UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES DISEÑADO CON LA NORMA E.030"

Tesis presentada por los Bachilleres:

CHOQUE SUCASACA, JOHANNY FERNANDO
LUQUE SOLIS, EDWARD DEYVIZ

Para optar por el Título Profesional de **INGENIERO CIVIL**

Asesor de Tesis:

ING. HERBER FERNANDO CALLA ARANDA

AREQUIPA – PERÚ

2019

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Título de tesis:

"ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES DISEÑADO CON LA NORMA E.030"

Nombre de los tesistas:

Bach. Choque Sucasaca, Johanny Fernando
Bach. Luque Solis, Edward Deyviz

Calificación: _____

Fecha de sustentación: _____

_____
ING. FERNANDO ENCISO MIRANDA
Presidente del jurado

_____
ING. JORGE ROSAS ESPINOZA
Miembro del jurado

_____
ING. PAUL RODRIGUEZ GUILLEN
Miembro del jurado

_____
ING. HECTOR NOVOA ANDIA
Miembro del jurado (suplente)

AREQUIPA – PERÚ
2019

DEDICATORIA

A mis padres, Dionicio y Reinalda, por inculcar en mí el ejemplo de esfuerzo y perseverancia; a mis hermanos Tania y José Luis por su cariño y apoyo incondicional en todo momento.

J. FERNANDO CHOQUE

A mis padres, Nelia y Lorenzo, quienes con su amor, consejo y esfuerzo me han permitido llegar a cumplir una meta más.

A mis hermanos, Karen e Irwin, por su cariño y apoyo en todo momento de mi vida.

EDWARD D. LUQUE SOLIS

AGRADECIMIENTOS

A nuestro asesor de tesis Ing. Herber Calla Aranda, por la orientación y los consejos brindados para la realización de la presente tesis.

Al Ing. Fernando Enciso Miranda, por su apoyo brindado y compartir sus conocimientos en la mejora de la presente tesis. Al Ing. John Aragón Brousset, por su orientación durante el desarrollo de la presente tesis.

A los ingenieros de la Facultad de Ingeniería Civil, por las enseñanzas y experiencias brindadas para formar la base de nuestro desarrollo profesional.

RESUMEN

En la presente tesis se desarrolla la teoría y la aplicación del diseño basado en el desempeño sísmico de un edificio de ocho niveles en la ciudad de Arequipa. Se plantean dos modelos de estudio basados en dos sistemas estructurales en concreto armado, el primero de pórticos y el segundo de muros estructurales (muros de corte), con el objeto de estudiar su comportamiento frente a diferentes niveles de amenaza sísmica.

Los modelos estructurales se establecieron en función de los criterios y requerimientos establecidos en la normativa vigente, el análisis estructural para cargas de gravedad y de sismo se desarrolló en el programa ETABS, adicionalmente los modelos se validaron mediante un cálculo manual correspondiente al análisis sísmico modal-espectral utilizando el método de rigideces.

Realizado el análisis estructural se procedió a diseñar todos los elementos estructurales, básicamente vigas, columnas y muros de corte, los resultados del diseño se reflejan en los planos de estructuras.

Posteriormente se realiza un Análisis Estático No Lineal – Pushover siguiendo las recomendaciones dadas por el ASCE/SEI 41-13. Los modelos y el análisis se desarrollaron en el programa ETABS, obteniéndose las curvas de capacidad de los sistemas estructurales de estudio, así como los mecanismos de formación de rótulas plásticas en sus elementos.

El punto de desempeño de las estructuras se determina mediante la aplicación de dos métodos: el Método del Espectro de Capacidad (ATC-40, FEMA 440); y el Método de Coeficientes (FEMA 440, ASCE/SEI 41-13). La demanda sísmica se define a partir del espectro de diseño de la norma NTE E.030 (2018).

Finalmente se presenta la evaluación del desempeño sísmico según los objetivos de desempeño recomendados por el Comité Visión 2000 y el ATC-40.

Palabras clave: *Desempeño Sísmico, Pórticos, Muros de Corte, Análisis Estático No Lineal Pushover, Método del Espectro de Capacidad, Método de Coeficientes.*

ABSTRACT

In the present thesis the theory and the application of the design based on the seismic performance of an eight-level building in the city of Arequipa is developed. Two study models are proposed based on two structural systems in reinforced concrete, the first of frames and the second of structural walls (shear walls), in order to study their behavior against different levels of seismic hazard.

The structural models were established according to the criteria and requirements established in the current regulations, the structural analysis for gravity and earthquake loads was developed in the ETABS program, in addition the models were validated by means of a manual calculation corresponding to the seismic modal-spectral analysis using the rigidities method.

Once the structural analysis was carried out, all the structural elements, basically beams, columns and shear walls, were designed, and the design results are reflected in the structural drawings.

Subsequently, a Nonlinear Static Analysis - Pushover is carried out following the recommendations given by the ASCE / SEI 41-13. The models and the analysis were developed in the ETABS program, obtaining the curves of capacity of the structural systems of study, as well as the mechanisms of formation of plastic hinges in their elements.

The performance point of the structures are determined by the application of two methods: the Capacity Spectrum Method (ATC-40, FEMA 440); and the Coefficient Method (FEMA 440, ASCE / SEI 41-13). The seismic demand is defined from the design spectrum of the NTE E.030 standard (2018).

Finally, the evaluation of the seismic performance is presented according to the performance objectives recommended by the Vision 2000 Committee and the ATC-40.

Key words: *Seismic Performance, Frames, Shear Walls, Nonlinear Static Analysis Pushover, Capacity Spectrum Method, Coefficient Method.*

ÍNDICE GENERAL

CAPITULO 1 ____ 1
1. INTRODUCCIÓN ____ 1
1.1 Introducción ____ 1
1.2 Problemática ____ 1
1.3 Sismos y su influencia en el comportamiento de edificaciones ____ 2
1.3.1 Sismología ____ 2
1.3.2 Registro histórico de sismos ____ 2
1.3.3 Evaluación de daños en las edificaciones después de un sismo ____ 4
1.3.4 Criterios de Estructuración ____ 7
1.4 Marco Normativo ____ 11
1.5 Objetivos ____ 12
1.6 Hipótesis y variables ____ 12

CAPITULO 2 ____ 13
2. DESEMPEÑO SÍSMICO Y ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL ____ 13
2.1 Desempeño Sísmico ____ 13
2.1.1 Diseño sísmico basado en el desempeño ____ 14
2.1.2 Niveles de Desempeño Sísmico ____ 15
2.1.2.1 Propuesta del Comité Visión 2000 ____ 15
2.1.2.2 Propuesta del ATC-40 ____ 16
2.1.2.3 Niveles de desempeño según el ASCE/SEI 41-13 ____ 19
2.1.3 Objetivos de Desempeño ____ 22
2.1.3.1 Propuesta del Comité Visión 2000 ____ 22
2.1.3.2 Propuesta del ATC-40 ____ 23
2.1.3.3 Objetivos de desempeño según el ASCE/SEI 41-13 ____ 24
2.1.4 Filosofía de diseño estructural según la NTE E.030 ____ 25
2.2 Demanda sísmica ____ 26
2.2.1 Niveles de Amenaza Sísmica ____ 26
2.2.1.1 Propuesta del Comité Visión 2000 ____ 26
2.2.1.2 Propuesta del ATC-40 ____ 27
2.2.1.3 Niveles de amenaza sísmica según el ASCE/SEI 41-13 ____ 27
2.2.2 Espectro de diseño según la NTE E.030 (2018) ____ 28
2.2.3 Representación del Peligro Sísmico ____ 30
2.2.4 Espectros de Demanda Sísmica ____ 30
2.2.4.1 Respuesta Elástica de Estructuras ____ 31
2.2.4.2 Respuesta Inelástica de Estructuras ____ 31
2.3 Comportamiento de edificaciones ante acciones laterales ____ 32
2.3.1 Curva de Capacidad Estructural obtenida de un Modelo Teórico ____ 32
2.3.1.1 Modelos de comportamiento para el Concreto Armado ____ 32
2.3.1.2 Modelo Esfuerzo-Deformación para el Acero de Refuerzo ____ 33
2.3.1.3 Modelo Esfuerzo-Deformación para el Concreto ____ 34
2.3.2 Modelo inelástico para Secciones y Elementos ____ 38
2.3.2.1 Diagrama Momento-Curvatura ____ 38
2.3.2.2 Diagrama Momento-Rotación ____ 39
2.3.2.3 Diagrama Simplificado Momento-Rotación ____ 39
2.3.3 Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación ____ 40
2.3.3.1 Vigas ____ 41

