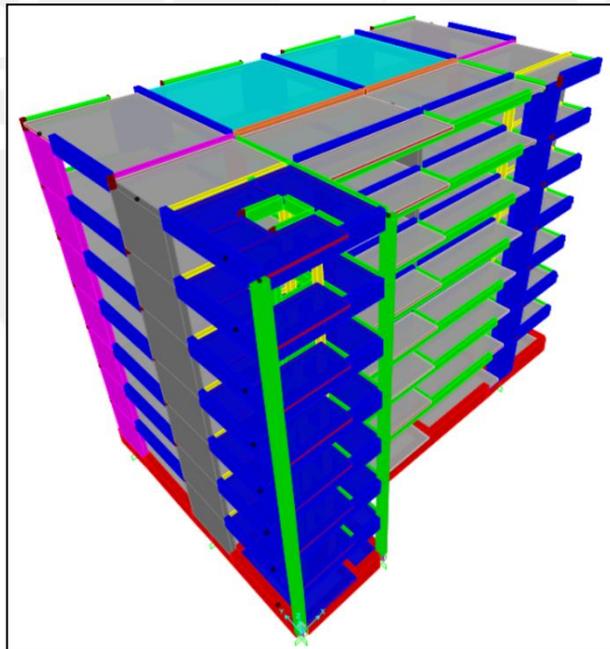


Figura 27 - Modelo de sistema de concreto armado aislado en su base

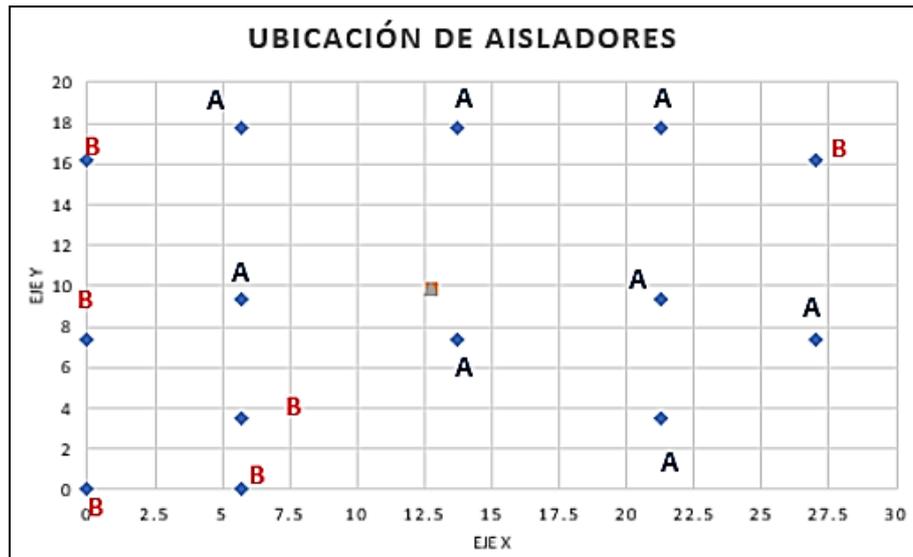


Figura 28 - Distribución de aisladores en la base del sistema de concreto armado

Para el caso de los aisladores, se realizó el procedimiento indicado en el capítulo de Metodología para determinar la rigidez efectiva y el desplazamiento de cada elemento. En este modelo, se utilizarán dos tipos de aisladores, los cuales presentan las siguientes características:

Tabla 10 - Características de los aisladores del sistema de concreto armado

AISLADOR	K1(ton/m)	K2(ton/m)	Keff(ton/m)	Qd(ton)	Qd/W	Fy(ton)	A	ξ_f	Dy (cm)	D (cm)
TIPO A	1200	120	158.94	12.10	4%	13.44	14.49	15%	1.12	31.06
TIPO B	970	97	115.55	5.76	4%	6.40	7.01	10%	0.66	31.06



Figura 29 - Gráfica de histéresis de aisladores del sistema de concreto armado

4.2.2. Modelo de sistema de acero estructural

El sistema de acero estructural se caracteriza por tener 2 tipos de columnas y 6 tipos de vigas, así como un sistema de arriostre, los cuales serán mostrados en el Anexo 5. Además, la estructura tiene un peso de 2090.71 ton y presente 17 aisladores distribuidos en su base.

El modelo se muestra a continuación:

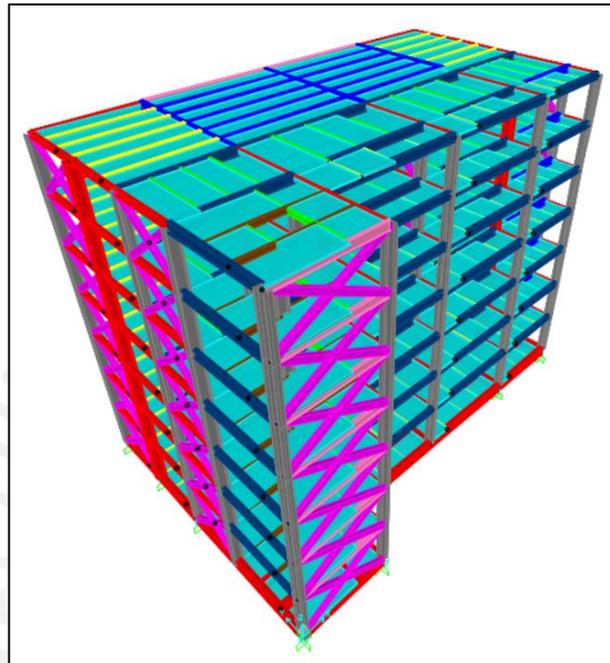


Figura 30 - Modelo de sistema de acero estructural aislado en su base

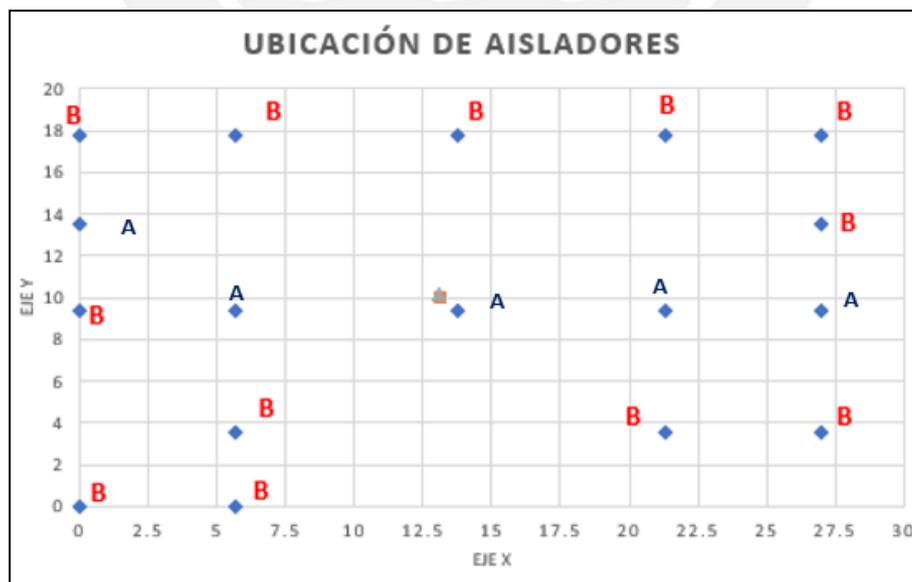


Figura 31 - Distribución de aisladores en la base del sistema de acero estructural

Para el caso de los aisladores, se realizó el procedimiento indicado en el capítulo de Metodología para determinar la rigidez efectiva y el desplazamiento de cada elemento. En este modelo, se utilizarán dos tipos de aisladores, los cuales presentan las siguientes características:

Tabla 11 - Características de los aisladores del sistema de acero estructural

AISLADOR	K1(ton/m)	K2(ton/m)	Keff(ton/m)	Qd(ton)	Qd/W	Fy(ton)	A	ξ_f	Dy (cm)	D (cm)
TIPO A	869	86.9	115.10	8.76	3.2%	9.73	10.49	15%	1.12	31.06
TIPO B	710	71	84.58	4.22	6.0%	4.69	5.13	10%	0.66	31.06

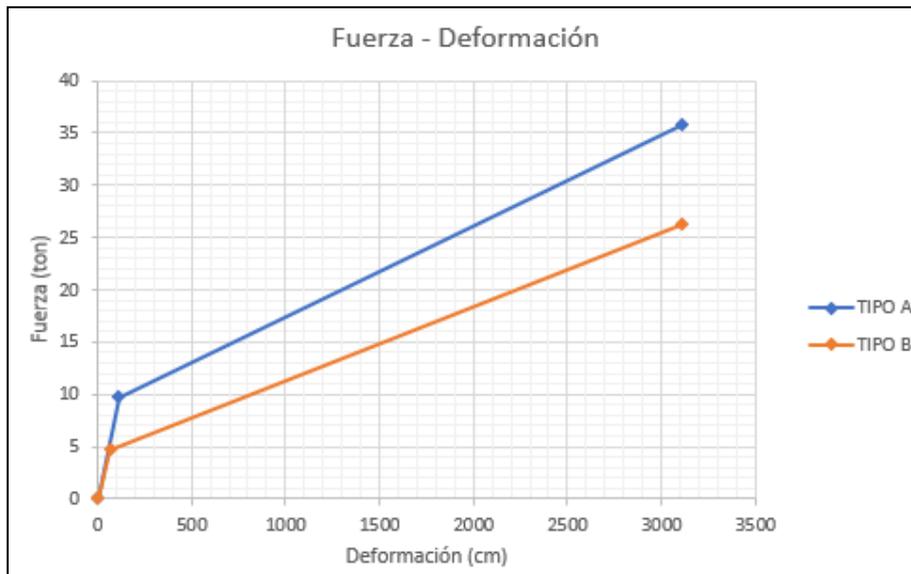


Figura 32 - Gráfica de histéresis de aisladores del sistema de acero estructural

CAPITULO 5: ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DE SISTEMAS AISLADOS

El presente capítulo se base en el análisis modal espectral de los sistemas estructurales aislados siguiendo los lineamientos de la norma E.031- Aislamiento Sísmico. La intención del análisis a realizar consiste en tener una visión global del comportamiento de cada sistema estructural, en especial cuando ambas estructuras se encuentran aislada en su base. Además del análisis modal, es necesario verificar el desplazamiento generado por el uso de 7 señales sísmicas.

5.1. Parámetros sísmicos

Los parámetros sísmicos fueron introducidos en el capítulo de Metodología (acapice 3.2.1), los cuales representan parámetros de zona, uso, tipo de suelo y sistema estructural. Se resume los parámetros para ambos sistemas estructurales:

Tabla 12 - Parámetros sísmicos para ambos sistemas estructurales

Parámetros sísmicos	Símbolo	Valor
Factor de zona (Z)	Z4	0.45
Factor de uso (U)	U	1.00
Factor de suelo (S)	S1	1.00
Factor de reducción sísmica (R)	R	1.00

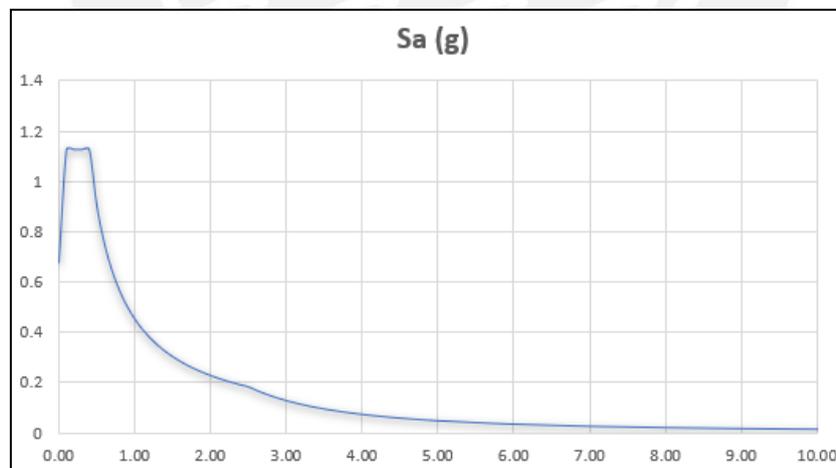


Figura 33 - Diagrama de pseudo-aceleración para estructura aislada

Cabe indicar que, para el análisis modal espectral con aisladores, se utilizó un valor de R igual a 1 y un valor de U igual a 1, como indica la norma E-031. Con esto, se generó un nuevo espectro de pseudo-aceleración. Previo a realizar el presenten análisis, se debe verificar que

ambos sistemas estructurales, con base fija, no presenten problemas por derivas, torsión y piso blando. Este análisis se especifica en el Anexo 1.

Como se mencionó en el capítulo de Metodología, se debe obtener una deriva menor a 0.0035 y 0.0050 para el análisis modal espectral y tiempo historia respectivamente. Además, para este análisis, se define un periodo objetivo igual a 2.50 segundos.

5.2. Resultados obtenidos

Se presentan los resultados del análisis modal espectral y el análisis tiempo-historia de la estructura aislada. Como se mencionó, se debe corroborar que la deriva sea menor a 0.0035, para el caso del análisis modal espectral, y, también, la deriva debe ser menor que 0.005 para el análisis tiempo-historia. Los resultados se muestran a continuación:

5.2.1. Análisis Modal espectral del sistema de concreto armado aislado

Se muestra los modos estructurales del sistema:

Tabla 13 - Modos estructural del sistema de concreto

Modo	T(seg)	UX	UY	RZ
1	2.67	0.99	0.01	0.00
2	2.65	0.01	0.99	0.00
3	2.39	0.00	0.00	0.997

Se puede apreciar, que se tiene un periodo fundamental (2.67seg) mayor al periodo objetivo (2.5 seg), por lo que se puede afirmar que se están cumpliendo los parámetros establecidos.

Se muestra los desplazamientos y derivas generadas por los espectros:

Tabla 14 - Derivas en la dirección X del sistema de concreto

Piso	Desplazamiento (m)	Deriva
Piso 7	0.1999	0.00087
Piso 6	0.1973	0.00097
Piso 5	0.1944	0.00110
Piso 4	0.1911	0.00120
Piso 3	0.1875	0.00130
Piso 2	0.1836	0.00130
Piso 1	0.1797	0.00115

Tabla 15 - Derivas en la dirección Y del sistema de concreto

Piso	Desplazamiento (m)	Deriva
Piso 7	0.1958	0.00053
Piso 6	0.1942	0.00060
Piso 5	0.1924	0.00070
Piso 4	0.1903	0.00077
Piso 3	0.188	0.00083
Piso 2	0.1855	0.00090
Piso 1	0.1828	0.00088

Como se aprecia, las derivas generadas en el sistema aislado son menores a 0.0035 por lo cual se puede concluir que la estructura propuesta cumple con los lineamientos de la norma E.031.

5.2.2. Análisis Modal espectral del sistema de acero estructural aislado

Se muestra los modos estructurales del sistema de acero:

Tabla 16 - Modos estructural del sistema de acero

Modo	T(seg)	UX	UY	RZ
1	2.56	0.000	0.997	0.000
2	2.42	0.996	0.000	0.003
3	1.90	0.002	0.000	0.994

Se puede apreciar, que se tiene un periodo fundamental (2.56seg) mayor al periodo objetivo (2.5 seg), por lo que se puede afirmar que se están cumpliendo los parámetros establecidos.

Se muestra los desplazamientos y derivas generadas por los espectros:

Tabla 17 - Derivas en la dirección X del sistema de acero

Piso	Desplazamiento (m)	Deriva
Piso 7	0.1928	0.00073
Piso 6	0.1906	0.00080
Piso 5	0.1882	0.00090
Piso 4	0.1855	0.00100
Piso 3	0.1825	0.00110
Piso 2	0.1792	0.00117
Piso 1	0.1757	0.00124

Tabla 18 - Derivas en la dirección Y del sistema de acero

Piso	Desplazamiento (m)	Deriva
Piso 7	0.2035	0.00133
Piso 6	0.1995	0.00140
Piso 5	0.1953	0.00147
Piso 4	0.1909	0.00147
Piso 3	0.1865	0.00150
Piso 2	0.182	0.00157
Piso 1	0.1773	0.00155

Como se apreciar, las derivas generas en el sistema aislado son menores a 0.0035 por lo cual se puede concluir que la estructura propuesta cumple con los lineamientos de la norma E.031.

5.2.3. Análisis Tiempo historia de los sistemas con base aislada

Así mismo, para corroborar el predimensionamiento de los aisladores, la E.031 propone realizar el análisis tiempo historia con 7 señales sísmicas, las cuales deben generar como resultado, una deriva menor a 0.005. Los resultados se muestran a continuación:

Tabla 19 - Derivas generadas por el análisis tiempo-historia del sistema de concreto armado

X-X	ANGOL	COQUIMBO	LIMA	AREQUIPA	TARAPACA	VALAPARAISO	CONCEPCIÓN	MAX	PROMEDIO
Desplaza. (m)	0.096	0.1049	0.1139	0.1224	0.994	0.1009	0.1444	0.994	0.2395
Deriva	0.00097	0.00127	0.00113	0.00097	0.00103	0.00097	0.00113	0.00127	0.00107
Desp. Aisl (m)	0.0779	0.0853	0.0952	0.1057	0.1024	0.0823	0.1246		
Fmax aisl (ton)	247.10	249.24	241.71	278.89	240.37	254.56	287.70	keff (ton/m)	ceff
kM (ton/m)	3172.04	2921.88	2538.96	2638.51	2347.40	3093.08	2308.96	194.09	20.27

Y-Y	ANGOL	COQUIMBO	LIMA	AREQUIPA	TARAPACA	VALAPARAISO	CONCEPCIÓN	MAX	PROMEDIO
Desplaza. (m)	0.083	0.0969	0.1379	0.1351	0.1218	0.1492	0.1359	0.1492	0.12283
Deriva	0.00077	0.00045	0.00082	0.00093	0.00067	0.00080	0.00103	0.00103	0.00078
Desp. Aisl (m)	0.0737	0.0891	0.1234	0.1183	0.1101	0.1353	0.1174		
Fmax aisl (ton)	240.90	258.20	301.99	292.15	286.74	229.03	278.82	keff (ton/m)	ceff
kM (ton/m)	3268.64	2897.83	2447.26	2469.55	2604.40	1692.75	2374.99	181.18	19.59

Tabla 20 - Derivas generadas por el análisis tiempo-historia del sistema de acero estructural

X-X	ANGOL	COQUIMBO	LIMA	AREQUIPA	TARAPACA	VALAPARAISO	CONCEPCIÓN	MAX	PROMEDIO
Desplaza. (m)	0.0861	0.12	0.1198	0.1063	0.0955	0.1075	0.136	0.136	0.1102
Deriva	0.00067	0.00091	0.00167	0.00082	0.00073	0.00209	0.00106	0.00209	0.0011
Desp. Aisl (m)	0.06944	0.09667	0.09537	0.08574	0.07685	0.08565	0.10926		
Fmax aisl (ton)	100.79	108.41	123.13	111.30	113.18	106.13	130.31	keff (ton/m)	ceff
kM (ton/m)	1451.38	1121.52	1291.05	1298.06	1472.64	1239.09	1192.65	80.95	8.67

Y-Y	ANGOL	COQUIMBO	LIMA	AREQUIPA	TARAPACA	VALAPARAISO	CONCEPCIÓN	MAX	PROMEDIO
Desplaza. (m)	0.0852	0.125	0.1149	0.1214	0.1088	0.1229	0.1396	0.1396	0.1168
Deriva	0.00082	0.00203	0.00217	0.00112	0.00113	0.00185	0.00112	0.00217	0.0015
Desp. Aisl (m)	0.06402	0.09321	0.07579	0.09107	0.08161	0.09027	0.10509		
Fmax aisl (ton)	83.32	107.65	93.44	105.92	105.22	99.17	113.92	keff (ton/m)	ceff
kM (ton/m)	1301.48	1154.87	1232.90	1163.09	1289.39	1098.67	1083.99	79.28	8.58

Como se aprecia, las derivas generadas en los sistemas aislados son menores a 0.0050 por lo cual se puede concluir que la estructura propuesta cumple con los lineamientos de la norma E.031.

5.2.4. Verificación de resultados

Se muestra, de forma resumida, el cumplimiento de las derivas tanto para el análisis modal espectral y tiempo-historia de acuerdo a lo indicado en la norma E.031. Esto se aprecia en las siguientes tablas:

Tabla 21 - Verificación de cumplimiento de derivas del sistema de concreto armado

X-X	Dmax (m)	Deriva máxima	Deriva admisible
Modal espectral	0.1999	0.00130	0.0035
Tiempo historia	0.1444	0.00127	0.0050

Y-Y	Dmax (m)	Deriva máxima	Deriva admisible
Modal espectral	0.1958	0.00090	0.0035
Tiempo historia	0.1492	0.00103	0.0050

Tabla 22 - Verificación de cumplimiento de derivas del sistema de acero estructural

X-X	Dmax (m)	Deriva máxima	Deriva admisible
Modal espectral	0.1956	0.00161	0.0035
Tiempo historia	0.1434	0.00142	0.0050

Y-Y	Dmax (m)	Deriva máxima	Deriva admisible
Modal espectral	0.2057	0.00182	0.0035
Tiempo historia	0.1601	0.00203	0.0050

CAPITULO 6: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

En este capítulo, se describirá el desarrollo del análisis estático no lineal, el cual se basa en someter a la estructura a cargas monotónicas crecientes para que se generen desplazamientos incrementales. La finalidad de este análisis es que los elementos estructurales incurrieren en un estado inelástico de manera gradual.

Para el estudio del comportamiento inelástico de los elementos de concreto armado y acero estructural, se debe considerar propiedades inelásticas. En un análisis sísmico convencional, estas son ignoradas, debido a que estos son análisis elásticos. Es por ello, que se presentará el modelamiento de las propiedades inelásticas de acuerdo a lo indicado en el capítulo de Metodología; luego, se presentará de forma global los cálculos de estas propiedades y sus niveles de daño. Finalmente, se presentarán los resultados obtenidos para el sistema de concreto armado y acero estructural.

6.1. Propiedades inelásticas de las secciones

Se presentarán las propiedades inelásticas de los elementos estructurales más esforzados de cada sistema estructural. En el Anexo 4, se detallarán las propiedades de todas las secciones que componen a la estructura. Se detalla, a continuación, las propiedades de las secciones de vigas y luego las secciones de columnas y/o placas para ambos sistemas.

6.1.1. Secciones del sistema de concreto armado

De acuerdo a lo mencionado en el capítulo de Metodología, se calculará las propiedades inelásticas de las secciones de concreto armado, las cuales se ven reflejadas en el diagrama Momento-Curvatura. El modelo de comportamiento de concreto será el propuesto por Park y Paulay para concreto confinado y para el modelo de comportamiento del acero de refuerzo, será el modelo elastoplástico perfecto.

6.1.1.1. Secciones de vigas

Las propiedades inelásticas de las vigas para el desarrollo del análisis estático no lineal son representadas en el diagrama Momento-Curvatura, el cual tendrá un comportamiento bilineal. Con este diagrama, se busca resaltar el punto donde se genera la primera fluencia y el punto donde se genera la rotura del concreto. Para lograr ello, se utilizó una hoja de cálculo que nos permita determinar esos dos puntos.

El diagrama de Momento-Curvatura de la viga, se muestra a continuación:

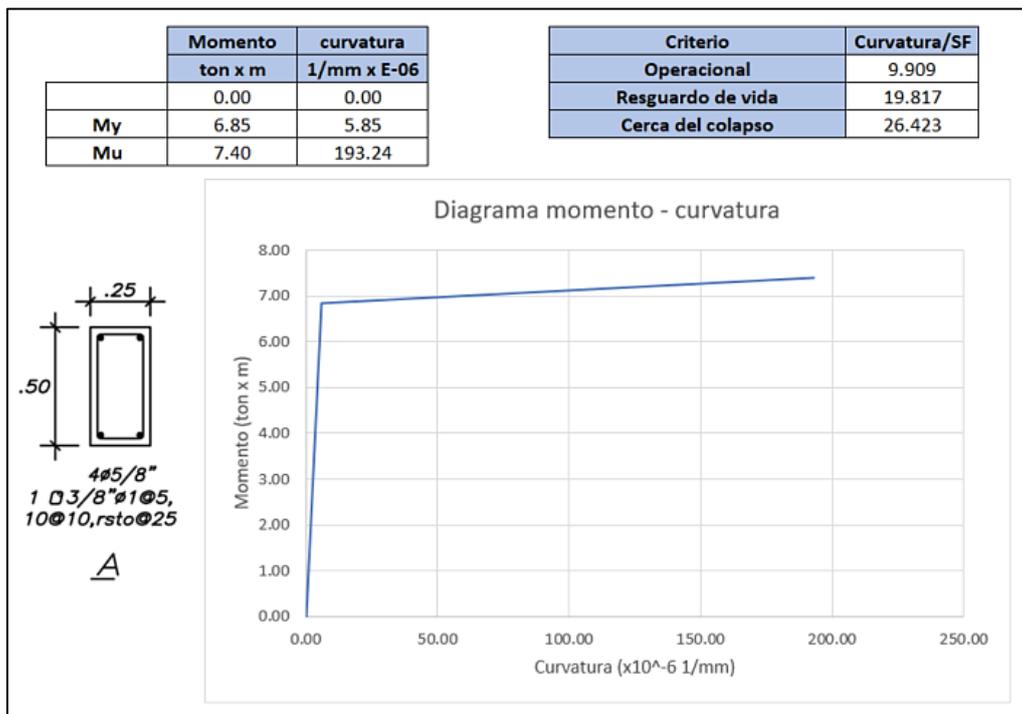


Figura 34 - Diagrama Momento-Curvatura de viga de sección A-A

6.1.1.2. Secciones de columnas

Las propiedades inelásticas de las columnas para el desarrollo del análisis estático no lineal son representadas en el diagrama Momento-Curvatura, el cual tendrá un comportamiento bilineal. Con este diagrama, se busca resaltar el punto donde se genera la primera fluencia y el punto donde se genera la rotura del concreto. Para lograr ello, se utilizó una hoja de cálculo que nos permita determinar esos dos puntos. A diferencia del caso de vigas, se considera la aplicación de cargas axiales, dado que el elemento trabaja a flexocompresión.

A continuación, se muestra el diagrama de Momento-Curvatura de una columna:

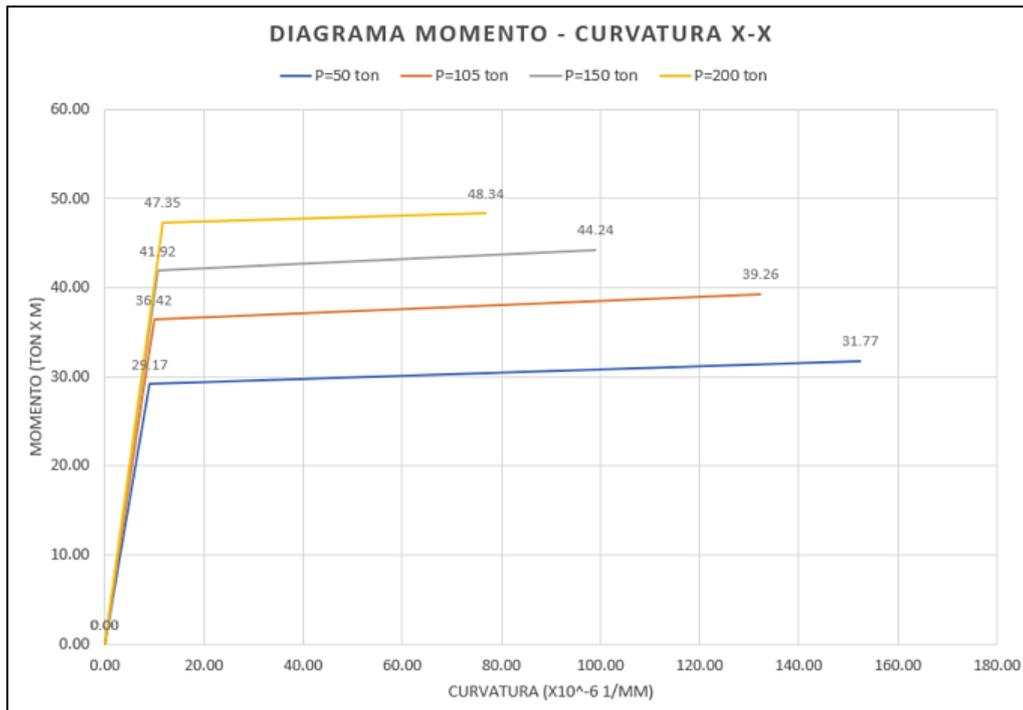


Figura 35- Diagrama de Momento- Curvatura de columna C-1

Además, se presenta el diagrama de interacción de la columna, dado que esta propiedad es necesaria para el análisis inelástico de las columnas.

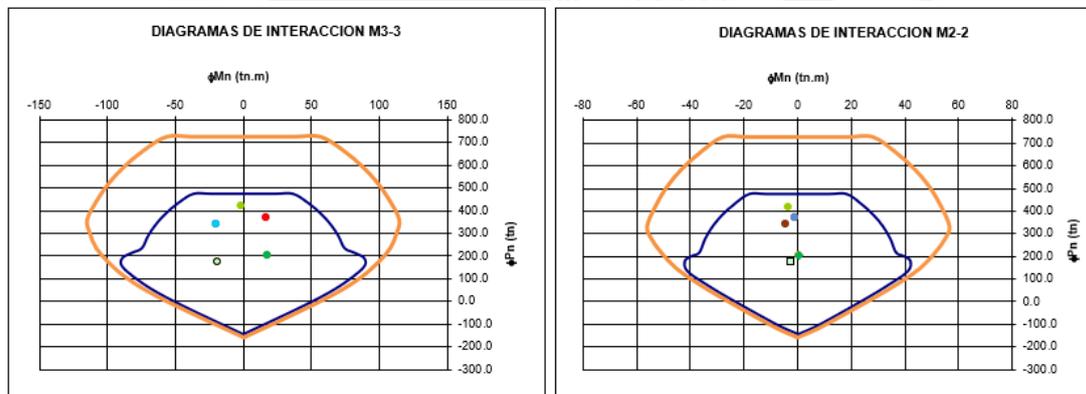


Figura 36 - Diagramas de interacción de columna C-1

6.1.2. Secciones del sistema de acero estructural

De acuerdo a lo mencionado en el capítulo de Metodología, se calculará las propiedades inelásticas de las secciones de acero estructural, las cuales se ven reflejadas en el diagrama Momento-Curvatura. El modelo de comportamiento del acero será el modelo elastoplástico, además se utilizará la parametrización del ASCE 41-13 para la generar el diagrama Momento – Curvatura. Como se indicó anteriormente, las vigas están articuladas en sus extremos, es por

ello que no es necesario definir rótulas en estas secciones; sin embargo, se puede definir rótulas para las columnas y elementos de arriostramiento.

6.1.2.1. Secciones de arriostramiento

Las propiedades inelásticas del arriostramiento para el desarrollo del análisis estático no lineal son representadas en el diagrama Fuerza-Desplazamiento, el cual tendrá un comportamiento bilineal. Con este diagrama, se busca resaltar el punto donde se genera la primera fluencia y el punto donde se genera la rotura de la sección de acero. Para lograr ello, se utilizó una hoja de cálculo que nos permita determinar esos dos puntos. El diagrama de arriostramiento es el siguiente:

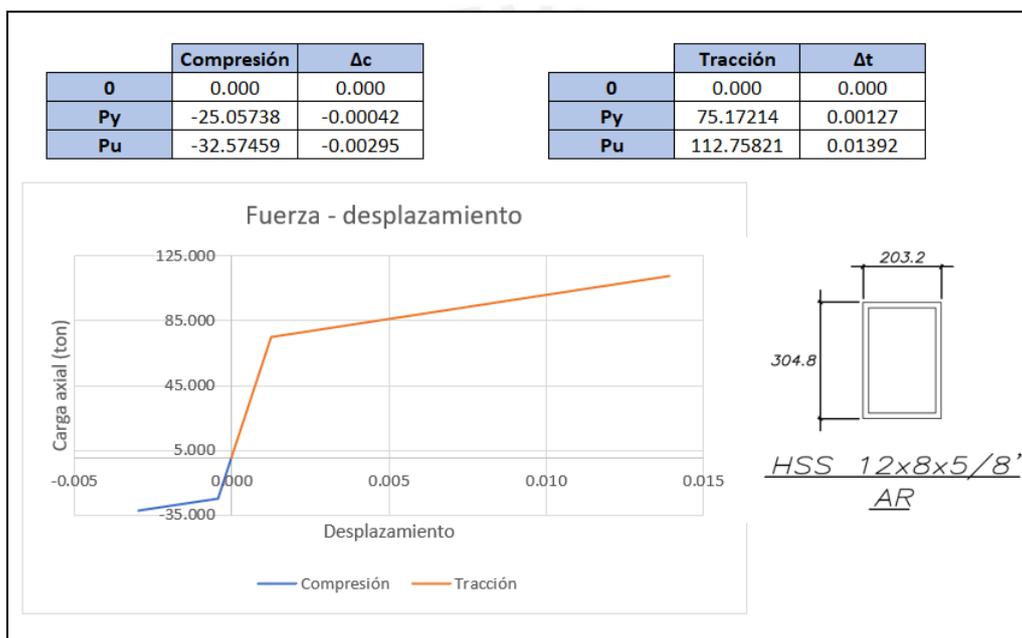


Figura 37 - Diagrama Fuerza-Desplazamiento de arriostramiento

6.1.2.2. Secciones de columnas

Las propiedades inelásticas de las columnas para el desarrollo del análisis estático no lineal son representadas en el diagrama Momento-Curvatura, el cual tendrá un comportamiento bilineal. Con este diagrama, se busca resaltar el punto donde se genera la primera fluencia y el punto donde se genera la rotura de la sección de acero. Para lograr ello, se utilizó una hoja de cálculo que nos permita determinar esos dos puntos. A diferencia del caso de vigas, se considera la aplicación de cargas axiales, dado que el elemento trabaja a flexocompresión.

A continuación, se muestra el diagrama de Momento-curvatura de una columna:

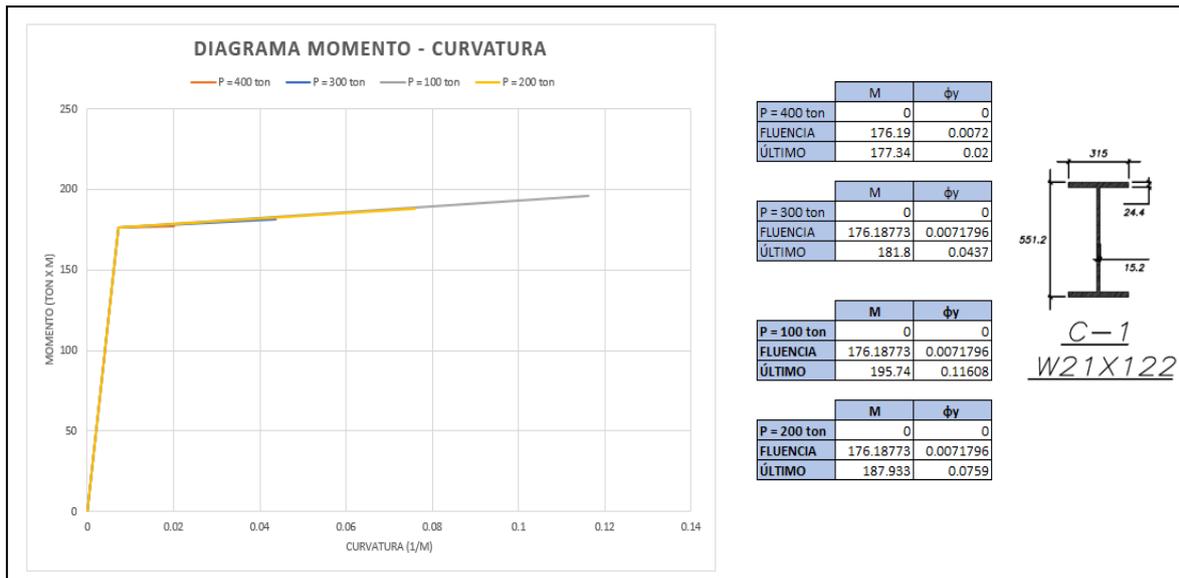


Figura 38- Diagrama de Momento-Curvatura de columna C-1

Además, se presenta el diagrama de interacción de la columna, dado que esta propiedad es necesaria para el análisis inelástico de las columnas.

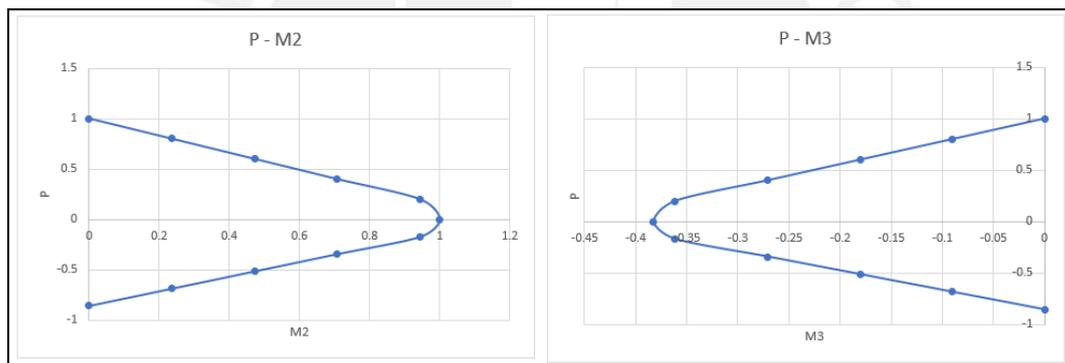


Figura 39 - Diagramas de interacción de columna C-1

6.2. Modelado de propiedades inelásticas

En esta sección, se enfocará en mostrar el procedimiento de asignación de rótulas plásticas en el modelo estructural, mediante el uso del programa SAP2000®.

6.2.1. Modelado de Rótulas Plásticas

En el programa SAP2000® se modelan las rótulas plásticas de las secciones, ya sea de concreto armado o acero estructural, utilizando el menú Define; luego, la opción Section Properties; finalmente, Hinge Properties. En esta última se ingresa de manera manual las características inelásticas mostradas anteriormente.

6.2.1.1. Rótulas Plásticas en la estructura de concreto armado

En esta sección, se describe la definición de rótulas plásticas en las vigas y columnas de concreto armado. Para ello, es necesario tener en cuenta lo siguiente:

- Para el caso de las vigas, los rótulos se modelan como tipo M3, en donde se requiere ingresar datos del diagrama momento-curvatura considerando el diagrama bilineal presentado anteriormente. Además, se modelan los puntos propuestos por la SEAOC (1995) los cuales son: ocupación inmediata, resguardo de vida y prevención de colapso.

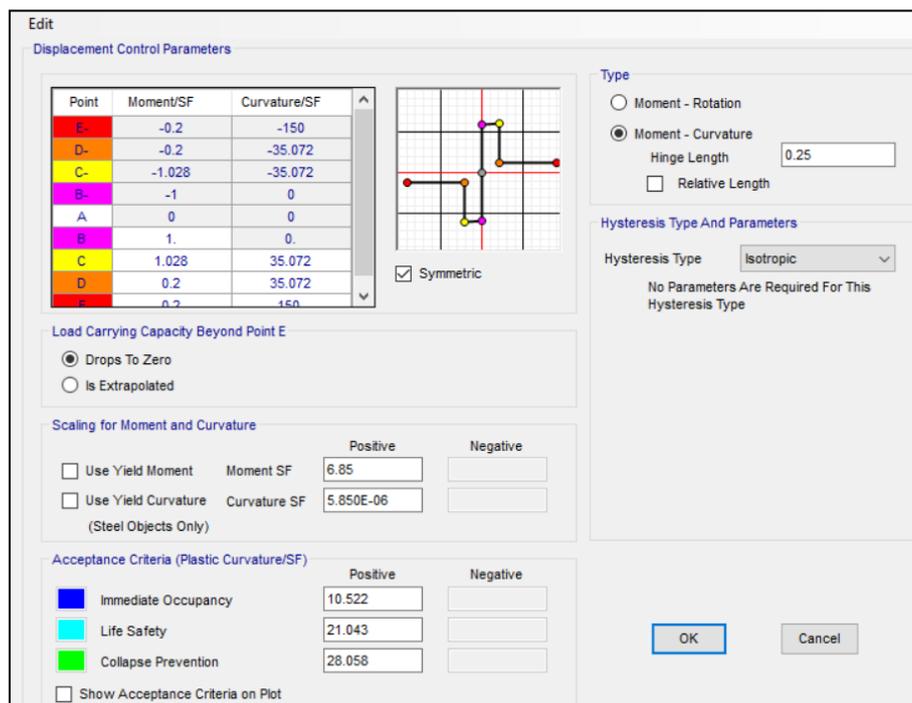


Figura 40 - Modelo de rótula plástica para sección de viga A-A

- Para el caso de columnas, las rótulas se modelan como tipo P-M2-M3, en donde se debe ingresar los datos del diagrama momento-curvatura y los datos de la curva de interacción de la columna. Además, para la presente tesis, se considera la aplicación de 4 cargas axiales con su respectivo diagrama de momento-curvatura.

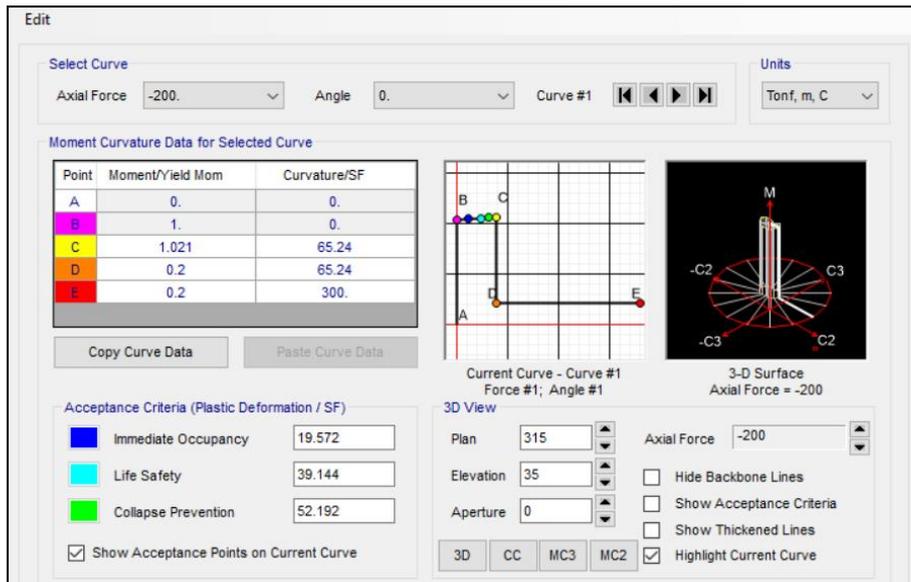


Figura 41 - Modelo de rótula plástica para columna C-1 con P=-200 ton

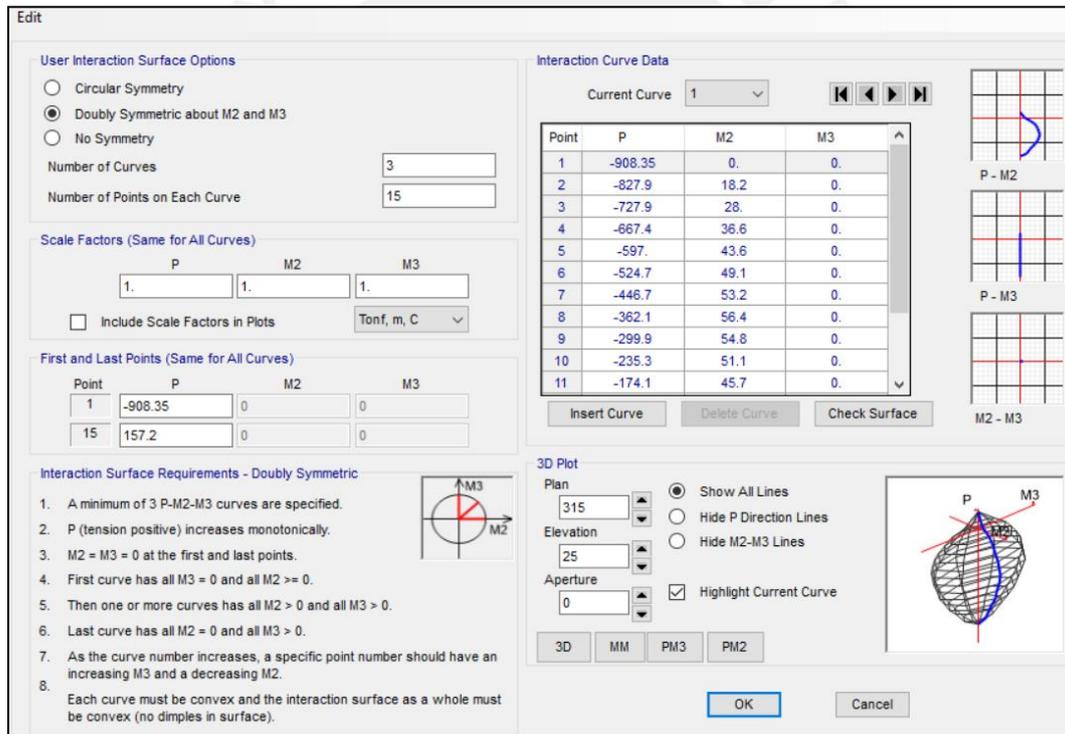


Figura 42 - Superficie de interacción de columna C-1

6.2.1.2. Rótulas Plásticas en la estructura de acero estructural

En esta sección, nos enfocaremos en describir la definición de rótulas plásticas en las vigas y columnas de acero estructural. Para ello, es necesario tener en cuenta lo siguiente:

- Para el caso de las vigas, las rótulas se modelan como tipo M3, en donde se requiere ingresar, datos del diagrama momento-curvatura considerando el diagrama bilineal

presentado anteriormente. Además, se modelan los puntos propuestos por la SEAOC (1995) los cuales son: ocupación inmediata, resguardo de vida y prevención de colapso.

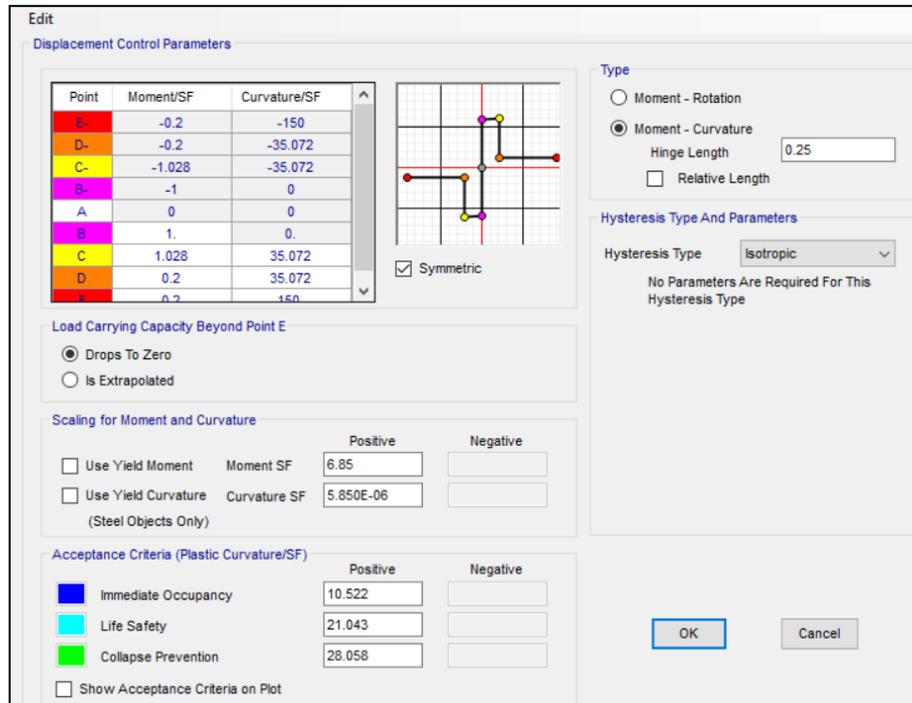


Figura 43 - Modelo de rótula plástica para sección de viga A-A

- Para el caso de columnas, las rótulas se modelan como tipo P-M2-M3, en donde se debe ingresar los datos del diagrama momento-curvatura y los datos de la curva de interacción de la columna. Además, para la presente tesis, se considera la aplicación de 4 cargas axiales con su respectivo diagrama de momento-curvatura.

