

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y
CIVIL**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

**Evaluación del desempeño sísmico del edificio del mercado de
abastos de la localidad de Tambo, distrito de Tambo, provincia
de La Mar, departamento de Ayacucho, 2023**

**Para optar el título profesional de:
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR:
Bach. Joel GUTIERREZ QUISPE**

**ASESOR:
Ing. Rubén Américo YACHAPA CONDEÑA**

AYACUCHO - PERÚ

2025

DEDICATORIA

A mi madre Gladys Marciana Quipe Auqui, por su amor incondicional, su fuerza inquebrantable y el apoyo constante que me ha brindado en cada etapa de mi vida. A quienes creen en sí mismos y luchan por alcanzar sus más grandes y anhelados sueños. Y a todos aquellos que, con pasión y compromiso, buscan la verdad a través del conocimiento científico, pilar esencial para el progreso humano y social.

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, y en especial a la Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil, por haberme acogido y brindado la valiosa oportunidad de formarme profesionalmente.

Al Ing. Rubén Yacha Condeñas, por su constante disposición, guía y compromiso en el asesoramiento y desarrollo de esta tesis.

Y a todas aquellas personas que, de una u otra manera, han contribuido significativamente en mi crecimiento personal y profesional a lo largo de este camino.

Índice general

Tabla de contenido	3
Resumen	11
Introducción	14
1 ASPECTOS GENERALES	16
1.1 Antecedentes	16
1.2 Descripción de la Realidad Problemática	22
1.3 Formulación del Problema	24
1.4 Importancia de la Investigación	24
1.5 Justificación de la Investigación	25
1.6 Alcances de la Investigación	25
1.7 Limitación de la Investigación	25
1.8 Delimitación de la Investigación	26
1.9 Objetivos de la Investigación	26
1.9.1 Objetivo General	26
1.9.2 Objetivos Específicos	26
1.10 Hipótesis de la Investigación	27
1.10.1 Hipótesis General	27
1.10.2 Hipótesis Especifico	27

<i>ÍNDICE GENERAL</i>	4
1.11 Variables e Indicadores	27
1.11.1 Variable Dependiente (y)	27
2 MARCO TEÓRICO	29
2.1 Desempeño Sísmico de Edificios	29
2.1.1 Niveles del Desempeño Sísmico	29
2.1.2 Niveles de Peligro Sísmico	36
2.1.3 Desempeño Esperado de la Edificación	39
2.2 Análisis Sísmico Estático No Lineal	41
2.2.1 Relacion Momento-Curvatura	41
2.2.2 Curva de Capacidad	50
2.2.3 Límites de Aceptabilidad	52
2.2.4 Métodos de Análisis Sísmico No Lineal	58
2.2.5 Marco Conceptual del Estudio	86
3 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO	89
3.1 Descripción de la estructura	89
3.2 Verificación del diseño estructural	96
3.2.1 Predimensionamiento de los elementos estructurales	96
3.2.2 Definición de los materiales	99
3.2.3 Definición de las cargas	100
3.2.4 Estimación del peso	101
3.2.5 Parametros sísmicos	102
3.2.6 Análisis Sísmico Estático Lineal	105
3.2.7 Análisis Sísmico Dinámico Lineal Espectral	106
3.3 Análisis sísmico por desempeño	114

3.3.1	Definición de las cargas iniciales de empuje	114
3.3.2	Definición del caso de carga para el análisis no lineal	114
3.3.3	Definición y asignación de rótulas plásticas	115
3.3.4	Curva de capacidad de las estructuras	116
3.3.5	Método del Espectro de Capacidad	120
3.4	Intervención estructural	138
3.4.1	Descripción del reforzamiento	138
3.5	Asignación del reforzamiento en la estructura	138
3.6	Asignación de rótulas plásticas	139
3.7	Curva de capacidad con reforzamiento	141
3.8	Método del Espectro de Capacidad	143
3.8.1	Espectro de capacidad	143
3.8.2	Punto de desempeño	144
3.8.3	Desempeño Sísmico de la edificación	153
3.8.4	Análisis de los resultados	154
4	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	156
4.1	CONCLUSIONES	156
4.2	RECOMENDACIONES	158
	Bibliografía	159
	Anexos	161

Índice de figuras

2.1	Modelos de la curva de esfuerzo-deformación del Concreto(Aguiar, 2003)	42
2.2	Modelo Mander de la curva de esfuerzo-deformación del Concreto (Mander, 1984)	42
2.3	Modelos de la curva de esfuerzo-deformación del acero (Aguar)	43
2.4	Deformación de un elemento a flexión (Cisneros, 2014)	43
2.5	Diagrama de Momento-Curvatura: Puntos notables (Aguar, 2003)	44
2.6	Modelo genérico del diagrama de momento curvatura (ATC-40)	45
2.7	Idealización y zona de daño equivalente(Cisneros,2014)	49
2.8	Tipos de modelación de la no linealidad de los elementos estructurales(ATC-40)	50
2.9	Modelación de vigas y columnas en edificios a porticados	50
2.10	Esquema del procedimiento utilizado para el análisis pushover	51
2.11	Gráfica límite de desplazamiento	54
2.12	Criterios de aceptación típicos de la curva esfuerzo - deformación	59
2.13	Conversión a Espectro ADRS	63
2.14	Representación Bilineal del Espectro de Capacidad	64
2.15	Conversion al Formato ADRS	66
2.16	Derivación del amortiguamiento para la reducción espectral	68
2.17	Derivación de la energía disipada por el amortiguamiento ; E_D	69

2.18 Derivación de la energía disipada por amortiguamiento ; E_D	70
2.19 Espectro de Demanda Reducido	72
2.20 Determinación del punto de desempeño (Fuente:ATC-40)	73
2.21 Procedimientos para el cálculo del punto de desempeño(ATC-40)	74
2.22 Espectro de la respuesta de aceleración y desplazamiento formato ADRS (FEMA 440)	76
2.23 Representación bilineal de la curva de capacidad para el método de coefi- cientes de desplazamiento	79
2.24 Curva idealizada de fuerza y desplazamiento para un análisis estático no lineal	84
3.1 Vistas generales del mercado de abastos de la localidad de Tambo	90
3.2 Deficiencias constructivas en las columnas	91
3.3 Deficiencias constructivas en las vigas	91
3.4 Deficiencias constructivas en las losas aligeradas	92
3.5 Deficiencias constructivas en las gradas	92
3.6 Detalle estructural bloque B	93
3.7 cimentación bloque B	94
3.8 Cuadro de columnas	95
3.9 Cuadro de vigas	95
3.10 Gráfica del espectro sísmico	109
3.11 Modelamiento Bloque B	109
3.12 Fuerzas de empuje bloque B	115
3.13 Caso de carga no lineal "Pushover", Bloque B	116
3.14 Asignación rótula plástica en vigas	116

3.15 Asignación rótula plástica en columnas	117
3.16 Representación visual de las rotulas plasticas	117
3.17 Curva de capacidad, dirección X	118
3.18 Curva de capacidad, dirección Y	118
3.19 Espectro de capacidad, Dirección X	122
3.20 Espectro de capacidad, Dirección Y	123
3.21 Representación gráfica del espectro de demanda	125
3.22 Punto de desempeño, Dirección X	126
3.23 Punto de desempeño, Dirección Y	127
3.24 Punto de desempeño, Dirección X	128
3.25 Punto de desempeño, Dirección Y	129
3.26 Punto de desempeño, Dirección X	130
3.27 Punto de desempeño, Dirección Y	131
3.28 Punto de desempeño, Dirección X	132
3.29 Punto de desempeño, Dirección Y	133
3.30 Esquema de armado del arriostre metálico en los pórticos	139
3.31 Ubicación de los arriostres metálicos	140
3.32 Vista 3D del intervención estructural de la edificación	141
3.33 Asignación de las rótulas plásticas en los arriostres	142
3.34 Representación visual de las rótulas plásticas	142
3.35 Curva de capacidad, dirección X	143
3.36 Curva de capacidad, dirección Y	143
3.37 Espectro de capacidad, Dirección X	144
3.38 Espectro de capacidad, Dirección Y	144

3.39	Punto de desempeño, Dirección X	145
3.40	Punto de desempeño, Dirección Y	146
3.41	Punto de desempeño, Dirección X	147
3.42	Punto de desempeño, Dirección Y	148
3.43	Punto de desempeño, Dirección X	149
3.44	Punto de desempeño, Dirección Y	150
3.45	Punto de desempeño, Dirección X	151
3.46	Punto de desempeño, Dirección Y	152
4.1	Plano de Arquitectura 1er Piso	163
4.2	Plano de Arquitectura 2do Piso	164
4.3	Plano de Arquitectura 3er Piso	165
4.4	Plano de Cimentación	166
4.5	Plano de Estructura Bloque B	167
4.6	Plano de Estructura Bloque B	168
4.7	Plano de Estructura Bloque B	169
4.8	Plano de Estructura Bloque B	170
4.9	Plano de Estructura Bloque B	171
4.10	Plano de Estructura Bloque B	172

Índice de tablas

2.1	Niveles de Desempeño de la Edificación (ATC-40, 1996)	33
2.2	Comparación de los niveles y estado de daño del desempeño sísmico (Aguilar, 2003)	36

2.3	Niveles de Movimiento Sísmico VISION 2000(SEAOC, 1995)	37
2.4	Niveles de Movimiento Sísmico ATC-40	38
2.5	Niveles recomendados de desempeño esperado (Visión 2000, 1995)	39
2.6	Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica (ATC-40, 1996)	40
2.7	Modeling Parameters for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Beams	47
2.8	Modeling Parameters for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Columns	48
2.9	Límite de desplazamiento	53
2.10	Criterios numéricos de aceptación para rotaciones de rótulas plásticas en vigas de concreto armado, en radianes	55
2.11	Criterios numéricos de aceptación para rotaciones de rótulas plásticas en columnas de concreto armado, en radianes	57
2.12	Descripción representativo de los daños para los elementos de concreto . . .	58
2.13	Valores para el factor k de modificación del amortiguamiento	70
2.14	Valores mínimos permitidos de SR_A y SR_V	71
2.15	Valores para el factor de modificación C_0	81
2.16	Valores para el factor de modificación C_2	82
3.1	Predimensionamiento de las vigas	97
3.2	Predimensionamiento de las columnas	98
3.3	Predimensionamiento de las losas	99
3.5	Espectros de respuesta sísmica	108
3.6	Modos de vibración Bloque B	110
3.7	Fuerza cortante:Estático-Dinámico	110
3.8	Deriva de Piso Bloque B	111
3.10	Efecto de segundo orden, Bloque B	112

3.11	Coordenadas de la curva de capacidad	120
3.12	Coordenadas del Espectro de Capacidad	122
3.13	Cordenadas del espectro de demanda	124
3.14	Niveles recomendados de desempeño esperado. Visión 2000	135
3.15	Niveles recomendados de desempeño esperado. Visión 2000	136
3.16	Niveles recomendados de desempeño esperado. Visión 2000	137
3.17	Niveles recomendados de desempeño esperado. Visión 2000	154
3.18	Niveles recomendados de desempeño esperado. Visión 2000	155
3.19	Niveles recomendados de desempeño esperado. Visión 2000	155

Resumen

El mercado de abastos de la localidad de Tambo - La Mar es una edificación de concreto armado de tipo aporticado y tiene tres niveles separados en tres bloques independientes denominados bloque “Bloque B”, “Bloque C” “Bloque D” . La estructura ha sido construido en el año 2013 y diseñado bajo la normativa de diseño sismoresistente E-030 del año 2006. La construcción no ha sido concluido, la construcción ha llegado hasta el nivel estructural y no se hicieron los acabdo respectivos, por lo que estuvo avandonado mucho tiempo.

El presente trabajo de investigación tuvo por objetivo determinar el desempeño sísmico del Mercado de Abastos de la Localidad de Tambo-La Mar. Para ello se ha realizado la búsqueda de la información necesaria correspondiente a los planos, especificaciones y estudios que se realizaron para el diseño y la construcción del mercado. Toda la información recabada ha sido necesario para la elaboración de un modelo matemático computacional el cual ha sido empleado en el análisis no lineal con el método elegido. Por otro lado se ha revisado la bibliografía correspondiente al análisis sísmico de estructuras enfocados en el desempeño sísmico, de la cual, para el presente estudio se ha seleccionado el metodo de espectro de capacidad como método de aplicaión y estudio del desempeño sísmico del mercado.

De acuerdo a los precedimientos de cálculo de metodo mencionado, se ha determinado la curva de capacidad de la estructura, así como la coversión al espectro de demanda. De igual manera se ha determinado el espectro de respuesta y la conversión al espectro de demanda. Seguidamente se han realizados los cálculos iterativos conforme al método de análisis para encontrar el punto de desempeño frente al movimiento sísmico dado. De los cálculos efectuados se ha podido determinar que la edificación no cumple con el desem-

peño sísmico esperado en las dos direcciones, según la propuesta de Vision 2000 para una edificación esencial.

Asimismo, dado el incumplimiento del desempeño sísmico de la edificación se ha realizado una propuesta de intervención estructural o reforzamiento estructural con arriostres metálicos de sección cuadrada de 7"x7"x3/8" tipo "V" invertida ubicados en lugares estratégicos. Con la propuesta de intervención estructural se ha vuelto a realizar el análisis correspondiente y con ello se ha logrado mejorar y cumplir con el desempeño sísmico esperado para el tipo de edificación correspondiente.

Para el estudio del desempeño sísmico del mercado de abastos de la localidad de Tambo-La Mar, se ha empleado el programa ETABS, que es un programa comercial de cálculo y diseño estructural.

Introducción

En el presente trabajo de investigación titulado: **Evaluación del Desempeño Sísmico del Edificio del Mercado de Abastos de la Localidad de Tambo, Distrito de Tambo, Provincia de la Mar, Departamento de Ayacucho, 2023**, se realizará el estudio del desempeño sísmico de la edificación del mercado de abastos de la localidad de Tambo-La Mar con la metodología del Espectro de Capacidad propuestos en los documentos ATC-40 Y FEMA 440.

El objeto de estudio de la presente investigación, es el mercado de abastos, una estructura que ha sido construida en el año 2013 y proyectada con la norma sismoresistente del año 2006. A la fecha dicha norma a sido modificada conforme a las nuevas experiencias de los eventos sísmicos ocurridos en nuestra región. Por otra parte durante la inspección visual en campo se ha podido observar que se llegó a concluir solamente a nivel de estructuras, no teniendo los acabados respectivos, con lo cual se ha dejado la estructura expuestos a los efectos del tiempo. Además se ha observado deficiencias de construcción de la edificación. Por todo lo mencionado anteriormente, nace la necesidad de verificar el diseño de la estructura con la actual norma de diseño sismoresistente E-030, y de igual manera verificar el diseño existente con las “nuevas” propuestas de análisis sísmico de edificios enfocados en el desempeño sísmico de la edificación, tales como el método de espectro de capacidad el cual es un método de análisis estático no lineal.

por otro lado por la necesidad de uso seguro y eficiente de la estructura del mercado de abastos, se planterá la intervencion estructural o reforzamiento estructural en función a los resultados obtenidos de la verificación del comportamiento sísmico de la edificación.

El trabajo de investigación se ha esquematizado según lo planteado por la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga y se divide en 4 capitulos organizados de la

siguiente manera:

En el Capítulo 1, se desarrollarán los aspectos generales, correspondiente a la parte introductoria del estudio. Se realizará la descripción de los antecedentes, la presentación de la realidad problemática, la formulación del problema, justificación, alcances de la investigación, limitaciones de la investigación, objetivos de la investigación, hipótesis y la formulación de las variables independiente y dependientes.

En el Capítulo 2, se realizará el desarrollo del marco teórico. La descripción conceptual de los temas relacionados con la investigación. Se abordarán temas relacionados a los procedimientos de análisis y del desempeño sísmico y las diversas metodologías propuestas en los documentos técnicos como el ATC-40 y FEMA 440.

En el Capítulo 3, se efectuará la aplicación de los procedimientos para la evaluación del desempeño sísmico de la edificación. En primer lugar se realizará la descripción de la estructura existente, después la verificación del diseño conforme a la normativa vigente e-030. Asimismo, en base las medidas en campo y a los datos recabados de los planos y especificaciones técnicas del proyecto, se realizará el proceso de cálculo del desempeño sísmico de la edificación. Posteriormente en base a los resultados obtenido se realizará una propuesta del reforzamiento estructural de la edificación. la discusión y análisis de los resultados se realizan en cada parte del presente capítulo.

En el Capítulo 4 se desarrollaran las conclusiones correspondiente al proceso de evaluación y los resultados obtenidos. Asimismo, se realizarán las recomendaciones concernientes al uso de los datos obtenidos.

Capítulo 1

ASPECTOS GENERALES

1.1. Antecedentes

La experiencia de los sismos nos han demostrado que el diseño de las edificaciones basados en los enfoques tradicionales no permite controlar eficientemente los daños ni satisfacer plenamente la filosofía de diseño. Por otro lado, a ocurrido que frente a movimientos sísmicos frecuentes las edificaciones importantes han sufrido considerables daños estructurales y de instalación que ha encarecido su reparación. Por tal sentido ha surgido la necesidad de plantear nuevos métodos de diseño que se aproxime al comportamiento real de la estructura frente a la ocurrencia de un movimiento sísmico, para ello se han propuesto metodos de análisis y diseño basadas en los conceptos de desempeño sísmico. Se tiene por ejemplo la propuesta del COMITÉ VISIÓN 2000 que fue conformado por la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) en el año 1992. Asimismo, en el año 1996 el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) ha publicado la normativa ATC-40, en la cual establece los procedimientos para la evaluación sísmica de las edificaciones existentes. De igual manera, la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), en octubre de

1997 publica el FEMA 273 en la cual establece una guía para la rehabilitación sísmica de edificios, el cual ha sido actualizado con el FEMA 356 y mejorado con el FEMA 440. También se puede mencionar las investigaciones realizadas en otros países como Japón. Por otro lado, en base a las normativas mencionada anteriormente se ha realizado muchas investigaciones del estudio del desempeño sísmico aplicadas a diversas estructuras, los cuales se mencionan a continuación en los siguientes antecedentes.

Antecedentes Internacionales

- Lopez O. (2008) en el Boletín Técnico titulado "Evaluación de los Métodos de Análisis Estático No Lineal para Determinar el Desempeño Sísmico en Estructuras Aporticadas de Concreto Armado", realiza una evaluación de los métodos de análisis estático no lineal (ATC-40, FEMA-356 y MPA) comparándola con el método exacto, Análisis Dinámico No Lineal. Para lo cual aplica el análisis sísmico por desempeño en 5 estructuras a porticadas con 6 sismos diferentes; y finalmente concluye que el método del MPA es el que suministra una mejor estimación con respecto a los otros métodos ya que proporciona respuestas casi cercanas al método exacto del análisis dinámico no lineal.
- Sanches M. (2010) en su tesis titulado "Diseño Sísmico Basado en Desempeño para una Edificación Esencial de Concreto Reforzado", evalúa el comportamiento sísmico de una edificación de categoría A "esencial", empleando el método de espectro de capacidad y obtiene los resultado de que el diseño basado en desempeño es más preciso que el método por resistencia del RCDF cuya curva de capacidad proporciona una información exacta de la rigidez inicial, a la fluencia y posteriores para cada nivel de desempeño.

- Alvear J. y Ruales J. (2014) en su tesis titulado "Diseño por Desempeño en Edificios de Hormigón Armado de Acero Estructural y Mixto", Compara la metodología del diseño sísmico por desempeño con la norma chilena NCh 433 of.96 "Diseño sísmico de edificios" aplicando a una estructura de hormigón armado, en base a muros y marcos; empleando en la metodología, diseñar la estructura con la normativa vigente de Chile y luego evaluar dicha estructura diseñada aplicando el enfoque por desempeño, y obtiene los resultados de que la estructura diseñada con la norma chilena de diseño sísmico de edificios NCh. 433.of.96 presenta un desempeño mejor de lo esperado ya que dicha estructura permanecerá operacional durante un sismo frecuente y un sismo ocasional y garantizará la seguridad de vida luego de un sismo raro y un sismo muy raro.
- Sinisterra H.(2017) en su tesis titulado "Determinación del Desempeño Sísmico para Edificios en Pórticos de Concreto Reforzado Diseñado Bajo la Norma de Diseño Sismorresistente C.C.C.S.R.84", determina el desempeño sísmico en edificaciones de concreto reforzado frente a momentos (PRM); , empleando en la metodología, diseñar la estructura con la normativa vigente de C.C.C.S.R.-84 y luego evaluar dicha estructura diseñada aplicando el enfoque por desempeño empleando el diagrama de demanda y espectro de capacidad con la finalidad de obtener el punto de desempeño y el desempeño de la estructura, y obtiene los resultados de que la estructura diseñada con la norma C.C.C.S.R.-84 podrían estar incursionando en el rango no lineal, durante un eventual sismo moderado.

Antecedentes nacionales

- Albarracin P. y Gallo E.(2010) en su tesis titulado "Desempeño Sísmico de un Edificio A porticado de Siete Pisos Diseñado con el Reglamento Nacional de Construcciones y Aceptando una Deriva Máxima de 1 %", estudia el desempeño sísmico de edificios aporticados peruanos diseñados con las normas vigentes modificando las exigencias de rigidez lateral a una deriva máxima de 1 % valor que es ligeramente mayor a lo permitido por la norma vigente; empleando en la metodología, diseñar la estructura con la normativa vigente (E-0.30 Y E-0.60) y luego evaluar dicha estructura diseñada aplicando el enfoque por desempeño empleando los procedimientos del comité VISION 2000, SEAOC; y obtiene los resultado de que al mantener la deriva por debajo del 1 % se obtienen dimensiones de 45x45 cm que son menores a los diseñados con el actual código. Asimismo, el punto de demandas se encontrará en diferentes sectores de la clasificación según el SEAOC.
- Ramírez J. (2014) en su tesis titulado "Desempeño Sismorresistente del Módulo C, del Mercado de Abastos de Los Baños del Inca. Cajamarca", estudia el desempeño sísmico de la estructura del mercado de abastos de los baños del inca en Cajamarca; empleando la metodología y los procedimientos de los enfoques del desempeño sísmico propuestos por el comité VISION 2000; y obtiene los resultados de que la estructura obtiene un desempeño adecuado para los sismos de diseño en los sentidos X y Y pero no cumple para los sismos ocasionales.
- Asmat C.(2016) en su tesis titulado "Disposiciones Sísmicas de Diseño y Análisis en Base a Desempeño Aplicables a Edificaciones de Concreto Armado", ofrece herramientas para el análisis y diseño aplicables a edificios de concreto armado; empleando criterios de estructuración para el diseño de vigas, columnas y muros; y

concluye que una estructura regular, con buena simetría en sus elementos estructurales y con cierta sencillez en su configuración proporciona un comportamiento adecuado frente a los sismos.

- Flores G.(2016) en su tesis titulado "Desempeño Sísmico de un Edificio de Concreto Armado Ubicado en el Jirón Manuel Ruiz manzana 32 lote 10-10a-1a, distrito de chimbote-2018", evalúa el desempeño sísmico de un edificio de concreto armado de 7 niveles; mediante la metodología y los procedimientos que establece la norma ATC-40; y obtiene el resultado de que el desempeño sísmico del edificio para un sismo de diseño que tiene 10 % de excedencia en 50 años es de funcional a seguridad de vida, lo cual para un edificio de uso básico cumple con lo establecido en dicha norma.
- Merino G. (2013) en su tesis titulado "Diseño Sismorresistente del Edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca", evalúa el desempeño sísmico de un edificio de concreto armado de 5 niveles ;mediante la metodología y procedimientos que establece la norma ATC-40; y obtiene el resultado de que la estructura alcanza un desempeño excelente para los sismos aplicados en Y, ya que alcanza el nivel de desempeño de operacional.

Antecedentes Locales

- Cisneros R.(2014) en su tesis titulado "Análisis y Diseño Sísmico por Desempeño de la Infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil", evalúa el desempeño sísmico de la estructura de la Escuela Profesional de Ing. Civil ;mediante la metodología establecidos en la norma ATC-40; y obtiene el resultado de que la estructura en la dirección X para un sismo frecuente y ocasional incursiona en el

rango elástico mientras que para un sismo raro y muy raro incursiona en el rango inelástico alcanzando un nivel de desempeño operacional y seguridad de vida. Asimismo, en la dirección Y para un sismo frecuente y ocasional incursiona en el rango inelástico alcanzando niveles de desempeño operacional mientras que para un sismo raro y muy raro incursiona en el rango inelástico alcanzando un nivel de desempeño seguridad de vida y colapso.

- Sauñe E.(2014) en su tesis titulado "Evaluación por Desempeño Sismorresistente del Edificio de la Escuela de Ciencias Sociales de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga", evalúa el desempeño sísmico de la estructura de la Escuela Profesional de Ciencias Sociales de la UNSCH ;empleando la metodología para la evaluación del desempeño propuesto por el comité VISION 200 del SEAOC y los procedimientos de análisis espectral sugeridos por el ATC-40; y llega a la conclusión de que la edificación de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga tendría un comportamiento inaceptable ante sismos severos y mantendrían un nivel de inseguridad alto, por lo que no cumple con los objetivos de desempeño sismorresistente para los que han sido diseñadas.
- Quispe R.(2014) en su tesis titulado "Evaluación del Desempeño Sísmico del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga Mediante Métodos No Lineales", evalúa el desempeño sísmico de la estructura del laboratorio de la facultad de ciencias agrarias de la UNSCH ;empleando los métodos de análisis estático no lineal; y llega a la conclusión de que el desempeño del edificio evaluado ante tres niveles de peligro sísmico, correspondientes a periodos de retorno de 72, 475 y 975 años; no alcanzó los objetivos de desempeño esperados, según los criterios de evaluación del comité VISIÓN 2000;

por lo que necesita una intervencion estructural.

1.2. Descripcion de la Realidad Problemática

Los sismos son fenómenos naturales que consiste en la vibración temporal de la superficie terrestre debido comúnmente por la interacción de las placas tectónicas de la tierra.

En la tierra existe una zona donde se registran y concentran altísimas actividades sísmicas y volcánicas, ubicado a lo largo de las costas del océano pacífico. Esta zona es conocido con el nombre de anillo o cinturón de fuego del pacífico, que concentra el 85 %. de las actividades sísmicas a nivel mundial.

La experiencia en sismo se ha demostrado que, si bien es cierto que la estructura no colapsa frente a un sismo de diseño, sin embargo, se genera grandes pérdidas materiales y económicos frente a sismos de menor magnitud, por lo que la seguridad ante el colapso de grandes sismos no necesariamente garantiza un comportamiento adecuado frente a sismos de menor o moderada intensidad.

Los enfoques empleados para el diseño de estructuras son limitantes, no es explícito, es decir no se puede determinar como va a ser la falla de la estructura de una edificación ante la ocurrencia del sismo de diseño. Por otro lado, el diseño considera un solo movimiento para el cual la edificación no debería colapsar.

Se pueden mencionar ejemplos de los sismos de moderada intensidad ocurridos en Loma prieta y el sismo de Northridge, los cuales han generado grandes daños materiales y pérdidas de vidas humanas. El sismo de Loma Prieta, conocido comunmente como el terremoto de la serie mundial por la gran cantidad de daños materiales generados en la superficie de la tierra a ocurrido el 17 de octubre de 1989 en la Área de la Bahía de San Francisco. El sismo fue de grado IX en la escala de Mercali y de magnitud de 6.9° en la

escala sismológica de magnitud de momento (M_w). En dicho evento sísmico murieron 63 personas, hubo 3,757 heridos, 12,000 personas aproximadamente quedaron sin hogar y ha generado daños materiales a la infraestructura de casi 12 mil millones de dólares.

Por otro lado, el terremoto de Northridge ocurrido el 17 de enero de 1994 en el área norte del Valle de San Fernando en la ciudad de Los Ángeles, alcanzó el grado IX (Violento) en la escala de Mercalli y una magnitud de 6.7° en la escala de Richter. El sismo ha generado la muerte de 72 personas, 12.000 heridos y casi 25 mil millones de dólares en daños materiales.

El Perú no está libre de los peligros sísmicos. Es un país altamente sísmico por encontrarse frente al océano pacífico, en la zona llamado “Cinturón de Fuego del Pacífico”. Esta condición geográfica ha provocado, a lo largo de los años, la ocurrencia de sismos de considerable magnitud que han generado desastres en la superficie.

Asimismo, la normativa técnica peruana empleada para el diseño sísmo resistente de las edificaciones es limitada, establece criterios de evaluación basados principalmente en desplazamiento (deriva de piso). No permite evaluar los daños o los riesgos ocasionados por un movimiento sísmico y su costo asociado a ello. Las actualizaciones de dichas normativas están basados en función a los últimos eventos sísmicos ocurridos en el territorio nacional. En tal sentido, aún no existe una normativa técnica nacional que permita realizar una evaluación más aproximada al comportamiento sísmico real de las edificaciones, lo que limita la posibilidad de determinar con precisión la magnitud del daño material y económico, así como de establecer estrategias adecuadas para su reducción.

Por ello, es necesario complementar el diseño sísmo resistente tradicional de las edificaciones con un enfoque que proporcione información más realista, permitiendo tomar decisiones adecuadas en función del peligro sísmico al que está expuesta la estructura.

En este sentido, el diseño basado en el desempeño sísmico constituye una alternativa más precisa y adecuada, ya que permite estimar con mayor grado de certeza el comportamiento real de la edificación ante un evento sísmico.

1.3. Formulación del Problema

Problema Principal

¿Cuál es el desempeño sísmico del edificio del mercado de abastos de la localidad de Tambo, Distrito de Tambo, Provincia de La Mar, Región Ayacucho, 2023?

Problema Secundario

- ¿Cómo es la curva de capacidad del edificio del mercado de abastos de la localidad de Tambo, Distrito de Tambo, Provincia de La Mar, Región Ayacucho, 2023?
- ¿Cuál es el punto de desempeño sísmico del edificio del mercado de abastos de la localidad de Tambo, Distrito de Tambo, Provincia de La Mar, Región Ayacucho, 2023?

1.4. Importancia de la Investigación

Importancia a nivel teórico

A nivel teórico aspira a difundir los temas relacionados a la evaluación y diseño de edificaciones enfocados en los conceptos basados en el desempeño sísmico.

Importancia a nivel práctico

A nivel práctico complementa al diseño sísmo resistente convencionales, y permite conocer los daños a la edificación generados por un determinado movimiento sísmico.

Importancia a nivel metodológico

A nivel metodológico permite obtener una información realista del comportamiento de la edificación frente a un determinado movimiento sísmico.

1.5. Justificación de la Investigación

En el presente trabajo de investigación se realizará la evaluación del desempeño sísmico de la edificación del mercado de abastos, con la finalidad de conocer el grado de vulnerabilidad de la estructura sometido a un determinado movimiento sísmico y en función a ello tomar decisiones adecuadas que permitan reducir los daños materiales y económicos.

1.6. Alcances de la Investigación

Con la investigación se llegará a conocer el nivel de comportamiento de la edificación ante un movimiento sísmico. Asimismo se podrá determinar el grado de daños que la estructura presentará después de un determinado movimiento sísmico.

1.7. Limitación de la Investigación

El diseño sísmoresistente basado en desempeño sísmico presenta múltiples incertidumbre, como por ejemplo, el peligro sísmico, las características de los materiales, la forma en que se distribuyen las deformaciones en la estructura y los criterios de aceptación establecidos

(Taípe, 2003).

Asimismo, la simplificación del modelo estructural representa otra de las limitaciones del estudio, ya que omite ciertos efectos complejos, como los daños o el comportamiento post-elástico de los materiales, y la interacción suelo-estructura, los cuales no han sido considerados en el presente análisis.

1.8. Delimitación de la Investigación

Espacialmente la investigación se delimita únicamente en la estructura del mercado de abastos de la localidad de Tambo-La Mar. Los datos de análisis y estudio se han obtenido directamente de la estructura existente del mercado. Temporalmente, el estudio se ha realizado durante el año 2023.

1.9. Objetivos de la Investigación

1.9.1. Objetivo General

Evaluar el desempeño sísmico del edificio del mercado de abastos de la localidad de Tambo, Distrito de Tambo, Provincia de La Mar, Región Ayacucho, 2023.

1.9.2. Objetivos Específicos

- Conocer la curva de capacidad del edificio del mercado de abastos de la localidad de Tambo, Distrito de Tambo, Provincia de La Mar, Región Ayacucho, 2023.
- Determinar el punto de desempeño sísmico del edificio del mercado de abastos de la localidad de Tambo, Distrito de Tambo, Provincia de La Mar, Región Ayacucho,

2023.

1.10. Hipótesis de la Investigación

1.10.1. Hipótesis General

Es deficiente el desempeño sísmico del edificio del mercado de abastos de la localidad de Tambo, Distrito de Tambo, Provincia de La Mar, Región Ayacucho, 2023.

1.10.2. Hipótesis Específico

- Es inadecuado la curva de capacidad del edificio del mercado de abastos de la localidad de Tambo, Distrito de Tambo, Provincia de La Mar, Región Ayacucho, 2023.
- Es inconveniente el punto de desempeño sísmico del edificio del mercado de abastos de la localidad de Tambo, Distrito de Tambo, Provincia de La Mar, Región Ayacucho, 2023.

1.11. Variables e Indicadores

1.11.1. Variable Dependiente (y)

La variable dependiente de la investigación es:

- Desempeño sísmico.

Dimensiones

- Curva de capacidad.
- Punto de desempeño sísmico.

Capítulo 2

MARCO TEÓRICO

2.1. Desempeño Sísmico de Edificios

El desempeño sísmico es una cualidad que describe la respuesta estructural y no estructural de una edificación ante un determinado movimiento sísmico, lo que permite determinar los daños sufridos por la estructura y el impacto que estos tendrán en las actividades posteriores al evento sísmico.

2.1.1. Niveles del Desempeño Sísmico

Son el estado límite de daño o el grado de daños que la edificación tendrá en los elementos estructurales y no estructurales ante un determinado movimiento sísmico. Existen varias propuestas de los niveles de desempeño sísmicos, formulados por diferentes entidades. En la presente investigación se describirán las más relevantes:

Propuesta por VISIÓN 2000

La propuesta del SEAOC, comité VISION 2000, define 4 niveles de desempeño, los cuales son:

- **Completamente Operacional.** Nivel de desempeño en el cual no ocurre daños, las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- **Operacional.** Nivel de desempeño en el cual ocurre daños moderados en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños ligeros en elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la edificación que debería permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente después del sismo, aunque los daños en elementos no estructurales y contenido, puede interrumpir parcialmente algunas funciones. En general, se requiere algunas reparaciones menores.
- **Resguardo de la vida.** Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. Degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.
- **Cercano al Colapso.** Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. Interrupción de servicios y vías de escape. La edificación es completamente insegura para los ocupantes y la extensión de las reparaciones pueden resultar no factibles técnica o económicamente.

Propuesta por el ATC-40

segun ATC-40 (1996) determina el desempeño de la edificación combinando el desempeño de los componentes estructurales y los componentes no estructurales que a continuación se detallan.

Nivel de Desempeño para la Estructura

- **Inmediata Ocupacion,SP-1.** El sistema resistente a cargas verticales y laterales permanecen prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.
- **Daño Controlado,SP-2.** Corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de inmediata ocupación y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que sean afectados.
- **Seguridad,SP-3.** Pueden haber ocurrido daños significativos en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso puede haber afectados. Costos elevados asociados a las reparaciones estructurales.
- **Seguridad Limitada,SP-4.** Corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes.
- **Estabilidad Estructural,SP-5.** Corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total. Han sucedido daños sustanciales, con una significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales, aun cuando el sistema resistente a

cargas verticales mantenga la capacidad suficiente para evitar el colapso. Existe un elevado peligro para ocupantes y transeúntes, así como un peligro elevado en caso de réplicas. Estas edificaciones requieren reparaciones estructurales significativas.

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

Nivel de Desempeño para los Componentes no Estructurales

- **Operacional, NP-A.** Después del sismo, los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Todos los equipos y maquinarias deben permanecer operativos, aunque algunos servicios externos no estén del todo disponibles.
- **Inmediata Ocupación, NP-B.** Los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento. se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.
- **Seguridad, NP-C.** Contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos que puedan atentar seriamente contra los ocupantes. No debería haber fallo en los componentes peligrosos, sin embargo, el equipamiento y las maquinarias pueden quedar fuera de servicio, puede haber algunos afectados, el peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es bajo.
- **Amenaza, NP-D.** Incluye importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan

en peligro a grupos de personas. El peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es alto.

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

Nivel de Desempeño de la Edificación

La tabla 2.1, muestra la combinación (propuesta del atc-40) de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y no estructurales, en la cual se puede distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura:

Nivel de desempeño del edificio						
Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
NP-A	1-A	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-dD	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E	NA

Tabla 2.1: Niveles de Desempeño de la Edificación (ATC-40, 1996)

- **Operacional, 1-A.** Se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados, los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionando. Cualquier reparación requerida no perturba ninguna función. Se mantiene la seguridad de los ocupantes. Se mantiene las funciones de los servicios

de la edificación, incluso cuando los externos a la misma no estén disponibles.

- **Ocupacion Inmediata,1-B.** Corresponde al criterio más usado para edificaciones esenciales. Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables, se mantienen en funcionamiento los servicios primarios. Quizás algunos servicios secundarios presentan pequeñas interrupciones de fácil e inmediata reparación. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.
- **Seguridad de Vida,3-C.** Corresponde a un estado de baja probabilidad de atentar contra la vida. Constituye el nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos sísmicos; es decir, que se corresponden a un desempeño equivalente al que se obtendría con la aplicación sistemática de los códigos actuales de diseño sísmico. Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes estructurales y el eventual fallo o volcamiento de los componentes no estructurales, con posibilidad inclusive de fallo en algún elemento peligroso y en alguno de los elementos primarios(servicios de agua, electricidad, etc) y secundarios (acabados, fachadas, etc), siempre que no atente contra la vida de los usuarios.
- **Estabilidad Estructural,5-E.** Para este sistema de daño prácticamente no queda reserva alguna del sistema resistente a carga lateral que permita soportar una réplica, sólo se mantiene cierta capacidad del sistema resistente a cargas verticales para mantener la estabilidad de la estructura, de manera que el peligro para la vida es muy alto. El nivel de daño estructural implica que no se requiere la revisión de los componentes no estructurales. El peligro de los ocupantes y transeúntes por el colapso o falla de componente no estructural exige el desalojo de la edificación.

ATC-40	VISION 2000	ESTADO DE DAÑO	DESCRIPCIÓN
Operacional	Completamente Operacional	Despreciable	La edificación permanece en condiciones aptas para su uso normal, se esperan daños mínimos. Todos los sistemas de abastecimiento y líneas vitales deben estar en funcionamiento, de tal manera que el edificio entra en funcionamiento inmediatamente.
Ocupación Inmediata	Operacional	Leve	No hay daño significativo a la estructura la misma que se mantiene muy cerca de la resistencia y rigidez que tenía antes del sismo. Los componentes estructurales son seguros y mantienen su función. El edificio puede ser utilizado luego de pequeños arreglos.
Seguridad de Vida	Resguardo de Vida	Moderado	Daño significativo a los elementos estructurales con reducción sustancial en la rigidez pero tienen un margen de seguridad antes del colapso. Elementos no estructurales seguros pero con daño. La edificación podrá funcionar luego de ser reparada y reforzada.

Prevención de Colapso	Cercano al Colapso	Severo	Daño sustantivo estructural y no estructural. Existe una gran degradación de resistencia y rigidez de la estructura, solo queda un pequeño margen para llegar al colapso.
-----------------------	--------------------	--------	---

Tabla 2.2: Comparación de los niveles y estado de daño del desempeño sísmico (Aguiar, 2003)

Las definiciones de los niveles de desempeño dados por VISIÓN 2000 Y ATC-40, tienen diferencias menores, por ejemplo en los nombres de los niveles. Las descripciones de los estados de daño se presentan para ayudar a los ingenieros que utilizan esta metodología de diseño a comprender los grados relativos de daño en cada nivel de desempeño definido.

2.1.2. Niveles de Peligro Sísmico

Se trata de un conjunto de eventos sísmicos individuales que pueden presentarse y que reflejan el rango de intensidad sísmica asociado a un determinado nivel de desempeño de la estructura. Se presentan los niveles sísmicos propuestos por el SEAOC (visión 2000) y el ATC-40.

Propuesta por VISIÓN 2000:

define cuatro niveles de amenaza sísmica que está en función del tiempo que el sismo retornará y de su posible excedencia. La siguiente tabla Tabla 2.3 reproduce los correspondientes niveles.

Aguiar (2003), en su libro, Análisis Sísmico por Desempeño, propone el cálculo de los cuatro espectros sísmicos a partir del sismo raro, mediante la multiplicación de factores

Nivel del movimiento sísmico	Probabilidad de excedencia: P(%)	Periodo de retorno; T (años)	Tiempo de evaluación: t(años)
Frecuente	67	45	50
Ocasional	50	72	50
Raro	10	475	50
Muy Raro	5	975	50

Tabla 2.3: Niveles de Movimiento Sísmico VISIÓN 2000(SEAOC, 1995)

que a continuacion se describe.

- para el **Sismo Frecuente** se divide las ordenadas espectrales del **Sismo Raro** para 3 y posteriormente se ajusta la forma espectral para un amortiguamiento ξ del 2 %, emplenado para ello la siguiente ecuacion:

$$f_a = \left(\frac{5}{\xi} \right)^{0.04}$$

donde: ξ es igual a 2(%). Cabe indicar que la expresion anterior es una propuesta simplificada. Aunque existe otras expresiones propuestas por Newmark y Hall.

- para **Sismo Ocasional** se multiplica el sismo frecuente por 1.4
- para el **Sismo muy raro** se multiplica el sismo raro por 1.3

Propuesta por el ATC-40

Define tres niveles de amenaza sísmica, identificados como:

- **Sismo de Servicio (SS)**. Se refiere a movimientos sísmicos de baja a moderada intensidad que ocurren con mayor frecuencia, con una probabilidad del 50 % de ser superados en un periodo de 50 años y un periodo medio de retorno cercano a los 72 años. Estos eventos pueden repetirse varias veces a lo largo de la vida útil de una edificación. Según los estudios típicos de peligrosidad para un sitio específico, este

tipo de movimiento representa aproximadamente la mitad de la intensidad del sismo de diseño convencionalmente contemplado en los códigos, debido a que se trata de eventos sísmicos más comunes y de menor magnitud.

- **Sismo de Diseño (SD).** Hace referencia a movimientos sísmicos de intensidad moderada a severa, cuya ocurrencia es poco común, con una probabilidad estimada del 10 % de ser superados en un lapso de 50 años y un periodo medio de retorno cercano a los 475 años. Este nivel de movimiento es el que habitualmente establecen los códigos de diseño para edificaciones convencionales y se prevé que ocurra al menos una vez durante la vida útil de la estructura.
- **Sismo de Maximo (SD).** Se refiere a movimientos sísmicos de intensidad severa a muy severa, cuya ocurrencia es extremadamente poco probable. Estos eventos están generalmente vinculados a una probabilidad del 5 % de ser superados en un periodo de 50 años, con un periodo medio de retorno aproximado de 975 años. Este nivel de sismo es el que usualmente establecen los códigos de diseño para edificaciones esenciales y representa entre 1.25 y 1.5 veces la intensidad del sismo de diseño considerado para edificaciones convencionales. Por esta razón, suele relacionarse con el factor de importancia aplicado a construcciones críticas, debido a su baja frecuencia pero alta severidad.

Nivel del movimiento sísmico	Probabilidad de excedencia: P(%)	Periodo de retorno; T (años)	Tiempo de evaluación: t(años)
Servicio	50	72	50
Diseño	10	475	50
Maximo	5	975	50

Tabla 2.4: Niveles de Movimiento Sísmico ATC-40

En las tablas 2.3 y 2.4, se puede observar la similitud de los niveles de peligro sísmico. Por

otro lado las variables de la probabilidad de excedencia: $P(\text{años})$, el periodo de retorno: $T(\text{años})$ y el tiempo de evaluacion o vida util: $t(\text{años})$ estan relacionados mediante la siguiente ecuación:

$$P = 1 - e^{-t/T} \quad (2.1)$$

2.1.3. Desempeño Esperado de la Edificación

El desempeño esperado de la edificación define una respuesta sísmica que se considera adecuada frente a sismos de distintas magnitudes (ATC-40, 1996).

De igual manera se describe el desempeño esperado de la edificación de las principales propuestas.

Propuesta por VISION 2000

El desempeño sísmico esperado de las edificaciones determina los criterios mínimos que deben cumplirse frente a los distintos niveles de amenaza sísmica. La tabla 2.5 detalla los niveles de desempeño recomendados, en función de la clasificación de las edificaciones según su uso y tipo de ocupación, agrupadas en instalaciones de seguridad crítica, esenciales o riesgosas, y básicas.