2.3.3.2 Columnas 43
2.3.3.3 Muros de corte 43
2.3.4 Rótulas Plásticas 44
2.3.4.1 Vigas 44
2.3.4.2 Columnas 45
2.3.4.3 Muros de corte 45
2.3.5 Modelo No lineal del edificio 46
2.3.6 Análisis Estático No Lineal "Pushover" 46
2.3.6.1 Procedimiento del Análisis Pushover 47
2.3.7 Curva de Capacidad 48
2.3.7.1 Ductilidad 48
2.3.7.2 Sobrerresistencia 49
2.4 Métodos para estimar el punto de desempeño 49
2.4.1 Método del Espectro de Capacidad 50
2.4.1.1 Procedimiento propuesto en el ATC-40 50
2.4.1.2 Procedimiento propuesto en el FEMA 440 56
2.4.2 Método de Coeficientes 60
2.4.2.1 Procedimiento propuesto en el FEMA 356 60
2.4.2.2 Procedimiento propuesto en el FEMA 440 y el ASCE/SEI 41-13 63
2.5 Evaluación del Desempeño Sísmico y Criterios de Aceptación 66
2.5.1 Límites de aceptabilidad global del edificio 66
2.5.2 Límites de aceptabilidad de elementos y componentes 67

CAPITULO 3 69
3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA CARGAS DE GRAVEDAD Y DE SISMO SEGÚN LA NTE E.030 (2018) 69
3.1 Descripción general del edificio de estudio 69
3.2 Sistema Estructural de Pórticos 70
3.3.1 Predimensionamiento de los elementos estructurales 70
3.3.1.1 Losa Maciza Bidireccional 70
3.3.1.2 Vigas 70
3.3.1.3 Columnas 70
3.3.2 Análisis por cargas de gravedad 71
3.3.3 Análisis Sísmico 73
3.3.3.1 Análisis Sísmico Estático 73
3.3.3.2 Análisis Sísmico Dinámico 74
3.3.3.2.1 Modelo en el Programa ETABS 75
3.3.3.2.2 Modelo Manual 77
3.3.3.3 Derivas máximas de entrepiso 88
3.3.3.4 Verificación de Sistema Estructural e Irregularidades Estructurales 88
3.3.3.4.1 Sistema Estructural 88
3.3.3.4.2 Irregularidad Estructural en Altura 88
3.3.3.4.3 Irregularidad Estructural en Planta 90
3.3.3.4.4 Clasificación de la estructura 92
3.3.4 Fuerza cortante mínima 92
3.3 Sistema de Muros Estructurales 93
3.3.1 Predimensionamiento de los elementos estructurales 93
3.3.1.1 Losa Maciza Bidireccional 93
3.3.1.2 Vigas 93
3.3.1.3 Columnas 93

3.3.1.4 Placas o muros de corte 94
3.3.2 Análisis por cargas de gravedad 95
3.3.3 Análisis Sísmico 96
3.3.3.1 Análisis Sísmico Estático 96
3.3.3.2 Análisis Sísmico Dinámico 97
3.3.3.2.1 Modelo en el Programa ETABS 98
3.3.3.2.2 Modelo Manual 99
3.3.3.3 Derivas máximas de entrepiso 109
3.3.3.4 Verificación de Sistema Estructural e Irregularidades Estructurales 110
3.3.3.4.1 Sistema Estructural 110
3.3.3.4.2 Irregularidad Estructural en Altura 110
3.3.3.4.3 Irregularidad Estructural en Planta 112
3.3.3.4.4 Clasificación de la estructura 113
3.3.4 Fuerza cortante mínima 113

CAPITULO 4 114
4. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO 114
4.1 Método de diseño 114
4.1.1 Factores de reducción de resistencia 114
4.1.2 Combinaciones de cargas para el diseño 114
4.2 Sistema Estructural de Pórticos 115
4.2.1 Diseño de Vigas 115
4.2.1.1 Diseño por flexión 115
4.3.1.2 Diseño por corte 118
4.2.2 Diseño de columnas 120
4.2.2.1 Diseño por flexocompresión 120
4.2.2.2 Flexión biaxial 123
4.2.2.2 Diseño por corte 125
4.2.3 Diseño de nudos 128
4.3 Sistema de Muros Estructurales 129
4.3.1 Diseño de Vigas 129
4.3.1.1 Diseño por flexión 129
4.3.1.2 Diseño por corte 132
4.3.2 Diseño de Columnas 133
4.3.2.1 Diseño por flexocompresión 133
4.3.2.2 Flexión biaxial 137
4.3.2.3 Diseño por corte 139
4.3.3 Diseño de Muros de Corte 141
4.3.3.1 Diseño por flexocompresión 141
4.3.3.2 Diseño por corte 145
4.3.3.3 Diseño por deslizamiento 147

CAPITULO 5 149
5. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL – PUSHOVER 149
5.1 Sistema Estructural de Pórticos 149
5.1.1 Modelo inelástico 149
5.1.2 Modelos de comportamiento para los materiales 149
5.1.3 Modelos de comportamiento para los elementos estructurales 150
5.1.3.1 Vigas 150
5.1.3.2 Columnas 152

5.1.4 Análisis Estático No Lineal Pushover 154
5.1.4.1 Patrón de carga lateral 154
5.1.4.2 Casos de Carga 155
5.1.4.3 Resultados del Análisis Pushover 156
5.1.4.4 Curva de Capacidad y Puntos de interés 160
5.2 Sistema de Muros Estructurales 162
5.2.1 Modelo inelástico 162
5.2.2 Modelos de comportamiento para los materiales 162
5.2.3 Modelos de comportamiento para los elementos estructurales 163
5.2.3.1 Vigas 163
5.2.3.2 Columnas 165
5.2.3.3 Muros de Corte 167
5.2.4 Análisis Estático No lineal Pushover 171
5.2.4.1 Patrón de carga lateral 171
5.2.4.2 Casos de carga 172
5.2.4.3 Resultados del Análisis Pushover 173
5.2.4.4 Curva de Capacidad y Puntos de interés 180

CAPITULO 6 182
6. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ESTUDIO 182
6.1 Objetivos de Desempeño 182
6.2 Demanda Sísmica 182
6.3 Sistema Estructural de Pórticos 185
6.3.1 Método del Espectro de Capacidad según FEMA 440 185
6.3.1.1 Espectro de Capacidad 185
6.3.1.2 Punto de desempeño 187
6.3.2 Método de Coeficientes según ASCE/SEI 41-13 187
6.3.2.1 Representación bilineal de la curva de capacidad 187
6.3.2.2 Punto de desempeño 188
6.3.3 Evaluación del Desempeño Sísmico 188
6.4 Sistema de Muros Estructurales 192
6.4.1 Método del Espectro de Capacidad según FEMA 440 192
6.4.1.1 Espectro de Capacidad 192
6.4.1.2 Punto de desempeño 193
6.4.2 Método de Coeficientes según ASCE/SEI 41-13 194
6.4.2.1 Representación bilineal de la curva de capacidad 194
6.4.2.2 Punto de desempeño 196
6.4.3 Evaluación del Desempeño Sísmico 196