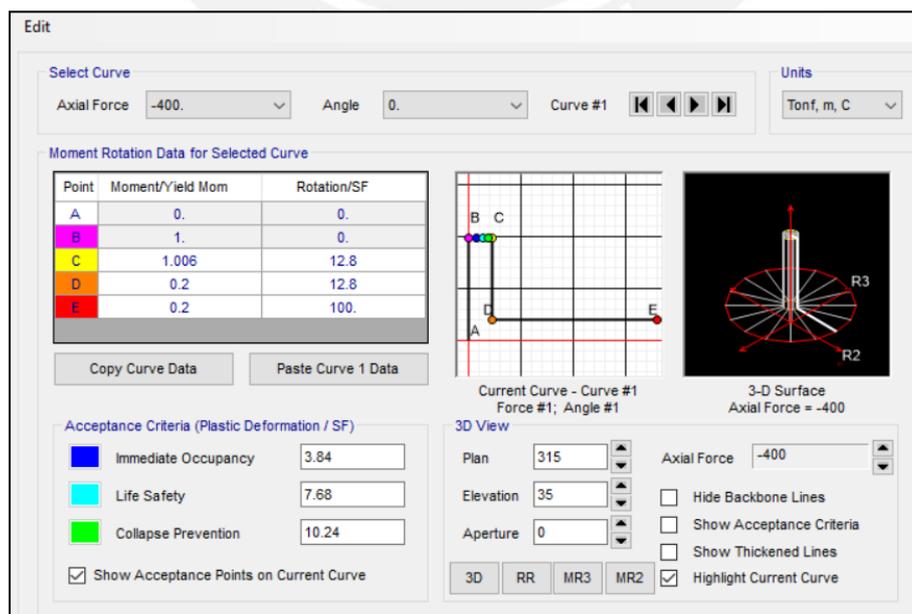


Figura 44 - Modelo de rótula plástica para columna C-1 con P=-400 ton

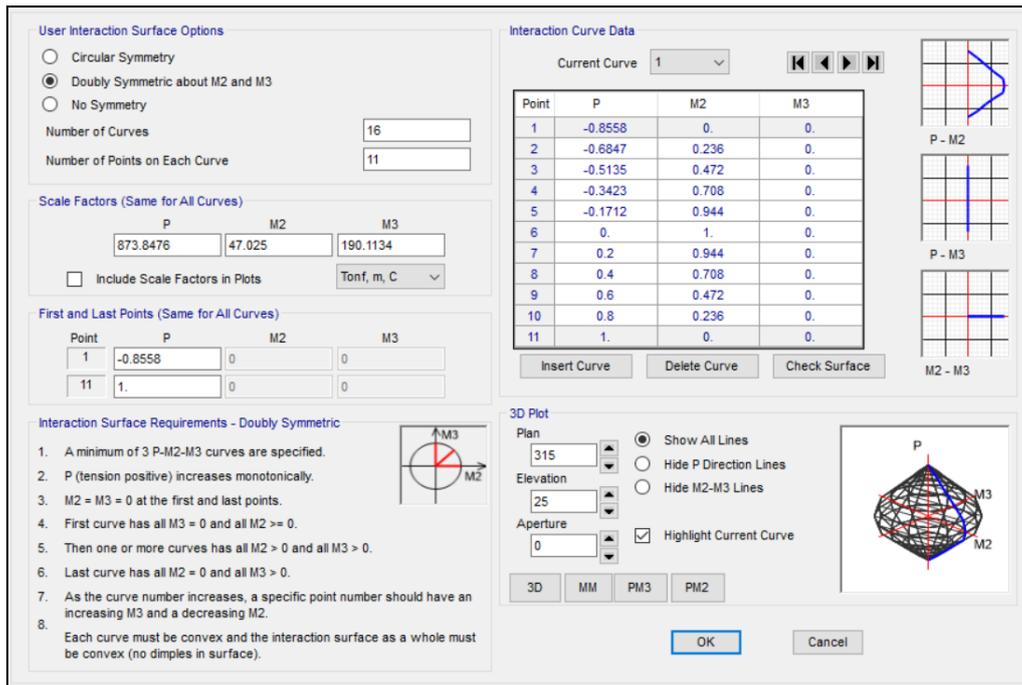


Figura 45 - Superficie de interacción de columna C-1

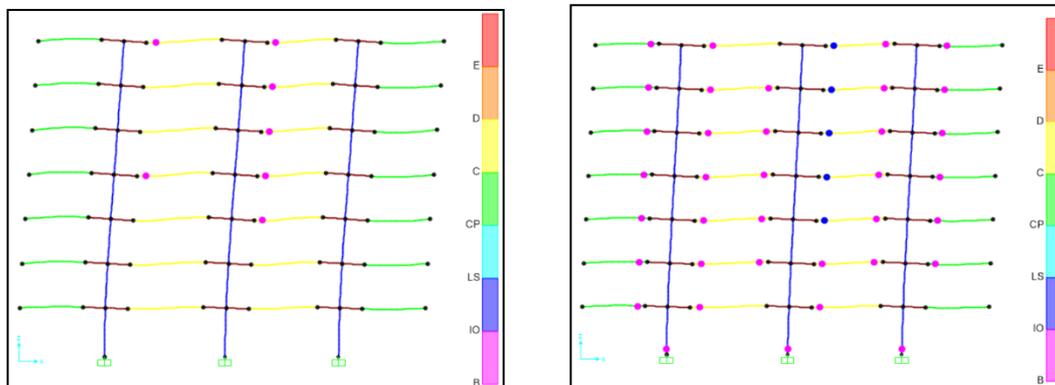
6.3. Resultados obtenidos

6.3.1. Resultados obtenidos del sistema de concreto

Se detalla la formación de rotulas en el sistema de concreto armado; para ello, se debe mostrar la generación de la primera fluencia, la etapa de ocupación inmediata, resguardo de vida y prevención del colapso. Los resultados se muestran en la dirección longitudinal y transversal, tanto para el sistema con base fija como para el sistema aislado.

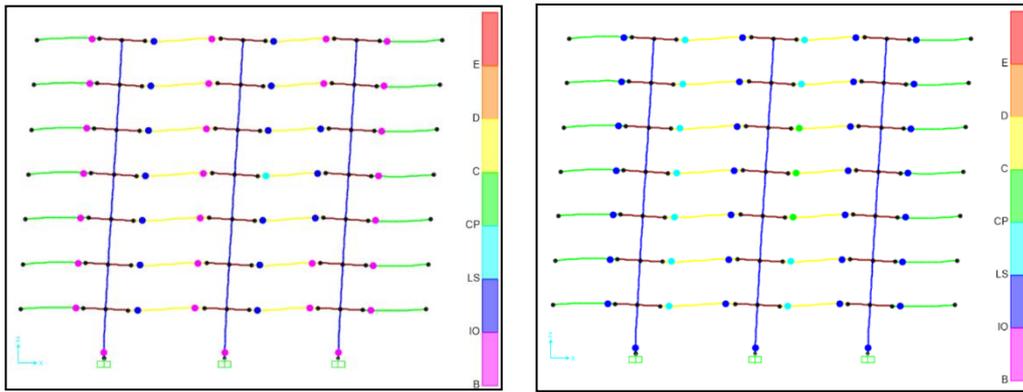
6.3.1.1. Formación de rótulas plásticas del sistema con base fija

a. Dirección longitudinal:



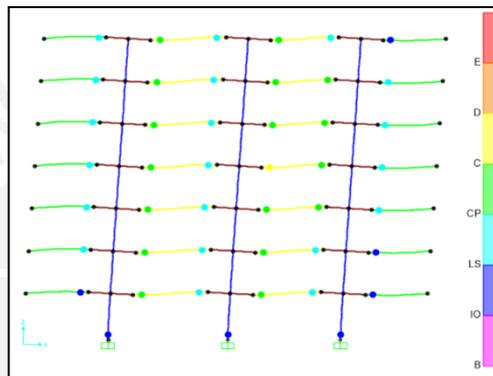
(A) Primera fluencia

(B) Ocupación Inmediata



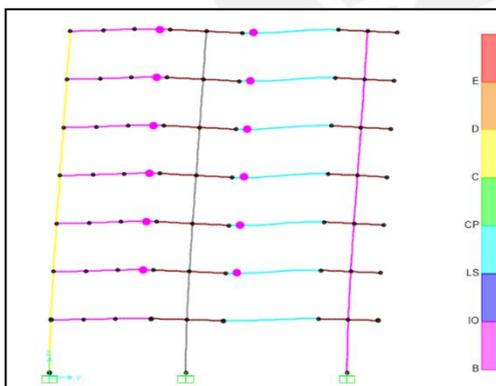
(C) Resguardo de vida

(D) Prevención del colapso

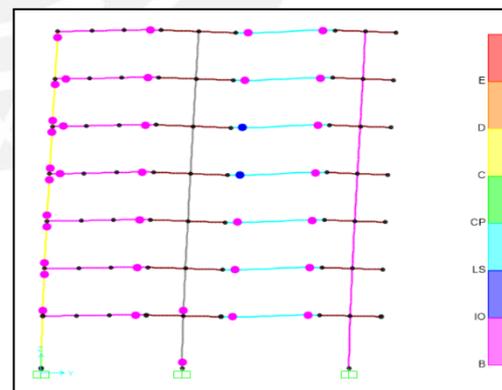


(E) Agotamiento

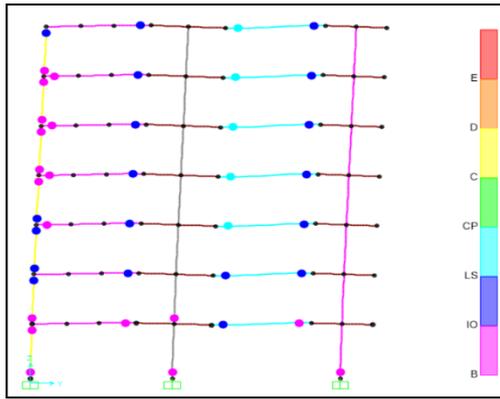
b. Dirección transversal:



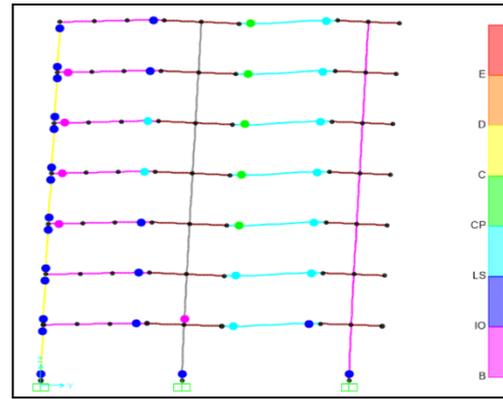
(A) Primera fluencia



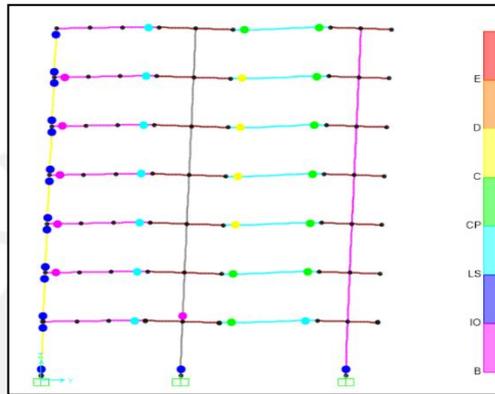
(B) Ocupación Inmediata



(C) Resguardo de vida



(D) Prevención del colapso



(E) Agotamiento

6.3.1.2. Curva de capacidad de sistema con base fija

En esta sección, se presenta la curva de capacidad obtenida directamente del análisis descrito anteriormente. Esta curva de capacidad se caracteriza por relacionar el desplazamiento en el techo con la cortante basal en la estructura. Se presentan las curvas de capacidad en la dirección longitudinal (X-X) y en la dirección transversal (Y-Y), con su respectivo ajuste bilineal:

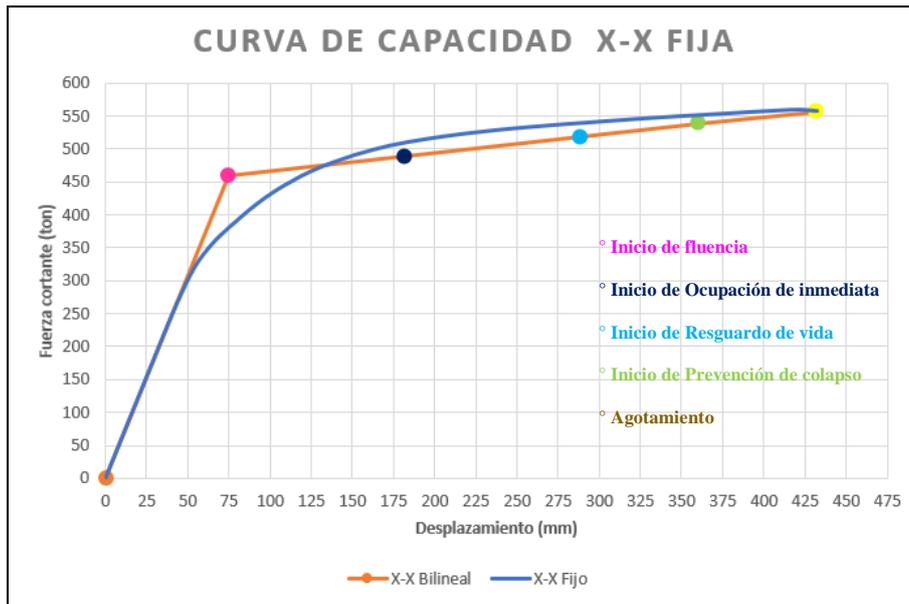


Figura 46 - Curva de capacidad en la dirección longitudinal del sistema de concreto con base fija

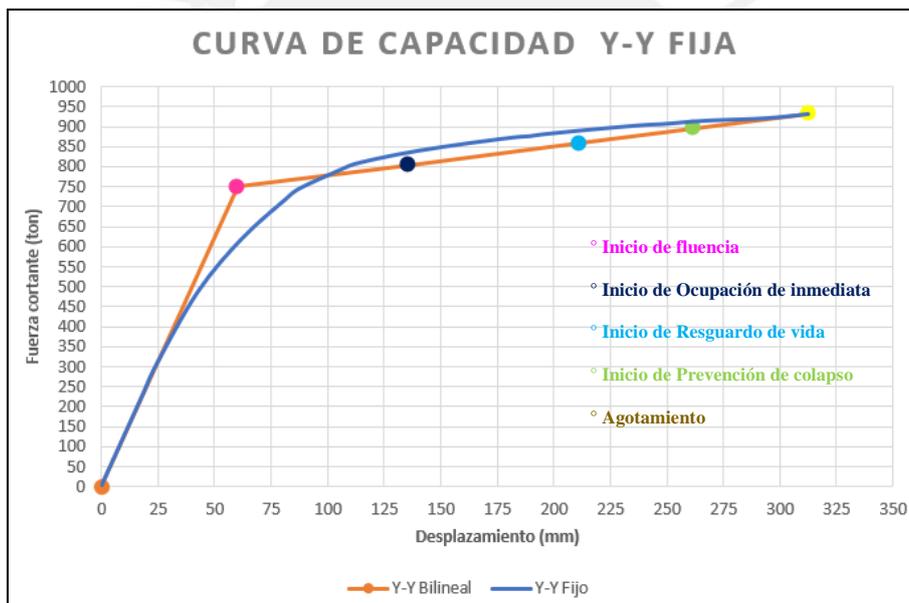
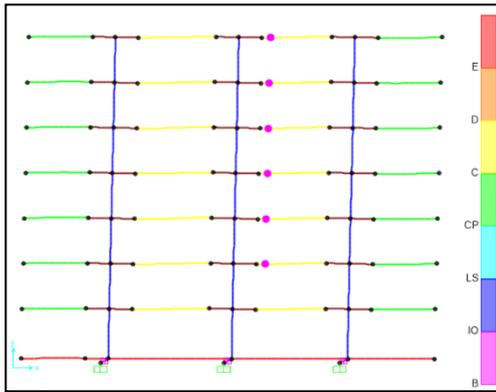


Figura 47 - Curva de capacidad en la dirección transversal del sistema de concreto con base fija

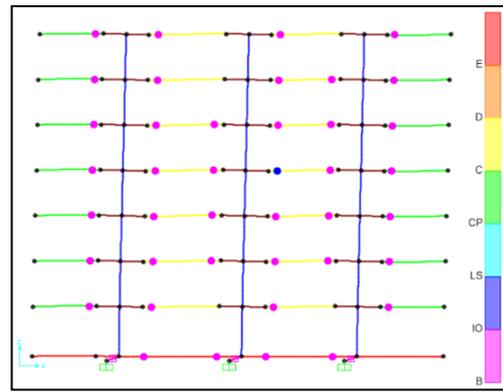
En la dirección longitudinal se tiene un desplazamiento máximo de 432 mm y una cortante basal de 556.81 ton, y en la dirección transversal, se tiene un desplazamiento máximo de 312 mm y una cortante basal de 932 ton.

6.3.1.3. Formación de rótulas plásticas del sistema con base aislada

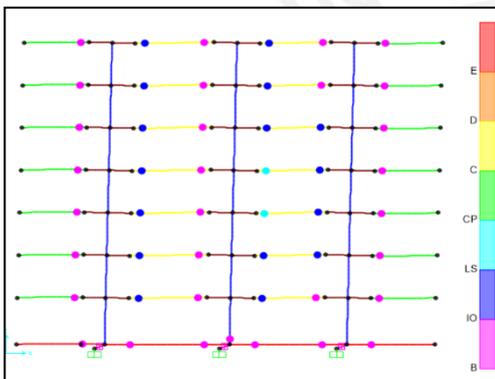
a. Dirección longitudinal:



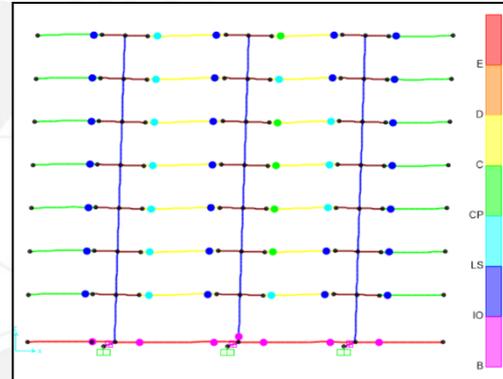
(A) Primera fluencia



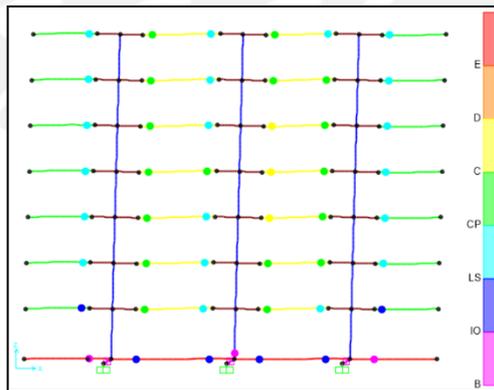
(B) Ocupación Inmediata



(C) Resguardo de vida

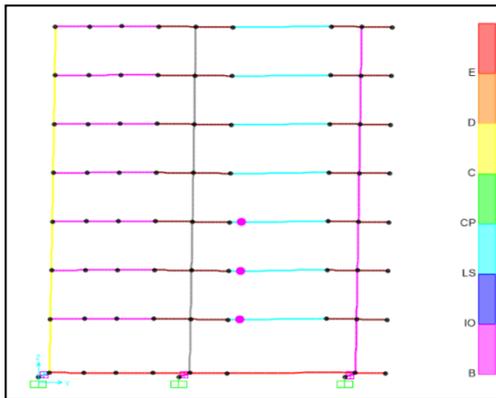


(D) Prevención del colapso

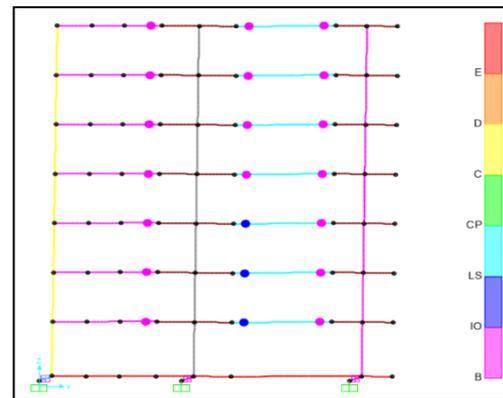


(E) Agotamiento

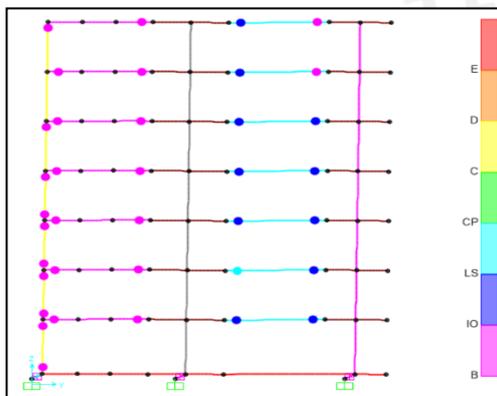
b. Dirección transversal:



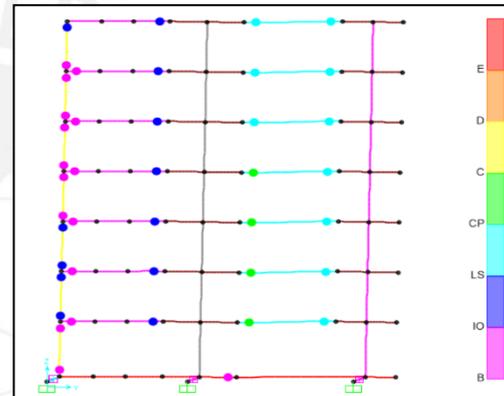
(A) Primera fluencia



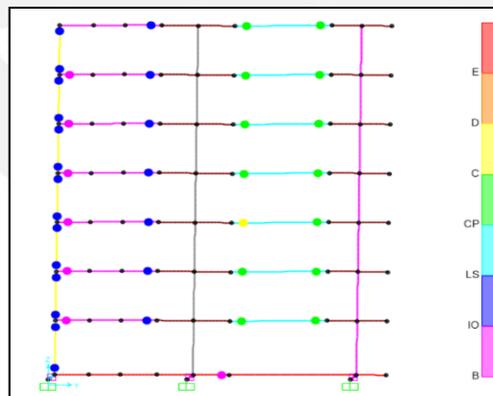
(B) Ocupación Inmediata



(C) Resguardo de vida



(D) Prevención del colapso



(E) Agotamiento

6.3.1.4. Curva de capacidad de base aislada

En esta sección, se presenta la curva de capacidad obtenida directamente del análisis descrito anteriormente. Esta curva de capacidad se caracteriza por relacionar el desplazamiento en el

techo con la cortante basal en la estructura. Se presentan las curvas de capacidad en la dirección longitudinal (X-X) y en la dirección transversal (Y-Y), con su respectivo ajuste bilineal:

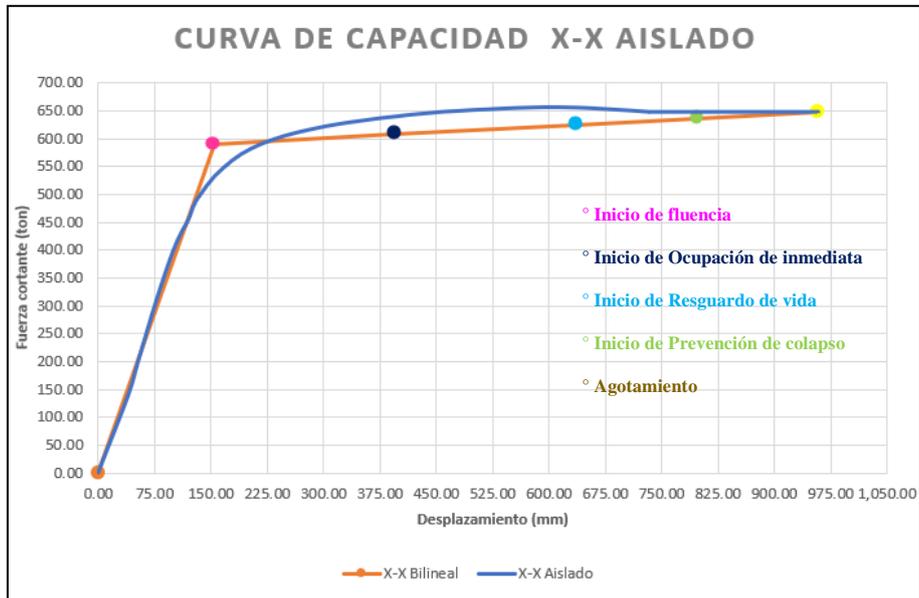


Figura 48 - Curva de capacidad en la dirección longitudinal del sistema de concreto con base aislada

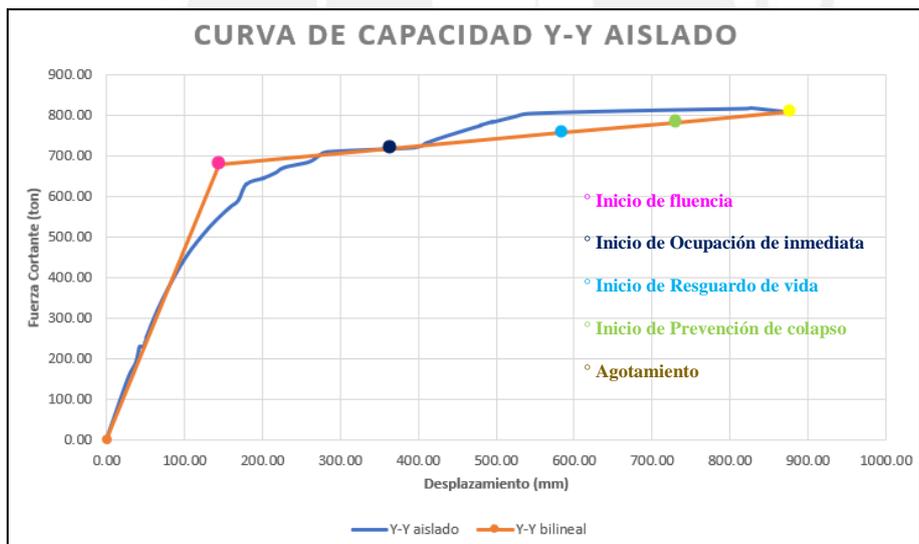


Figura 49 - Curva de capacidad en la dirección transversal del sistema de concreto con base aislada

En la dirección longitudinal se tiene un desplazamiento máximo de 959.28 mm y una cortante basal de 648.30 ton, y en la dirección transversal, se tiene un desplazamiento máximo de 877.65 mm y una cortante basal de 807.94 ton.

6.3.1.5. Discusión de resultados

De las curvas de capacidad obtenidas anteriormente, se verifica la ductilidad y sobrerresistencia de las curvas:

Tabla 23 - Ductilidad y sobrerresistencia de curva de capacidad del sistema de concreto armado

	Dirección	Ductilidad	Sobrerresistencia
Base Fija	Longitudinal	5.76	1.21
	Transversal	5.21	1.24
Base Aislada	Longitudinal	6.23	1.10
	Transversal	6.05	1.19

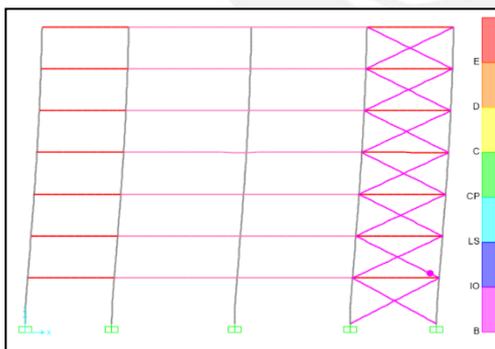
Se puede apreciar que el sistema aislado presenta una mayor ductilidad que el sistema de base fija. Esto corrobora lo indicado en el capítulo del Marco Teórico en relación al aislamiento sísmico.

6.3.2. Resultados obtenidos del sistema de acero estructural

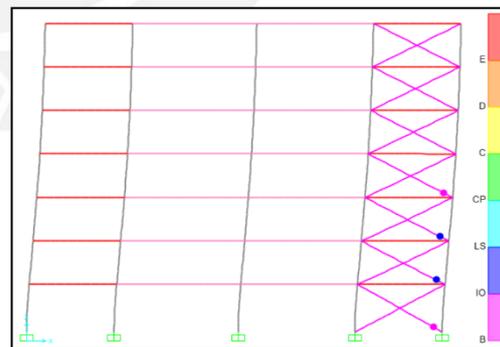
Se detalla la formación de rotulas en el sistema de acero estructural; para ello, se debe mostrar la generación de la primera fluencia, la etapa de ocupación inmediata, resguardo de vida y prevención del colapso. Los resultados se muestran en la dirección longitudinal y transversal. Se espera que las rótulas se generen en los arriostres.

6.3.2.1. Formación de rótulas plásticas de estructura fija

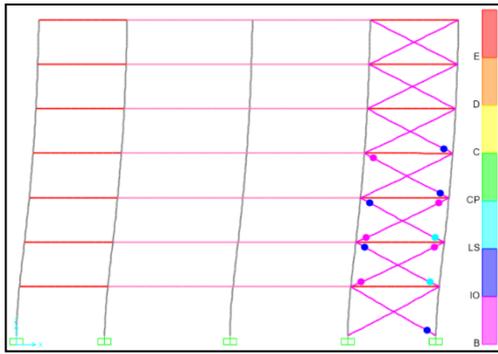
a. Dirección longitudinal:



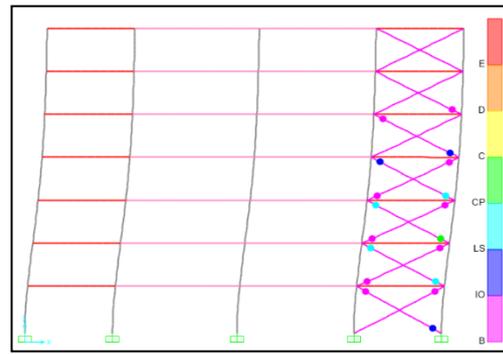
(A) Primera fluencia



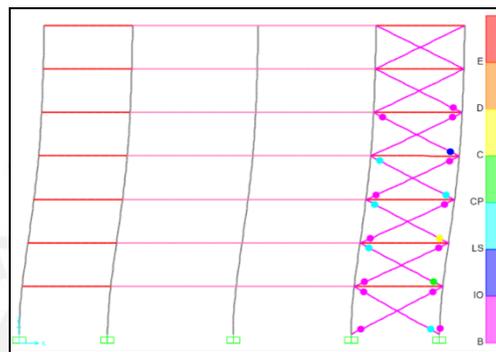
(B) Ocupación Inmediata



(C) Resguardo de vida

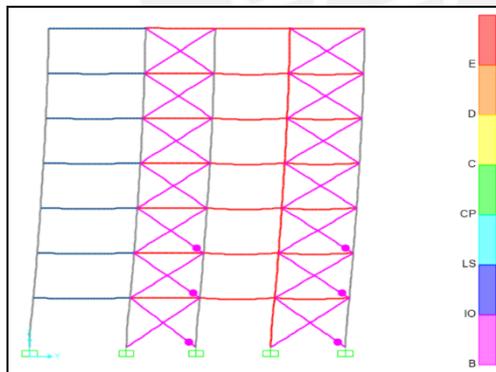


(D) Prevención del colapso

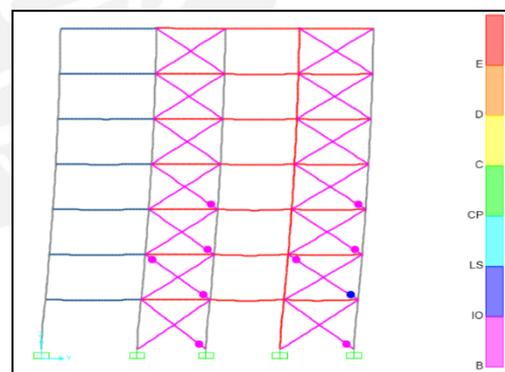


(E) Agotamiento

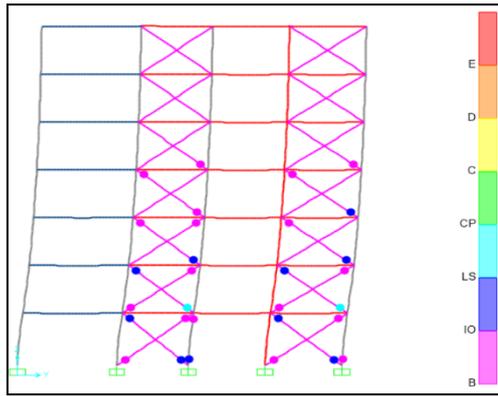
b. Dirección transversal:



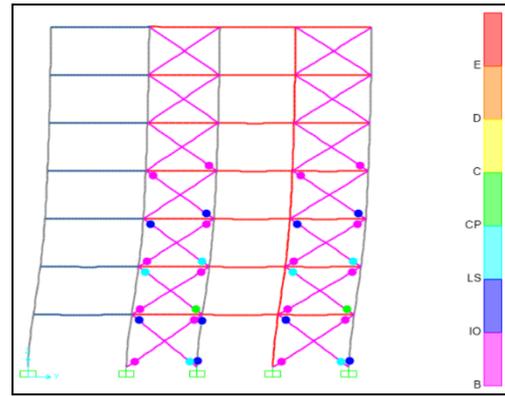
(A) Primera fluencia



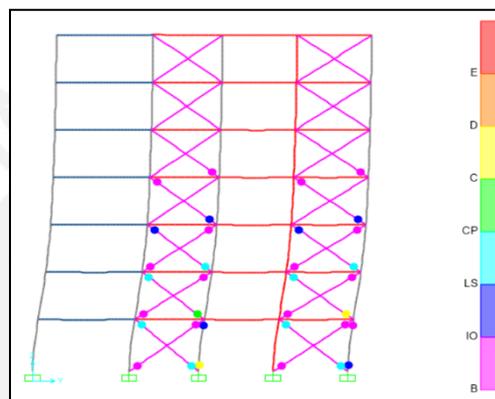
(B) Ocupación Inmediata



(C) Resguardo de vida



(D) Prevención del colapso



(E) Agotamiento

6.3.2.2. Curva de capacidad base fija

En esta sección, se presenta la curva de capacidad obtenida directamente del análisis descrito anteriormente. Esta curva de capacidad se caracteriza por relacionar el desplazamiento en el techo con la cortante basal en la estructura. Se presentan las curvas de capacidad en la dirección longitudinal (X-X) y en la dirección transversal (Y-Y):

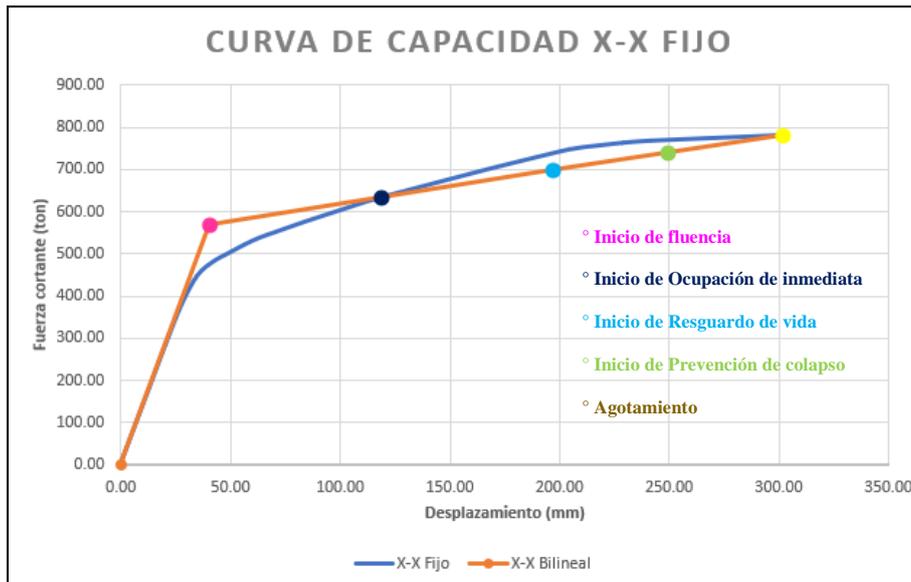


Figura 50 - Curva de capacidad en la dirección longitudinal del sistema de acero con base fija

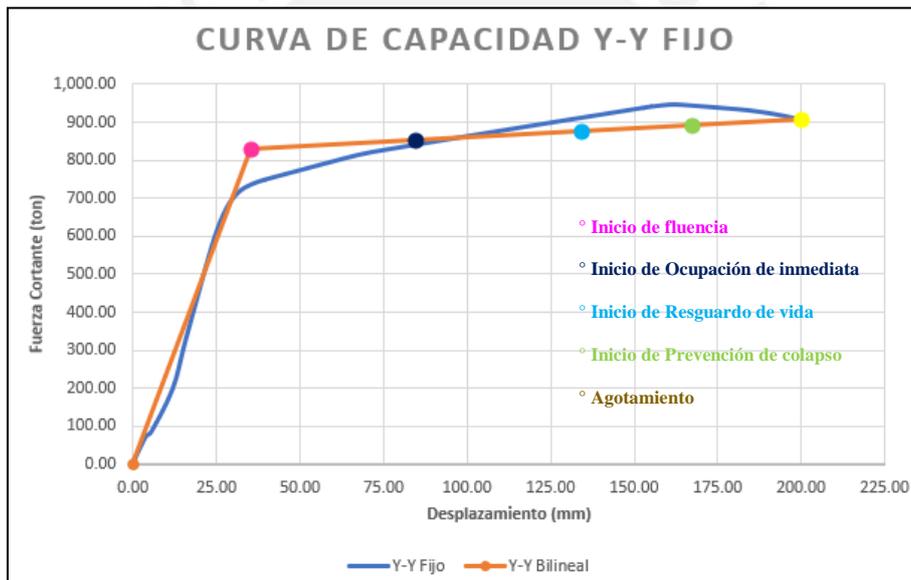
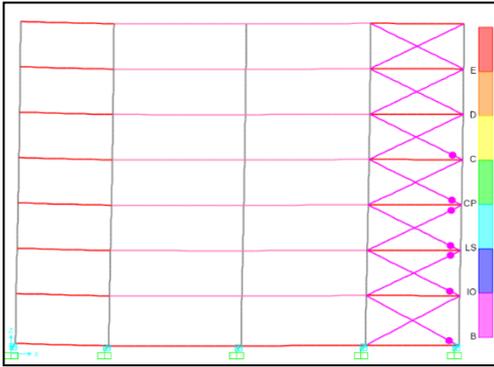


Figura 51 - Curva de capacidad en la dirección transversal del sistema de acero con base fija

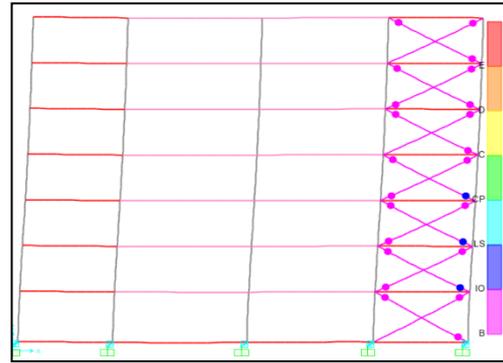
En la dirección longitudinal se tiene un desplazamiento máximo de 301.3 mm y una cortante basal de 783.45 ton, y en la dirección transversal, se tiene un desplazamiento máximo de 200 mm y una cortante basal de 1106.12 ton.

6.3.2.3. Formación de rótulas plásticas de estructura de base aislada

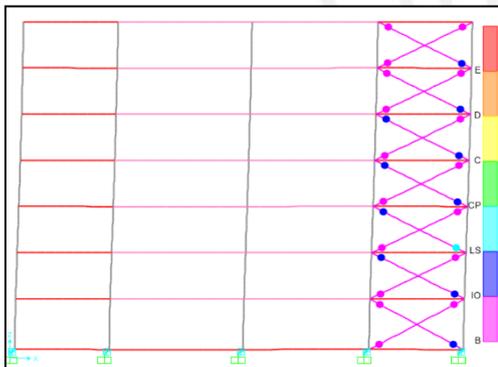
a. Dirección longitudinal:



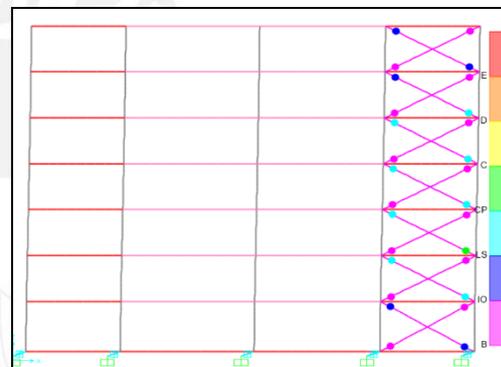
(A) Primera fluencia



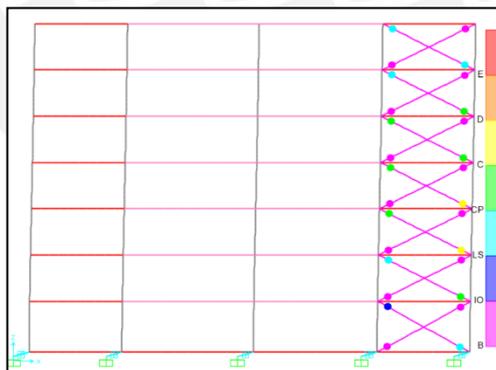
(B) Ocupación Inmediata



(C) Resguardo de vida

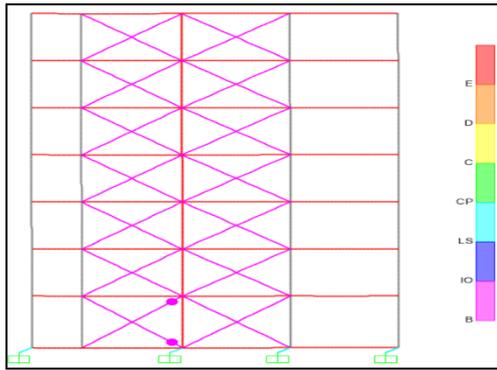


(D) Prevención del colapso

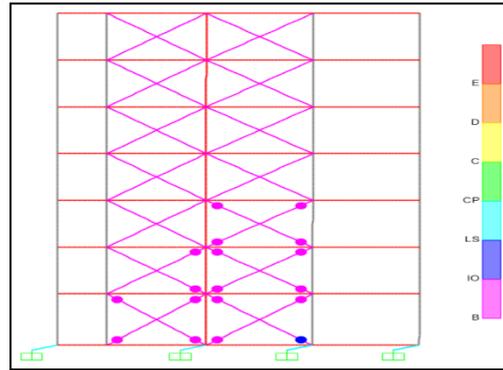


(E) Agotamiento

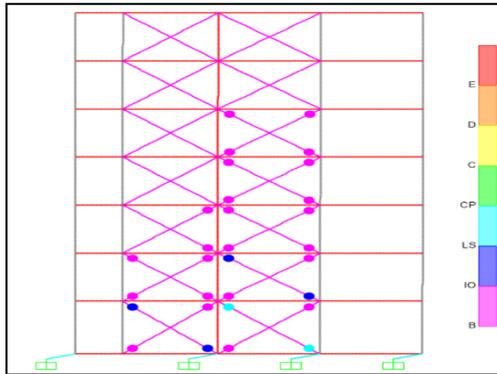
b. Dirección transversal:



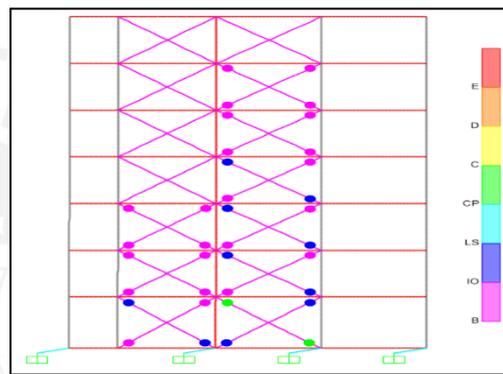
(A) Primera fluencia



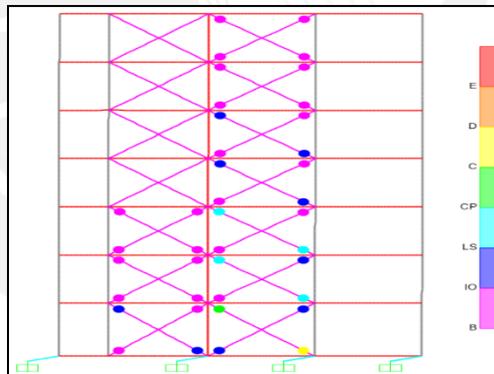
(B) Ocupación Inmediata



(C) Resguardo de vida



(D) Prevención del colapso



(E) Agotamiento

6.3.2.4. Curva de capacidad base aislada

En esta sección, se presenta la curva de capacidad obtenida directamente del análisis descrito anteriormente. Esta curva de capacidad se caracteriza por relacionar el desplazamiento en el techo con la cortante basal en la estructura. Se presentan las curvas de capacidad en la dirección longitudinal (X-X) y en la dirección transversal (Y-Y):

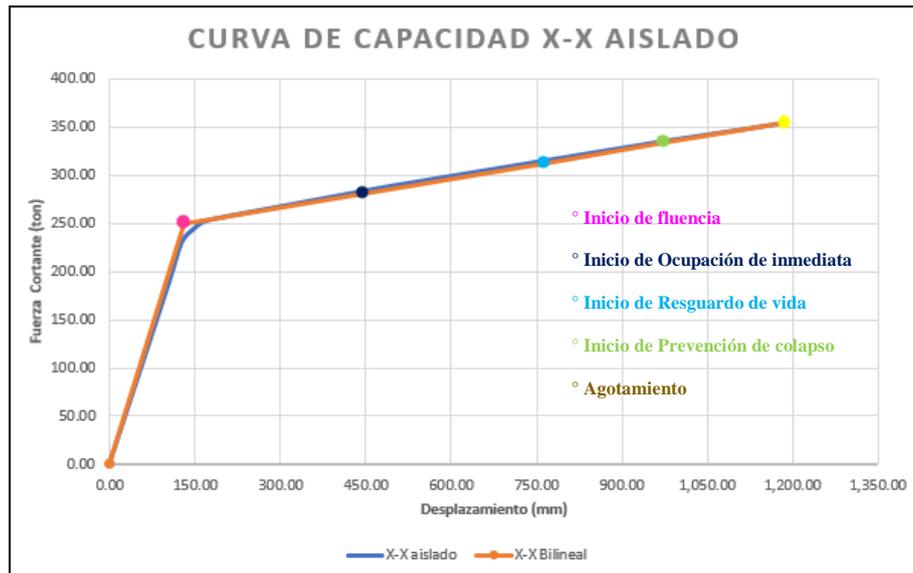


Figura 52 - Curva de capacidad en la dirección longitudinal del sistema de acero con base aislada

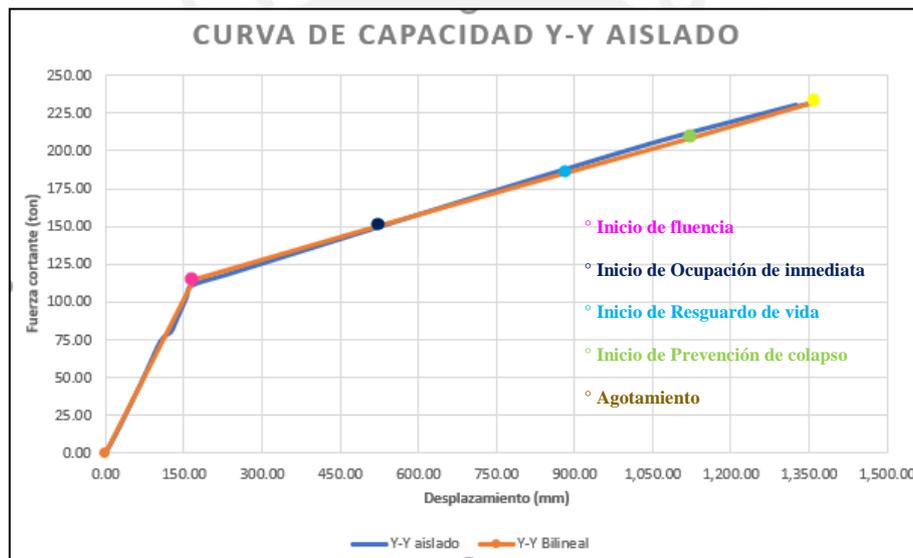


Figura 53 - Curva de capacidad en la dirección transversal del sistema de acero con base aislada

En la dirección longitudinal se tiene un desplazamiento máximo de 1186.48 mm y una cortante basal de 354.66 ton, y en la dirección transversal, se tiene un desplazamiento máximo de 1360.38 mm y una cortante basal de 232.32 ton.