Nivel del Movimiento Sísmico	Nivel de desempeño sísmico			
	Operacional	Ocupacion Inmediata	Seguridad de Vida	Prevencion del Colapso
Frecuente ($T=43$ años)	1	0	0	0
Ocacional ($T=72$ años)	2	1	0	0
Raro ($T=475$ años)	3	2	1	0
Muy raro ($T=970$ años)	-	3	2	1

Tabla 2.5: Niveles recomendados de desempeño esperado (Visión 2000, 1995)

Donde:

1 : Desempeño esperado para instalaciones básicas

2 : Desempeño esperado para instalaciones esenciales/riesgosas

3 : Desempeño esperado para instalaciones de seguridad critica

0 : Nivel de desempeño inaceptable

Propuesta por el ATC-40

Segun ATC-40(1996), el nivel de desempeño esperado se define a partir de la identificación de los límites aceptables de daño en la edificación y de los niveles de movimiento sísmico del terreno que podrían afectarla. asimismo para el establecimiento de estos limites de daño se toman en cuenta consideraciones funcionales, politicas, economicas, de preservacion, entre otros.

Se dispone de múltiples combinaciones posibles, en función de las características específicas de uso, función y nivel de importancia de cada edificación. Como por ejemplo, la tabla 2.6 presenta un nivel dual de desempeño esperado, vinculado al llamado criterio de seguridad básica, frecuentemente empleado en edificaciones convencionales, en la cual se espera que para un sismo de diseño(SD) la edificacion tenga un desempeño de seguridad vital (3-c) y para un sismo máximo(SM), un nivel de desempeño de estabilidad setructural (5-E).

Nivel del Movimiento del Terreno	Nivel de Desempeño de la Edificación			
	Operacional	Inmediata Ocupacion	Seguridad Vital	Estabilidad Estructu- ral
Servicio (SS)				
Diseño (SD)			X	
Maximo (SM)				X

Tabla 2.6: Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica (ATC-40, 1996)

2.2. Análisis Sísmico Estático No Lineal

2.2.1. Relacion Momento-Curvatura

La relación de Momento-Curvatura es la base del análisis no lineal (estático y dinámico) y describe el comportamiento de una sección sometida a cargas monotónicas crecientes en la cual se emplean las ecuaciones de la viga a flexión estudiadas en las asignaturas de resistencia de materiales. Una vez concluido el diseño estructural es fundamental determinar la relación momento-curvatura de las secciones de los elementos estructurales, con el propósito de evaluar la capacidad de ductilidad por curvatura μ_θ , así como la resistencia máxima a flexión del elemento M_u y contrastarlas con las demandas consideradas en el diseño. El diagrama momento-curvatura depende de los modelos constitutivos adoptados para definir la relación esfuerzo-deformación tanto del concreto como del acero.

Modelos Constitutivos de los Materiales

Los modelos constitutivos son expresiones matemáticas y gráficas que representan el comportamiento del material ante los esfuerzos. Expresa la relación de esfuerzo deformación y se tienen algunos modelos tales como: Los modelos constitutivos de bloque rectangular de Whitney (1942), el modelo elastoplástico, modelo de Hoonstad, Kent-Park y Mander para el concreto, Figura 2.1.

En la presente investigación se empleará el modelo constitutivo Mander por ser un modelo teórico y experimental más realista, el cual está implementado en su sistema de análisis del Etabs. Figura 2.2

Y los modelos para definir el comportamiento del acero como el modelo elastoplástico,

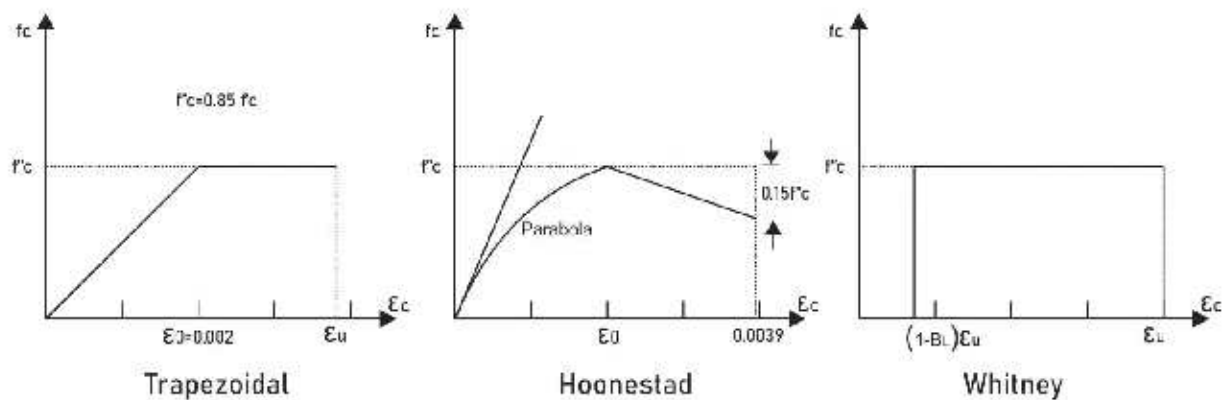


Figura 2.1: Modelos de la curva de esfuerzo-deformación del Concreto (Aguilar, 2003)

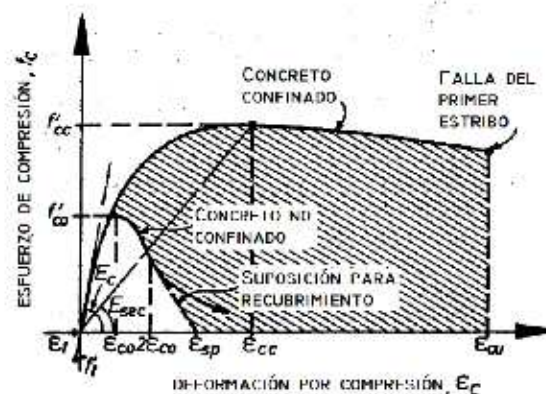


Figura 2.2: Modelo Mander de la curva de esfuerzo-deformación del Concreto (Mander, 1984)

modelo trilineal y el de la curva completa, los cuales son los modelos mas representativos para el análisis de esfuerzo deformación del acero. Estos modelos se puede observar en la figura 2.3

Definición de la Relación Momento Curvatura

La curvatura ϕ es la rotación por unidad de longitud del elemento y es la inversa del radio de curvatura R .

Matemáticamente se define la curvatura como:

$$\phi = \frac{\varepsilon}{y}$$

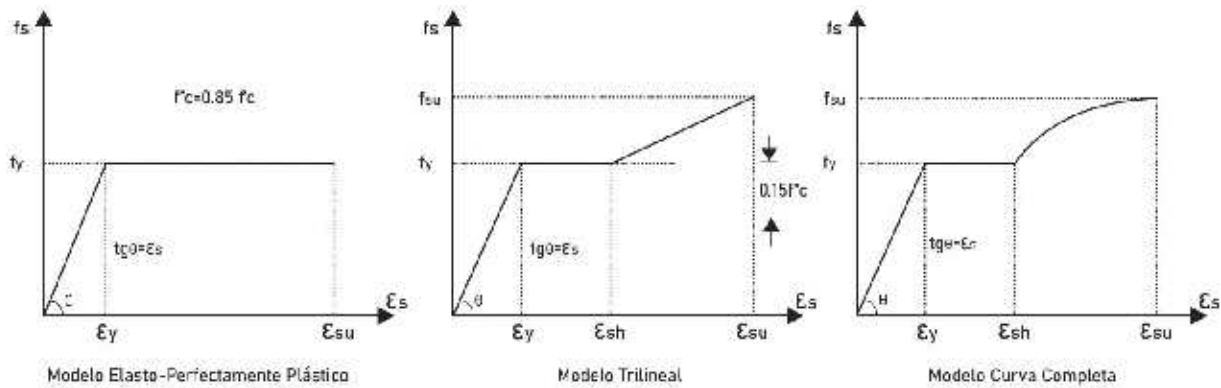


Figura 2.3: Modelos de la curva de esfuerzo-deformación del acero (Aguilar)

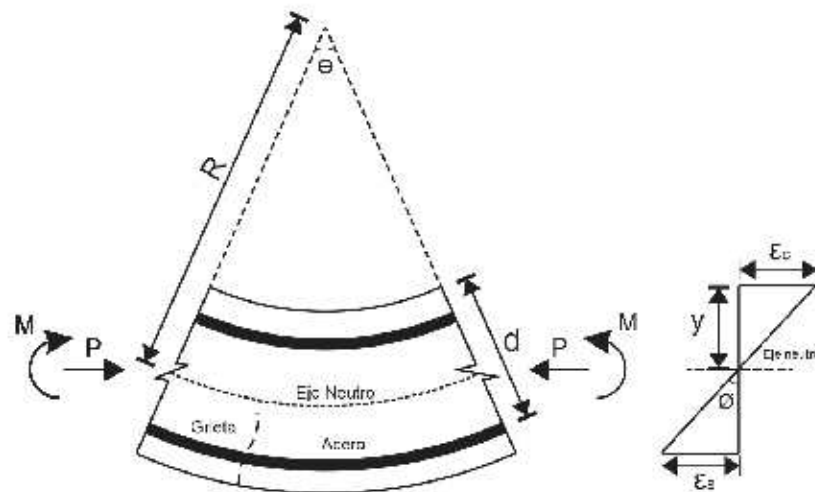


Figura 2.4: Deformación de un elemento a flexión (Cisneros, 2014)

Forma General de un Diagrama de Momento-Curvatura

Si se emplea el modelo de Park et al (1982) para el concreto y el modelo trilineal para el acero, se muestran cuatro puntos característicos en el diagrama momento curvatura (2.5).

- **El punto A**, Este punto se alcanza cuando el concreto desarrolla su resistencia máxima a la tracción. En la figura 2.5 se observa que la capacidad a flexión correspondiente al punto A es bastante reducida; por ello, en muchos casos se omite su consideración. Sin embargo, desde un enfoque riguroso, dicho punto marca el inicio del comportamiento elástico (Aguilar, 2003)
- **El punto Y**, Este punto se define cuando el acero sometido a tracción alcanza su límite de fluencia, caracterizado por un esfuerzo f_y , y una deformación ε_y . En

diversos estudios, el comportamiento elástico se asocia con la línea recta que conecta el origen del eje de coordenadas con el punto Y (Aguilar, 2003).

- **El punto S**, Este punto se alcanza cuando el acero a tracción ingresa al inicio de la zona de endurecimiento, es decir, al término de la meseta de fluencia. En el modelo trilineal del acero mostrado en la figura 2.3, este estado corresponde a una deformación ε_{sh} (Aguilar, 2003).
- **El punto U**, Este punto se alcanza cuando el concreto llega a su deformación máxima útil en compresión ε_u . Sin embargo, no representa la falla total de la sección del elemento. Existe un punto posterior, identificado como punto de colapso F, que presenta una menor capacidad a flexión y una deformación mayor, siendo este último de mayor relevancia para la evaluación del daño estructural. (Aguilar, 2003). No obstante, desde una perspectiva práctica, los cuatro puntos señalados son los más relevantes.

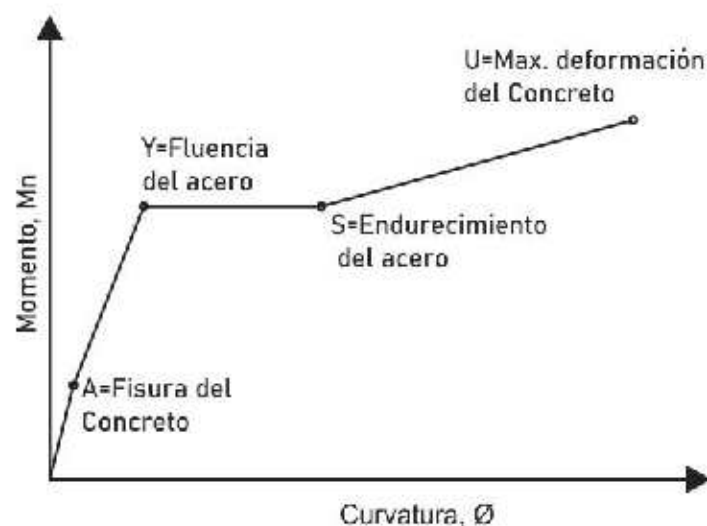


Figura 2.5: Diagrama de Momento-Curvatura: Puntos notables (Aguar, 2003)

Modelo Generalizado de la Relación Carga-Deformación (Momento-Curvatura)

La normativa ATC-40 en el capítulo 9 (reglas del modelamiento) generaliza el diagrama

de momento curvatura expresándolos en los términos a,b,c. (figura2.6)

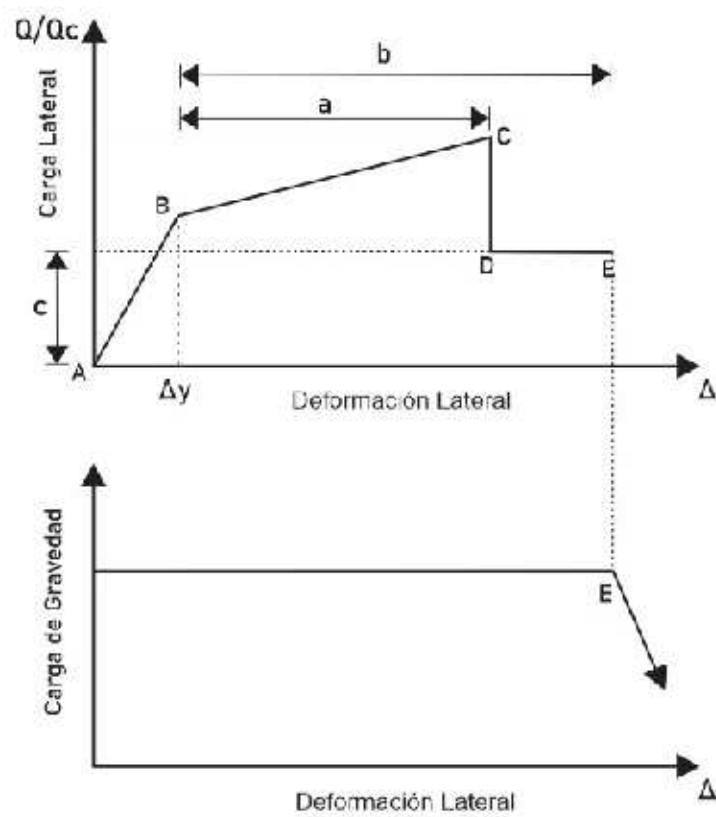


Figura 2.6: Modelo genérico del diagrama de momento curvatura (ATC-40)

Donde los parámetros a y b se refiere a la porción de deformación que ocurre después de la cedencia el cual es la deformación plástica. Los parámetros a, b, y c están definidos numéricamente en las tablas: 2.7 y 2.8, que están dados para las vigas y columnas respectivamente.

	Parámetros de Modelado
--	------------------------

			Ángulo de Rotación Plástica, rad		Relación de Resistencia Residual
Tipo de Componente			a	b	c
1. Viga Controlado por Flexión					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2
≤ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.15	0.2
≤ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.15	0.2
≤ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2
2. Viga Controlado por Corte					
Espaciamiento de estribos $\leq d/2$			0.0	0.02	0.2
Espaciamiento de estribos $> d/2$			0.0	0.01	0.2
3. Vigas controladas por un desarrollo o empalme inadecuado a lo largo del tramo					
Espaciamiento de estribos $\leq d/2$			0.0	0.02	0.0

Espaciamiento de estribos $> d/2$	0.0	0.01	0.0
4. Vigas controladas por un empotramiento inadecuada en la unión viga-columna			
	0.015	0.03	0.2

Tabla 2.7: Modeling Parameters for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Beams

			Parámetros de Modelado		
			Ángulo de Rotación Plástica, rad	Relación de Resistencia Residual	
Tipo de Componente			a	b	c
1. Columna Controlado por Flexión					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.1	C	≥ 6	0.015	0.025	0.2
≤ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2
≤ 0.4	C	≥ 6	0.015	0.015	0.2
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.005	-
≤ 0.4	NC	≤ 3	0.005	0.005	-

≤ 0.4	NC	≥ 6	0.0	0.0	-
2. Columna Controlado por Corte					
Espaciamiento de estribos $\leq d/2$, or $\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$			0.0	0.015	0.2
Otros Casos			0.0	0.0	0.0
3. Columnas controladas por un desarrollo o empalme inadecuado a lo largo de la altura libre					
Espaciamiento de estribos $\leq d/2$			0.01	0.02	0.4
Espaciamiento de estribos $> d/2$			0.0	0.01	0.2
4. Columnas con cargas axiales superiores a $0.70 P_0$					
Refuerzo conforme en toda la longitud			0.015	0.025	0.02
Todos los Otros Casos			0.00	0.0	0.0

Tabla 2.8: Modeling Parameters for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Columns

En el presente trabajo de investigación se empleará el modelo generalizado del diagrama de esfuerzo-deformación (momento-curvatura) para las vigas y columnas cuyos parámetros de ajuste están dadas tablas anteriores (tabla n° 2.7 y 2.8), los cuales a su vez están en función a la distribución del acero y al esfuerzo de diseño de la sección transversal del elemento estructural. Estas tablas de los modelos generalizados son empleados en los otros documentos técnicos como el FEMA 273 Y ASCE 41-17 (tabla 10-7 y 10.8 del documento). El software ETABS incluye estos modelos en su sistema de análisis, por lo que se asigna de manera automática a cada elemento estructural.

Rótula Plástica

La rótula plástica se considera como el punto en el que la sección ya no puede resistir un mayor momento flector y comienza a experimentar únicamente rotación. El concepto de rótula se emplea en ingeniería sísmica para facilitar el análisis mediante fórmulas simplificadas. Este mecanismo ocurre a una cierta distancia que depende del tipo de conexión entre los elementos estructurales y de las propiedades específicas de la sección. Diversos investigadores han desarrollado expresiones para determinar la longitud donde se forma la rótula plástica, la cual suele ubicarse en las zonas más rígidas del elemento, comúnmente en sus extremos, como se ilustra en la figura 2.7

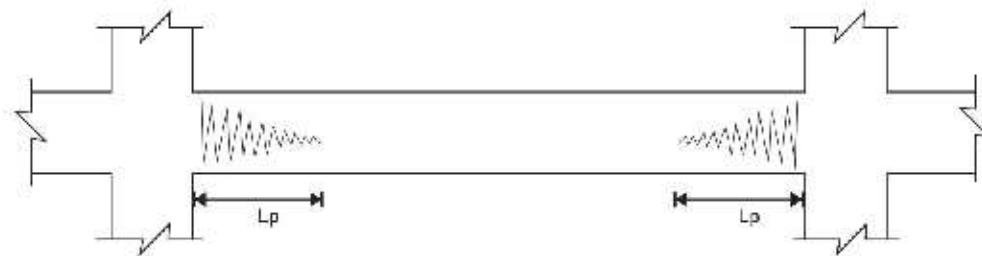


Figura 2.7: Idealización y zona de daño equivalente (Cisneros, 2014)

Existen diferentes modelos de rótulas plásticas y la elección para el análisis depende del nivel de precisión requerido en los resultados. La estimación de la capacidad sísmica resistente, depende del modelo de plasticidad elegida. Una opción es el modelo de plasticidad concentrada, que asume que el daño se concentra en un único punto, sin considerar su longitud. Para obtener resultados más detallados que incluyan la extensión del daño, puede emplearse una modelación basada en el análisis de fibras (Cisneros, 2014)

En la modelación inelástica de edificaciones, se emplean generalmente rótulas plásticas concentradas por flexión y por corte que permite representar la degradación de la rigidez y la disminución de la resistencia de los elementos estructurales a lo largo del tiempo, al estar sometidos a registros que simulan la acción de un sismo. Por lo que en la presente investigación, para el análisis se empleará el modelo de plasticidad concentrada ubicada en los extremos de los elementos de los elementos estructurales (vigas, columnas y arriostres).

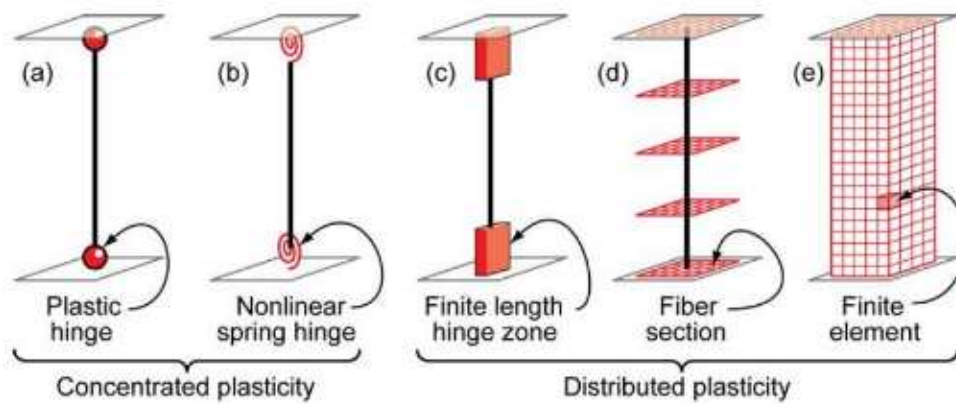


Figura 2.8: Tipos de modelación de la no linealidad de los elementos estructurales(ATC-40)

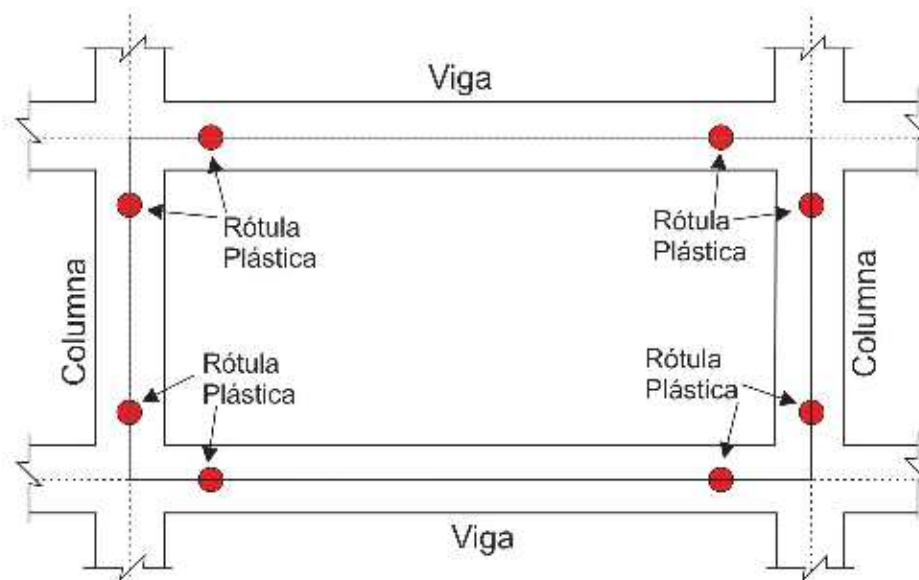


Figura 2.9: Modelación de vigas y columnas en edificios a porticos

2.2.2. Curva de Capacidad

La curva de capacidad es una representación gráfica del comportamiento estructural no lineal de una edificación o elemento estructural ante cargas laterales. Relaciona las fuerzas de la base o cortante basal (V) y los desplazamientos (Δ) en el nivel superior de la edificación ver figura 2.10.

La capacidad de una edificación está determinada por la resistencia y la máxima deformación que pueden alcanzar sus elementos estructurales. Muchos sismos pueden ocasionar daños significativos, generando un comportamiento inelástico en la estructura, a través

del cual se disipa energía.

Para evaluar las propiedades inelásticas de una estructura, es necesario aplicar métodos de análisis no lineal, siendo uno de los más utilizados el análisis estático no lineal, también conocido como análisis pushover. Este método consiste en realizar una serie de análisis elásticos sucesivos, cuya combinación permite aproximarse a un gráfico denominado curva de capacidad (Bonett, 2003).

El análisis consiste en aplicar a la estructura un patrón de cargas laterales F_i que puede tener la forma triangular, invertido, parabólico o uniforme; el cual se incrementa de forma monótona, es decir, de manera continua en un solo sentido, hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima o punto de colapso.

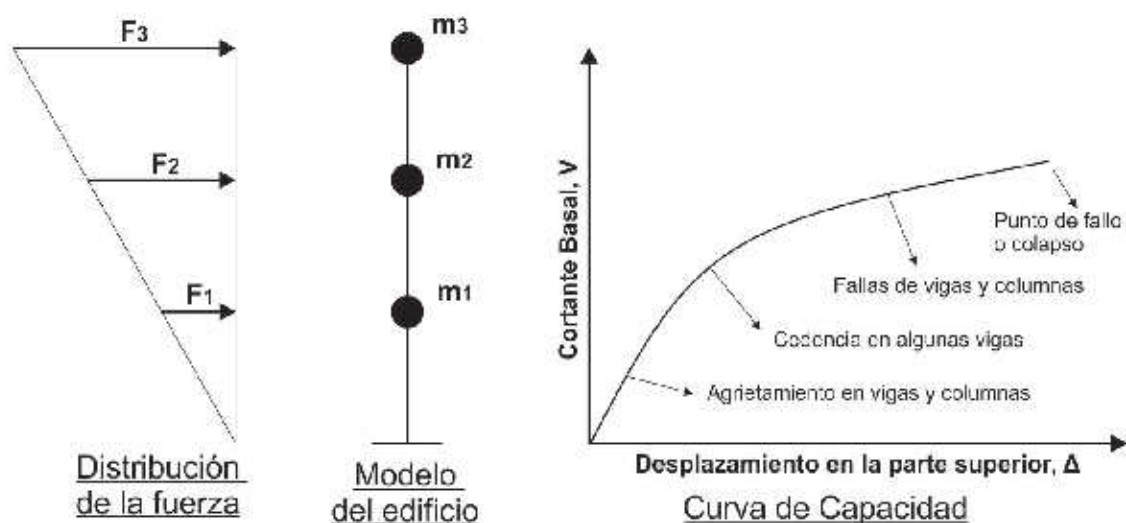


Figura 2.10: Esquema del procedimiento utilizado para el análisis pushover

Nudo de control Es el punto situado en el nivel superior de la edificación, desde donde se registra el desplazamiento lateral correspondiente a cada valor de cortante basal.

El colapso de una estructura puede producirse debido a la inestabilidad generada por el efecto $P-\Delta$, a una distorsión excesiva que supera el nivel de desempeño establecido, o cuando uno o varios elementos estructurales alcanzan un nivel de deformación lateral crítico que provoca una degradación significativa de la resistencia, o incluso la pérdida de

capacidad para soportar cargas gravitacionales.

Este criterio de colapso estructural es coherente con lo establecido en el documento FEMA 356 y su actualización FEMA 440, los cuales definen los estados límite de desempeño estructural, incluyendo el nivel de colapso como aquel en el que se compromete la estabilidad global o se pierde la capacidad de carga gravitacional debido a grandes deformaciones o inestabilidades locales. De acuerdo con el documento previamente citado, se considera que el colapso estructural ocurre cuando el desplazamiento lateral máximo alcanza el 4 % de la altura total de la edificación, con lo cual se puede verificar el comportamiento inelástico de los elementos estructurales. Si bien algunos estudios plantean valores límite de hasta el 5 %, en el presente análisis se adoptará el 4 % de la altura del edificio como criterio para definir el punto de colapso.

. Altura del edificio = 13.60 m

. Punto de fallo = 54.40 cm

2.2.3. Límites de Aceptabilidad

La normativa ATC-40, en el capítulo 11 (respuestas límites) establece que para un nivel de desempeño dado, la respuesta calculada en el punto de desempeño no debe exceder los límites de respuesta apropiado asociado con:

Respuesta Global del Edificio

- Soporte de la carga de gravedad
- Estabilidad de carga lateral
- Límites de desplazamiento

El comité Visión 2000, SEACOC (1995), propone distintos niveles de desempeño estruc-

tural según el uso de la edificación. Estos niveles son: Operativo, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, Prevención del Colapso y Colapso.

El nivel **Operacional** implica que la edificación debe continuar en funcionamiento inmediatamente después del sismo, sin necesidad de intervención. En el nivel de **Ocupación Inmediata**, se prevén daños estructurales menores, siendo posible habitar el edificio tras reparaciones que no deberían exceder los dos meses. El nivel de **Seguridad de vida** supone daños que obligan a evacuar la edificación, requiriendo trabajos significativos de reparación o refuerzo. En el caso de **Prevención del colapso**, los daños estructurales son tan severos que resulta más viable demoler la edificación y construir una nueva. Cabe destacar que en ninguno de estos niveles se contempla el colapso total de la estructura. (Agiar, 2000)

Por otro lado, los niveles de desempeño se asocian a tramos específicos de la curva de capacidad de la estructura. Para establecerlos, primero se lleva a cabo la idealización bilineal del espectro de capacidad, a partir de la cual se determina el desplazamiento de fluencia efectiva (Δ_{fe}) y la capacidad de desplazamiento inelástico (Δ_i). tabla 2.9 y figura:2.11.

Nivel de desempeño	Límite de desplazamiento
Operacional	Δ_{fe}
Ocupación Inmediata	$\Delta_{fe} + 0.3\Delta_i$
Seguridad de Vida	$\Delta_{fe} + 0.6\Delta_i$
Prevención del Colapso	$\Delta_{fe} + 0.8\Delta_i$
Colapso	$\Delta_{fe} + 1.0\Delta_i$

Tabla 2.9: Límite de desplazamiento

Respuesta de los Elementos y Componentes

- Resistencia
- Capacidad de deformación.

Con respecto a la respuesta global del edificio se debe verificar que el nivel de desempeño

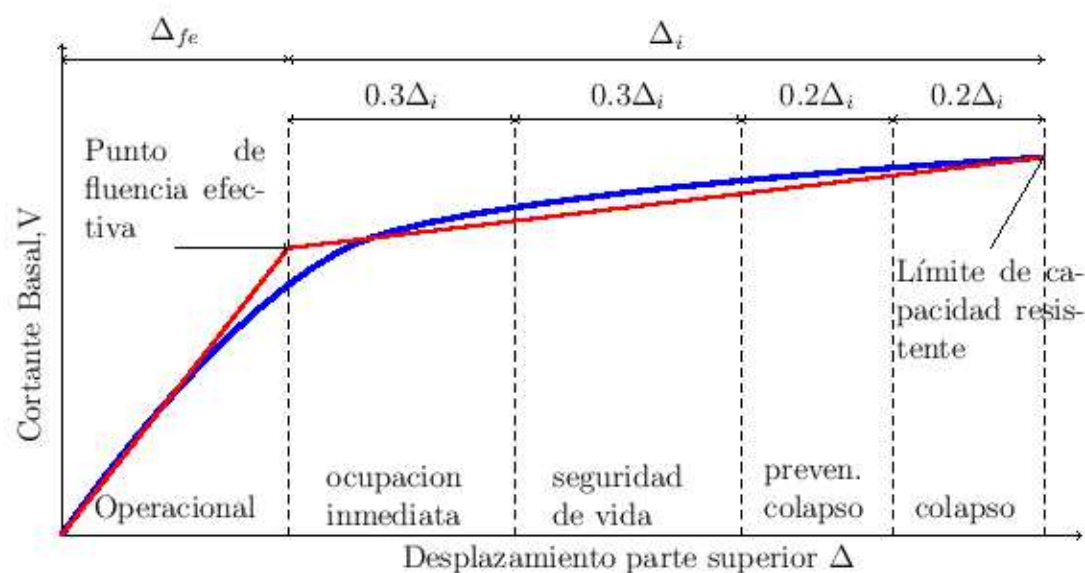


Figura 2.11: Gráfica límite de desplazamiento

calculado corresponde al nivel de desempeño esperado o objetivo de desempeño, conforme se ha desarrollado en el numeral 2.1.3.

Por otro lado con respecto a la respuesta de los elementos y componentes, la normativa ATC-40 en el capítulo 11 (respuestas límites) establece los límites de aceptabilidad, en función a los puntos IO(Ocupación Inmediata), LS(Seguridad de Vida) y SS(Estabilidad Estructural), cuyos valores se muestran en las siguientes tablas 2.10 y 2.11. y para ello se clasifica cada elemento del modelo como primario o secundario.

Cabe indicar que los elementos primarios son los que proporciona una porción significativa de la resistencia o rigidez lateral a la edificación en el punto de desempeño, y los otros elementos son considerados secundarios.

	Nivel de Desempeño				
	Primario			Secundario	
Tipo de Componente	IO	LS	SS	LS	SS
1. Viga Controlado por Flexión					

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo Trans- versal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.0	C	≤ 3	0.005	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.02	0.04
≤ 0.5	C	≤ 3	0.005	0.01	0.2	0.02	0.03
≤ 0.5	C	≥ 6	0.005	0.005	0.15	0.15	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
≤ 0.5	NC	≤ 3	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≤ 0.5	NC	≥ 6	0.0	0.005	0.005	0.005	0.01
2. Viga Controlado por Corte							
Espaciado de los estribos $\leq d/2$			0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
Espaciado de los estribos $> d/2$			0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
3. Vigas controladas por desarrollo o empalme inadecuado a lo largo del tramo							
Espaciado de los estribos $\leq d/2$			0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
Espaciado de los estribos $> d/2$			0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
4. Vigas controladas por empotramiento inadecuado en la unión viga-columna							
			0.01	0.01	0.15	0.02	0.03

Tabla 2.10: Criterios numéricos de aceptación para rotaciones de rótulas plásticas en vigas de concreto armado, en radianes

	Performance Level	
	Primario	Secundario

Refuerzo conforme en toda la longitud	0.0	0.0	0.005	0.005	0.01
Todos los otros casos	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tabla 2.11: Criterios numéricos de aceptación para rotaciones de rótulas plásticas en columnas de concreto armado, en radianes

Asimismo, la tabla 2.12 (tabla 11.1 del ATC-40) que proporciona la misma normativa ATC-40, describe el grado de daño que alcanzan los elementos estructurales en función al nivel de desempeño alcanzado. Se indica que esta tabla será reducida únicamente para los elementos de las vigas, columnas y losas.

Elemento/ Componente	Ocupación Inmediata	Control de Daños	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Columnas	Flexión muy limitado y agrietamiento por corte sin desprendimiento. Compensación horizontal no permanente. Capacidad a la gravedad mantenida	flexión limitado y agrietamiento por corte con poca o sin desprendimiento. Compensación horizontal no permanente. Capacidad a la gravedad mantenida	se han formado rótulas en la porción mas baja del edificio, causando desprendimiento encima y debajo de la unión de la viga-columna. Compensación horizontal permanente que se acerca al 2 % de la deriva de piso con pequeñas áreas ligeramente las más altas. Capacidad a la gravedad mantenida	se han formado rótulas en la porción mas baja del edificio, causando desprendimiento significativo encima y debajo de la unión de la viga-columna y pulverización del concreto dentro del nucleo

Vigas	Desprendimiento muy limitado alrededor de la unión viga-columna. Agrietamiento por flexión muy limitado en la región de la rótula. Deflexión no permanente. Capacidad a la gravedad mantenida	Desprendimiento limitado alrededor de la unión viga-columna. Agrietamiento por flexión limitado en la región de la rótula. Deflexión no permanente. Capacidad a la gravedad mantenida	desprendimiento alrededor de la región de la rótula y la unión de la viga-columna. Agrietamiento al corte y flexión en la región de la rótula con progresión hacia la unión viga-columna. Elongación del estribo de corte adyacente a la unión. Deflexión vertical permanente que se aproxima a $L/175$. Capacidad a la gravedad mantenida	Desprendimiento extensivo alrededor de la región de la rótula y la unión viga-columna. Agrietamiento al corte y flexión extensivo en la región de la rótula, con progresión hacia la unión viga-columna. Rótura de los estribos de corte. Deflexión vertical permanente con aproximación a $L/75$. Capacidad a la gravedad mantenida.
Losas	Agrietamiento muy limitado adyacente a la unión viga-columna u otro soporte. Capacidad a la gravedad mantenida	agrietamiento limitado adyacente a la unión viga-columna u otro soporte. capacidad a la gravedad mantenida	agrietamiento adyacente a la unión viga-columna o otro soporte. Capacidad a la gravedad mantenida	agrietamiento extensivo adyacente a la unión viga-columna u otro soporte. Trozos de concreto pulverizado y pérdida de áreas entre la losa y el acero.

Tabla 2.12: Descripción representativo de los daños para los elementos de concreto

2.2.4. Métodos de Análisis Sísmico No Lineal

En el análisis estático no lineal existen varios métodos de análisis. En el presente trabajos se estudiarán tres métodos principales con las cuales se efectúan la evaluación del desempeño sísmico de las edificaciones. Los métodos son: El Método de Espectro de Capacidad (ATC-40), el Método de los Coeficientes (FEMA-273) y el Método del Factor de

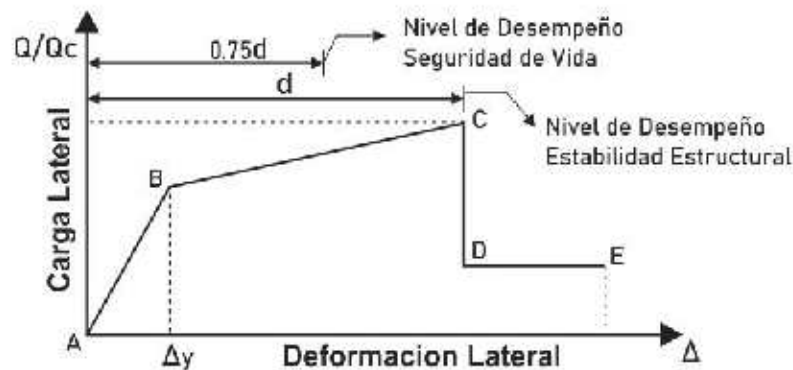
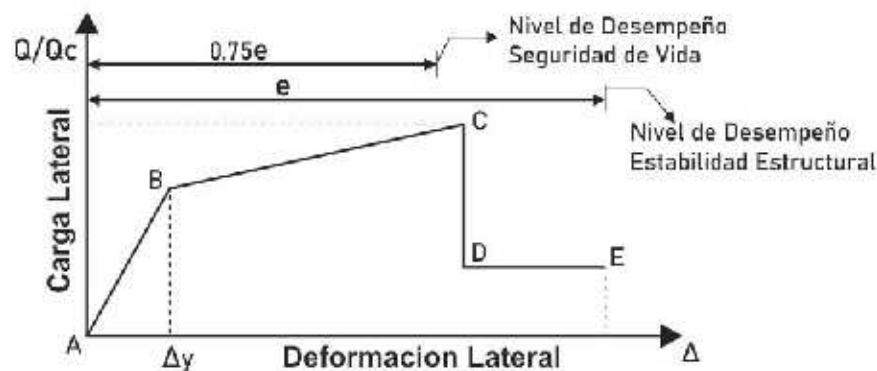
**(a) Componentes y Elementos de Acción Primaria****(a) Componentes y Elementos de Acción Secundaria**

Figura 2.12: Criterios de aceptación típicos de la curva esfuerzo - deformación

Reduccion (Chopra y Goel)

1.2.4.1 Método del Espectro de Capacidad (ATC-40)

El método de espectro de capacidad, está basado en la suposición de que el máximo desplazamiento total (elástico mas inelástico) de un sistema con una grado de libertad (SDOF) puede ser estimado por la respuesta elástica del sistema con un periodo y amortiguamiento más grande que el original.

Se describirán los procedimientos dados en el documento ATC-40(Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Edificios de Concreto), para ello se desarrollaran algunos conceptos.

El Espectro de Capacidad El espectro de capacidad es la transformación de la curva de capacidad expresada en coordenadas de desplazamiento del ultimo nivel y la fuerza

cortante basal del edificio (d_t, V), a coordenadas de desplazamiento espectral y aceleración espectral del edificio (S_d, S_a). El expextro de capacidad representa los desplazamientos y aceleraciones máximas que el edificio puede experimentar para un determinado periodo y movimiento sísmico dado. Para la transformación de las coordenadas de la curva de capacidad se emplean las siguientes expresiones:

$$S_d = \frac{d_t}{\gamma \cdot \phi_t} \quad (2.2)$$

$$S_a = \frac{V}{\alpha \cdot M} \quad (2.3)$$

Donde:

S_d =Desplazamiento espectral

S_a =Aceleracion espectral

d_t =Desplazamiento del último nivel del edificio

ϕ_t =Modo normal del último nivel del edificio

V =Fuerza cortante en la base del edificio

M =Masa total del edificio = $\sum_{k=1}^n m_k$

n =número de pisos del edificio

γ = Factor de participacion modal = $\frac{\sum_{k=1}^n m_k \phi_k}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_k^2}$

α = Coeficiente de masa modal $\frac{\left(\sum_{k=1}^n m_k \phi_k\right)^2}{\sum_{k=1}^n m_k \sum_{k=1}^n m_k \phi_k^2}$

Dedución de las ecuaciones

De la expresión vectorial para el cálculo de la respuesta por el método de superposición modal espectral:

$$\{d\} = \gamma S_d \{\phi\}$$

considerando unicamente para el desplazamiento del nivel superior del edificio:

$$d_t = \gamma S_d \phi_t$$

de la expresión anterior se despeja S_d y se obtiene la ecuación buscada.

$$S_d = \frac{d_t}{\gamma \cdot \phi_t}$$

De igual manera para el cálculo del espectro de la aceleración, a la expresión vectorial anterior se le multiplica por la matriz de rigidez y se obtiene las fuerzas sísmicas laterales.

$$\{F\} = [K] \{\phi\} \gamma S_d$$

Del estudio del problema valores y vectores propios, se sabe que:

$$[K] \{\phi\} = \omega^2 [M] \{\phi\}$$

reemplazando en la expresión anterior:

$$\{F\} = \omega^2 [M] \{\phi\} \gamma S_d$$

Del mismo modo, considerando la definición de seudoespectros, la cual es aplicable dentro del rango elástico

$$\omega^2 S_d = S_a$$

Reemplazando, se tiene:

$$\{F\} = [M] \{\phi\} \gamma S_a$$

Por otra parte aplicando la sumatoria de todos los términos las fuerzas laterales obtenemos el cortante basal V y de igual manera la sumatoria a todos los terminos del producto $[M] \{\phi\}$, obtenemos lo siguiente:

$$V = \left(\sum_{k=1}^n m_k \phi_k \right) \gamma S_a$$

reemplazando γ por su expresión en sumatoria

$$V = \left(\sum_{k=1}^n m_k \phi_k \right) \frac{\sum_{k=1}^n m_k \phi_k}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_k^2} S_a$$

$$V = \frac{\left(\sum_{k=1}^n m_k \phi_k \right)^2}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_k^2} S_a$$

multiplicando y dividiendo por $\sum_{k=1}^n m_k$ el segundo miembro:

$$V = \frac{\sum_{k=1}^n m_k}{\sum_{k=1}^n m_k} \cdot \frac{\left(\sum_{k=1}^n m_k \phi_k \right)^2}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_k^2} S_a$$

reemplazando $\sum_{k=1}^n m_k = M$ y $\frac{\left(\sum_{k=1}^n m_k \phi_k \right)^2}{\sum_{k=1}^n m_k \sum_{k=1}^n m_k \phi_k^2} = \alpha$, obtenemos la siguiente expresión:

$$V = M \cdot \alpha \cdot S_a$$

de la cual se despeja S_a y se obtiene la ecuación buscada

$$S_a = \frac{V}{\alpha.M}$$

En la siguiente figura:2.13 se muestra la curva de capacidad en coordenadas: $(V \text{ vs } d_t)$ y su conversión al aspecto de capacidad en coordenadas: (S_a, S_d)

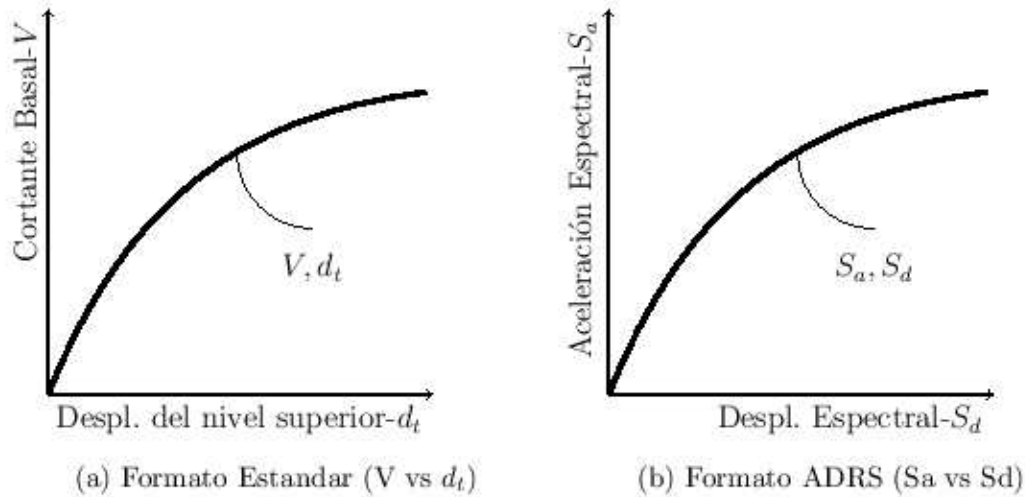


Figura 2.13: Conversión a Espectro ADRS

Representación Bilineal del Espectro de Capacidad Para determinar el amortiguamiento efectivo, reducir el espectro de demanda y establecer el punto de desempeño, es fundamental representar el espectro de capacidad mediante una curva bilineal. Para ello se requiere la definición del punto de desempeño de prueba a_{pi} , d_{pi} , el cual puede ser determinado por la aproximación de igual desplazamiento (ATC-40), o a criterio del ingeniero.