CONCLUSIONES 200

RECOMENDACIONES 205

BIBLIOGRAFÍA 206

ANEXOS 208

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 Terremoto de Arequipa, 1868 3
Figura 1-2 Terremoto de San Francisco 3
Figura 1-3 Terremoto de Ancash, 1970 3
Figura 1-4 Terremoto de Arequipa, 2001 3
Figura 1-5 Terremoto de Pisco, 2007 4
Figura 1-6 Terremoto de Haití, 2010 4
Figura 1-7 Colapso debido a la falla de columnas 5
Figura 1-8 Falla de una columna con escaso refuerzo transversal 5
Figura 1-9 Falla de la conexión viga-columna 5
Figura 1-10 Volteo de un edificio por falla de cimentación 5
Figura 1-11 Viga fuertemente excéntrica con respecto al eje de la columna 6
Figura 1-12 Daño en un edificio por vibración torsional 6
Figura 1-13 Falla de un edificio por Piso Blando 6
Figura 1-14 Golpeo entre edificios adyacentes 6
Figura 1-15 Falla por columna corta 7
Figura 1-16 Falla por asentamiento diferencial de cerco perimétrico 7
Figura 1-17 Asimetría en elevación 8
Figura 1-18 Asimetría en planta 8
Figura 1-19 Rótula plástica en viga 8
Figura 1-20 Losa y viga monolítica 8
Figura 1-21 Continuidad de muros 9
Figura 1-22 Discontinuidad de columna 9
Figura 1-23 Edificio con piso blando 9
Figura 1-24 Colapso de edificación por baja rigidez lateral 9
Figura 1-25 Diafragma rígido y flexible 10
Figura 1-26 Falla por columna corta 10
Figura 1-27 Agrietamiento de los tabiques 10
Figura 1-28 Cimentación superficial y profunda 11
Figura 2-1 Metodología para el diseño sísmico basado en el desempeño (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995) 14
Figura 2-2 Niveles y Rangos de Desempeño de un edificio objetivo (ASCE/SEI 41-13, 2014) 21
Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995) 23
Figura 2-4 Conversión del Espectro de Respuesta a formato ADRS (ATC-40, 1996) 31
Figura 2-5 Respuesta elástica de estructuras (Elaboración Propia) 31
Figura 2-6 Respuesta inelástica de estructuras (ATC-40, 1996) 32
Figura 2-7 Modelo Elastoplástico Perfecto (Ottazzi, 2011) 33
Figura 2-8 Modelo Trilineal con endurecimiento por deformación (Ottazzi, 2011) 33
Figura 2-9 Modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación (Park y Paulay, 1975) 34
Figura 2-10 Modelo para el concreto no confinado (Mander, Priestley y Park, 1988) 35
Figura 2-11 Modelo para concreto no confinado (Whitney, 1937) 35
Figura 2-12 Modelo para concreto no confinado (Hognestad, 1951) 36
Figura 2-13 Modelo para concreto confinado (Park, Priestley y Gill, 1982) 37
Figura 2-14 Modelo para concreto confinado (Mander, Priestley y Park, 1988) 37
Figura 2-15 Diagrama Momento-Curvatura típica (Ottazzi, 2011) 39
Figura 2-16 Curvatura y Rotación de un elemento (Ottazzi, 2011) 39
Figura 2-17 Diagrama Momento-Rotación simplificado (ASCE/SEI 41-13, 2014) 40

Figura 2-18 Relaciones generalizadas fuerza-deformación para componentes (ASCE/SEI 41-13, 2014) 40
Figura 2-19 Diagrama de distribución de esfuerzos (Elaboración Propia) 41
Figura 2-20 Diagrama Momento-Curvatura de la sección (Mathcad Prime) 42
Figura 2-21 Diagrama Momento-Rotación del elemento (Mathcad Prime) 42
Figura 2-22 Formación de rótula plástica en los extremos de viga (Elaboración Propia) 45
Figura 2-23 Mecanismo ideal de formación de rótulas plásticas en un pórtico (Elaboración Propia) 45
Figura 2-24 Tipos de falla en muros de corte (Blanco, 1994) 46
Figura 2-25 Secuencia del Análisis Pushover (Arango, Paz y Duque, 2009) 47
Figura 2-26 Curva de capacidad idealizada (ASCE/SEI 41-13, 2014) 48
Figura 2-27 Tipos de ductilidad (Gioncu y Mazzolani, 2001) 48
Figura 2-28 Conversión de la Curva de Capacidad a formato ADRS (ATC-40, 1996) 51
Figura 2-29 Representación bilineal del espectro de capacidad (ATC-40, 1996) 52
Figura 2-30 Derivación del amortiguamiento β0 para la reducción espectral (ATC-40, 1996) 53
Figura 2-31 Determinación del punto de desempeño de prueba (ATC-40, 1996) 55
Figura 2-32 Determinación del punto de desempeño (ATC-40, 1996) 56
Figura 2-33 Espectro de respuesta modificado MADRS para uso con Tsec (FEMA 440, 2005) 58
Figura 2-34 Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la Iteración Directa (Procedimiento A) (FEMA 440, 2005) 59
Figura 2-35 Representación bilineal de la curva de capacidad (FEMA 356, 2000) 61
Figura 2-36 Curva idealizada fuerza-desplazamiento (FEMA 440, 2005) 64
Figura 2-37 Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva capacidad (ATC-40, 1996) 67
Figura 2-38 Sectorización por niveles de desempeño de la curva generalizada fuerza-deformación para componentes primarios (ASCE/SEI 41-13, 2014) 68
Figura 3-1 Estructuración del piso típico – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 71
Figura 3-2 Vista en planta y 3D del modelo – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016) 72
Figura 3-3 Espectro de Diseño – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 75
Figura 3-4 Modos de vibración predominantes en la dirección X e Y – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016) 76
Figura 3-5 Pórtico típico 1 a 5 - Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 78
Figura 3-6 Estructuración del piso típico – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 95
Figura 3-7 Vista en planta y 3D del modelo – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 96
Figura 3-8 Espectro de Diseño – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 97
Figura 3-9 Modos de vibración predominantes en la dirección X e Y (ETABS 2016) 98
Figura 3-10 Pórtico típico 1 y 5 - Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 101
Figura 4-1 Planta típica – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 116
Figura 4-2 Envolvente de momentos de la Viga V-102 – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 116
Figura 4-3 Detalle de refuerzo Viga V-102 – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 119
Figura 4-4 Diagrama de interacción Columna C-5 (X-X) – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 122
Figura 4-5 Diagrama de interacción Columna C-5 (Y-Y) – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 123

Figura 4-6 Detalle de refuerzo Columna C-5 (1° y 2° nivel) – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 128
Figura 4-7 Planta típica – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 130
Figura 4-8 Envolvente de momentos de la Viga V-103 – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 130
Figura 4-9 Detalle de refuerzo Viga V-103 – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 133
Figura 4-10 Refuerzo longitudinal Columna C-2– Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 136
Figura 4-11 Diagrama de interacción Columna C-2 (X-X) – Sistema de Muros Estructurales 136
Figura 4-12 Diagrama de interacción Columna C-2 (Y-Y) – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 137
Figura 4-13 Detalle de refuerzo Columna C-2 (1° y 2° nivel) – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 141
Figura 4-14 Refuerzo vertical Placa P-1 (1° nivel) – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 143
Figura 4-15 Diagrama de interacción Placa P-1 (X-X) – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 144
Figura 4-16 Diagrama de interacción Placa P-1 (Y-Y) – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 144
Figura 4-17 Detalle de refuerzo Placa P-1 (1° nivel) – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 148
Figura 5-1 Modelo de Mander para columnas (concreto confinado) de 0.90mx0.90m y para vigas (concreto no confinado) – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración propia) 149
Figura 5-2 Modelo de Park y Paulay para el acero de refuerzo de Ø = 1” – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración propia) 150
Figura 5-3 Definición de Rótula Plástica por flexión en la viga V-102-1 – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016) 151
Figura 5-4 Diagrama Momento-Rotación de la Viga V-102-1 – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016) 151
Figura 5-5 Diagrama Momento-Rotación de la columna C-5 en la dirección X y carga axial 170.10 tonf – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016) 153
Figura 5-6 Diagrama Momento-Rotación de la Columna C-5 en la dirección X y carga axial 680.40 tonf – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016) 154
Figura 5-7 Condición inicial de cargas de gravedad no lineal – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016) 155
Figura 5-8 Caso de Carga para el Análisis Pushover X-X – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016) 156
Figura 5-9 Punto de control para la dirección X-X – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016) 156
Figura 5-10 Formación de la primera rótula en X-X – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016) 157
Figura 5-11 Formación de rótulas para el desplazamiento de diseño en X-X – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016) 157
Figura 5-12 Mecanismo de colapso en X-X – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016) 158
Figura 5-13 Formación de la primera rótula en Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016) 158
Figura 5-14 Formación de rótulas para el desplazamiento de diseño en Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016) 159