6.3.2.5. Discusión de resultados

De las curvas de capacidad obtenidas anteriormente, se verifica la ductilidad y sobrerresistencia de las curvas:

Tabla 24 - Ductilidad y sobrerresistencia de curva de capacidad del sistema de acero estructural

	Dirección	Ductilidad	Sobrerresistencia
Base Fija	Longitudinal	7.53	1.37
	Transversal	5.71	1.09
Base Aislada	Longitudinal	9.13	1.41
	Transversal	8.00	2.02

Se puede apreciar que el sistema aislado presenta una mayor ductilidad y sobrerresistencia que el sistema de base fija. Esto corrobora lo indicado en el capítulo del Marco Teórico en relación al aislamiento sísmico.



CAPITULO 7: ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL

En este capítulo, se desarrolla el análisis tiempo historia no lineal, el cual se basa en analizar el comportamiento inelástico de la estructura al ser sometida a 5 señales sísmicas. Estas serán escaladas hasta que el sistema alcance la aceleración más relevante del suelo. Para cada instante de la señal sísmica se determina un desplazamiento y una fuerza.

Al igual que el análisis estático no lineal, se deben considerar las propiedades inelásticas de la estructura, es por ello que se considera el procedimiento de asignación de propiedades inelásticas del Capítulo 6 y el procedimiento indicado en el Capítulo 3 de la presente investigación.

7.1. Señales utilizadas

Para el presente análisis se utilizaron 5 señales sísmicas, las cuales han sido escaladas a un sismo raro de acuerdo a lo indicado por la norma E-030. El motivo de escalar las señales es que se refleje la realidad sísmica del lugar donde se desarrolla el proyecto, en este caso el Perú, con la finalidad de tener resultados compatibles y comparables con la realidad peruana.

Para escalar las señales sísmicas se utilizará el software SeismoSignal ® y SeismoMatch ®. Las señales consideradas son las señales de Lima, Arequipa, Tarapacá y regiones de Chile como Valparaíso y Concepción.

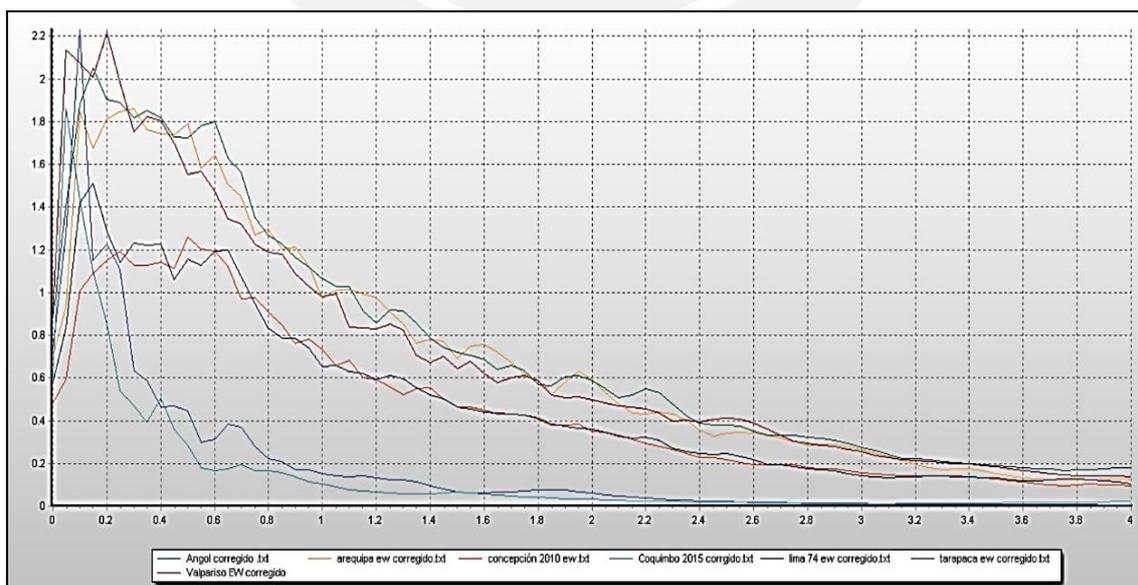


Figura 54 - Señales sísmicas corregidas

Tabla 25 - Aceleración máxima del suelo escalada en g

Señal	Arequipa 2001	Concepción 2010	Lima 1974	Tarapacá 2005	Valparaíso 1985
Max. Aceleración (g)	0.7	0.48	0.58	0.88	0.89

Estas aceleraciones máximas, deben ser escaladas a un sismo raro, como se indicó anteriormente. Esto se realizó para ambos sistemas estructurales.

7.2. Resultados obtenidos

7.2.1. Resultados del sistema de concreto armado

Se analiza la cortante basal máxima y el desplazamiento máximo en el último nivel que experimenta la estructura. A continuación, se presentan los resultados obtenidos en la dirección longitudinal (x-x) y en la dirección transversal (y-y):

Dirección longitudinal:

La Figura 55 muestra un resumen de la cortante basal generadas en la estructura debido a las señales aplicadas en la dirección longitudinal (x-x):

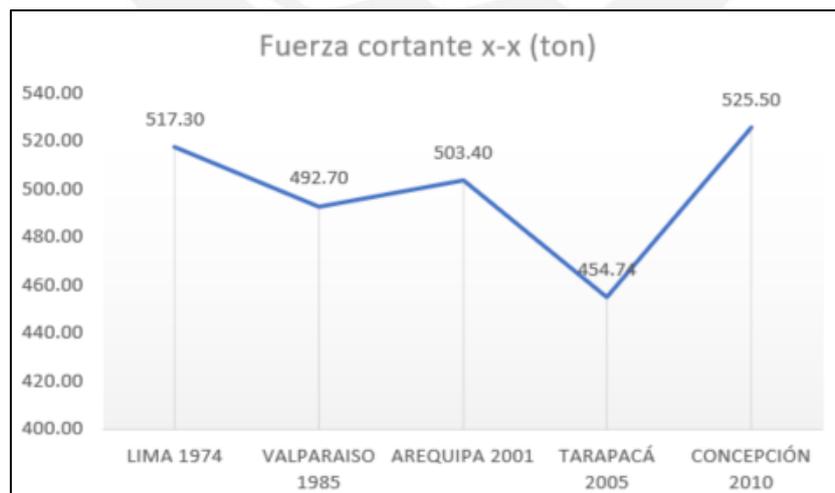


Figura 55 - Cortante Basal Máxima en la dirección longitudinal (x-x)

La Figura 56 muestra un resumen de los desplazamientos generados en la estructura debido a las señales aplicadas en la dirección longitudinal (x-x):

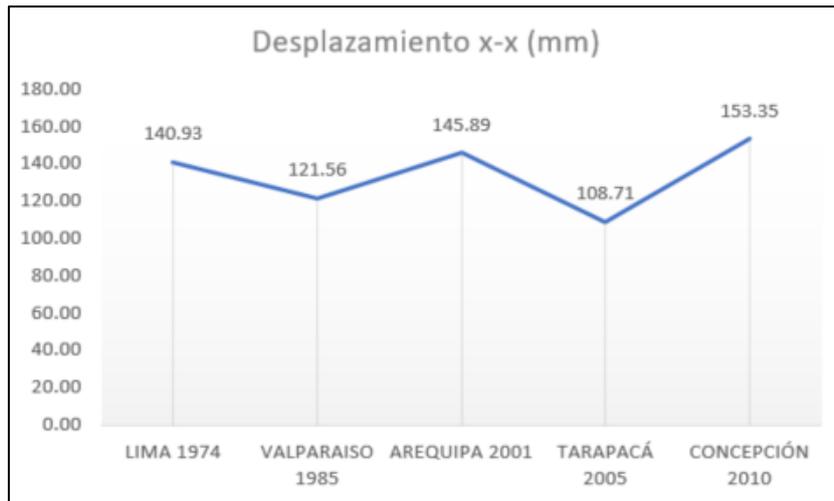


Figura 56 - Desplazamiento Máxima en la dirección longitudinal (x-x)

Estos valores fueron obtenidos del programa SAP2000 ®, las cuales se muestran a continuación:

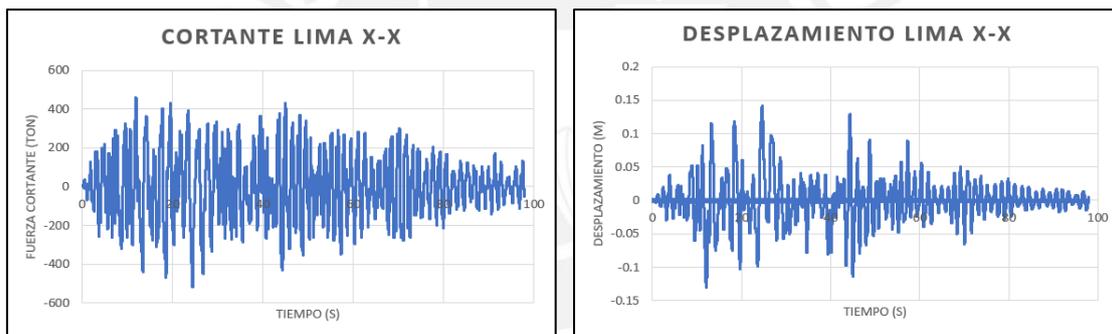


Figura 57 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Lima (x-x)

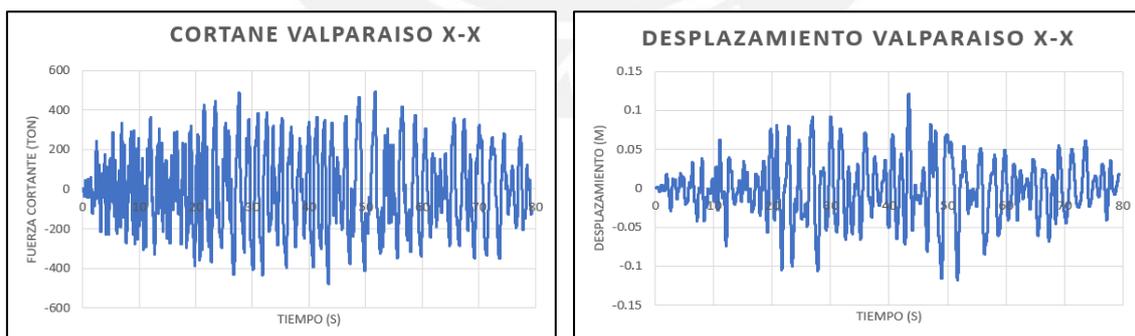


Figura 58 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Valparaíso(x-x)

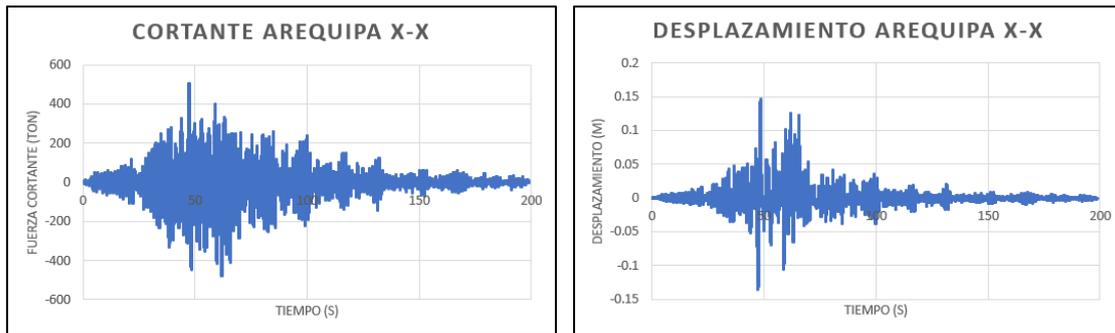


Figura 59 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Arequipa (x-x)

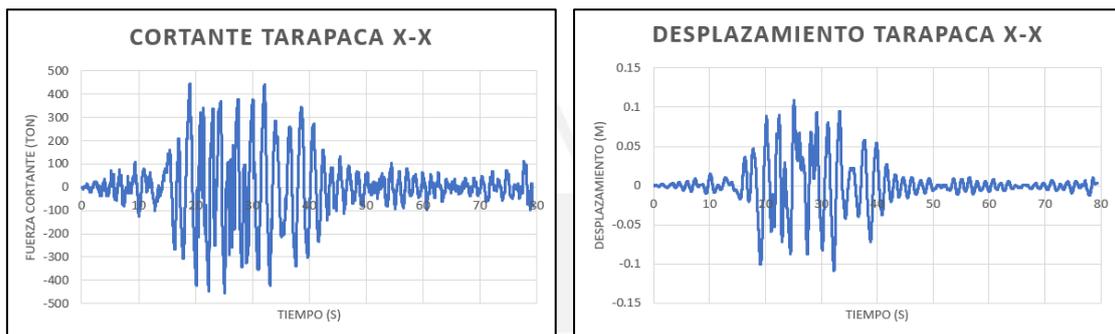


Figura 60 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Tarapacá (x-x)

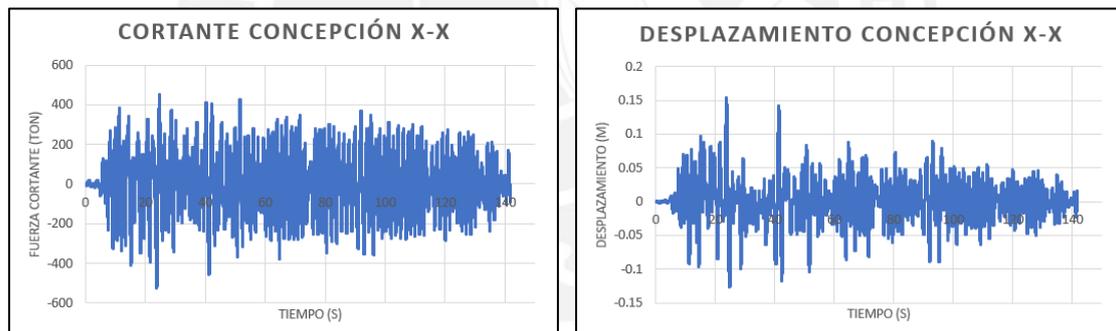


Figura 61 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Concepción (x-x)

Dirección transversal:

La Figura 62 muestra un resumen de la cortante basal generada en la estructura debido a las señales aplicadas en la dirección transversal (y-y):

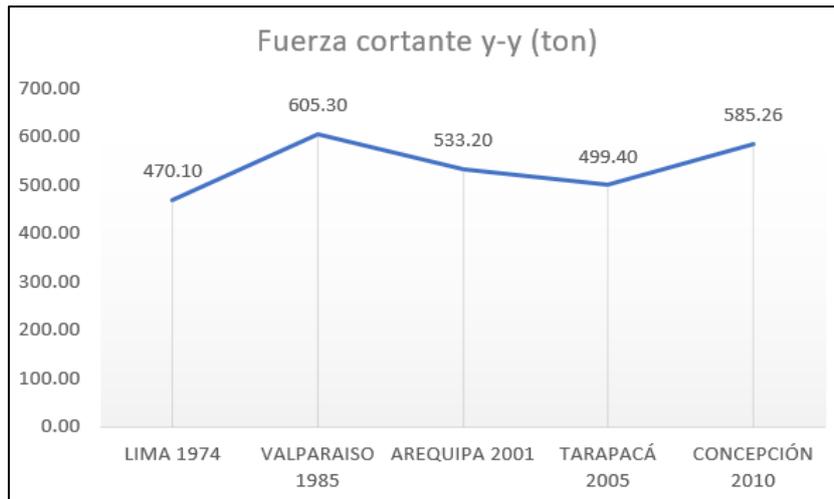


Figura 62 - Cortante Basal Máxima en la dirección transversal (y-y)

La Figura 63 muestra un resumen de los desplazamientos generados en la estructura debido a las señales aplicadas en la dirección transversal (y-y):

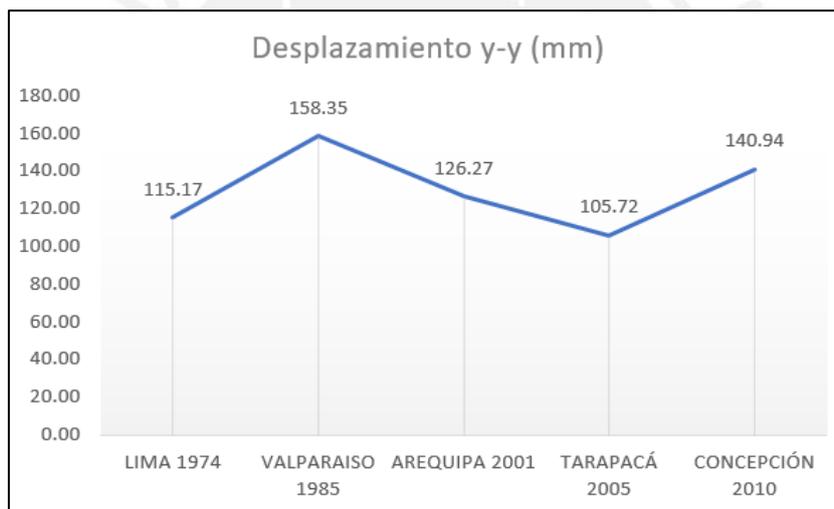


Figura 63 - Desplazamiento Máxima en la dirección transversal (y-y)

Estos valores fueron obtenidos del programa SAP2000 ®, las cuales se muestran a continuación:

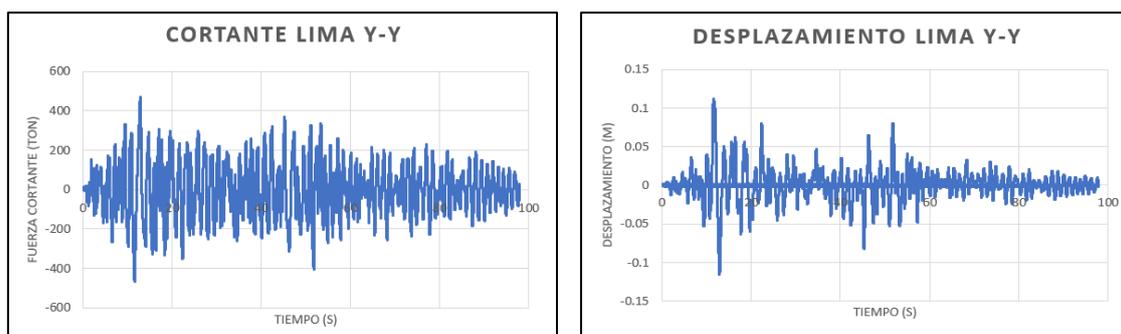


Figura 64 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Lima (y-y)

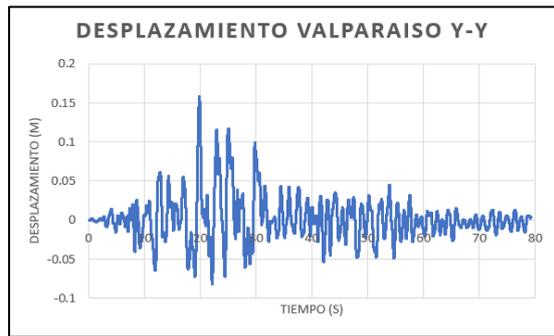
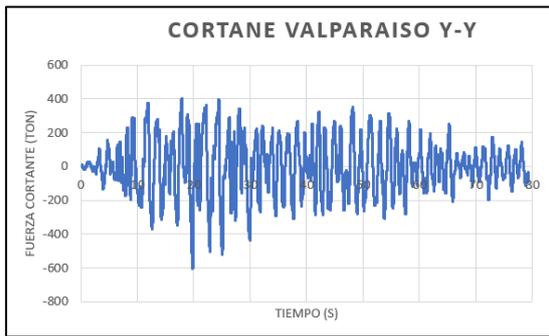


Figura 65 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Valparaíso (y-y)

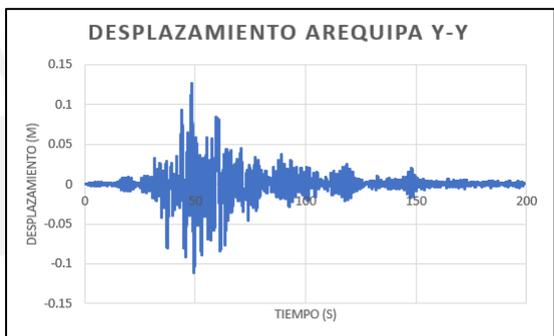
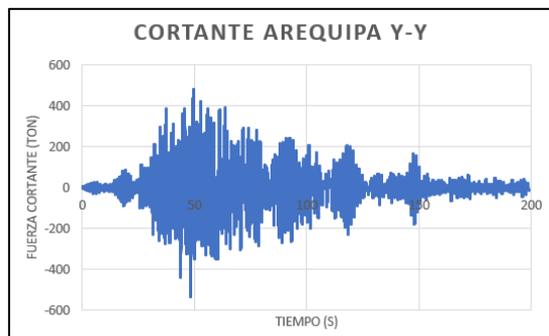


Figura 66 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Arequipa (y-y)

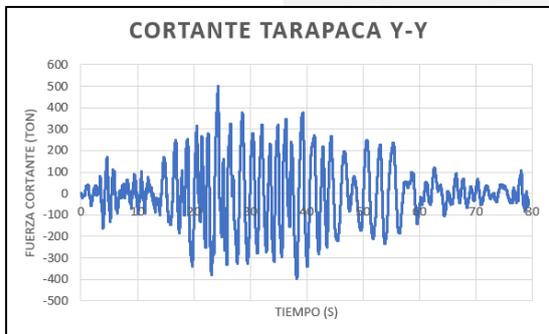


Figura 67 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Tarapacá (y-y)

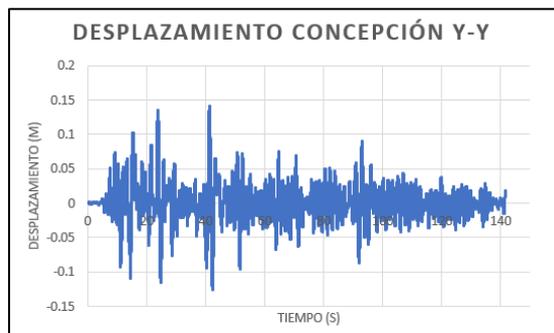
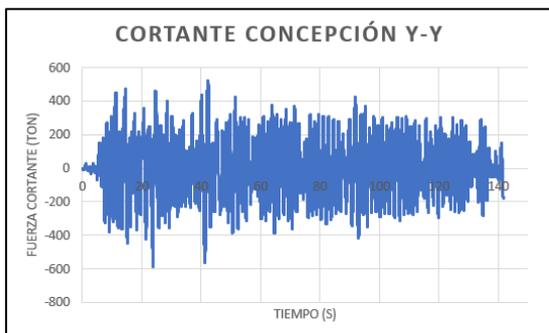


Figura 68 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Concepción (y-y)

7.2.2. Resultados del sistema de acero estructural

Se analiza la cortante basal máxima que experimenta la estructura y el desplazamiento máximo en el último nivel. Se presenta a continuación, los resultados obtenidos en la dirección longitudinal (x-x) y en la dirección transversal (y-y):

Dirección longitudinal:

La Figura 69 muestra un resumen de la cortante basal generada en la estructura debido a las señales aplicadas en la dirección longitudinal (x-x):

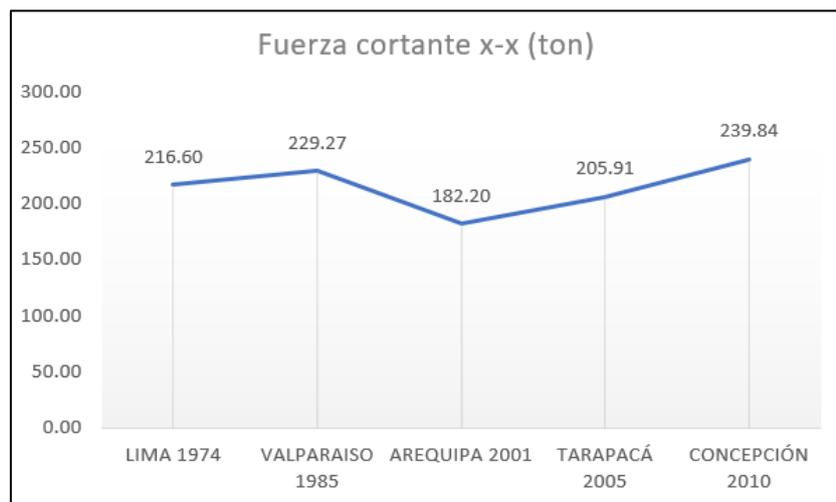


Figura 69 - Cortante Basal Máxima en la dirección longitudinal (x-x)

La Figura 70 muestra un resumen de los desplazamientos generados en la estructura debido a las señales aplicadas en la dirección longitudinal (x-x):

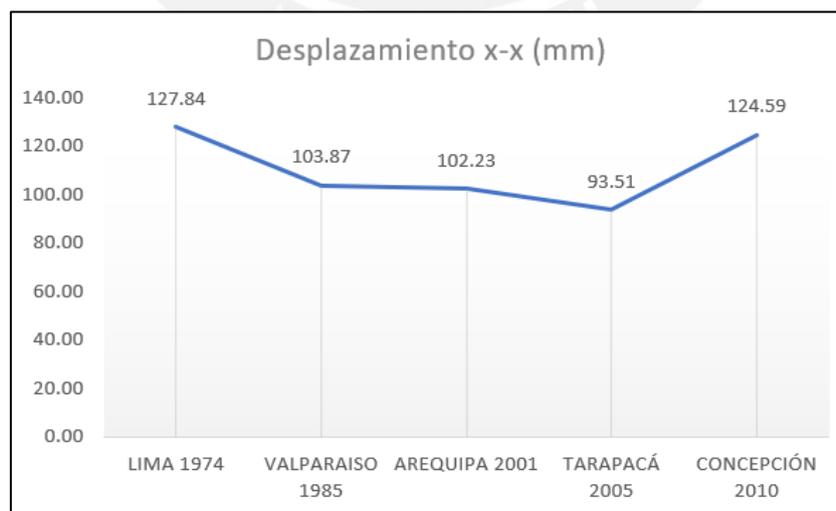


Figura 70 - Desplazamiento Máxima en la dirección longitudinal (x-x)

Estos valores fueron obtenidos del programa SAP2000 ®, las cuales se muestran a continuación:

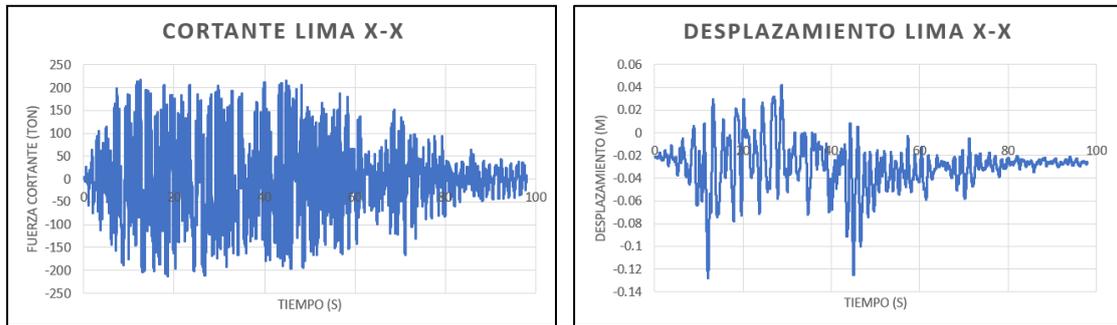


Figura 71 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Lima (x-x)

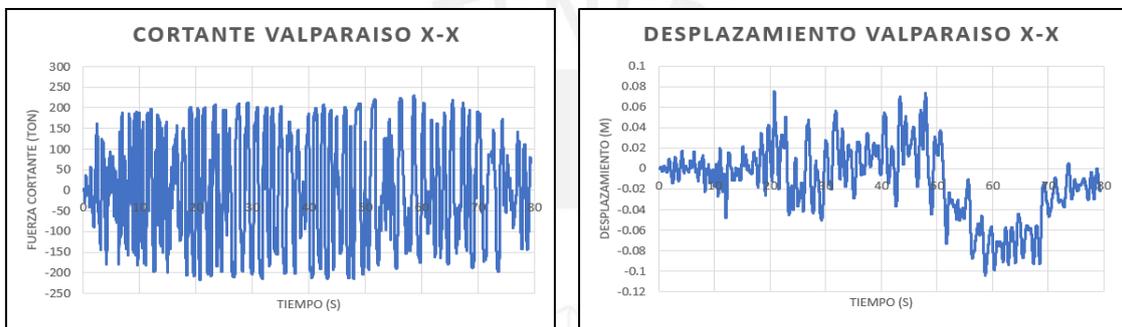


Figura 72 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Valparaíso(x-x)

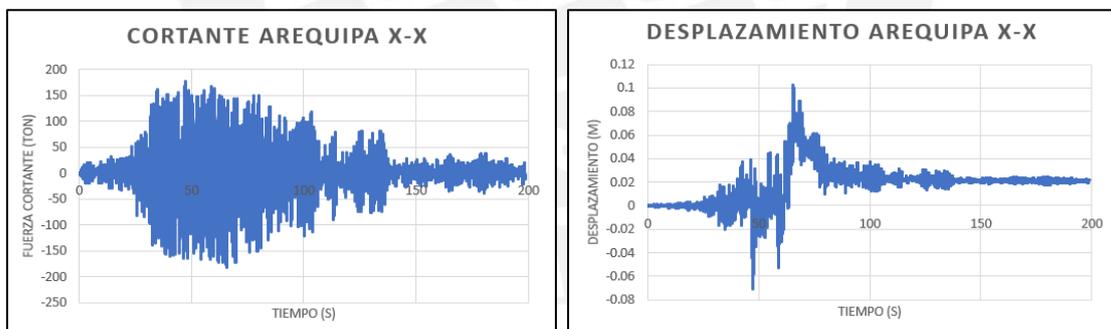


Figura 73 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Arequipa (x-x)

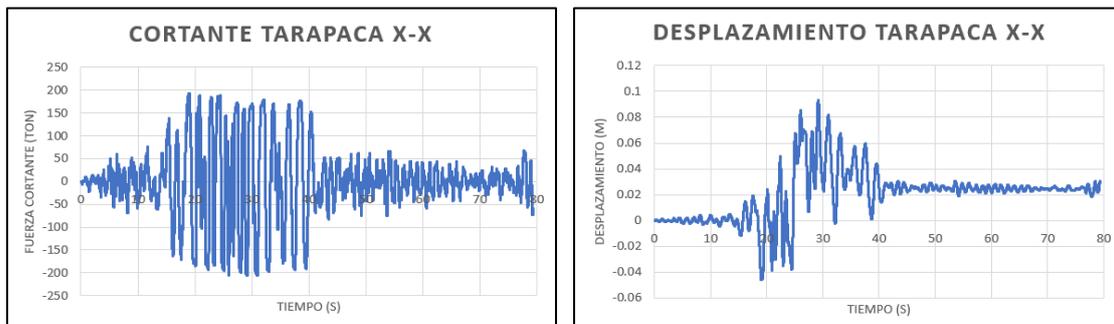


Figura 74 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Tarapacá (x-x)

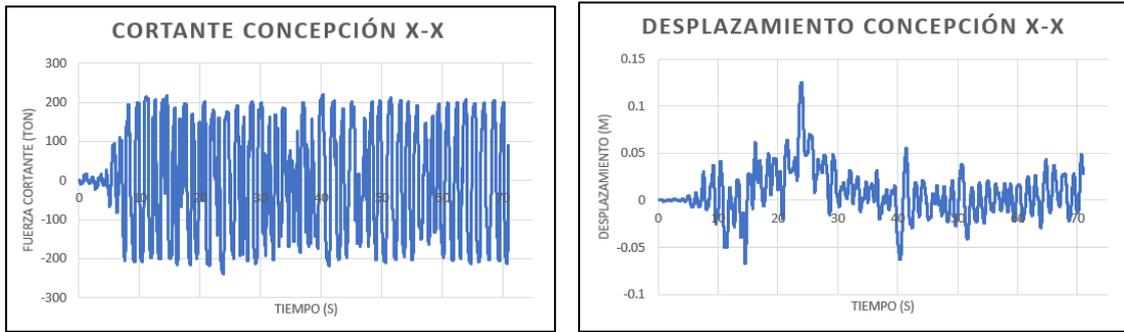


Figura 75 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Concepción (x-x)

Dirección transversal:

La Figura 76 muestra un resumen de la cortante basal generada en la estructura debido a las señales aplicadas en la dirección transversal (y-y):

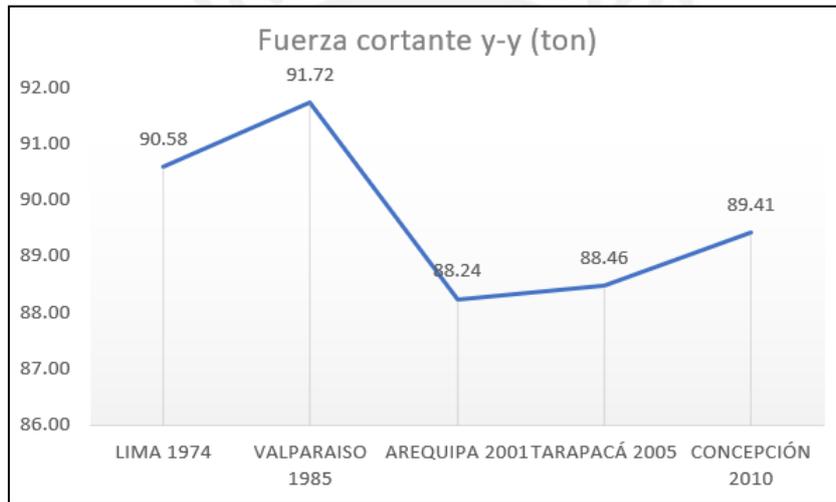


Figura 76 - Cortante Basal Máxima en la dirección transversal (y-y)

La Figura 77 muestra un resumen de los desplazamientos generados en la estructura debido a las señales aplicadas en la dirección transversal (y-y):

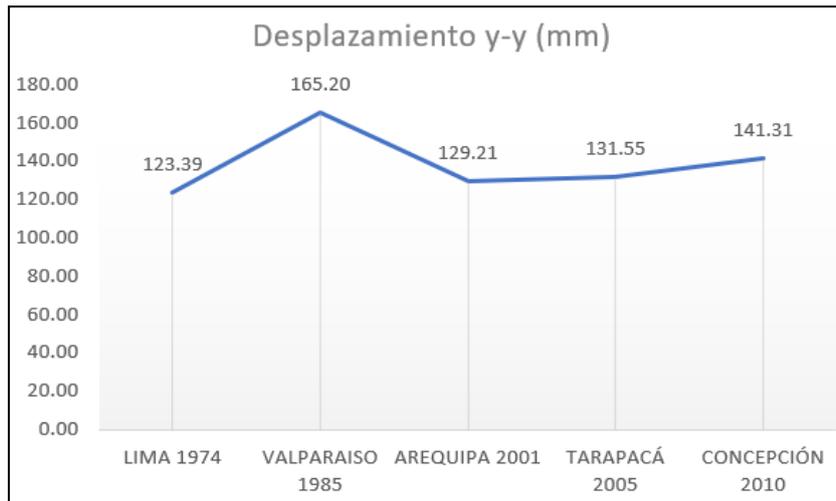


Figura 77 - Desplazamiento Máxima en la dirección transversal (y-y)

Estos valores fueron obtenidos del programa SAP2000 ®, las cuales se muestran a continuación:

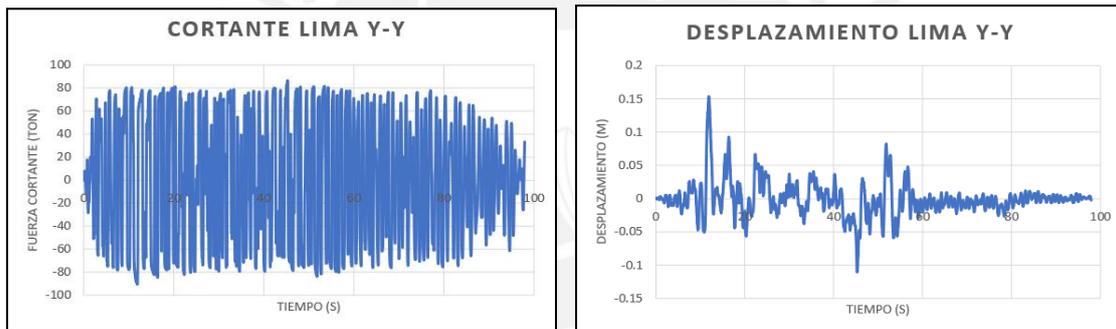


Figura 78 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Lima (y-y)

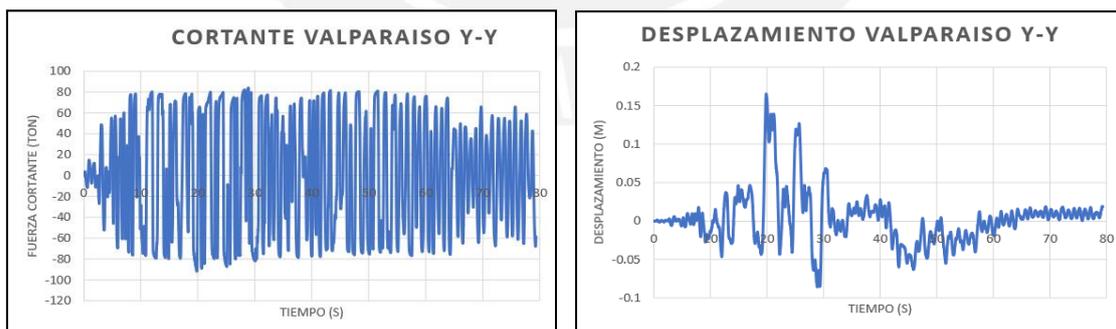


Figura 79 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Valparaíso (y-y)

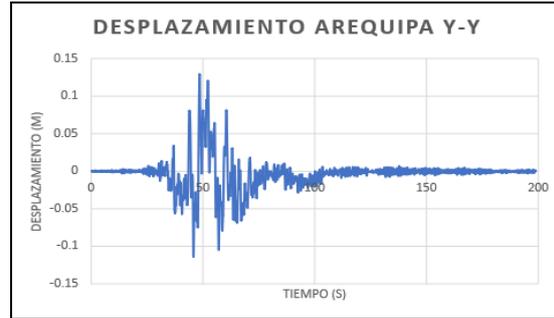
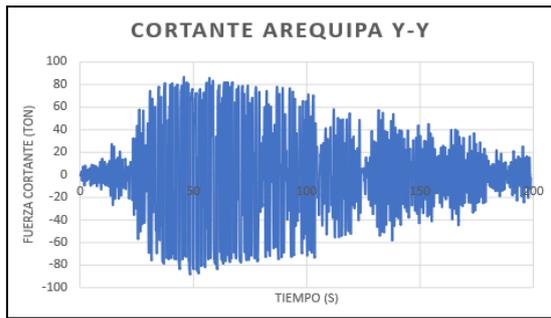


Figura 80 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Arequipa (y-y)

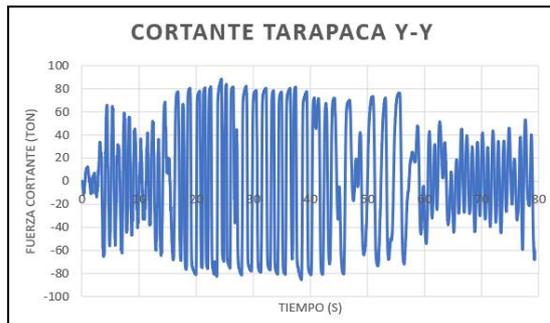


Figura 81 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Tarapacá (y-y)



Figura 82 - Cortante basal y desplazamiento debido a la señal de Concepción (y-y)

CAPITULO 8: ESTUDIO DE RESULTADOS

Una vez realizado el análisis estático no lineal y el análisis tiempo historia no lineal, se evaluó el desempeño de ambos sistemas estructurales. Para ello, fue necesario determinar el espectro de demanda, el cual fue superpuesto con los espectros de capacidad, tanto para la estructura de base fija como para la de base aislada. Los espectros de capacidad se generan a partir de las curvas de capacidad mediante el uso de las expresiones mostradas en el capítulo del Marco Teórico.

Para determinar el espectro de demanda, se debe tener como referencia el espectro de la norma E.030, el cual corresponde a un sismo del tipo raro. Además, el valor de R y U debe ser igual a la unidad, y se debe utilizar un factor de reducción debido al amortiguamiento como se indicó en el capítulo del Marco Teórico.

Teniendo en cuenta lo anterior y mediante el apoyo del programa SeismoSpect ® y el uso del factor de reducción para un amortiguamiento de 20%, se determinó el espectro de demanda, el cual se muestra a continuación:

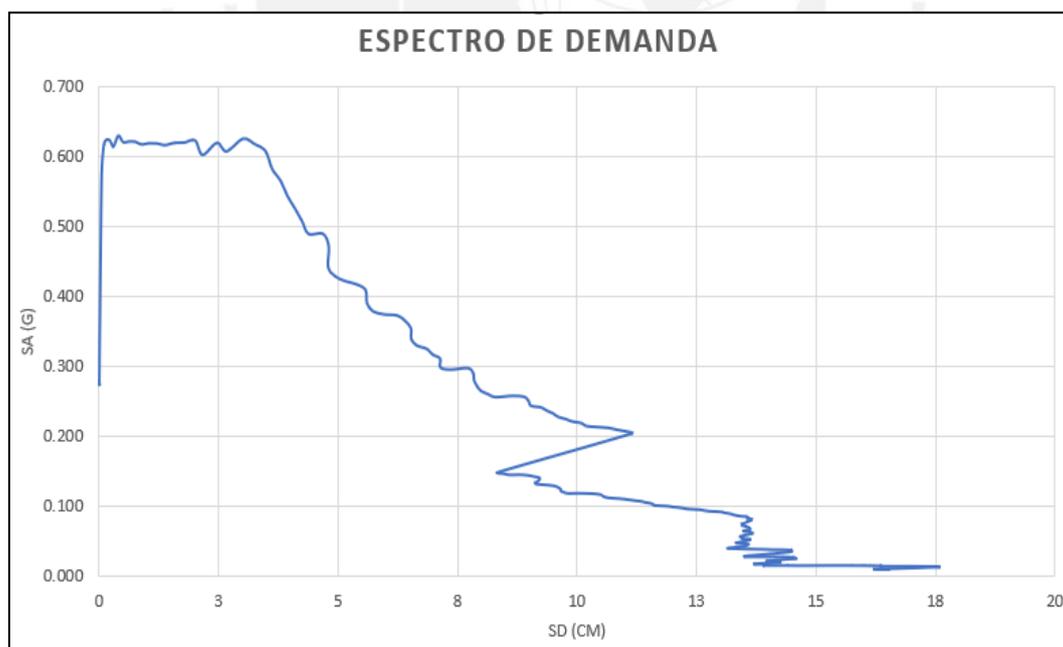


Figura 83 – Espectro de demanda para ambos sistemas estructurales

Luego de elaborar el espectro de demanda, se generaron los espectros de capacidad para cada sistema estructural, el cual se muestra a continuación:

Sistema de concreto armado:

Se tiene los siguientes espectros de capacidad en el sentido longitudinal (x-x):

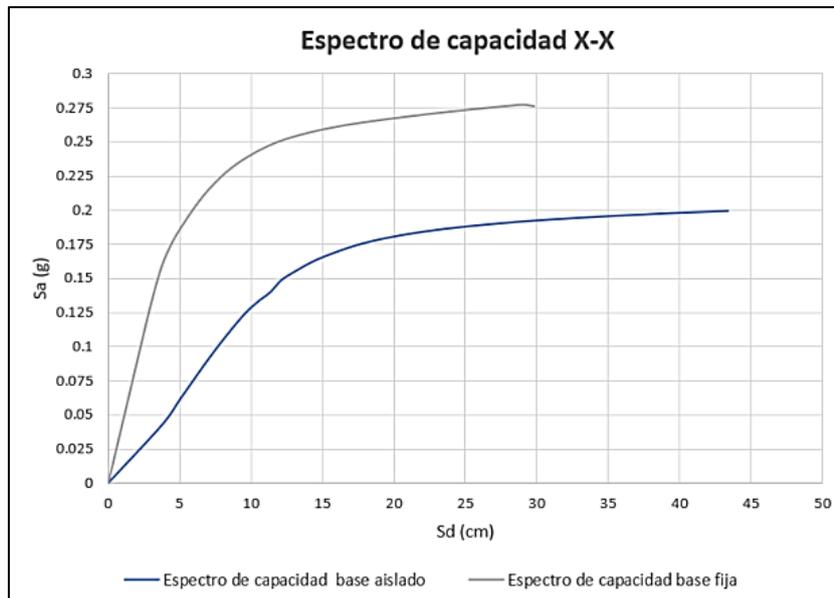


Figura 84 – Espectro de capacidad en el sentido longitudinal (x-x) del sistema de concreto

Se tiene los siguientes espectros de capacidad en el sentido transversal (y-y):

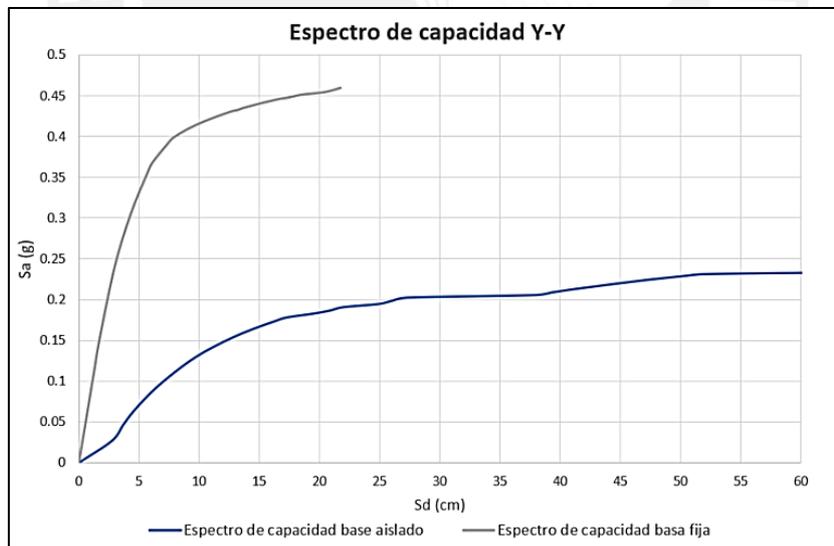


Figura 85 – Espectro de capacidad en el sentido transversal (y-y) del sistema de concreto

Sistema de acero estructural:

Se tiene los siguientes espectros de capacidad en el sentido longitudinal (x-x):

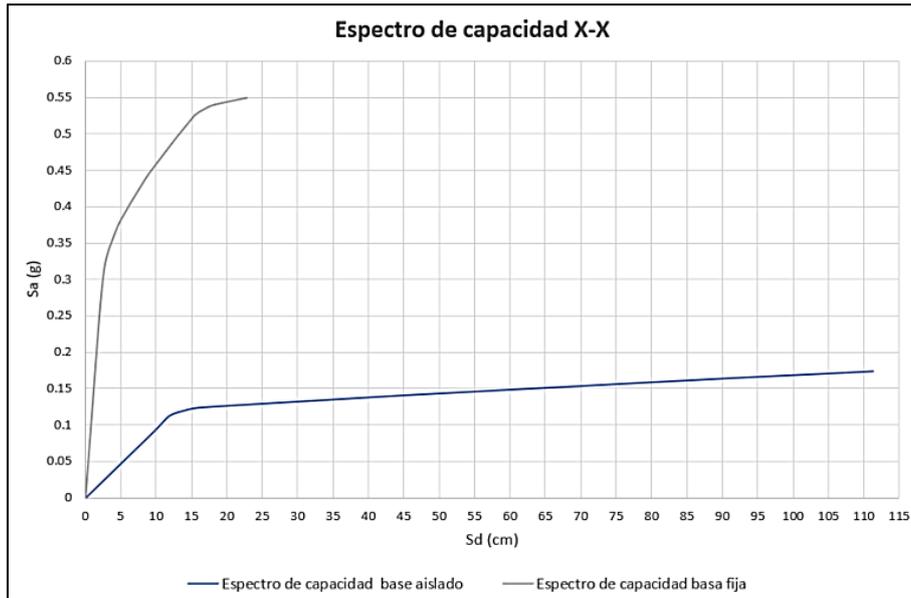


Figura 86 – Espectro de capacidad en el sentido longitudinal (x-x) del sistema de acero estructural

Se tiene los siguientes espectros de capacidad en el sentido transversal (y-y):

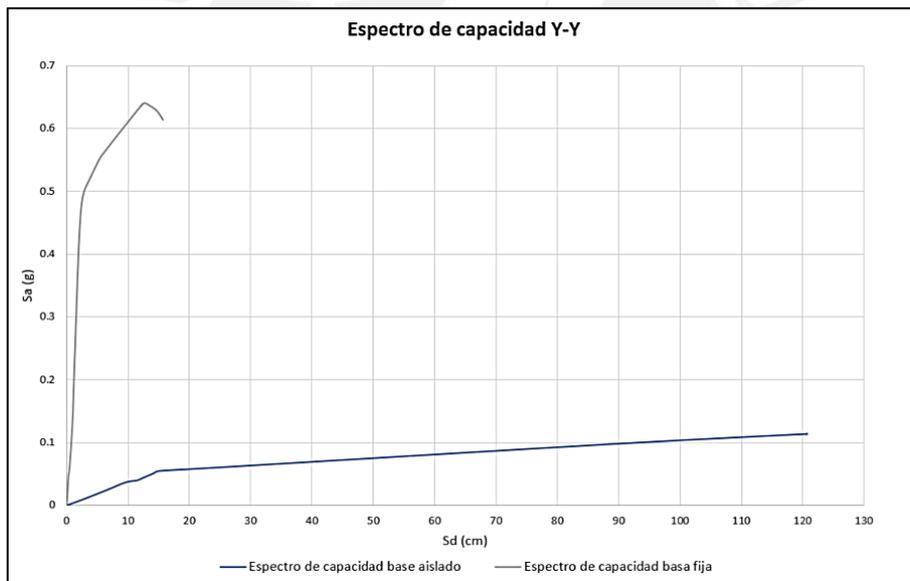


Figura 87 – Espectro de capacidad en el sentido transversal (y-y) del sistema de acero estructural

8.1. Desempeño sísmico

Una vez presentados los espectros de capacidad para cada uno de los sistemas estructurales, con base fija y base aislada, se procede a determinar el punto de intersección para cada sistema estructural. Este punto de intersección corresponde al desempeño sísmico para cada dirección de análisis. Esto se muestra a continuación:

8.1.1. Desempeño sísmico del sistema de concreto armado

Se presenta el desempeño sísmico para el sistema de concreto armado con base fija y base aislada en ambas direcciones de análisis:

8.1.1.1. Desempeño en la dirección longitudinal

En la Figura 88 se muestra la intersección entre los espectros mostrados anteriormente para el sistema de concreto armado. La gráfica de color naranja corresponde al espectro de demanda, mientras que la gráfica de color plomo y azul corresponde al sistema con base fija y base aislada respectivamente. Además, se identifica el punto de inicio de fluencia (color rosado) y el punto de inicio de ocupación inmediata (color azul oscuro).