La construcción de gráfico es de la siguiente manera: La primera línea se dibuja desde el origen de coordenadas en la dirección de la rigidez inicial. La segunda línea se dibuja desde el punto de desempeño prueba a_{pi} , d_{pi} y se une con la primera línea en el punto a_y , d_y . La pendiente de la segunda línea es tal que el área A_1 generada bajo la curva

bilineal, designada en la figura 2.14 es aproximadamente igual al área A_2 generada bajo la curva del espectro de capacidad. Este criterio de construcción de la curva bilineal es conocido como el **criterio de las áreas iguales**. La intención es representar la igualdad de energías asociadas. Existen otros criterios para la construcción de la representación bilineal (Agiar, 2003):

- Criterio de la Rigidez Tangente Horizontal.
- Criterio de las Rigideces Tangentes.
- Ajuste por Mínimos Cuadrados.

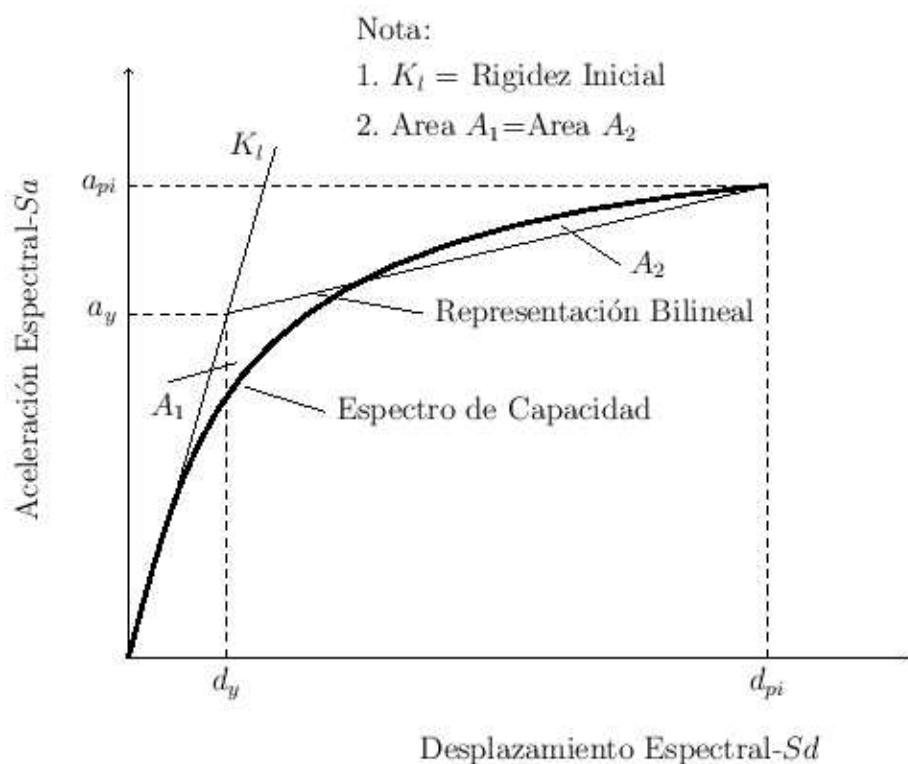


Figura 2.14: Representación Bilineal del Espectro de Capacidad

Espectro de Demanda El espectro de respuesta elástico obtenido típicamente con un amortiguamiento de 5 % del amortiguamiento crítico y definido en coordenadas de periodo y

aceleración espectral (T, S_a) es transformado al ADRS, es decir en coordenadas de desplazamiento espectral y aceleración espectral (S_d, S_a) para cada punto (S_a, T) del espectro de respuesta, le corresponde un punto (S_a, S_d) del espectro de demanda, para lo cual se emplea la siguiente fórmula:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a \quad (2.4)$$

Donde:

S_d = Es el espectro de desplazamiento

S_a = Es el espectro de aceleración

T = Es el período en segundos

Deducción de la ecuación 2.4

De la ecuación de movimiento de la estructura que está sujeta al movimiento de la base (y_s), se tiene:

$$m\ddot{y} + c(\dot{y} - \dot{y}_s) + k(y - y_s) = 0$$

considerando el movimiento relativo $u = y - y_s$ y su primera derivada $\dot{u} = \dot{y} - \dot{y}_s$, el cual reemplazando en la expresión anterior se obtiene:

$$m\ddot{u} + c(\dot{u}) + k(u) = 0$$

Donde $\ddot{y}$ es la aceleración absoluta, $\dot{u}$ es la velocidad relativa y u es el desplazamiento relativo. De la ecuación anterior se puede deducir lo siguiente, que un desplazamiento máximo relativo ocurrirá cuando la velocidad relativa sea cero ($\dot{u} = 0$), por lo que la aceleración absoluta es, para todos los valores del tiempo, proporcional al desplazamiento

relativo. En particular, para los valores máximos, la eceleración espectral es proporcional al desplazamiento espectral, o sea de la ecuación anterior:

$$S_a = -\omega^2 S_d$$

Donde: $S_a = y_{max}$, $S_d = u_{max}$

En términos de magnitud, la aceleración espectral será proporcional al desplazamiento espectral:

$$S_a = \omega^2 S_d$$

de donde despejando S_d , se obtiene:

$$S_d = \frac{1}{\omega^2} S_a$$

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

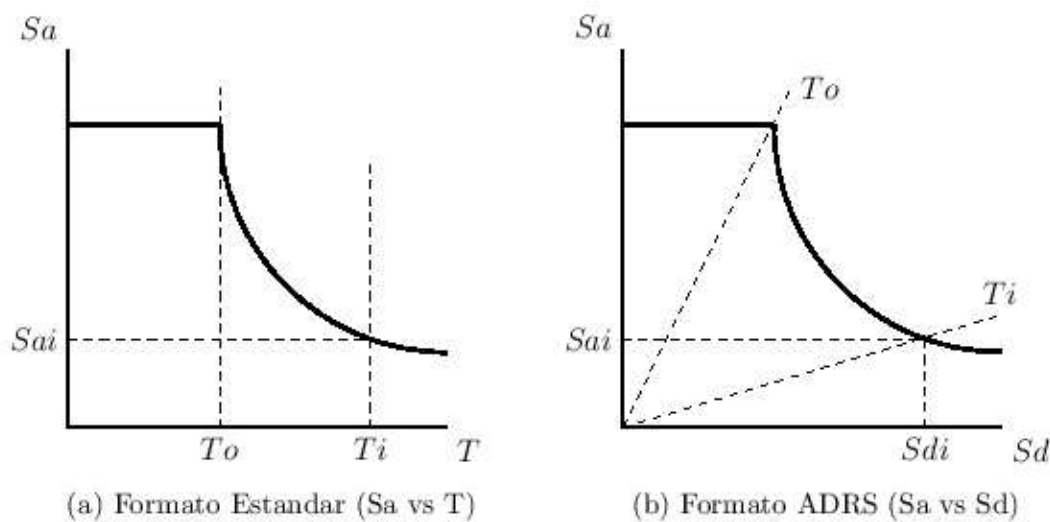


Figura 2.15: Conversion al Formato ADRS

Amortiguamiento Efectivo El amortiguamiento que ocurre cuando el movimiento sísmico del suelo conduce a una estructura al rango inelástico puede ser visto como una

combinación del amortiguamiento viscoso que es inherente en la estructura y el amortiguamiento histerético. El amortiguamiento histerético está relacionado al área en la curva que son formados cuando la fuerza del terremoto (cortante basal) es graficado con el desplazamiento de la estructura. El amortiguamiento histerético está relacionado con el amortiguamiento viscoso equivalente. El amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} , asociado con el máximo desplazamiento de d_{pi} , puede ser estimado con la siguiente ecuación:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (2.5)$$

Donde:

β_0 = amortiguamiento histerético representado como amortiguamiento viscoso equivalente

0.05 = 5 % amortiguamiento viscoso inherente en la estructura (se supone constante)

El termino β_0 puede ser calculado como (chopra 1995):

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (2.6)$$

Donde:

E_D = energía disipada por amortiguamiento

E_{S0} = energía de deformación máxima

El significado físico de los términos E_D y E_{S0} de la ecuación 2.6 es ilustrado en la figura 2.16:

E_D es la energía disipada por la estructura en un solo ciclo de movimiento, este es, el área encerrada por una sola curva histerética. E_{S0} es la máxima energía de deformación asociado con ese ciclo de movimiento, que es el área del triángulo sombreado.

E_D = Energía disipada por amortiguamiento
 = Área encerrada por el ciclo de histéresis
 = Área del paralelogramo

E_{S0} = Energía de deformación máxima
 = Área del triángulo achurado
 = $a_{pi}d_{pi}/2$

β_0 = Amortiguamiento viscoso
 equivalente asociado
 al área total del
 ciclo de histéresis
 = $\frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}}$

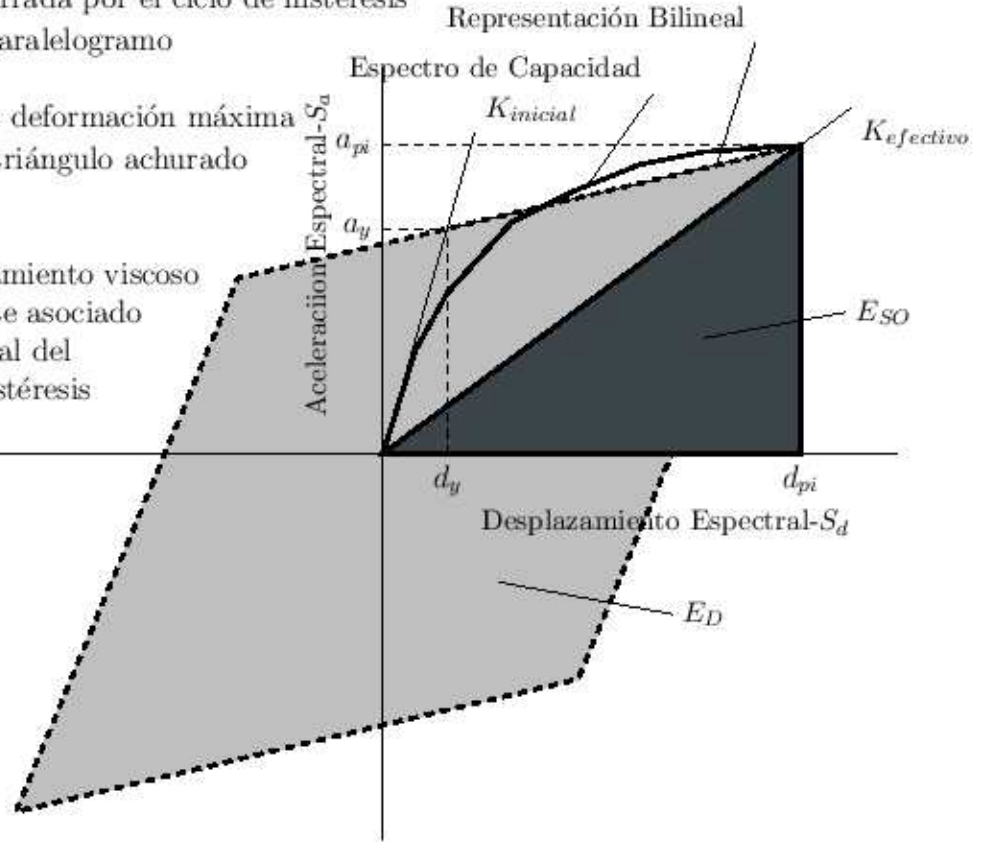


Figura 2.16: Derivación del amortiguamiento para la reducción espectral

Con referencia a las figuras 2.16, 2.17, 2.18, el termino E_D puede ser derivado como:

$$\begin{aligned}
 E_D &= 4 * (\text{área sombreada en las figuras 2.17 o 2.18}) \\
 &= 4 * (a_{pi}d_{pi} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3) \\
 &= 4[a_{pi}d_{pi} - a_yd_y - (d_{pi} - d_y)(a_{pi} - a_y) - 2d_y(a_{pi} - a_y)] \\
 &= 4(a_yd_{pi} - d_ya_{pi})
 \end{aligned}$$

Con referencia a la figura 2.16 el termino E_{S0} puede ser derivado como:

$$E_{S0} = a_{pi}d_{pi}/2$$

Así β_{eq} llega a ser:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5$$

- E_D = Área encerrada por el ciclo de histéresis
 = Área del paralelogramo grande
 = 4 veces el área del paralelogramo sombreado

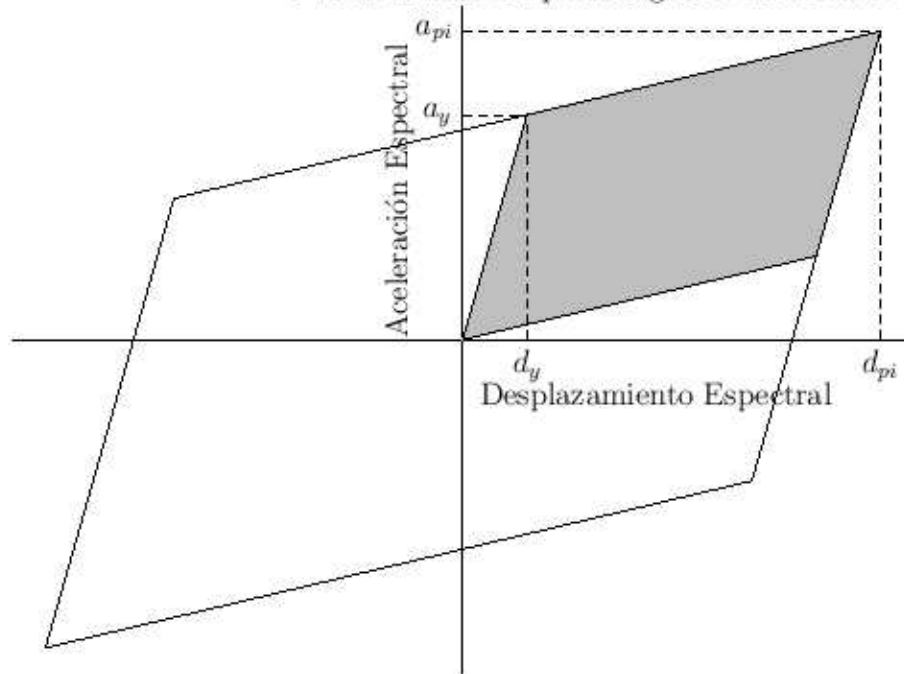


Figura 2.17: Derivación de la energía disipada por el amortiguamiento ; E_D

$$\beta_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 = 63.7 \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (2.7)$$

Sin embargo esta ecuación, con la curva histeretica idealizada (fig. 2.16) es razonable para edificios ductilmente detallado, sujetos a duración de movimiento sísmico relativamente corto (no hay suficientes ciclos para degradar significativamente los elementos) y con un amortiguamiento viscoso equivalente menos que aproximadamente 30 % del amortiguamiento crítico. Para otras condiciones, en la expresión anterior del amortiguamiento equivalentes al termino β_0 se le multiplica por un factor k y la expresión resultante pasa a denominarse amortiguamiento efectivo, ecuación: 2.8

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 = 63.7k \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (2.8)$$

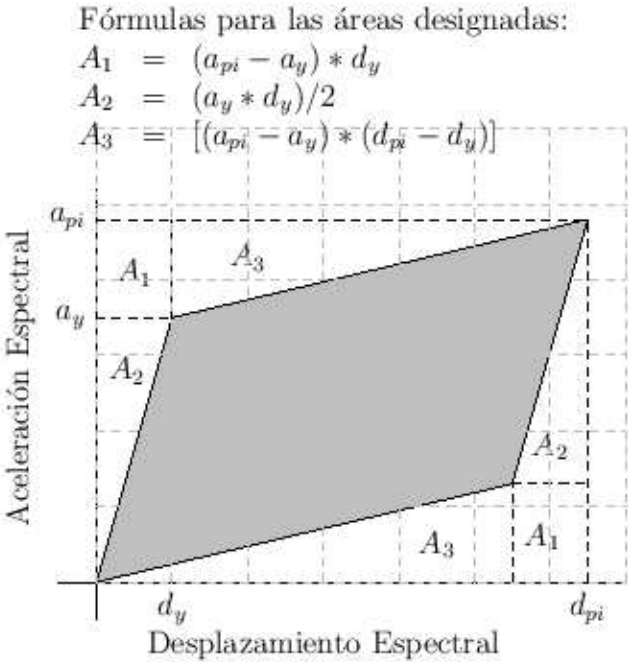


Figura 2.18: Derivación de la energía disipada por amortiguamiento ; E_D

Donde el factor k depende del comportamiento estructural del edificio, el cual depende de la calidad del sistema de resistencia sísmico y la duración del movimiento. Los valores y rangos del factor k, según el tipo de comportamiento estructural, están dados en la tabla 2.13.

Tipo de comportamiento estructural	$\beta_0(\%)$	k
Tipo A	≤ 16.25	1.00
	> 16.25	$1.13 - 0.51 \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25.00	0.67
	> 25.00	$0.845 - 0.446 \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Tabla 2.13: Valores para el factor k de modificación del amortiguamiento

Los edificios con comportamiento estructural tipo A, representa ciclos de histéresis estable y razonablemente completos similares a la figura 2.16y es asignado un valor k de 1.0 (excepto en valores de amortiguamiento mas altos). el tipo B representa una reducción

moderada del área y es asignado un valor básico de $2/3$ (k es también reducido para valores más altos que β_{eff} para ser consistente con relación al tipo A). El tipo C, representa un comportamiento histerético pobre con una reducción sustancial del área de la curva (severamente apretado) y es asignado un $k = 1/3$.

Factor de Reducción Una vez determinado el amortiguamiento efectivo, se efectúa el cálculo de los factores de reducción del espectro de demanda SR_A y SR_V , los cuales están expresados de la siguiente manera:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = \frac{3.21 - 0.68 \ln\left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5\right]}{2.12} \quad (2.9)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} = \frac{2.31 - 0.41 \ln\left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5\right]}{1.65} \quad (2.10)$$

Donde el factor de reducción SR_A reduce el espectro de demanda en el tramo del espectro de demanda donde la aceleración es constante y el factor SR_V reduce el espectro de demanda en el tramo donde la velocidad es constante, tal como se puede apreciar en la fig.2.19

Los valores de SR_A y SR_V deben ser mayores o iguales a los valores dados en la tabla 2.14

tipo de comportamiento estructural	SR_A	SR_V
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Tabla 2.14: Valores mínimos permitidos de SR_A y SR_V

Punto de Desempeño los espectros de capacidad y de demanda obtenidos son representados en una sola gráfica, la intersección de ellas es el punto de desempeño. Sin

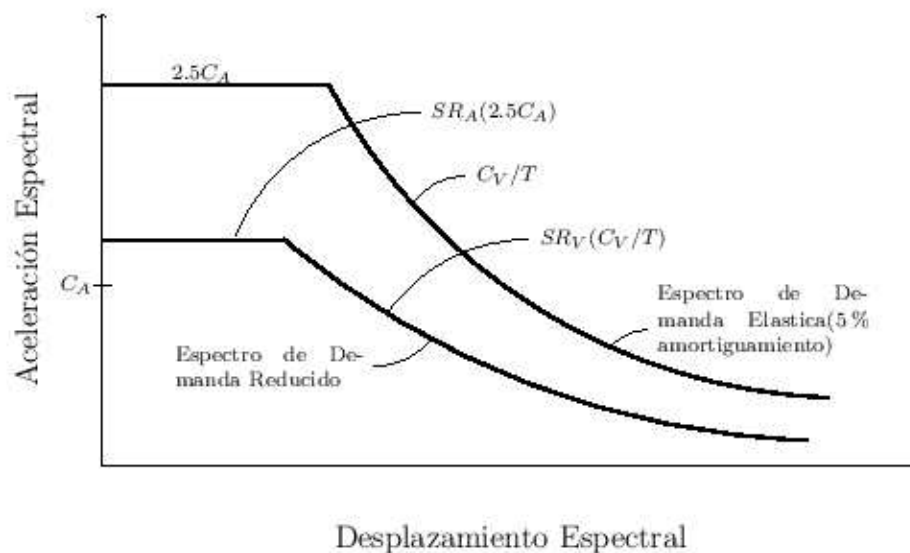


Figura 2.19: Espectro de Demanda Reducido

embargo para obtener el punto de desempeño es necesario reducir el espectro de demanda elástico en función al amortiguamiento efectivo y a los factores de reducción calculados, de modo que el amortiguamiento obtenido sea igual al amortiguamiento del comportamiento no lineal de la edificación.

en la figura 2.20, se puede apreciar la intersección del espectro de capacidad y del espectro de demanda con las reducciones sucesivas hasta intersectar en un punto de igual amortiguamiento.

De acuerdo al ATC-40, existen tres procedimientos de cálculo para estimar el punto de desempeño: procedimiento A, B y C. figura 2.21

A continuación se desarrollará los pasos seguidos para la obtención del punto de capacidad empleando el procedimiento A.

Pasos para la obtención del punto de desempeño

1. Desarrollar el espectro de respuesta elástico con 5 % de amortiguamiento de acuerdo

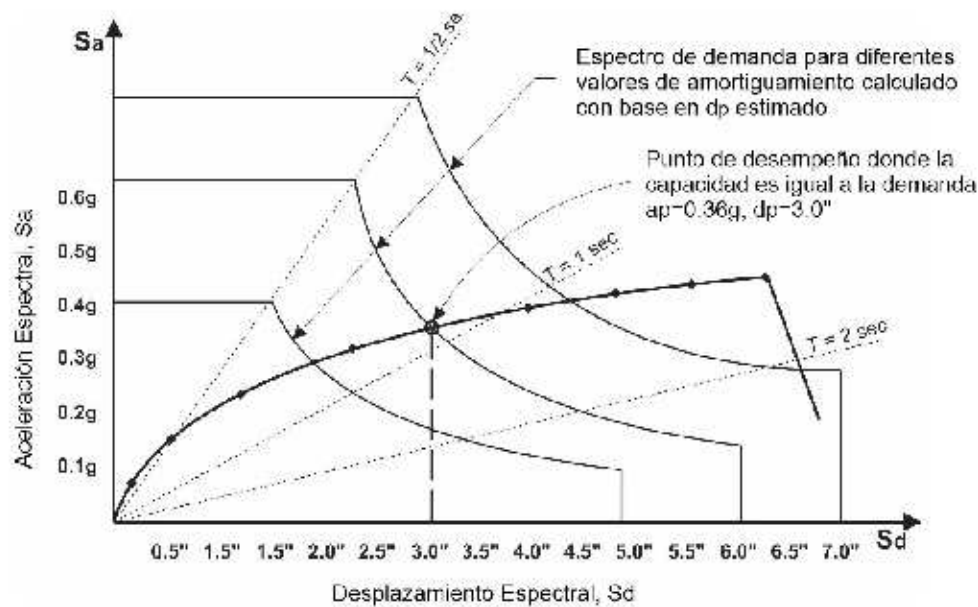


Figura 2.20: Determinación del punto de desempeño (Fuente:ATC-40)

al lugar del proyecto y transformarlo en espectro de demanda definido en coordenadas ADRS

2. Obtener la curva de capacidad y transformarlo en espectro de capacidad definido en coordenadas ADRS y luego representarlo en la misma gráfica del espectro de demanda.
3. Seleccionar un punto de desempeño de prueba a_{pi}, d_{pi} , el cual puede ser obtenido mediante el método de aproximación de igual desplazamiento, o cualquier otro a criterio del ingeniero.
4. Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad con cualquiera de los métodos desarrollados en la sección correspondiente del presente trabajo.
5. Calcular el amortiguamiento efectivo con los puntos (a_{pi}, d_{pi}) y a_y, d_y obtenidos de la representación bilineal del espectro de capacidad.
6. Calcular el factor de reducción espectral SR_A, SR_B multiplicar a las ordenadas



Pregunta: ¿Que procedimiento de espectro de capacidad debo usar?

Respuesta: En gran medida depende de la preferencia personal, pero estas pautas pueden ser de ayuda

Procedimiento A:

- El mas claro, el mas transparente y la aplicacion mas directa de la metodologia.
- Metodo analitico.
- Conveniente para programar en una hoja de calculo.
- Puede ser el mejor metodo para principiantes por que es mas directo y asi facil de entender.

Procedimiento B:

- Metodo analitico.
- Es mas simple que el procedimiento A debido a las supuciones simplificadas (estas no pueden ser siempre validas).
- mas conveniente para programar en hojas de calculos.
- aplicacion de la metodologia razonablemente transparente.
- el usuario de esat metodologia debe entender completamente las supociones inherentes.

Procedimiento C:

- Método grafico.
- Método más conveniente para análisis manual.
- No es conveniente para programar en hoja de calculo.
- Aplicación menos trasparente de la metodologia.

Figura 2.21: Procedimientos para el cálculo del punto de desempeño(ATC-40)

del espectro de demanda, en los tramos correspondientes de aceleración y velocidad constante respectivamente.

7. Graficar el espectro de demanda reducido y determinar el punto de intersección con el espectro de capacidad (a_p, d_p) . Si el punto de intersección cae dentro de la tolerancia aceptada $0.95d_{pi} \leq d_{pi} \leq 1.05d_{pi}$, entonces el punto de intersección es el punto de desempeño.
8. Si el punto de intersección cae fuera de la tolerancia aceptable, entonces volver al

paso tres. para ello se puede tomar al punto (a_p, d_p) como el nuevo punto de prueba (a_{pi}, d_{pi}) o elegir cualquier otro punto a criterio del ingeniero.

Modificaciones al método del espectro de capacidad

El método del espectro de capacidad propuesta por ATC-40(1996), ha sido modificado en el FEMA 440 (2005), porque el enfoque original tendía a generar estimaciones poco realistas de desplazamientos y carecía de uniformidad. Con las modificaciones se buscó un procedimiento más exacto, coherente y cercano al comportamiento real de las estructuras frente a sismos. Las modificaciones se dieron principalmente en el cálculo del amortiguamiento efectivo y el factor de reducción.

Las expresiones para el cálculo del **amortiguamiento efectivo** se propone en función de la ductilidad y del periodo efectivo de la siguiente manera:

- para $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

- para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$$

- para $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

y para el periodo efectivo se tiene las siguientes expresiones:

- para $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = \{0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1\} T_0$$

- para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1] T_0$$

- para $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{\mu - 1}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

Donde μ es la ductilidad, T_0 es el periodo inicial como indica la figura: 2.22.

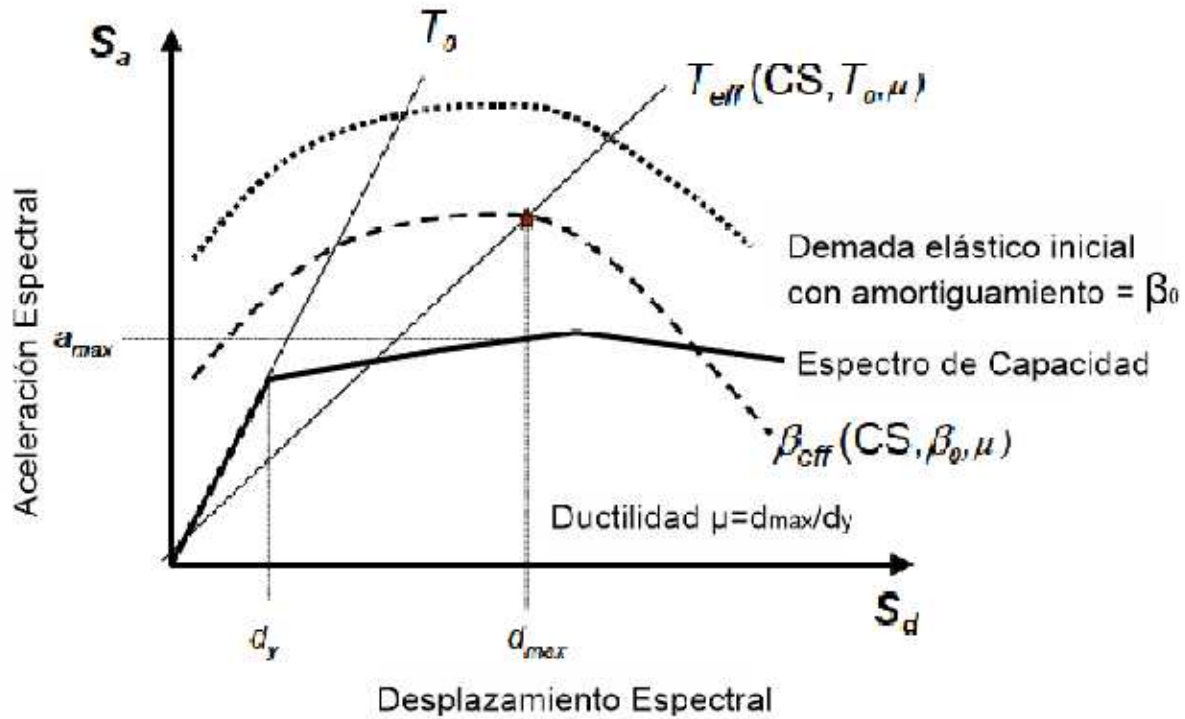


Figura 2.22: Espectro de la respuesta de aceleración y desplazamiento formato ADRS (FEMA 440)

Las ecuaciones anteriores de amortiguamiento y periodo efectivo, son las expresiones más simplificadas dadas en el FEMA 440, ya que en la misma las ecuaciones originales están expresadas en términos de coeficientes los cuales son ajustados de acuerdo al tipo de estructura.

Al igual que el amortiguamiento efectivo, se propone el cálculo del **factor de reducción** de la siguiente manera:

$$B = \frac{4}{5.6 - LN\beta(\%)}$$

se observa que el factor de reducción B reemplaza a los dos factores anteriores (SR_A y SR_V) y la reducción se efectúa dividiendo por el factor B las ordenas del espectro de capacidad.

Por otro lado el documento FEMA 440 describe una propuesta optimizada del método de espectro de capacidad y también propone tre maneras principales de calcular el **punto de desempeño**, llamados procedimientos de solución: Procedimiento A (Iteración directa), procedimiento B (Intersección con MADRS) y Procedimiento C (Lugar geométrico de MADRS de posibles puntos de desempeño).

A a continuación se desarrollaran los pasos para la obtención del punto de desempeño mediante en procedimiento A.

1. Seleccionar una representacion espectral del movimiento del suelo, de acuerdo al lugar del proyecto, con un amortiguamiento β_i (normalmente 5 %)
2. Para una interacción suelo-estructura modificar el espectro seleccionado cambiando la amortiguacion de β_i a β_0 . Si no se considera la interaccion suelo-estructura β_0 es igual a β_i
3. Convertir el especto seleccionado en espectro de respuesta de aceleración y desplazamiento, definido en formato ADRS (espectro de demanda)
4. Generar una curva de capacidad para la estructura a ser analizada luego convertir en espectro de desplazamiento y aceleración, definido en formato ADRS (espectro de capacidad)
5. Seleccionar un punto de desempeño inicial (a_{pi}, d_{pi}) . Este puede ser seleccionado por el metodo de aproximación de igual desplazamiento o por cualquier otro a criterio del ingeniero.

6. Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad. Este define el periodo inicial T_0 . El desplazamiento de fluencia d_y y la aceleración de fluencia a_y . Estos parámetros pueden variar para diferentes supuestos a_{pi} y d_{pi} .
7. Para la representación bilineal desarrollado, calcular los valores de rigidez post elástica α y la ductilidad μ como sigue:

$$\alpha = \left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right) / \left(\frac{a_y}{d_y} \right)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y}$$

8. Usando los valores de rigidez post elástica α y la ductilidad μ , calcular el amortiguamiento efectivo β_{eff} y el periodo efectivo T_{eff} .
9. Utilizando el amortiguamiento efectivo, ajustar el espectro de demanda definido en formato ADRS.
10. Determinar el desplazamiento máximo estimado d_i , usando la intersección del periodo efectivo radial T_{eff} con el espectro reducido ADRS para β_{eff} . La aceleración máxima estimada a_i es el correspondiente a d_i sobre la curva del espectro de capacidad.
11. Comparar el desplazamiento máximo estimado d_i con el punto inicial supuesto o punto previo. Si este se encuentra dentro de la tolerancia aceptable, el punto de desempeño es el correspondiente a d_i , a_i . Si no está en la tolerancia aceptable, repetir el procedimiento desde el paso 5, usando el punto d_i , a_i como el nuevo punto de prueba, o cualquier otro punto seleccionado a criterio del ingeniero.

En el presente trabajo de investigación se empleará el método del espectro de capacidad con las expresiones del amortiguamiento efectivo, factor de reducción, y el procedimiento de cálculo A (Iteración Directa) propuestas en el documento FEMA 440.

1.2.4.2 Método de los Coeficientes (FEMA-273)

El método de los coeficientes de desplazamiento proporciona un proceso numérico directo para calcular la demanda de desplazamiento. En este método se emplea la terminología desplazamiento objetivo el cual es el equivalente al punto de desempeño empleado en el documento ATC-40. No requiere convertir la curva de capacidad en coordenadas espectrales. A continuación se describen los pasos para determinar el desplazamiento objetivo:

1. Construir una representación bilinear de la curva de capacidad

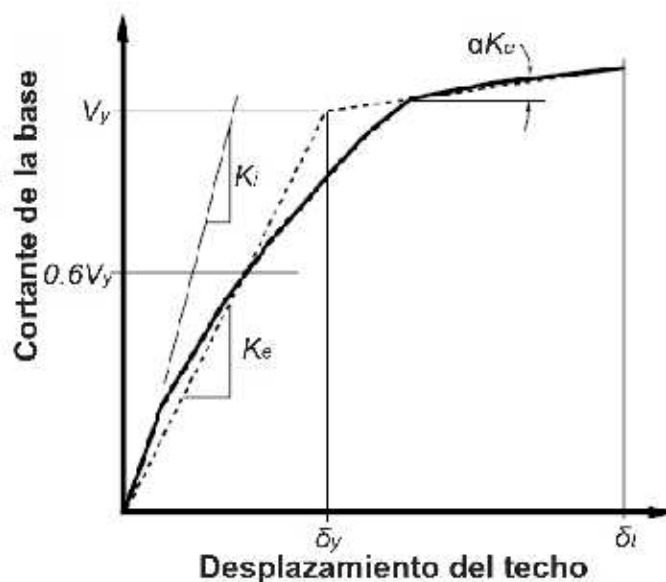


Figura 2.23: Representación bilinear de la curva de capacidad para el método de coeficientes de desplazamiento

Se procede de la siguiente manera:

- Dibujar la rigidez post elástica, K_s , por criterio del ingeniero para representar un rigidez promedio en el rango en el que la resistencia de la estructura se ha estabili-

zado.

- Dibujar la rigidez elástica efectiva K_e , construyendo una línea secante que pase por el punto en la curva de capacidad correspondiente a un esfuerzo cortante de base de $0.6V_y$, donde V_y es definido por la intersección de las líneas K_e y K_s .

2. Calcular el periodo fundamental efectivo (T_e)

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.11)$$

Donde:

T_i = periodo fundamental elastica (en segundos) en la dirección bajo consideración calculado por el análisis dinámico elastico.

K_i = rigidez lateral elástico del edificio en la dirección bajo consideración.

K_e = rigides lateral efectivo del edificio en la dirección bajo consideración.

3. Calcular el desplazamiento objetivo (δ_t)

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (2.12)$$

Donde:

T_e = periodo fundamental efectivo (calculado en el paso 2)

C_0 = factor de modificación que relacionar el desplazamiento espectral de un sistema de un solo grado de libertad equivalente con el probable desplazamiento del techo del sistema de múltiples grados de libertad del edificio; se puede calcular a partir de:

- El primer factor de participación modal al nivel del techo.
- El factor de participación modal a nivel del techo calculado usando un vector de forma correspondiente a la forma desviada del edificio en el desplazamiento del objetivo.
- El valor apropiado de la tabla 2.15

Número de Pisos	Factor de Modificación C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

Tabla 2.15: Valores para el factor de modificación C_0

C_1 = Factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para una respuesta elástica lineal.

$$= 1.0 \text{ para } T_e \geq T_0$$

$$= [1.0 + (R - 1)T_0/T_e]/R \text{ para } T_e < T_0$$

$$C_1 \text{ no excederá a } 2.0 \text{ para } T_e < 0.1s$$

T_0 = Periodo característico del espectro de respuesta, definido como el periodo asociado con la transición del segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante del espectro.

R = Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia calculado:

$$R = \frac{S_a/g}{V_y/W} \cdot \frac{1}{C_0} \quad (2.13)$$

C_2 = Factor de modificación para representar el efecto de la forma histerética en la respuesta del desplazamiento máximo. Los valores de c_2 para diferentes sistemas enmarcados y diferentes niveles de desempeño son listados en la tabla:

	$T = 0.1 \text{ s}$		$T \geq T_0 \text{ s}$	
Nivel de Desempeño Estructural	Enmarcado Tipo 1	Enmarcado Tipo 2	Enmarcado Tipo 1	Enmarcado Tipo 2
Ocupación Inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de Vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención del Colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

Tabla 2.16: Valores para el factor de modificación C_2

C_3 = Factor de modificación para representar los desplazamiento aumentados debido al efecto $P - \Delta$ dinámico. Para edificios con rigidez post fluencia positivo, C_3 debe ser igual a 1.0. Para edificios con rigidez post fluencia negativo, C_3 será calculado con la ecuación:

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (2.14)$$

Donde R Y T_e fueron definido anteriormente, y α es la relación de rigidez post fluencia y rigidez elastico cuando la realción de fuerza y desplazamiento no lineal está caracterizado por una relación bilinear.

S_a = Espectro de respuesta de la aceleración del perido fundamental efectivo del edificio.

V_y = Esfuerzo cedente calculado usando la curva de capacidad, donde la curva de capacidad es caracterizado por una representación bilinear.

W = Carga muerta total y porcentaje de carga viva.

En el FEMA 440 (Mejoramiento de los procesos de análisis sísmico estático no lineal) se encuentra el método de coeficientes mejorado, con las modificaciones efectuadas a los coeficientes C_1 , C_2 y C_3 :

con respecto al coeficiente C_1 , se propone el cambio por la siguiente expresión simplificada:

$$C_1 = 1 + \frac{R - 1}{aT_e^2}$$

donde T_e es el periodo fundamental efectivo, R es la relación de resistencia, "a" es un constante que vale 130, 90 y 60 para los sitios de clase A, B, y C respectivamente. Para periodos menores que 0.2s el valor del coeficiente C_1 puede ser usado el valor correspondiente para un periodo de 0.2s. Para periodos mas grandes que 1.0s, C_1 puede ser asumido igual a 1.0. con respecto al coeficiente C_2 , Se propone el cambio por la siguiente expresión simplificada:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R - 1}{T} \right)^2$$

para periodos menores que 0.2s, los valores del coeficiente C_2 puede ser usados el valor correspondiente para un periodo de 0.2s. Para periodos mayores que 0.7s, C_2 puede ser asumido igual a 1.0. el coeficiente C_2 solo se debe aplicarse a estructuras que presenten una degradación significativa de la rigidez y/o la resistencia. con respecto a coeficiente C_3 , se sugiere eliminarlo y reemplazarlo por un límite de resistencia mínima (R máxima) necesaria

para evitar la inestabilidad dinámica.

$$R_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-t}}{4}$$

$$t = 1 + 0.15 \ln T$$

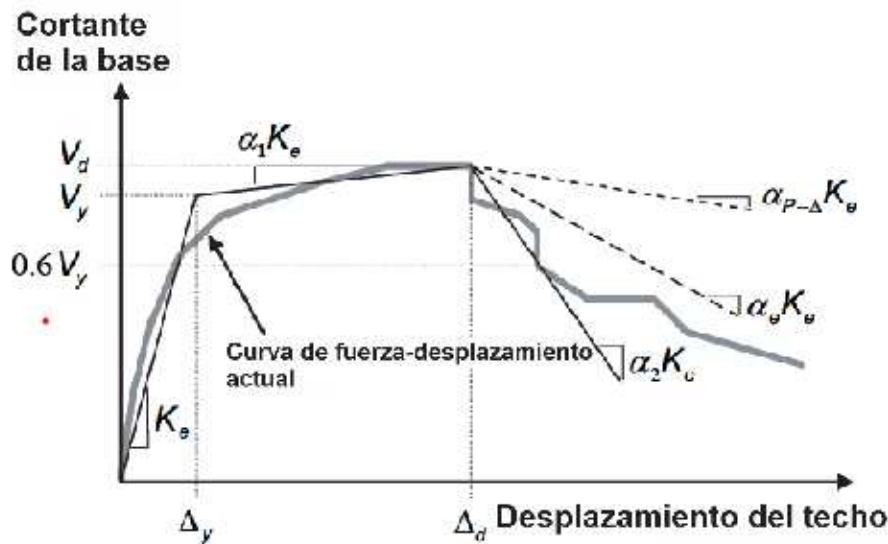


Figura 2.24: Curva idealizada de fuerza y desplazamiento para un análisis estático no lineal

1.2.4.3 Método de los Factores de Reducción

consiste en la determinación de un factor R_μ el cual reducirá el espectro elástico para convertirlo en espectro inelástico con fines de determinación del desempeño de la edificación.

El punto de desempeño será determinado con la intersección del espectro de capacidad y el espectro elástico reducido, para ello será necesario efectuar reducciones sucesivas hasta el cumplimiento de ciertos criterios.

existen numerosos estudios efectuados con relación a la obtención del factor de reducción.

En el presente trabajo de investigación se mostrará únicamente el cálculo del factor de

reducción propuesta por Chopra y Goel por ser consistentes con los propuestos por Newmark y Hall, ya que además el fin del presente trabajo de investigación no es estudiar los factores de reducción, las formulaciones propuestas son las siguientes:

$$\begin{array}{ll}
 R_\mu = 1 & \text{si } T < T_a \\
 R_\mu = (2\mu - 1)^{\beta/2} & \text{si } T_a < T < T_b \\
 R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} & \text{si } T_a < T < T_c^1 \\
 R_\mu = \frac{T}{T_c} \mu & \text{si } T_c^1 < T < T_c \\
 R_\mu = \mu & \text{si } T > T_c
 \end{array}$$

$$\beta = \frac{\log(T/T_a)}{2 \cdot \log(T_b/T_a)}$$

$$T_c^1 = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{\mu} T_c$$

Donde $T_a = 1/33s$, $T_b = 0.125s$, T_c es el periodo al final de la rama de aceleración constante e inicio de la rama descendente y depende del tipo de suelo: $T_c = 0.3$ para el suelo tipo S_0 , $T_c = 0.4$ para el suelo tipo S_1 , $T_c = 0.6$ para el suelo tipo S_2 , $T_c = 1.0$ para el suelo tipo S_3 (Norma E-030)

Procedimiento de cálculo

1.- En un mismo gráfico se representa el espectro de capacidad y el espectro de demanda elástico con 5% amortiguamiento crítico.

- 2.- Se asigna una ductilidad μ y se calcula el factor de reduccion R_μ
- 3.- Se obtiene el espectro inelástico dividiendo el espectro elástico por el factor de reduccion R_μ .
- 5.- Se identifica el punto donde el espectro de capacidad intersecta con el espectro de demanda inelástico, y a partir de ello se calcula la ductilidad efectiva μ_{ef} , como el cociente entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia.
- 6.- Se verifica la coincidencia entre la ductilidad efectiva y la ductilidad establecida en el paso dos. Si la diferencia entre ambas es menor que la tolerancia especificada, se considera que se ha identificado el punto de demanda; de lo contrario, el procedimiento se reinicia desde el paso dos utilizando la ductilidad efectiva obtenida.

2.2.5. Marco Conceptual del Estudio

- **Curva de Capacidad** Es la representacion gráfica de la respuesta de la estructura en terminos de desplazamiento frente a las sollicitaciones sismicas representado por la cortante basal.
- **Deriva de piso** Es el desplazamiento relativo horizontal de los entrepisos dividido por la altura del piso.
- **Diagrama moment giro** Es la representación gráfica de la de un elemento estructural representado por el giro, el cual es la multiplicación del valor de la curvatura por la longitud de la rótula plástica, frente a la sollicitación de momentos.
- **Espectro de Capacidad** Representación gráfica de la transformación de la curva de capacidad del edificio, en cordenadas de desplazamiento espectral y la aceleración espectral.