Figura 5-15 Mecanismo de colapso en Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016) 159
Figura 5-16 Curva de Capacidad en la dirección X-X – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 160
Figura 5-17 Curva de Capacidad en la dirección Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 160
Figura 5-18 Modelo de Mander para el concreto confinado y no confinado – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 162
Figura 5-19 Modelo de Park para el acero de refuerzo ≤ 3/4" – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración propia) 163
Figura 5-20 Diagrama Momento-Rotación de la Viga V-103-1 – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 164
Figura 5-21 Diagrama Momento-Rotación de la columna C-5 en la dirección X y carga axial 33.60 tonf – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 166
Figura 5-22 Diagrama Momento-Rotación de la Columna C-5 en la dirección X y carga axial 201.60 tonf – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 166
Figura 5-23 Rotación en rótula plástica de muros de corte donde la respuesta inelástica es dominada por flexión (ASCE/SEI 41-13, 2014) 167
Figura 5-24 Diagrama Momento-Rotación de la placa P-1 en la dirección fuerte M3 y carga axial 157.50 tonf – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 168
Figura 5-25 Diagrama Momento-Rotación de la placa P-1 en la dirección débil M2 y carga axial 157.50 tonf – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 169
Figura 5-26 M3y y M3u de la Placa P-1 – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 169
Figura 5-27 M2y y M2u de la Placa P-1 – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 170
Figura 5-28 Relación Fuerza-Desplazamiento de la placa P-1 en la dirección fuerte V2 – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 171
Figura 5-29 Load Cases para el Análisis Pushover X e Y – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 172
Figura 5-30 Formación de la primera rótula en X-X – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 173
Figura 5-31 Formación de rótula plástica por flexión M3 en la viga V-402 – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 173
Figura 5-32 Formación de rótulas para el desplazamiento de diseño en X-X – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 174
Figura 5-33 Formación de rótula plástica por flexión M3 en la placa P-2 – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 174
Figura 5-34 Mecanismo de colapso en X-X – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 175
Figura 5-35 Rótula plástica antes del colapso por flexión M3 en la placa P-2 – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 175
Figura 5-36 Formación de la primera rótula en Y-Y – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 176
Figura 5-37 Formación de rótula plástica por flexión M3 en la viga V-205 – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 176
Figura 5-38 Formación de rótulas para el desplazamiento de diseño en Y-Y – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 177
Figura 5-39 Formación de rótula plástica por flexión M3 en la placa P-4 – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 177
Figura 5-40 Mecanismo de colapso en Y-Y – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 178

Figura 5-41 Rótula plástica antes del colapso por flexión M3 en la placa P-4 – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 178
Figura 5-42 Cortante máximo absorbido por la placa P-2 en la dirección X – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 179
Figura 5-43 Cortante máximo absorbido por la placa P-4 en la dirección Y – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 179
Figura 5-44 Curva de Capacidad en la dirección X-X – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 180
Figura 5-45 Curva de Capacidad en la dirección Y-Y – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 180
Figura 6-1 Objetivos Básicos de Desempeño para edificaciones comunes (Elaboración Propia) 182
Figura 6-2 Espectros elásticos de pseudoaceleraciones para cada nivel de sismo (Elaboración Propia) 184
Figura 6-3 Espectros elásticos en formato ADRS para cada nivel de sismo (Elaboración Propia) 185
Figura 6-4 Espectro de Capacidad en la dirección X-X - Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 186
Figura 6-5 Espectro de Capacidad en la dirección Y-Y - Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 186
Figura 6-6 Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X-X – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 187
Figura 6-7 Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 188
Figura 6-8 Desempeño Sísmico en X-X según FEMA 440 - Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 189
Figura 6-9 Desempeño Sísmico en Y-Y según FEMA 440 - Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 189
Figura 6-10 Desempeño Sísmico en X-X según ASCE/SEI 41-13 - Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 190
Figura 6-11 Desempeño Sísmico en Y-Y según ASCE/SEI 41-13 - Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia) 191
Figura 6-12 Espectro de Capacidad en la dirección X-X – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 193
Figura 6-13 Espectro de Capacidad en la dirección Y-Y – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 193
Figura 6-14 Representación bilineal de la curva de capacidad X-X – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 195
Figura 6-15 Representación bilineal de la curva de capacidad Y-Y – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 195
Figura 6-16 Desempeño Sísmico en X-X según FEMA 440 – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 196
Figura 6-17 Desempeño Sísmico en Y-Y según FEMA 440 – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 197
Figura 6-18 Desempeño Sísmico en X-X según ASCE/SEI 41-13 – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 198
Figura 6-19 Desempeño Sísmico en Y-Y según ASCE/SEI 41-13 – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia) 198

LISTA DE TABLAS

Tabla 1-1 Clasificación de los Sismos 2
Tabla 2-1 Niveles de desempeño y descripción de los estados de daño 16
Tabla 2-2 Niveles de desempeño para las estructuras 19
Tabla 2-3 Niveles de desempeño del edificio objetivo 22
Tabla 2-4 Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales 23
Tabla 2-5 Objetivos de desempeño 24
Tabla 2-6 Objetivo Básico de Desempeño Equivalente a los nuevos Estándares de Construcción 25
Tabla 2-7 Niveles de amenaza sísmica para diseño y evaluación 26
Tabla 2-8 Factores de Zona "Z" 28
Tabla 2-9 Clasificación de los perfiles de suelo 28
Tabla 2-10 Factor de suelo "S" 28
Tabla 2-11 Periodos TP y TL 29
Tabla 2-12 Coeficiente R0 para sistemas estructurales de Concreto Armado 29
Tabla 2-13 Valores de Momento-Curvatura de la sección (ejemplo) 42
Tabla 2-14 Valores de Momento-Rotación de la viga (ejemplo) 42
Tabla 2-15 Valores para el Factor de Modificación del amortiguamiento, k 54
Tabla 2-16 Valores mínimos permitidos de SRA y SRV 55
Tabla 2-17 Valores para el Factor de Modificación C0 62
Tabla 2-18 Valores para el Factor de Modificación C2 63
Tabla 2-19 Límites de deriva según el ATC-40 66
Tabla 2-20 Límites de deriva según el Comité Visión 2000 67
Tabla 3-1 Propiedades del concreto y acero de refuerzo para el diseño 69
Tabla 3-2 Predimensionamiento de Vigas – Sistema Estructural de Pórticos 70
Tabla 3-3 Predimensionamiento de Columnas – Sistema Estructural de Pórticos 71
Tabla 3-4 Peso Sísmico – Sistema Estructural de Pórticos 72
Tabla 3-5 Principales modos de vibración – Sistema Estructural de Pórticos 73
Tabla 3-6 Cortante basal estático – Sistema Estructural de Pórticos 74
Tabla 3-7 Valores para el Espectro de Diseño – Sistema Estructural de Pórticos 75
Tabla 3-8 Modos de vibración – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016) 76
Tabla 3-9 Cortante basal dinámico – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016) 77
Tabla 3-10 Matriz de rigidez lateral del edificio – Sistema Estructural de Pórticos 80
Tabla 3-11 Valores para la matriz de masa – Sistema Estructural de Pórticos 81
Tabla 3-12 Valores propios, periodos y frecuencias modales – Sistema Estructural de Pórticos 82
Tabla 3-13 Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo en la dirección X-X – Sistema Estructural de Pórticos 85
Tabla 3-14 Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo en la dirección Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos 86
Tabla 3-15 Cortante basal dinámico para el Sismo en la dirección X-X – Sistema Estructural de Pórticos 87
Tabla 3-16 Cortante basal dinámico para el Sismo en la dirección Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos 87
Tabla 3-17 Drifts máximos de entrepiso – Sistema Estructural de Pórticos 88
Tabla 3-18 Irregularidad de Rigidez para la dirección X-X – Sistema Estructural de Pórticos 89
Tabla 3-19 Irregularidad de Rigidez para la dirección Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos 89