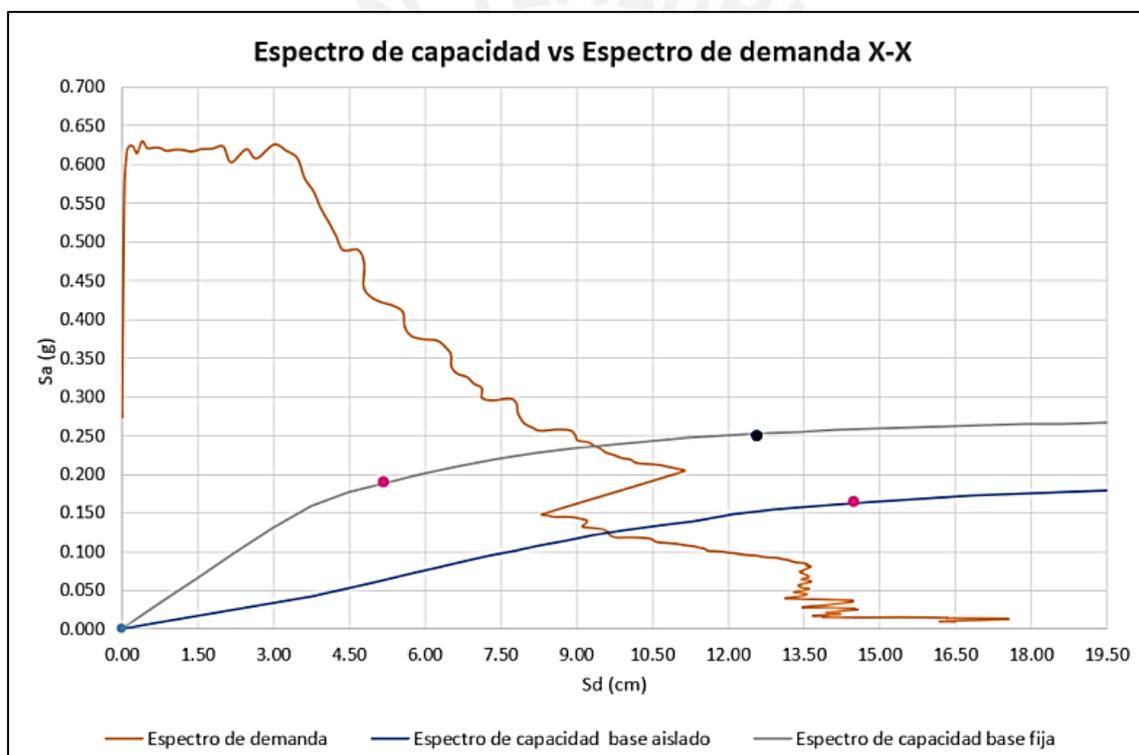


Figura 88 – Punto de desempeño del sistema de concreto armado en el sentido longitudinal (X-X)

De acuerdo a lo mostrado anteriormente, se observa que se obtuvo un desplazamiento espectral de 96.91 mm y una aceleración espectral de 0.24g para la estructura con base fija. Además, para la estructura aislada, se obtuvo un desplazamiento espectral de 99.24 mm y una aceleración espectral de 0.13g. Una vez identificado los puntos de intersección, se estableció el desempeño sísmico, el cual, para el caso del sistema con base fija, es Funcional, y, para el sistema de base aislada, es Elástico.

Lo anterior, se resume en la siguiente tabla:

Tabla 26 - Punto de desempeño para base aislada y base fija del sistema de concreto en la dirección longitudinal

Caso	Sd (mm)	Sa (g)	D (mm)	V (ton)
Base Fija	96.91	0.24	140.40	481.00
Base Aislada	99.24	0.13	190.00	219.12

8.1.1.2. Desempeño en la dirección transversal

En la Figura 89 se muestra la intersección entre los espectros mostrados anteriormente para el sistema de concreto armado. La gráfica de color naranja corresponde al espectro de demanda, mientras que la gráfica de color plomo y azul corresponde al sistema con base fija y base aislada respectivamente. Además, se presentan se identifica el punto de inicio de fluencia (color rosado) y el punto de inicio de ocupación inmediata (color azul oscuro).

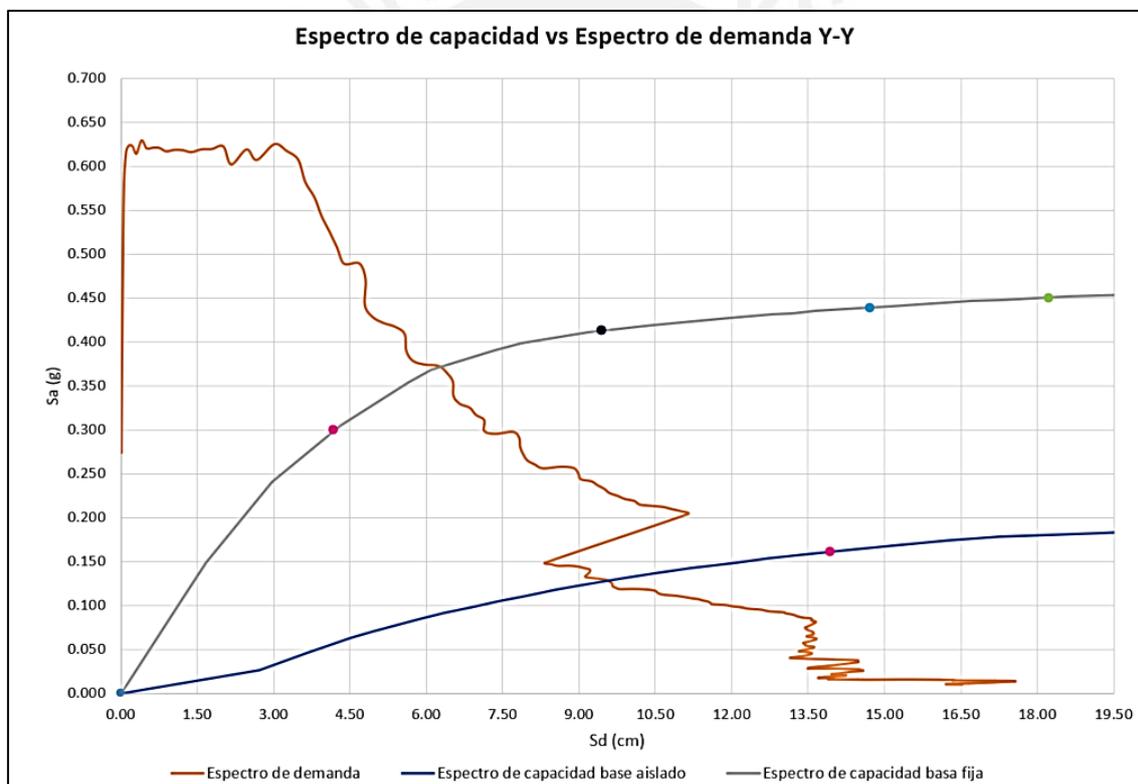


Figura 89 – Punto de desempeño del sistema de concreto armado en el sentido transversal (y-y)

De acuerdo a lo mostrado anteriormente, se observa que se obtuvo un desplazamiento espectral de 61.00 mm y una aceleración espectral de 0.37g para la estructura con base fija. Además, para la estructura aislada, se obtuvo un desplazamiento espectral de 97.96mm y una aceleración espectral de 0.13g. Una vez identificado los puntos de intersección, se estableció el desempeño

sísmico, el cual, para el caso del sistema con base fija, es Funcional, y, para el sistema de base aislada, es Elástico.

Lo anterior, se resume en la siguiente tabla:

Tabla 27 - Punto de desempeño para base aislada y base fija del sistema de concreto en la dirección transversal

Caso	Sd (mm)	Sa (g)	D (mm)	V (ton)
Base Fija	61.00	0.37	87.63	741.86
Base Aislada	97.96	0.13	102.00	425.55

8.1.1.3. Resumen de resultados obtenidos

Se presenta un resumen de los resultados de desempeño sísmico obtenidos para el sistema de concreto armado:

Tabla 28 - Desempeño en ambas direcciones de análisis del sistema de concreto

Caso	DESEMPEÑO X-X	DESEMPEÑO Y-Y
BASA FIJA	Funcional	Funcional
BASE AISLADO	Elástico	Elástico

Se puede apreciar que para ambas direcciones de análisis el desempeño mejora de manera adecuada. Esto se puede ver reflejado en el desplazamiento y en la cortante basal. En el caso de la dirección longitudinal, para el sistema aislado, el desplazamiento aumenta en un 35 % y la cortante basal disminuye en un 54% respecto a los valores obtenidos para el sistema con base fija. En el caso de la dirección transversal, para el sistema aislado, el desplazamiento aumento en un 16% y la cortante basal disminuye en un 43% respecto a los valores obtenidos para el sistema con base fija.

Para el presente sistema de concreto armado, se gana mayor desplazamiento y se reduce la cortante basal sobre la estructura en ambas direcciones de análisis cuando su base está aislada.

8.1.2. Desempeño sísmico del sistema de acero estructural

Se presenta el desempeño sísmico para el sistema de acero estructural con base fija y base aislada en ambas direcciones de análisis:

8.1.2.1. Desempeño en la dirección longitudinal

En la Figura 90 se muestra la intersección entre los espectros mostrados anteriormente para el sistema de acero estructural. La gráfica de color azul corresponde al espectro de demanda, mientras que la gráfica de color plomo y naranja corresponde al sistema con base fija y base aislada respectivamente. Además, se presentan se identifica el punto de inicio de fluencia (color rosado) y el punto de inicio de ocupación inmediata (color azul oscuro).

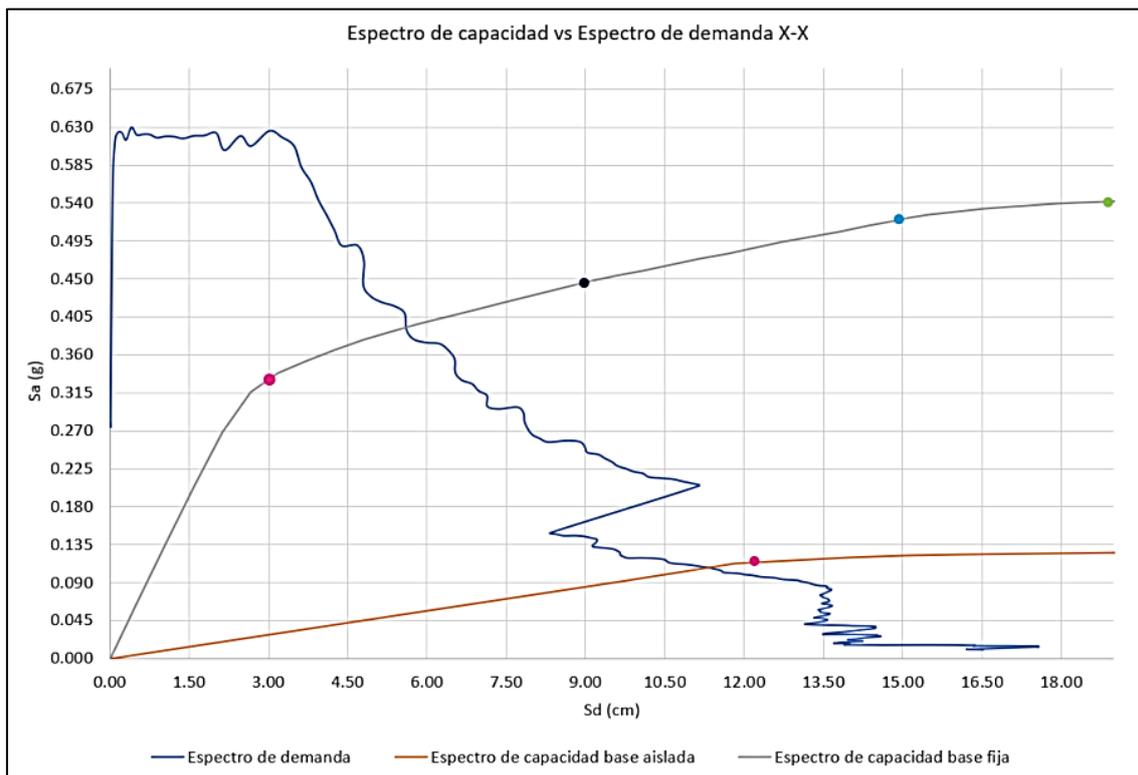


Figura 90 – Punto de desempeño del sistema de acero estructural en el sentido longitudinal (X-X)

De acuerdo a lo mostrado anteriormente, se obtuvo un desplazamiento espectral de 58.40 mm y una aceleración espectral de 0.40g para la estructura con base fija. Además, para la estructura aislada, se obtuvo un desplazamiento espectral de 118.22 mm y una aceleración espectral de 0.11g. Una vez identificado los puntos de intersección, se establece el desempeño sísmico, el cual, para el caso del sistema con base fija, es Funcional, y, para el sistema de base aislada, es Elástico.

Lo anterior, se resume en la siguiente tabla:

Tabla 29 - Punto de desempeño para base aislada y base fija del sistema de acero en la dirección longitudinal

Caso	Sd (mm)	Sa (g)	D (mm)	V (ton)
Base Fija	58.40	0.40	76.99	564.02
Base Aislada	118.22	0.11	125.95	22.88

8.1.2.2. Desempeño en la dirección transversal

En la Figura 91 se muestra la intercepción entre los espectros mostrados anteriormente para el sistema de acero estructural. La gráfica de color azul corresponde al espectro de demanda, mientras que la gráfica de color plomo y naranja corresponde al sistema con base fija y base aislada respectivamente. Además, se presentan se identifica el punto de inicio de fluencia (color rosado) y el punto de inicio de ocupación inmediata (color azul oscuro).

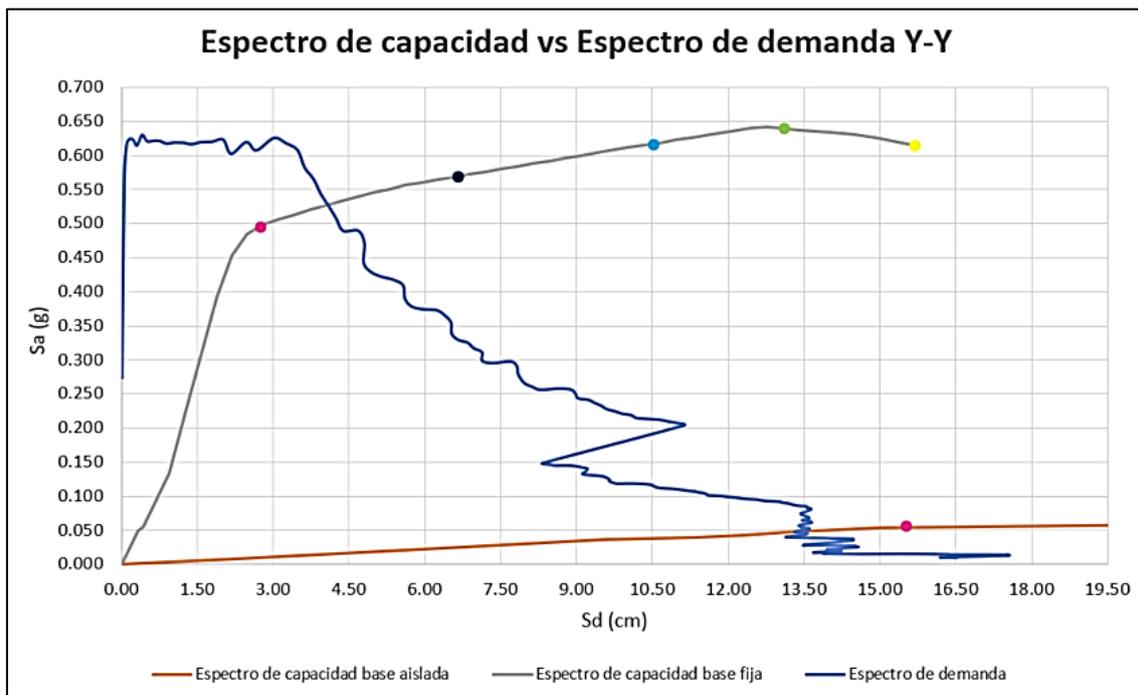


Figura 91 – Punto de desempeño del sistema de acero estructural en el sentido transversal (y-y)

De acuerdo a lo mostrado anteriormente, se obtuvo un desplazamiento espectral de 40.95 mm y una aceleración espectral de 0.53g para la estructura con base fija. Además, para la estructura aislada, se identifica un desplazamiento espectral de 135.40 mm y una aceleración espectral de 0.05g. Una vez identificado los puntos de intersección, se establece el desempeño sísmico, el cual, para el caso del sistema con base fija, es Funcional, y, para el sistema de base aislada, es Elástico.

Lo anterior, se resume en la siguiente tabla:

Tabla 30 - Punto de desempeño para base aislada y base fija del sistema de acero en la dirección transversal

Caso	S_d (mm)	S_a (g)	D (mm)	V (ton)
Base Fija	40.95	0.53	52.13	754.87
Base Aislada	135.40	0.05	148.41	101.86

8.1.2.1. Resumen de resultados obtenidos

Se presenta un resumen de los resultados del desempeño sísmico obtenidos para el sistema de acero estructural:

Tabla 31 - Desempeño en ambas direcciones de análisis del acero estructural

Caso	DESEMPEÑO X-X	DESEMPEÑO Y-Y
BASA FIJA	Funcional	Funcional
BASE AISLADO	Elástico	Elástico

Se puede apreciar que para ambas direcciones de análisis el desempeño mejora de manera adecuada. Esto se puede ver reflejado en el desplazamiento y en la cortante basal. En el caso de la dirección longitudinal, para el sistema aislado, el desplazamiento aumento en un 64% y la cortante basal disminuyó en un 96% respecto a los valores obtenidos para el sistema con base fija. En el caso de la dirección transversal, para el sistema aislado, el desplazamiento aumento en un 185% y la cortante basal disminuyó en un 87% respecto a los valores obtenidos para el sistema con base fija.

Para el presente sistema de acero estructural, se gana mayor desplazamiento y se reduce la cortante basal sobre la estructura en ambas direcciones de análisis, cuando su base está aislada.

8.2. Desempeño sísmico a partir de los resultados del análisis Tiempo – Historia No Lineal

En este apartado, se verifica el desempeño sísmico de los sistemas estructurales aislados a partir de los valores obtenidos en el análisis Tiempo-Historia No Lineal.

A continuación, se muestra el resultado de ello:

8.2.1. Desempeño sísmico del sistema de concreto armado a partir de los resultados del análisis tiempo-historia no lineal

Se presenta los resultados obtenidos en ambas direcciones de análisis del sistema de concreto armado:

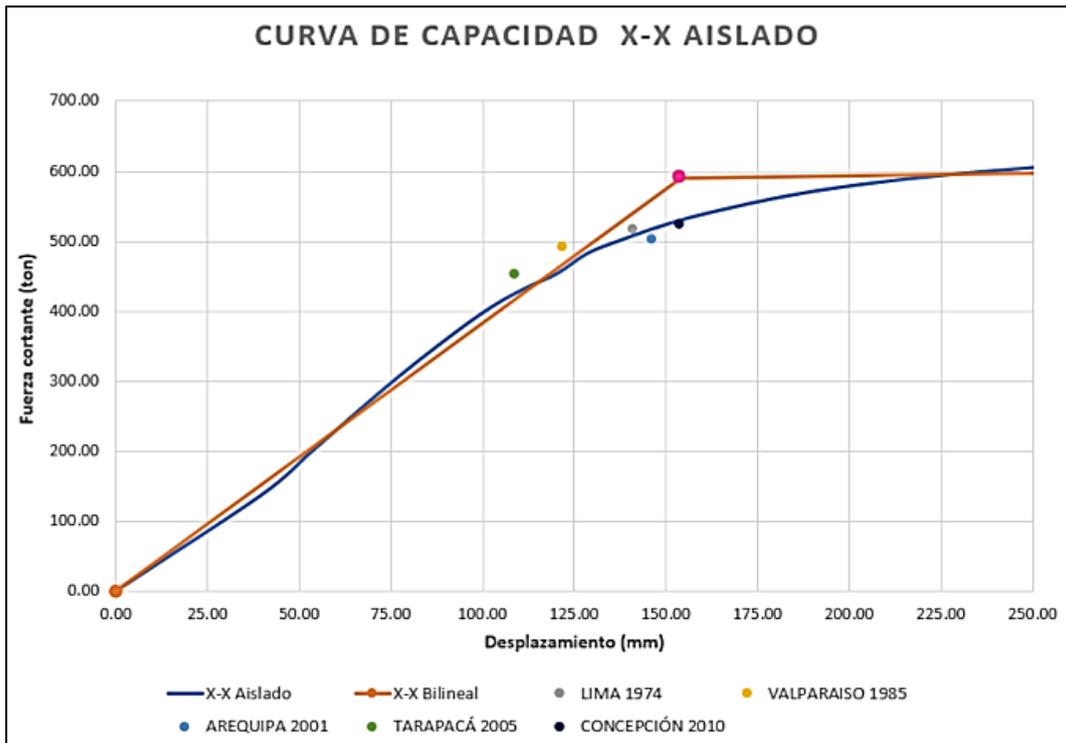


Figura 92 - Punto de desempeño de estructura aislada de concreto armado con resultados de tiempo-historia (x-x)

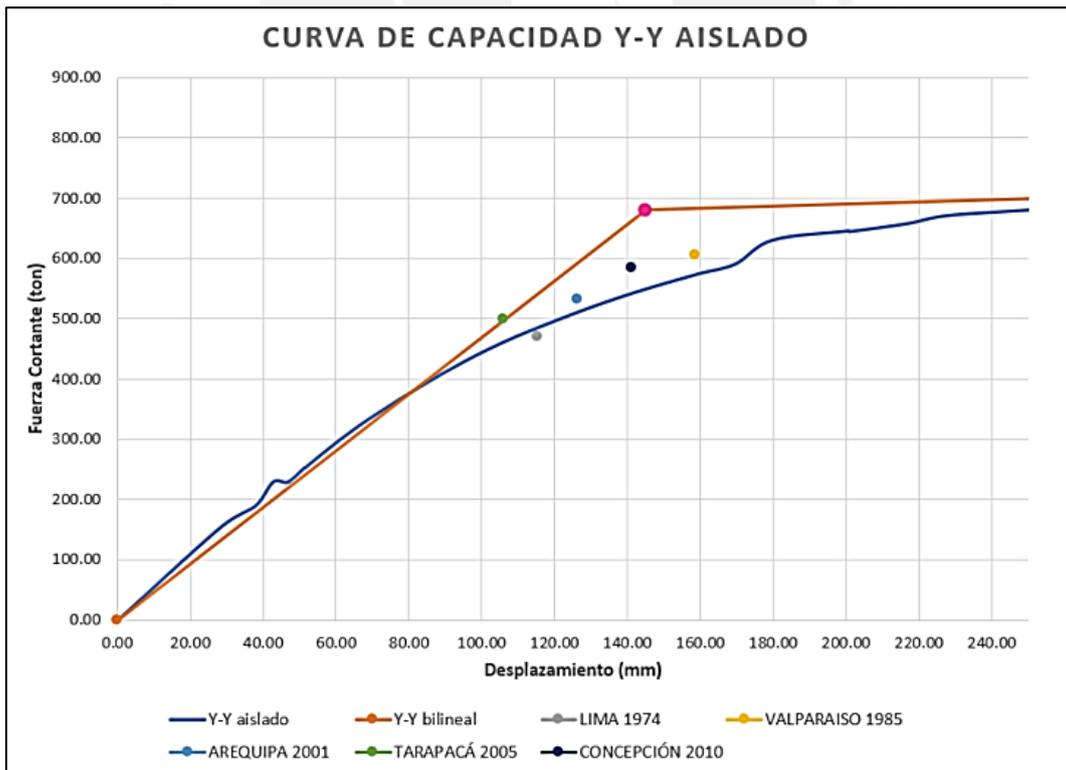


Figura 93 - Punto de desempeño de estructura aislada de concreto armado con resultados de tiempo-historia (y-y)

La Tabla 32 muestra el resumen de los valores de desempeño sísmico obtenidos para cada uno de los registros sísmicos utilizados:

Tabla 32 - Resultado de análisis tiempo historia en el sistema de concreto

SEÑAL	Longitudinal (X-X)			Transversal (Y-Y)		
	V (ton)	D (mm)	Desempeño	V (ton)	D (mm)	Desempeño
LIMA 1974	517.30	140.93	Elástico	470.40	115.17	Elástico
VALPARAISO 1985	492.70	121.56	Elástico	605.30	158.35	Funcional
AREQUIPA 2001	503.40	145.89	Elástico	533.20	126.27	Elástico
TARAPACÁ 2005	454.74	108.71	Elástico	499.40	105.72	Elástico
CONCEPCIÓN 2010	525.50	153.35	Elástico	585.26	140.94	Elástico

Para ambas direcciones de análisis, se identificó su desempeño sísmico frente a las 5 señales. Se puede apreciar que, en la dirección longitudinal, se presenta un desempeño similar al obtenido en el análisis estático no lineal. Sin embargo, en la dirección transversal, se presenta una diferencia con respecto al análisis previo, dado que, para la señal de Valparaíso 1985, el desempeño es Funcional.

8.2.1. Desempeño sísmico del sistema de acero estructural a partir de los resultados del análisis tiempo-historia no lineal

Se presenta los resultados obtenidos en ambas direcciones de análisis del sistema de acero estructural:

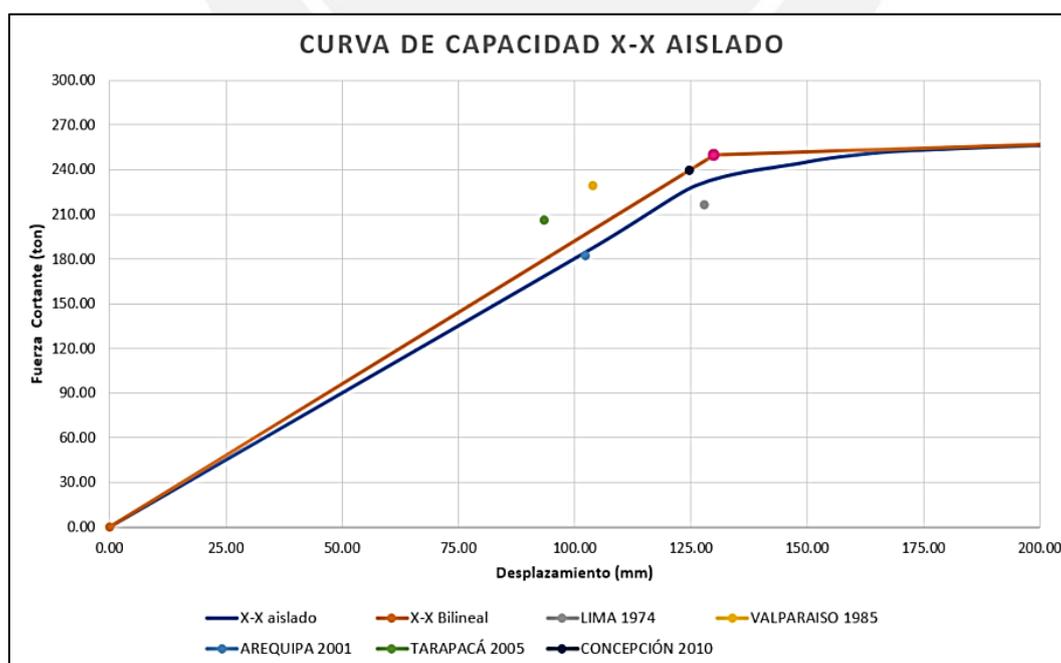


Figura 94 – Punto de desempeño de estructura aislada de acero estructural con resultados de tiempo-historia (x-x)

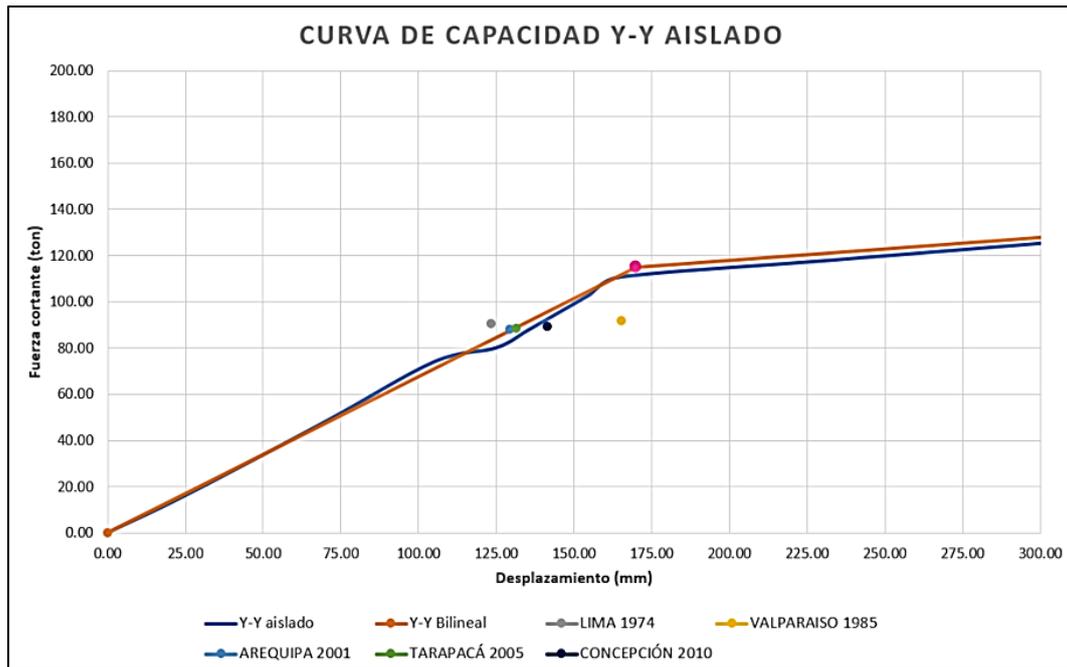


Figura 95 – Punto de desempeño de estructura aislada de acero estructural con resultados de tiempo-historia (y-y)

La Tabla 33 muestra el resumen de los valores de desempeño sísmico obtenidos para cada uno de los registros sísmicos utilizados:

Tabla 33 - Resultado de análisis tiempo historia en el sistema de acero (y-y)

SEÑAL	X-X			Y-Y		
	V (ton)	D (mm)	Estado	V (ton)	D (mm)	Estado
LIMA 1974	216.60	127.84	Elástico	90.58	123.39	Elástico
VALPARAISO 1985	229.27	103.87	Elástico	91.72	165.2	Elástico
AREQUIPA 2001	182.20	102.23	Elástico	88.24	129.21	Elástico
TARAPACÁ 2005	205.91	93.51	Elástico	88.46	131.55	Elástico
CONCEPCIÓN 2010	239.84	124.59	Elástico	89.41	141.31	Elástico

Para ambas direcciones de análisis, se identificó su desempeño sísmico frente a las 5 señales. Se puede apreciar que, en la dirección longitudinal y transversal, se presenta un desempeño similar al mostrado anteriormente.

8.3. Comparativo técnico de los resultados

La presente investigación busca realizar un comparativo inelástico entre el sistema de concreto armado y acero estructural, ambos con base aislada. Por ello, se ha determinado el desempeño

sísmico, para ambos sistemas estructurales, a partir de los análisis y métodos presentados anteriormente.

Lo que se pretende con este comparativo es dar valores referenciales que permita a los ingenieros tomar una mejor decisión, a nivel técnico, al momento de utilizar aisladores sísmicos y seleccionar un sistema estructural.

Se presentan las características ganadas de los sistemas estructurales aislados respecto a los sistemas con base fija:

Tabla 34 - Comparativo de las características adquiridas de ambos sistemas

Sistema Aislado	Aumento de desplazamiento (%)		Reducción de cortante basal (%)	
	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Concreto armado	35.00	46.00	54.00	43.00
Acero estructural	64.00	185.00	96.00	87.00

A partir de la Tabla 34, se puede apreciar que el sistema estructural que tienen mayores beneficios mediante el uso de aisladores, es el sistema de acero estructural. Ambos sistemas estructurales satisfacen el nivel de desempeño propuesto por el comité Visión 2000. Sin embargo, la estructura de acero reduce significativamente su cortante basal, lo cual implicaría que la superestructura resistirá una aceleración menor y por ello se tendría elementos estructurales de menor dimensionamiento.

CAPITULO 9: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

En este capítulo se presentarán las conclusiones y comentarios referidos al comparativo del comportamiento inelástico de los sistemas estructurales de concreto armado y acero estructural, ambos aislados en su base, para un pabellón educativo. Además, se verificará el cumplimiento de la norma E.031 sobre el análisis modal espectral y tiempo-historia, así como los lineamientos descritos en los códigos ASCE-16 y ATC-40 para estructuras aisladas respecto al análisis estático no lineal y análisis tiempo-historia no lineal.

9.1. Sobre el análisis sísmico

El análisis se realizó para un pabellón educativo estructurado en concreto armado y acero estructural, ambos con aislamiento sísmico en la base. Cabe resaltar que ambos sistemas fueron predimensionados y diseñados a partir de las normas E.060 – Diseño de Concreto Armado y E.090 – Diseño de Acero Estructural respectivamente.

Se tiene los siguientes comentarios del análisis sísmico:

- a. El análisis modal espectral de ambos sistemas estructurales aislados cumple con lo indicado de la norma E.031, en la cual se indica que las derivas deben ser menores a 0.0035 en ambas direcciones de análisis.
- b. El análisis tiempo-historia lineal de ambos sistemas estructurales aislados, considerando la no linealidad de los aisladores, cumple con lo indicado de la norma E.031, dado que las derivas actuantes son menores a 0.0050.

Se concluye que los ambos sistemas estructurales, cumplen con los lineamientos de la norma E.031 en lo que respecta a derivas admisibles para el análisis modal espectral y tiempo-historia lineal. Esto indica que la distribución propuesta de aisladores en la base, de cada sistema estructural, es adecuada y se puede continuar con los análisis no lineales correspondientes a la presente investigación.

9.2. Sobre las curvas de Capacidad

A partir de los resultados obtenidos, se realizó el análisis estático no lineal considerando las propiedades inelásticas de los elementos estructurales para cada sistema planteado. Se emiten los siguientes comentarios:

- a. Para el caso de ambos sistemas estructurales, en ambas direcciones de análisis, se puede apreciar que las estructuras de base aislada presentan mayor ductilidad y sobrerresistencia que las estructuras de base fija. Esto corrobora lo indicado en el capítulo del Marco Teórico en lo relación a los cambios que genera en uso de aisladores en la estructura.
- b. Además, en el caso de la estructura de acero, se puede apreciar una mayor ductilidad y sobrerresistencia que la estructura de concreto en ambas direcciones de análisis.

Se concluye que los sistemas con base aislada presentan mayor ductilidad y sobrerresistencia que una estructura con base fija. Esto corrobora lo indicado en el capítulo del Marco Teórico de la presente investigación; además, el sistema de acero es más dúctil que el sistema de concreto.

9.3. Sobre el desempeño sísmico

A partir de las curvas de capacidad obtenidas en el análisis estático no lineal, se generan los espectros de capacidad de cada sistema estructural en cada dirección de análisis y se intersecan con el espectro de demanda, con la finalidad de determinar el desempeño sísmico. Además, con los resultados del análisis tiempo-historia no lineal, se determinó el desempeño sísmico para cada dirección de análisis de las estructuras aisladas. Se emiten los siguientes comentarios:

- a. Ambos sistemas estructurales, con base fija, tienen un desempeño sísmico Funcional en ambas direcciones de análisis y, con base aislada, presentan un desempeño Elástico en ambas direcciones de análisis. Esto quiere decir que el sistema de aisladores mejora el desempeño sísmico como se indica en el capítulo del Marco Teórico. Además, el desempeño obtenido para ambos sistemas cumple con los objetivos del comité Visión 2000.
- b. De acuerdo a los resultados del análisis tiempo-historia no lineal, ambos sistemas estructurales presentan un desempeño adecuado en ambas direcciones de análisis. Sin embargo, para la señal sísmica de Valparaíso, en la dirección transversal de análisis, el

sistema de concreto armado presenta un desempeño Funcional, mientras que el sistema de acero estructural tiene un desempeño Elástico.

- c. Al comparar el comportamiento inelástico, a partir del desempeño sísmico de las estructuras, se puede apreciar que el sistema de acero estructural con base aislada presenta un mejor desempeño sísmico que el sistema de concreto armado.

Se concluye, que el uso de aisladores sísmicos en la base, mejora el desempeño sísmico de ambos sistemas estructurales en ambas direcciones de análisis. Sin embargo, se puede apreciar que el sistema de acero estructural aislado presenta un mejor comportamiento inelástico, dado que tiene un mayor aumento de desplazamiento y una mayor reducción de la cortante basal con respecto al sistema de concreto armado aislado.

9.4. Sobre hipótesis planteada

A partir de lo descrito anteriormente, se concluye que la hipótesis planteada es incorrecta, debido a que el sistema estructural que presenta un mejor comportamiento inelástico, a partir del desempeño sísmico, es la estructura de acero estructural y no la del concreto armado.

Cabe indicar que dicha conclusión es exclusiva para el presente pabellón educativo, dado que cada proyecto es único. Sin embargo, la intención es aportar al conocimiento y que se tome como referencia para otros proyectos similares.

BIBLIOGRAFÍA

- American Society of Civil Engineers (2016). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7 – 16. USA.
- Applied Technology Council (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings ATC 40. USA.
- Hognestad (1951). Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. University of Illinois. Engineering Experiment Station. Bulletin, N° 399.
- Mander (1983). Seismic design of bridge piers.
- Muñoz (2008). Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica 1. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.
- DIS, Dynamic Isolation Systems Products <http://www.dis-inc.com/products.html>
- SAOC (1995). A Framework for performance based design. Vision 2000 Committee. Structural Engineers Association of California. California.
- SENCICO (2018). Norma Técnica de edificaciones NTE E.030 Diseño Sismorresistente. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la industria de la construcción. Lima
- SENCICO (2019). Norma Técnica de edificaciones NTE E.031 Aislamiento Sísmico. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la industria de la construcción. Lima
- SENCICO (2009). Norma Técnica de edificaciones NTE E.060 Concreto Armado. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la industria de la construcción. Lima
- SENCICO (2006). Norma Técnica de edificaciones NTE E.090 Estructuras Metálicas. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la industria de la construcción. Lima
- Park y Paulay (1988) Estructuras de concreto reforzado. México
- Zapata Baglietto. (1985). Diseño Estructural en Acero. Perú.
- McCormac (2012). Structural Steel Design. USA.
- Ottazzi (2015). Apuntes del curso: Concreto Armado 1. Fondo editorial PUCP
- Liew, Gardner, Philippe Block (2017). Moment-Curvature-Thrust Relationships for Beam-Columns
- SAP2000 (2019). SAP2000 V20. Computer and Structural Inc (CSI)

- American Society of Civil Engineers (2012). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building ASCE/SEI 41– 13. USA.
- Kelly (1999). The role of damping in seismic isolation. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 28(1), 3-20.
- Skinner & Robinson (2010). Seismic isolation for designers and structural engineers. Robinson Seismic Limited.
- Pérez Mundaca. (2019). Evaluación del desempeño sísmico en edificaciones esenciales mediante la aplicación del análisis inelástico por desplazamientos.
- Guerrero (2019). Análisis técnico y económico del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando arriostramientos concéntricos. *Gaceta Técnica*, 20(1), 41-59.
- Talavera (2017). Experiencia nacional en edificaciones con sistemas de protección sísmica.
- Guan, Jiang, Guo, and Ge (2018). “Development and Seismic Behavior of Precast Concrete Beam-to-Column Connections,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 22, no. 2, pp. 234-256.
- Serkan (2017). “Seismic Performance Factors for Precast Buildings with Hybrid Beam-Column Connections,” *Procedia Eng.*, vol. 199, pp. 3540–3545.

ANEXOS



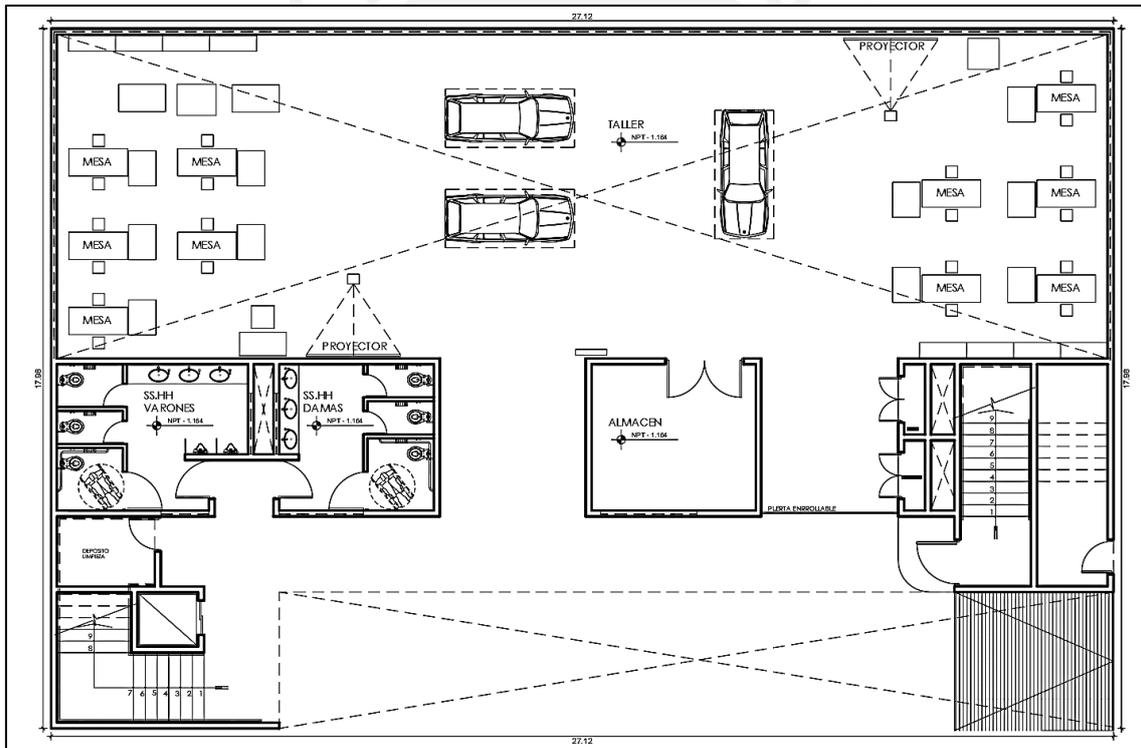
ANEXO 1 – ANÁLISIS SÍSMICO SIN AISLADORES DE AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

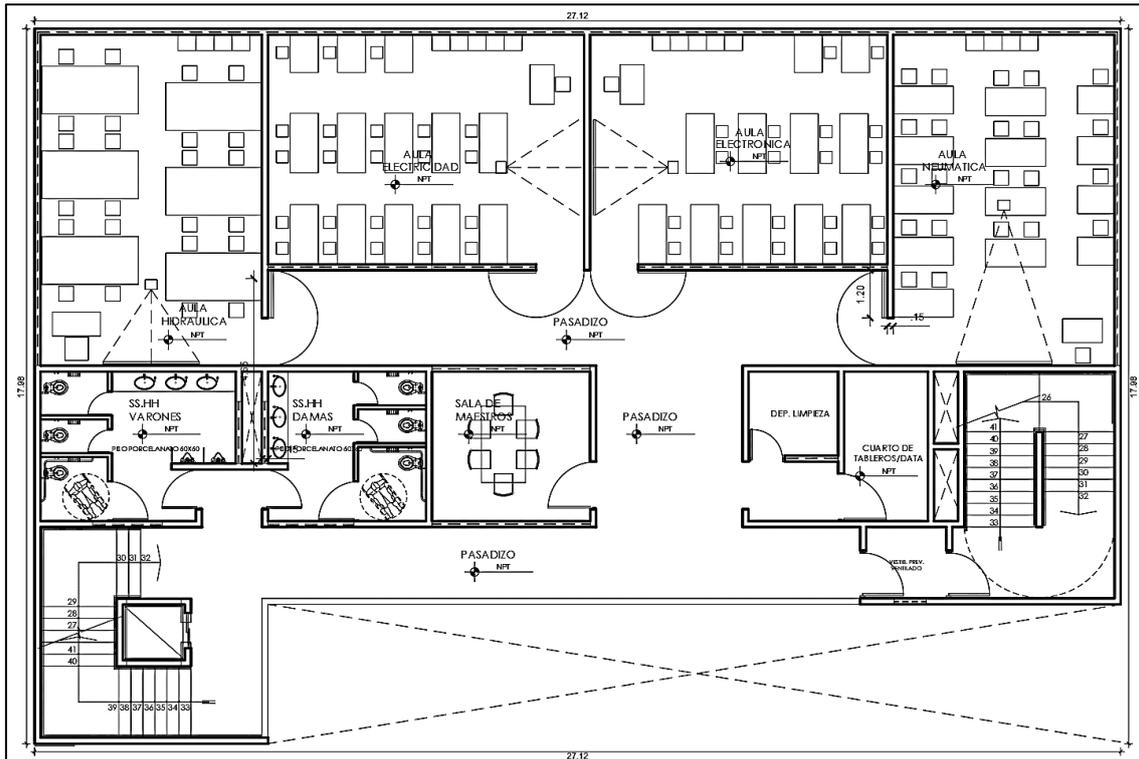
Alcance:

El presente informe tiene el objetivo de mostrar el análisis sísmico de un pabellón educativo de 7 pisos el será estructurado en concreto armado y acero estructural, además, ambos sistemas estructurales tendrán aisladores en su base. Inicialmente, se mostrará la distribución del pabellón a nivel de arquitectura y se indicará las cargas de gravedad que se considerarán. Seguido a ello, se presentarán los modelos estructurales para poder realizar el análisis sísmico sin aislador y con aislador.