- **Espectro de Demanda** Representación gráfica de la transformación del espectro de respuesta sísmica, en coordenadas de desplazamiento espectral y la aceleración espectral.
- **Análisis Pushover** Es un análisis estático no lineal en la que se somete a una estructura a un patrón de fuerzas laterales incrementales (triangular, invertida, parabólica o uniforme) hasta alcanzar su capacidad última o el colapso.
- **Rótula Plástica** Es la zona de daño del elemento estructural en la cual se concentra toda la deformación inelástica. Tiene una longitud L_p que es aproximadamente de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento.
- **Desempeño Estructural** Es la comportamiento sísmico de la estructura frente a diferentes niveles sísmicos, los cuales son descritos por los niveles de desempeño sísmico o niveles de daño del edificio.
- **Desempeño Objetivo** Es el límite de daño que una estructura debe llegar para ser considerada de desempeño adecuado, esto en función al tipo de estructura y al nivel del movimiento sísmico.
- **Nudo de Control** Es el punto espacial ubicado en la parte superior de la edificación en la cual se medirá los efectos originados por los movimientos sísmicos (cortante basal). Los efectos son medidos en magnitudes de longitud.
- **Nivel de desempeño** Es el estado límite de daño que sufrirá una estructura frente a un movimiento sísmico determinado. Están descritos en función al daño de la edificación, a la amenaza de la seguridad de vida de los ocupantes, y funcionamiento de los servicios, posteriores al movimiento sísmico.

- **Punto de Desempeño** Es la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda.
- **Ductilidad** Es la capacidad que tiene un elemento o sistema estructural de sufrir desplazamientos o deformaciones más allá del punto de fluencia o límite elástico y mantener este esfuerzo fuera de la degradación significativa o falla estructural.
- **Límite de proporcionalidad** Es el punto del diagrama del esfuerzo-deformación, hasta donde la deformación es proporcional o lineal al esfuerzo.
- **Punto de Fluencia** Es el punto del diagrama del esfuerzo-deformación, en el cual el material deja su propiedad elástica, es decir ya no trata de recuperar su forma original y se comporta como un material plástico.

Capítulo 3

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

3.1. Descripción de la estructura

El mercado de abastos de la localidad de Tambo la mar, se encuentra ubicada en la zona urbana y central de la localidad de Tambo-La Mar. la edificación consta de tres módulos (B, C y D) de tres pisos cada uno. En la presente investigación se analizará el bloque B. La edificación tiene un sistema estructural aporticado de concreto armado. Ha sido diseñado en el año 2008 con la norma sísmo resistente E-0.30 del año 2003 y la construcción se realizó en el año 2010. La edificación se encuentra construida a nivel de estructuras. No se ha realizado el acabado respectivo. Durante la inspección en obra se ha podido observar deficiencias constructivas en los componentes estructurales (viga, columnas, losas y escaleras) como fisuras, porosidades ("cangrejeras"), resacas en columnas y vigas, desprendimiento del recubrimiento, filtraciones en las losas del techo, exposición de los estribos, desalineamiento de las vigas y columnas, entre otros, como se pueden observar

en las figuras: 3.1, 3.2, 3.3., 3.4, 3.5.



(a) Vista del frontis del mercado



(b) Vista del 1er nivel del mercado



(c) Vista del 2do nivel del mercado



(d) Vista del 3er nivel del mercado

Figura 3.1: Vistas generales del mercado de abastos de la localidad de Tambo

en las figuras:3.6, 3.7, 3.8 y 3.9 se muestra la configuración estructural de la edificación



(a) Exposición de estribos y "cangregeras" en la base de la columnas



(b) Fisuras en todo lo ancho y a media altura de la columna



(c) Resanes echos a media altura de las columnas



(d) Reducción de la sección y con corte de estribo

Figura 3.2: Deficiencias constructivas en las columnas



(a) Fisuras en el tramo medio de las vigas. Sec. 50cm x 70cm, 2do piso



(b) Fisuras en el tramo medio de las vigas. Sec. 50cm x 70cm, 3er piso

Figura 3.3: Deficiencias constructivas en las vigas



(a) Fisuras longitudinales en la losa, en la dirección de las vigas



(b) Fisuras longitudinales en la dirección de las vigas

Figura 3.4: Deficiencias constructivas en las losas aligeradas



(a) Fisuras transversales en el tramo medio de la escalera



(b) Fisuras transversales en el tramo medio de la escalera

Figura 3.5: Deficiencias constructivas en las gradas

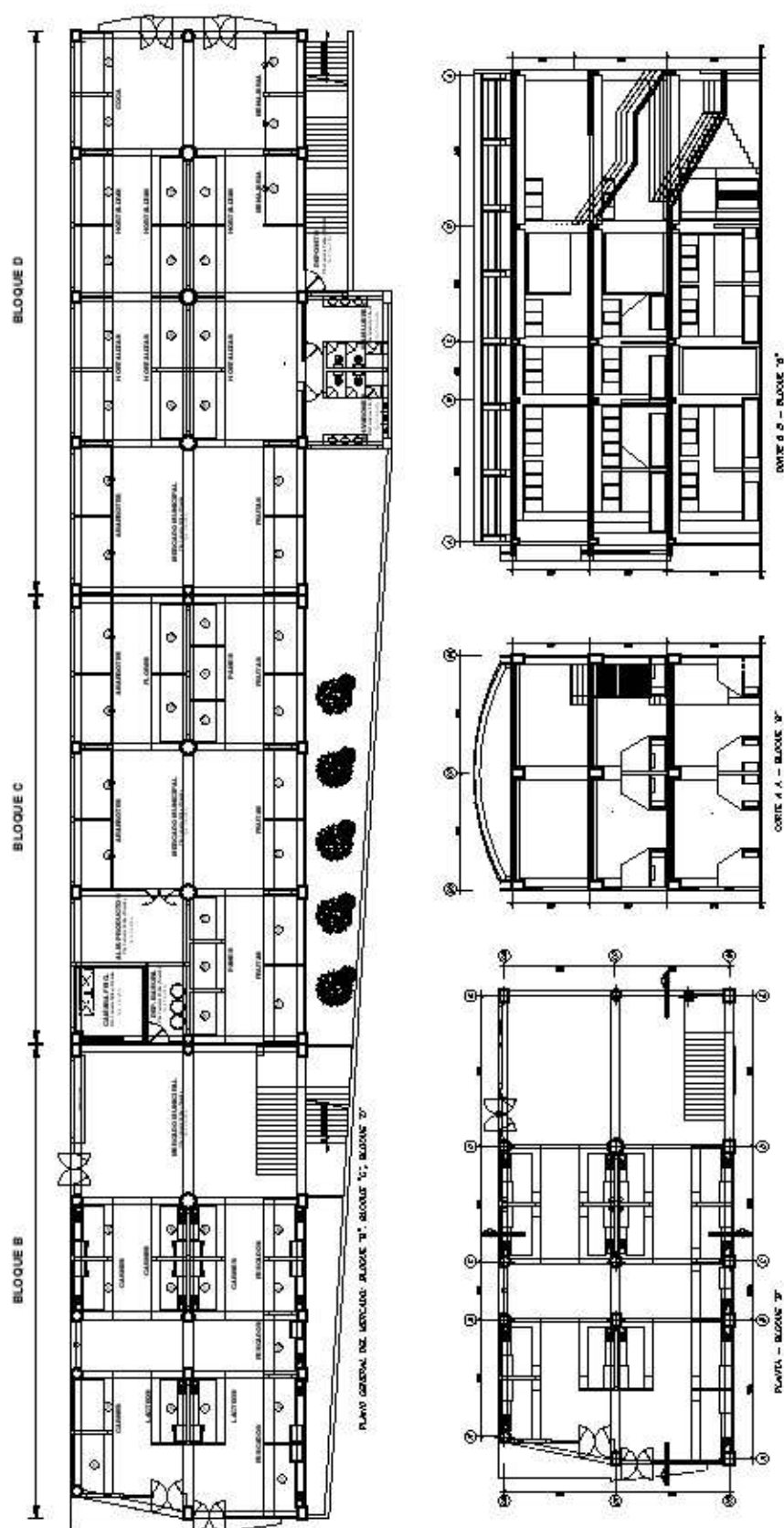


Figura 3.6: Detalle estructural bloque B

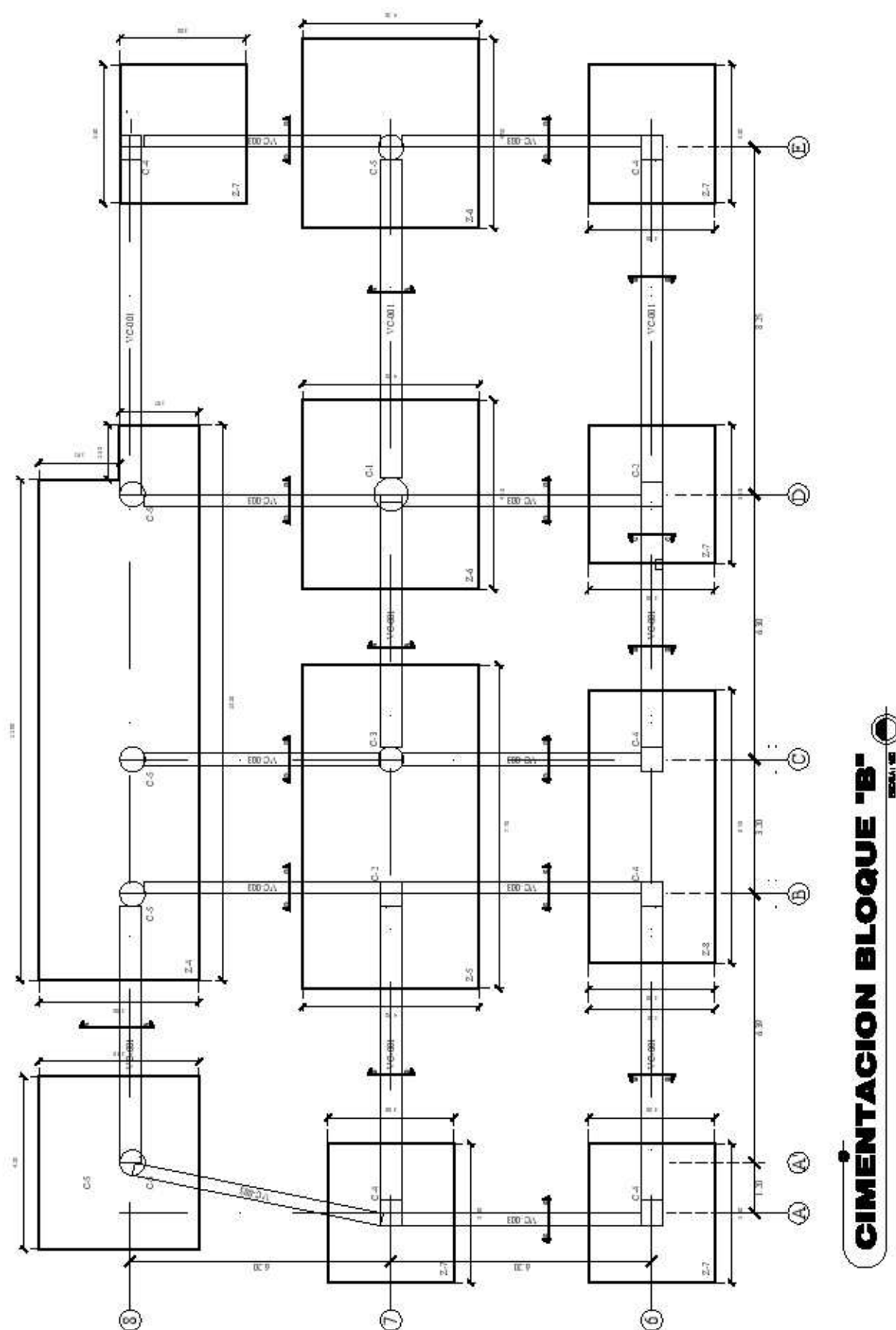


Figura 3.7: cimentación bloque B

CUADRO DE COLUMNAS					
NIVEL	TIPO C-1	TIPO C-2	TIPO C-3	TIPO C-4	TIPO C-5
1° NIVEL					
2° NIVEL					
3° NIVEL					

Figura 3.8: Cuadro de columnas

CUADRO DE VIGAS					
NIVEL	VIGAS PRINCIPALES				VIGAS SECUNDARIAS
	PÓRTICOS LATERALES (EJE 6 Y 7)		PÓRTICO CENTRAL (EJE 7)		SECCIÓN IZQUIERDA Y DERECHA
	SECCIÓN IZQUIERDA	SECCIÓN DERECHA	SECCIÓN IZQUIERDA	SECCIÓN DERECHA	
1° NIVEL					
2° NIVEL					
3° NIVEL					

Figura 3.9: Cuadro de vigas

3.2. Verificación del diseño estructural

Se realizará la verificación del diseño estructural del edificio conforme a la actual norma de diseño sísmico resistente E-030. Para el modelamiento estructural se empleará el programa de análisis y diseño estructural ETAPS.

la verificación se realizará para el bloque B de la edificación. En primer lugar se determinarán los aspectos básicos para el diseño sísmico.

3.2.1. Predimensionamiento de los elementos estructurales

■ Predimensionamiento de vigas

Existen dos criterios más conocidos, los cuales son:

Primer Criterio

Este criterio toma en cuenta la zona de sismicidad de la estructural y la longitud de la viga.

En zonas de alta sismicidad
Para vigas principales

$$h \geq L/10$$

$$b \geq h/2$$

$$b_{min} = 30cm$$

Para vigas secundarias

$$h \geq L/12$$

$$b \geq h/2$$

$$b_{min} = 25cm$$

En zonas de baja sismicidad
Para vigas principales

$$h \geq L/12$$

$$b \geq h/2$$

$$b_{min} = 30cm$$

Para vigas secundarias

$$h \geq L/14$$

$$b \geq h/2$$

$$b_{min} = 25cm$$

Segundo Criterio

Este criterio toma en cuenta la sobrecarga de la estructura y la longitud de la viga.

Para vigas principales

$$h \geq L/\alpha$$

$$b \geq h/2$$

$$b_{min} = 25cm$$

Para vigas secundarias

$$h \geq L/\beta$$

$$b \geq h/2$$

$$b_{min} = 25cm$$

Donde:

$$s/c \text{ [kg/cm}^2\text{] : } 200 \quad 300 \quad 500$$

$$\alpha: \quad 12 \quad 11 \quad 10$$

$$s/c \text{ [kg/cm}^2\text{] : } 250 \quad 400 \quad 500 \quad 750 \quad 1000$$

$$\beta: \quad 13 \quad 12 \quad 11 \quad 10 \quad 9$$

El predimensionamiento es para la viga principal y secundaria de mayor longitud considerando una zona de baja sismicidad.

Dimension	Modulo B	
	Principal	Secund.
L (m)	8.25	6.20
h (m)	0.70	0.60
b (m)	0.35	0.30

Tabla 3.1: Predimensionamiento de las vigas

■ Predimensionamiento de columnas

Para el predimensionamiento de las columnas se empleará la siguiente expresión:

$$A_{col} = \frac{\lambda * P_G}{n * f'_c} \quad (3.1)$$

donde

P_G = carga axial en servicio (CM+CV)

f'_c = resistencia del concreto (Kg/cm²)

factores que varían según el tipo de columna

λ = 1.10 para columna central

= 1.25 para columna perimetral

= 1.50 para columna esquinera

n = 0.30 para columna central

= 0.25 para columna perimetral

= 0.20 para columna esquinera

Se predimensionará para las columnas de mayor área tributaria tanto para las columnas centrales, perimétricas y esquineras en los tres módulos de la edificación y para lo cual se empleará la expresión 3.1 y los resultados se muestran en la tabla 3.2.

Tipo de columna	Módulo B					
	PG (Kg)	f'_c (kg/cm ²)	λ	n	Área (cm ²)	Sección Propuesta
Central	147,359.40	210.00	1.10	0.30	2,572.94	50x55
Lateral	82,002.10	210.00	1.25	0.25	1,952.43	40x50
Esquinera	53,683.60	210.00	1.50	0.20	1,917.27	40x50

Tabla 3.2: Predimensionamiento de las columnas

■ Predimensionamiento de losas aligeradas

Primer criterio

Se considera la luz libre de la losa y se emplea la siguiente expresión:

$$h = \frac{L}{25} \quad (3.2)$$

Donde:

h =altura de la losa,

L = Luz libre de la losa

esta expresión es válida para sobrecargas maximas de 300 a 350 kg/cm².

Segundo criterio

Se considera las sobrecargas que actuan sobre la losa:

S/C (kg/m²): 150 200 250 300 350 400 450 500

Peralte "h" (m): L/30 L/28 L/26 L/24 L/22 L/21 L/20 L/19

Se predimensionará para la losa de mayor luz del módulo B de la edificación y para lo cual se empleará el primer criterio.

Dim.	Modulo B
L(m)	6.20
h (m)	0.25

Tabla 3.3: Predimensionamiento de las losas

3.2.2. Definición de los materiales

Las características física y mecánicas de los materiales empleados en la construcción de la edificación se han obtenido de los planos estructurales del proyecto.

■ Concreto

Se emplearon el concreto para la construccion de las zapataz, columnas, vigas y losas de la edificacion con las siguientes características:

Peso Específico (P_e) = 2,400.00 kg/m³

Resistencia a la Compresión(f'_c) = 210 kg/cm²

Módulo de elasticidad (E_C) = $15100 \cdot \sqrt{210} = 218,819.79 \text{ kg/cm}^2$

Coefficiente de poisson = 0.2

3.2.3. Definición de las cargas

Las cargas son definidas según la norma técnica E-020 de cargas, el cual las clasifica de la siguiente manera:

■ Carga Muerta

Carga puntual

Se considera como carga puntual el peso del techo metálico del mercado el cual se apoya en las columnas y en el punto medio las vigas principales de la azotea. La magnitud de dichas cargas dependen de su ubicación y de su area trbutaria, y que tienen en promedio los siguientes valores:

- Cargas puntuales intermedios (P_{int}) = 315.00 kg
- Cargas puntuales esquineros (P_{esq}) = 305.00 kg

el metrado de la cargas puntual se ha echo considerando el peso de cada componentes de la estructura del techo de acero.

Carga con distribucion lineal

Se considera como carga con distribución lineal los pesos de los muro de albañileria ubicados en el perimetro del mercado y que tienen los siguientes valores: - Para muros ubicados en las vigas laterales (ejes 6 y 8 del plano adjunto)

muro de 2.55 m x 0.23 (Q_{muro}) = $2.55 \cdot 0.24 \cdot 1,350 = 826.20 \text{ kg/m}$

- Para muros ubicados en las vigas centrales (ejes 7 del plano adjunto)

muro de 2.50 m x 0.23 (Q_{muro}) = $2.50 \cdot 0.24 \cdot 1,350 = 810.00 \text{ kg/m}$

Carga con distribución superficial

Se considera como carga con distribución superficial las producidas por el peso de la losa aligerada, los acabados del piso y la tabiquería. El valor para este tipo de carga es de:

- Carga de losa aligerada $h:20\text{cm}$ (Q_{alig}) = 300 kg/m²
- Carga de los acabados y tabiquería (Q_{acab}) = 225 kg/m²

Cabe indicar que la carga muerta por peso propio de la edificación como el peso de las vigas, columnas y losas son calculados por el programa de análisis (Etaps)

■ Carga viva

Las cargas vivas son determinadas conforme a lo señalado en la norma técnica E-020 de cargas del reglamento nacional de edificaciones, en la cual las cargas vivas se determinan en función al uso que se le va dar a la edificación. En este caso la edificación está destinada para el comercio local por lo que según la tabla n°01 de la norma en referencia se le corresponderá el uso de "Tienda" para los pisos intermedios y de "vivienda" para la azotea debido a que este se encuentra techado y su uso será limitado.

- Sobrecarga de entrepiso "tienda" (S/C_{piso}) = 500 kg/m²
- Sobrecarga de azotea "vivienda" (S/C_{asot}) = 200 kg/m²

3.2.4. Estimación del peso

El peso de la edificación se estimará conforme a lo señalado en el capítulo 4, numeral 4.3 de la norma técnica E-030 del diseño sísmo resistente, en la cual se indica lo siguiente:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.

- c. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

Por lo tanto el peso total de la edificación es la suma de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva. De los cálculos realizados, se ha obtenido los siguientes pesos de la edificación, de los tres pisos:

Nivel	Modulo B Peso (kg)
Piso 1	356,093.65
Piso 2	351,503.65
Piso 3	266,677.15
Total	974,274.45

El peso se ha estimado con el programa de análisis(Etaps) considerando los criterios antes señalados.

3.2.5. Parametros sismicos

■ Factor de zona

El edificio del mercado se encuentra en la localidad de Tambo, provincia de La Mar, departamento de Ayacucho, por lo cual segun el anexo 01 de la norma técnica E-030 de diseño sismoresistente, el área de estudio se encuentra en la zona 2, y le corresponde el siguiente factor zona sísmica:

$$\text{Factor de zona (Z)} = 0.25$$

■ Factor de suelo

De los estudios realizados para la elaboración del expediente tecnico y según la clasificación de suelos dadas en la norma técnica E-030, se ha determinado que el

terreno es un suelo intermedio (Tipo 2), que tiene los siguientes valores:

Factor de suelo (S) = 1.20

y los periodos " T_P " y " T_L "

$T_P = 0.6$

$T_L = 2.0$

■ Factor de amplificación sísmica

El factor de amplificación sísmica está dada en función del periodo fundamental de vibración de la estructura y se emplea las siguientes expresiones

$$\begin{aligned} C &= 2.5 && \text{Para } T < T_P \\ C &= 2.5 * \frac{T_P}{T} && \text{Para } T_P < T < T_L \\ C &= 2.5 * \frac{T_P * T_L}{T^2} && \text{Para } T_L < T \end{aligned}$$

■ Factor de uso

La edificación está destinada para fines de comercio local, por lo que según la clasificación de acuerdo a las categorías indicadas en la norma técnica E-030, la edificación del mercado se clasifica como edificación importante (B), y establece el siguiente valor: Factor de uso (U) = 1.3

- **Irregularidades de la edificación** Se verifican las irregularidades en función a los tipos de irregularidades en planta y en altura indicadas en la norma técnica E-030.

Irregularidad en altura:

Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	= 1.00
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	= 1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	= 1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	= 1.00

Irregularidad de Masa o Peso	=	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	=	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	=	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	=	1.00
I_a	=	1.00
<u>Irregularidad en planta:</u>		
Irregularidad Torsional	=	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	=	1.00
Esquinas Entrantes	=	1.00
Discontinuidad del Diafragma	=	1.00
Sistemas no Paralelos	=	1.00
I_p	=	1.00

Cabe indicar que las irregularidades de Rigidez, Resistencia y Torcional se verificarán luego del análisis.

■ Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmica

Según la clasificación del sistema estructural de la norma técnica E-030 el edificio del mercado es de tipo portico ya que el sistema resiente de las fuerzas cortantes esta compuesto únicamente por columnas de concreto armado y le corresponde un valor de:

Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R_0)= 8.0

- **Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmica** El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmica se determina con la siguiente expresión:

$$R = R_0 * I_a * I_p \quad (3.3)$$

en el caso de estudio se tiene $I_a = 1$, $I_p = 1$ y $R_0 = 8$, por lo que el factor de reducción de la fuerza sísmica resulta: $R=8$

3.2.6. Análisis Sísmico Estático Lineal

■ Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante estática en la base de la edificación se determinará en función a los parámetros sísmicos y al peso de la edificación empleando la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R}.P \quad (3.4)$$

Donde: $C/R \geq 0.11$

reemplazando los valores de los parámetros sísmicos y el peso de la edificación se obtiene la fuerza corte para los tres módulos de la edificación:

Parámetros Sísmico	Bloque B	
	Dirección X	Dirección Y
Factor de zona: Z	0.25	0.25
Factor de uso: U	1.30	1.30
Factor de amplif. sísmica: C	2.5	1.47
Factor de suelo: S	1.20	1.20
Factor de reduc. sísmica: R	8.0	8.0
Peso de la edificación: P (tn)	891.91	883.55
Periodo corto: T_p (s)	0.60	0.60
Periodo largo: T_L (s)	2.00	2.00
Periodo: T (s)	0.50	1.02
relacion: C/R	0.31	0.18
Fuerza Cortante: V (tn)	118.74	69.85

■ Distribución de la fuerza sísmica en altura

La fuerza cortante obtenida se distribuirá en cada piso de la edificación, empleando la expresión dada en la norma técnica de edificaciones E-030:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (3.5)$$

En la cual:

$$\alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k}$$

Donde:

n : es el número de pisos del edificio,

P_i : es el peso del nivel " i "

h_i : es la altura del nivel " i " con relación al nivel del terreno

k : exponente que se relaciona con el periodo fundamental

$$= 1.0 \text{ para } T \leq 0.5s$$

$$= 0.75 + 0.5T \leq 2.0 \text{ para } T > 0.5s$$

	Bloque B	
	Dirección X	Dirección Y
	$F_i(Tn)$	$F_i(Tn)$
PISO 1	24.70	12.26
PISO 2	44.70	25.98
PISO 3	49.33	31.60

3.2.7. Análisis Sísmico Dinámico Lineal Espectral

■ Aceleración Espectral

Los valores de la aceleración espectral obtenidos en función al periodo, fueron determinados con los parámetros sísmicos definidos y con la siguiente expresión (Norma técnica E-030):

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (3.6)$$

En la cual al reemplazar los datos, obtenidos en el paso anterior, se determinó la aceleración espectral, que es la misma en las direcciones X y Y, debido a que tienen las mismas propiedades estructurales.

Parámetros	Bloque B	
Sísmico	Dirección X	Dirección Y
Factor de zona: Z	0.25	0.25
Factor de uso: U	1.30	1.30
Factor de amplif. sísmica: C	C(t)	C(t)
Factor de suelo: S	1.20	1.20
Factor de reduc. sísmica: R	8.0	8.0
gravedad: g (m/s ²)	9.81	9.81
<u>Periodo: T (s)</u>	<u>S_a</u>	<u>S_a</u>
0.000	0.1219	0.1219
0.010	0.1219	0.1219
0.020	0.1219	0.1219
0.030	0.1219	0.1219
0.040	0.1219	0.1219
0.050	0.1219	0.1219
0.060	0.1219	0.1219
0.070	0.1219	0.1219
0.080	0.1219	0.1219
0.090	0.1219	0.1219
0.100	0.1219	0.1219
0.200	0.1219	0.1219

0.300	0.1219	0.1219
0.400	0.1219	0.1219
0.500	0.1219	0.1219
0.600	0.1219	0.1219
0.700	0.1045	0.1045
0.800	0.0914	0.0914
0.900	0.0813	0.0813
1.000	0.0731	0.0731
2.000	0.0366	0.0366
3.000	0.0163	0.0163
4.000	0.0091	0.0091
5.000	0.0059	0.0059
6.000	0.0041	0.0041
7.000	0.0030	0.0030
8.000	0.0023	0.0023

Tabla 3.5: Espectros de respuesta sísmica

■ Modelamiento Estructural

Una vez definido todas las variables necesarios para el análisis sísmico se realizó el modelamiento estructural de la edificación con el programa Etaps.

■ Periodos de los Modos de Vibración

Del resultado del modelamiento y análisis se han obtenido el periodo de los siguientes modos de vibración. tabla 3.6

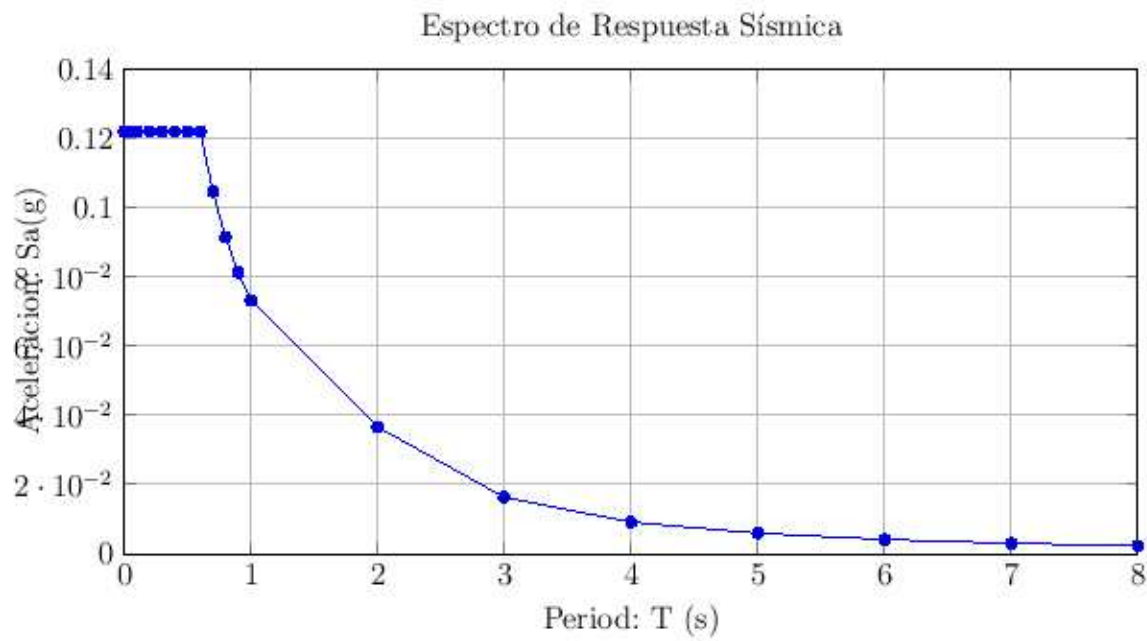


Figura 3.10: Gráfica del espectro sísmico

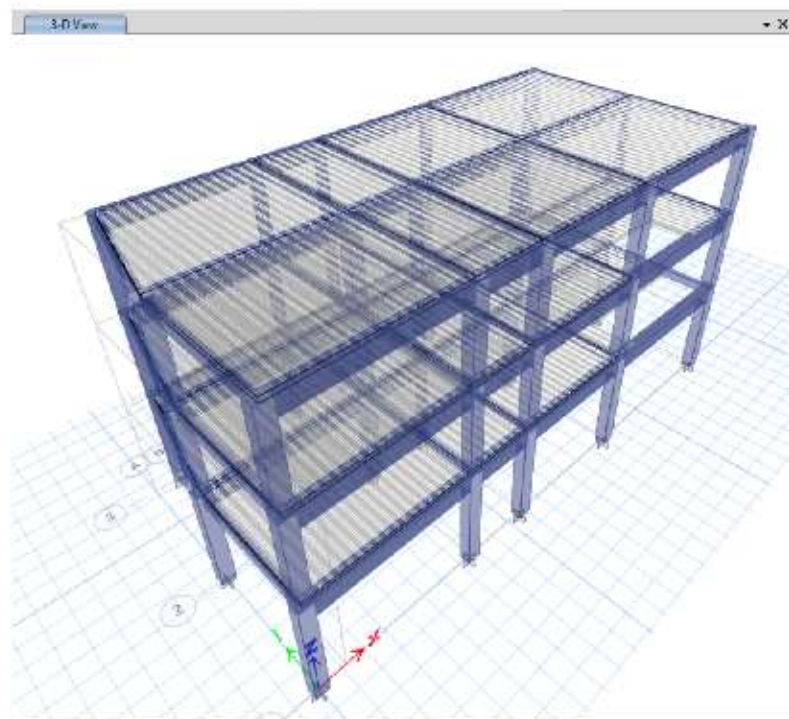


Figura 3.11: Modelamiento Bloque B

■ Control de Cortante Basal Mínima

La norma establece que la fuerza cortante dinámica no podrá ser menor al 80 % de la fuerza cortante estática para estructuras regulares, ni menor del 90 % de la fuerza

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ
▶	Modal	1	1.017	1.014E-05	0.8486	0
	Modal	2	0.88	0.0055	0.0011	0
	Modal	3	0.492	0.824	0	0
	Modal	4	0.288	0	0.1254	0
	Modal	5	0.198	0.0004	0.0001	0
	Modal	6	0.154	0.062	0	0
	Modal	7	0.117	0	0.0246	0
	Modal	8	0.102	0.0002	2.491E-05	0
	Modal	9	0.088	0.0078	0	0
	Modal	10	0.001	0	0	0
	Modal	11	0.001	0	0	0
	Modal	12	0.001	0	0	0

Tabla 3.6: Modos de vibración Bloque B

cortante estática para estructuras irregulares. Tabla 3.7

Descripcion	Bloque B	
	Direccion X	Direccion Y
Cortante Basal Estático (Tn)	118.74	69.85
Cortante Basal Dinámico (Tn)	108.43	60.57
Porcent. (%)	91.31%	86.72%

Tabla 3.7: Fuerza cortante: Estático-Dinámico

Se puede observar que la fuerza cortante dinámica es mayor al 80 % de la fuerza cortante estática, por lo que se cumple esta condición para una estructura regular, que es el caso de la edificación de análisis y no se necesita escalar los resultados.

■ Control Deriva de Piso

De acuerdo a la norma sismo resistente, los desplazamientos elásticos obtenidos con el análisis anterior, se multiplica por $0.75R$ para estructuras regulares, que es el caso del edificio de estudio o por $0.85R$ para estructuras irregulares para obtener los desplazamientos inelásticos. Asimismo, la deriva de piso que es la relación entre el desplazamiento relativo inelástico y la altura del entrepiso, debe ser menor al valor de 0.007 para estructuras aporticadas de concreto según la normativa e-030.

DIRECCION X					
Nivel	Altura (cm)	D_elas. (cm)	D_inel. (cm)	Deriva	Condicion
Piso 1	510	0.44	2.66	0.005	Cumple
Piso 2	425	0.74	4.44	0.004	Cumple
Piso 3	425	0.90	5.39	0.002	Cumple
DIRECCION Y					
Nivel	Altura (cm)	D_elas. (cm)	D_inel. (cm)	Deriva	Condicion
Piso 1	510	0.781	4.69	0.009	No cumple
Piso 2	425	1.693	10.16	0.013	No cumple
Piso 3	425	2.421	14.53	0.010	No cumple

Tabla 3.8: Deriva de Piso Bloque B

Se puede observar en las tablas: 3.8, que la deriva de piso no cumple en la dirección Y, por lo que es necesario reforzar en esta dirección.

■ Control Efecto P-DELTA

Para el control del efecto de segundo orden se empleará la siguiente expresión(FEMA 273):

$$\theta_i = \frac{P_i \cdot \delta_i}{V_i \cdot h e_i} \quad (3.7)$$

Donde:

θ_i = coeficiente de estabilidad para el efecto P-delta global

P_i = sumatoria de los pesos sobre el nivel "i"

δ_i = Desplazamiento relativo de entre piso "i"

V_i = fuerza cortante en el entrepiso "i"

$h e_i$ = altura de entrepiso "i"

En la cual, si $\theta_i < 0.1$, el efecto de segundo orden se desprecia. Si $0.1 < \theta_i$, el análisis de la estructura debe considerar el efecto $P - \Delta$. Si $0.33 < \theta_i < 0.8$, la estructura se considera potencialmente inestable y deberá modificarse el diseño para reducir

las deflexiones laterales calculadas en el piso. Remplazando los datos obteneros el coeficiente de estabilidad, de los tres bloques de la edificación.

DIRECCION X						
Nivel	Pi(Tn)	Vi(Tn)	hi(cm)	δ_i (cm)	Bi	Condicion
Piso 1	356.45	21.75	510.00	2.664	0.075	Despreciar
Piso 2	351.77	44.75	425.00	1.776	0.033	Despreciar
Piso 3	266.68	49.33	425.00	0.954	0.012	Despreciar
DIRECCION Y						
Nivel	Pi(Tn)	Vi(Tn)	hi(cm)	δ_i (cm)	Bi	Condicion
Piso 1	356.45	12.29	510.00	4.686	0.267	Considerar
Piso 2	351.77	26.01	425.00	5.472	0.174	Considerar
Piso 3	266.68	31.60	425.00	4.368	0.087	Despreciar

Tabla 3.10: Efecto de segundo orden, Bloque B

se puede observar en las tablas: 3.10, que en la dirección Y se requiere considerar el efecto $P - \Delta$ en el análisis en caso se haga un reforzamiento estructural.

Los resultados obtenidos indican que, en la dirección Y no cumple con la deriva de piso y asimismo, para una intervención estructural se debe considerar en el análisis el efecto $P - \Delta$, en la misma dirección.

Por otro lado el análisis sísmico dinámico espectral es limitado. El análisis se realiza únicamente para un tipo de movimiento sísmico, cuya deriva de piso de la edificación debe cumplir las limitaciones dadas por las normas respectivas. Sin embargo, no es posible determinar el grado de daño que sufrirá la edificación posterior al movimiento sísmico, tampoco considera el análisis para otros tipos de movimientos sísmicos; lo cual sería necesario para determinar con bastante aproximación el comportamiento “real” de la estructura frente a varios movimientos sísmicos, y con ello tomar decisiones efectivas que impliquen al proyectista como al dueño del proyecto, para el diseño y la construcción de las edificaciones.

No obstante, existe un método análisis y diseño basado en el desempeño sísmico de la edificación, que considera lo mencionado anteriormente, y es el método que se

aplicará, para el estudio del comportamiento sísmico de la edificación, en el siguiente capítulo

3.3. Análisis sísmico por desempeño

El análisis del desempeño sísmico se efectuará en base al diseño estructural de la edificación, conforme a los planos de ejecución que se han recabados durante la etapa de recopilación de datos; es decir para el análisis se emplearán las medidas, la cantidad y distribución de acero en los elementos estructurales construidos en obra.

Para el análisis del desempeño sísmico de la edificación se empleará la metodología del espectro de capacidad, lo cual está descrito en el documento ATC-40, y con mejoras descritas en el documento FEMA 440.

Es importante señalar que previo a la aplicación del método de espectro de capacidad, se requiere la obtención de la curva de capacidad y para ello se empleará el método de análisis no lineal llamado "Pushover" el cual está implementado en el programa Etaps.

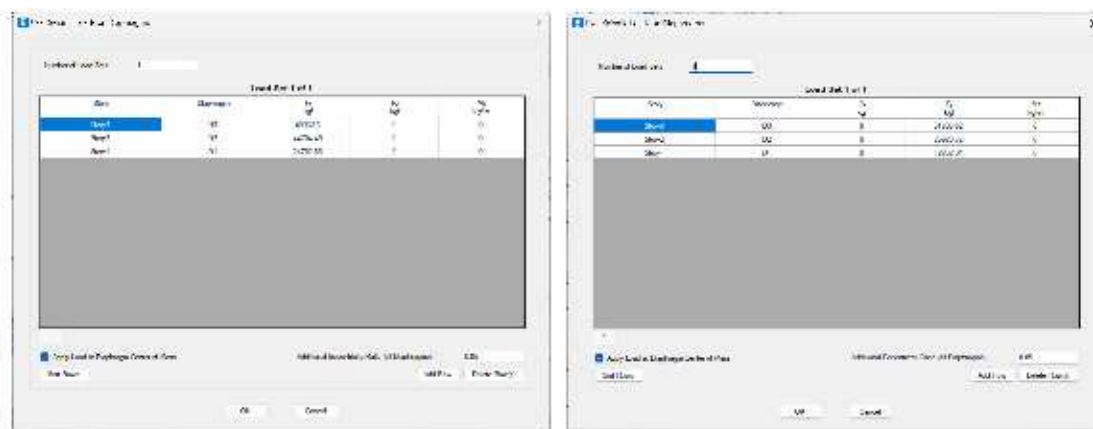
Por otro lado, el proceso de análisis del desempeño sísmico de la edificación se realizará para el bloque "B" siendo similares para los demás bloques de la edificación, y para ello los procesos a seguir son los siguientes:

3.3.1. Definición de las cargas iniciales de empuje

Las cargas iniciales de empuje se determinó con las expresiones para la distribución de la fuerza sísmica en altura dadas en la norma E-030, aunque existe otros procedimientos convencionales. Los valores de las fuerzas de empuje son los mostrados en la fig. 3.12

3.3.2. Definición del caso de carga para el análisis no lineal

El caso de carga no lineal será definido con la carga inicial de empuje, con una carga de gravedad no lineal y con los parámetros mostrados en la siguiente figura 3.13.



(a) Dirección X

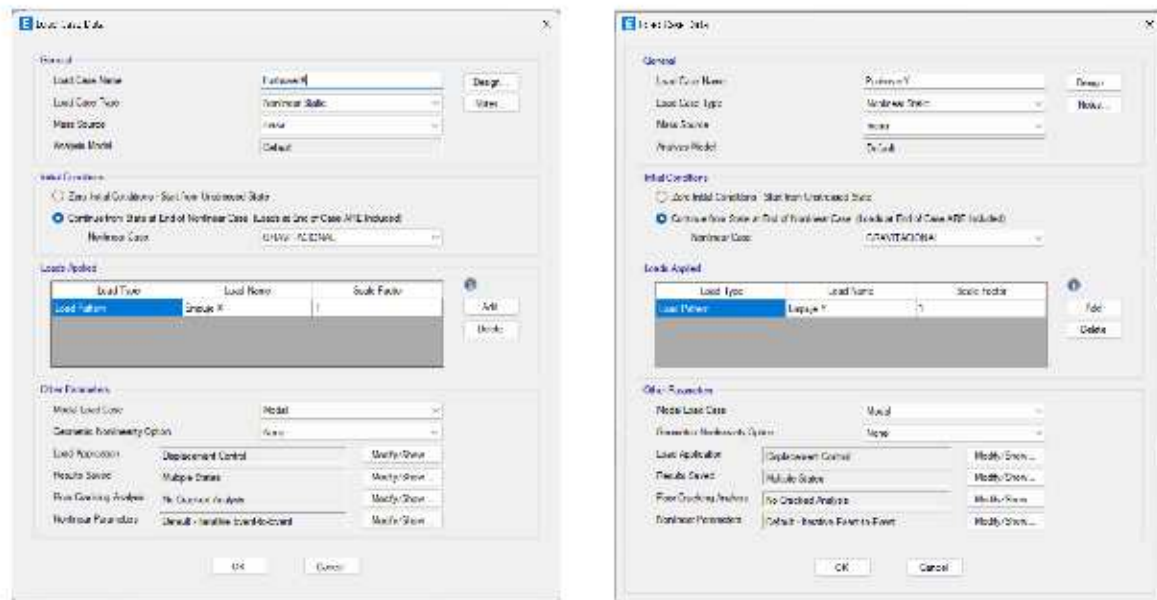
(b) Dirección Y

Figura 3.12: Fuerzas de empuje bloque B

3.3.3. Definición y asignación de rótulas plásticas

Para la definición de las rótulas plásticas se emplearon los modelos de rotulas plasticas determinadas en las tablas 9-6 y 9-7 de la normativa ATC-40, las mismas que están implementadas en el programa etaps y que se asigna a los elementos estructurales mediante la propiedad automatica

En las vigas y columnas se asignará una rótulas plásticas en cada extremo y por cada dirección como se muestran en las figuras.3.14, 3.15 y 3.16.