Tabla 3-20 Irregularidad de Resistencia para la dirección X-X e Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos 89
Tabla 3-21 Irregularidad de Peso para las direcciones X e Y – Sistema Estructural de Pórticos 90
Tabla 3-22 Irregularidad Torsional para la dirección X-X – Sistema Estructural de Pórticos 91
Tabla 3-23 Irregularidad Torsional para la dirección Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos 91
Tabla 3-24 Factores de escala para cargas de sismo en X e Y – Sistema Estructural de Pórticos 92
Tabla 3-25 Predimensionamiento de Vigas – Sistema de Muros Estructurales 93
Tabla 3-26 Predimensionamiento de Columnas – Sistema de Muros Estructurales 94
Tabla 3-27 Peso Sísmico – Sistema de Muros Estructurales 95
Tabla 3-28 Principales modos de vibración – Sistema de Muros Estructurales 96
Tabla 3-29 Cortante basal estático – Sistema de Muros Estructurales 97
Tabla 3-30 Valores para el Espectro de Diseño– Sistema de Muros Estructurales 98
Tabla 3-31 Modos de vibración – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 99
Tabla 3-32 Cortante basal dinámico – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016) 99
Tabla 3-33 Valores para la matriz de masa – Sistema de Muros Estructurales 102
Tabla 3-34 Matriz de rigidez lateral del edificio – Sistema de Muros Estructurales 103
Tabla 3-35 Valores propios, periodos y frecuencias modales – Sistema de Muros Estructurales 104
Tabla 3-36 Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo en la dirección X-X – Sistema de Muros Estructurales 107
Tabla 3-37 Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo en la dirección Y-Y – Sistema de Muros Estructurales 108
Tabla 3-38 Cortante basal dinámico para el Sismo en X-X – Sistema de Muros Estructurales 108
Tabla 3-39 Cortante basal dinámico para el Sismo en Y-Y – Sistema de Muros Estructurales 109
Tabla 3-40 Drifts máximos de entrepiso – Sistema de Muros Estructurales 110
Tabla 3-41 Verificación del Sistema Estructural para las direcciones X e Y 110
Tabla 3-42 Irregularidad de Rigidez para la dirección X-X – Sistema de Muros Estructurales 111
Tabla 3-43 Irregularidad de Rigidez para la dirección Y-Y – Sistema de Muros Estructurales 111
Tabla 3-44 Irregularidad de Resistencia para las direcciones X e Y – Sistema de Muros Estructurales 111
Tabla 3-45 Irregularidad de Peso para las direcciones X e Y – Sistema de Muros Estructurales 112
Tabla 3-46 Irregularidad Torsional para la dirección X-X – Sistema de Muros Estructurales 112
Tabla 3-47 Irregularidad Torsional para la dirección Y-Y – Sistema de Muros Estructurales 113
Tabla 3-48 Factores de escala para cargas de sismo en X e Y – Sistema de Muros Estructurales 113
Tabla 4-1 Combinaciones de cargas para el diseño – Sistema Estructural de Pórticos 115
Tabla 4-2 Combinaciones de cargas para el diseño – Sistema de Muros Estructurales 115
Tabla 4-3 Diseño por flexión Viga V-102 – Sistema Estructural de Pórticos 117
Tabla 4-4 Verificación de Resistencias Viga V-102 – Sistema Estructural de Pórticos 118
Tabla 4-5 Diseño por corte Viga V-102 – Sistema Estructural de Pórticos 119
Tabla 4-6 Fuerzas internas en la columna C-5 del eje 2 y B (1° y 2° nivel) – Sistema Estructural de Pórticos 120
Tabla 4-7 Índice de estabilidad de entrepiso, Q – Sistema Estructural de Pórticos 121
Tabla 4-8 Combinaciones de diseño Columna C-5 (1° y 2° nivel) – Sistema Estructural de Pórticos 122
Tabla 4-9 Diseño por corte Columna C-5 (1° y 2° nivel) – Sistema Estructural de Pórticos 127
Tabla 4-10 Diseño por flexión Viga V-103 – Sistema de Muros Estructurales 131
Tabla 4-11 Verificación de Resistencias Viga V-103 – Sistema de Muros Estructurales 131

Tabla 4-12 Diseño por corte Viga V-103 – Sistema de Muros Estructurales 133
Tabla 4-13 Esfuerzos en la columna C-2 (1° y 2° nivel) – Sistema de Muros Estructurales 134
Tabla 4-14 Índice de estabilidad de entrepiso, Q – Sistema de Muros Estructurales 135
Tabla 4-15 Combinaciones de diseño Columna C-2 (1° y 2° nivel) – Sistema de Muros Estructurales 136
Tabla 4-16 Diseño por corte Columna C-2 (1° y 2° nivel) – Sistema de Muros Estructurales 140
Tabla 4-17 Esfuerzos en la placa P-1 (1° nivel) – Sistema de Muros Estructurales 142
Tabla 4-18 Combinaciones de diseño Placa P-1 (1° nivel) – Sistema de Muros Estructurales 142
Tabla 4-19 Diseño por corte Placa P-1 (1° nivel) – Sistema de Muros Estructurales 146
Tabla 4-20 Diseño por corte Placa P-1 (1° nivel) – Sistema de Muros Estructurales 147
Tabla 5-1 Distancias relativas para Rótulas Plásticas – Sistema Estructural de Pórticos 152
Tabla 5-2 Parámetros de modelación y Criterios de aceptación de la columna C-5 – Sistema Estructural de Pórticos 153
Tabla 5-3 Influencia de los modos superiores – Sistema Estructural de Pórticos 154
Tabla 5-4 Patrón de carga lateral en función de los modos fundamentales en X e Y – Sistema Estructural de Pórticos 155
Tabla 5-5 Puntos de interés de la Curva de Capacidad – Sistema Estructural de Pórticos 161
Tabla 5-6 Parámetros de modelación y Criterios de aceptación de la columna C-2 – Sistema de Muros Estructurales 165
Tabla 5-7 Parámetros de modelación P-M3 y Criterios de aceptación de la placa P-1 – Sistema de Muros Estructurales 168
Tabla 5-8 Parámetros de modelación P-M2 y Criterios de aceptación de la placa P-1 – Sistema de Muros Estructurales 168
Tabla 5-9 My y Mu (tonf-m) de la Placa P-1 – Sistema de Muros Estructurales 170
Tabla 5-10 Influencia de los modos superiores – Sistema de Muros Estructurales 171
Tabla 5-11 Patrón de carga lateral en función de los modos fundamentales en X e Y – Sistema de Muros Estructurales 172
Tabla 5-12 Puntos de interés de la Curva de Capacidad – Sistema de Muros Estructurales 181
Tabla 6-1 Factores de Conversión para cada nivel de sismo 183
Tabla 6-2 Espectros elásticos de pseudoaceleraciones para cada nivel de sismo 183
Tabla 6-3 Desplazamientos espectrales para cada nivel de sismo 184
Tabla 6-4 PF1 y α1 para la dirección X-X – Sistema Estructural de Pórticos 185
Tabla 6-5 PF1 y α1 para la dirección Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos 186
Tabla 6-6 Puntos de Desempeño por el Método del Espectro de Capacidad – Sistema Estructural de Pórticos 187
Tabla 6-7 Puntos de Desempeño por el Método de Coeficientes – Sistema Estructural de Pórticos 188
Tabla 6-8 Evaluación del Desempeño Sísmico según FEMA 440 - Sistema Estructural de Pórticos 190
Tabla 6-9 Evaluación del Desempeño Sísmico según ASCE/SEI 41-13 - Sistema Estructural de Pórticos 191
Tabla 6-10 $PF1$ y $\alpha 1$ para la dirección X-X – Sistema de Muros Estructurales 192
Tabla 6-11 $PF1$ y $\alpha 1$ para la dirección Y-Y – Sistema de Muros Estructurales 192
Tabla 6-12 Puntos de Desempeño por el Método del Espectro de Capacidad – Sistema de Muros Estructurales 194
Tabla 6-13 Puntos de Desempeño por el Método de Coeficientes – Sistema de Muros Estructurales 196
Tabla 6-14 Evaluación del Desempeño según FEMA 440 – Sistema de Muros Estructurales 197
Tabla 6-15 Evaluación del Desempeño según ASCE/SEI 41-13 – Sistema de Muros Estructurales 199