Distribución de pabellón y sistemas estructurales:

Se tiene la siguiente arquitectura brindada por el asesor:





Se tiene un área de 403.21 m², los cuales presenta aulas como se puede apreciar y lo que se busca es aprovechar la presencia de luces de 8.40m de largo en los aularios.

El uso específico de este pabellón es de aularios, para ello se tendrá en cuenta los siguientes parámetros de la Norma E.020 relacionados a su sobrecarga:

Centros de Educación	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350) Ver 6.4
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)

Entonces, se tendrán las siguientes cargas:

- S/c aulas: 250 kg/m²
- S/c corredores y escaleras: 400 kg/m²

A continuación, se presentan las características que tendrán cada sistema estructural:

- Sistema de concreto armado:

Se considera el uso de los siguientes materiales:

- Concreto: Resistencia a compresión: 280 kg/m²

Peso específico: 2400 kg/m²

- Acero de refuerzo:
Resistencia a fluencia: 4200 kg/m²
Peso específico: 7800 kg/m²

El sistema estructural será dual el cual estará compuesto por pórticos y columnas unidas mediante vigas. Las losas serán aligeradas en una y dos direcciones dependiendo del caso. Las secciones de las columnas y vigas serán rectangulares.

- Sistema de acero estructural:

- Acero de estructural:
Resistencia a fluencia: 2350 kg/m²
Peso específico: 7800 kg/m²
Grado: Grado 36

El sistema estructural será un sistema ordinario con arriostres concéntricos y para ello, se considera que las vigas estarán simplemente apoyadas con la finalidad de tener uniones simples a corte y tener un mejor análisis de cada elemento. Además, se utilizarán secciones W para las columnas y vigas, y secciones tubulares para los arriostres. Las losas serán colaborantes.

Análisis sísmico sin aisladores:

Inicialmente, se presentarán los parámetros sísmicos considerados para ambos sistemas estructurales:

	Sistema de concreto armado	Sistema de acero estructural
Factor de Zona (Z)	El pabellón educativo estará ubicado en Lima, es por ello que le corresponde la zona sísmica 4 de acuerdo a la norma E.030.	
Factor de Uso (U)	El pabellón educativo ese encuentra dentro de la categoría de Edificaciones Esenciales (A) según la norma E.030.	
Factor de Suelo (S)	Para la presente investigación, no se cuenta con estudio de suelos, pero se considera que el pabellón estará sobre un suelo bueno denominado S1	
Factor de Amplificación (C)	Este factor esta relaciona con el periodo de la estructura y tiene tres tramos, el cual depende de los valores T _p y T _l . Estos valores están en la Tabla 4 de la norma E.030 y depende de la categoría de suelo.	
Factor de Reducción (R)	Se utilizará un sistema de muros estructurales al cual le corresponde un R igual a 6	Se utilizará un sistema de pórticos lateralmente arriostrados, por eso se considera un R igual 4

Una vez conocido ello, se procede a hacer el análisis por sistema estructural.

- Análisis sísmico de estructura de concreto armado sin aislador:

Se presentan datos relevantes como son el peso de la estructura, el área y la relación entre ellos:

- Peso: 2780.84 ton
- Área: 403.21 m²
- Peso / Área: 6.90 ton /m²

Se procede a presentar el modelo estructural realizado en SAP2000:

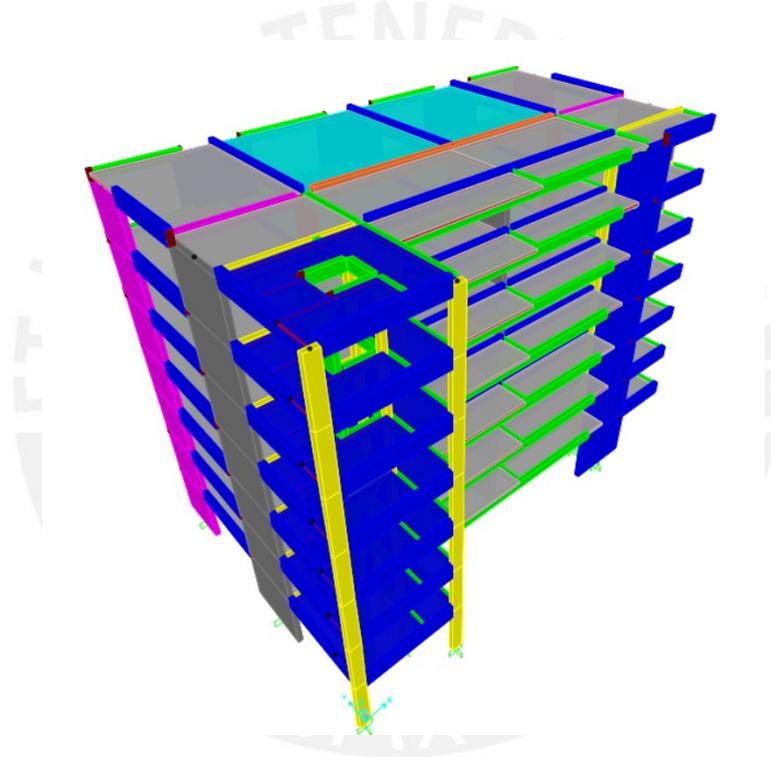


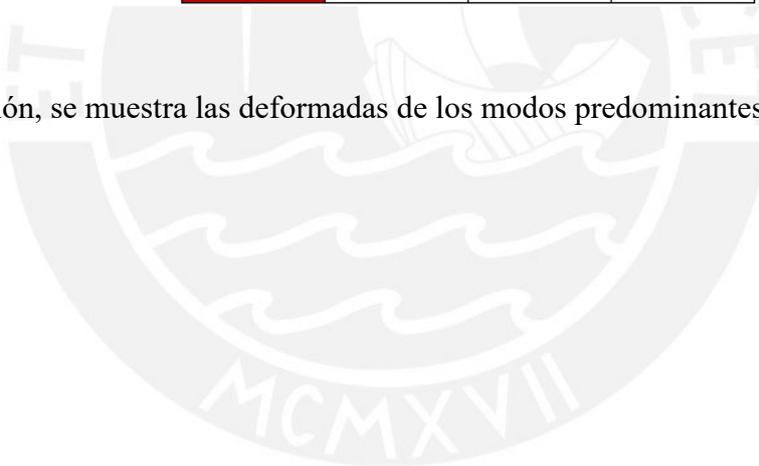
Ilustración 1- Modelo estructural de estructura de concreto armado sin aislador

Luego de ello, se presenta los modos de vibración con su respectiva masa participativa:

Tabla 1 - Modos de estructura de concreto armado sin aislador

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0.53	0.72392	0.001693	0.004816
2	0.45	0.001597	0.739822	8.76E-04
3	0.35	0.002213	0.000994	0.734837
4	0.13	1.62E-01	7.31E-04	6.04E-03
5	0.12	7.02E-04	1.49E-01	1.06E-04
6	0.09	5.27E-06	5.31E-04	1.63E-06
7	0.09	1.71E-06	9.25E-04	9.26E-06
8	0.09	1.79E-04	4.90E-03	5.31E-04
9	0.09	0.014285	2.90E-05	0.152883
10	0.08	3.02E-08	1.40E-03	0.000135
11	0.06	5.01E-02	0.00162	0.006281
12	0.06	0.001689	0.052127	0.000354
13	0.05	1.41E-04	0.000799	1.60E-05
14	0.05	7.20E-06	0.003431	0.001019
15	0.04	6.34E-03	2.90E-05	4.94E-02
16	0.04	0.020502	0.00066	0.000808
17	0.03	6.16E-04	2.38E-02	4.80E-05
18	0.02	0.010205	1.58E-03	0.000218
19	0.02	1.35E-03	0.010641	2.05E-04
20	0.02	0.003416	3.18E-04	0.009798
21	0.02	1.40E-04	0.004241	1.19E-04
	SUMA	0.9998	0.9996	0.9685

A continuación, se muestra las deformadas de los modos predominantes:



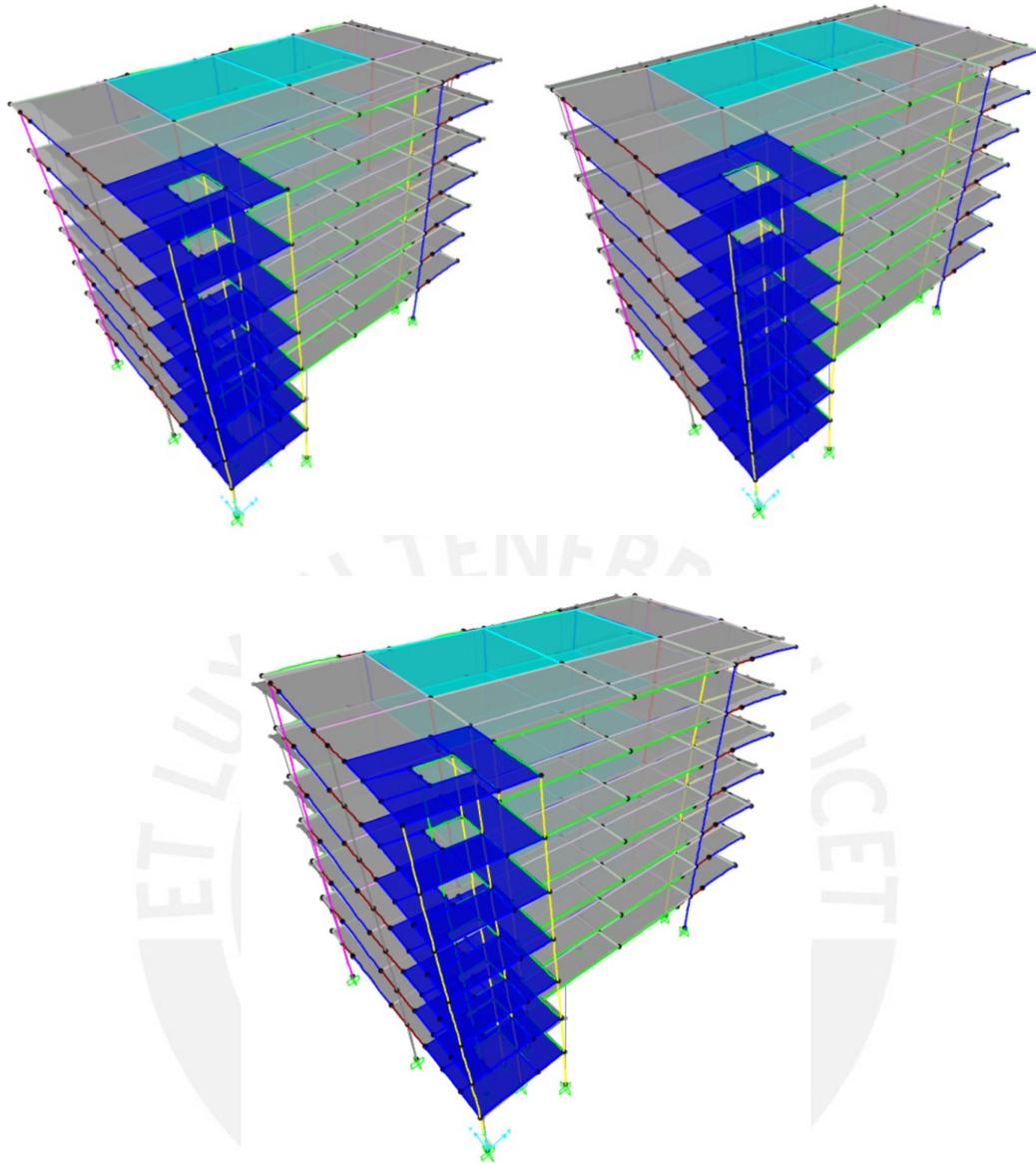


Ilustración 2 – Modos fundamentales de sistema de concreto armado sin aisladores

Análisis sísmico estático:

Se procede a determinar la cortante basal estática de la estructura con la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times \text{Peso de la estructura}$$

Para este caso, hay que tener en cuenta que se debe considerar una relación de C/R mayor igual a 0.11 como indica la norma.

Se obtienen las siguientes fuerzas:

Tabla 2 - Fuerza cortante estática

Carga	FX	FY
	tonf	tonf
Sx 1	511.57	0.00E+00
Sy 1	0.00E+00	602.52

Análisis sísmico dinámico:

Se verifica la cortante basal dinámica:

Tabla 3 - Fuerza cortante dinámica

Carga	FX	FY
	tonf	tonf
Sx	385.23	24.53
Sy	24.53	458.41

Por norma, se debe cumplir que la cortante basal dinámica debe ser mayor al 80% de la cortante basal estática, para el caso de estructuras regulares. Se realiza el siguiente comparativo:

Tabla 4 - Comparación de cargas dinámicas y estáticas

Dirección	Vestático	Vdinámico	%Vest	f
X	511.57	385.23	409.26	1.06
Y	602.52	458.41	482.01	1.05

Como se puede apreciar, se debe escalar el sismo en la dirección X e Y por un factor de 1.06 y 1.05 respectivamente.

Al realizar el cambio solicitado, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5 - Revisión de cargas dinámicas amplificadas

Dirección	Vestático	Vdinámico	%Vest	f
X	511.57	408.34	409.26	1.00
Y	602.52	481.33	482.01	1.00

Entonces se respecta los parámetros solicitados en la norma.

Desplazamientos elásticos:

Se presenta el desplazamiento elástico relativo en las direcciones X e Y:

Tabla 6 - Desplazamientos elásticos relativos en la dirección X

Story	Caso de carga	Dirección	Desplazamiento elástico
Story7	Dx Max	X	0.00310
Story6	Dx Max	X	0.00330
Story5	Dx Max	X	0.00360
Story4	Dx Max	X	0.00370
Story3	Dx Max	X	0.00350
Story2	Dx Max	X	0.00290
Story1	Dx Max	X	0.00180



Ilustración 3 - Desplazamiento elástico acumulados en X

Tabla 7 - Desplazamiento elásticos relativos en la dirección Y

Story	Caso de carga	Dirección	Desplazamiento elástico
Story7	Dx Max	Dy Max	0.00260
Story6	Dx Max	Dy Max	0.00290
Story5	Dx Max	Dy Max	0.00320
Story4	Dx Max	Dy Max	0.00330
Story3	Dx Max	Dy Max	0.00320
Story2	Dx Max	Dy Max	0.00260
Story1	Dx Max	Dy Max	0.00160



Ilustración 4 - Desplazamiento elástico acumulados en Y

Desplazamientos y derivas inelásticos:

Se presenta los desplazamiento y derivas inelástico relativo en las direcciones X e Y:

Tabla 8 - Deriva inelástica en X

Story	Caso de carga	Dirección	Deriva
Story7	Dx Max	X	0.00433
Story6	Dx Max	X	0.00477
Story5	Dx Max	X	0.00510
Story4	Dx Max	X	0.00523
Story3	Dx Max	X	0.00497
Story2	Dx Max	X	0.00407
Story1	Dx Max	X	0.00230

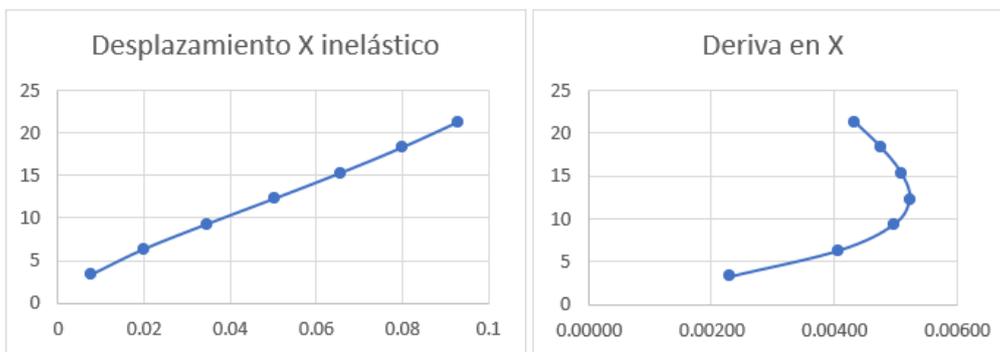


Ilustración 5 - Desplazamiento y deriva inelástica en X

Tabla 9 - Deriva inelástica en Y

Story	Caso de carga	Dirección	Drift
Story7	Dy Max	Y	0.00367
Story6	Dy Max	Y	0.00413
Story5	Dy Max	Y	0.00457
Story4	Dy Max	Y	0.00473
Story3	Dy Max	Y	0.00453
Story2	Dy Max	Y	0.00380
Story1	Dy Max	Y	0.00206

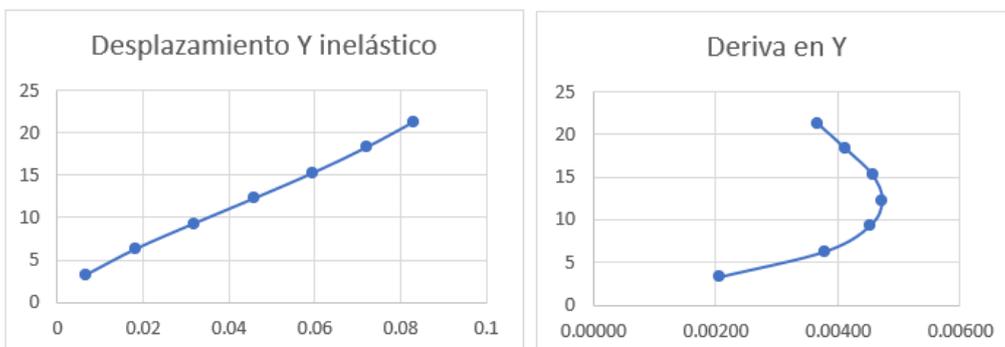


Ilustración 6 - Desplazamiento y deriva inelástica en X

Como se puede apreciar, en ambas direcciones la deriva es menor a la máxima admisible (0.007), correspondiente a la normativa E030.

Revisión de irregularidades:

- Torsión:

Tabla 10 - Torsión en la dirección X

Story	Caso de carga	Dirección	Maximo Desp.	Desplazamiento Promedio	Ratio
			m	m	
Story7	Dx Max	X	0.01330	0.01307	1.02
Story6	Dx Max	X	0.01430	0.01407	1.02
Story5	Dx Max	X	0.01530	0.01487	1.03
Story4	Dx Max	X	0.01720	0.01563	1.10
Story3	Dx Max	X	0.01490	0.01323	1.13
Story2	Dx Max	X	0.01220	0.01130	1.08
Story1	Dx Max	X	0.00760	0.00690	1.10

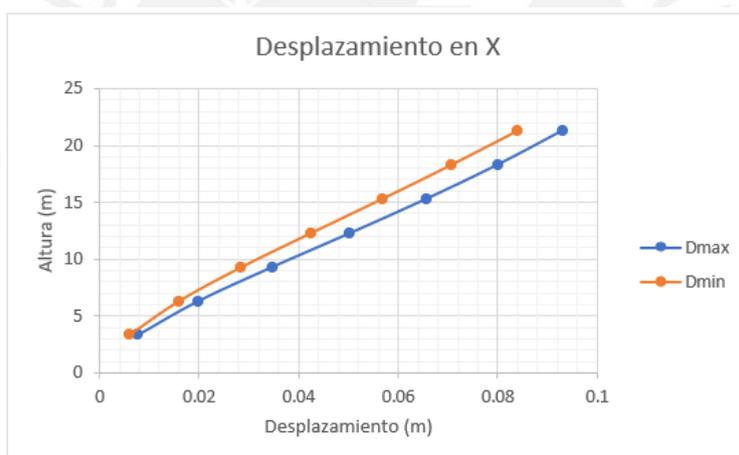


Ilustración 7 - Desplazamientos máximos y mínimos en X

Tabla 11 - Torsión en la dirección Y

Story	Caso de carga	Dirección	Maximo Desp.	Desplazamiento Promedio	Ratio
			m	m	
Story7	Dy Max	Y	0.01100	0.01000	1.10
Story6	Dy Max	Y	0.01240	0.01133	1.09
Story5	Dy Max	Y	0.01370	0.01260	1.09
Story4	Dy Max	Y	0.01420	0.01323	1.07
Story3	Dy Max	Y	0.01360	0.01270	1.07
Story2	Dy Max	Y	0.01140	0.01067	1.07
Story1	Dy Max	Y	0.00680	0.00653	1.04

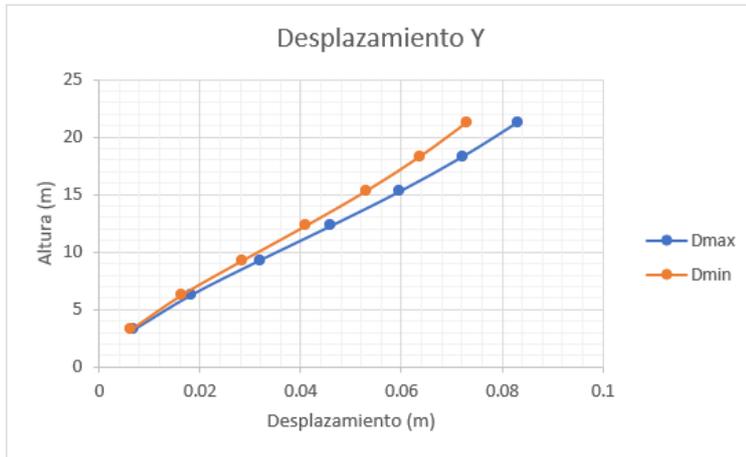


Ilustración 8 - Desplazamientos máximos y mínimos en Y

- **Piso blando:**

Tabla 12 - Piso blando en X

Story	Caso de carga	Dirección	Fuerza cortante	Desplazamiento	Rigidez (k)	70% k	IR	80% Prom K	IR
			ton	m	ton/m	ton/m		ton	
Story7	Dx Max	X	82.98	0.0130	6383.08	4468.15		5106.46	
Story6	Dx Max	X	183.01	0.0143	12797.90	8958.53	NO	7672.39	
Story5	Dx Max	X	255.49	0.0153	16698.69	11689.08	NO	9567.91	NO
Story4	Dx Max	X	312.29	0.0157	19891.08	13923.76	NO	13170.05	NO
Story3	Dx Max	X	356.24	0.0149	23908.72	16736.11	NO	16132.93	NO
Story2	Dx Max	X	388.46	0.0122	31840.98	22288.69	NO	20170.88	NO
Story1	Dx Max	X	405.15	0.0076	53309.21	37316.45	NO		NO

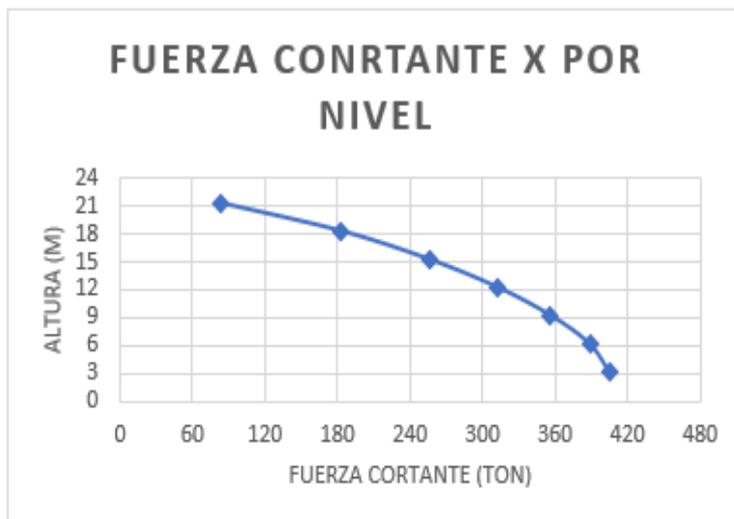


Ilustración 9 - Distribución de cortante por altura en X

Tabla 13 - Piso blando en Y

Story	Caso de carga	Dirección	Fuerza cortante	Desplazamiento	Rigidez (k)	70% k	IR	80% Prom K	IR
			ton		m	ton/m		ton/m	
Story7	Dy Max	Y	72.14	0.0110	6558.18	4590.73		5246.55	
Story6	Dy Max	Y	150.54	0.0124	12140.32	8498.23	NO	7479.40	
Story5	Dy Max	Y	215.31	0.0137	15716.06	11001.24	NO	9177.22	NO
Story4	Dy Max	Y	264.57	0.0142	18631.69	13042.18	NO	12396.82	NO
Story3	Dy Max	Y	300.99	0.0136	22131.62	15492.13	NO	15061.16	NO
Story2	Dy Max	Y	323.36	0.0114	28364.91	19855.44	NO	18434.19	NO
Story1	Dy Max	Y	330.16	0.0068	48552.79	33986.96	NO		NO



Ilustración 10 - Distribución de cortante por altura en Y

- Análisis sísmico de estructura de acero estructural sin aislador:

Se presentan datos relevantes como son el peso de la estructura, el área y la relación entre ellos:

- Peso: 1869.79 ton
- Área: 403.21 m²
- Peso / Área: 4.64 ton /m²

Se procede a presentar el modelo estructural realizado en SAP2000:

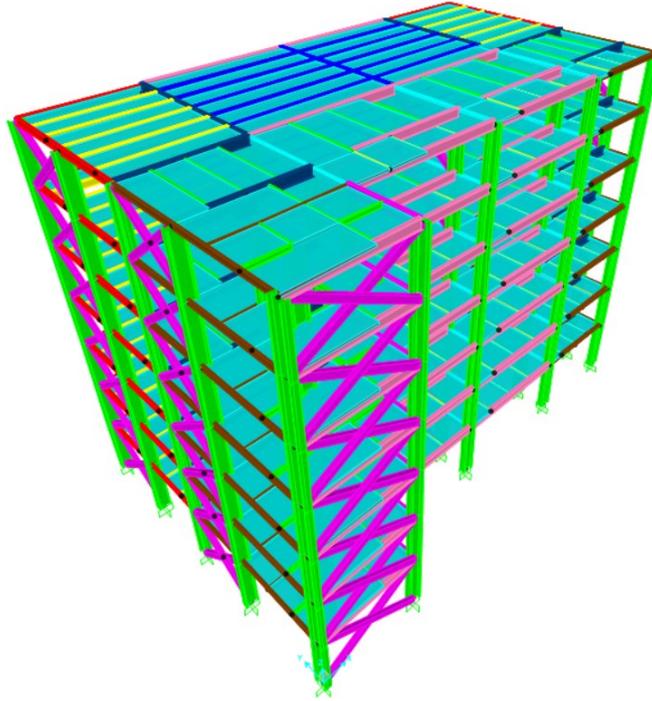


Ilustración 11- Modelo estructural de estructura de acero estructural sin aislador

Luego de ello, se presenta los modos de vibración con su respectiva masa participativa:

Tabla 14 - Modos de estructura de acero estructural sin aislador

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0.42	0.83314	5.07E-06	0.001105
2	0.27	1.20E-05	0.864232	0.001722
3	0.18	1.00E-03	2.73E-03	0.776715
4	0.14	9.62E-02	1.80E-05	5.008E-06
5	0.08	6.56E-04	1.13E-01	0.003094
6	0.07	5.76E-02	1.35E-03	0.001701
	SUMA	0.9886	0.9817	0.7843

A continuación, se muestra las deformadas de los modos predominantes:

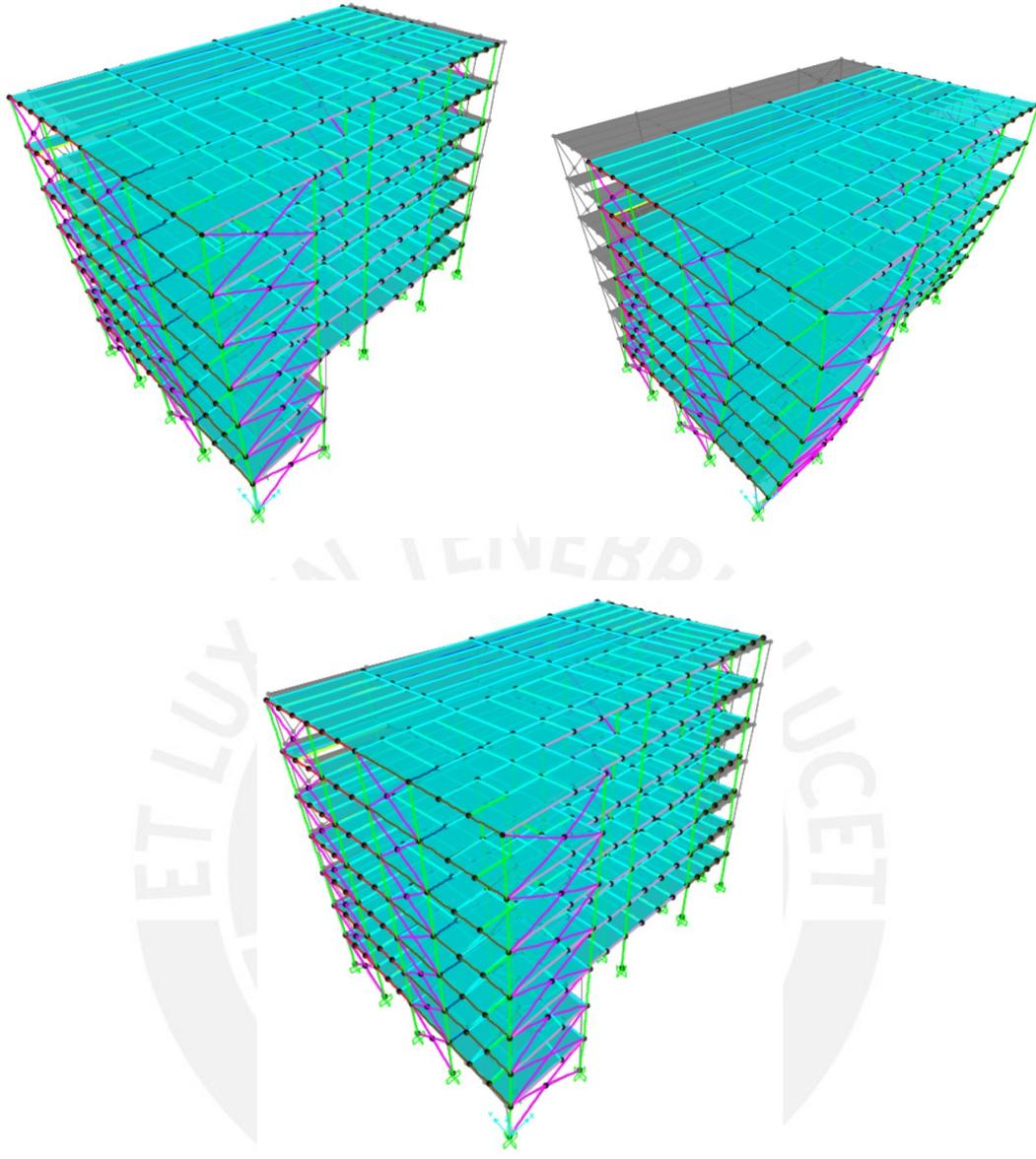


Ilustración 12 – Modos fundamentales de sistema acero estructural sin aislador

Análisis sísmico estático:

Se procede a determinar la cortante basal estática de la estructura con la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times \text{Peso de la estructura}$$

Para este caso, hay que tener en cuenta que se debe considerar una relación de C/R mayor igual a 0.11 como indica la norma.

Se obtienen las siguientes fuerzas:

Tabla 15 - Fuerza cortante estática

Carga	FX	FY
	tonf	tonf
Sx 1	666.97	0.00E+00
Sy 1	0.00E+00	683.64

Análisis sísmico dinámico:

Se verifica la cortante basal dinámica:

Tabla 16 - Fuerza cortante dinámica

Carga	FX	FY
	tonf	tonf
Sx	544.67	11.68
Sy	9.79	595.52

Por norma, se debe cumplir que la cortante basal dinámica debe ser mayor al 80% de la cortante basal estática, para el caso de estructuras regulares. Se realiza el siguiente comparativo:

Tabla 17 - Comparación de cargas dinámicas y estáticas

Dirección	Vestático	Vdinámico	%Vest	f
X	666.97	544.67	533.57	1.00
Y	683.64	595.52	546.91	1.00

Entonces se respecta los parámetros solicitados en la norma.

Desplazamientos elásticos:

Se presenta el desplazamiento elástico relativo en las direcciones X e Y:

Tabla 18 - Desplazamientos elásticos relativos en la dirección X

Story	Caso de carga	Dirección	Desplazamiento elastico
Story7	Dx Max	X	0.00080
Story6	Dx Max	X	0.00170
Story5	Dx Max	X	0.00270
Story4	Dx Max	X	0.00360
Story3	Dx Max	X	0.00420
Story2	Dx Max	X	0.00450
Story1	Dx Max	X	0.00350

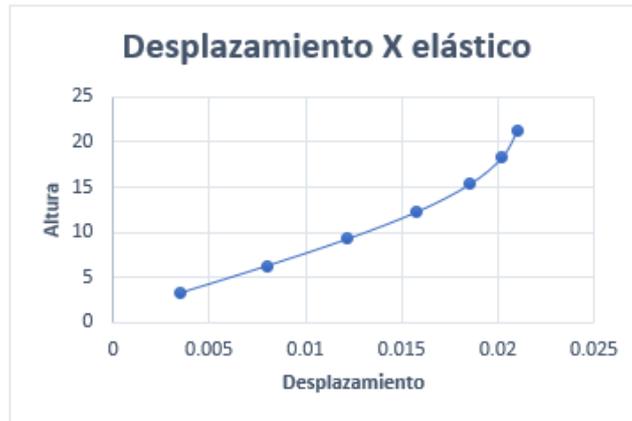


Ilustración 13 - Desplazamiento elástico acumulados en X

Tabla 19 - Desplazamiento elásticos relativos en la dirección Y

Story	Caso de carga	Dirección	Desplazamiento elastico
Story7	Dy Max	Y	0.00030
Story6	Dy Max	Y	0.00070
Story5	Dy Max	Y	0.00110
Story4	Dy Max	Y	0.00150
Story3	Dy Max	Y	0.00170
Story2	Dy Max	Y	0.00200
Story1	Dy Max	Y	0.00220



Ilustración 14 - Desplazamiento elástico acumulados en Y

Desplazamientos y derivas inelásticos:

Se presenta los desplazamiento y derivas inelástico relativo en las direcciones X e Y:

Tabla 20 - Deriva inelástica en X

Story	Caso de carga	Dirección	Deriva
Story7	Dx Max	X	0.00083
Story6	Dx Max	X	0.00170
Story5	Dx Max	X	0.00270
Story4	Dx Max	X	0.00353
Story3	Dx Max	X	0.00420
Story2	Dx Max	X	0.00450
Story1	Dx Max	X	0.00321

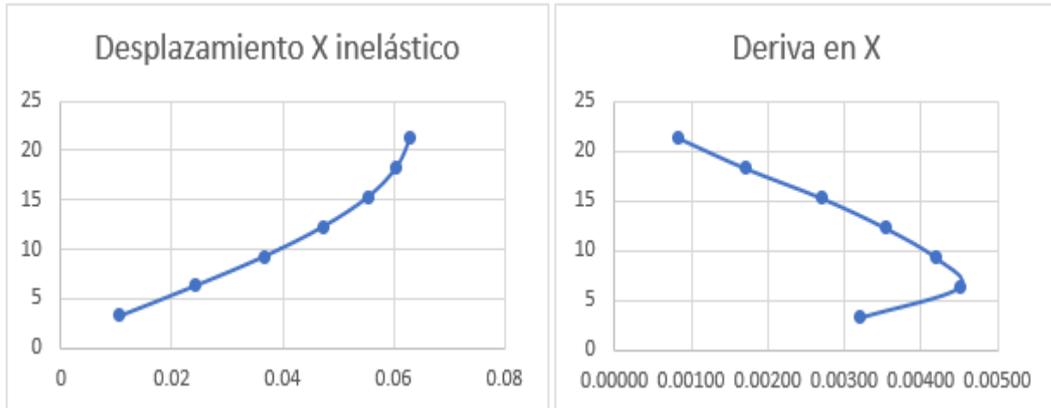


Ilustración 15 - Desplazamiento y deriva inelástica en X

Tabla 21 - Deriva inelástica en Y

Story	Caso de carga	Dirección	Drift
Story7	Dy Max	Y	0.00027
Story6	Dy Max	Y	0.00067
Story5	Dy Max	Y	0.00113
Story4	Dy Max	Y	0.00147
Story3	Dy Max	Y	0.00177
Story2	Dy Max	Y	0.00200
Story1	Dy Max	Y	0.00197

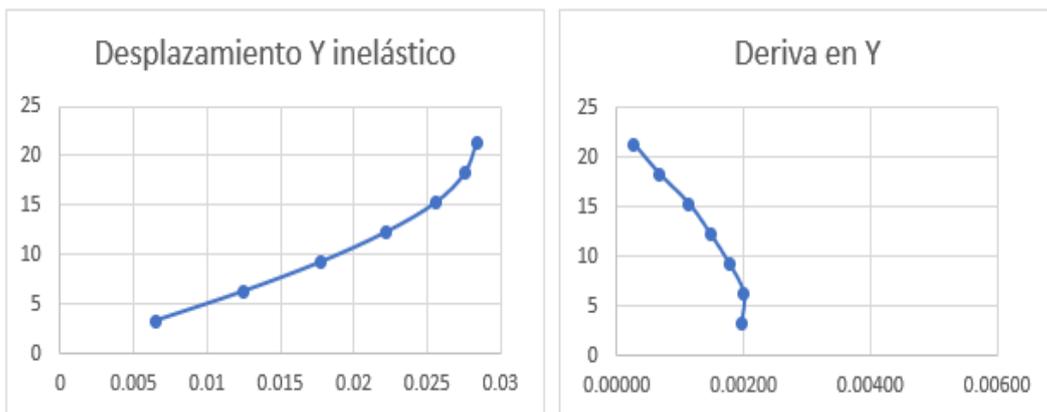


Ilustración 16 - Desplazamiento y deriva inelástica en X

Como se puede apreciar, en ambas direcciones la deriva es menor a la máxima admisible (0.0010), correspondiente a la normativa E030.

Revisión de irregularidades:

- **Torsión:**

Tabla 22 - Torsión en la dirección X

Story	Caso de carga	Dirección	Maximo Desp.	Desplazamiento Promedio	Ratio
			m	m	
Story7	Dx Max	X	0.00250	0.00243	1.03
Story6	Dx Max	X	0.00510	0.00497	1.03
Story5	Dx Max	X	0.00810	0.00780	1.04
Story4	Dx Max	X	0.01060	0.01020	1.04
Story3	Dx Max	X	0.01260	0.01220	1.03
Story2	Dx Max	X	0.01350	0.01307	1.03
Story1	Dx Max	X	0.01060	0.00997	1.06

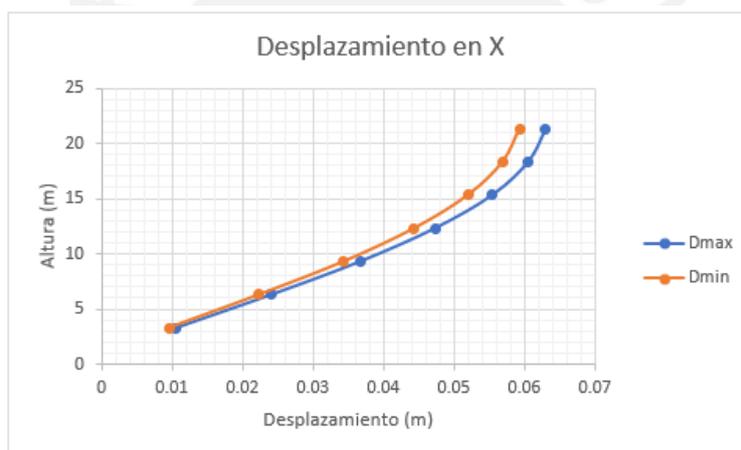


Ilustración 17 - Desplazamientos máximos y mínimos en X

Tabla 23 - Torsión en la dirección Y

Story	Caso de carga	Dirección	Maximo Desp.	Desplazamiento Promedio	Ratio
			m	m	
Story7	Dy Max	Y	0.00080	0.00073	1.09
Story6	Dy Max	Y	0.00200	0.00190	1.05
Story5	Dy Max	Y	0.00340	0.00317	1.07
Story4	Dy Max	Y	0.00440	0.00420	1.05
Story3	Dy Max	Y	0.00530	0.00500	1.06
Story2	Dy Max	Y	0.00600	0.00563	1.07
Story1	Dy Max	Y	0.00650	0.00617	1.05

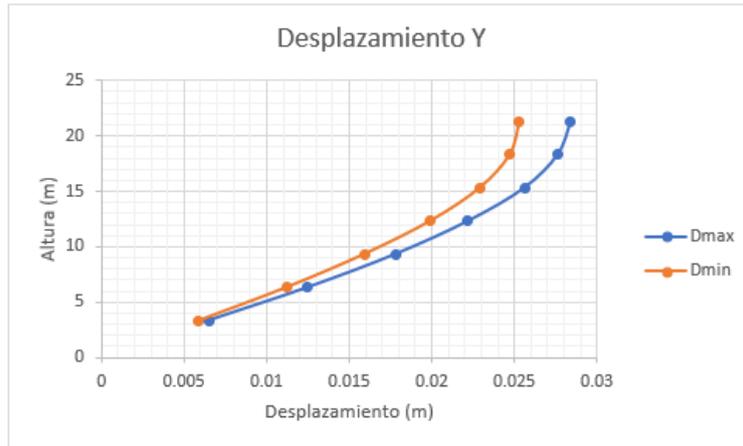


Ilustración 18 - Desplazamientos máximos y mínimos en Y

- **Piso blando:**

Tabla 24 - Piso blando en X

Story	Caso de carga	Dirección	Fuerza cortante	Desplazamiento	Rigidez (k)	70% k	IR	80% Prom K	IR
			ton		ton/m	ton/m		ton	
Story7	Dx Max	X	70.25	0.0025	28100.00	19670.00		22480.00	
Story6	Dx Max	X	190.81	0.0051	37413.73	26189.61	NO	26205.49	
Story5	Dx Max	X	301.68	0.0081	37244.44	26071.11	NO	27402.18	NO
Story4	Dx Max	X	393.94	0.0106	37164.15	26014.91	NO	29819.29	NO
Story3	Dx Max	X	466.59	0.0126	37030.95	25921.67	NO	29717.21	NO
Story2	Dx Max	X	515.12	0.0135	38157.04	26709.93	NO	29960.57	NO
Story1	Dx Max	X	544.30	0.0106	51349.06	35944.34	NO		NO

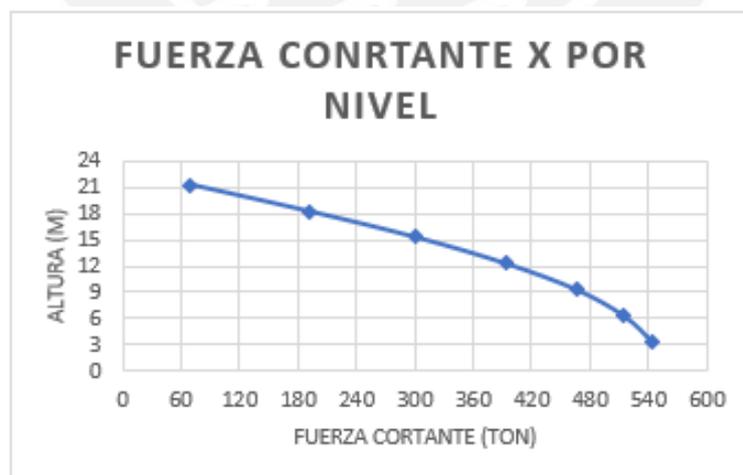


Ilustración 19 - Distribución de cortante por altura en X

Tabla 25 - Piso blando en Y

Story	Caso de carga	Dirección	Fuerza cortante	Desplazamiento	Rigidez (k)	70% k	IR	80% Prom K	IR
			ton					m	
Story7	Dy Max	Y	37.82	0.0008	47275.00	33092.50		37820.00	
Story6	Dy Max	Y	118.26	0.0020	59130.00	41391.00	NO	42562.00	
Story5	Dy Max	Y	191.36	0.0034	56282.35	39397.65	NO	43383.29	NO
Story4	Dy Max	Y	254.01	0.0044	57729.55	40410.68	NO	46171.17	NO
Story3	Dy Max	Y	303.83	0.0053	57326.42	40128.49	NO	45690.22	NO
Story2	Dy Max	Y	337.26	0.0060	56210.00	39347.00	NO	45670.92	NO
Story1	Dy Max	Y	375.95	0.0065	57838.46	40486.92	NO		NO

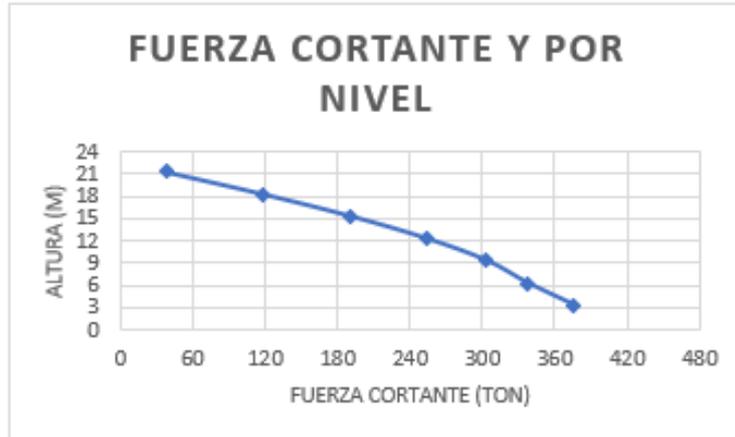
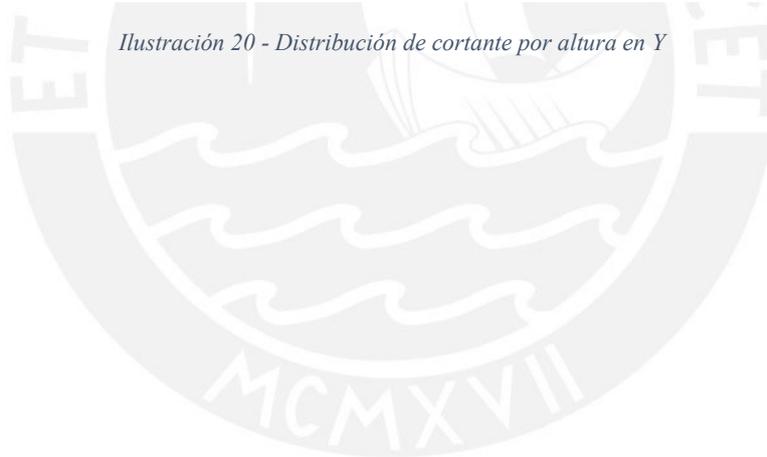


Ilustración 20 - Distribución de cortante por altura en Y



ANEXO 2 – ANÁLISIS SÍSMICO CON AISLADORES DE AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

Para el análisis de los aisladores, es necesario realizar dos análisis: uno relacionado al análisis estático, en cual se determina el desplazamiento máximo del aislador, y otro dinámico, que tiene dos partes, el modal y tiempo-historia, en el cual se puede verificar que las derivadas, sean menor que 0.0035 y 0.005 respectivamente.