(a) Dirección X

(b) Dirección y

Figura 3.13: Caso de carga no lineal "Pushover", Bloque B

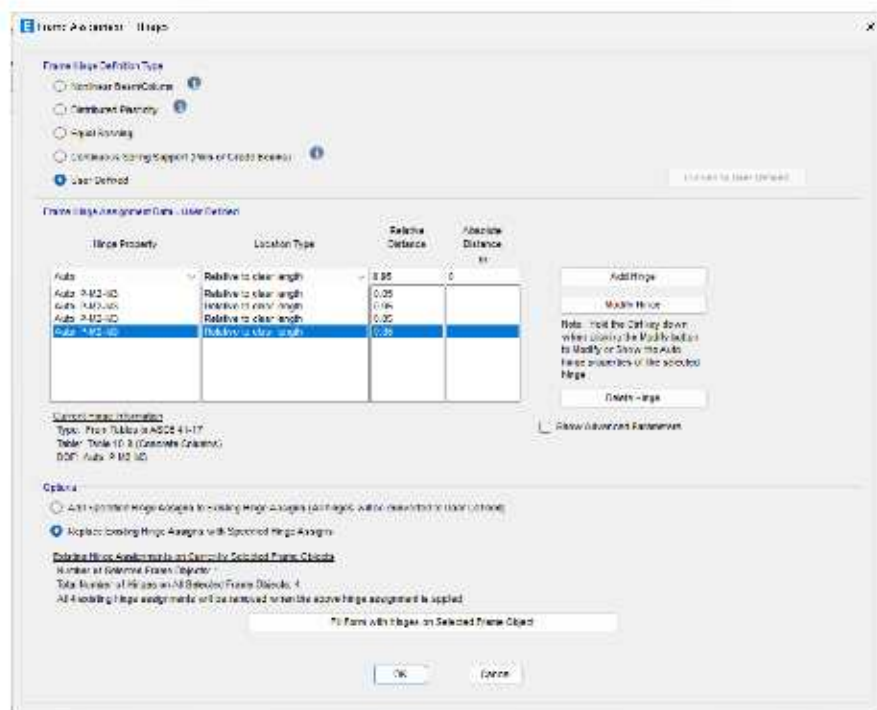


Figura 3.14: Asignación rótula plástica en vigas

3.3.4. Curva de capacidad de las estructuras

Una vez definido y asignado las rótulas plásticas, se ejecuta el análisis estructural y se obtiene la curva de capacidad de la estructura en cada dirección. figura: 3.17 y 3.18

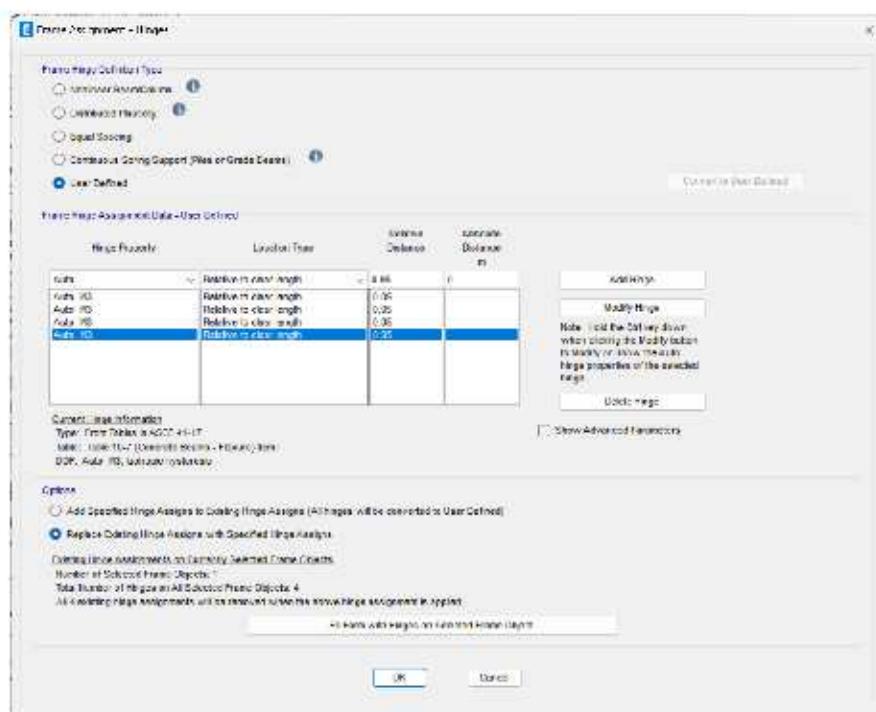


Figura 3.15: Asignación rótula plástica en columnas

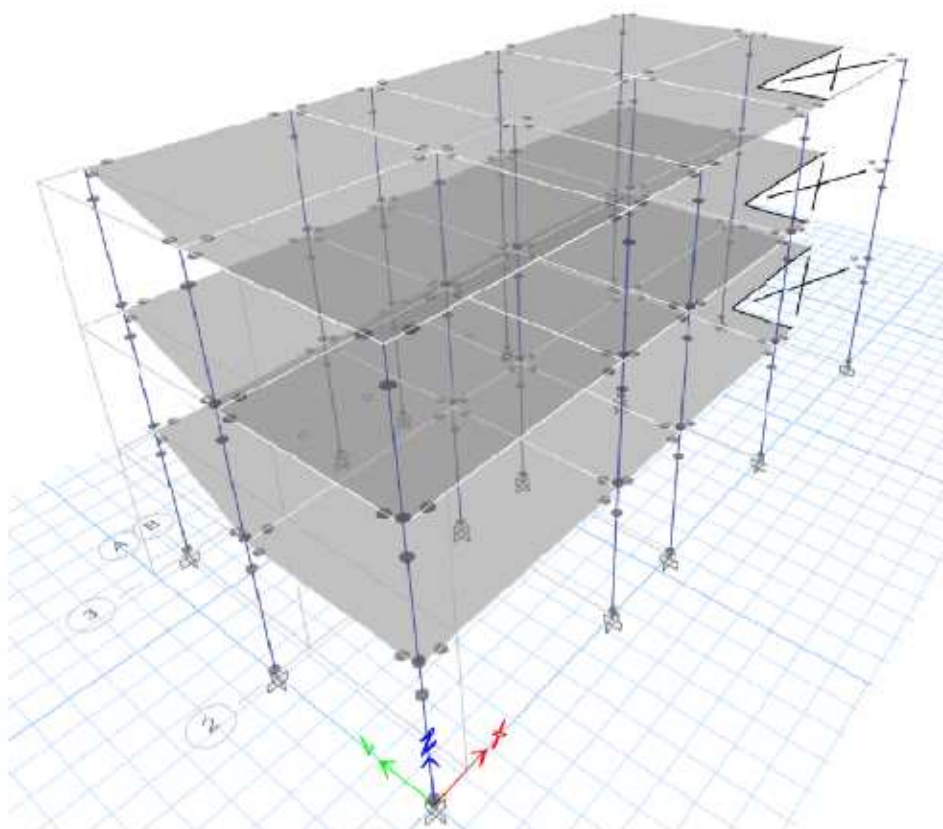


Figura 3.16: Representación visual de las rotulas plasticas

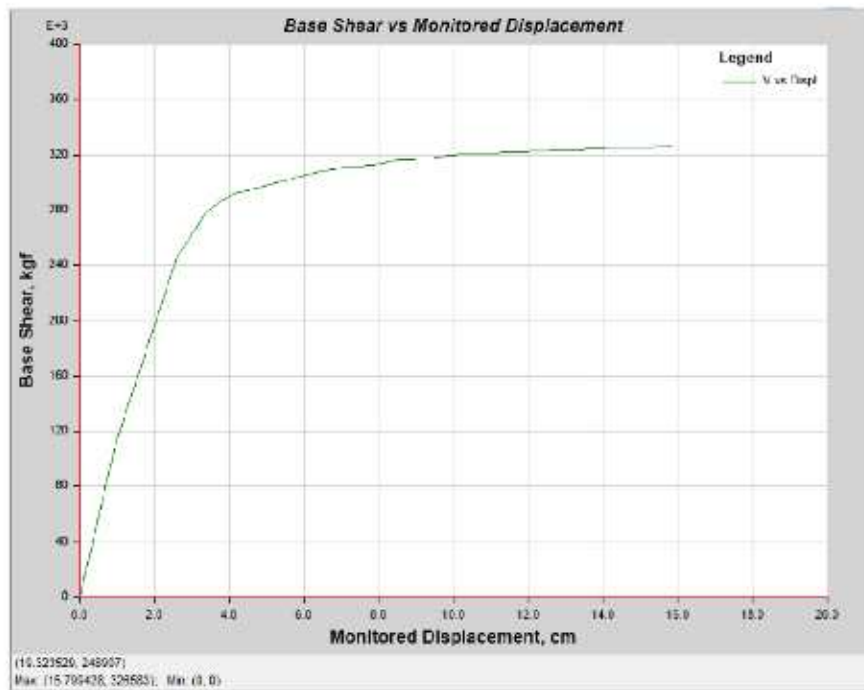


Figura 3.17: Curva de capacidad, dirección X

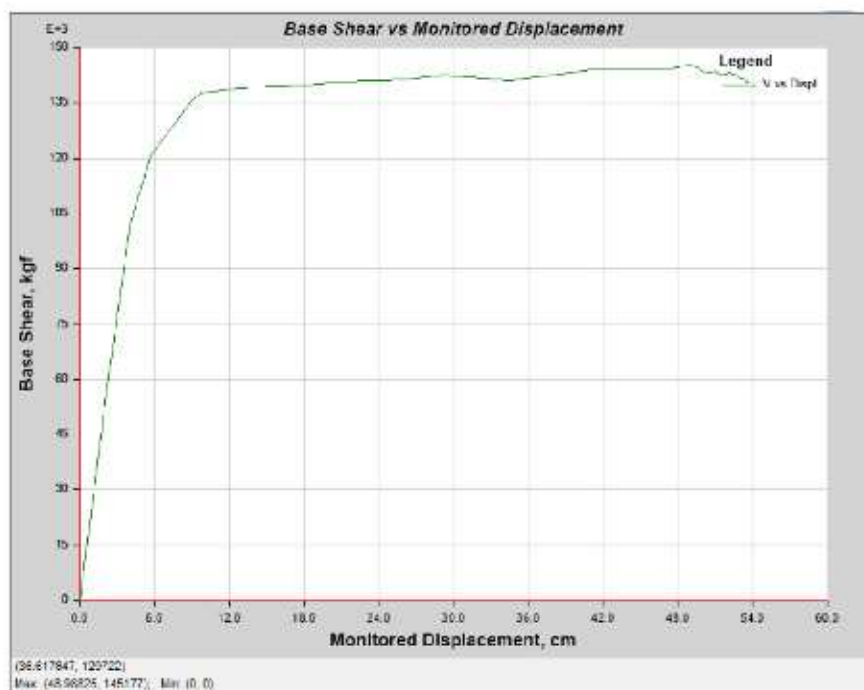


Figura 3.18: Curva de capacidad, dirección Y

La curva de capacidad se puede descarga en formato xls del programa etaps los cuales se muestraran en la tabla 3.11.

Dirección X	Dirección Y
-------------	-------------

$\Delta(cm)$	$V(Kg)$	$\Delta(cm)$	$V(Kg)$
0.00	0.00	0.00	0.00
0.94	109,593.25	2.19	58,388.75
2.59	245,910.38	4.06	102,393.12
3.38	278,294.37	5.76	120,746.46
3.81	287,812.21	8.90	135,236.73
4.14	291,730.34	9.67	137,141.10
6.14	306,392.50	10.08	137,652.76
8.55	316,422.85	12.80	138,676.15
9.44	317,268.22	15.52	139,342.58
9.74	318,754.94	18.24	139,649.15
10.50	320,915.03	20.96	140,508.38
10.83	321,208.48	23.68	140,966.38
11.31	322,097.97	26.40	141,021.78
11.40	322,156.16	29.12	142,444.16
20.01	330,354.81	34.56	140,836.09
20.03	330,358.39	40.00	143,272.07
20.07	330,413.20	41.36	144,127.95
20.07	330,411.66	46.80	143,678.29
20.09	330,417.54	48.97	144,931.06
20.10	330,434.00	49.39	144,582.97
20.11	330,437.84	50.04	143,237.03
20.13	330,453.73	50.54	142,960.01
20.14	330,461.76	51.65	143,958.45

20.15	330,475.54	51.65	143,658.71
20.16	330,481.91	52.03	142,529.22
20.18	330,498.61	52.10	142,479.26
20.19	330,501.15	52.82	141,606.73
20.22	330,503.90	52.94	141,269.87
20.24	330,546.53	53.30	140,881.55
20.27	330,546.47	53.37	140,767.67
20.30	330,588.21	53.47	140,278.13

Tabla 3.11: Coordenadas de la curva de capacidad

A partir de aquí los diversos métodos de análisis estático no lineal existentes se diversifican para determinar el desplazamiento máximo de la edificación. En la presente investigación se aplicará el método del espectro de capacidad, con los procedimientos de cálculo que a continuación se detalla.

3.3.5. Método del Espectro de Capacidad

• Espectro de capacidad

la curva de demanda obtenido en el paso anterior, se transformará en espectro de capacidad con las ecuaciones desarrolladas en la sección de marco teórico del presente trabajo de investigación. El espectro de capacidad resultante en coordenadas de desplazamiento espectral S_d y aceleración espectral S_a , se muestra en la siguiente, tabla 3.12 y figura:3.19, 3.20.

Dirección X		Dirección Y	
Sd (cm)	Sa(g)	Sd (cm)	Sa(g)

0.000	0.000	0.000	0.000
0.802	0.119	1.865	0.063
2.203	0.266	3.455	0.111
2.874	0.301	4.898	0.131
3.245	0.311	7.571	0.146
3.524	0.316	8.231	0.148
5.224	0.331	8.580	0.149
7.272	0.342	10.894	0.150
8.032	0.343	13.208	0.151
8.289	0.345	15.523	0.151
8.933	0.347	17.837	0.152
9.213	0.347	20.152	0.152
9.627	0.348	22.466	0.153
9.697	0.348	24.780	0.154
9.766	0.349	29.409	0.152
9.784	0.349	34.038	0.155
9.852	0.349	35.195	0.156
9.922	0.349	39.824	0.155
9.991	0.349	41.669	0.157
10.130	0.349	42.024	0.156
10.407	0.349	42.576	0.155
15.235	0.355	43.000	0.155
15.506	0.356	43.946	0.156
15.686	0.356	43.947	0.155

15.867	0.356	44.274	0.154
16.047	0.356	44.330	0.154
16.227	0.356	44.940	0.153
16.272	0.357	45.049	0.153
16.363	0.357	45.351	0.152
16.453	0.357	45.409	0.152
16.927	0.357	45.493	0.152

Tabla 3.12: Coordenadas del Espectro de Capacidad

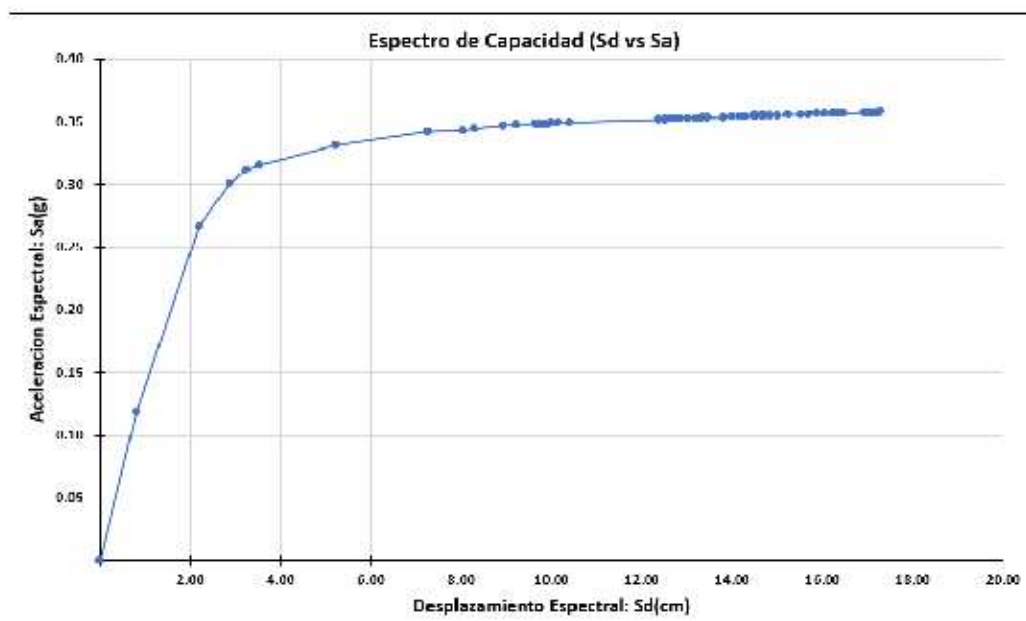


Figura 3.19: Espectro de capacidad, Dirección X

• Espectro de demanda

los sismos obtenidos con la siguiente expresión:

$$\text{Frecuente} : Sa = fa * (ZUCS/3) \quad fa = 1.04$$

$$\text{Ocasional} : Sa = 1.4(fa * (ZUCS/3))$$

$$\text{Raro} : Sa = ZUCS$$

$$\text{Muy raro} : Sa = 1.3 * (ZUCS)$$

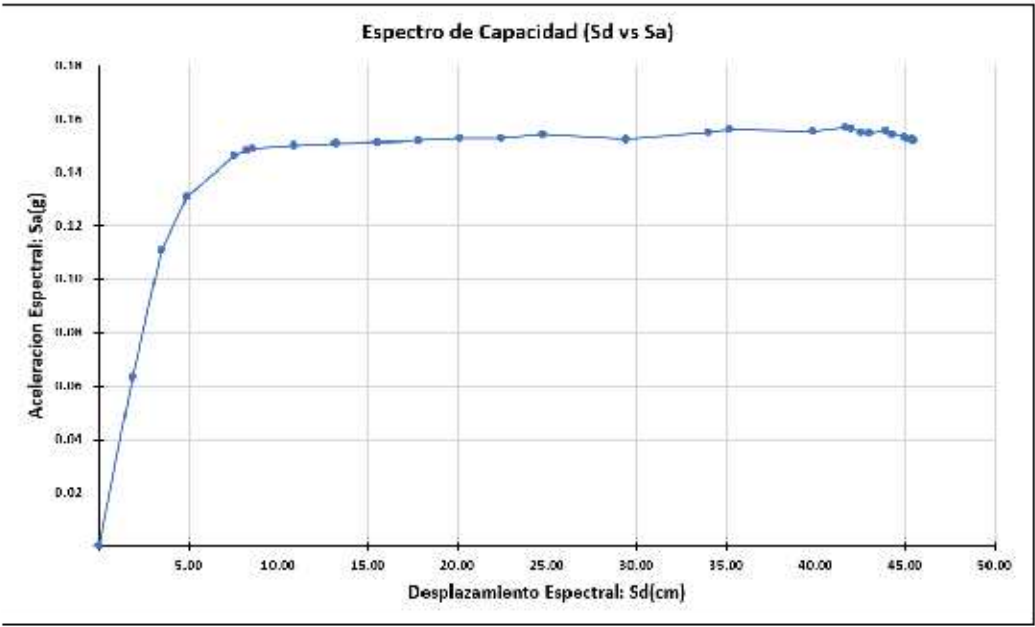


Figura 3.20: Espectro de capacidad, Dirección Y

son convertidos en espectro de demanda, tabla 3.13 y figura 3.21, para ello unicamente se transforma la cordenada de periodo en cordenada de desplazamiento con la siguiente expresión: $S_d = (T^2/(4\pi^2)).S_a$

Desplaz. Sd (cm)	Acelearación			
	S. Frecuente Sa(g)	S. Ocacional Sa(g)	S. Raro Sa(g)	S. Muy raro Sa(g)
0.000	0.337	0.472	0.975	1.268
0.002	0.337	0.472	0.975	1.268
0.010	0.337	0.472	0.975	1.268
0.022	0.337	0.472	0.975	1.268
0.039	0.337	0.472	0.975	1.268
0.061	0.337	0.472	0.975	1.268
0.087	0.337	0.472	0.975	1.268
0.119	0.337	0.472	0.975	1.268

0.155	0.337	0.472	0.975	1.268
0.196	0.337	0.472	0.975	1.268
0.242	0.337	0.472	0.975	1.268
0.969	0.337	0.472	0.975	1.268
2.181	0.337	0.472	0.975	1.268
3.876	0.337	0.472	0.975	1.268
6.057	0.337	0.472	0.975	1.268
8.722	0.337	0.472	0.975	1.268
10.176	0.289	0.405	0.836	1.086
11.629	0.253	0.354	0.731	0.951
13.083	0.225	0.315	0.650	0.845
14.537	0.202	0.283	0.585	0.761
15.990	0.184	0.257	0.532	0.691
17.444	0.169	0.236	0.488	0.634
18.898	0.156	0.218	0.450	0.585
20.351	0.144	0.202	0.418	0.543
21.805	0.135	0.189	0.390	0.507
23.259	0.126	0.177	0.366	0.475
24.712	0.119	0.167	0.344	0.447
26.166	0.112	0.157	0.325	0.423
27.620	0.106	0.149	0.308	0.400
29.073	0.101	0.142	0.293	0.380

Tabla 3.13: Cordenadas del espectro de demanda

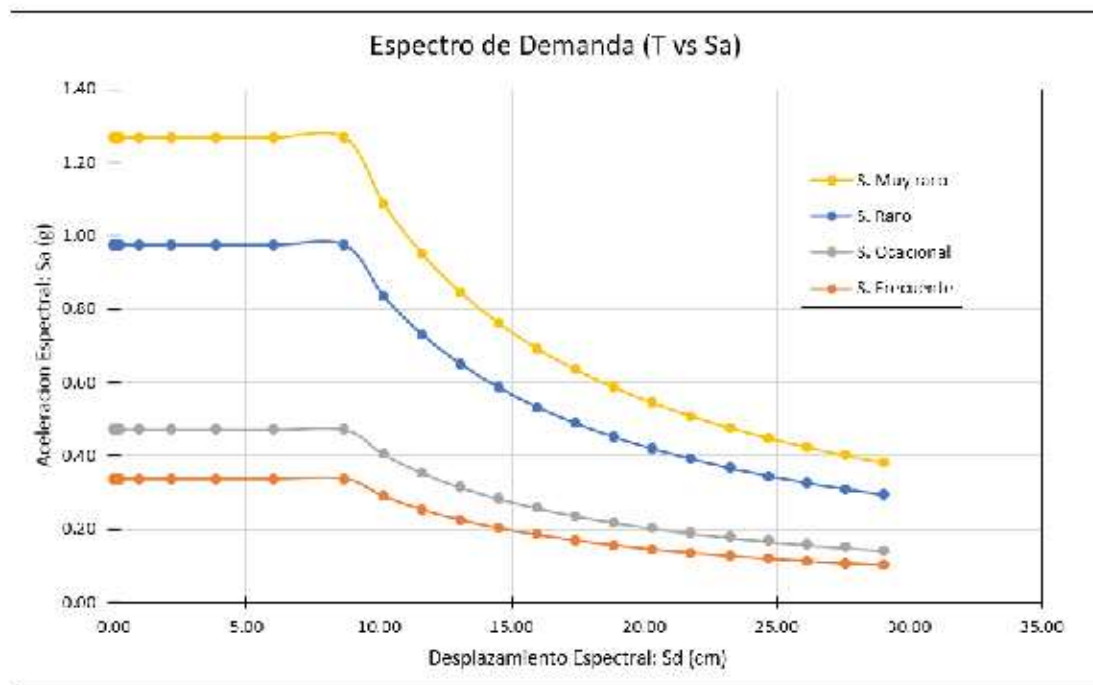


Figura 3.21: Representación gráfica del espectro de demanda

los espectros de demanda en las direcciones X e Y, son iguales en este caso de estudio.

• Punto de desempeño

Se empleó el procedimiento de cálculo dado en el documento FEMA 440, en la cual se propone mejoras echa a la metodología del espectro de capacidad propuesta en el documento ATC-40.

Para iniciar se requiere un punto de prueba para ello se puede emplear el método de igual desplazamiento o culaquier otro punto elegido a criterio del ingeniero.

con el punto de prueba elegido se prosige con los cálculos correspondientes de los demas valores y se repite de manera de manera iterativa, hasta cumplir con una tolerancia epecificada con respecto al desplazamiento espectral.

Por lo que, luego de haber efectuado el procedimiento de cálculo correspondiente, se ha determinado los puntos de desempeño de la estructura de cada movimiento sísmico y en cada dirección:

Sismo FrecuenteDirección X**Recta de Rigidez Elástica (x,y)**

0.00 0.00
2.20 0.34

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

2.20 0.34
2.20 0.00

Punto de Prueba (dpi,api)

dpi api
2.75 0.30

Curva Bilineal (x,y)

0.00 0.00
1.30 0.19
2.75 0.30

Punto de Fluencia (dy,ay)

dy ay
1.30 0.19

Parámetros de Cálculo

α = 0.52
 μ = 2.12
 T_0 = 0.53

Periodo Efectivo

T_{eff} = 0.63

Amortiguamiento Efectivo

$B_{(eff)}$ = 9.57

Factor de Corrección (B)

B = 1.20

Recta de Periodo Efectivo (x,y)

0.00 0.00
4.00 0.40

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

2.79 0.30
2.79 0.00

Punto de Intersección (pi,ai)

di ai
2.79 0.30

Tolerancia

$0.95(dpi) < di < 1.05(dpi)$

$0.95(dpi)$ 2.61

$1.05(dpi)$ 2.89

d_{li} **OK**

Punto de Desempeño

$d_i(cm)$ = 2.79

$a_i(g)$ = 0.30

Desplazamiento Máximo

D (cm) = 3.28

Fuerza Cortante Basal

V(kg) = 272,701.97

Periodo de vibración

T(s) = 0.62

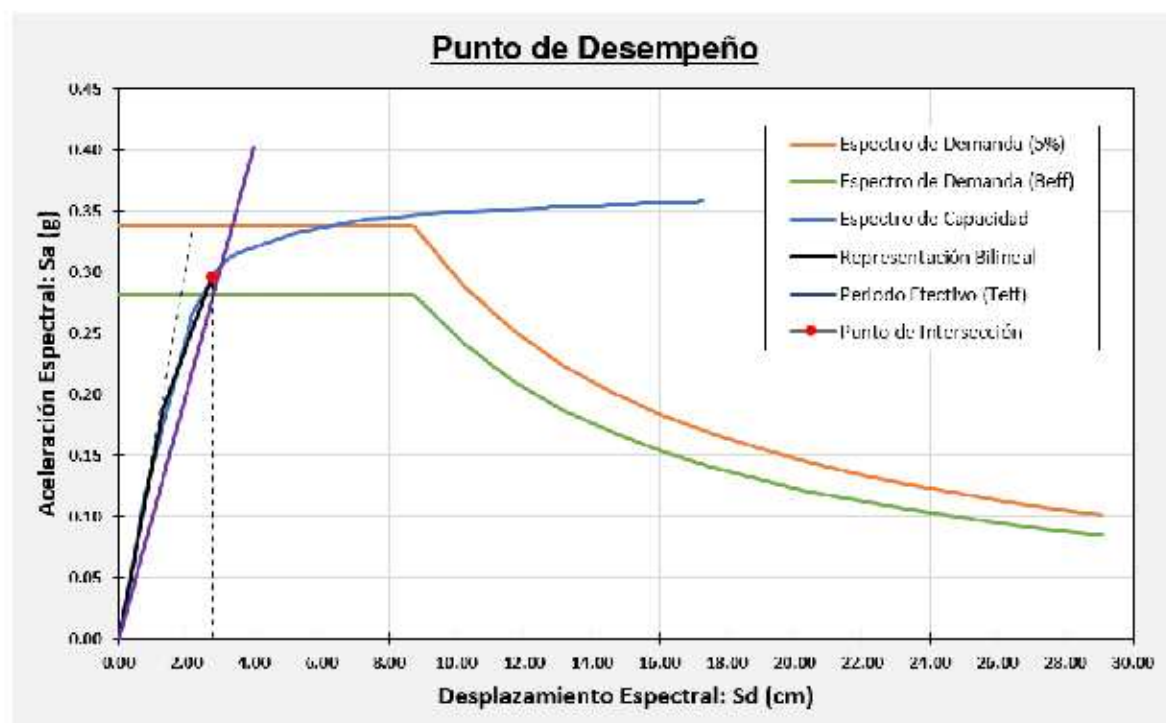


Figura 3.22: Punto de desempeño, Dirección X

Dirección Y**Recta de Rigidez Elástica (x,y)**

0.00 0.00
8.70 0.34

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

8.70 0.34
8.70 0.00

Punto de Prueba (dpi,api)

dpi api
12.15 0.15

Curva Bilineal (x,y)

0.00 0.00
2.70 0.10
12.15 0.15

Punto de Fluencia (dy, ay)

dy ay
2.70 0.10

Parámetros de Cálculo

α = 0.13
 μ = 4.50
 T_0 = 1.03

Periodo Efectivo

T_{eff} = 1.79

Amortiguamiento Efectivo

$B(ell)$ = 20.12

Factor de Corrección (B)

B = 1.54

Recta de Periodo Efectivo (x,y)

0.00 0.00
16.00 0.20

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

12.36 0.16
12.36 0.00

Punto de Intersección (pi,ai)

di ai
12.36 0.15

Tolerancia

$0.95(dpi) < di < 1.05(dpi)$
 $0.95(dpi)$ 11.54
 $1.05(dpi)$ 12.76
 di **OK**

Punto de Desempeño

$d_i(\text{cm})$ = 12.36
 $a_i(g)$ = 0.15

Desplazamiento Máximo

$D(\text{cm})$ = 14.53

Fuerza Cortante Basal

$V(\text{kg})$ = 137,737.60

Periodo de vibración

$T(s)$ = 1.83

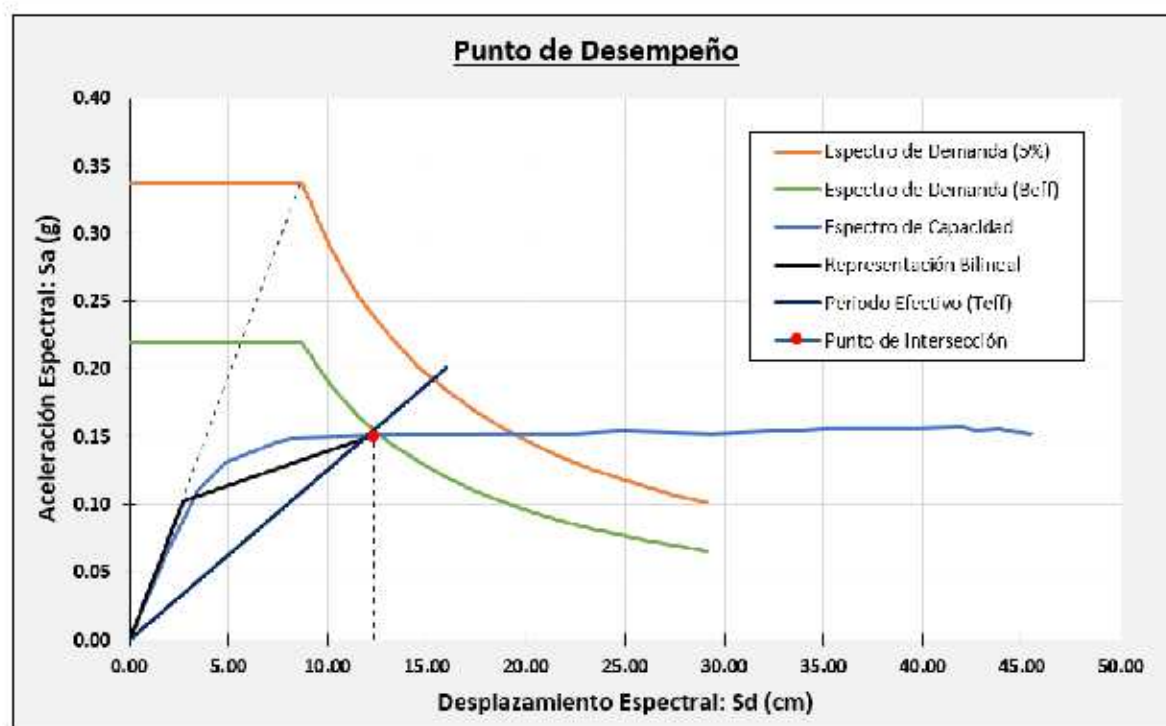


Figura 3.23: Punto de desempeño, Dirección Y

Sismo Ocasional

Dirección X

Recta de Rigidez Elástica (x,y)		Periodo Efectivo		Punto de Desempeño	
0.00	0.00	T_{eff}	0.93	$d_i(\text{cm})$	6.55
3.00	0.47	Amortiguamiento Efectivo		$a_i(g)$	0.34
Línea Aux. de Intersecc. (x,y)		$B(efl)$	= 20.26	Desplazamiento Máximo	
3.00	0.47	Factor de Corrección (B)		$D(\text{cm})$	= 7.70
3.00	0.00	B	= 1.54	Fuerza Cortante Basal	
Punto de Prueba (dpi,api)		Recta de Periodo Efectivo (x,y)		$V(\text{kg})$	314,300.57
d_{pi}	a_{pi}	0.00	0.00	Periodo de vibración	
6.40	0.34	17.00	0.80	$T(s)$	= 0.88
Curva Bilineal (x,y)		Línea Aux. de Intersecc. (x,y)			
0.00	0.00	6.55	0.34		
1.30	0.20	6.55	0.00		
6.40	0.34	Punto de Intersección (pi,ai)			
Punto de Fluencia (dy,ay)		d_i	a_i		
d_y	a_y	6.55	0.34		
1.30	0.20	Tolerancia			
Parámetros de Cálculo		$0.95(d_{pi}) < d_i < 1.05(d_{pi})$			
α	= 0.19	$0.95(d_{pi})$	6.08		
μ	4.92	$1.05(d_{pi})$	6.72		
I_o	0.52	d_i	OK		

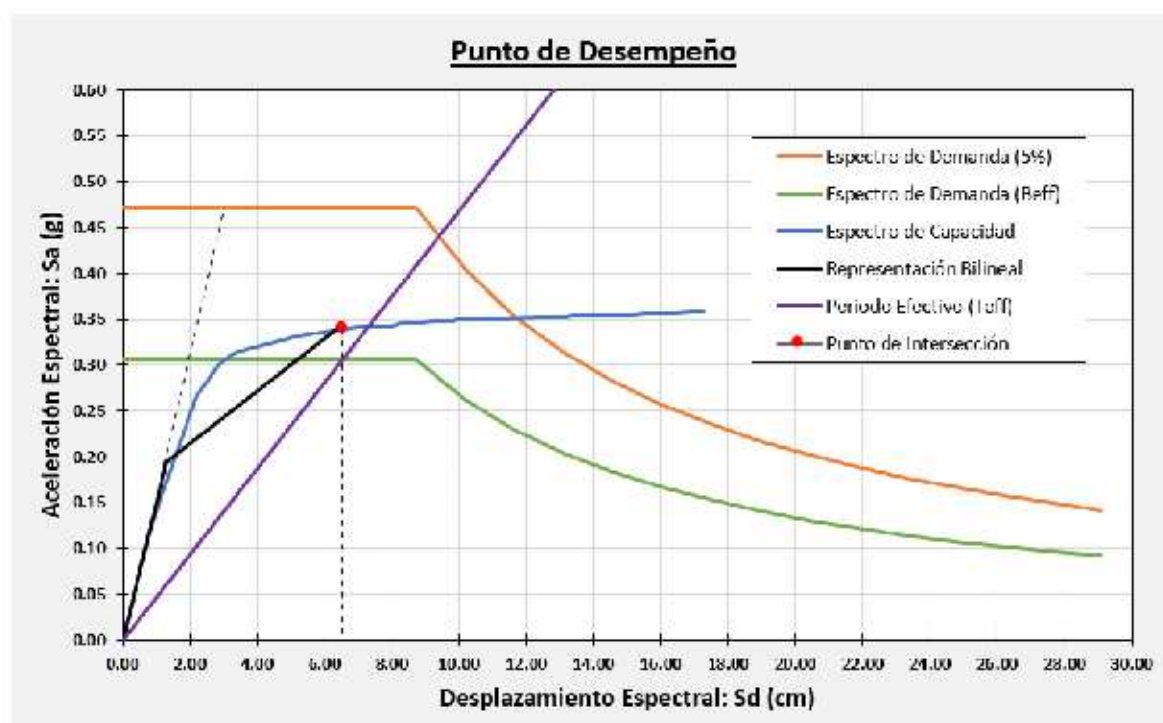


Figura 3.24: Punto de desempeño, Dirección X

Dirección Y**Recta de Rigidez Elástica (x,y)**

0.00 0.00
10.60 0.39

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

10.60 0.39
10.60 0.00

Punto de Prueba (dpi,api)

dpi api
15.00 0.15

Curva Bilineal (x,y)

0.00 0.00
3.80 0.14
15.00 0.15

Punto de Fluencia (dy, ay)

dy ay
3.80 0.14

Parámetros de Cálculo

α = 0.04
 μ = 3.95
 T_0 = 1.06

Periodo Efectivo

T_{eff} = 1.88

Amortiguamiento Efectivo

$B(eff)$ = 19.40

Factor de Corrección (B)

B = 1.52

Recta de Periodo Efectivo (x,y)

0.00 0.00
26.00 0.32

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

15.40 0.18
15.40 0.00

Punto de Intersección (pi,ai)

di ai
15.40 0.15

Tolerancia

$0.95(dpi) < di < 1.05(dpi)$

$0.95(dpi)$ 14.25

$1.05(dpi)$ 15.75

di **OK**

Punto de Desempeño

$d_i(cm)$ = 15.40

$a_i(g)$ = 0.15

Desplazamiento Máximo

$\bar{D}(cm)$ = 18.10

Fuerza Cortante Basal

$V(kg)$ 138,662.02

Periodo de vibración

$T(s)$ = 2.03

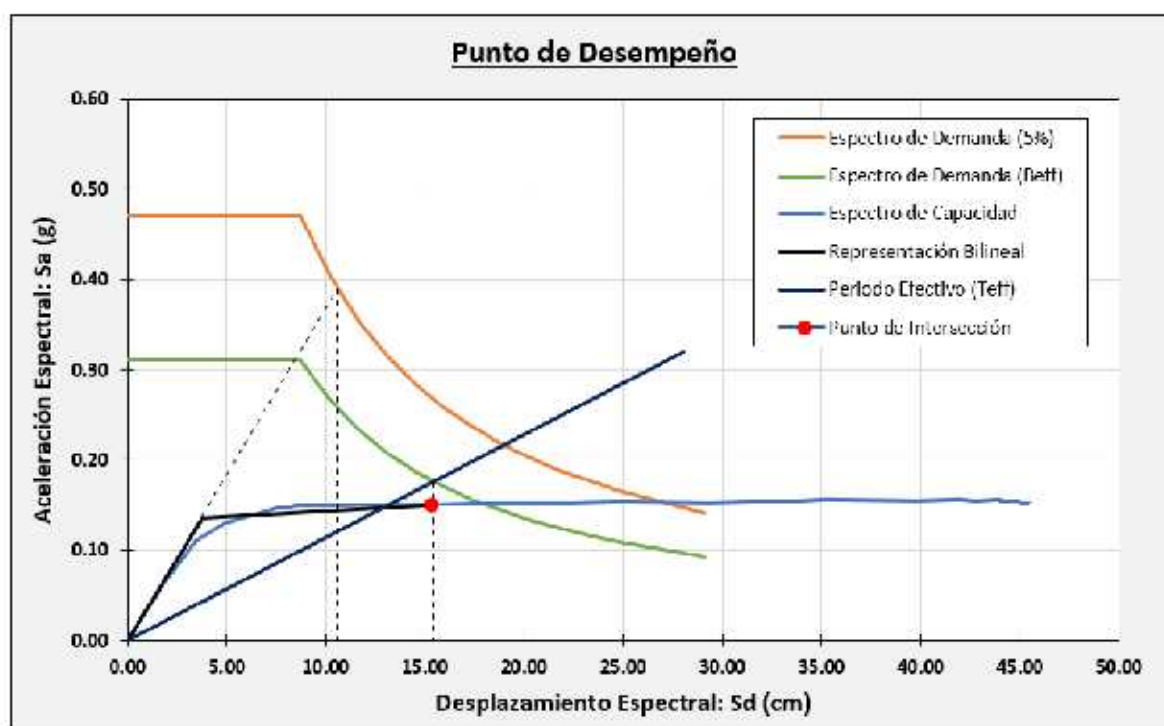


Figura 3.25: Punto de desempeño, Dirección Y

Sismo Raro

Dirección X

Recta de Rigidez Elástica (x,y)

0.00	0.00
7.00	0.98

Linea Aux. de Intersecc. (x,y)

7.00	0.98
7.00	0.00

Punto de Prueba (dpi,api)

dpi	api
11.50	0.35

Curva Bilineal (x,y)

0.00	0.00
2.20	0.29
11.50	0.35

Punto de Fluencia (dy,ay)

dy	ay
2.20	0.29

Parámetros de Cálculo

α	=	0.05
μ	=	5.23
T_0	=	0.55

Periodo Efectivo

$$T_{eff} = 1.01$$

Amortiguamiento Efectivo

$$B(eff) = 20.35$$

Factor de Corrección (B)

$$\beta = 1.55$$

Recta de Periodo Efectivo (x,y)

0.00	0.00
17.00	0.67

Linea Aux. de Intersecc. (x,y)

11.85	0.46
11.85	0.00

Punto de Intersección (pi,ai)

di	ai
11.85	0.35

Tolerancia

$$0.95(dpi) < di < 1.05(dpi)$$

$$0.95(dpi) = 10.93$$

$$1.05(dpi) = 12.08$$

$$di = \text{OK}$$

Punto de Desempeño

$$d_i(\text{cm}) = 11.85$$

$$a_i(\text{g}) = 0.35$$

Desplazamiento Máximo

$$D(\text{cm}) = 13.93$$

Fuerza Cortante Basal

$$V(\text{kg}) = 323,544.70$$

Periodo de vibración

$$T(\text{s}) = 1.17$$

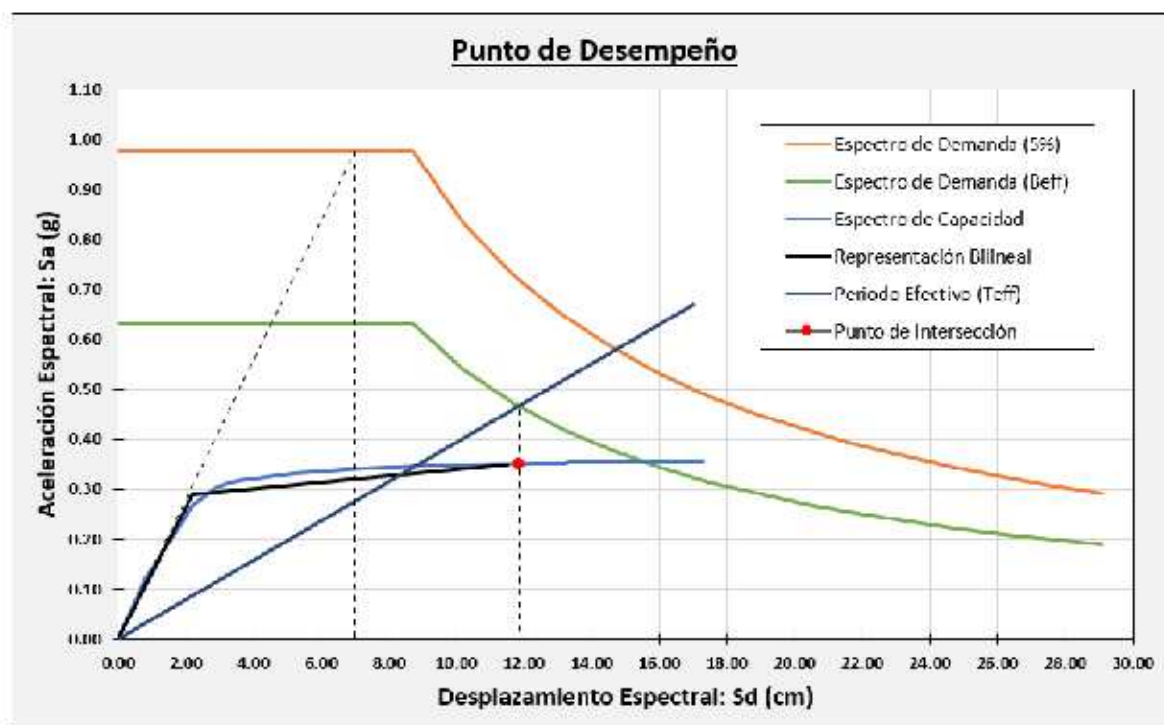


Figura 3.26: Punto de desempeño, Dirección X

Dirección Y

Recta de Rigidez Elastica (x,y)		Periodo Efectivo		Punto de Desempeño	
0.00	0.00	Toff	= 2.11	di(cm)	= 24.70
15.50	0.55	Amortiguamiento Efectivo		ai(g)	= 0.15
Línea Aux. de Intersecc. (x,y)		B(eff)	20.73	Desplazamiento Máximo	
15.50	0.55	Factor de Corrección (B)		D (cm)	= 29.03
15.50	0.00	B	= 1.56	Fuerza Cortante Basal	
Punto de Prueba (dpi,api)		Recta de Periodo Efectivo (x,y)		V(kg)	= 142,359.67
dpi	api	Línea Aux. de Intersecc. (x,y)		Periodo de vibración	
24.40	0.15	0.00	0.00	I (s)	= 2.54
Curva Bilineal (x,y)		32.00	0.29		
0.00	0.00	Punto de Intersección (pi,ai)			
3.80	0.14	di	ai		
24.40	0.15	24.70	0.15		
Punto de Fluencia (dy, ay)		Tolerancia			
dy	ay	0.95(dpi) < di < 1.05(dpi)			
3.80	0.14	0.95(dpi)	23.18		
Parámetros de Cálculo		1.05(dpi)	25.62		
α	= 0.02	di	OK		
μ	= 6.42				
To	= 1.06				