NOMENCLATURA

(λ)	*: Vector de eigen-valores*
$[\emptyset]$	*: Matriz de forma modal*
$[A]$	*: Matriz de transformación*
$[I]$	*: Matriz Identidad*
$[K]$	*: Matriz de rigidez lateral del edificio*
$[K_L]_i$	*: Matriz de rigidez del pórtico en coordenadas globales*
$[M]$	*: Matriz de masa*
α	*: Rigidez post-elástica*
α_1	*: Coeficiente de masa modal para el modo predominante (modo 1)*
β_0	*: Amortiguamiento viscoso equivalente (Amortiguamiento histerético)*
β_{eff}	*: Amortiguamiento viscoso efectivo del comportamiento*
δ_t	*: Desplazamiento objetivo*
ε_c	*: Deformación unitaria del concreto*
ε_{cu}	*: Deformación unitaria última del concreto correspondiente a 0.003*
ε_s	*: Deformación unitaria del acero*
ε_{su}	*: Deformación unitaria última del acero*
ε_y	*: Deformación unitaria de fluencia del acero*
$\emptyset$	*: Factor de reducción de resistencia*
$\emptyset_A$	*: Curvatura de agrietamiento*
$\emptyset_{i1}$	*: Amplitud del modo predominante (modo 1) en el nivel i*
$\emptyset_u$	*: Curvatura última*
$\emptyset_y$	*: Curvatura de fluencia*
Δ_d	*: Desplazamiento de desempeño*
Δ_y	*: Capacidad de desplazamiento de fluencia*
Δ_p	*: Capacidad de desplazamiento inelástico*
Δ_{roof}	*: Desplazamiento del centro de masa de techo asociado a la curva de capacidad*
Γ_i	*: Factor de participación modal del modo i*
θ_d	*: Rotación demandada*
θ_y	*: Rotación de fluencia*
θ_u	*: Rotación última*
ν	*: Módulo de Poisson*
ρ	*: Cuantía de acero*
ρ_h	*: Cuantía de acero horizontal para muros de corte*
ρ_b	*: Cuantía balanceada*
ρ_v	*: Cuantía de acero vertical para muros de corte*
ω	*: Frecuencia circular*
f	*: Frecuencia*
μ	*: Ductilidad*
μ_d	*: Ductilidad disponible*
μ_{max}	*: Relación máxima de resistencia*
$\mu_{strength}$	*: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia*
a	*: Clasificación del tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7*
a_p	*: Aceleración espectral de desempeño*
a_{pi}	*: Aceleración espectral tentativa*
a_y	*: Aceleración espectral de fluencia*
A_g	*: Área de la sección bruta*
A_v	*: Área total de acero transversal*

A_s	: *Área de acero*
b	: *Ancho de elemento estructural*
B	: *Factor de Reducción Espectral*
C	: *Coeficiente de amplificación sísmica*
CP	: *Prevención de colapso*
C_0	: *Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de 1 GDL con el desplazamiento en el techo del edificio de un sistema de varios GDL*
C_1	: *Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal*
C_2	: *Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máxima*
C_m	: *Factor de masa efectiva*
d	: *Peralte efectivo*
d_i	: *Desplazamientos de piso del modo i*
d_p	: *Desplazamiento espectral de desempeño*
d_{pi}	: *Desplazamiento espectral tentativo*
d_y	: *Desplazamiento espectral de fluencia*
D_d	: *Desplazamiento demandada*
D_y	: *Desplazamiento de fluencia*
D_u	: *Desplazamiento ultimo*
E_c	: *Módulo de elasticidad del concreto no confinado*
E_s	: *Módulo de elasticidad del acero*
E_{sec}	: *Módulo de elasticidad del concreto confinado*
f'_c	: *Resistencia característica del concreto*
f_c	: *Esfuerzo del concreto*
f_r	: *Esfuerzo de agrietamiento del concreto*
f_s	: *Esfuerzo del acero*
f_u	: *Esfuerzo último del acero*
f_y	: *Esfuerzo de fluencia del acero*
FC	: *Factor de conversión entre dos niveles de sismo*
F_i	: *Fuerzas de piso del modo i*
G	: *Módulo de Corte*
g	: *Aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)*
h	: *Peralte de elemento estructural*
IO	: *Ocupación inmediata*
I_g	: *Inercia de la sección bruta*
J_0	: *Matriz de momentos polares de inercia de la masa*
k_L	: *Matriz de rigidez lateral del pórtico en coordenadas locales*
K_e	: *Rigidez lateral efectiva*
K_i	: *Rigidez lateral elástica*
LS	: *Seguridad de vida*
L_o	: *Longitud de confinamiento*
L_n	: *Luz libre*
L_p	: *Longitud equivalente de rótula plástica*
L_u	: *Altura libre de columna*
M_r	: *Momento residual*
M_A, M_{cr}	: *Momento de agrietamiento*
M_n	: *Momento nominal*
M_{pr}	: *Momento probable*
M_u	: *Momento último*

M_y	*: Momento de fluencia*
p_e	*: Probabilidad de excedencia*
PF_1	*: Factor de participación modal para el modo predominante (modo 1)*
P_n	*: Resistencia nominal a carga axial en flexión biaxial*
P_{nx}	*: Resistencia nominal a carga axial bajo la acción de momento únicamente en X*
P_{ny}	*: Resistencia nominal a carga axial bajo la acción de momento únicamente en Y*
P_{on}	*: Resistencia nominal a carga axial bajo la acción de carga axial únicamente*
$P_{servicio}$	*: Carga de servicio*
P_u	*: Carga axial actuante última*
Q	*: Índice de estabilidad*
r	*: Radio de giro*
R	*: Factor de reducción de la respuesta elástica*
R_n	*: Resistencia nominal*
R_u	*: Resistencia requerida*
s	*: Espaciamiento de acero transversal máximo fuera de zona de confinamiento*
s_o	*: Espaciamiento de acero transversal máximo dentro de la longitud de confinamiento*
S	*: Factor de Sitio*
S_a	*: Aceleración espectral*
S_d	*: Desplazamiento espectral*
SR	*: Sobrerresistencia*
SR_d	*: Sobrerresistencia disponible*
t	*: Tiempo de exposición*
T	*: Periodo de la estructura*
TO	*: Totalmente Operacional*
T_o	*: Periodo inicial de la estructura (FEMA 440)*
T_L	*: Periodo largo de la estructura*
T_P	*: Periodo corto de la estructura*
T_R	*: Periodo de Retorno*
T_e	*: Periodo efectivo (ASCE/SEI 41-13)*
T_{eff}	*: Periodo efectivo (FEMA 440)*
T_i	*: Periodo inicial de la estructura (ASCE/SEI 41-13)*
V	*: Fuerza cortante*
$V_{1\,rot}$	*: Fuerza de corte de primera rótula*
V_c	*: Resistencia nominal al corte proporcionado por el concreto*
$V_{diseño}$	*: Fuerza cortante de diseño*
V_d	*: Fuerza de corte demandada*
V_n	*: Resistencia nominal al corte*
V_s	*: Resistencia nominal aportada por el acero transversal*
V_u	*: Fuerza cortante última*
V_y	*: Fuerza cortante de fluencia*
U	*: Factor de uso*
w_i/g	*: Masa asignada al nivel i*
W	*: Peso muerto de la estructura más la probable carga viva (Peso sísmico)*
Z	*: Factor de Zonificación*

CAPITULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

La mayoría de códigos de diseño sísmico, incluida la norma peruana, consideran un sólo nivel de amenaza sísmica para el cual la edificación no debería colapsar (sismo severo), pero no tienen una metodología de verificación del comportamiento sísmico de las edificaciones para sismos frecuentes y moderados (que son más frecuentes). Por ello es necesario desarrollar un diseño sismorresistente basado en el desempeño para diferentes niveles de amenaza sísmica y objetivos de desempeño establecidos.

El objetivo de esta tesis es realizar el diseño sismorresistente de un edificio de 8 niveles, de similares características, planteando dos sistemas estructurales, el primero un Sistema Estructural de Pórticos, y el segundo un Sistema de Muros Estructurales, siguiendo los lineamientos de nuestra normativa vigente. Posteriormente, realizar un análisis estático no lineal Pushover, necesario para aplicar los métodos de estimación del punto de desempeño, y así poder realizar una evaluación del desempeño sísmico de los sistemas estructurales en estudio, en función de los objetivos de desempeño establecidos.

1.2 Problemática

Los procedimientos de análisis sísmico citados en la NTE E.030 (análisis estático lineal y análisis dinámico lineal) no permiten verificar la filosofía de diseño que establece, además que no permiten saber cómo será el comportamiento de las edificaciones frente a sismos de menor escala, ya que frente a una acción repetitiva de estos sismos se pueden presentar daños en la estructura de los edificios.

Los métodos tradicionales de Diseño Estructural son aproximados y no contemplan el efecto de las cargas externas a la que están sometidas los edificios en el tiempo, aún menos cuando esta estructura incursiona más allá del rango elástico (por ejemplo, para el diseño se usa un único valor para las secciones y los materiales). Sin embargo, cuando analizamos en el rango no lineal se debe elaborar para cada elemento, un modelo de su comportamiento más allá del rango elástico, en función de la magnitud de los esfuerzos, es decir, que no usamos un dato constante, sino un historial. Además, se debe conocer el comportamiento de cada material cuando es sometido a ciclos de carga y descarga como ocurre cuando se presenta un sismo.

Teniendo en cuenta las limitaciones en el análisis y diseño estructural de los métodos tradicionales surge la necesidad de realizar el diseño de edificaciones nuevas estudiando su desempeño sísmico y así identificar y corregir posibles deficiencias en el diseño preliminar.

1.3 Sismos y su influencia en el comportamiento de edificaciones

1.3.1 Sismología

La sismología es una rama de la geofísica que estudia los sismos y las propiedades elásticas de la tierra. Entre sus campos de investigación están: a) La propagación de las ondas sísmicas en el interior de la tierra, b) el estudio de las causas que dan origen a eventos sísmicos y c) la prevención de daños. (IGP, 2012)

Los sismos se definen como el proceso de generación y liberación de energía para posteriormente propagarse en forma de ondas por el interior de la tierra. Al llegar a la superficie, estas ondas son registradas por las estaciones sísmicas y percibidas por la población y por las estructuras. Una onda corresponde a una perturbación que se propaga desde el punto en que se originó hacia el medio que lo rodea hasta disiparse completamente. (IGP, 2012)

El Perú forma parte del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, que se caracteriza por concentrar algunas de las zonas de subducción más importantes del mundo, lo que ocasiona una intensa actividad sísmica y volcánica en las zonas que abarca. En nuestro país los sismos se originan principalmente por la interacción de las Placas Nazca y Sudamericana.

Los sismos se pueden clasificar por su profundidad o por su origen:

Tabla 1-1 *Clasificación de los Sismos*

Clasificación	Tipo	Descripción
Por su profundidad (Foco ó Hipocentro, H)	Superficiales	H ≤ 30 Km
	Intermedios	70 Km ≤ H ≤ 200 Km
	Profundos	H > 200 Km
Por su origen	Tectónicos	Representa el 90% de los sismos
	Volcánicos	Generalmente son de baja magnitud
	De colapso	Afectan regiones muy pequeñas, debido al hundimiento de cavernas y cavidades subterráneas

Fuente: IGC-Universidad de Panamá (2014)

1.3.2 Registro histórico de sismos

a. **Terremoto de Arequipa (1868):** Según el historiador Toribio Polo (1904), este terremoto es uno de los mayores que se han verificado en el Perú desde su conquista. Este terremoto alcanzó una intensidad de grado XI y fue acompañado de tsunami. Este movimiento sísmico ocasionó fuerte destrucción en Arica, Tacna, Moquegua, Ilo, Torata, Iquique y Arequipa. (INDECI, 2006)

b. **Terremoto de San Francisco (1906):** Muchos autores consideran que este terremoto dio origen al nacimiento de la ingeniería sismorresistente, debido a la gran cantidad de

daños humanos y económicos causados. Los reportes históricos apuntan que su duración fue entre 45 y 60 segundos. Fue originada por el movimiento de la Falla de San Andrés. Según los científicos de la época, fue de una magnitud entre 7,7 y 8,3 grados en la escala de Richter (creada en 1958).

Figura 1-1 Terremoto de Arequipa, 1868. Recuperado de https://diariocorreo.pe/edicion/arequipa/arequipa-cronica-del-terremoto-que-destruyo-arequipa-hace-14-anos-596521/10

Figura 1-2 Terremoto de San Francisco, 1906. Recuperado de https://criterio.hn/2017/10/01/california-99-probalbilidades-sufrir-fuerte-terremoto/

c. **Terremoto del Callejón de Huaylas - Ancash (1970):** El más catastrófico ocurrido en el Perú, por la cantidad de víctimas. Alcanzó una magnitud de 7.8 (Mw) seguido de y gran aluvión en el Callejón de Huaylas, dejando 67 mil muertos, 150 mil heridos. (INDECI, 2006)

d. **Terremoto de Arequipa (2001):** Según el IGP tuvo una magnitud de 8.2 (Mw) con epicentro en Ocoña (Camaná). De una duración de 120 seg, en el Perú fue el más devastador desde la catástrofe de Ancash, dejando 102 muertos, y un posterior tsunami. El sismo se llegó a sentir en gran parte del país, al norte de Chile y parte de Bolivia.

Figura 1-3 Terremoto de Ancash, 1970. Recuperado de http://radiosanmartin.pe/portal/calendario-civico/terremoto-en-el-callejon-de-huayla/

Figura 1-4 Terremoto de Arequipa, 2001. Recuperado de https://diariocorreo.pe/edicion/arequipa/arequipa-cronica-del-terremoto-que-destruyo-arequipa-hace-14-anos-596521/

e. **Terremoto de Pisco (2007):** De una duración de 3 min y 30 seg, cuyo hipocentro se ubicó a 39 Km de profundidad. Fue uno de los las violentos superando el de Arequipa en 2001. Tuvo una magnitud de 8.0 (Mw) y una intensidad máxima de IX. Dejó 597 muertos, 431 000 damnificados y 76 000 viviendas destruidas. Causo grandes daños a la infraestructura de servicios básicos a la población, como agua, saneamiento, educación, salud y comunicaciones.

f. Terremoto de Haití (2010): La cifra de 316.000 muertos que dejó el terremoto de Haití lo hace el más devastador del siglo XXI hasta el momento. El epicentro fue registrado en su capital, Puerto Príncipe con una magnitud de 7.0 (Mw) y seguido de varias réplicas de 5.9, 5.5 y 5.1.