Para ambas estructuras el periodo objetivo será de 2.50 segundos, también se utilizará un espectro de pseudo-aceleración con la siguiente distribución:

$T < 0.2T_p$	$C = 1 + 7.5 \cdot \frac{T}{T_p}$
$0.2T_p < T < T_p$	$C = 2.5$
$T_p < T < T_1$	$C = 2.5 \cdot \frac{T_p}{T}$
$T > T_1$	$C = 2.5 \cdot \frac{T_p \cdot T_1}{T^2}$

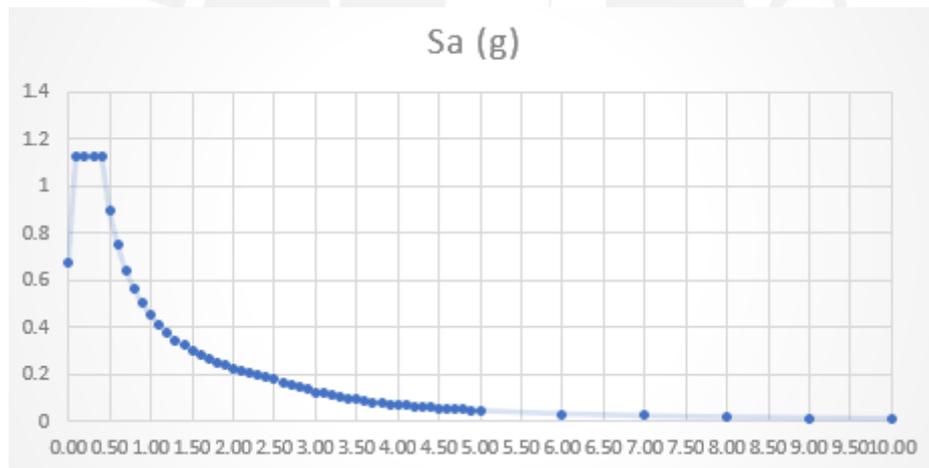


Ilustración 21 – Espectro de pseudo-aceleración para estructura aislada

Para el análisis con aisladores, se considera un valor de U y R igual a 1, con la finalidad de generar la máxima aceleración en la base de la estructura.

En las siguientes líneas, se detallará el procedimiento de análisis estructural de ambos sistemas aisladores en su base.

El procedimiento para el análisis es el siguiente:

Diseño de los aisladores:

1. Se determina un periodo probable (T_m) para la estructura aislada, para ello se tiene la siguiente expresión:

$$T_m = 2.5 \text{ o } T_m = 3T$$

Donde T es el periodo de la estructura empotrada en la base.

2. Se asumirá un amortiguamiento que varía entre 10 y 20%. Para la investigación se considera un amortiguamiento (β) igual a 15%. A partir de ello, se determina un valor de factor B_m .

Amortiguamiento efectivo (β_M)	Factor B_M
0.02	0.8
0.05	1.0
0.10	1.2
0.20	1.5
0.30	1.7
0.40	1.9

3. Se determina el desplazamiento máximo lateral del aislador a partir de la siguiente expresión:

$$D_m = \frac{S_{aM} \cdot T_m^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot B_m}$$

Donde:

D_m : deformación lateral del aislador

S_{m1} : aceleración espectral para $T = 1$ seg (se utiliza e sismo con 2% de probabilidad de excedencia)

T_m : periodo probable para la estructura aislada

B_m : coeficiente relacionado al amortiguamiento de los aisladores

4. Luego se determina el desplazamiento total del aislador a partir de la deformación lateral, para ello nos guiamos de la siguiente expresión:

$$D_{tm} = D_m \cdot \left(1 + y \cdot \frac{12 \cdot e}{b^2 + d^2} \right)$$

Donde:

D_{tm} : desplazamiento máximo total del aislador

y: distancia entre el CR del sistema de aisladores y el aislador a analizar

b: dimensión corta correspondiente a la planta de la estructura

d: dimensión larga en planta de la estructura

e: excentricidad pura y accidental

5. Se determina la carga máxima axial (P_u) que recibirán los aisladores, para ello se usarán las siguientes combinaciones:

- $1.4 CM + 1.7 CV$
- $1.25 (CM + CV) \pm CS$
- $0.9 CM \pm CS$

A partir de ello, se determina el diámetro del aislador:

$$D_i = 1.5 \cdot D_{tm}$$

$$D_i = \frac{P_{max}}{\sigma_{max}}$$

Donde:

D_i : diámetro del aislador
 P_{max} : carga axial máxima en el aislador
 σ_{max} : esfuerzo permisible igual a 8 Mpa

De ambos valores se seleccionará el valor más crítico.

6. Se determina la carga Q_d de cada aislador:

$$\frac{Q_d}{W} = \%$$

Donde:

Q_d : carga de cada aislador
 W : peso de toda la estructura
%: porcentaje del peso que se llevará el aislador (varía entre 3 y 10 %)

Para ello se utilizarán las cargas de servicio (CM + 0.5CV) y se determinará un Q_d para cada tipo de aislador.

7. Seguido de ello, se continúa con el diseño de núcleo de plomo. Para ello, nos guiamos de las siguientes expresiones:

$$A_{plomo} = \frac{F_y}{\sigma_y}$$
$$F_y = 1.1Q_d$$
$$Dl = \sqrt{4 \cdot \frac{1.1Q_d}{\pi \cdot \sigma_y}}$$

Donde:

F_y : fuerza aplicada sobre cada aislador
 σ_y : esfuerzo máximo aplicable para cada aislador
 A_{plomo} : área del núcleo de plomo
 Dl : diámetro del núcleo de plomo

Así mismo se determina el valor de la altura del aislador:

$$Hl = \frac{Dtm}{2.50}$$

Donde:

Hl : altura del aislador
 Dtm : desplazamiento máximo del aislador

8. Finalmente, se determinan el valor de K_d , valor que dependerá del módulo de corte de la goma de los aisladores:

$$K_d = \frac{\pi}{4} \cdot (D_i^2 - D_l^2) \cdot \frac{G}{Hl}$$

Donde:

K_d : rigidez del segundo tramo bilineal del aislador
 G : módulo de corte de la goma del aislador

Se determina la rigidez efectiva:

$$K_{eff} = \frac{Q_d}{Dtm} + K_d$$

Tambien se determina el amortiguamiento efectivo:

$$\beta_{eff} = \frac{4 \cdot Qd \left(Dtm - \frac{Fy}{10 \cdot Kd} \right)}{2 \cdot \pi \cdot K_{effmax} \cdot Dtm^2}$$

Donde:

- β_{eff} : amortiguamiento efectivo
- Qd: carga para cada aislador
- Dtm: desplazamiento en el aislador
- Fy: fuerza aplicada en el aislador
- Kd: rigidez en el segundo tramo del lazo histeretico
- Keffmax: rigidez efectiva obtenida del lazo histeretico

Análisis sísmico de estructura de concreto armado con aislador:

Análisis estático:

Se tiene la siguiente información previa:

Periodo de estructura sin aislamiento

Peso est.	3,279.97 ton
T	0.5 seg

Parámetros sísmicos

Z	0.45
U	1
S	1
Tp	0.4
Tl	2.5
C	0.4

Periodo Tm

Tm1	2.5 seg
Tm2	2 seg
Tobjetivo	2.5 seg

A partir de ello, determina el amortiguamiento, el desplazamiento lateral y el valor de la rigidez total de la estructura:

Desplazamiento máximo lateral del aislador

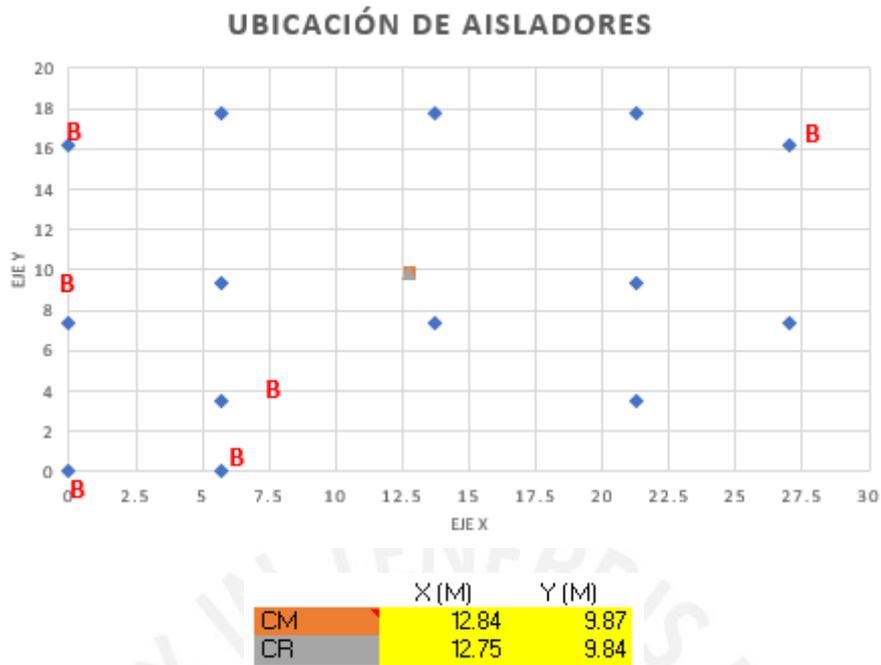
SaM	0.27 g
Dm	0.3106 m
Dm amp= C	0.3727 m

$$D_M = \frac{S_{aM} T_M^2}{4\pi^2 B_M}$$

Determinamos Kd

Kd	2111.94 ton/m
#verticales	14
Keff	158.94 ton/m
Ceff	18.48 ton*s/m

A partir de lo anterior, se determina el desplazamiento total de diseño y el desplazamiento total considerando torsión:



Con esto se verifica que el centro de rigidez (CR) y el centro de (CM) estén muy cerca.

Con esto se continua con el análisis dinámico:

Análisis modal espectral:

Se ingresa los parámetros sísmicos al programa SAP2000 ® y se determina los modos estructurales para comprobar que el modo fundamente el mayor igual al periodo objetivo:

Tabla 26 – Modos para el sistema de concreto aislado

Modo	T(seg)	UX	UY	RZ
1	2.67	0.99	0.01	0.00
2	2.65	0.01	0.99	0.00
3	2.39	0.00	0.00	0.997

Después de ello, se verifica que las derivas en ambas direcciones:

Tabla 27 – Derivas en la dirección X

Story	Carga	Dirección	Deriva
Story7	Dx Max	X	0.00097
Story6	Dx Max	X	0.00103
Story5	Dx Max	X	0.00110
Story4	Dx Max	X	0.00117
Story3	Dx Max	X	0.00120
Story2	Dx Max	X	0.00120
Story1	Dx Max	X	0.00115

Tabla 28 – Derivas en la dirección Y

Story	Carga	Dirección	Deriva
Story7	Dy Max	Y	0.00057
Story6	Dy Max	Y	0.00060
Story5	Dy Max	Y	0.00070
Story4	Dy Max	Y	0.00077
Story3	Dy Max	Y	0.00083
Story2	Dy Max	Y	0.00090
Story1	Dy Max	Y	0.00088

Análisis tiempo-historia:

Se ingresa los parámetros sísmicos al programa SAP2000 ® y se determina las derivas:

Tabla 29 – Derivas generadas por el tiempo-historia

X-X	ANGOL	COQUIMBO	LIMA	AREQUIPA	TARAPACA	VALAPARAISO	CONCEPCIÓN	MAX	PROMEDIO
DESPLAZAMIENTO	0.0945	0.0959	0.1112	0.1112	0.1073	0.1018	0.126	0.126	0.106842857
DERIVA	0.00083	0.00157	0.00110	0.00090	0.00083	0.00103	0.00103	0.001566667	0.001042857
Desp. Aisladores	0.0774	0.0856	0.0902	0.0941	0.0908	0.0812	0.1071		
Fmax aisladores	247.32	249.74	243.09	281.60	241.12	255.15	285.90	keff	ceff
kM	3195.36	2917.50	2695.05	2992.52	2655.46	3142.22	2669.45	206.81	21.08

Y-Y	ANGOL	COQUIMBO	LIMA	AREQUIPA	TARAPACA	VALAPARAISO	CONCEPCIÓN	MAX	PROMEDIO
DESPLAZAMIENTO	0.0903	0.1012	0.1216	0.1194	0.0999	0.1428	0.1314	0.1428	0.115228571
DERIVA	0.00107	0.00077	0.00077	0.00103	0.00082	0.00100	0.00110	0.00110	0.00094
Desp. Aisladores	0.0738	0.0867	0.1079	0.1009	0.0852	0.1247	0.1114		
Fmax aisladores	240.97	279.28	48.22	295.02	290.38	231.53	279.98	keff	ceff
kM (ton/m)	3265.20	3221.28	446.93	2923.85	3408.27	1856.70	2513.30	179.95	19.67

Finalmente, se verifica que las derivas cumplan con lo indicado en el procedimiento:

Tabla 30 – Verificación de cumplimiento de deriva

X-X	Desplazamiento máximo	Derivma máxima	Deriva admisible
Modal espectral	0.2009	0.00120	0.0035
Tiempo historia	0.126	0.00157	0.0050

Y-Y	Desplazamiento máximo	Derivma máxima	Deriva admisible
Modal espectral	0.197	0.00090	0.0035
Tiempo historia	0.1428	0.00110	0.0050

Análisis sísmico de estructura de acero estructural con aislador:

Análisis estático:

Se tiene la siguiente información previa:

Periodo de estructura sin aislamiento

Peso est.	2,322.42 ton
T	0.42 seg

Parámetros sísmicos

Z	0.45
U	1
S	1
Tp	0.4
TI	2.5
C	0.4

Periodo Tm

Tm1	2.5 seg
Tm2	1.68 seg
Tobjetivo	2.5 seg

A partir de ello, determina el amortiguamiento, el desplazamiento lateral y el valor de la rigidez total de la estructura:

Desplazamiento máximo lateral del aislador

SaM	0.27 g
Dm	0.3106 m

$$D_M = \frac{S_{aM} T_M^2}{4\pi^2 B_M}$$

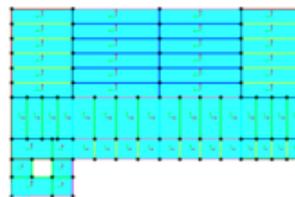
Determinamos Kd

Kd	1495.38 ton/m
#verticales	17
Keff	87.96 ton/m
Ceff	10.50 ton*s/m

A partir de lo anterior, se determina el desplazamiento total de diseño y el desplazamiento total considerando torsión:

Desplazamiento total para diseño Dtd y para máximo esperado Dtm

	Eje x-x	Eje y-y	
y	887.5	1349	cm
b	1775	1775	cm
d	2698	2698	cm
e	134.9	88.75	cm
Dm	31.061	31.061	cm
Dm amp	37.274	37.274	
Dtm	31.134	31.134	cm
Dtm min	35.720	35.720	cm
Dtm final	35.720	35.720	cm

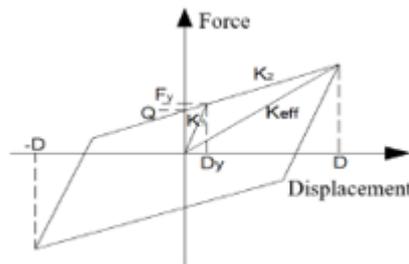


b= 17.75 m

d= 26.98 m

Con estos valores, se determinan el desplazamiento objetivo:

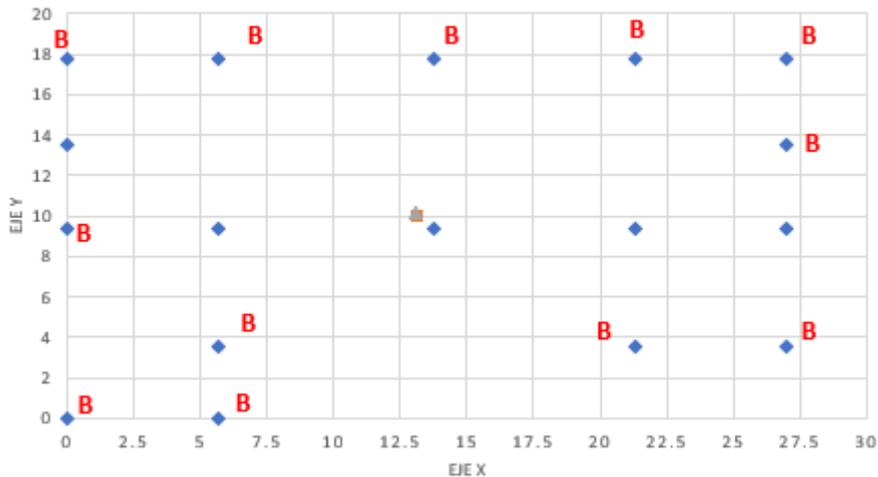
Dy	1.116 cm
K2	66.46 ton/m
K1	664.65 ton/m
Q	6.68 ton
Fy	7.42 ton



Una vez determinado los parámetros, se determina la distribución de la rigidez en la cantidad de aisladores que se va a utilizar:

	X(M)	Y(M)	X^2	Y^2	P (ton)	W	K	W * X	W * Y	K*X	K*Y
A1	0	0	0	0	-123.1179	12.55	84.58	0.00	0.00	0.00	0.00
A2	5.68	0	322624	0	18.949	-1.93	84.58	-10.97	0.00	480.40	0.00
A3	5.68	3.5	322624	122500	-167.1965	17.04	84.58	96.81	59.65	480.40	296.02
A4	21.3	3.5	4536900	122500	-62.8262	6.40	84.58	136.41	22.42	1801.50	296.02
A5	26.98	3.5	7279204	122500	-39.3464	4.01	84.58	108.21	14.04	2281.91	296.02
A6	0	9.35	0	874225	-194.8845	19.87	84.58	0.00	185.75	0.00	790.80
A7	5.68	9.35	322624	874225	-204.8728	20.88	115.10	118.62	195.27	653.77	1076.19
A8	13.73	9.35	1885129	874225	-417.2617	42.53	115.10	584.00	397.70	1580.33	1076.19
A9	21.3	9.35	4536900	874225	-175.8245	17.92	115.10	381.76	167.58	2451.65	1076.19
A10	26.98	9.35	7279204	874225	-411.6506	41.96	115.10	1132.14	392.35	3105.42	1076.19
A11	0	13.55	0	1836025	-212.6831	21.68	115.10	0.00	293.77	0.00	1559.62
A12	26.98	13.55	7279204	1836025	85.0802	-8.67	84.58	-233.99	-117.52	2281.91	1146.03
A13	0	17.75	0	3150625	104.7856	-10.68	84.58	0.00	-189.60	0.00	1501.25
A14	5.68	17.75	322624	3150625	-152.089	15.50	84.58	88.06	275.19	480.40	1501.25
A15	13.73	17.75	1885129	3150625	-173.5477	17.69	84.58	242.90	314.01	1161.25	1501.25
A16	21.3	17.75	4536900	3150625	-128.601	13.11	84.58	279.23	232.69	1801.50	1501.25
A17	26.98	17.75	7279204	3150625	-66.5211	6.78	84.58	182.95	120.36	2281.91	1501.25
			0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	222	173.1	47788270	24163800		236.66	1590.44	3106.12	2363.64	20842.35	16195.55
							93.56				
							K eff prom				

UBICACIÓN DE AISLADORES



	X (M)	Y (M)
CM	13.12	9.99
CR	13.10	10.18

Con esto se verifica que el centro de rigidez (CR) y el centro de (CM) estén muy cerca.

Con esto se continúa con el análisis dinámico:

Análisis modal espectral:

Se ingresa los parámetros sísmicos al programa SAP2000® y se determina los modos estructurales para comprobar que el modo fundamental el mayor igual al periodo objetivo:

Tabla 31 – Modos para el sistema de concreto aislado

Modo	T(seg)	UX	UY	RZ
1	2.70	0.00	1.00	0.00
2	2.54	1.00	0.00	0.00
3	2.01	0.00	0.00	0.996

Después de ello, se verifica que las derivas en ambas direcciones:

Tabla 32 – Derivas en la dirección X

Story	Carga	Dirección	Deriva
Story7	Dx Max	X	0.00077
Story6	Dx Max	X	0.00083
Story5	Dx Max	X	0.00093
Story4	Dx Max	X	0.00103
Story3	Dx Max	X	0.00113
Story2	Dx Max	X	0.00123
Story1	Dx Max	X	0.00127

Tabla 33 – Derivas en la dirección Y

Story	Carga	Dirección	Deriva
Story7	Dy Max	Y	0.00133
Story6	Dy Max	Y	0.00133
Story5	Dy Max	Y	0.00137
Story4	Dy Max	Y	0.00143
Story3	Dy Max	Y	0.00143
Story2	Dy Max	Y	0.00150
Story1	Dy Max	Y	0.00152

Análisis tiempo-historia:

Se ingresa los parámetros sísmicos al programa SAP2000 ® y se determina las derivas:

Tabla 34 – Derivas generadas por el tiempo-historia

X-X	ANGOL	COQUIMBO	LIMA	AREQUIPA	TARAPACA	VALAPARAISO	CONCEPCIÓN	MAX	PROMEDIO
DESPLAZAMIENTO	0.0868	0.1712	0.1155	0.1205	0.1032	0.1093	0.1478	0.1712	0.1220429
DERIVA	0.00055	0.00133	0.00064	0.00073	0.00073	0.00061	0.00109	0.00133333	0.0008104
Desp. Aisladores	0.06224	0.11592	0.08368	0.08656	0.07216	0.07936	0.10296		
Fmax aisladores	100.62	108.19	110.60	113.37	117.35	107.60	123.89	keff	ceff
kM	1616.60	933.33	1321.67	1309.74	1626.21	1355.82	1203.33	133.81	11.75

Y-Y	ANGOL	COQUIMBO	LIMA	AREQUIPA	TARAPACA	VALAPARAISO	CONCEPCIÓN	MAX	PROMEDIO
DESPLAZAMIENTO	0.0788	0.1297	0.1551	0.1264	0.1071	0.1095	0.1533	0.1551	0.1228429
DERIVA	0.00058	0.00097	0.00113	0.00097	0.00080	0.00077	0.00118	0.00118	0.00091
Desp. Aisladores	0.054	0.08808	0.106	0.08576	0.0728	0.0792	0.10408		
Fmax aisladores	81.45	110.40	93.98	105.69	101.20	97.12	110.58	keff	ceff
kM (ton/m)	1508.32	1253.43	886.56	1232.40	1390.05	1226.28	1062.44	122.28	11.23

Finalmente, se verifica que las derivas cumplan con lo indicado en el procedimiento:

Tabla 35 – Verificación de cumplimiento de deriva

X-X	Desplazamiento máximo	Derivma máxima	Deriva admisible
Modal espectral	0.2003	0.00127	0.0035
Tiempo historia	0.1712	0.00133	0.0050

Y-Y	Desplazamiento máximo	Derivma máxima	Deriva admisible
Modal espectral	0.2049	0.00152	0.0035
Tiempo historia	0.1551	0.00118	0.0050

ANEXO 3 – DISEÑO ESTRUCTURAL DE SISTEMAS ESTRUCTURALES AISLADOS EN SU BASE

Diseño estructural del sistema de concreto armado con aislador:

Se realizó el diseño considerando el espectro de pseudo-aceleración para estructuras aisladas y se utilizará la normativa E.060 – Diseño de Concreto Armado. En este caso, nos centraremos en los elementos principales del sistema estructural como vigas, columnas y placas.

Las combinaciones a utilizar serán:

COMBINACIONES
$U1 = 1.4 \times CM + 1.7 \times CV$
$U2 = 1.25(CM + CV) \pm CS$
$U3 = 0.9 \times CM \pm CS$
$U4 = 1.25 (CM + CV \pm CV_i)$
$U5 = 0.9 \times CM \pm 1.25 \times CV_i$

Diseño de vigas:

Se ejemplificará el diseño de la viga más esforzada:

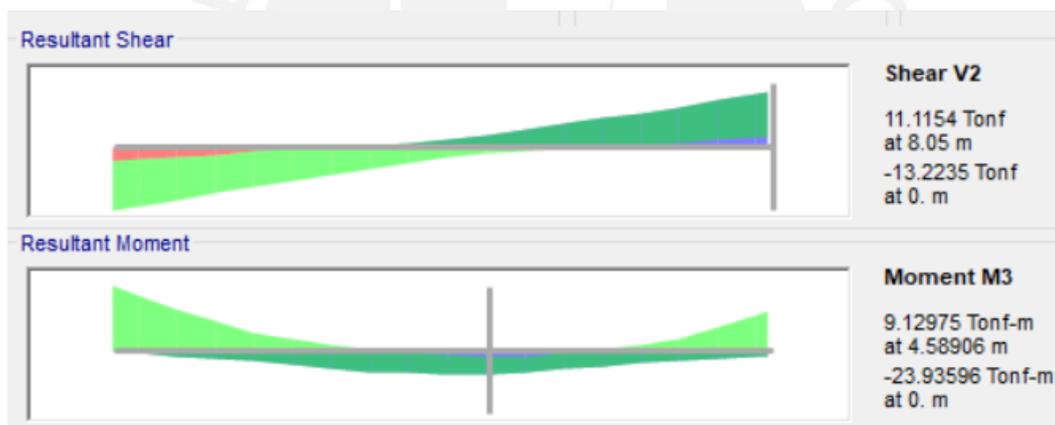


Ilustración 22 – Fuerzas actuantes sobre la viga de 25x85cm

Se realiza el diseño por flexión de la viga de sección de 25x85 cm:

Mu (ton-m)	23.94
Base (cm)	25
d (cm)	79
f _c (kg/cm ²)	280
F _y (kg/cm ²)	4200
ku	15.34
asmin (cm ²)	5.51
as (cm ²)	8.33

Mu (ton-m)	9.13
Base (cm)	25
d (cm)	79
f _c (kg/cm ²)	280
F _y (kg/cm ²)	4200
ku	5.85
asmin (cm ²)	5.51
as (cm ²)	3.10

Con esto se genera la siguiente sección:

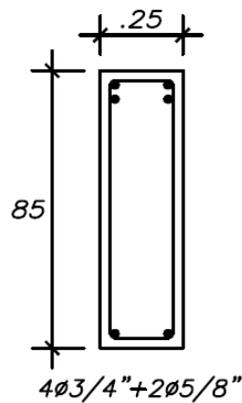


Ilustración 23 – Sección de viga de 25x85

Diseño de columnas:

Se ejemplificará el diseño de la columna más esforzada que corresponde a la siguiente sección:

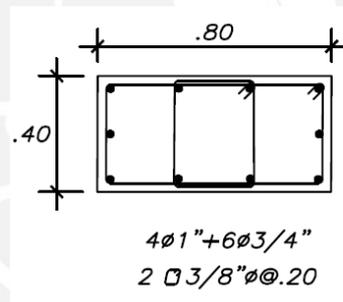


Ilustración 24 – Sección de columna C-1

Las cargas actuantes sobre la columna son:

Tabla 36 – Carga actuante de sobre la columna

	CM	CV	Sx	Sy
P	210.09	73.17	14.41	14.41
M22	-1.12	-1.06	1.54	1.54
M33	-0.70	-0.64	18.27	18.27

Se verifica que la sección es adecuada para estas cargas, para ello se verifica la superficie de interacción:

Tabla 37 – Puntos dentro de la curva de interacción

	Pu (tn)	Mu ₃₋₃ (tn.m)	Mu ₂₋₂ (tn.m)
MV	418.51	-2.06	-3.36
MV+SX	368.48	16.60	-1.18
MV-SX	339.67	-19.94	-4.26
M+SX	203.49	17.64	0.54
M-SX	174.67	-18.89	-2.55
MV+SY	368.48	16.60	-1.18
MV-SY	339.67	-19.94	-4.26
M+SY	203.49	17.64	0.54
M-SY	174.67	-18.89	-2.55

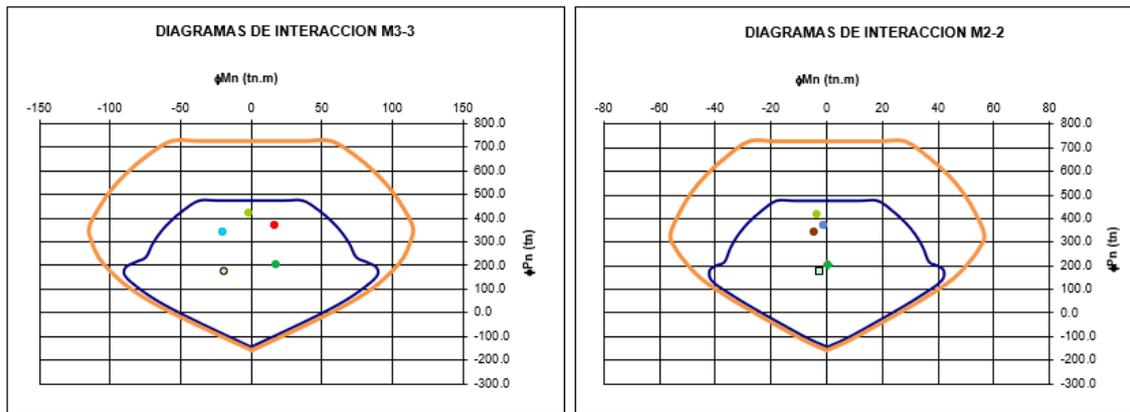


Ilustración 25 – Diagrama de interacción de la columna 40x80 cm

Como se puede verificar, no se presenta problemas por flexocompresión en la columna.

Se verifica el diseño por fuerza cortante:

CORTANTE

sección

ancho	40 cm	f'c	280 kg/cm ²
altura	80 cm		

cortante

Pu	418.51 ton
Vc	50774.31 kg 50.77 ton

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140 \cdot A_g}\right) b_w \cdot d$$

Mn sup (ton x m)	125
Mn inf (ton x m)	125
H (m)	3.3

Combo	Vu X	Vu Y
1.4CM+1.7CV	-2.27245	-3.20955
1.25(CM+CV)+2.5CS	12.277375	-0.6195
1.25(CM+CV)-2.5CS	-15.961125	-4.5795
0.9CM+2.5CS	13.42175	1.00269
0.9CM-2.5CS	-14.81675	-2.95731

Vu1	75.76	ton	CAPACIDAD
Vu2	13.42	ton	COMBOS

Vu diseño 13.42 ton
estribos mínimos

Como se puede apreciar, se utilizará una distribución de estribos mínimo.

Diseño de placas:

Se ejemplificará el diseño de la placa más esforzada que corresponde a la siguiente sección:

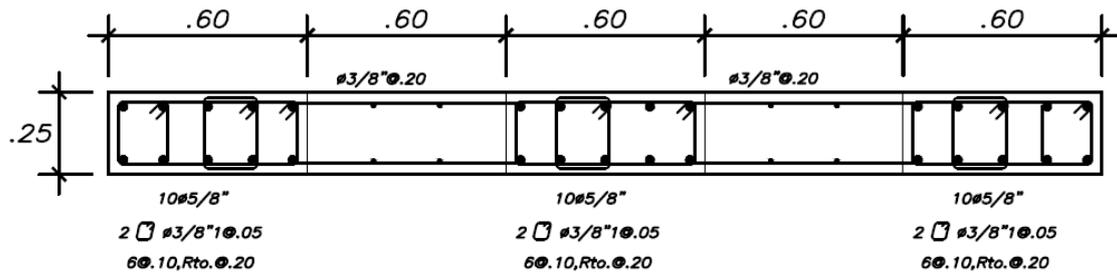


Ilustración 26 – Sección de placa PL-1

Las cargas actuantes sobre la columna son:

Tabla 38 – Carga actuante de sobre la placa

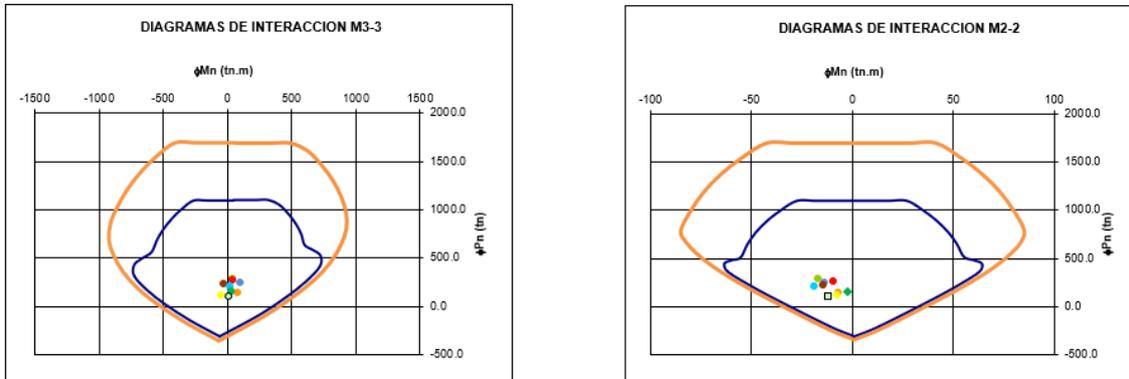
	CM	CV	Sx	Sy
P	143.40	46.49	11.88	28.26
M22	-8.06	-3.29	0.46	4.80
M33	19.83	6.70	65.24	9.88

Se verifica que la sección es adecuada para estas cargas, para ello se verifica la superficie de interacción:

Tabla 39 – Puntos dentro de la curva de interacción

	Pu (tn)	Mu _{3,3} (tn.m)	Mu _{2,2} (tn.m)
MV	279.80	39.15	-16.88
MV+SX	249.24	98.41	-13.73
MV-SX	225.49	-32.08	-14.65
M+SX	140.94	83.09	-6.79
M-SX	117.18	-47.40	-7.71
MV+SY	265.63	43.04	-9.39
MV-SY	209.10	23.28	-18.99
M+SY	157.32	27.73	-2.45
M-SY	100.80	7.96	-12.05

Ilustración 27 – Diagrama de interacción de la columna 40x80 cm



Como se puede verificar, no se presenta problemas por flexocompresión en la columna.

Diseño estructural del sistema de acero estructural con aislador:

Se realizó el diseño considerando el espectro de pseudo-aceleración para estructuras aisladas y se utilizará la normativa E.090 – Diseño de Acero estructural. En este caso, nos centraremos en los elementos principales del sistema estructural como vigas y columnas.

Las combinaciones a utilizar serán:

COMBINACIONES
U1=1.4D
U2=1.2D+1.6L+0.5R
U3=1.2D+1.6R+0.8W
U4=1.2D+1.3W+0.5L+0.5R
U5=1.2D ± E+0.5L
U6=0.9D ± (1.3W o 1E)

Diseño de vigas:

Se ejemplificará el diseño de la viga más esforzada, la sección de esta es la siguientes:

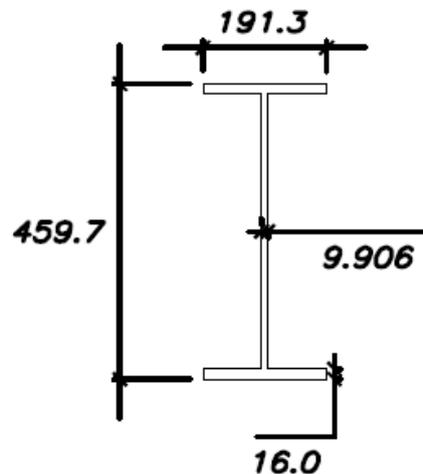


Ilustración 28 – Sección de viga de W18X55

VIGA-W

PROPIEDADES EN mm.

PERFIL:

Lb= 8.05 m
Mu= 12.50 Tn x m

Tipo Perfil
Laminados

ACERO: A-36

Fy= 252 MPa
E= 200000 MPa
G= 77200 MPa
FL= 182 MPa

A	10,828.24	mm ²	Lp	1.63	m
J	724,564.34	mm ⁴	X1	18412	
Ix	305,217,872.90	mm ⁴	Cw	592194975567	
Iy	11,708,395.76	mm ⁴	X2	0.00011402	
Sx	1,327,900.25	mm ³	Lr	5.94	m
Zx	1,626,373.45	mm ³	Cb	1	
Ry	32.88	mm			
Rx	167.89	mm			

Mp= 40.985 Tn x m
Mr= 24.168 Tn x m
Mn= 16.240 Tn x m

ΦMn = 14.62 Tn x m

VERIFICACION LRFD: SI PASA!!!
ESTA EN LO RAZONABLE

Se verifica que la viga no presentará problemas por flexión. También se verifica la deflexión:

PESO Y DEFLEXIONES	
PESO (kg./m)	85.00
DEFLEXIONES	Ln(mm)= 7200
Δ =	10.8 mm.

Diseño de columnas:

Se ejemplificará el diseño de la columna más esforzada que corresponde a la siguiente sección:

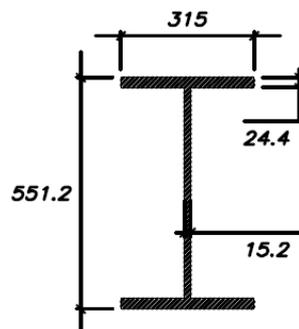


Ilustración 29 – Sección de columna C-1

Se verifica la flexión:

Columnas-W

PROPIEDADES EN mm.

PERFIL:

Lb= 3.30 m
Mu= 53.25 Tn x m

Tipo Perfil: Laminados

ACERO: A-36

Fy= 252 MPa
E= 200000 MPa
G= 77200 MPa
FL= 182 MPa

A= 23,008.48 mm²
J= 3,638,735.42 mm⁴
Ix= 1,227,889,547.32 mm⁴
Iy= 127,254,252.69 mm⁴
Sx= 4,455,332.17 mm³
Zx= 5,008,126.69 mm³
Ry= 74.37 mm
Rx= 231.01 mm

Lp= 3.69 m
X1= 17927
Cw= 8828844060103
X2= 0.00006981
Lr= 12.30 m
Cb= 1

Mp= 126.205 Tn x m
Mr= 81.087 Tn x m
Mn= 126.205 Tn x m

ΦMn = 113.58 Tn x m

VERIFICACION LRFD: SI PASA!!!

Ahora se verifica la flexocompresión:

Momentos	
Mnt	35 ton x m
Mlt	20 ton x m

Carga axial	
Pnt	500 ton
Plt	200 ton

Consideraciones	
Fy	3530 kg/cm ²
E	2000000 kg/cm ²
I	695.11 cm ⁴
k	1
L	3.3 m

Pe	125.87 ton
b1	-0.34

V	15 ton	fuerza cortante basal
Δh	0.009749	deriva
RM	1	

Pentrepis	1538.62 ton
b2	1.15

Mu	11.21 ton x m
Pu	61.67 ton

Pr = Pu	61.67 ton
φPn	88.4 ton
	0.697606

φMn	800 ton x m
Interacción	0.710065

No se tiene problemas por flexocompresión.

ANEXO 4 – DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE AMBOS SISTEMAS

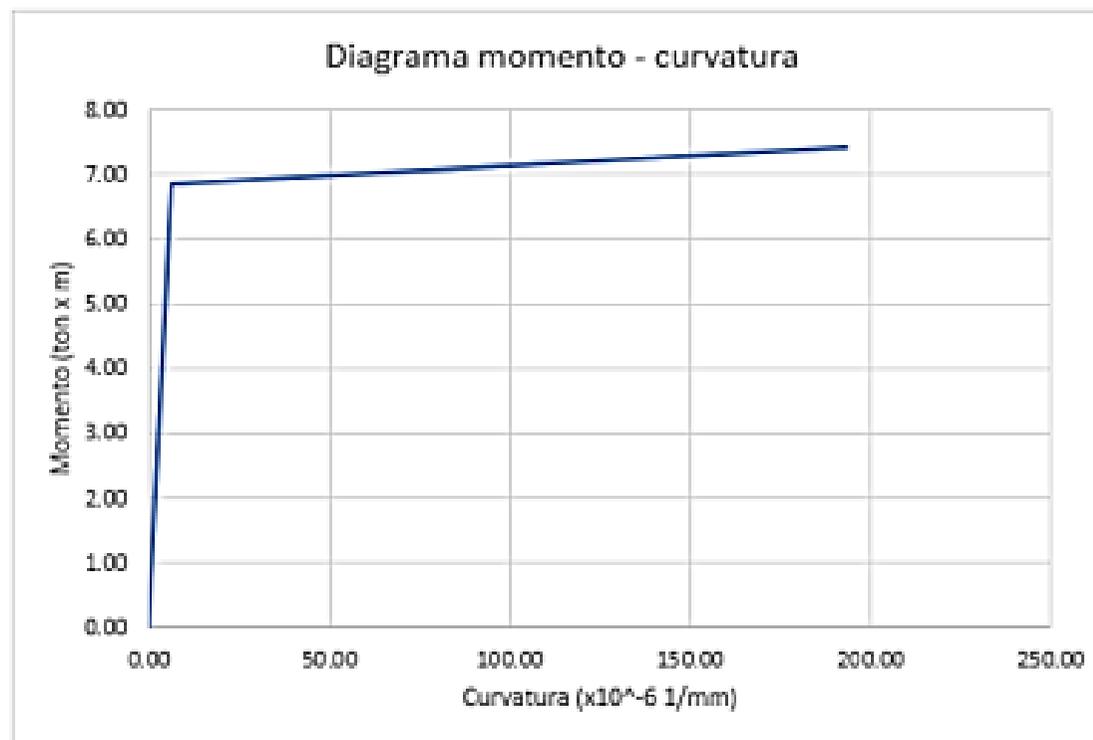
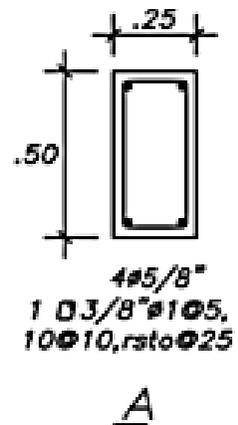


SISTEMA DE CONCRETO ARMADO



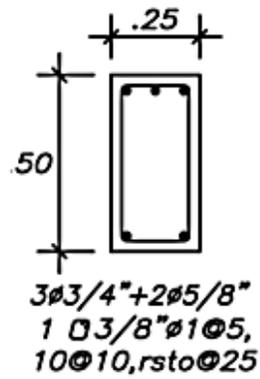
	Momento ton x m	curvatura 1/mm x E-06
	0.00	0.00
My	6.85	5.85
Mu	7.40	193.24

Criterio	Curvatura/SF
Operacional	9.909
Resguardo de vida	19.817
Cerca del colapso	26.423

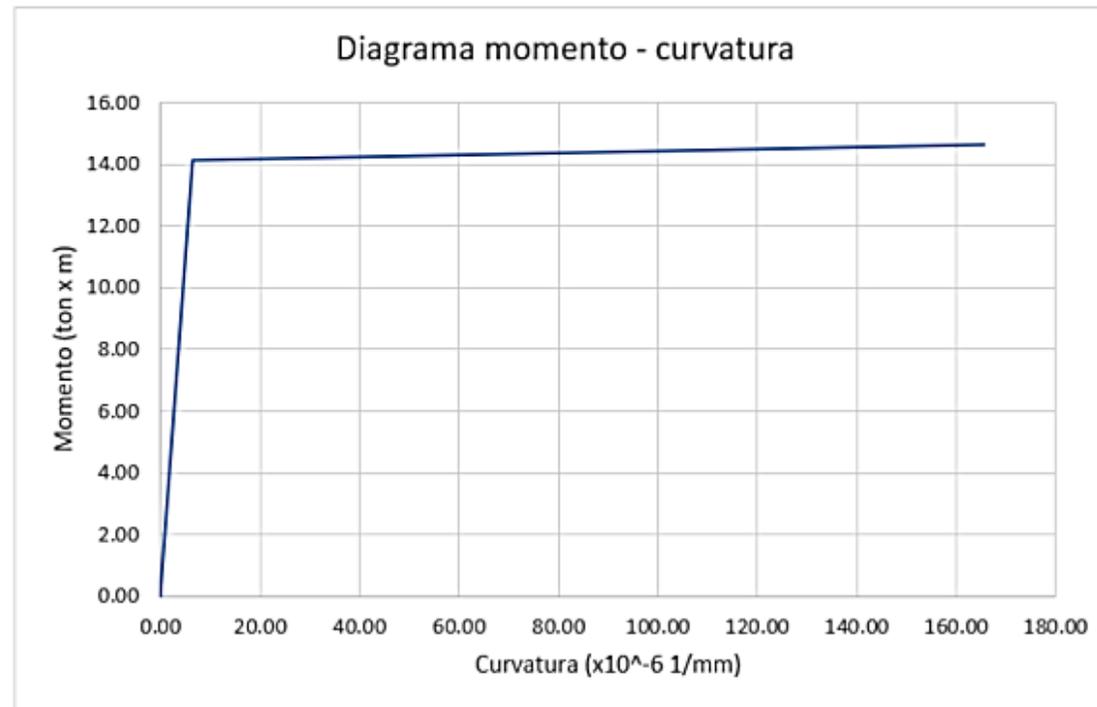


	ton x m	1/mm * 10 ⁻⁶
	Momento	curvatura
	0.00	0.00
My	14.15	6.36
Mu	14.63	165.59

Criterio	Curvatura/SF
Operacional	7.814
Resguardo de vida	15.628
Cerca del colapso	20.837