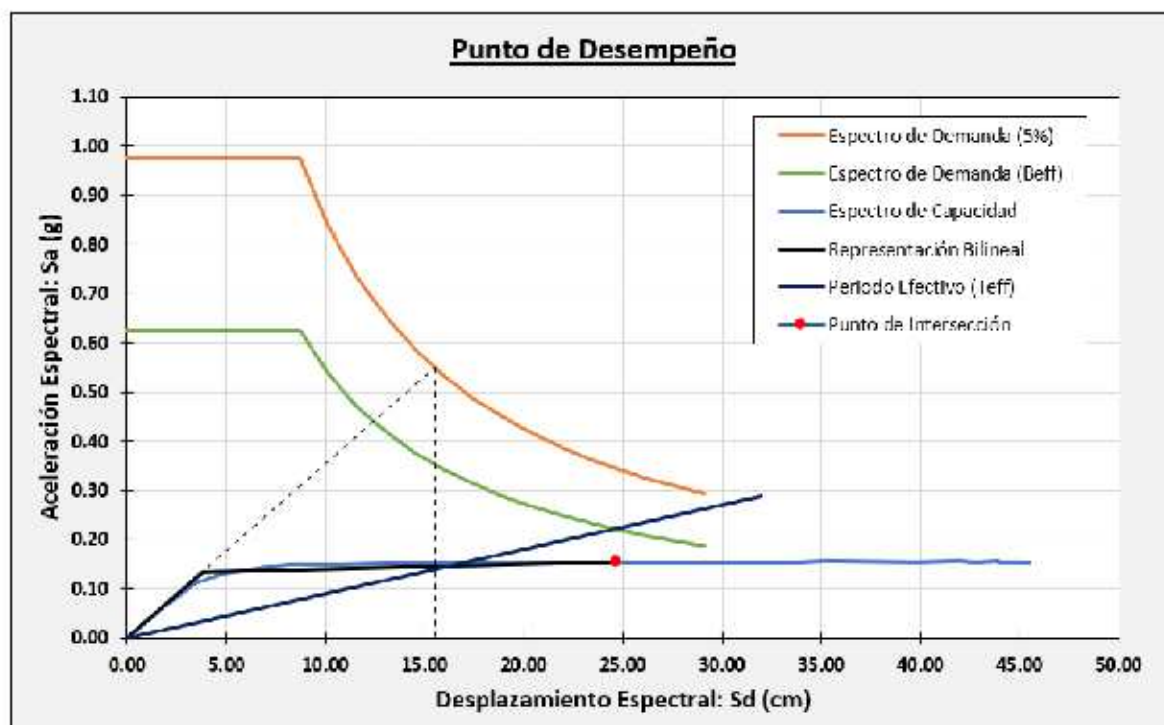


Figura 3.27: Punto de desempeño, Dirección Y

Sismo Muy RaroDirección X**Recta de Rigidez Elástica (x,y)**

0.00 0.00
8.50 1.26

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

8.50 1.26
8.50 0.00

Punto de Prueba (dpi,api)

dpi **api**
13.50 0.35

Curva Bilineal (x,y)

0.00 0.00
2.10 0.30
13.50 0.35

Punto de Fluencia (dy,ay)

dy **ay**
2.10 0.30

Parámetros de Cálculo

α = 0.03
 μ = 8.43
 I_o 0.53

Período Efectivo

T_{eff} 1.05

Amortiguamiento Efectivo

$B(II)$ = 20.74

Factor de Corrección (B)

B = 1.56

Recta de Período Efectivo (x,y)

0.00 0.00
17.00 0.62

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

14.00 0.51
14.00 0.00

Punto de Intersección (pl,al)

dl **al**
14.00 0.35

Tolerancia

$0.95(dpi) < dl < 1.05(dpi)$

$0.95(dpi)$ 12.83

$1.05(dpi)$ 14.18

dl **OK**

Punto de Desempeño

$d_i(\text{cm})$ 14.00

$a_i(g)$ 0.35

Desplazamiento Máximo

$D(\text{cm})$ = 16.45

Fuerza Cortante Basal

$V(\text{kg})$ 323,544.70

Período de vibración

$T(s)$ = 1.27

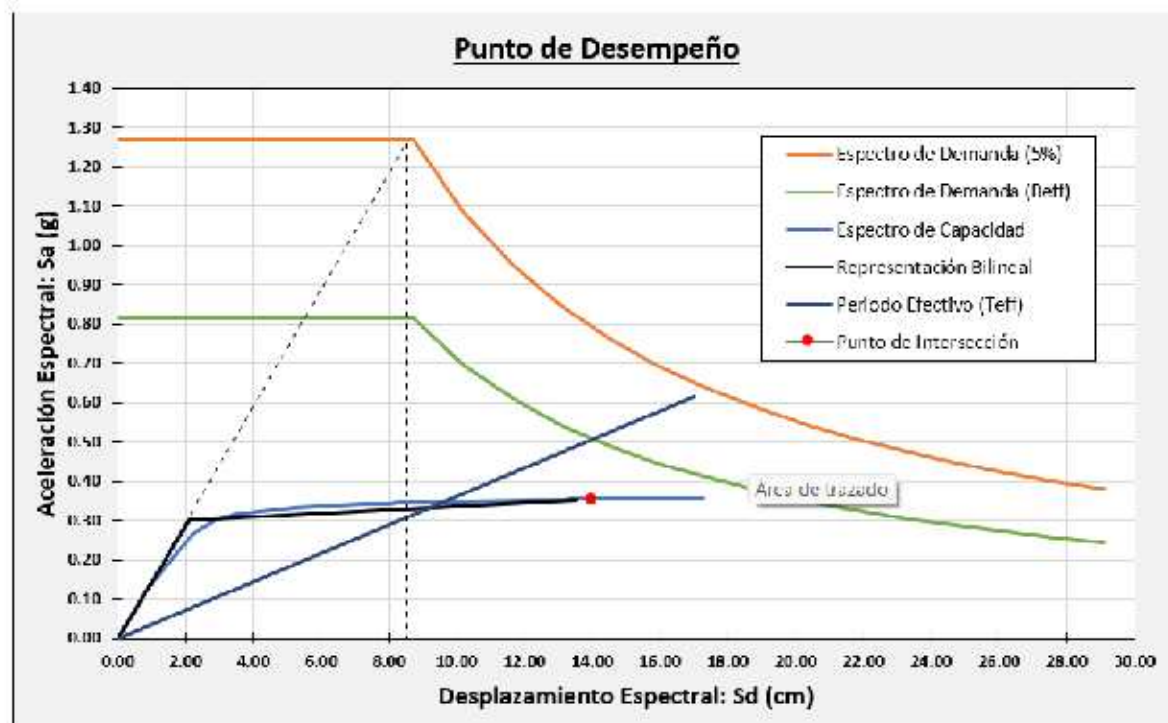


Figura 3.28: Punto de desempeño, Dirección X

Dirección Y**Recta de Rigidez Elástica (x,y)**

0.00 0.00

16.40 0.68

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

16.40 0.68

16.40 0.00

Punto de Prueba (dpi,api)dpi api

29.50 0.15

Curva Bilineal (x,y)

0.00 0.00

3.70 0.14

29.50 0.15

Punto de Fluencia (dy, ay)dy ay

3.70 0.14

Parámetros de Cálculo α = 0.02 μ = 7.97 T_0 = 1.05**Periodo Efectivo** T_{eff} = 2.20**Amortiguamiento Efectivo** $B_{(eff)}$ = 20.59**Factor de Corrección (B)** B = 1.55**Recta de Periodo Efectivo**

0.00 0.00

32.00 0.25

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

30.50 0.23

30.50 0.00

Punto de Intersección (pi,ai)di ai

30.50 0.15

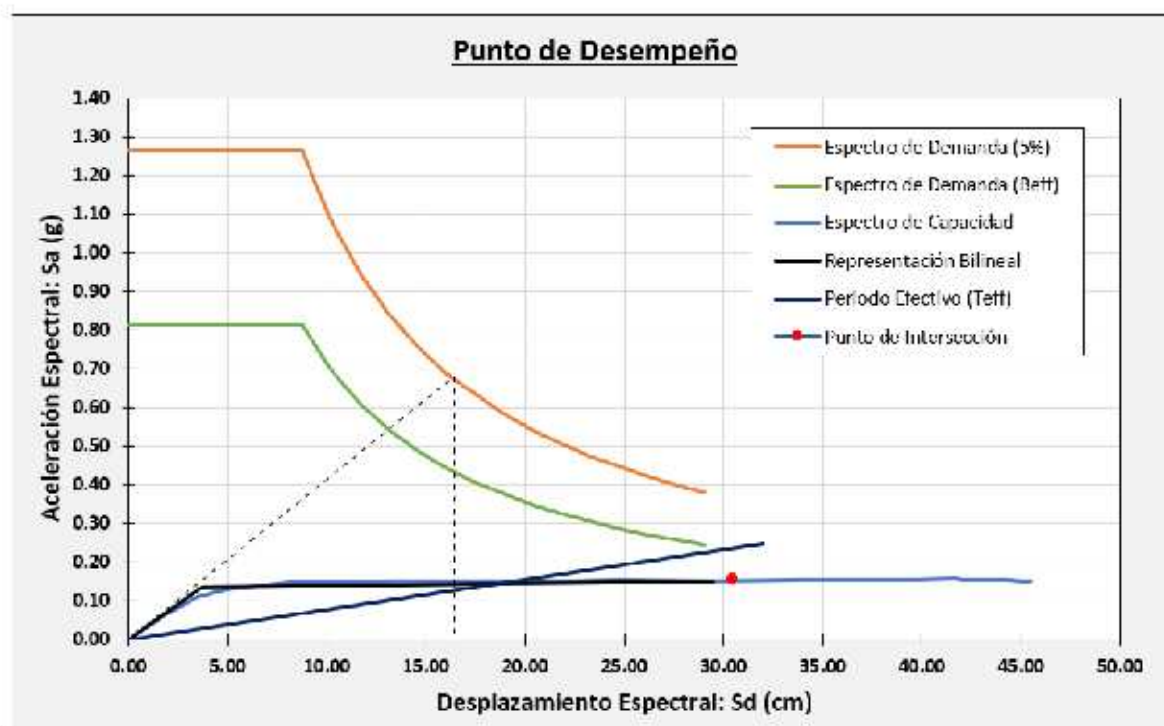
Tolerancia $0.95(dpi) < di < 1.05(dpi)$ $0.95(dpi)$ 28.03 $1.05(dpi)$ 30.98 di **OK****Punto de Desempeño** $d_i(cm)$ = 30.50 $a_i(g)$ = 0.15**Desplazamiento Máximo** $D(cm)$ 35.84**Fuerza Cortante Basal** $V(kg)$ = 141,435.26**Periodo de vibración** $T(s)$ = 2.83

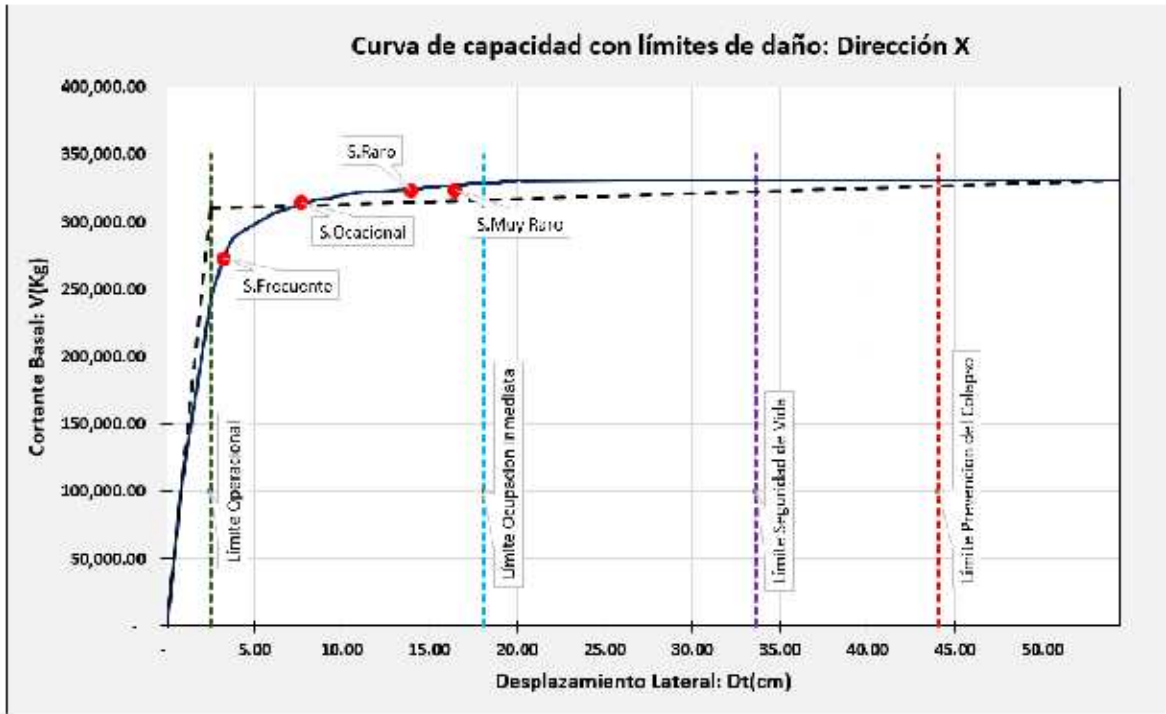
Figura 3.29: Punto de desempeño, Dirección Y

• Desempeño Sísmico del Edificio

Para determinar el desempeño sísmico de la edificación, se realiza la sectorización de la curva de capacidad, en función del desplazamiento elastico y el desplazamiento inelastico y luego se ubica en ellas el desplazamiento maximo conforme al punto de desempeño obtenido.

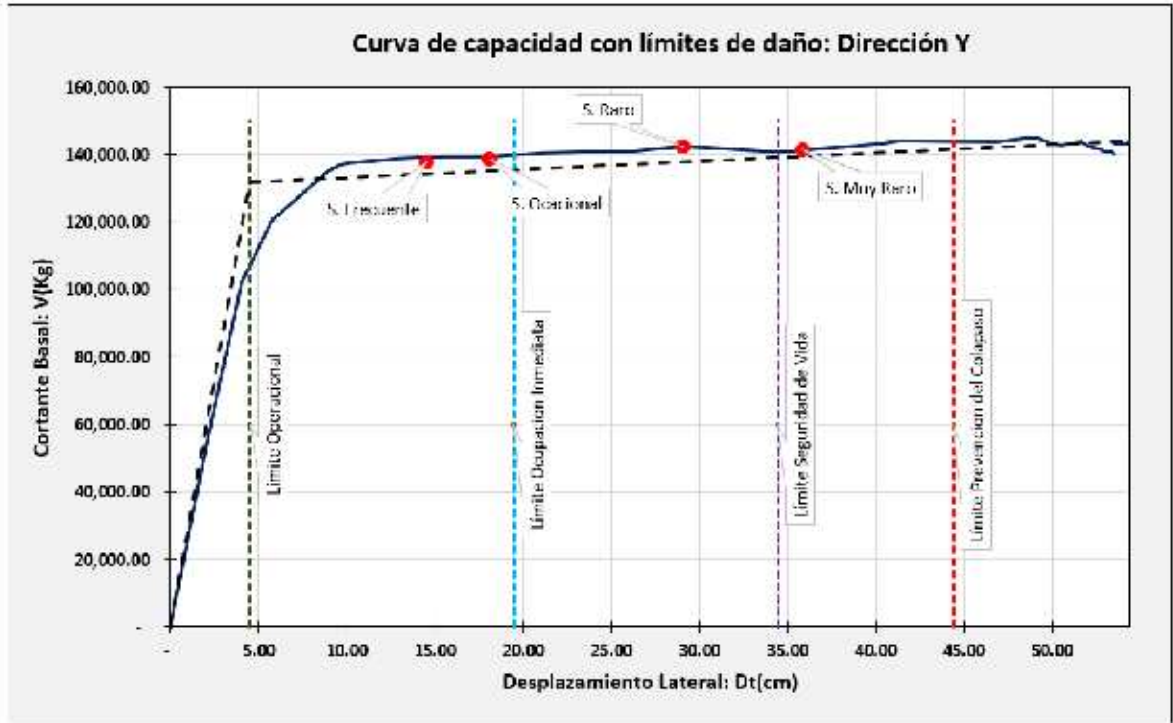
Desempeño en la dirección X

	frecuente	ocasional	raro	muy raro
Desplaz. Dt(cm)	2.79	6.55	11.85	14.00
Cortante V (kg)	272,701.97	314,300.57	323,544.70	323,544.70



Desempeño en la dirección Y

	frecuente	ocasional	raro	muy raro
Desplaz. Dt(cm)	14.53	18.10	29.03	35.84
Cortante V (kg)	137,737.60	138,662.02	142,359.67	141,435.26



• Análisis de los resultados

El desempeño sísmico del mercado de abastos de la localidad de Tambo obtenido mediante el método del espectro de capacidad se puede observar gráficamente en los siguientes tablas:

Dirección X

Nivel del Movimiento Sísmico	Nivel de desempeño sísmico			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente				
Ocasional				
Raro				
Muy raro				

Tabla 3.14: Niveles recomendados de desempeño esperado. Visión 2000

Se puede observar que,Para los sismos frecuente,ocasional, raro y muy raro alcanza un desempeño de ocupación inmediata y un nivel de daño leve es decir no habrá un daño significativo a la estructura la misma que se mantiene muy cerca de la resistencia y rigidez que tenía antes del sismo. Los componentes estructurales son seguros y mantienen su función. El edificio puede ser utilizado luego de pequeños arreglos.

Dirección Y Se puede observar que, para los sismos frecuente y ocasional, la estructura

Nivel del Movimiento Sísmico	Nivel de desempeño sísmico			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente				
Ocasional				
Raro				
Muy raro				

Tabla 3.15: Niveles recomendados de desempeño esperado. Visión 2000

alcanza un nivel de desempeño de ocupación inmediata, con un daño leve, esto implica que no presenta afectaciones significativas, conservando gran parte de su resistencia y rigidez original previa al sismo. Sus elementos estructurales permanecen seguros y funcionales, lo que permite que el edificio sea utilizado después de realizar mínimas reparaciones.

Para el sismo raro alcanza un desempeño de seguridad de vida y un nivel de daño moderado es decir los elementos estructurales presentarán daños importantes y una disminución considerable en su rigidez, aunque aún conservarán un margen de seguridad antes de alcanzar el colapso. Los elementos no estructurales, si bien estarán afectados, no representarán un riesgo. La edificación podrá volver a operar una vez que se hayan realizado las reparaciones y refuerzos necesarios.

Para el sismo muy raro la estructura alcanza un desempeño de prevención del colapso es decir se presentará un daño considerable tanto en los elementos estructurales como en los no estructurales, acompañado de una marcada pérdida de resistencia y rigidez en la estructura. Solo quedará un margen reducido antes de que ocurra el colapso.

Por otro lado, VISION 200 establece que para una edificación esencial, como el mercado de abastos de Tambo, el nivel de desempeño esperado o objetivo de desempeño es el que se muestra en el siguiente gráfico:

Al hacer la comparación del desempeño calculado y con el desempeño esperado, se puede

Nivel del Movimiento Sísmico	Nivel de desempeño sísmico			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente				
Ocasional				
Raro				
Muy raro				

Tabla 3.16: Niveles recomendados de desempeño esperado. Visión 2000

ver que en la dirección X el desempeño de la edificación frente a los sismo frecuente y ocasional no cumplen con los requerimientos. Asimismo en la dirección Y el desempeño de la edificación frente a todos los sismos no cumplen con los requerimientos.

Por lo tanto, en vista de los resultados anteriores se requiere la intervención estructural de la edificación en las dos direcciones para cumplir con el requerimiento establecidos según VISIÓN 2000 para una edificación de tipo esencial.

En el siguiente capítulo se realiza una propuesta de intervención o reforzamiento estructural que mejora la capacidad de desempeño sísmico de la edificación.

3.4. Intervención estructural

Luego de haber comprobado el incumplimiento de la deriva de piso en la dirección “Y” conforme a la norma sismo resistente peruana E-030, y además comprobado el incumplimiento del desempeño sísmico en las dos direcciones conforme a las respuestas límites según VISION 2000 para una edificación esencial; se realiza la propuesta de reforzamiento estructural con arriostres metálicos tipo “V” invertida de una sección determinada y colocada en lugares estratégicos de la edificación.

3.4.1. Descripción del reforzamiento

se empleará un acero estructural tipo tipo “V” invertida, con las siguientes características:

Peso Específico (Pes) = 7,850.00 kg/m³

Resistencia a la fluencia(f_y) = 36ksi = 2,531.09 kg/cm²

Módulo de elasticidad (E_C)= 2,039,000.00 kg/cm²

Coefficiente de poisson = 0.26

El arriostre metálico consistirá en un perfil de acero estructural A36 de sección tubular rectangular de 7" x 7" x 3/8". En la figura 3.30 se puede observar el esquema de colocación del arriostre metálico en un pórtico de la estructura. La ubicación y distribución será conforme a la demanda requerida para cumplir con las derivas y desempeño sísmico de la edificación.

3.5. Asignación del reforzamiento en la estructura

Se ha determinado que la ubicación de los arriostres metálicos en la edificación que satisfaga la demanda sísmica son las que muestra en la figura: 3.31 y 3.32, en la cual se puede obser-

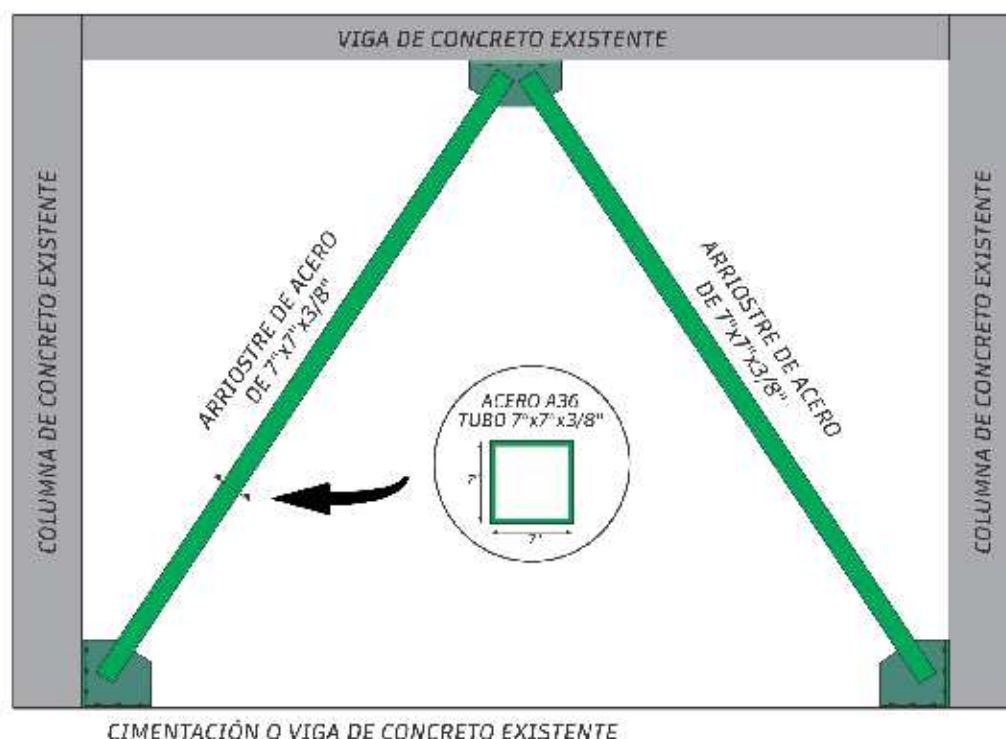


Figura 3.30: Esquema de armado del arriostre metálico en los pórticos

var que en la dirección X se ha considerado necesario reforzar en un pórtico (eje2:tramo c-d) y en la dirección Y se ha considerado reforzar en dos pórticos (eje C:tramo 1-2 y eje E:tramo 2-3).

Asimismo los arriostres metálicos ubicados en los tramos indicados se han colocado en los tres niveles de la edificación, con la configuración que se muestra en la figura: 3.30.

3.6. Asignación de rótulas plásticas

Los arriostres metálicos son estructuras que trabajan esencialmente a esfuerzos axiales, por lo que se asignaron rótulas de tipo “Steel Braces-Axial”, tal como se puede observar en las figuras:3.33y 3.34. La figura 3.34 es una representación general de la asignación de las rótulas plásticas en los arriostres metálicos.

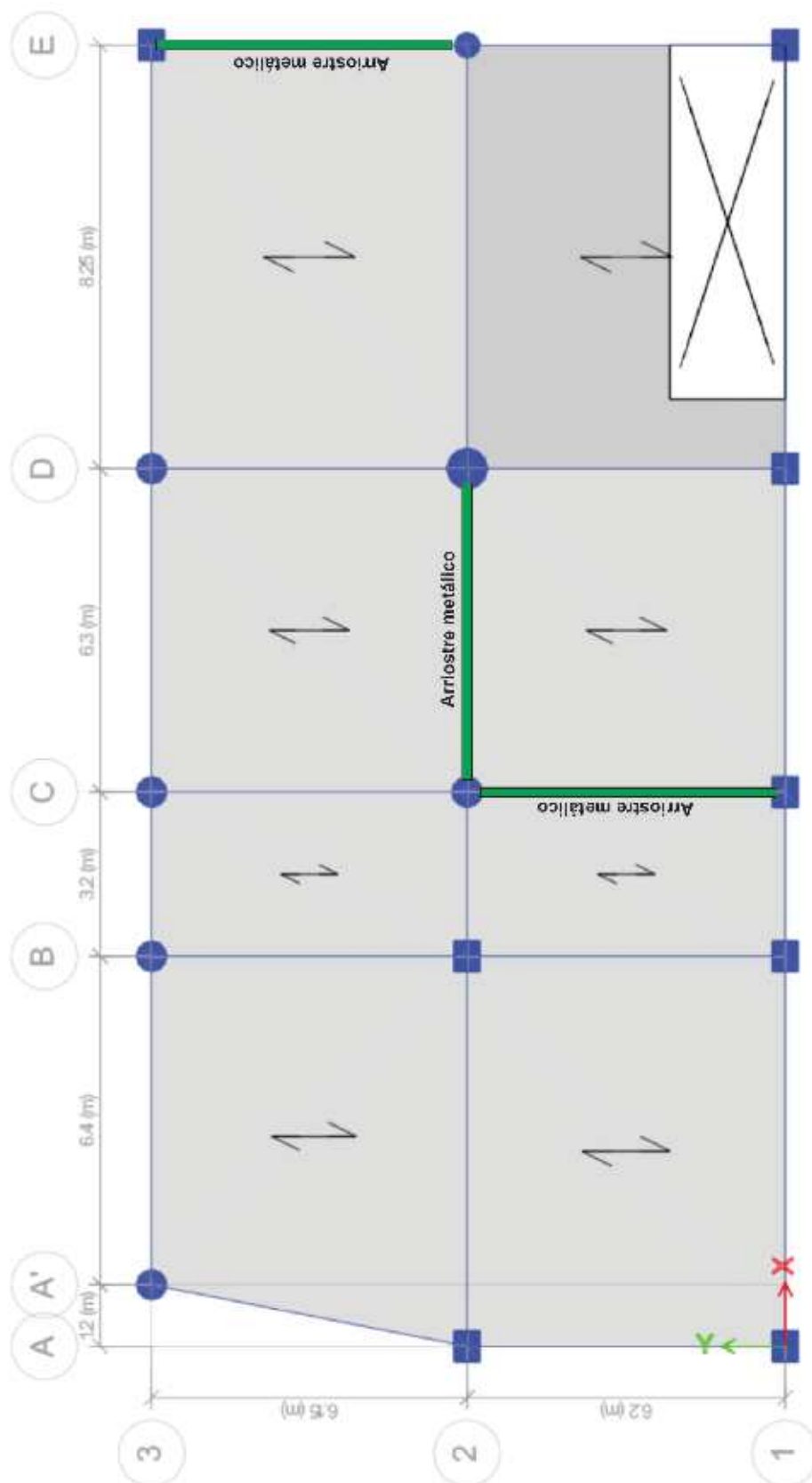


Figura 3.31: Ubicación de los arriostres metálicos

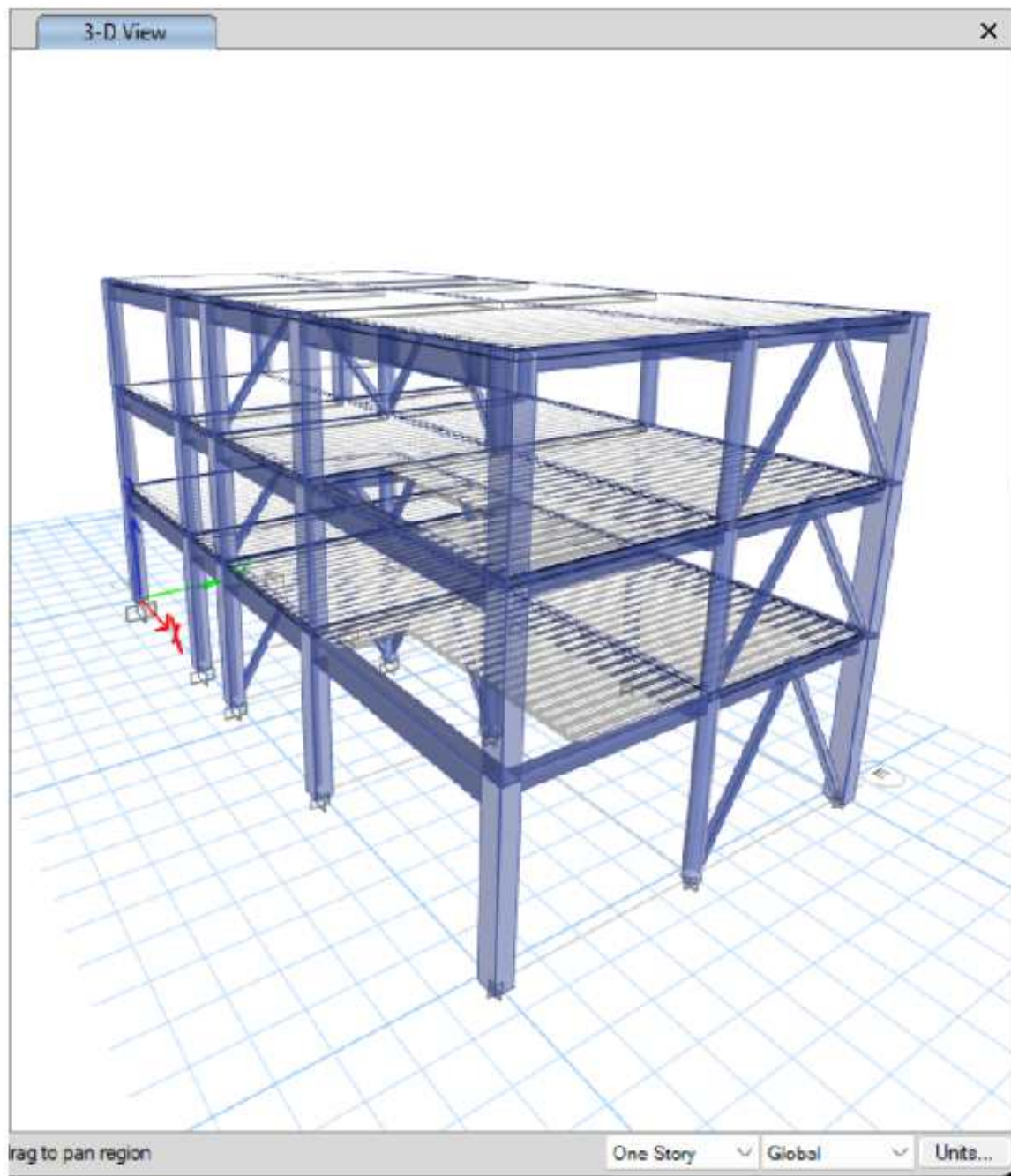


Figura 3.32: Vista 3D del intervención estructural de la edificación

3.7. Curva de capacidad con reforzamiento

A continuación se muestra la curva de capacidad de la edificación con el reforzamiento estructural. figuras 3.35 y 3.36.

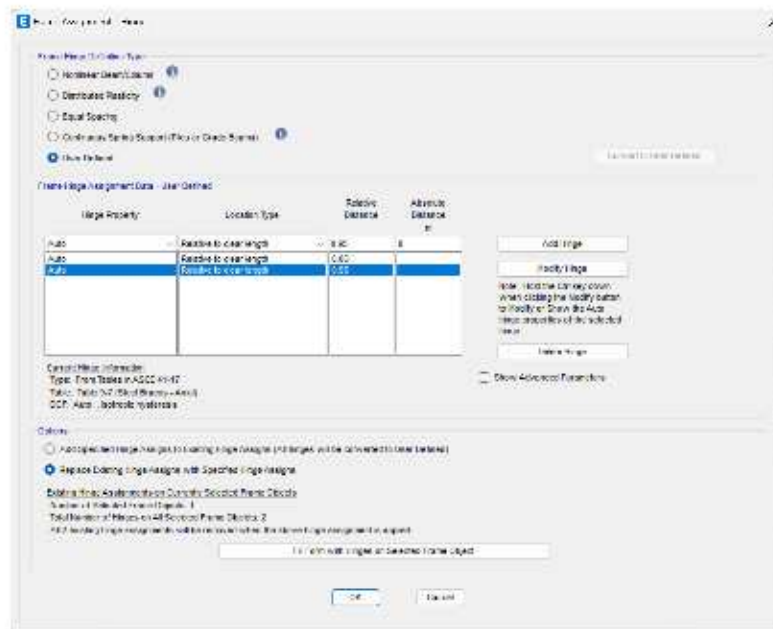


Figura 3.33: Asignación de las rótulas plásticas en los arriostres

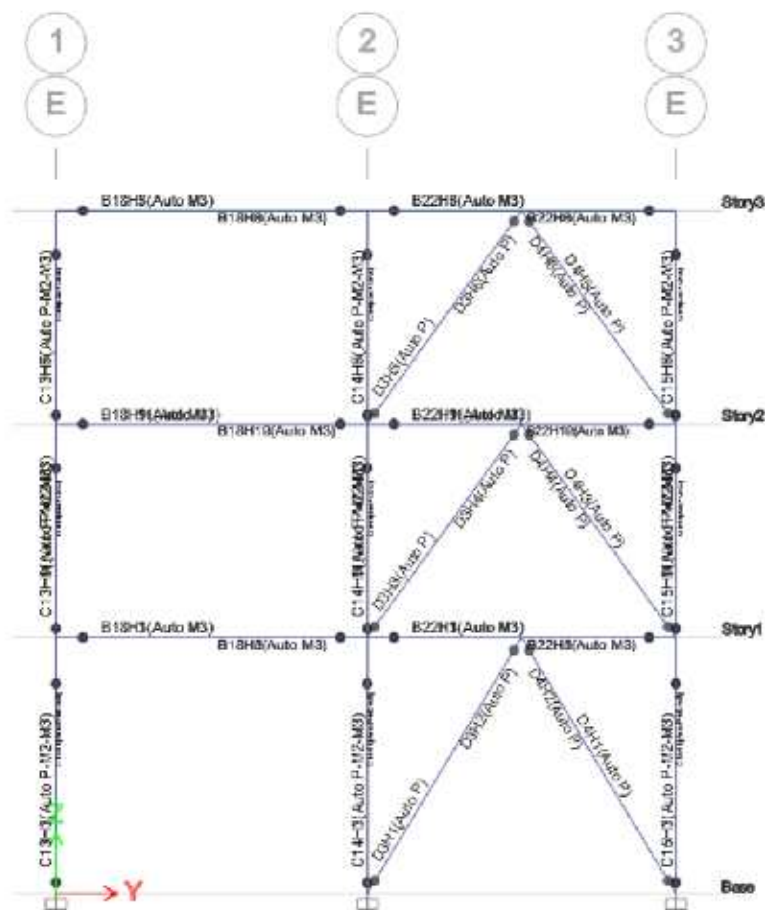


Figura 3.34: Representación visual de las rótulas plásticas

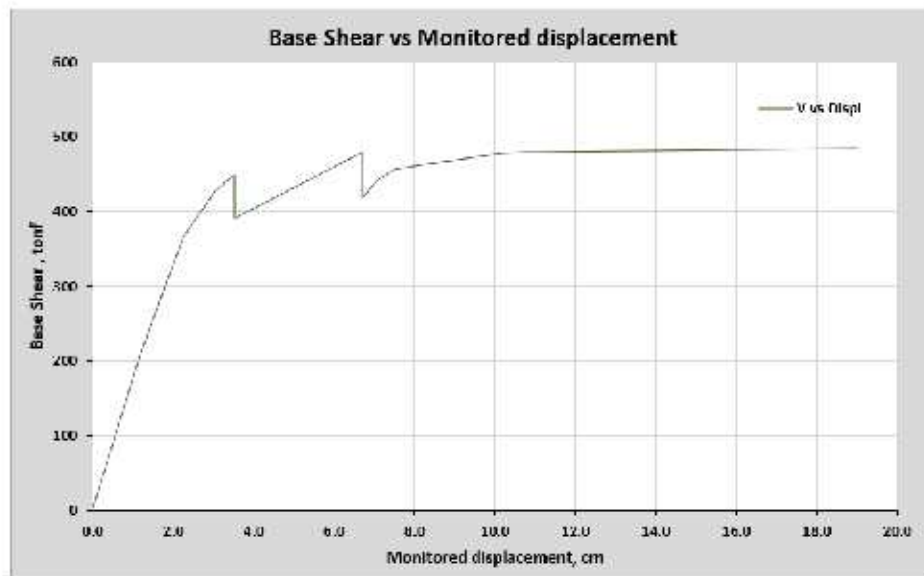


Figura 3.35: Curva de capacidad, dirección X

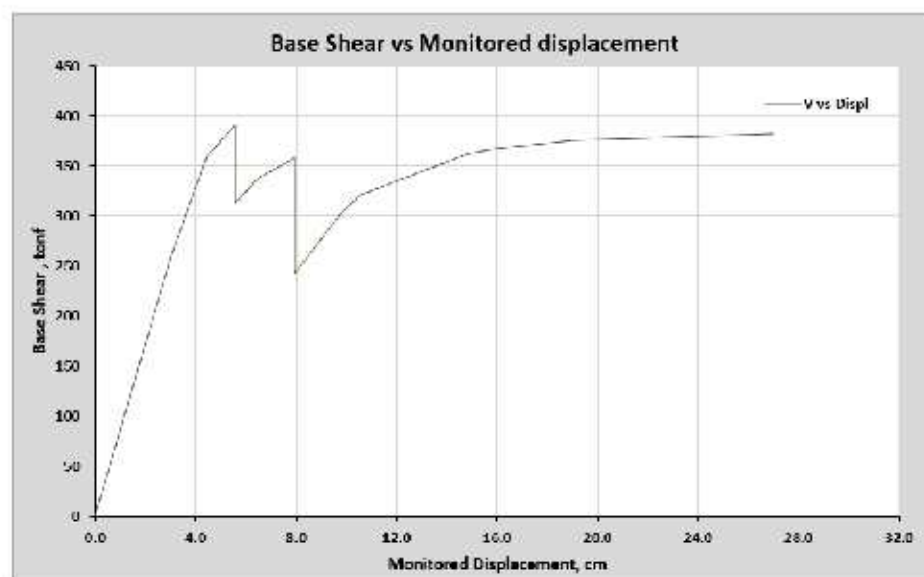


Figura 3.36: Curva de capacidad, dirección Y

3.8. Método del Espectro de Capacidad

3.8.1. Espectro de capacidad

la curva de capacidad convertido en el espectro de capacidad en coordenadas de desplazamiento espectral S_d y aceleración espectral S_a , se muestra en las siguientes figuras: 3.37, 3.38.

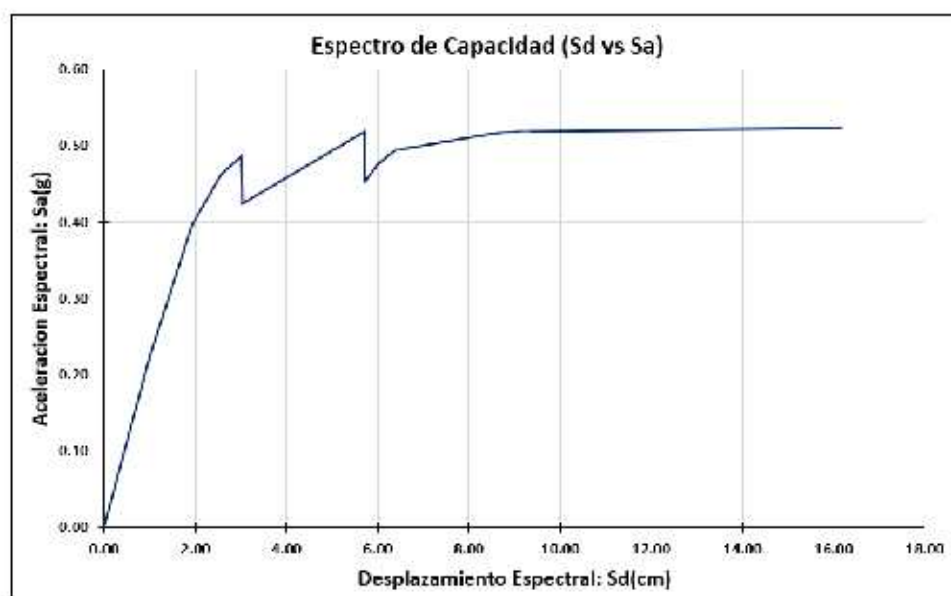


Figura 3.37: Espectro de capacidad, Dirección X

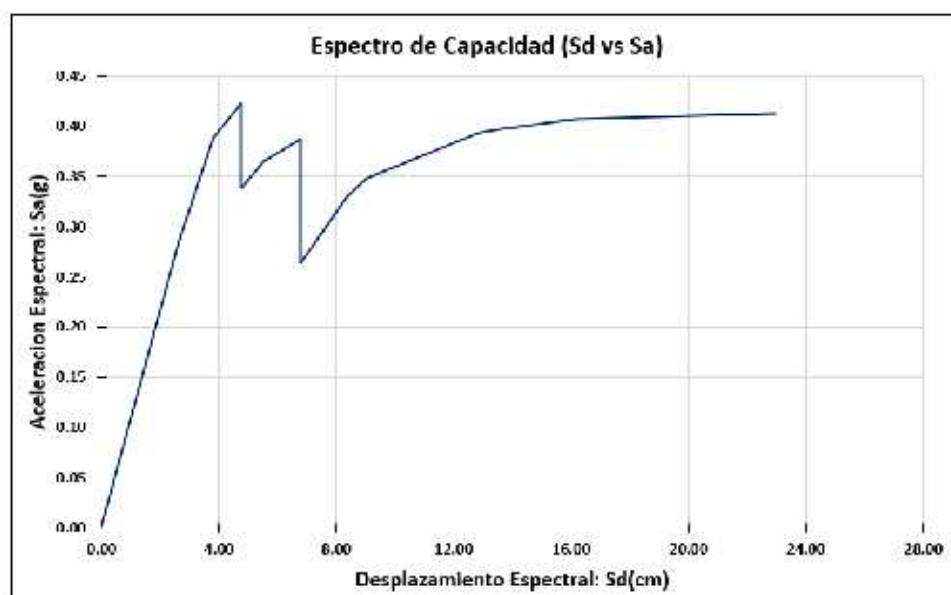


Figura 3.38: Espectro de capacidad, Dirección Y

3.8.2. Punto de desempeño

luego de iteraciones sucesivas se han determinado los siguientes puntos de desempeño

Sismo Frecuente**Dirección X****Recta de Rigidez Elástica (x,y)**

0.00 0.00
1.40 0.34

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

1.40 0.34
1.40 0.00

Punto de Prueba (dpl,apl)

dpl apl
1.75 0.36

Curva Bilineal (x,y)

0.00 0.00
0.82 0.18
1.75 0.36

Punto de Fluencia (dy,ay)

dy ay
0.82 0.18

Parámetros de Cálculo

α = 0.88
 μ = 2.13
 T_0 = 0.43

Periodo Efectivo

T_{eff} = 0.51

Amortiguamiento Efectivo

$B_{(eff)}$ = 9.70

Factor de Corrección (B)

B = 1.20

Recta de Periodo Efectivo (x,y)

0.00 0.00
3.50 0.53

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

1.82 0.36
1.82 0.00

Punto de Intersección (pl,al)

dl al
1.82 0.37

Tolerancia

$0.95(dpl) < dl < 1.05(dpl)$
 $0.95(dpl)$ 1.66
 $1.05(dpl)$ 1.84
dl **OK**

Punto de Desempeño

$d_i(cm)$ 1.82

$a_i(g)$ 0.37

Desplazamiento Máximo

$D(cm)$ 2.14

Fuerza Cortante Basal

$V(kg)$ 342,032.97

Periodo de vibración

$T(s)$ 0.44

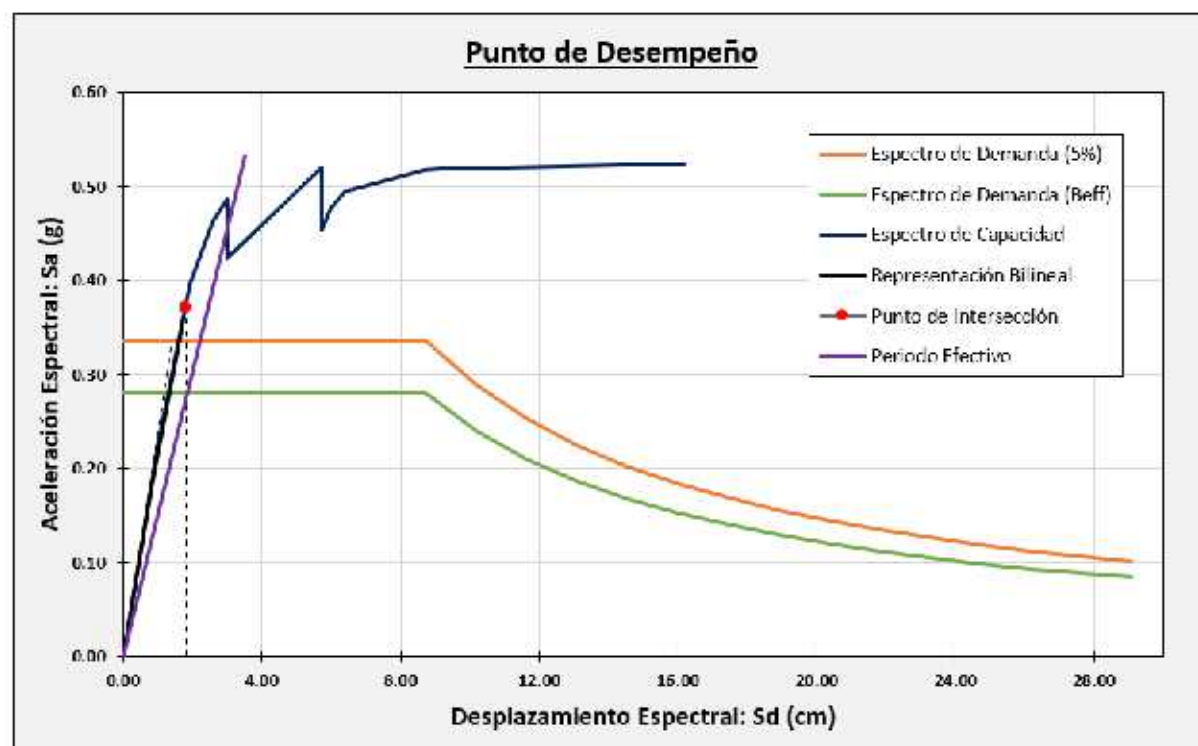


Figura 3.39: Punto de desempeño, Dirección X

Dirección Y

Recta de Rigidez Elástica (x,y)		Periodo Efectivo		Punto de Desempeño	
0.00	0.00	T_{eff}	0.72	$d_i(\text{cm})$	3.59
3.00	0.34	Amortiguamiento Efectivo		$a_i(g)$	0.37
Línea Aux. de Intersecc. (x,y)		$B(eff)$	9.76	Desplazamiento Máximo	
3.00	0.34	Factor de Corrección (B)		$D(\text{cm})$	4.22
3.00	0.00	B	1.20	Fuerza Cortante Basal	
Punto de Prueba (dpi,api)		Recta de Periodo Efectivo (x,y)		V(kg)	342,032.97
<u>dpi</u>	<u>api</u>			Periodo de vibración	
3.43	0.36	0.00	0.00	T(s)	0.62
Curva Bilineal (x,y)		8.00	0.47		
0.00	0.00	Línea Aux. de Intersecc. (x,y)			
1.80	0.18	3.59	0.37		
3.43	0.36	3.59	0.00		
Punto de Fluencia (dy, ay)		Punto de Intersección (pi,ai)			
<u>dy</u>	<u>ay</u>	<u>di</u>	<u>ai</u>		
1.80	0.18	3.59	0.37		
Parámetros de Cálculo		Tolerancia			
α	0.87	$0.95(dpi) < di < 1.05(dpi)$			
μ	2.14	0.95(dpi)	3.26		
T_o	0.60	1.05(dpi)	3.80		
		d_i	OK		

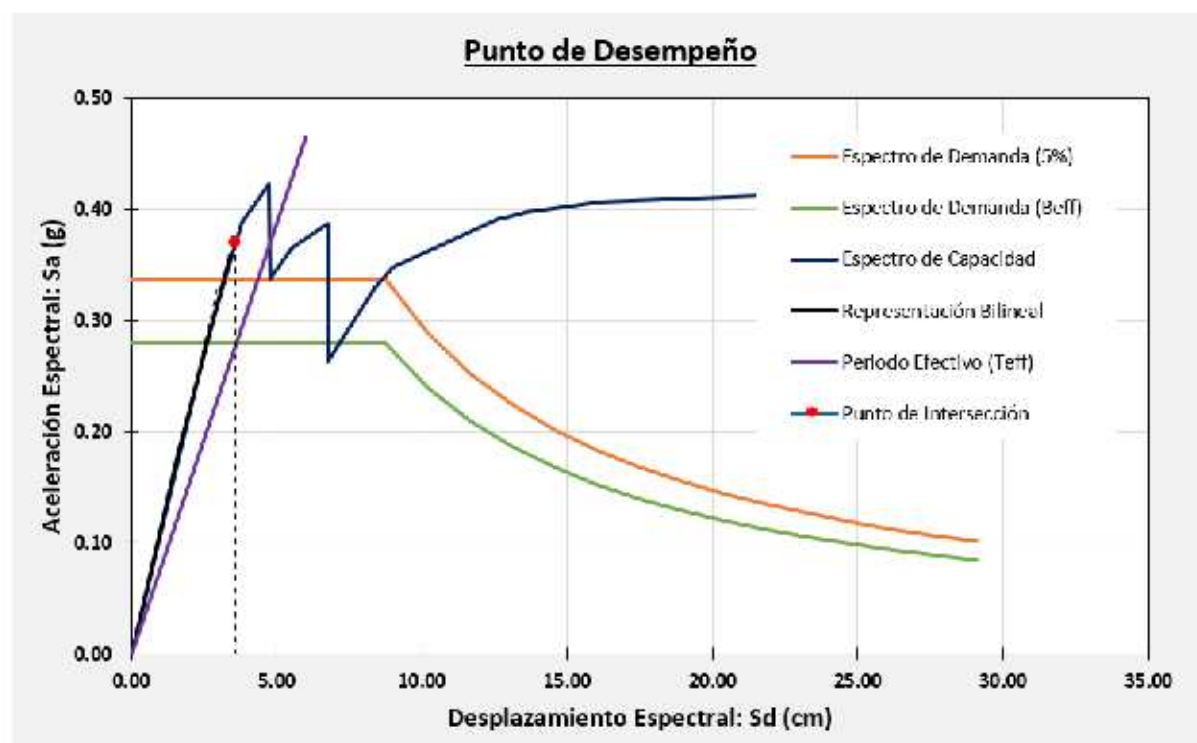


Figura 3.40: Punto de desempeño, Dirección Y

Sismo Ocasional

Dirección X

Recta de Rigidez Elástica (x,y)

0.00 0.00

2.00 0.47

Linea Aux. de Intersecc. (x,y)

2.00 0.47

2.00 0.00

Punto de Prueba (dpi,api)

dpi api

2.74 0.47

Curva Bilineal (x,y)

0.00 0.00

1.00 0.26

2.74 0.47

Punto de Fluencia (dy,ay)

dy ay

1.00 0.26

Parámetros de Cálculo

 α - 0.46 μ 2.74

To 0.39

Periodo Efectivo

Teff 0.55

Amortiguamiento Efectivo

B(eff) 14.04

Factor de Corrección (B)

B 1.35

Recta de Periodo Efectivo (x,y)

0.00 0.00

4.00 0.53

Linea Aux. de Intersecc. (x,y)

2.67 0.46

2.67 0.00

Punto de Intersección (pi,ai)

di ai

2.67 0.46

Tolerancia

 $0.95(dpi) < di < 1.05(dpi)$

0.95(dpi) 2.60

1.05(dpi) 2.88

di OK

Punto de Desempeño

di(cm) 2.67

ai(g) 0.46

Desplazamiento Máximo

D (cm) 3.14

Fuerza Cortante Basal

V(kg) 425,230.18

Periodo de vibración

T(s) 0.48

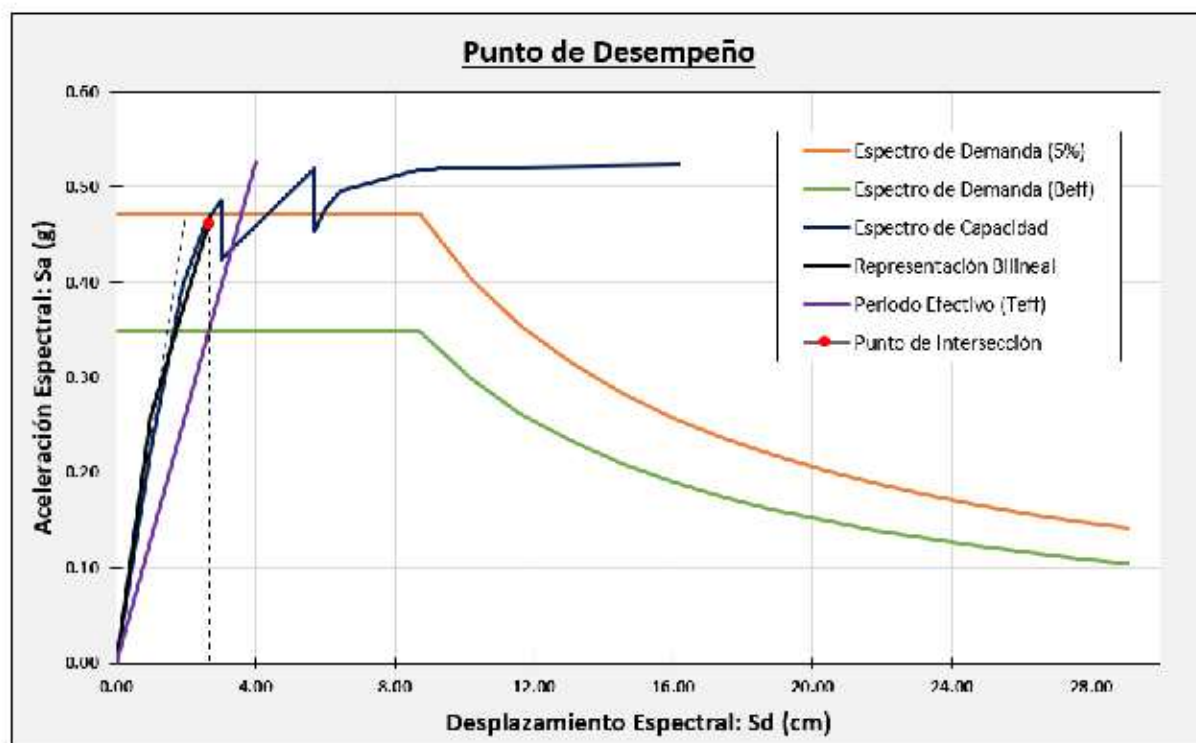


Figura 3.41: Punto de desempeño, Dirección X

Dirección Y**Recta de Rigidez Elástica (x,y)**

0.00 0.00
4.20 0.47

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

4.20 0.47
4.20 0.00

Punto de Prueba (dpi,api)

dpi api
9.50 0.35

Curva Bilineal (x,y)

0.00 0.00
6.00 0.26
9.50 0.35

Punto de Fluencia (dy, ay)

dy ay
6.00 0.26

Parámetros de Cálculo

α = 0.59
 μ = 1.58
 Γ_0 = 0.96

Periodo Efectivo

T_{eff} = 1.02

Amortiguamiento Efectivo

$B(eff)$ = 6.45

Factor de Corrección (B)

B = 1.07

Recta de Periodo Efectivo (x,y)

0.00 0.00
13.00 0.50

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

9.93 0.38
9.93 0.00

Punto de Intersección (pi,ai)

di ai
9.93 0.36

Tolerancia

$0.95(dpi) < di < 1.05(dpi)$

$0.95(dpi)$ 9.03

$1.05(dpi)$ 9.98

di **OK**

Punto de Desempeño

d_i (cm) 9.93

a_i (g) 0.36

Desplazamiento Máximo

D (cm) 11.67

Fuerza Cortante Basal

V (kg) 328,166.77

Periodo de vibración

T (s) 1.06

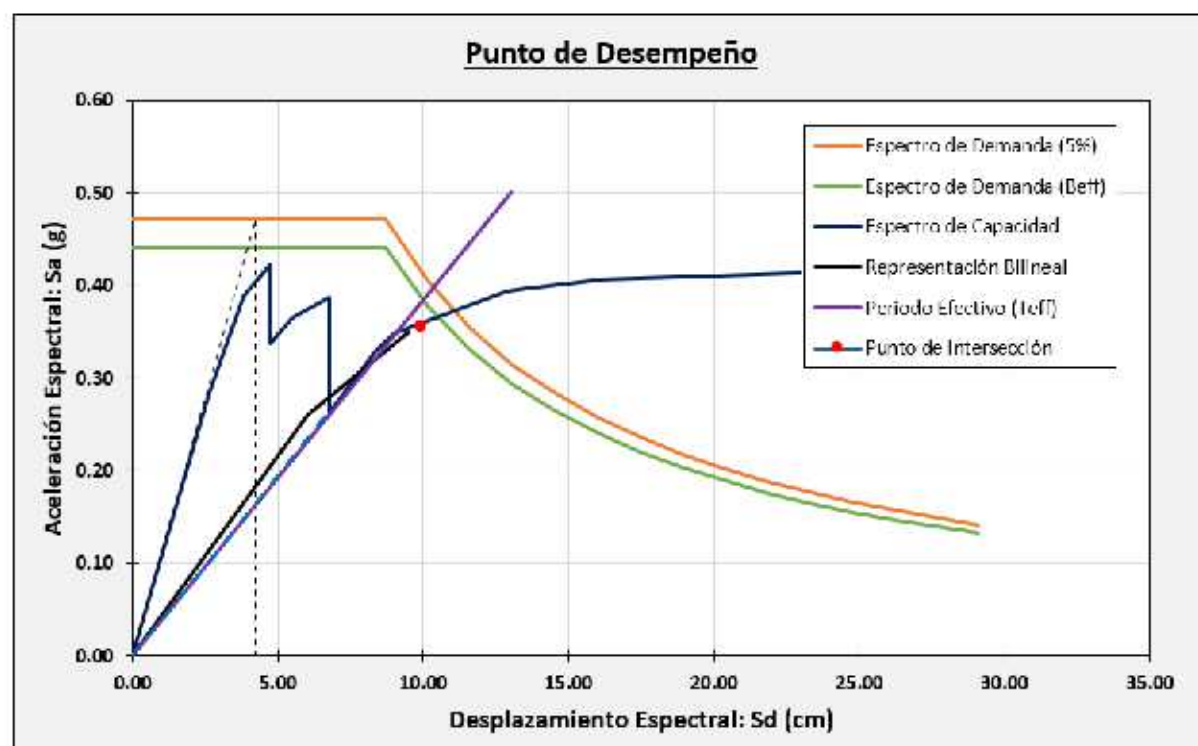


Figura 3.42: Punto de desempeño, Dirección Y

Sismo Raro

Dirección X

Recta de Rigidez Elástica (x,y)

0.00 0.00
4.40 0.98

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

4.40 0.98
4.40 0.00

Punto de Prueba (dpl,apl)

dpl apl
11.20 0.53

Curva Bilineal (x,y)

0.00 0.00
4.00 0.41
11.20 0.52

Punto de Fluencia (dy,ay)

dy ay
4.00 0.41

Parámetros de Cálculo

α = 0.16
 μ = 2.80
 T_0 = 0.63

Período Efectivo

T_{eff} = 0.89

Amortiguamiento Efectivo

$B_{(eff)}$ = 14.46

Factor de Corrección (B)

B = 1.37

Recta de Período Efectivo (x,y)

0 0
15 0.76

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

11.10 0.56
11.10 0.00

Punto de Intersección (pl,al)

dl al
11.10 0.52

Tolerancia

$0.95(dpl) < dl < 1.05(dpl)$

$0.95(dpl)$ 10.64

$1.05(dpl)$ 11.76

dl OK

Punto de Desempeño

d_l (cm) 11.10

a_l (g) 0.52

Desplazamiento Máximo

D (cm) 13.05

Fuerza Cortante Basal

V (kg) 480,694.99

Período de vibración

T (s) 0.93

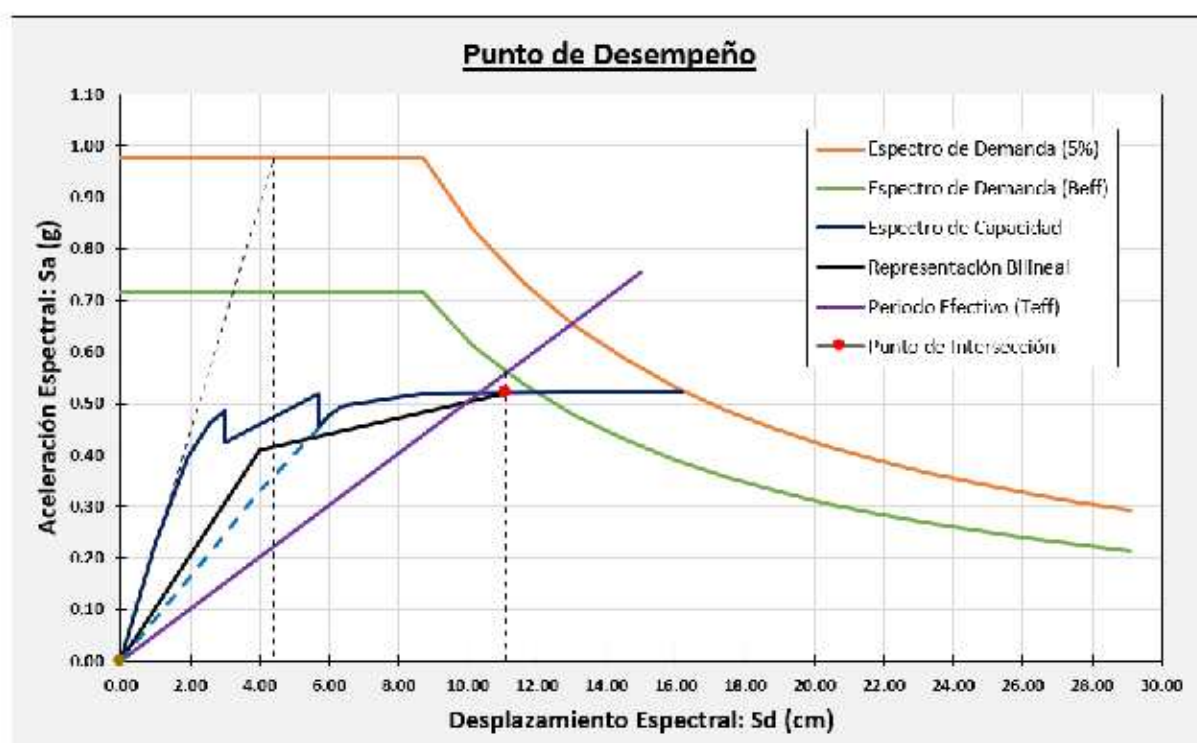


Figura 3.43: Punto de desempeño, Dirección X

Dirección Y**Recta de Rigidez Elástica (x,y)**

0.00 0.00
8.50 0.97

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

8.50 0.97
8.50 0.00

Punto de Prueba (dpi,api)

dpi api
15.90 0.41

Curva Bilineal (x,y)

0.00 0.00
5.10 0.26
15.90 0.41

Punto de Fluencia (dy, ay)

dy ay
5.10 0.26

Parámetros de Cálculo

α - 0.26
 μ 3.12
 T_0 0.89

Periodo Efectivo

T_{eff} 1.36

Amortiguamiento Efectivo

$B_{(eff)}$ 18.53

Factor de Corrección (B)

B 1.43

Recta de Periodo Efectivo (x,y)

0.00 0.00
24.00 0.52

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

18.80 0.41
18.80 0.00

Punto de Intersección (pi,ai)

di ai
18.80 0.41

Tolerancia

$0.95(dpi) < di < 1.05(dpi)$

$0.95(dpi)$ 15.11

$1.05(dpi)$ 18.70

di **OK**

Punto de Desempeño

d_i (cm) 16.60

a_i (g) 0.41

Desplazamiento Máximo

D (cm) 19.51

Fuerza Cortante Basal

V (kg) 374,387.44

Periodo de vibración

T (s) 1.28

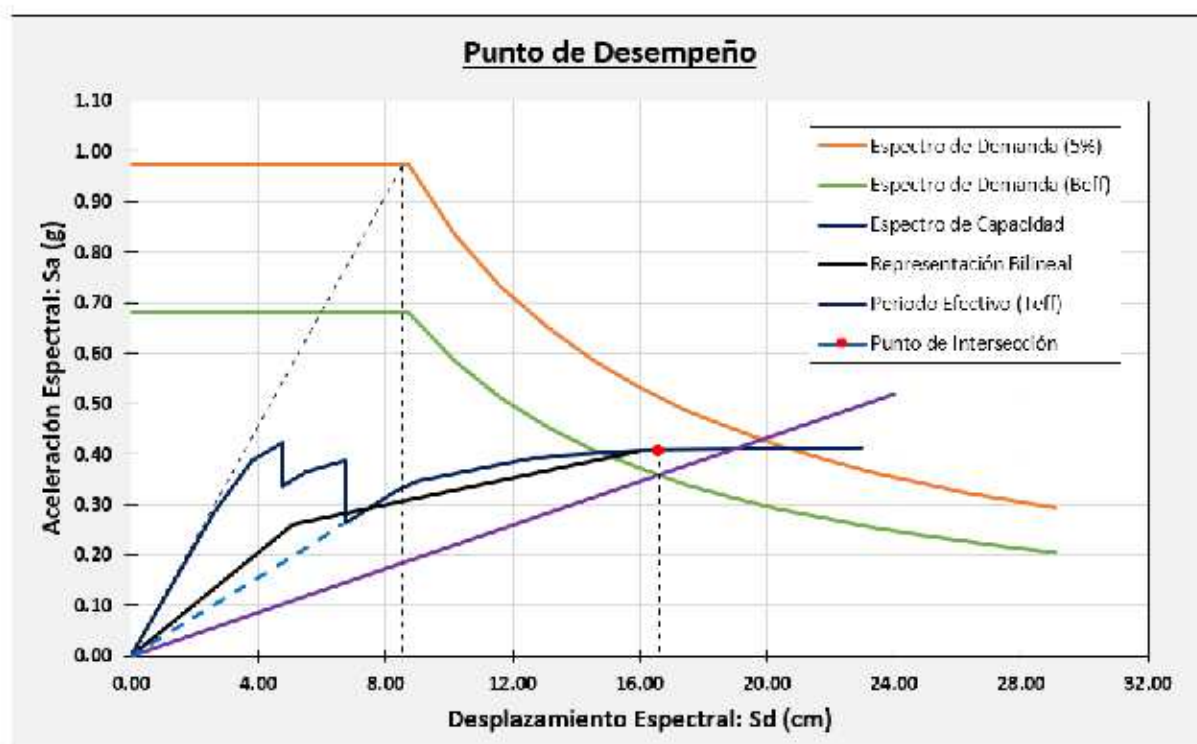


Figura 3.44: Punto de desempeño, Dirección Y

Sismo Muy Raro

Dirección X

Recta de Rigidez Elástica (x,y)

0.00 0.00

5.50 1.26

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

5.50 1.26

5.50 0.00

Punto de Prueba (dpl,apl)

dpl apl

13.30 0.52

Curva Bilineal (x,y)

0.00 0.00

3.20 0.38

13.30 0.52

Punto de Fluencia (dy,ay)

dy ay

3.20 0.38

Parámetros de Cálculo

 $\alpha = 0.12$ $\mu = 4.16$ $T_0 = 0.58$

Período Efectivo

 $T_{eff} = 0.98$

Amortiguamiento Efectivo

 $B_{(eff)} = 20.01$

Factor de Corrección (B)

 $B = 1.54$

Recta de Período Efectivo (x,y)

0 0

18.5 0.77

Línea Aux. de Intersecc. (x,y)

13.20 1.00

13.20 0.00

Punto de Intersección (pl,al)

dl al

13.20 0.52

Tolerancia

 $0.95(dpl) < dl < 1.05(dpl)$ $0.95(dpl) = 12.64$ $1.05(dpl) = 13.97$

dl OK

Punto de Desempeño

dl(cm) 13.20

al(g) 0.52

Desplazamiento Máximo

D (cm) 15.51

Fuerza Cortante Basal

V(kg) 480,694.99

Período de vibración

T(s) 1.01

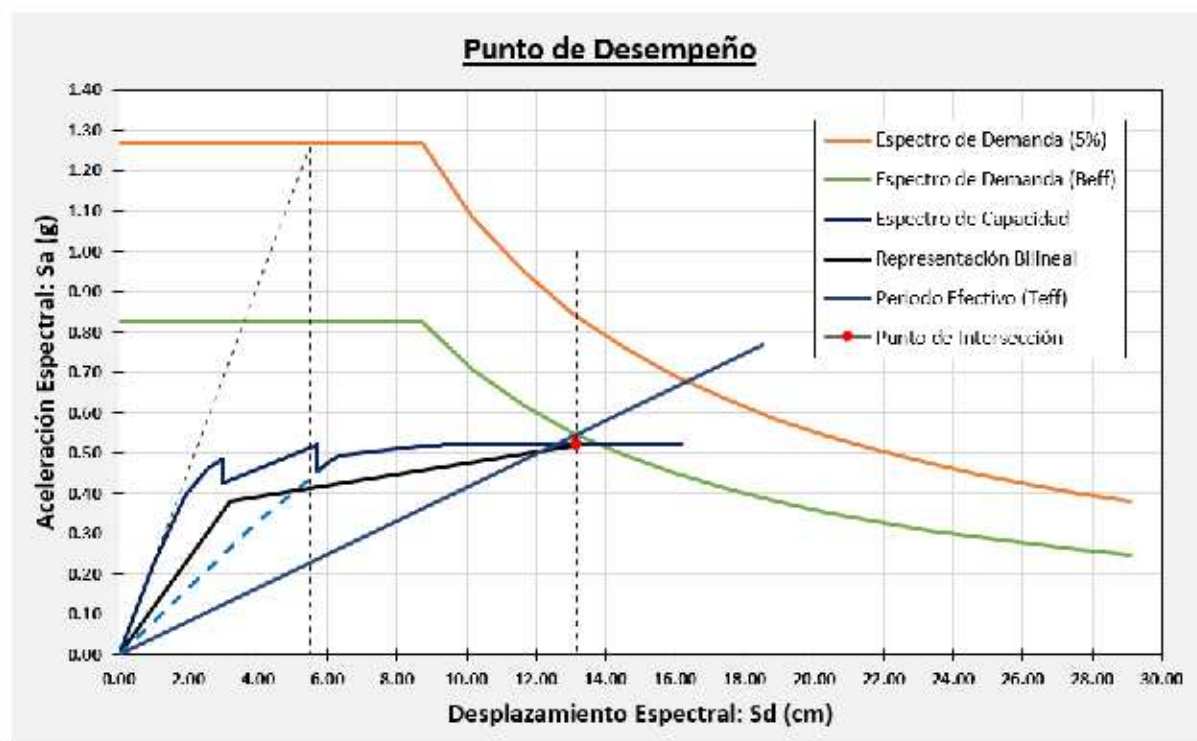


Figura 3.45: Punto de desempeño, Dirección X

Dirección Y

Recta de Rigidez Elástica (x,y)		Periodo Efectivo		Punto de Desempeño	
0.00	0.00	$T_{eff} =$	1.45	$d(cm)$	19.30
10.00	1.10	Amortiguamiento Efectivo		$a(g)$	0.41
Línea Aux. de Intersecc. (x,y)		$W(eff) =$	19.97	Desplazamiento Máximo	
10.00	1.10	Factor de Corrección (B)		$D (cm)$	22.68
10.00	0.00	$B =$	1.54	Fuerza Cortante Basal	
Punto de Prueba (dpi,api)		Recta de Periodo Efectivo (x,y)		$V(kg)$	379.009.51
dpi	api	0.00	0.00	Periodo de vibración	
20.20	0.41	10.00	0.58	$T (s)$	1.38
Curva Bilineal (x,y)		Línea Aux. de Intersecc. (x,y)			
0.00	0.00	19.30	0.42		
5.00	0.27	19.30	0.00		
20.20	0.41				
Punto de Fluencia (dy, ay)		Punto de Intersección (pi,ai)			
dy	ay	di	ai		
5.00	0.27	19.30	0.41		
Parámetros de Cálculo		Tolerancia			
α	=	0.17	$0.95(dpi) < di < 1.05(dpi)$		
μ	=	4.04	$0.95(dpi)$	19.19	
λ	=	0.86	$1.05(dpi)$	21.21	
			di	OK	

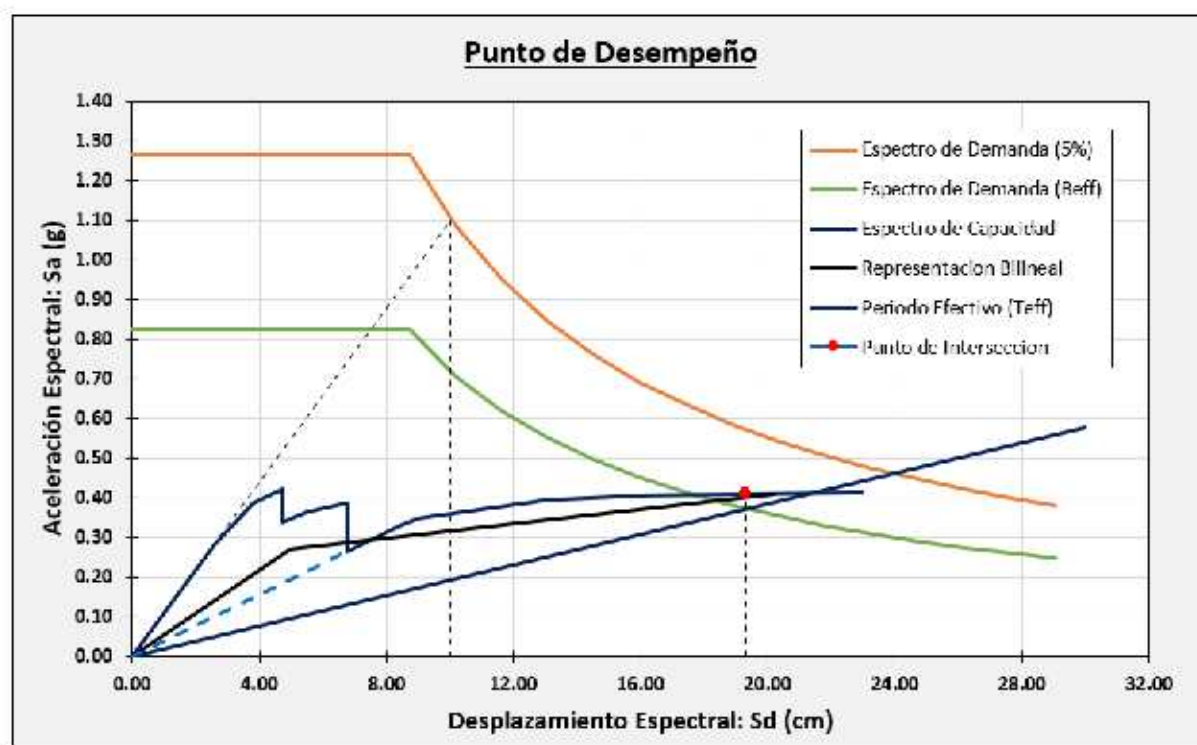


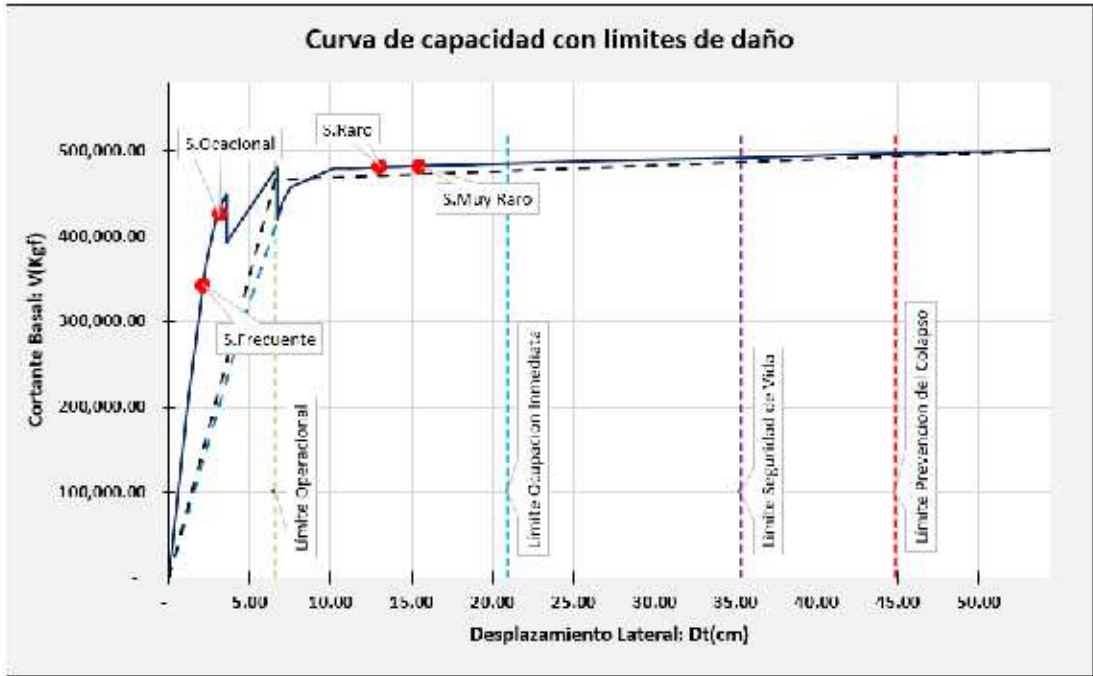
Figura 3.46: Punto de desempeño, Dirección Y

3.8.3. Desempeño Sísmico de la edificación

Los puntos de desempeño se ubican en la curva de capacidad sectorizada y según a ello se obtiene el desempeño sísmico de la edificación

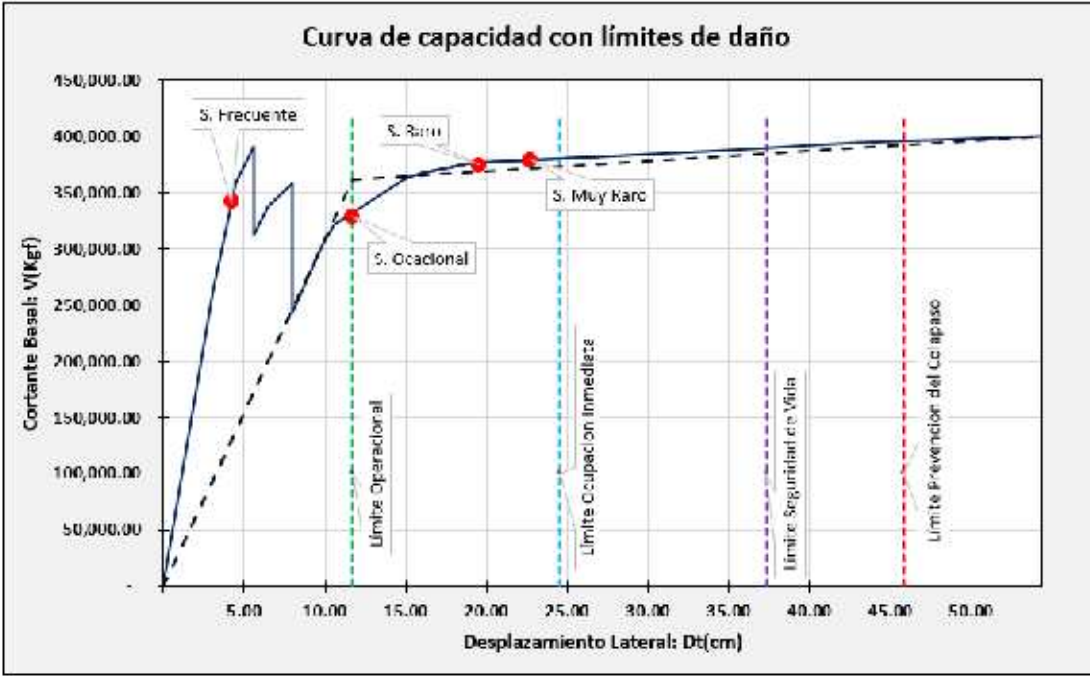
Dirección X

	frecuente	ocasional	raro	muy raro
Desplaz. Dt(cm)	2.14	3.14	13.05	15.51
Cortante V (kg)	342,032.97	425,230.18	480,694.99	480,694.99



Dirección Y

	frecuente	ocasional	raro	muy raro
Desplaz. Dt(cm)	4.22	11.67	19.51	22.68
Cortante V (kg)	342,032.97	328,166.77	374,387.44	379,009.51



3.8.4. Análisis de los resultados

El desempeño sísmico de la edificación del mercado de abastos reforzado con arriostres metálicos se muestra en el siguiente cuadro:

Dirección X

Nivel del Movimiento Sísmico	Nivel de desempeño sísmico			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente				
Ocasional				
Raro				
Muy raro				

Tabla 3.17: Niveles recomendados de desempeño esperado. Visión 2000

Se puede observar que el desempeño sísmico de la edificación del mercado de abastos, para los sismos frecuente, ocasional, raro y muy raro cumplen con desempeño esperado para una edificación esencial, según la propuesta de VISION 2000.

Dirección Y

Nivel del Movimiento Sísmico	Nivel de desempeño sísmico			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente				
Ocacional				
Raro				
Muy raro				

Tabla 3.18: Niveles recomendados de desempeño esperado. Visión 2000

Se puede observar que el desempeño sísmico de la edificación del mercado de abastos, para los sismos frecuente, ocacional, raro y muy raro cumplen con desempeño esperado para una edificación esencial, según la propuesta de VISION 2000.

se recuerda que, VISION 200 establece que para una edificación esencial, se debe cumplir el desempeño objetivo que se muestra en el siguiente gráfico:

Nivel del Movimiento Sísmico	Nivel de desempeño sísmico			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente				
Ocacional				
Raro				
Muy raro				

Tabla 3.19: Niveles recomendados de desempeño esperado. Visión 2000

Por lo tanto, el reforzamiento estructural mediante arriostres metálicos ha sido satisfactorio para el cumplimiento del objetivo de desempeño sísmico del mercado de abastos de la localidad de Tambo-La Mar.

Capítulo 4

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

1. Se ha realizado el estudio del desempeño sísmico del bloque "B" de la edificación del mercado de abastos de la localidad de Tambo La Mar, el cual está compuesto por tres bloques contiguos y de tres pisos cada uno. Asimismo, el sistema estructural es de concreto armado de tipo aporticado y que a la fecha es una obra inconclusa debido a que se a llegado a construir a nivel de estructuras, sin los acabados respectivos.
2. Se ha efectuado la verificación del diseño sisimoresistente de la estructura con la actual norma tecnica E-030, en la cual se ha determinado que la estructura cumple con la deriva de piso permitido en la dirección X, pero no cumple en la dirección Y. por lo que según a ello haria necesario reforzar solo en la dirección Y, para que la estructura cumpla con los minimos requeridos dados en la norma peruana de diseño sisimoresistente.

3. Se ha realizado el análisis del desempeño sísmico de la edificación con la metodología del espectro de capacidad. para ellos se ha elaborado un modelo estructural en el programa ETABS, con las características geometricas existentes de la edificación. Es decir en el modelo se han empleado las medidas, secciones y la distribución de los aceros en los elementos estructurales indicados en los planos de construcción de la edificación. Asimismo la edificación se clasifica como una edificación tipo esencial.
4. Del resultado del análisis sísmico por desempeño se ha podido determinar que en la dirección X y para los sismos frecuente y ocasional, la edificación no cumple con el desempeño sísmico esperado u objetivo de desempeño para una edificación esencial según lo propuesto por Visión 2000. En la dirección Y para todos los sismos la la edificación no cumple con el desempeño sísmico esperado u objetivo de desempeño para una edificación esencial según lo propuesto por Visión 2000. Por lo que según a estos resultados seria necesario reforzar la edificación en las dos direcciones, a diferencia del diseño sismoresistente segun la norma e-030 que solo requería reforzar en una dirección.
5. Se ha planteado la intervención estructural con arrisotres metálicos de 7"x7"x3/8" tipo "V" invertida, colocadas en lugares estrategicos de la edificación y según el análisis sísmico por desempeño efectuado en las dos direcciones, cumplen los requerimientos de desplazamientos máximos permitidos o con el desempeño esperado para una edificación de tipo esencial según la propuesta de Visión 2000.

4.2. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda complementar los métodos tradicionales de diseño sísmico, basados principalmente en el cumplimiento de normas prescriptivas y en la verificación de resistencias mínimas, con la metodología de diseño sísmico basado en el desempeño. Este enfoque permite evaluar y controlar el comportamiento real de las estructuras ante distintos niveles de sismo, considerando no solo la seguridad frente al colapso, sino también la funcionalidad post-sismo, los costos de reparación y los niveles aceptables de daño.
2. Para una mejor evaluación del desempeño sísmico de la edificación, se recomienda considerar en el análisis la interacción suelo-cimentación-estructura, ya que la deformación y el movimiento de las cimentaciones puede afectar significativamente la respuesta sísmica y el rendimiento de las estructuras.
3. Se recomienda verificar los resultados obtenidos con otros métodos alternativos existentes de análisis estático no lineal, para tener una mayor confiabilidad.

Bibliografía

- [1] Aguiar, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño. Centro de Investigaciones Científicas*. Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército.
- [2] ATC-40 (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Applied Technology Council, report ATCA-40 Redwood City. 1996.
- [3] FEMA 273. NEHRP (Oct.1997). *Guidelines for the seismic rehabilitation of building*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [4] FEMA 356 (Nov.2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [5] FEMA 440 (Jun.2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [6] ASCE 7-16 (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, Virginia.
- [7] ASCE 41-13 (2023). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers, Virginia.
- [8] ASCE 41-17 (2023). *Sismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers, Virginia.

- [9] Computers and Structures, Inc. (2010). *ETAPsv21.2.0 Integral Analysis and Design of Building Systems*, C.S.I., California, USA.
- [10] NTE-060. *Concreto Armado*, servicio nacional de normalización capacitación e investigación para la industria de la construcción (SENCICO), Lima, Perú, 2009.
- [11] NTE-030. *Diseño Sismoresistente*, servicio nacional de normalización capacitación e investigación para la industria de la construcción (SENCICO), Lima, Perú, 2009.
- [12] Paz, M. (2021). *Dinámica estructural. Teoría y cálculo*. España: Reverté.
- [13] Harmsen, T.(2005). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima-Perú: Fondo editorial PUCP.
- [14] Bonett Díaz y Ricardo León(2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. (Tesis de titulación de doctorado). España: Universitat Politècnica de Catalunya.
- [15] Taipe Carbajal J.(2003). *Criterios de Diseño por Desempeño para la Norma Peruana de Diseño Sismoresistente*. (Tesis de titulación de Maestría). Ayacucho: Universidad Nacional de Ingeniería.
- [16] Cisneros, R.(2014). *Análisis y Diseño Sísmico por Desempeño de la Infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil*. (Tesis de titulación). Ayacucho: Universidad Nacional de San Cristobal de Huamanga.
- [17] Sauñe, E.(2014). *Evaluación por Desempeño Sísmico Resistente del Edificio de la Escuela de Ciencias Sociales de la Universidad Nacional de San Cristobal de Huamanga*. (Tesis de titulación). Ayacucho: Nacional de San Cristobal de Huamanga.

- [18] López, O. A., & Del Re Ruíz, G. (2008). *Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporticadas de concreto armado*(Boletín Técnico, 46(3), 1-28). Caracas: universidad central de venezuela.
- [19] Aguiar, R. (2012). *Dinámica de Estructuras con Matlab*. Quito-Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas ESPE.
- [20] Aleman, G,& Naranjo, L. (2012). *Diseño por Desempeño de Elementos Estructurales de Hormigon Armado Mediante los Codigos FEMA, utilizando ETABS*.(Tesis de titulación). Sangolqui-Ecuador: Escuela Politecnica del Ejercito.
- [21] ACI Committee. (2008). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary*. American Concrete Institute.