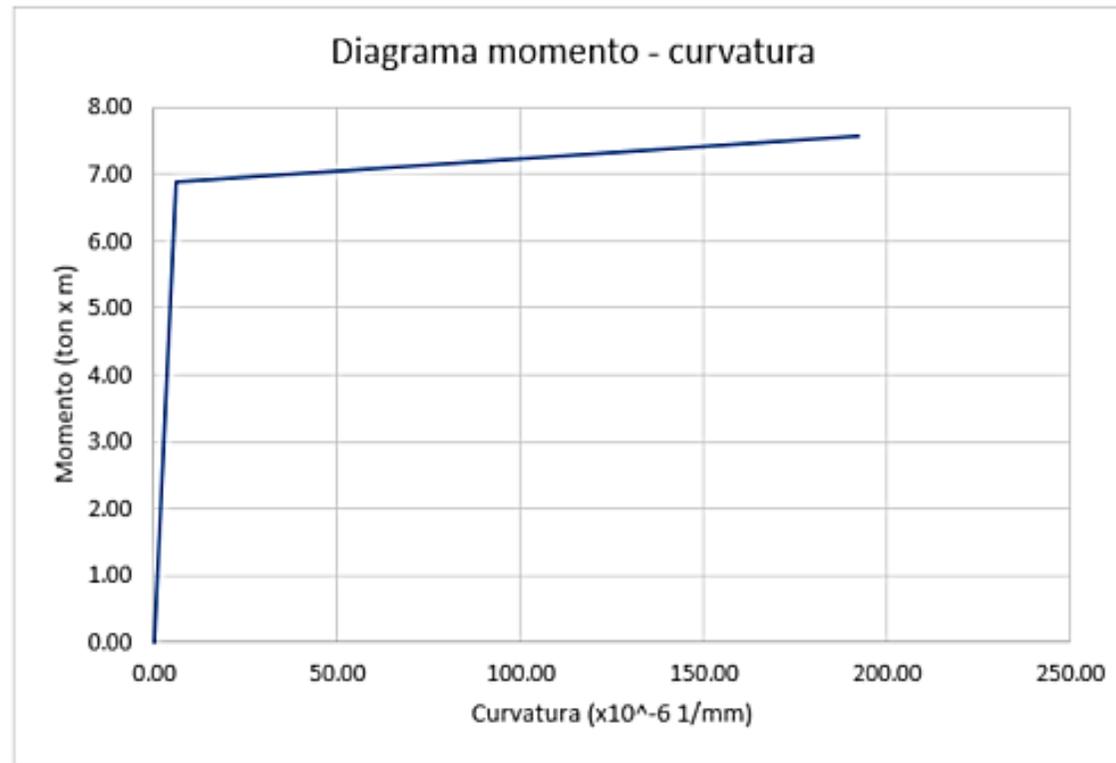
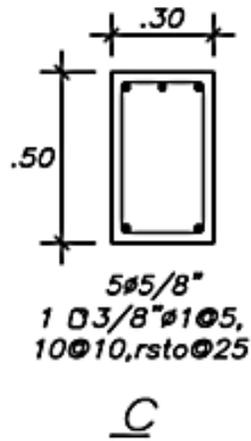


B



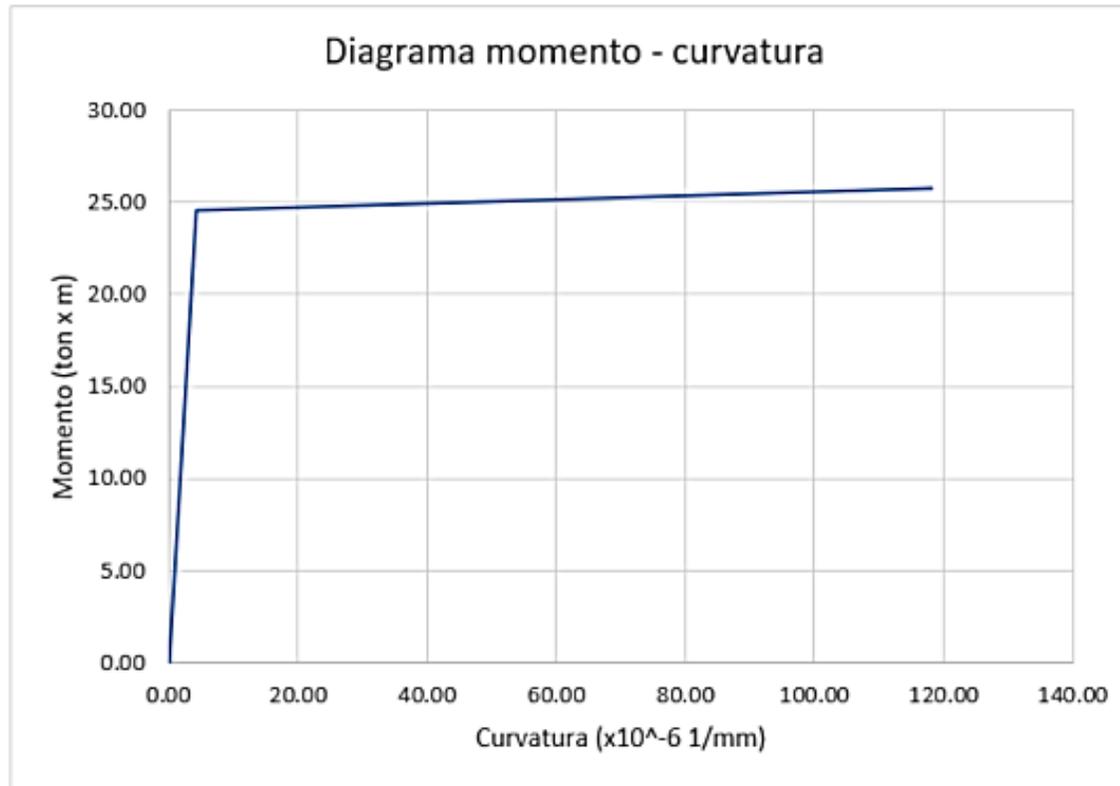
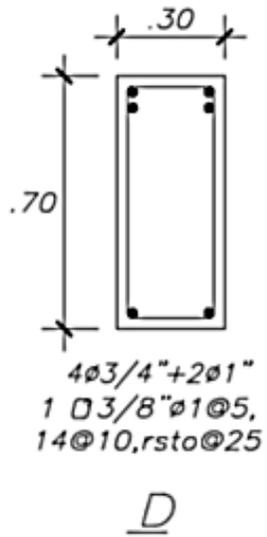
ton x m	1/mm * 10 ⁻⁶
Momento	curvatura
0.00	0.00
6.89	5.74
7.58	192.27

Criterio	Curvatura/SF
Operacional	10.047
Resguardo de vida	20.094
Cerca del colapso	26.792



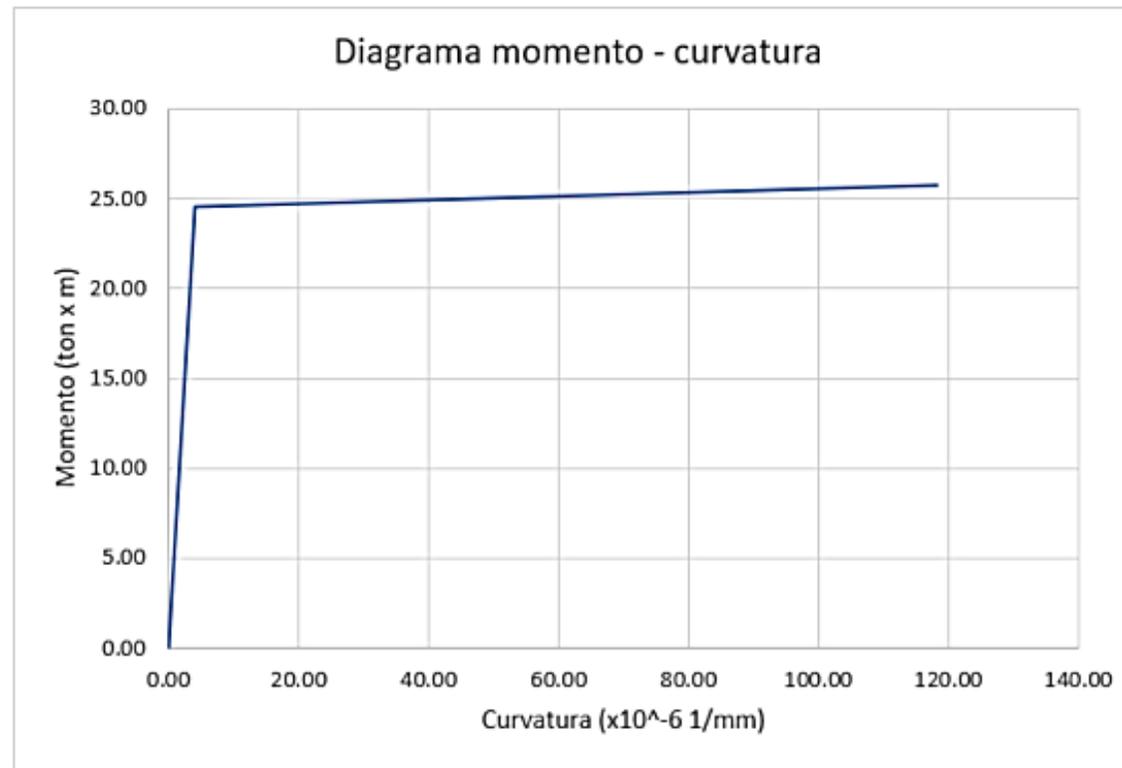
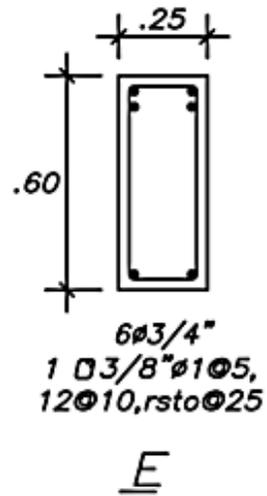
ton x m	1/mm * 10 ⁻⁶
Momento	curvatura
0.00	0.00
24.55	4.17
25.79	118.25

Criterio	Curvatura/SF
Operacional	8.499
Resguardo de vida	16.997
Cerca del colapso	22.663



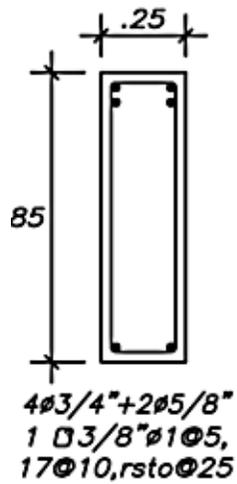
ton x m	1/mm * 10 ⁻⁶
Momento	curvatura
0.00	0.00
11.85	4.84
13.02	122.15

Criterio	Curvatura/SF
Operacional	7.574
Resguardo de vida	15.147
Cerca del colapso	20.197

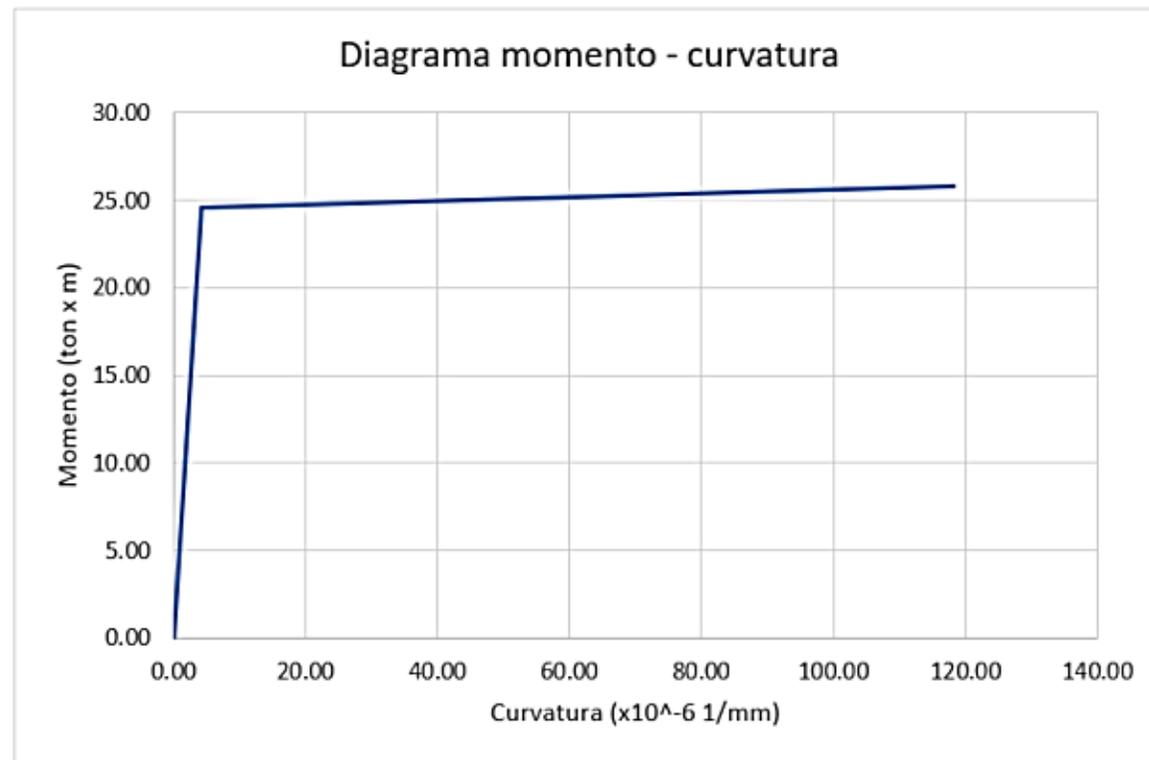


ton x m	1/mm * 10 ⁻⁶
Momento	curvatura
0.00	0.00
12.52	3.08
13.36	120.87

Criterio	Curvatura/SF
Operacional	11.768
Resguardo de vida	23.536
Cerca del colapso	31.381

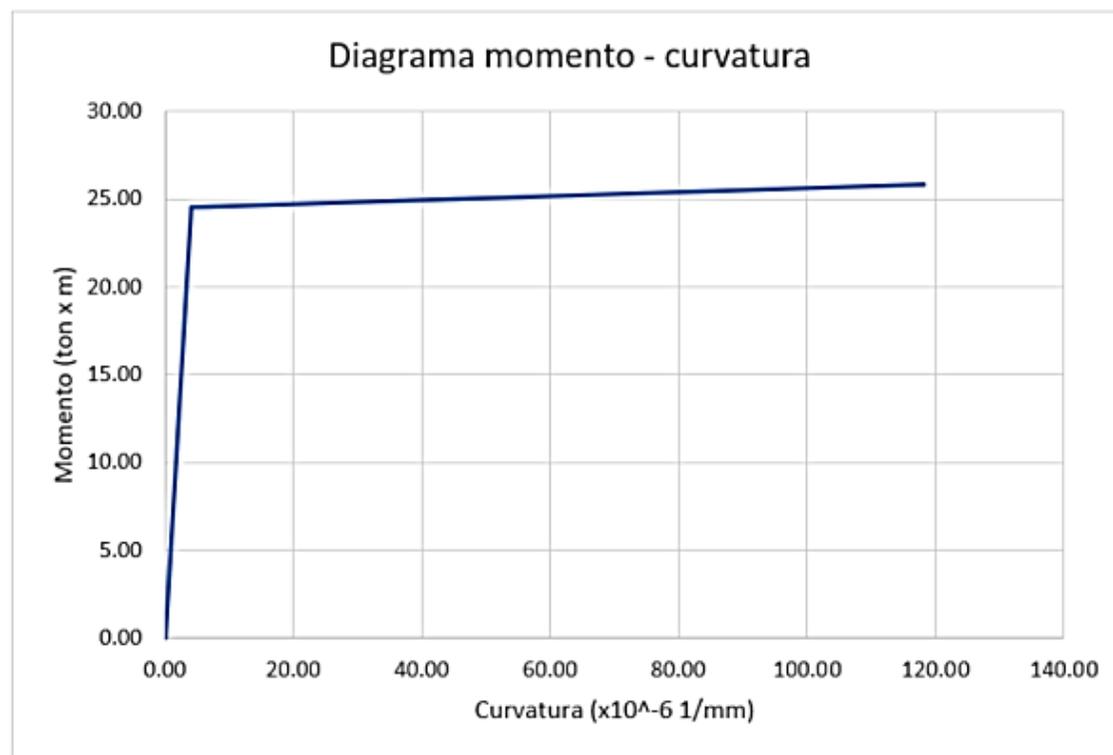
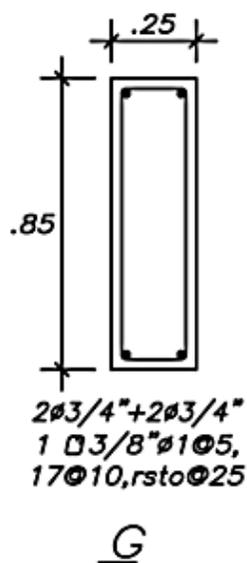


F



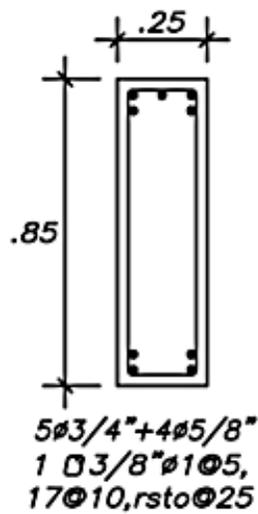
ton x m	1/mm * 10 ⁻⁶
Momento	curvatura
0.00	0.00
17.68	3.17
18.12	170.00

Criterio	Curvatura/SF
Operacional	16.102
Resguardo de vida	32.203
Cerca del colapso	42.938

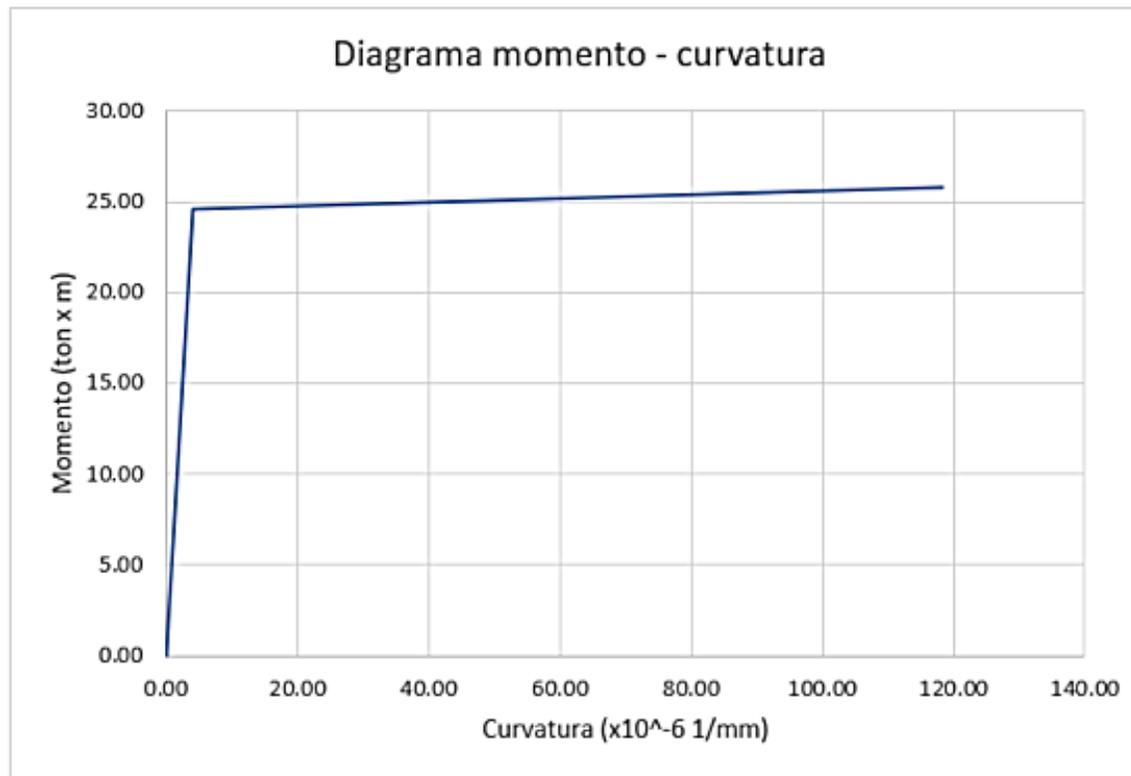


ton x m	1/mm * 10 ⁻⁶
Momento	curvatura
0.00	0.00
23.55	3.40
24.09	113.30

Criterio	Curvatura/SF
Operacional	9.989
Resguardo de vida	19.977
Cerca del colapso	26.636

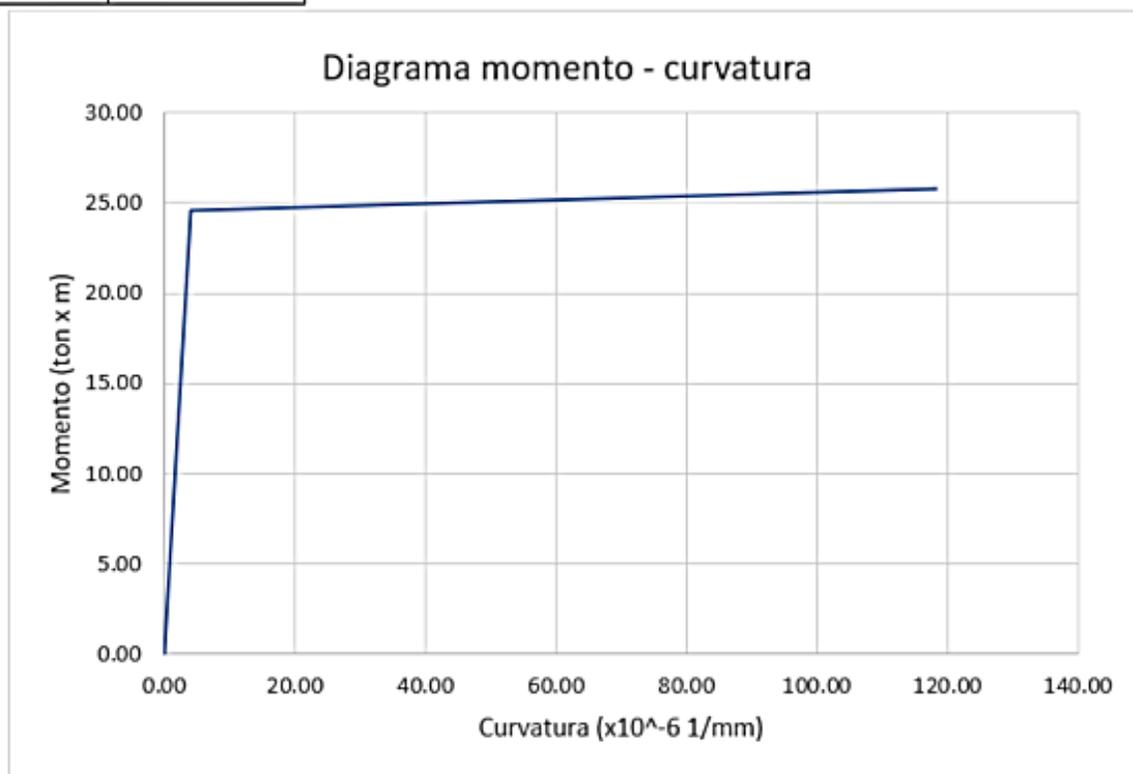
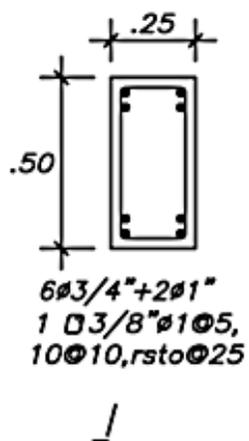


H

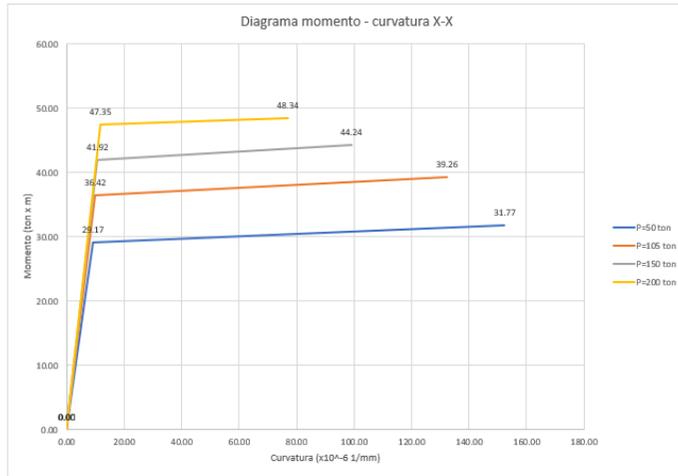


ton x m	1/mm * 10 ⁻⁶
Momento	curvatura
0.00	0.00
25.31	7.13
25.98	126.29

Criterio	Curvatura/SF
Operacional	5.317
Resguardo de vida	10.633
Cerca del colapso	14.177



COLUMNA C-1



PUNTO	M/My	Curvatura/SF
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.089	143.35
D	0.200	143.35
E	0.200	400

Criterio	Curvatura / SF
Operacional	43.005
Resguardo de vida	86.01
Cerca del colapso	114.68

Punto	M / My	Curvatura / SF
A	0	0
B	1	0
C	M_x / M_y	$(\phi_u - \phi_y) / SF$
D	0.2	$(\phi_u - \phi_y) / SF$
E	0.2	$\gg (\phi_u - \phi_y) / SF$

Criterio	Curvatura / SF
Operacional	$0.3 \cdot (\phi_u - \phi_y) / SF$
Resguardo de vida	$0.6 \cdot (\phi_u - \phi_y) / SF$
Cerca del colapso	$0.8 \cdot (\phi_u - \phi_y) / SF$

PUNTO	M/My	Curvatura/SF
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.078	122.44
D	0.200	122.44
E	0.200	400

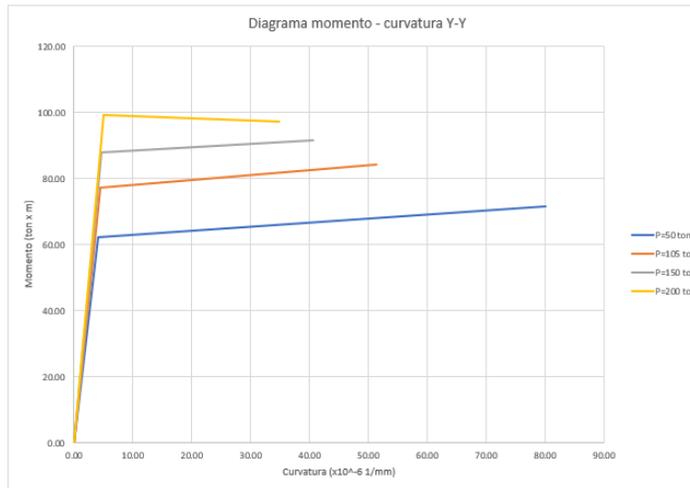
Criterio	Curvatura / SF
Operacional	36.732
Resguardo de vida	73.464
Cerca del colapso	97.952

PUNTO	M/My	Curvatura/SF
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.055	88.32
D	0.200	88.32
E	0.200	400

Criterio	Curvatura / SF
Operacional	26.496
Resguardo de vida	52.992
Cerca del colapso	70.656

PUNTO	M/My	Curvatura/SF
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.021	65.24
D	0.200	65.24
E	0.200	400

Criterio	Curvatura / SF
Operacional	19.572
Resguardo de vida	39.144
Cerca del colapso	52.192



PUNTO	M/My	Curvatura/SF
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.153	76.17
D	0.200	76.17
E	0.200	400

Criterio	Curvatura / SF
Operacional	22.851
Resguardo de vida	45.702
Cerca del colapso	60.936

Punto	M / My	Curvatura / SF
A	0	0
B	1	0
C	M_x / M_y	$(\phi_u - \phi_y) / SF$
D	0.2	$(\phi_u - \phi_y) / SF$
E	0.2	$\gg (\phi_u - \phi_y) / SF$

Criterio	Curvatura / SF
Operacional	$0.3 \cdot (\phi_u - \phi_y) / SF$
Resguardo de vida	$0.6 \cdot (\phi_u - \phi_y) / SF$
Cerca del colapso	$0.8 \cdot (\phi_u - \phi_y) / SF$

PUNTO	M/My	Curvatura/SF
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.090	46.81
D	0.200	46.81
E	0.200	400

Criterio	Curvatura / SF
Operacional	14.043
Resguardo de vida	28.086
Cerca del colapso	37.448

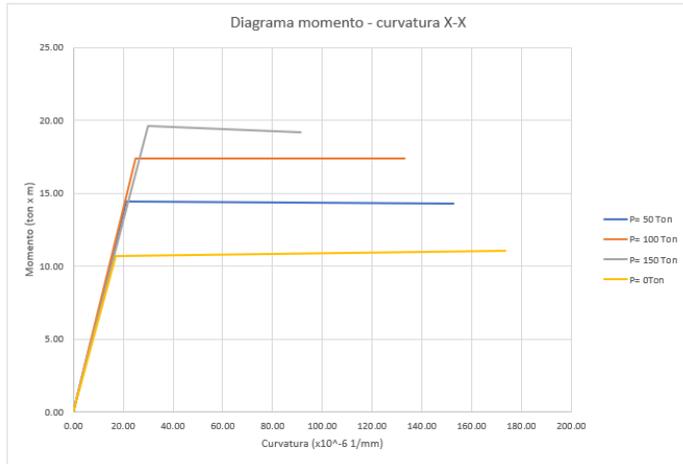
PUNTO	M/My	Curvatura/SF
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.042	36
D	0.200	36
E	0.200	400

Criterio	Curvatura / SF
Operacional	10.8
Resguardo de vida	21.6
Cerca del colapso	28.8

PUNTO	M/My	Curvatura/SF
A	0.000	0
B	1.000	0
C	0.979	29.86
D	0.200	29.86
E	0.200	400

Criterio	Curvatura / SF
Operacional	8.958
Resguardo de vida	17.916
Cerca del colapso	23.888

COLUMNA C-2



PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	0.988	131.7
D	0.200	131.7
E	0.200	500

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	39.51
Reguardo de viga	79.02
Cerca del colapso	105.36

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.002	108.12
D	0.200	108.12
E	0.200	500

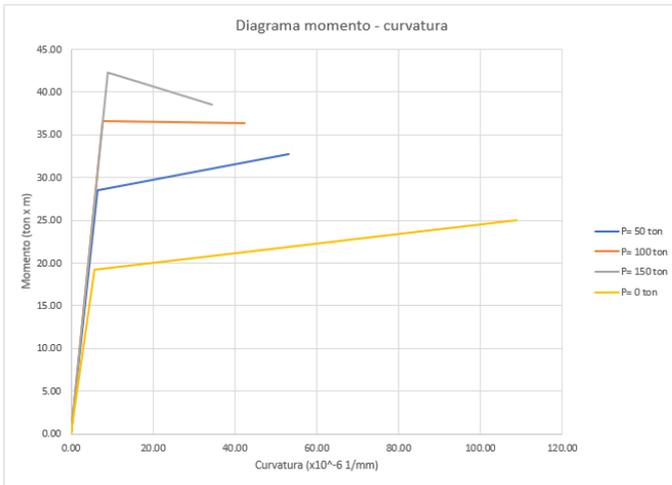
Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	32.436
Reguardo de viga	64.872
Cerca del colapso	86.496

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	0.979	61.59
D	0.200	61.59
E	0.200	500

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	18.477
Reguardo de viga	36.954
Cerca del colapso	49.272

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.033	156.59
D	0.200	156.59
E	0.200	500

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	46.977
Reguardo de viga	93.954
Cerca del colapso	125.272



PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.145	46.67
D	0.200	46.67
E	0.200	500

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	14.001
Reguardo de viga	28.002
Cerca del colapso	37.336

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	0.993	34.68
D	0.200	34.68
E	0.200	500

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	10.404
Reguardo de viga	20.808
Cerca del colapso	27.744

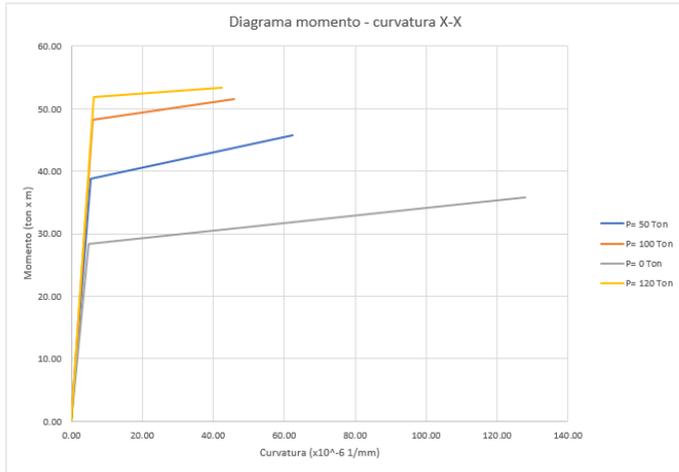
PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	0.911	25.36
D	0.200	25.36
E	0.200	500

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	7.608
Reguardo de viga	15.216
Cerca del colapso	20.288

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.298	103.1
D	0.200	103.1
E	0.200	500

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	30.93
Reguardo de viga	61.86
Cerca del colapso	82.48

COLUMNA C-3



PUNTO	M/My	Curvatura/SF
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.182	57.08
D	0.200	57.08
E	0.200	76

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	17.124
Resguardo de vida	34.248
Cerca del colapso	45.664

Punto	M / My	Curvatura / SF
A	0	0
B	1	0
C	Mn / My	$(\phi_u - \phi_y) / SF$
D	0.2	$(\phi_u - \phi_y) / SF$
E	0.2	$\gg (\phi_u - \phi_y) / SF$

Criterio	Curvatura / SF
Operacional	$0.3 \cdot (\phi_u - \phi_y) / SF$
Resguardo de vida	$0.6 \cdot (\phi_u - \phi_y) / SF$
Cerca del colapso	$0.8 \cdot (\phi_u - \phi_y) / SF$

PUNTO	M/My	Curvatura/SF
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.068	39.71
D	0.200	39.71
E	0.200	76

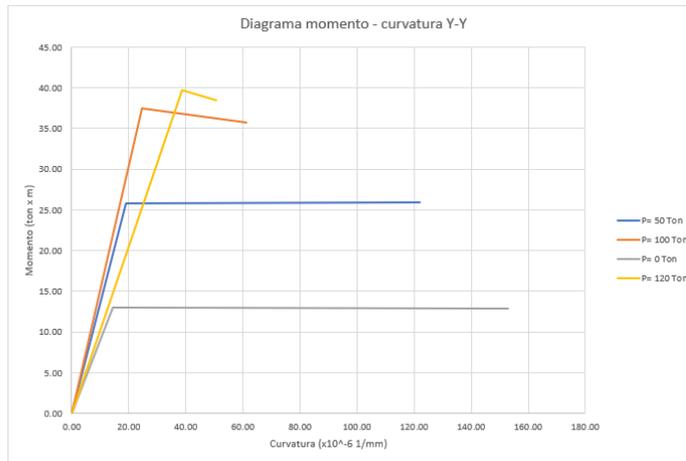
Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	11.913
Resguardo de vida	23.826
Cerca del colapso	31.768

PUNTO	M/My	Curvatura/SF
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.262	123.04
D	0.200	123.04
E	0.200	76

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	36.912
Resguardo de vida	73.824
Cerca del colapso	98.432

PUNTO	M/My	Curvatura/SF
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.028	35.92
D	0.200	35.92
E	0.200	76

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	10.776
Resguardo de vida	21.552
Cerca del colapso	28.736



PUNTO	M/My	Curvatura/SF
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.005	103.09
D	0.200	103.09
E	0.200	76

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	30.927
Resguardo de vida	61.854
Cerca del colapso	82.472

Punto	M / My	Curvatura / SF
A	0	0
B	1	0
C	Mn / My	$(\phi_u - \phi_y) / SF$
D	0.2	$(\phi_u - \phi_y) / SF$
E	0.2	$\gg (\phi_u - \phi_y) / SF$

Criterio	Curvatura / SF
Operacional	$0.3 \cdot (\phi_u - \phi_y) / SF$
Resguardo de vida	$0.6 \cdot (\phi_u - \phi_y) / SF$
Cerca del colapso	$0.8 \cdot (\phi_u - \phi_y) / SF$

PUNTO	M/My	Curvatura/SF
A	0.000	0
B	1.000	0
C	0.955	36.52
D	0.200	36.52
E	0.200	76

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	10.956
Resguardo de vida	21.912
Cerca del colapso	29.216

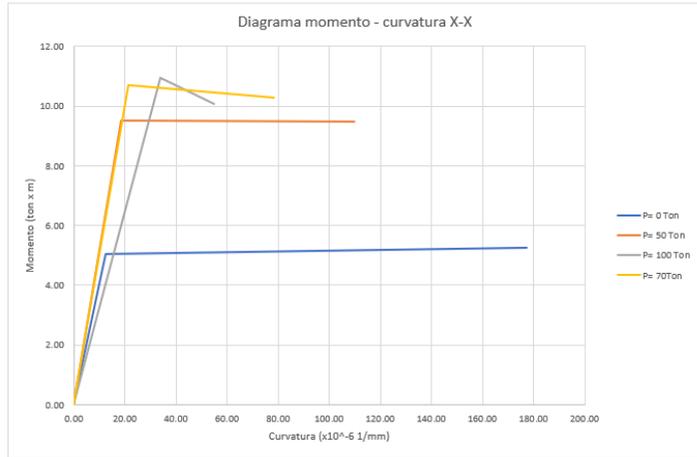
PUNTO	M/My	Curvatura/SF
A	0.000	0
B	1.000	0
C	0.992	138.34
D	0.200	138.34
E	0.200	76

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	41.502
Resguardo de vida	83.004
Cerca del colapso	110.672

PUNTO	M/My	Curvatura/SF
A	0.000	0
B	1.000	0
C	0.969	11.88
D	0.200	11.88
E	0.200	76

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	3.564
Resguardo de vida	7.128
Cerca del colapso	9.504

COLUMNA C-4



PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.044	164.59
D	0.200	164.59
E	0.200	500

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	49.377
Reguardo de viga	98.754
Cerca del colapso	131.672

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	0.996	91.18
D	0.200	91.18
E	0.200	500

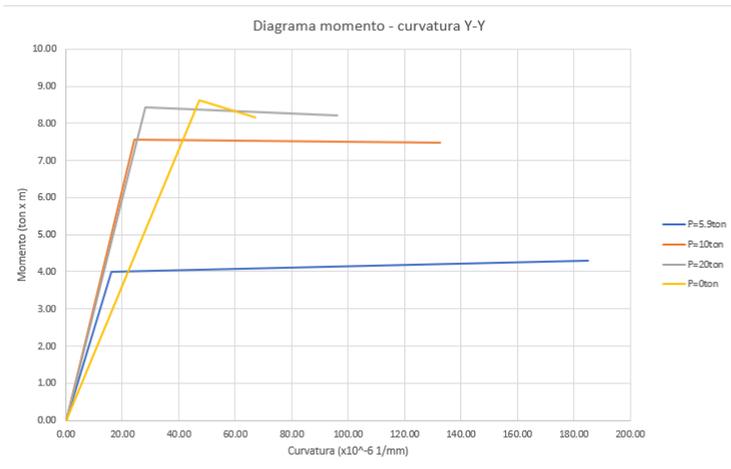
Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	27.354
Reguardo de viga	54.708
Cerca del colapso	72.944

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	0.921	21.06
D	0.200	21.06
E	0.200	500

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	6.318
Reguardo de viga	12.636
Cerca del colapso	16.848

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	0.961	57.21
D	0.200	57.21
E	0.200	500

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	17.163
Reguardo de viga	34.326
Cerca del colapso	45.768



PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.072	168.97
D	0.200	168.97
E	0.200	500

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	50.691
Reguardo de viga	101.382
Cerca del colapso	135.176

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	0.991	108.31
D	0.200	108.31
E	0.200	500

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	32.493
Reguardo de viga	64.986
Cerca del colapso	86.648

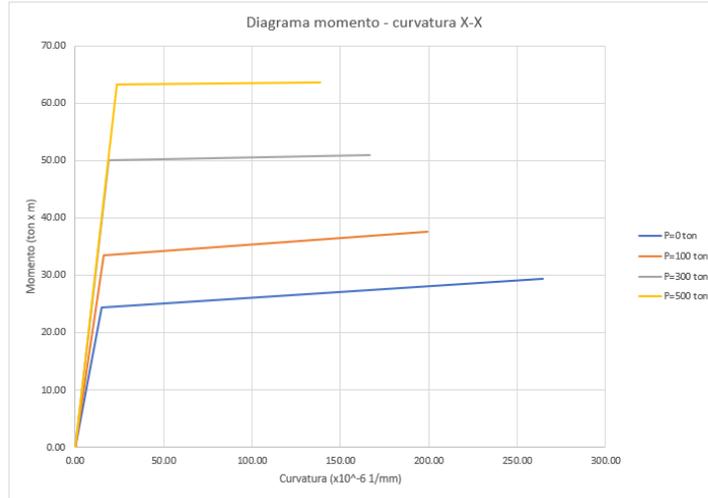
PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	0.974	67.83
D	0.200	67.83
E	0.200	500

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	20.349
Reguardo de viga	40.698
Cerca del colapso	54.264

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	0.944	19.95
D	0.200	19.95
E	0.200	500

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	5.985
Reguardo de viga	11.97
Cerca del colapso	15.96

PLACA PL-1



PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.209	249.72
D	0.200	249.72
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	74.916
Reguardo de viga	149.832
Cerca del colapso	199.776

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.121	183.16
D	0.200	183.16
E	0.200	1800

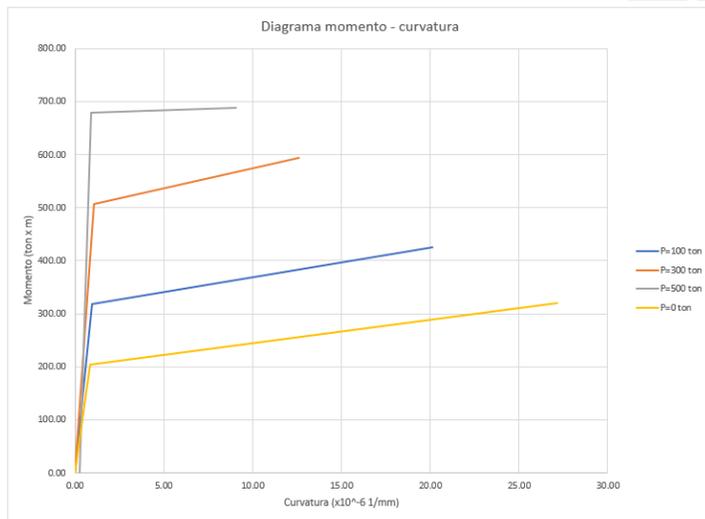
Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	54.948
Reguardo de viga	109.896
Cerca del colapso	146.528

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.020	147.69
D	0.200	147.69
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	44.307
Reguardo de viga	88.614
Cerca del colapso	118.152

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.006	115
D	0.200	115
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	34.5
Reguardo de viga	69
Cerca del colapso	92



PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.339	19.16
D	0.200	19.16
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	5.748
Reguardo de viga	11.496
Cerca del colapso	15.328

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.172	11.54
D	0.200	11.54
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	3.462
Reguardo de viga	6.924
Cerca del colapso	9.232

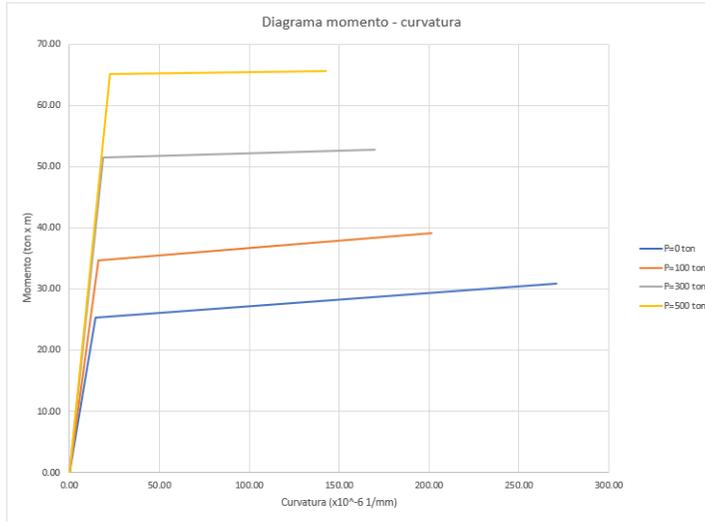
PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.015	8.14
D	0.200	8.14
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	2.442
Reguardo de viga	4.884
Cerca del colapso	6.512

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.575	26.26
D	0.200	26.26
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	7.878
Reguardo de viga	15.756
Cerca del colapso	21.008

PLACA PL-2



PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.218	256.61
D	0.200	256.61
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	76.983
Reguardo de viga	153.966
Cerca del colapso	205.288

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.129	185.18
D	0.200	185.18
E	0.200	1800

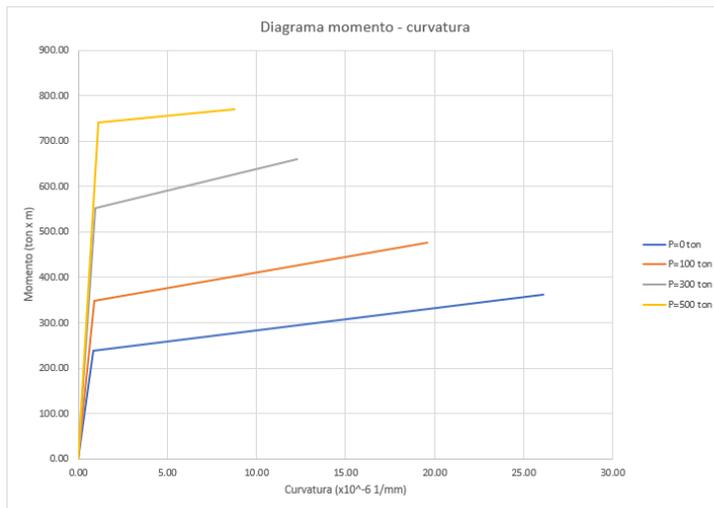
Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	55.554
Reguardo de viga	111.108
Cerca del colapso	148.144

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.025	151.27
D	0.200	151.27
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	45.381
Reguardo de viga	90.762
Cerca del colapso	121.016

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.007	120.4
D	0.200	120.4
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	36.12
Reguardo de viga	72.24
Cerca del colapso	96.32



PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.528	25.26
D	0.200	25.26
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	7.578
Reguardo de viga	15.156
Cerca del colapso	20.208

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.365	18.71
D	0.200	18.71
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	5.613
Reguardo de viga	11.226
Cerca del colapso	14.968

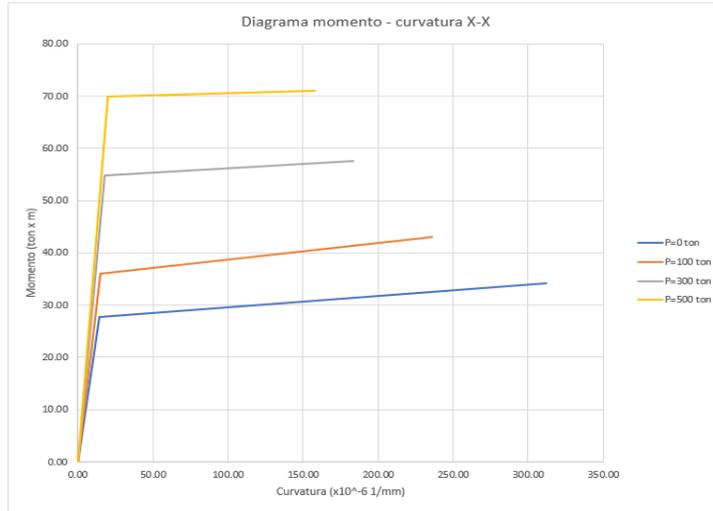
PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.192	11.28
D	0.200	11.28
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	3.384
Reguardo de viga	6.768
Cerca del colapso	9.024

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.039	7.68
D	0.200	7.68
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	2.304
Reguardo de viga	4.608
Cerca del colapso	6.144

PLACA PL-3



PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.233	297.6
D	0.200	297.6
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	89.28
Reguardo de viga	178.56
Cerca del colapso	238.08

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.194	221.36
D	0.200	221.36
E	0.200	1800

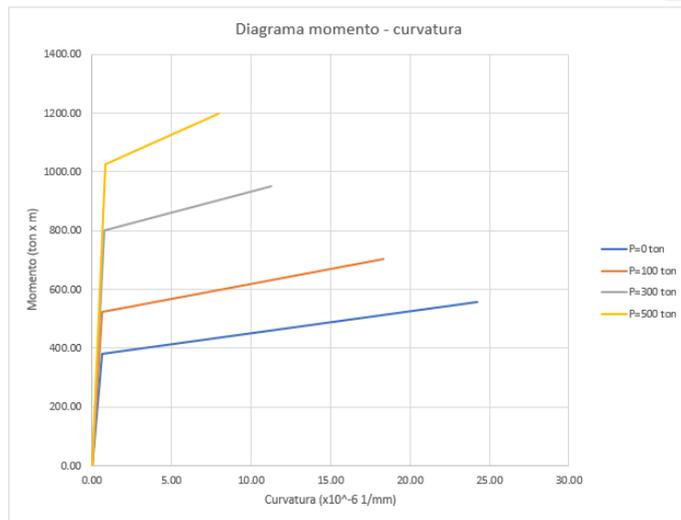
Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	66.408
Reguardo de viga	132.816
Cerca del colapso	177.088

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.053	165.43
D	0.200	165.43
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	49.629
Reguardo de viga	99.258
Cerca del colapso	132.344

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.016	137.85
D	0.200	137.85
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	41.355
Reguardo de viga	82.71
Cerca del colapso	110.28



PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.462	23.58
D	0.200	23.58
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	7.074
Reguardo de viga	14.148
Cerca del colapso	18.864

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.350	17.66
D	0.200	17.66
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	5.298
Reguardo de viga	10.596
Cerca del colapso	14.128

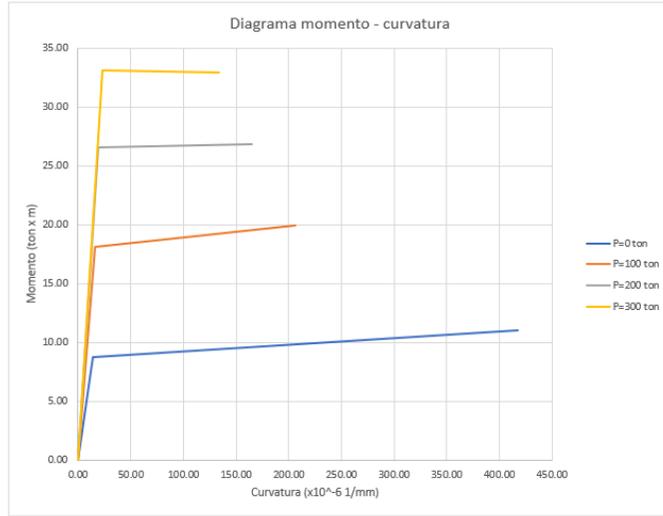
PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.189	10.51
D	0.200	10.51
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	3.153
Reguardo de viga	6.306
Cerca del colapso	8.408

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.168	7.16
D	0.200	7.16
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	2.148
Reguardo de viga	4.296
Cerca del colapso	5.728

PLACA PL-4



PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.261	404.39
D	0.200	404.39
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	121.317
Reguardo de viga	242.634
Cerca del colapso	323.512

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.101	189.69
D	0.200	189.69
E	0.200	1800

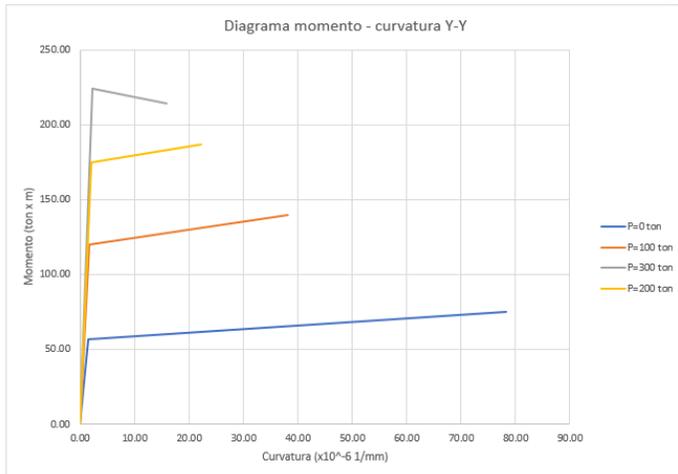
Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	56.907
Reguardo de viga	113.814
Cerca del colapso	151.752

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.010	145.38
D	0.200	145.38
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	43.614
Reguardo de viga	87.228
Cerca del colapso	116.304

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	0.996	110.31
D	0.200	110.31
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	33.093
Reguardo de viga	66.186
Cerca del colapso	88.248



PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.330	76.74
D	0.200	76.74
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	23.022
Reguardo de viga	46.044
Cerca del colapso	61.392

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.170	36.48
D	0.200	36.48
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	10.944
Reguardo de viga	21.888
Cerca del colapso	29.184

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	0.958	13.58
D	0.200	13.58
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	4.074
Reguardo de viga	8.148
Cerca del colapso	10.864

PUNTO	M/My	Curvatura/Sf
A	0.000	0
B	1.000	0
C	1.066	20.2
D	0.200	20.2
E	0.200	1800

Criterio	Curvatura / Sf
Operacional	6.06
Reguardo de viga	12.12
Cerca del colapso	16.16



SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL

	Compresión	Δc
0	0.000	0.000
Py	-25.05738	-0.00042
Pu	-32.57459	-0.00295

	Tracción	Δt
0	0.000	0.000
Py	75.17214	0.00127
Pu	112.75821	0.01392

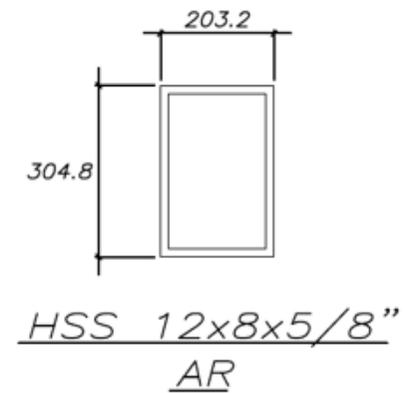
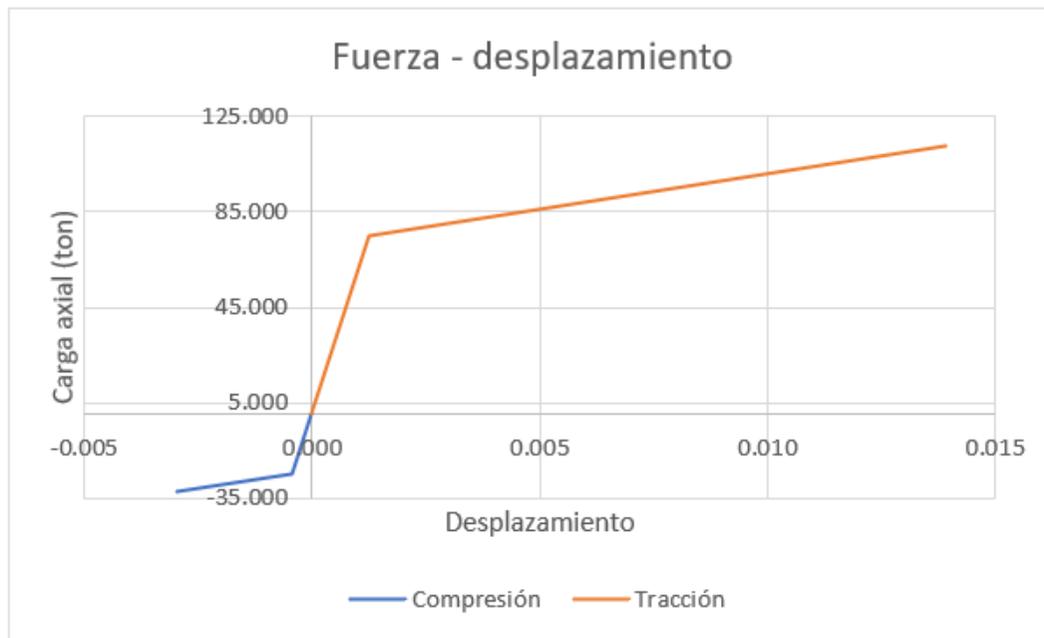
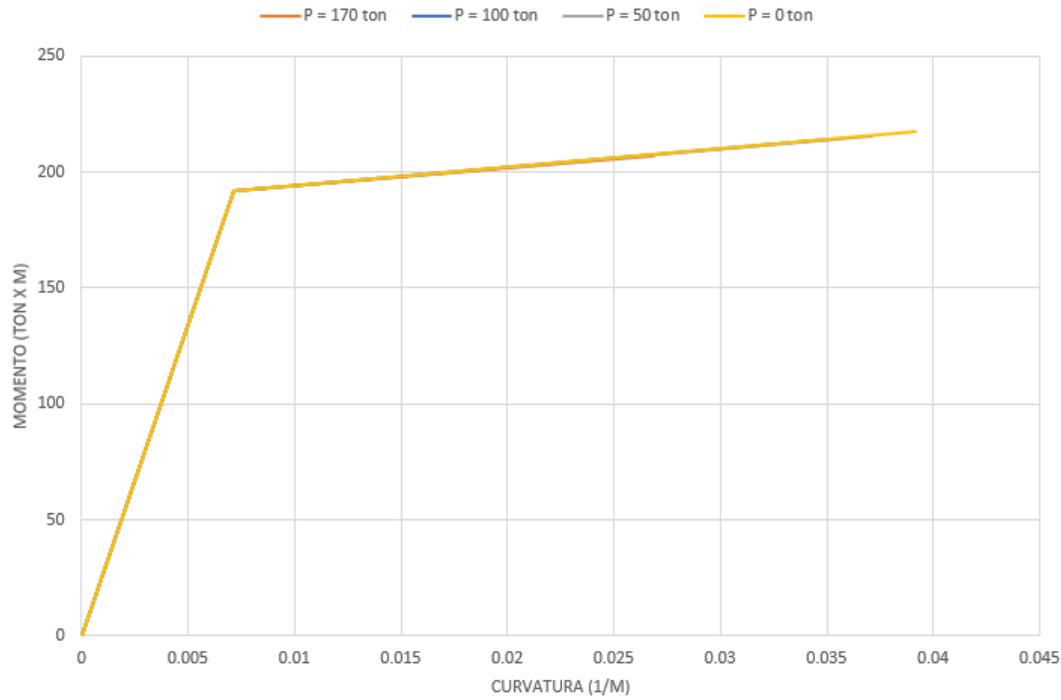


DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA

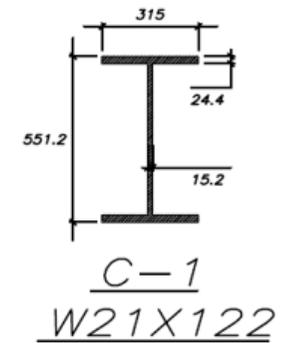


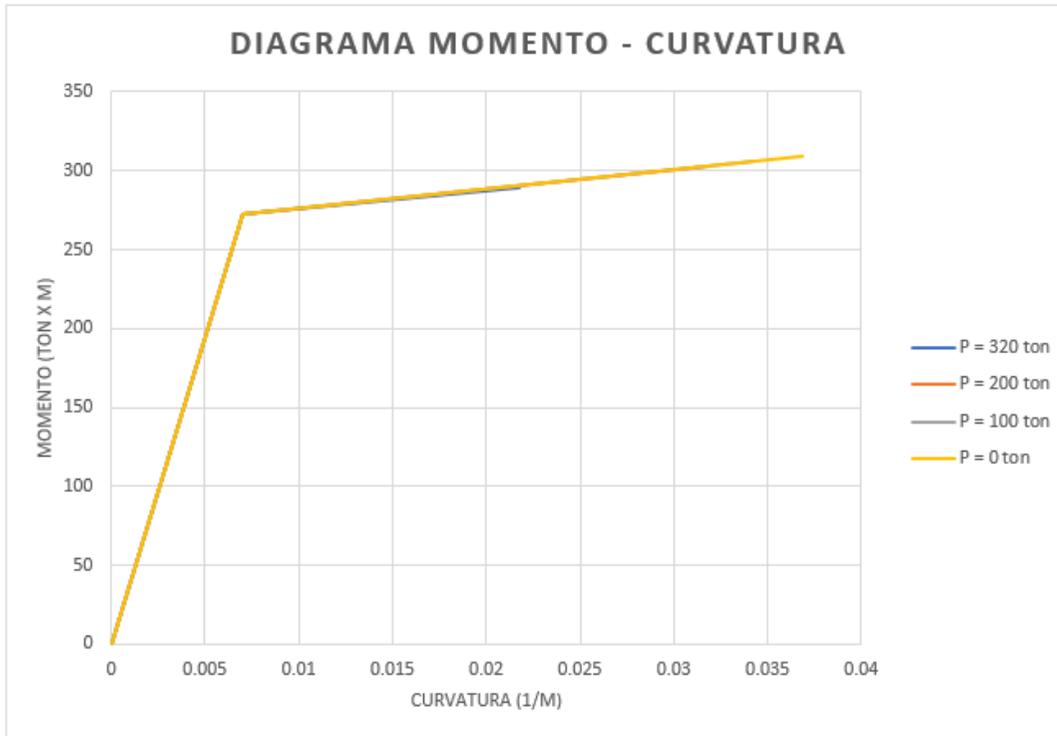
	M	ϕ_y
P = 170 ton	0	0
FLUENCIA	191.99	0.00716
ÚLTIMO	207.16	0.0269

	M	ϕ_y
P = 100 ton	0	0
FLUENCIA	191.99	0.00716
ÚLTIMO	214.143	0.03513

	M	ϕ_y
P = 50 ton	0	0
FLUENCIA	191.99	0.00716
ÚLTIMO	215.732	0.03714

	M	ϕ_y
P = 0 ton	0	0
FLUENCIA	191.99	0.00716
ÚLTIMO	217.32	0.03914



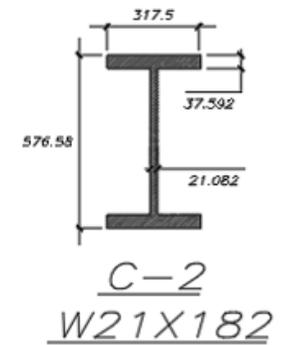


	M	ϕ_y
P = 320 ton	0	0
FLUENCIA	272.97	0.00697
ÚLTIMO	289.71	0.02176

	M	ϕ_y
P = 200 ton	0	0
FLUENCIA	272.97	0.00697
ÚLTIMO	302.93	0.03185

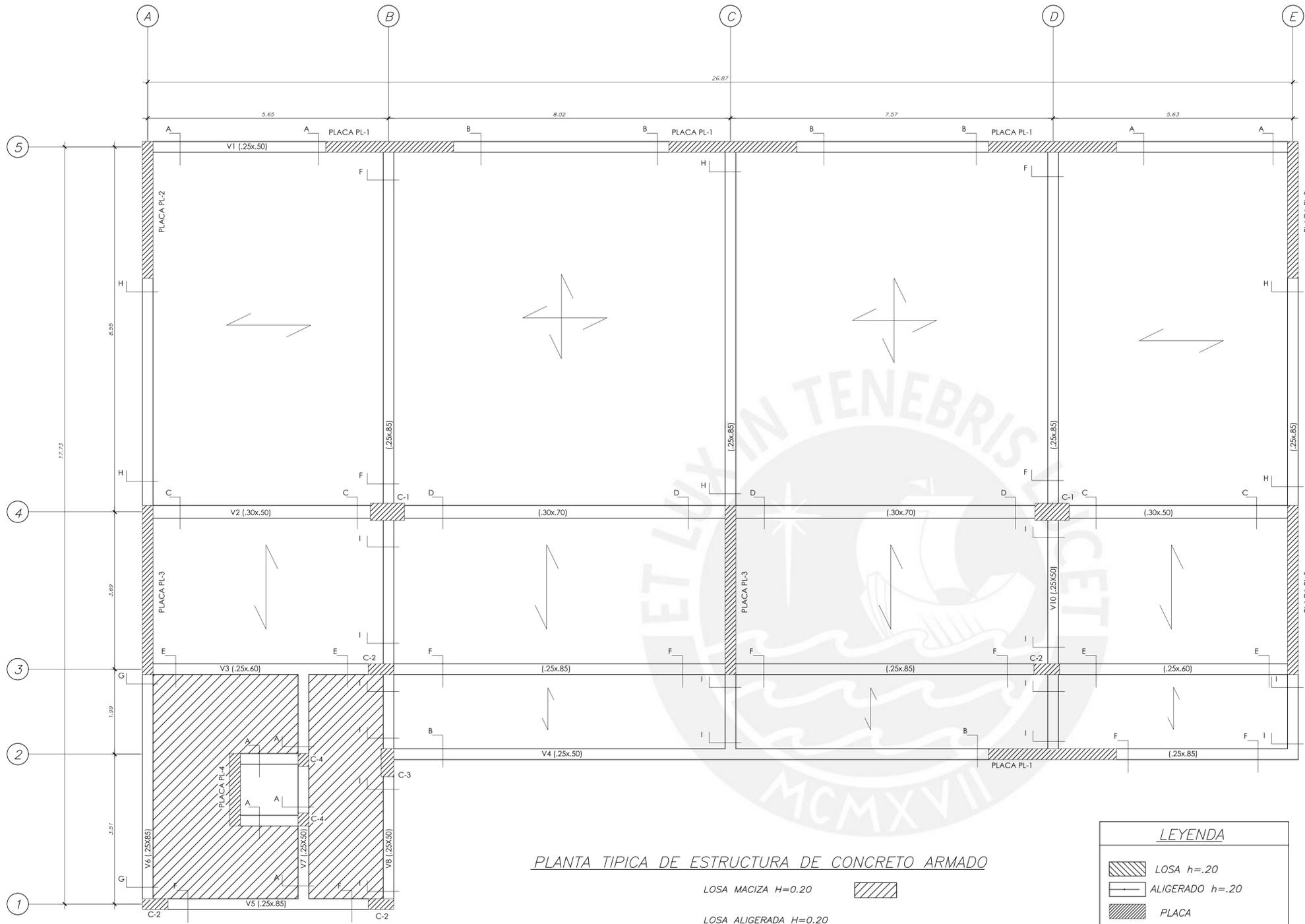
	M	ϕ_y
P = 100 ton	0	0
FLUENCIA	272.97	0.00697
ÚLTIMO	305.95	0.03435965

	M	ϕ_y
P = 0 ton	0	0
FLUENCIA	272.97	0.00697
ÚLTIMO	308.9652	0.03684



ANEXO 5 – PLANOS DE ESTRCUTRUAS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES





PLANTA TIPICA DE ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

LOSA MACIZA H=0.20
 LOSA ALIGERADA H=0.20

LEYENDA	
	LOSA h=.20
	ALIGERADO h=.20
	PLACA
	COLUMNA
	VIGA PERALTADA

SECCIONES DE VIGAS									
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J

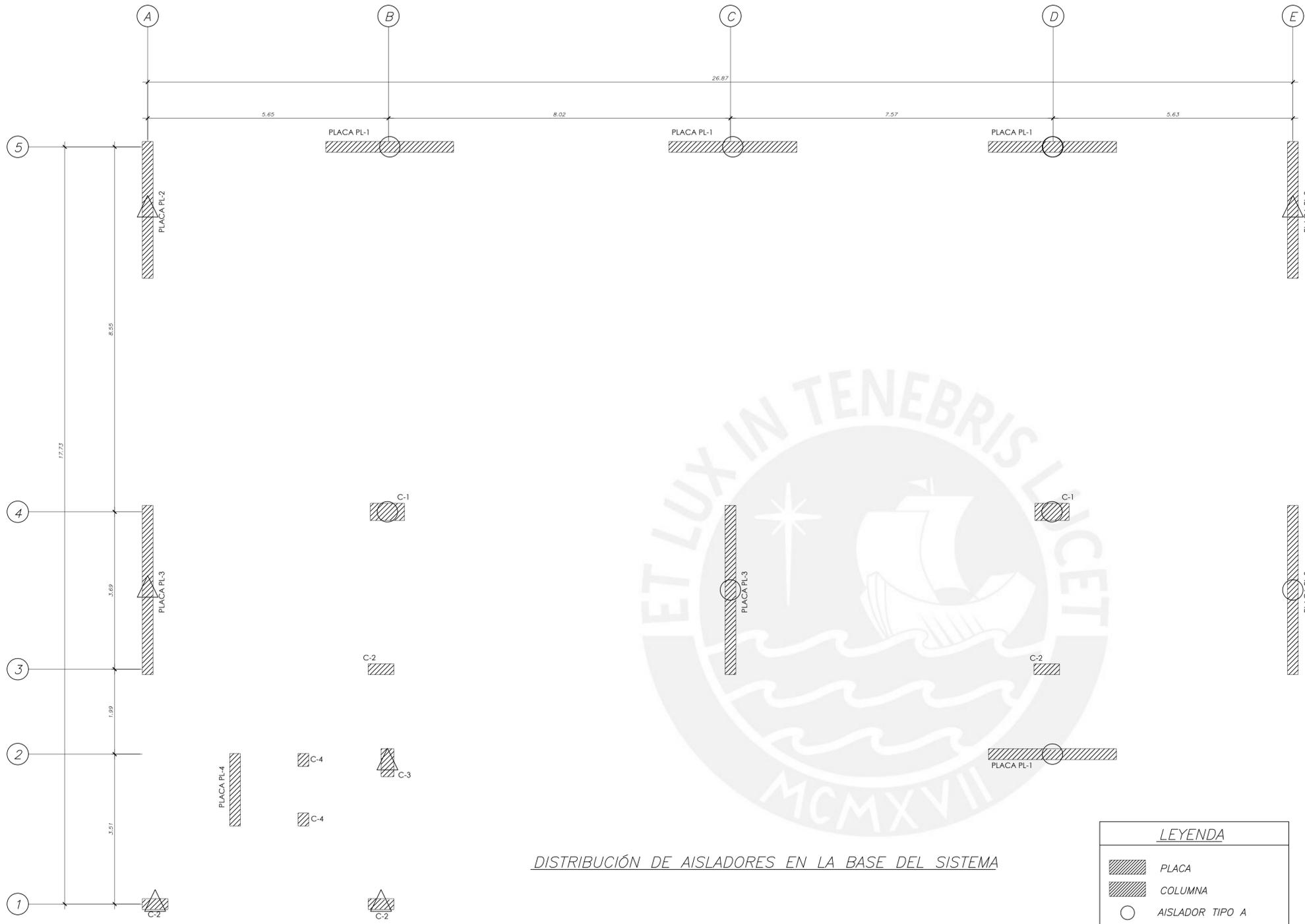
CUADRO DE COLUMNAS			
C-1	C-2	C-3	C-4

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO ARMADO	
CONCRETO	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Columnas, vigas y placas)
FIERRO CORRUGADO	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
RECUBRIMIENTOS	
LOSA Y VIGAS CHATAS	3.0 cm
COLUMNAS Y VIGAS	6.0 cm
VIGAS $e=15 \text{ cm}$.	3.0 cm
NORMAS : E-060 : CONCRETO ARMADO	

PARAMETROS SISMO-RESISTENTES	
a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:	
XX: MUROS ESTRUCTURALES	
YY: MUROS ESTRUCTURALES	
b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:	
-FACTOR DE ZONA (ZONA 4) :	Z=0.45
-FACTOR DE SUELO (TIPO S1) :	S=1.00 $T_p=0.40s$
-FACTOR DE CATEGORIA :	U=1.0
-FACTOR DE REDUCCION :	R=2.0 (Sistema aislado)
-COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA :	$C_x=0.36$ $C_y=0.36$

CUADRO DE PLACAS	
	PLACA PL-1
	PLACA PL-2
	PLACA PL-3
	PLACA PL-4

PROYECTO :	Análisis comparativo del comportamiento inelástico de un pabellón educativo con aislamiento sísmico diseñado en concreto armado y acero estructural		
PLANO :	CORTES DE ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO DE PABELLON EDUCATIVO		
DISEÑO :	DAVID HERNAN GOÑI VEGA	ESCALA :	1/50
		DIBUJADO :	D.H.G.V



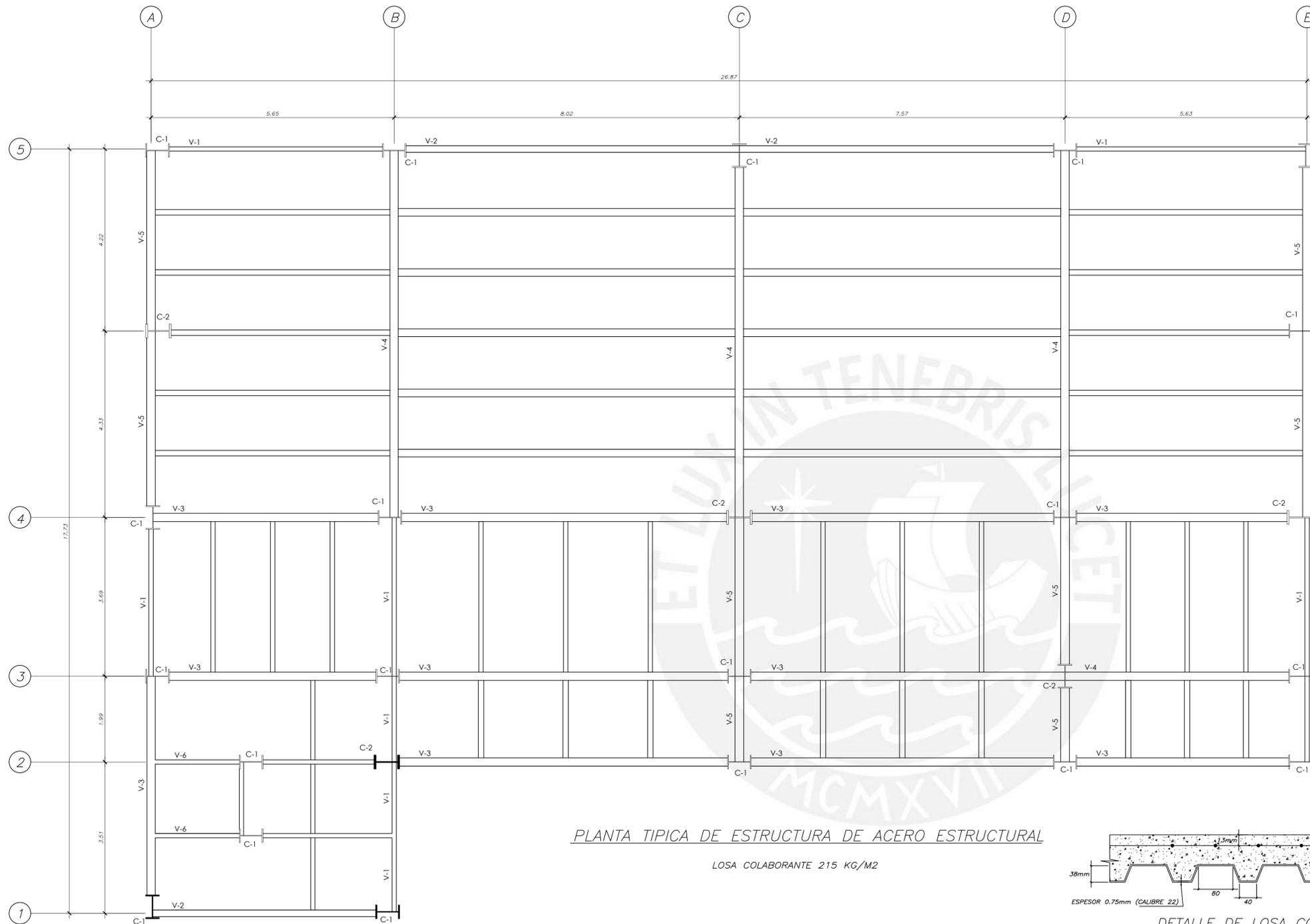
DISTRIBUCIÓN DE AISLADORES EN LA BASE DEL SISTEMA

LEYENDA	
	PLACA
	COLUMNA
	AISLADOR TIPO A
	AISLADOR TIPO B

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO ARMADO	
CONCRETO	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Columnas, vigas y placas)
FIERRO CORRUGADO	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
RECUBRIMIENTOS	
LOSA Y VIGAS CHATAS	3.0 cm
COLUMNAS Y VIGAS	6.0 cm
VIGAS $e=15 \text{ cm}$.	3.0 cm
NORMAS : E-060 : CONCRETO ARMADO	

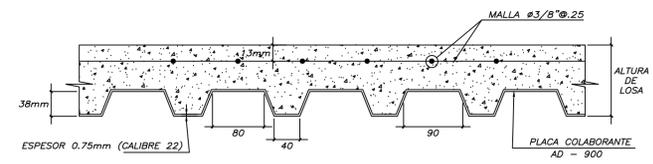
PARAMETROS SISMO-RESISTENTES	
a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:	
XX: MUROS ESTRUCTURALES	
YY: MUROS ESTRUCTURALES	
b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:	
-FACTOR DE ZONA (ZONA 4) :	$Z=0.45$
-FACTOR DE SUELO (TIPO S1) :	$S=1.00 \quad T_p=0.40s$
-FACTOR DE CATEGORIA :	$U=1.0$
-FACTOR DE REDUCCION :	$R=2.0$ (Sistema aislado)
-COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA :	$C_x=0.36 \quad C_y=0.36$

PROYECTO : Análisis comparativo del comportamiento inelástico de un pabellón educativo con aislamiento sísmico diseñado en concreto armado y acero estructural		
PLANO : DISTRIBUCIÓN DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS EN LA BASE DEL SISTEMA		
DISEÑO :	ESCALA :	DIBUJADO :
DAVID HERNAN GOÑI VEGA	1/50	D.H.G.V



PLANTA TIPICA DE ESTRUCTURA DE ACERO ESTRUCTURAL

LOSA COLABORANTE 215 KG/M2



DETALLE DE LOSA COLABORANTE

ALTURA DE LOSA DE 12cm
f'c = 210 kg/cm2

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

A992 Grado 50 $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ (perfiles W)
A36 $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (arriostres)
NORMAS : E-090 : ACERO ESTRUCTURAL

PARAMETROS SISMO-RESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:
XX: PÓRTICOS ORFINARIOS CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS
YY: PÓRTICOS ORFINARIOS CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS

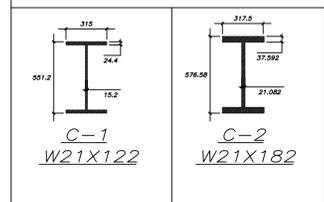
b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:

- FACTOR DE ZONA (ZONA 4) : $Z=0.45$
- FACTOR DE SUELO (TIPO S1) : $S=1.00 \quad T_p=0.40s$
- FACTOR DE CATEGORIA : $U=1.0$
- FACTOR DE REDUCCION : $R=2.0$ (Sistema aislado)
- COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA : $C_x=0.36 \quad C_y=0.36$

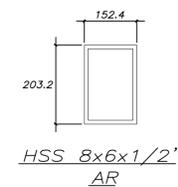
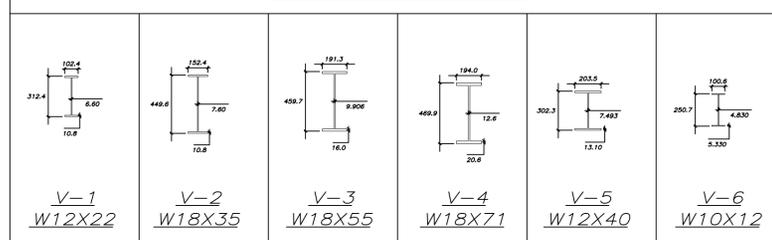
LEYENDA

- COLUMNA
- VIGUETA
- VIGA PERALTADA

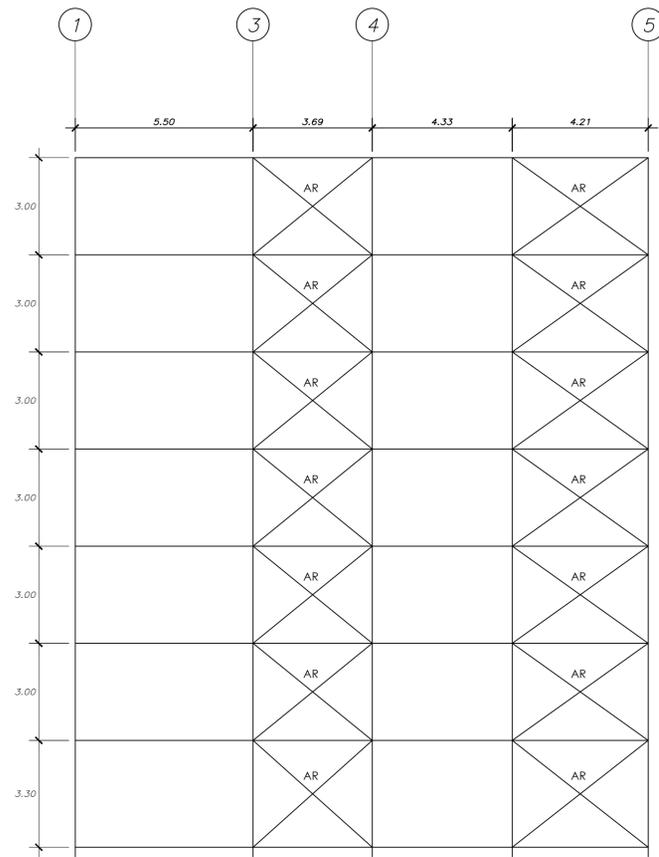
CUADRO DE COLUMNAS



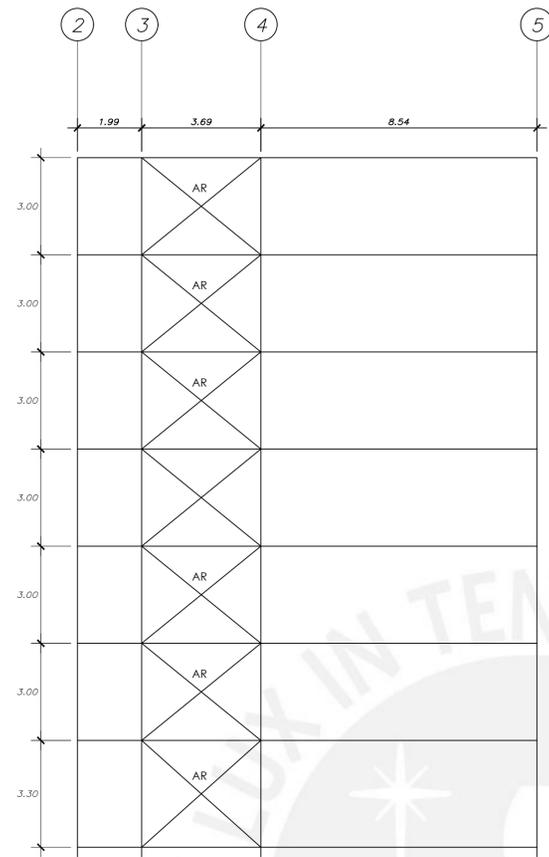
SECCIONES DE VIGAS



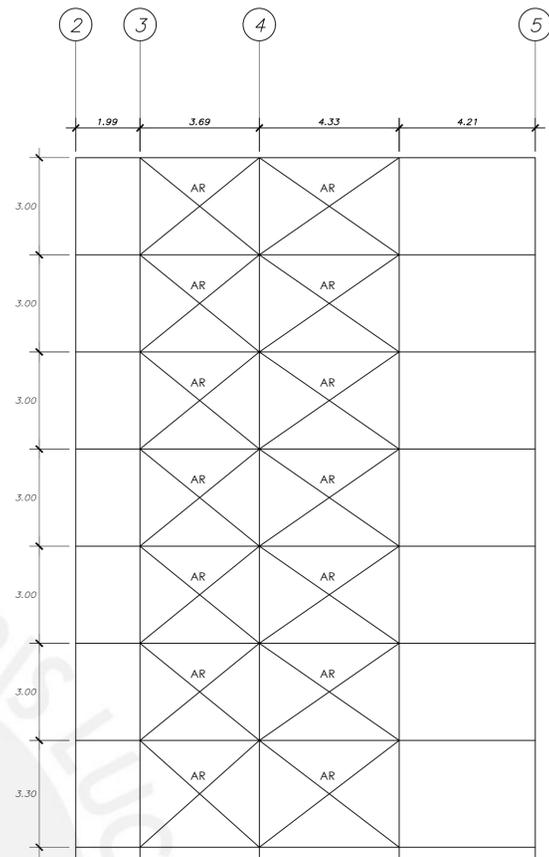
PROYECTO : Análisis comparativo del comportamiento inelástico de un pabellón educativo con aislamiento sísmico diseñado en concreto armado y acero estructural		
PLANO : CORTES DE ESTRUCTURA DE ACERO ESTRUCTURAL DE PABELLON EDUCATIVO		
DISEÑO : DAVID HERNAN GOÑI VEGA	ESCALA : 1/50	DIBUJADO : D.H.G.V



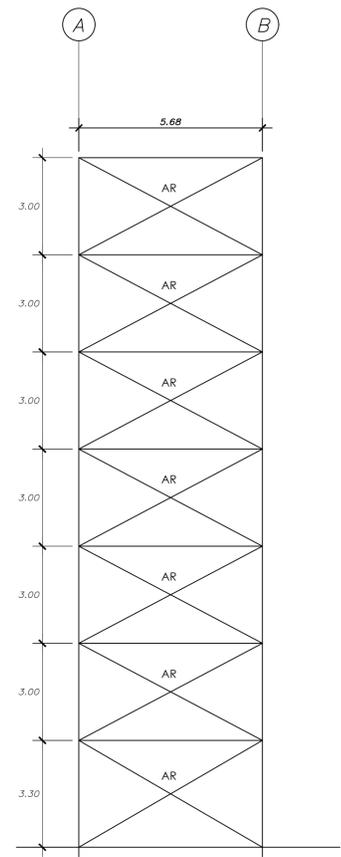
ELEVACIÓN A



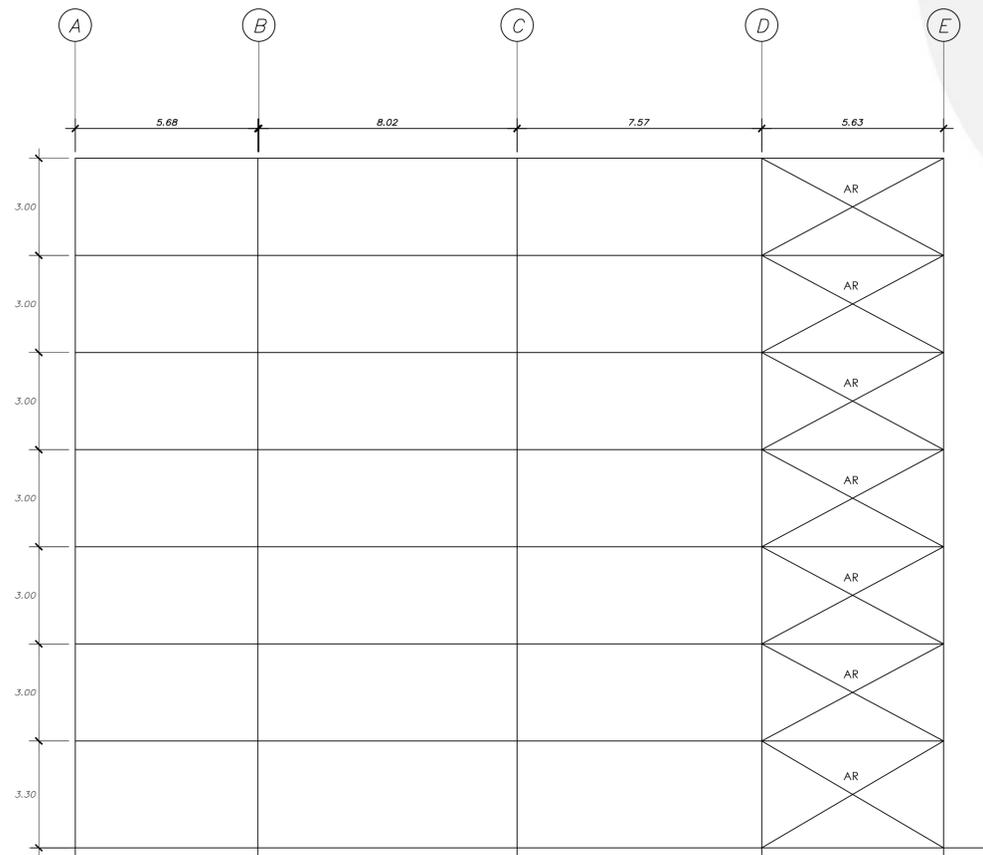
ELEVACIÓN C



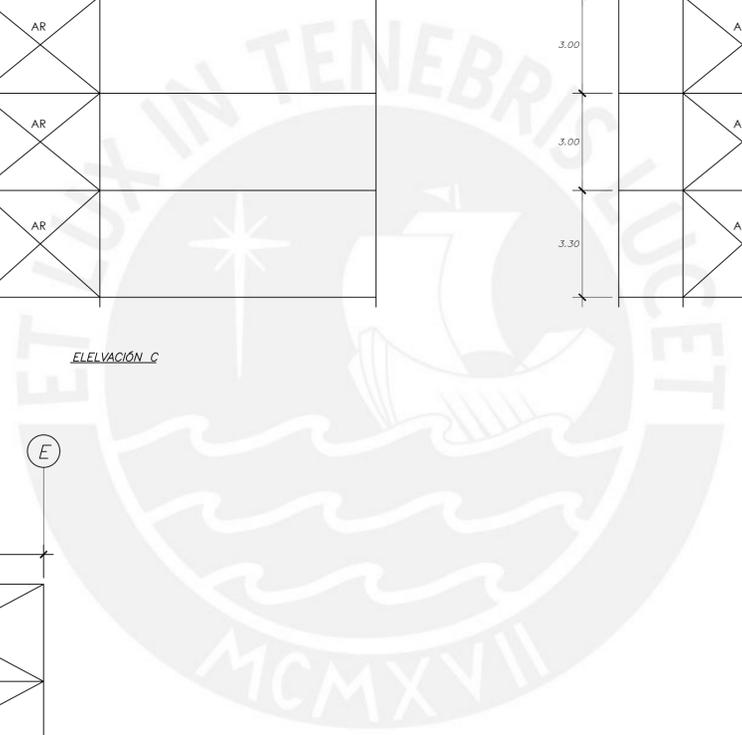
ELEVACIÓN E



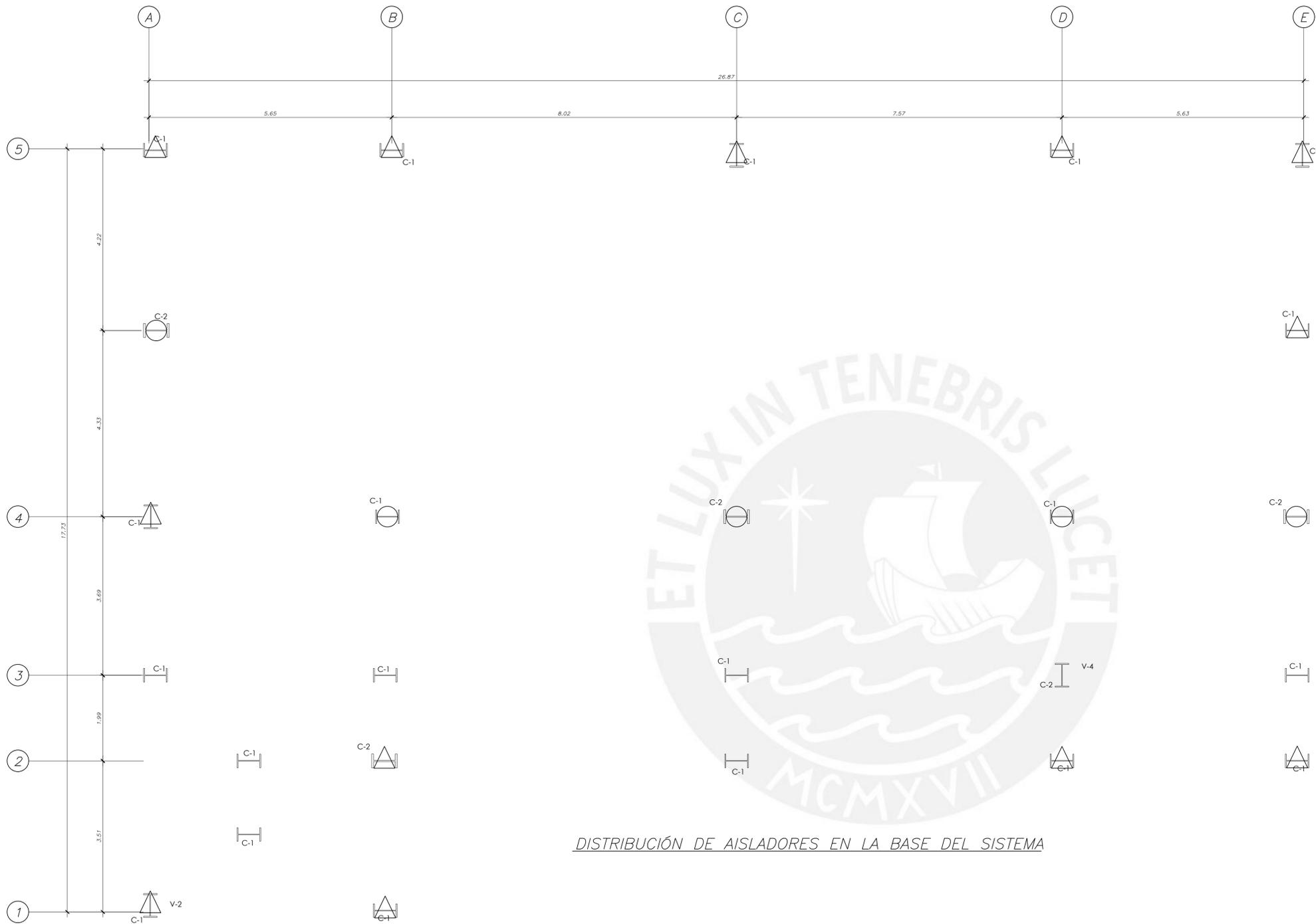
ELEVACIÓN 1



ELEVACIÓN 5



PROYECTO : Análisis comparativo del comportamiento inelástico de un pabellón educativo con aislamiento sísmico diseñado en concreto armado y acero estructural		
PLANO : CORTES DE ESTRUCTURA DE ACERO ESTRUCTURAL DE PABELLON EDUCATIVO		
DISEÑO : DAVID HERNAN GOÑI VEGA	ESCALA : 1/50	DIBUJADO : D.H.G.V



DISTRIBUCIÓN DE AISLADORES EN LA BASE DEL SISTEMA

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

A992 Grado 50 $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ (perfiles W)
 A36 $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (arriostres)
 NORMAS : E-090 : ACERO ESTRUCTURAL

PARAMETROS SISMO-RESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:

XX: PÓRTICOS ORFINARIOS CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS
 YY: PÓRTICOS ORFINARIOS CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS

b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:

- FACTOR DE ZONA (ZONA 4) : $Z=0.45$
- FACTOR DE SUELO (TIPO S1) : $S=1.00 \quad T_p=0.40s$
- FACTOR DE CATEGORIA : $U=1.0$
- FACTOR DE REDUCCION : $R=2.0$ (Sistema aislado)
- COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA : $C_x=0.36 \quad C_y=0.36$

LEYENDA

- COLUMNA
- AISLADOR TIPO A
- AISLADOR TIPO B

PROYECTO : **Análisis comparativo del comportamiento inelástico de un pabellón educativo con aislamiento sísmico diseñado en concreto armado y acero estructural**

PLANO : **DISTRIBUCIÓN DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS EN LA BASE DEL SISTEMA**

DISEÑO : **DAVID HERNAN GOÑI VEGA**

ESCALA : **1/50**

DIBUJADO : **D.H.G.V**