Anexos

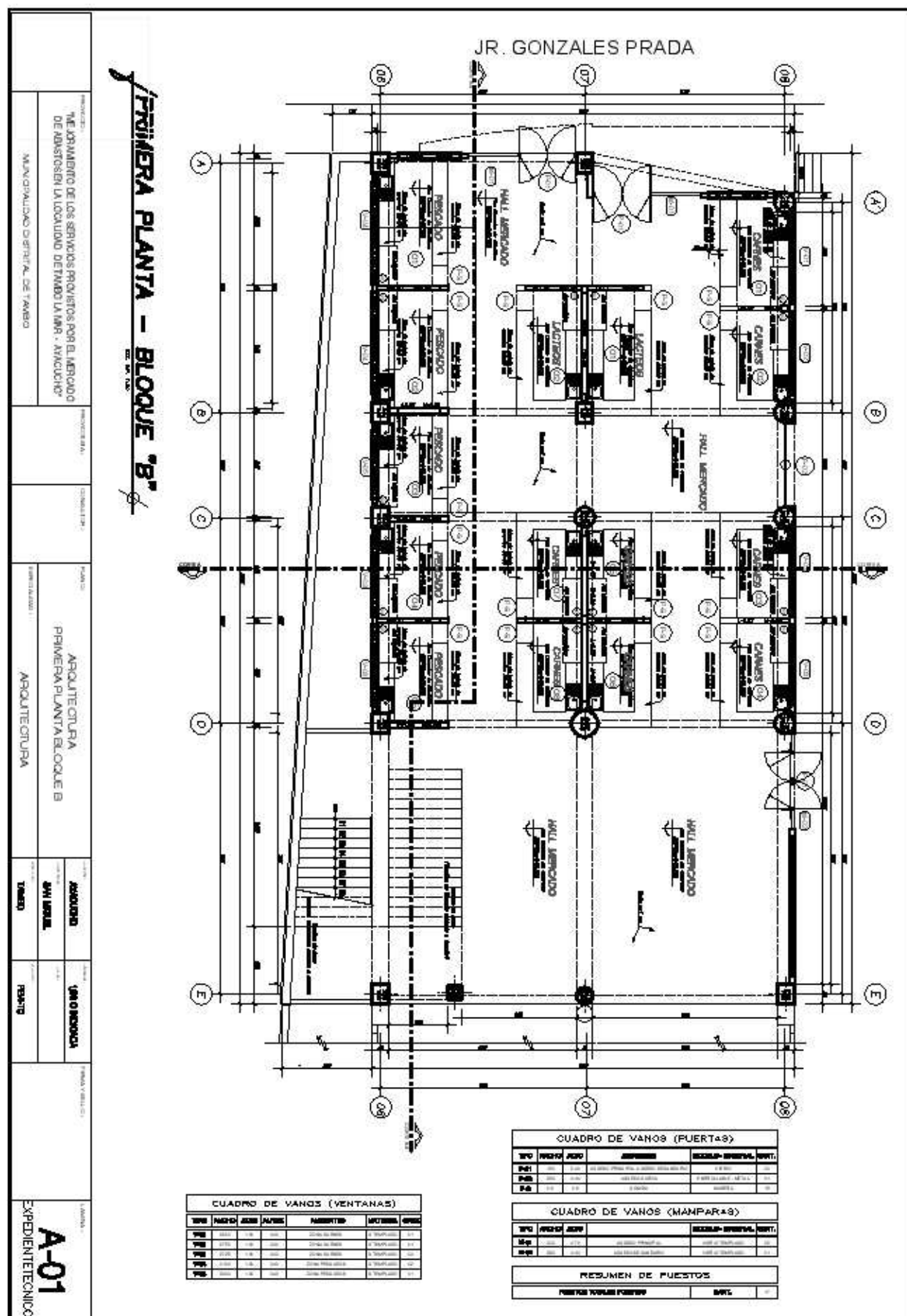


Figura 4.1: Plano de Arquitectura 1er Piso

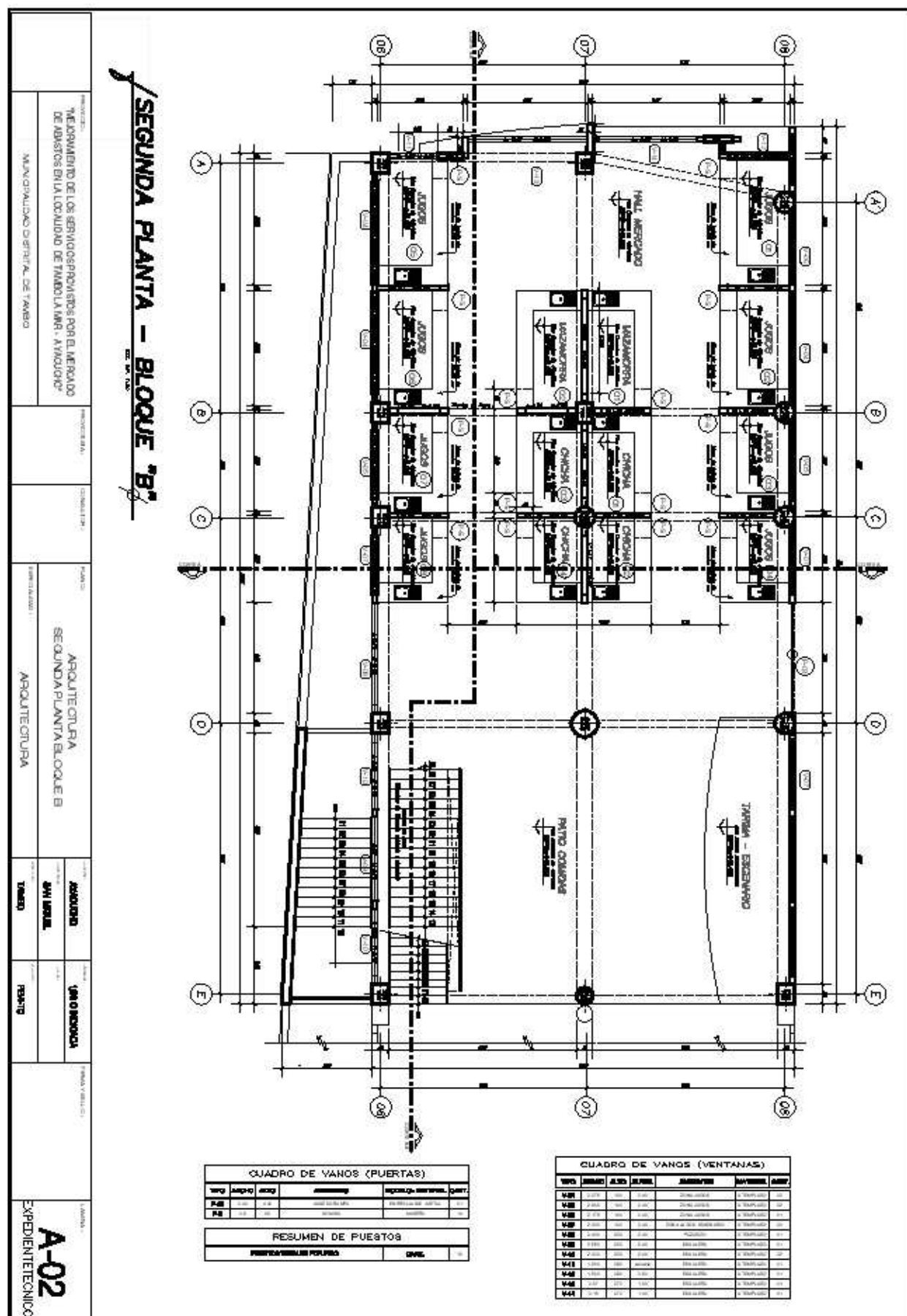


Figura 4.2: Plano de Arquitectura 2do Piso

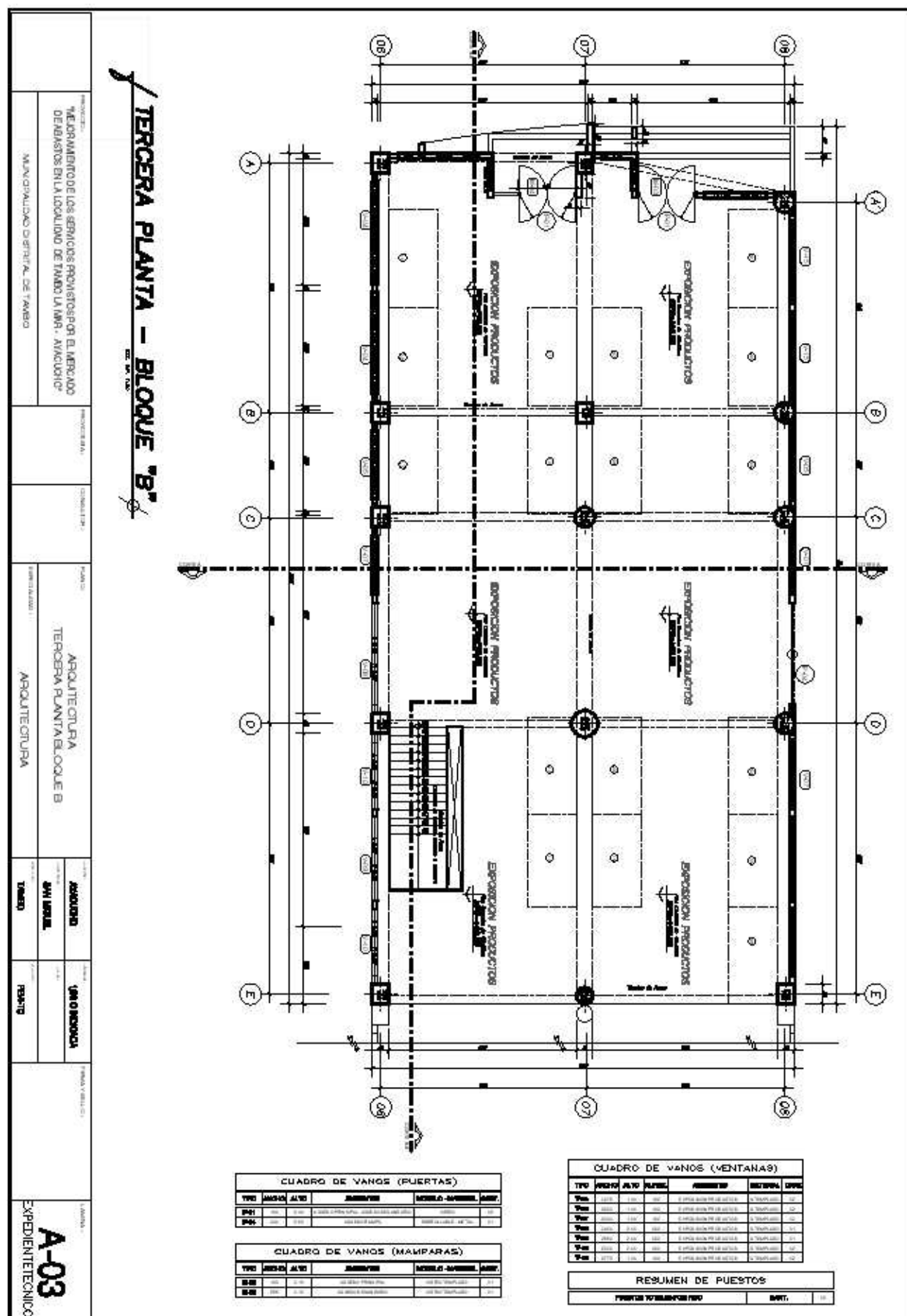


Figura 4.3: Plano de Arquitectura 3er Piso

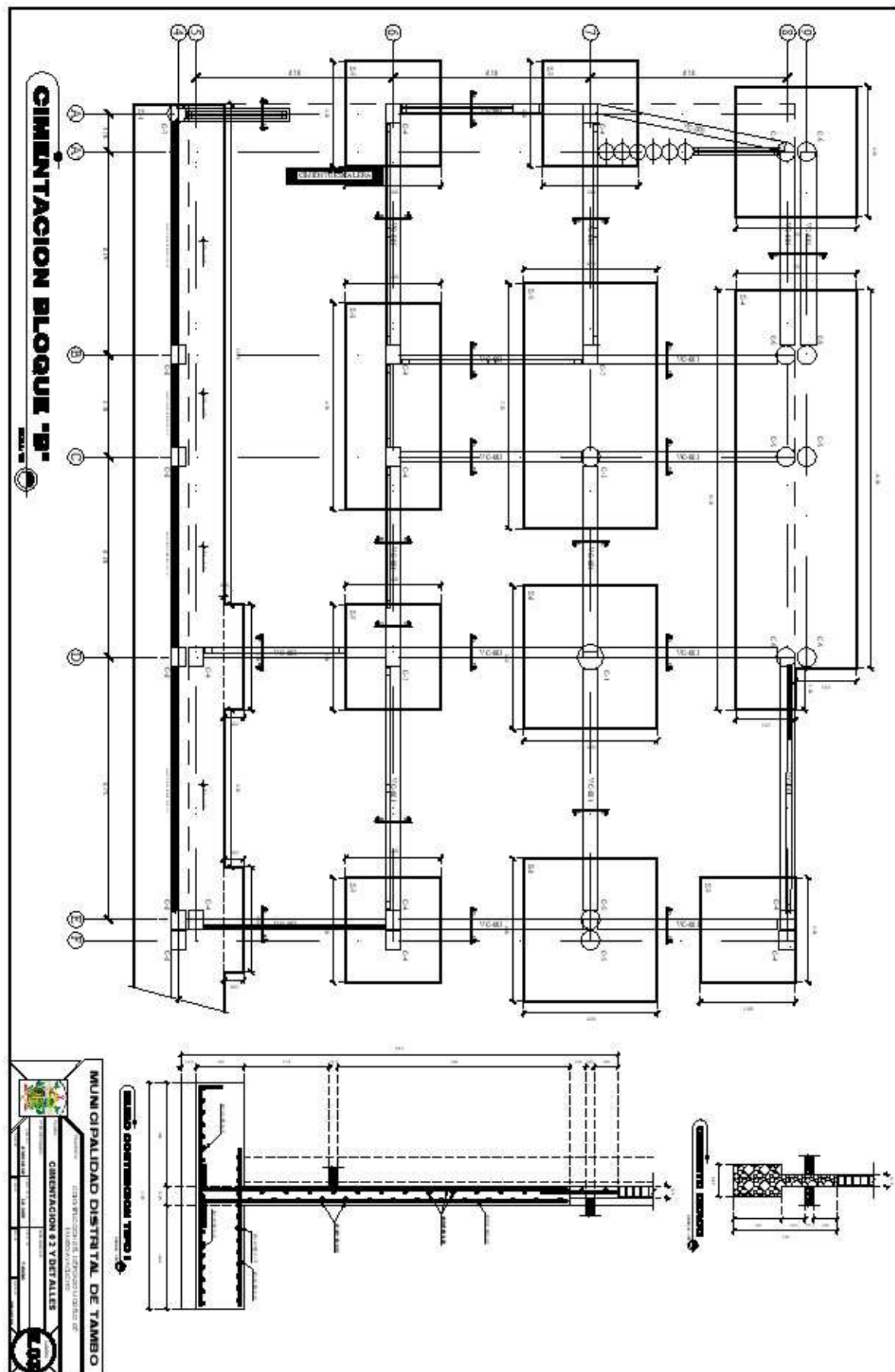


Figura 4.4: Plano de Cimentación

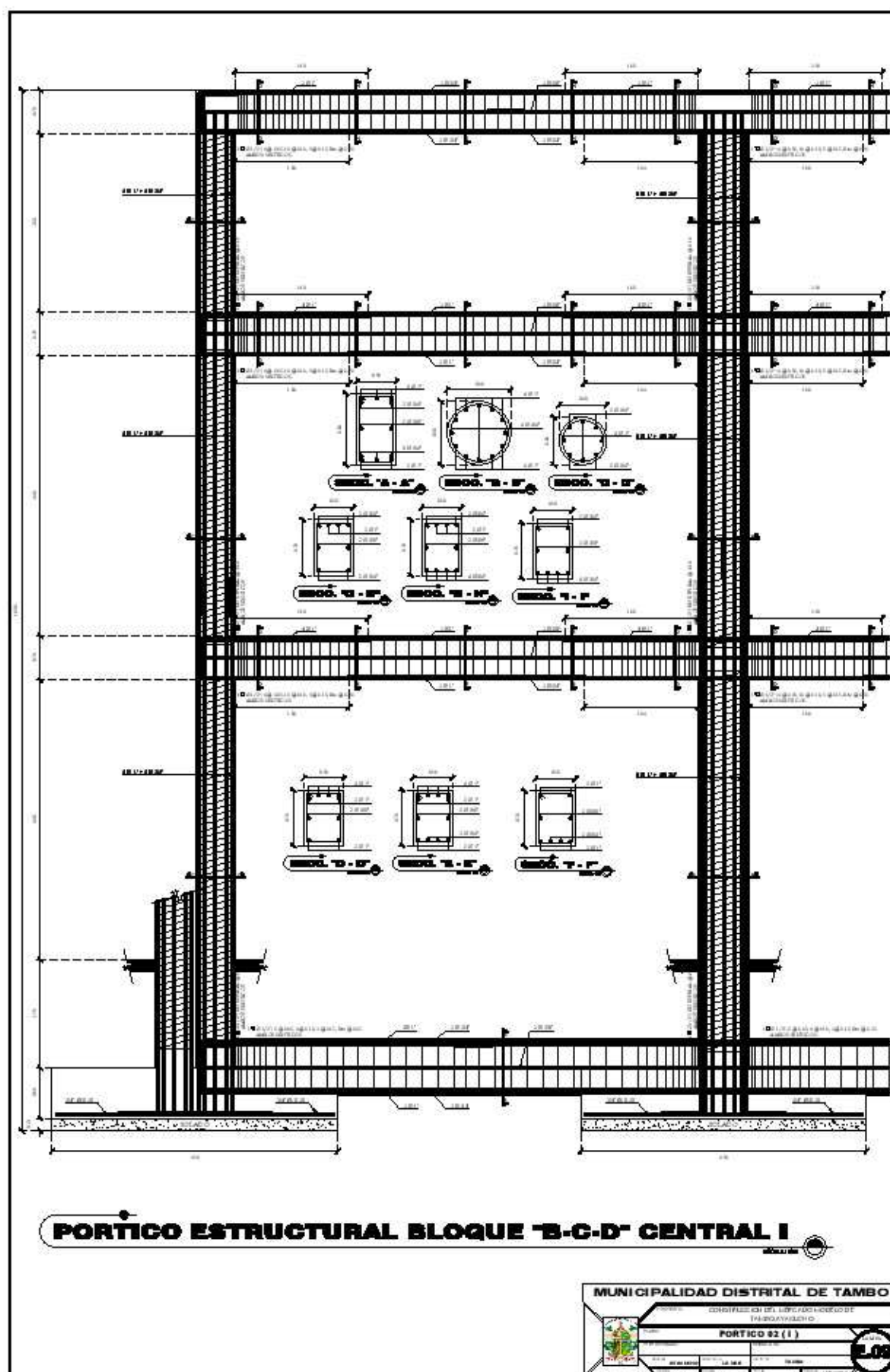


Figura 4.5: Plano de Estructura Bloque B

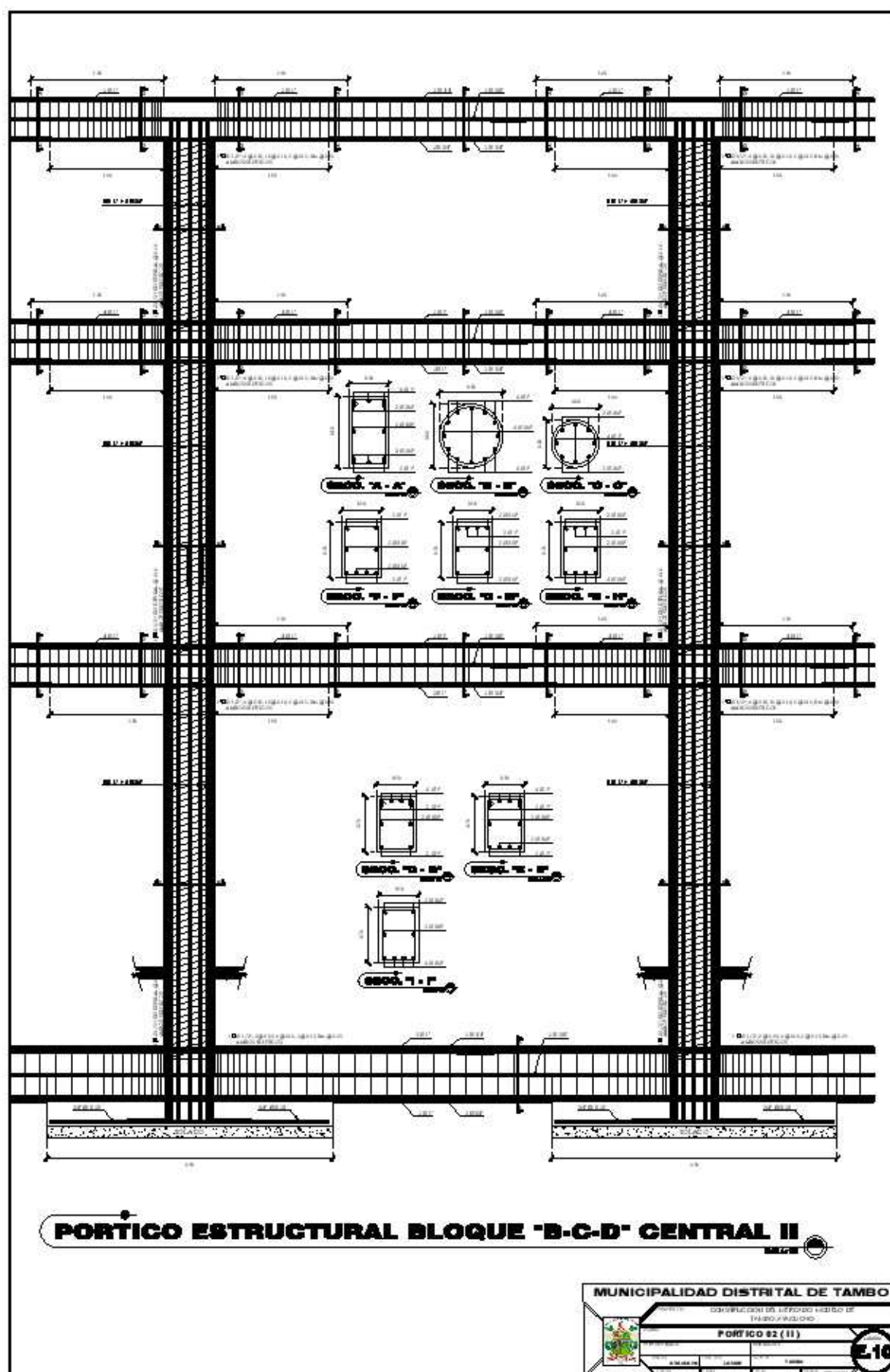


Figura 4.6: Plano de Estructura Bloque B

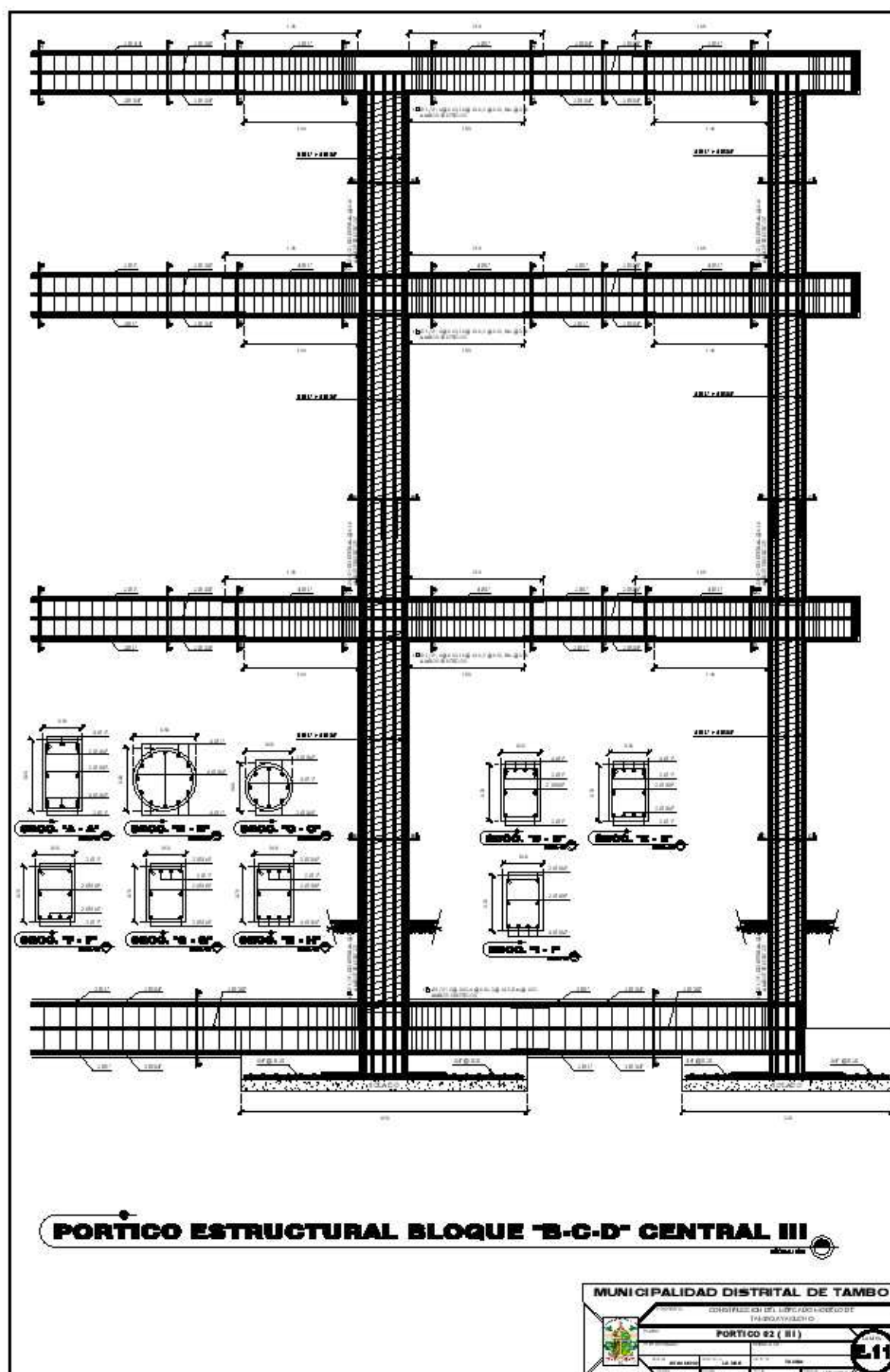


Figura 4.7: Plano de Estructura Bloque B

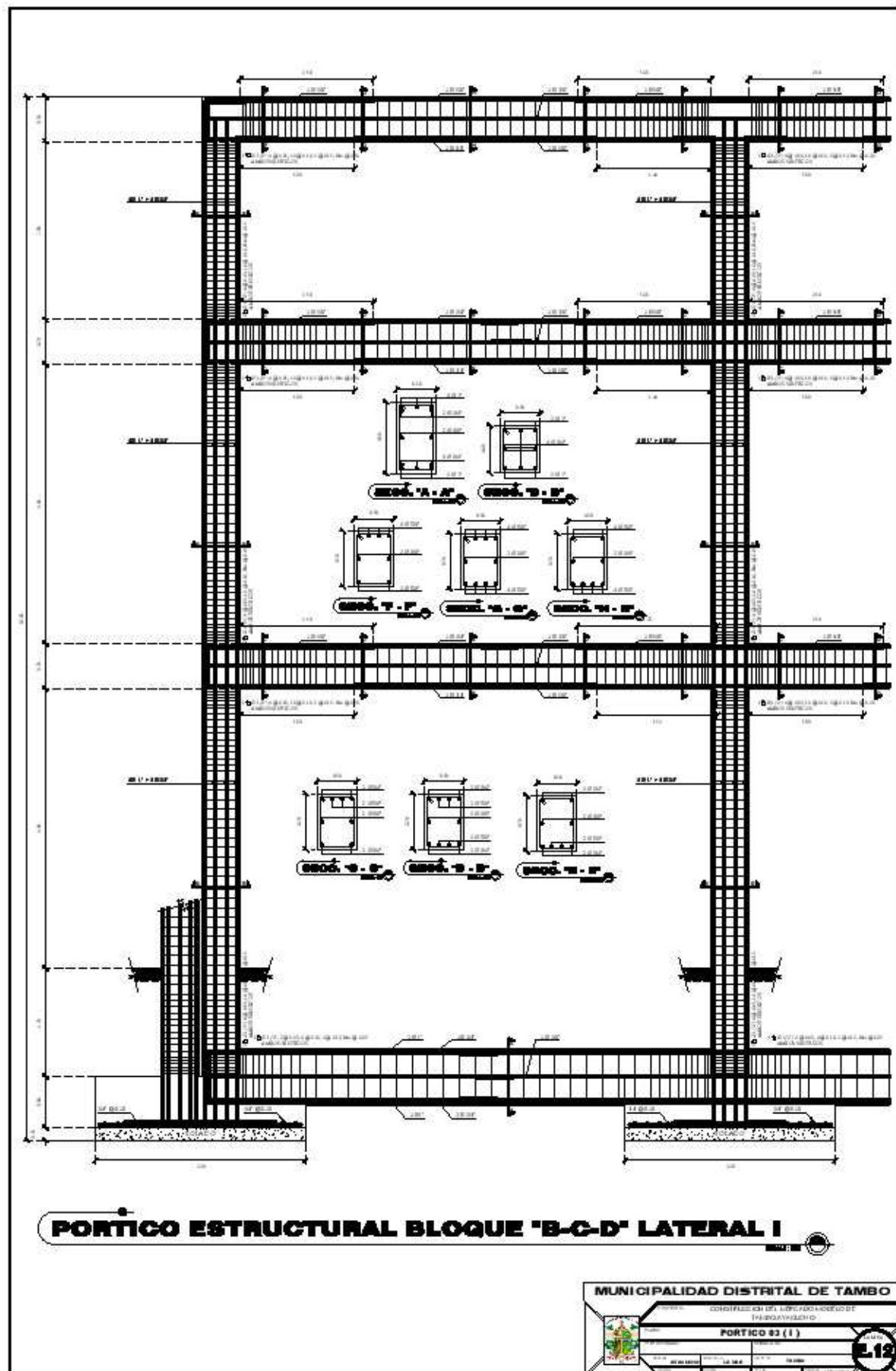


Figura 4.8: Plano de Estructura Bloque B

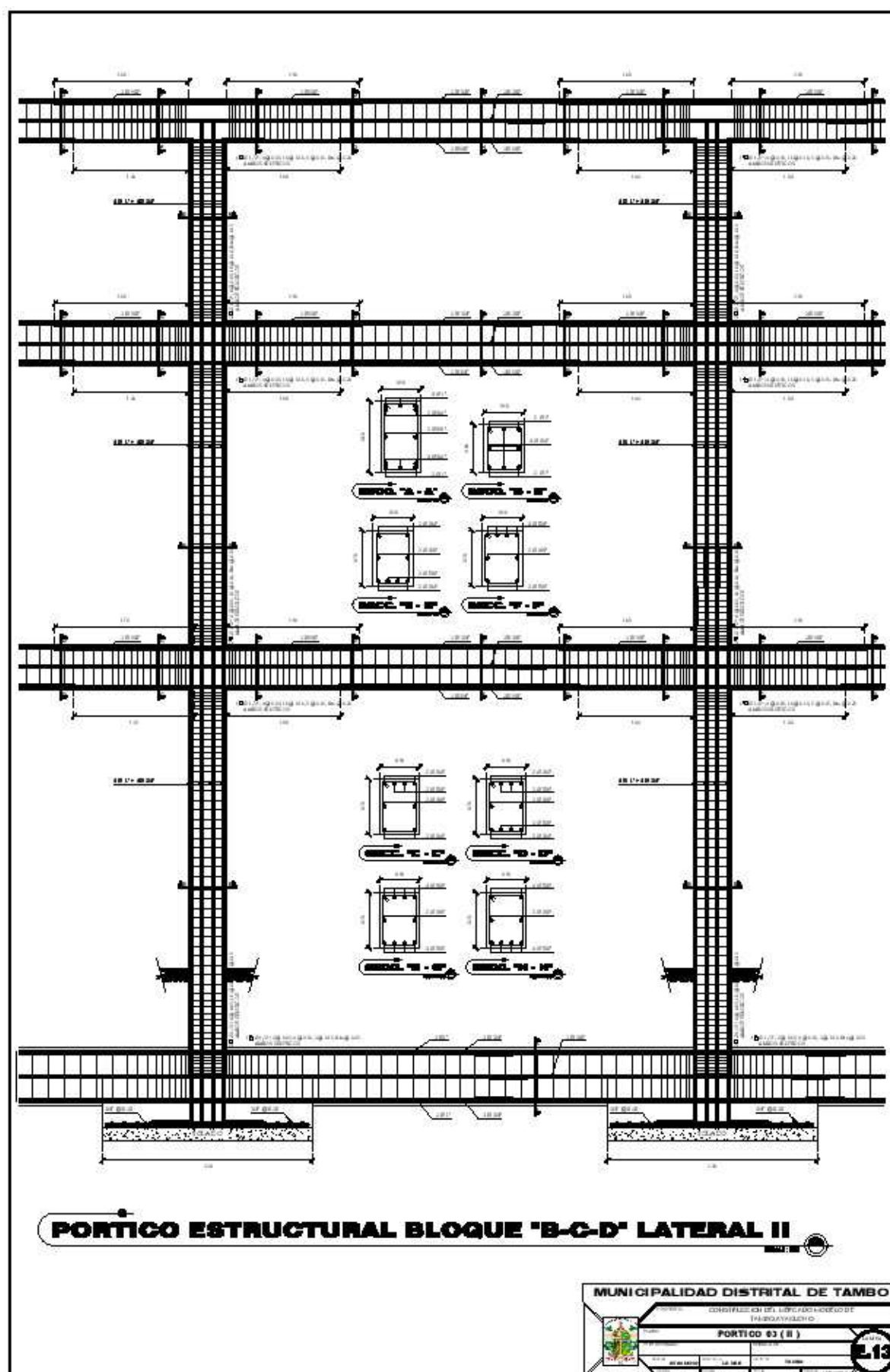


Figura 4.9: Plano de Estructura Bloque B

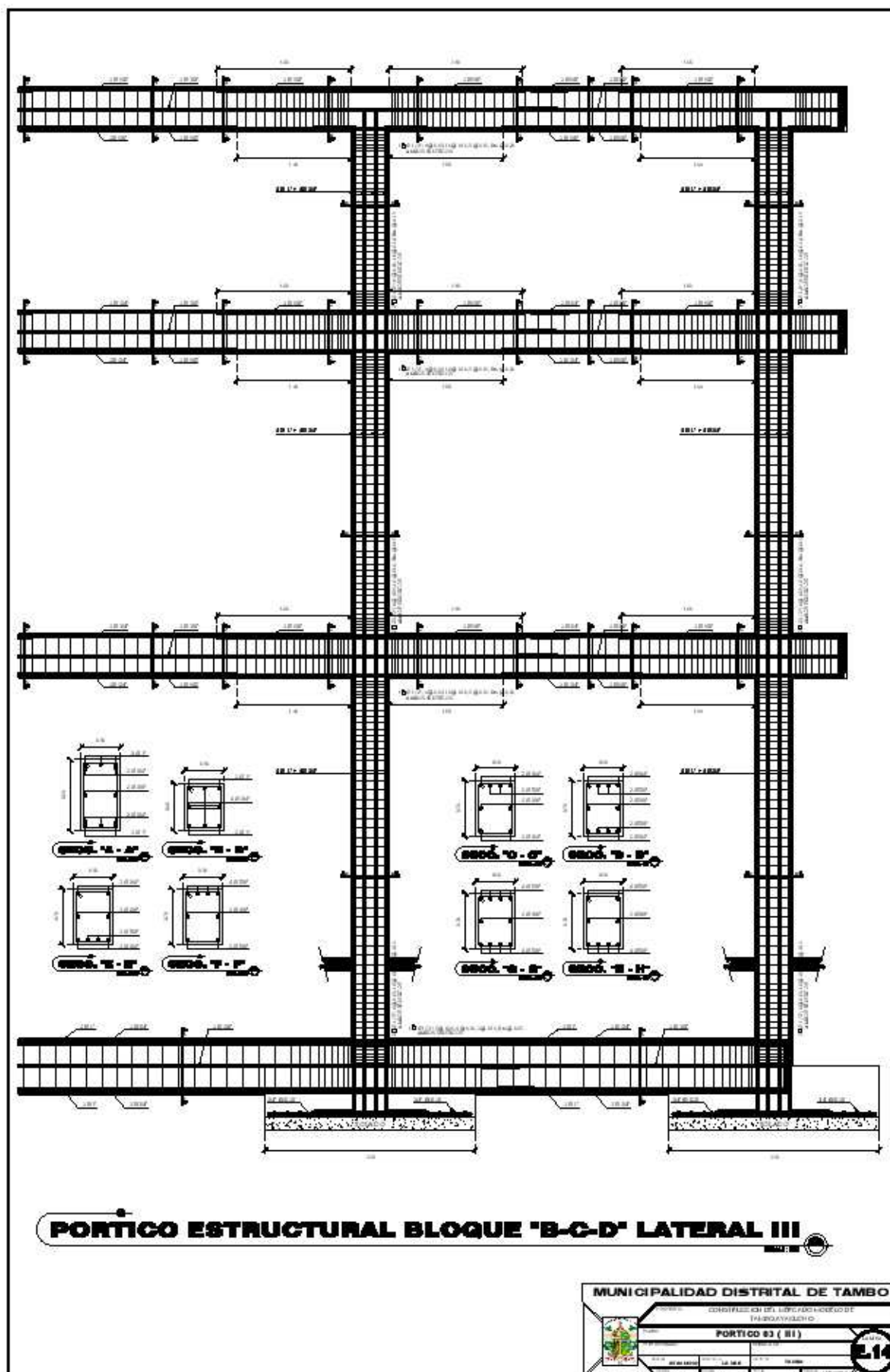


Figura 4.10: Plano de Estructura Bloque B

**UNSCH****FACULTAD DE
INGENIERÍA**
DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL**ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS N° 046-2025-FIMGC****PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

En la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga de la ciudad de Ayacucho, en cumplimiento a la **RESOLUCIÓN DECANAL N° 349-2025-FIMGC-D**, a los catorce días del mes de octubre de 2025, siendo las 04:00 p.m., reunidos en el Auditorio de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, bajo la presidencia del MSc. Ing. José Ernesto ESTRADA CARDENAS, y los miembros: Ing. Rolando CISNEROS AYALA y Ing. Rubén Américo YACHAPA CONDEÑA, actuando como secretario docente el Ing. Saul Walter RETAMOZO FERNÁNDEZ, para proceder a la sustentación de tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, del bachiller:

JOEL GUTIERREZ QUISPE

Quien presentó la tesis denominada:

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL MERCADO DE ABASTO DE LA LOCALIDAD DE TAMBO, DISTRITO DE TAMBO, PROVINCIA DE LA MAR, DEPARTAMENTO DE AYACUCHO, 2023

Los señores miembros del jurado, luego de expuesta la tesis y absueltas las preguntas, deliberaron y declararon:

Aprobado con Quince (15)

Siendo las 06:00 p.m. del día 14 de octubre de 2025, culmina el acto de sustentación de tesis, y en conformidad con lo actuado, los miembros del jurado firman al pie del presente.

MSc. José Ernesto ESTRADA CÁRDENAS
Presidente

Ing. Rubén Américo YACHAPA CONDEÑA
Miembro - Asesor

Ing. Rolando CISNEROS AYALA
Miembro

Ing. Saul Walter RETAMOZO FERNANDEZ
Secretario docente de la FIMGC

FACULTAD DE INGENIERÍA
DE MINAS Y CIVIL
Av. Independencia S/N
Ciudad Universitaria
Central Tel. 066 312510
Anexo 151



UNSCH

FACULTAD DE
INGENIERÍA
DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL



"Año de la recuperación y consolidación de la economía peruana"

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTANCIA N° 029-2025-FIMGC/ASIH

El que suscribe; responsable verificador de originalidad de trabajos de tesis de pregrado con el software Turnitin, de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil; en cumplimiento a la Resolución de Consejo Universitario N° 039-2021-UNSCH-CU, Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga y Resolución Decanal N° 697-2024-FIMGC-UNSCH-D, dejo constancia de originalidad de trabajo de investigación, que el/la Sr./Srta.

Apellidos y Nombres	: Joel GUTIERREZ QUISPE
Escuela Profesional	: INGENIERÍA CIVIL
Título de la Tesis	: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL MERCADO DE ABASTOS DE LA LOCALIDAD DE TAMBO, DISTRITO DE TAMBO, PROVINCIA DE LA MAR, DEPARTAMENTO DE AYACUCHO, 2023
Evaluación de la Originalidad	: 19 % Índice de Similitud
Identificador de la entrega	: 2846808430

Por tanto, según los Artículos 12, 13 y 17 del Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación, es **PROCEDENTE** otorgar la **Constancia de Originalidad** para los fines que crea conveniente.

En señal de conformidad y verificación se firma la presente constancia

Ayacucho, 15 de diciembre del 2025



UNIVERSIDAD NACIONAL DE
SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil

Mg. Ing. Atex-Sander IROCANAU PAHUAMANT
Verificador de Originalidad de Trabajos de Tesis de Pregrado
Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL MERCADO DE ABASTOS DE LA LOCALIDAD DE TAMBO, DISTRITO DE TAMBO, PROVINCIA DE LA MAR, DEPARTAMENTO DE AYACUCHO, 2023

por Joel GUTIERREZ QUISPE

Fecha de entrega: 15-dic-2025 09:39a. m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2846808430

Nombre del archivo: Te_Joel_Gutierrez_Quispe.pdf (81.76M)

Total de palabras: 34408

Total de caracteres: 155380

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL
MERCADO DE ABASTOS DE LA LOCALIDAD DE TAMBO,
DISTRITO DE TAMBO, PROVINCIA DE LA MAR,
DEPARTAMENTO DE AYACUCHO, 2023

INFORME DE ORIGINALIDAD

19%	20%	8%	10%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	4%
2	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	1%
3	vsip.info Fuente de Internet	1%
4	Submitted to Universidad Autónoma de Nuevo León Trabajo del estudiante	1%
5	bdigital.unal.edu.co Fuente de Internet	1%
6	Submitted to uazuay Trabajo del estudiante	1%
7	qdoc.tips Fuente de Internet	<1%
8	repositorio.upn.edu.pe Fuente de Internet	<1%
9	www.dspace.uce.edu.ec Fuente de Internet	<1%
10	upcommons.upc.edu Fuente de Internet	<1%

repositorioacademico.upc.edu.pe

11	Fuente de Internet	<1 %
12	xdoc.mx Fuente de Internet	<1 %
13	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
14	Submitted to Universidad Católica de Santa María Trabajo del estudiante	<1 %
15	repositorio.uns.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
16	Submitted to Asian Institute of Technology Trabajo del estudiante	<1 %
17	www.academia.edu Fuente de Internet	<1 %
18	pt.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
19	repositorio.uta.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
20	idoc.pub Fuente de Internet	<1 %
21	repositorio.unprg.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
22	ri.ues.edu.sv Fuente de Internet	<1 %
23	Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga Trabajo del estudiante	<1 %
24	www.scribd.com Fuente de Internet	<1 %

Submitted to Universidad Cesar Vallejo

25	Trabajo del estudiante	<1 %
26	vdocuments.mx Fuente de Internet	<1 %
27	repositorio.udch.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
28	tesis.usat.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
29	cdn.www.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
30	repositorio.undac.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
31	repositorio.unh.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
32	es.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
33	repositorio.usfq.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
34	repositorio.uniandes.edu.co Fuente de Internet	<1 %
35	repositorio.unesum.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
36	biblioteca.usac.edu.gt Fuente de Internet	<1 %
37	repositorio.udh.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
38	repositorio.unasam.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
39	Submitted to Universidad Nacional del Centro del Peru Trabajo del estudiante	<1 %

40	fdocuments.es Fuente de Internet	<1 %
41	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
42	dspace.ucuenca.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
43	repositorio.espe.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
44	www.researchgate.net Fuente de Internet	<1 %
45	documents.mx Fuente de Internet	<1 %
46	repositorio.upt.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
47	repositorio.ug.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
48	www.slideshare.net Fuente de Internet	<1 %
49	cybertesis.uni.edu.pe Fuente de Internet	<1 %

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias

< 30 words

Excluir bibliografía

Activo