Figura 1-5 Terremoto de Pisco, 2007. Recuperado de https://elcomercio.pe/peru/ica/cinco-aspectos-terremoto-2007-debes-conocer-noticia-450334

Figura 1-6 Terremoto de Haití, 2010. Recuperado de https://ecodiario.eleconomista.es/global/noticias/6445569/02/15/Que-paises-quedarian-arrasados-ante-un-desastre-natural.html

1.3.3 Evaluación de daños en las edificaciones después de un sismo

El factor que más ha influido en el establecimiento de la practica actual de diseño sismorresistente de edificios, ha sido la experiencia que se ha derivado del comportamiento observado de los diferentes tipos de estructuras que han sufrido daños severos.

La identificación del origen de las fallas o de un buen comportamiento, y el análisis de los tipos de daños y de sus causas, han contribuido en forma decisiva al entendimiento del comportamiento sísmico de las estructuras. (Bazán y Meli, 2004)

A continuación, se presenta algunos ejemplos ilustrativos de los tipos de fallas relacionados con los tipos más comunes de estructuras. (Bazán y Meli, 2004)

a. La causa más frecuente de colapso de los edificios es la insuficiente resistencia a carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura (columnas o muros). Un requisito básico para una adecuada resistencia a sismo es la existencia de un área transversal de muros o columnas suficiente para resistir dichas cortantes. La Figura 1-7 muestra un caso de por falla por corte en columnas.

b. La capacidad de deformación, o ductilidad, es un factor importante que puede salvar un edificio del colapso. El detallado de las secciones para evitar una falla frágil y proporcionar ductilidad es un aspecto básico de diseño. En la Figura 1-8 se muestra la falla de una columna de concreto con una cuantía y distribución de refuerzo inadecuado, en especial el refuerzo transversal (estribos).

Figura 1-7 Colapso debido a la falla de columnas. Recuperado de https://www.dailynews.com/2017/10/16/photos-the-1989-loma-prieta-earthquake-a-look-back/

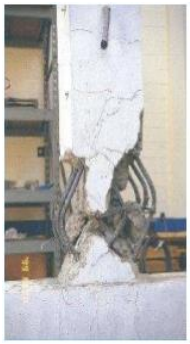


Figura 1-8 Falla de una columna con escaso refuerzo transversal. Recuperado de https://obrasweb.mx/construccion/2017/09/21/fallas-estructurales-en-columnas-que-debes-identificar

c. Las conexiones entre los elementos estructurales que tienen la función de resistir las fuerzas sísmicas son zonas críticas para la estabilidad de la construcción. Especialmente las conexiones entre vigas y columnas en estructuras de pórticos. La Figura 1-9 muestra un ejemplo de falla de una conexión viga-columna. Las fallas en las conexiones son generalmente de tipo frágil, por lo que deben protegerse con particular cuidado.

d. Los casos de volteo de un edificio por efectos sísmicos son escasos, pero puede ocurrir en estructuras esbeltas. La Figura 1-10 muestra un edificio que se volteó arrancando la cimentación del suelo.

Figura 1-9 Falla de la conexión viga-columna. Recuperado de http://www.scielo.org.ve/scielo.php?pid=S0798-40652012000300008&script=sci_arttext

Figura 1-10 Volteo de un edificio por falla de cimentación. Recuperado de https://www.engineering-society.com/2019/01/11-causes-of-pile-foundations-failures.html

e. La configuración inadecuada del sistema estructural produce una respuesta desfavorable de la estructura o un flujo de fuerzas que genera concentraciones de esfuerzos y posibles fallas locales. La Figura 1-11 muestra vigas fuertemente excéntricas con respecto al eje de columnas y que transmiten fuerzas cortantes y momentos torsionantes elevados en la viga transversal sobre la que se apoya.

f. La asimetría en la distribución en planta de los elementos resistentes causa una vibración torsional de la estructura y genera fuerzas elevadas en algunos elementos de la periferia. Un ejemplo se muestra en la Figura 1-12.

Figura 1-11 Viga fuertemente excéntrica con respecto al eje de la columna. Recuperado de http://ingcivil.org/criterios-de-diseno-de-uniones-viga-columna/

Figura 1-12 Daño en un edificio por vibración torsional. Recuperado de https://www.slideshare.net/SantiagoRodriguezSan3/proyecto-torsion

g. Por otro lado, la asimetría en la distribución en altura, en especial por el uso de estacionamientos o espacios comerciales en la primera planta, con ambientes abiertos, da lugar a lo que se conoce como Piso blando o débil. Los pisos blandos son aquellos que muestran una reducción significativa en la rigidez lateral respecto a los demás pisos de la estructura. La presencia de pisos blandos o débiles es perjudicial para el comportamiento global de las estructuras, porque la mayoría de desplazamientos durante un sismo ocurren en el piso blando. En la Figura 1-13 se muestra un caso de piso blando.

h. Otra situación es el golpeo entre edificios adyacentes que vibran de manera diferente y entre los cuales no se ha dejado una separación suficiente. La Figura 1-14 muestra un caso particularmente grave de este tipo de daño.

Figura 1-13 Falla de un edificio por Piso Blando. Recuperado de http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_17/te_04/ar_03.pdf

Figura 1-14 Golpeo entre edificios adyacentes. Recuperado de http://www.eng.ucy.ac.cy/Archimedes/Projects/3DPound/overview.html

i. La interacción entre elementos no estructurales como los muros divisorios de mampostería y las columnas de pórticos de concreto produce concentraciones de fuerzas cortantes en los extremos libres de columnas (columnas cortas) que tienden a fallar por cortante en forma frágil como en el caso de la Figura 1-15.

j. Un aspecto importante que puede llevar a grandes gastos es lo referido al asentamiento diferencial de la cimentación de los edificios. Para ello es necesario realizar un adecuado estudio de suelos para plantear soluciones adecuadas. El asentamiento puede ser originado por diversos factores y se manifiestan en el agrietamiento de los elementos estructurales o no estructurales como se muestra en la Figura 1-16.

Figura 1-15 Falla por columna corta. Recuperado de http://www.drmonline.net/drmlibrary/peru_photos.htm

Figura 1-16 Falla por asentamiento diferencial de cerco perimétrico. Recuperado de https://www.urbipedia.org/hoja/Patolog%C3%ADas_por_acciones_s%C3%ADsmicas

1.3.4 Criterios de Estructuración

Estructurar es el arte de ensamblar elementos independientes para conformar un cuerpo único y cuyo objetivo es transmitir y resistir las solicitaciones a las que será sometida. La forma del ensamblaje y el tipo de elemento definen el comportamiento final de la estructura y constituyen los diferentes sistemas estructurales.

Los principales criterios de estructuración son los siguientes:

a. **Simplicidad y simetría:** Mientras más simple sea la estructura más fácil será idealizarla (elementos, nudos, etc.) y por lo tanto predecir su comportamiento estructural será más exacto. Debe ser simétrico en ambas direcciones ya que la simetría evita la generación de torsión.

Las fuerzas sísmicas actúan en el centro de masas y las fuerzas que absorben los elementos estructurales actúan en el centro de rigideces. Si el centro de masas y de rigideces no coinciden se generará, además de traslación, un efecto de torsión que puede hacer superar la resistencia de los elementos (Figura 1-17 y 1-18).

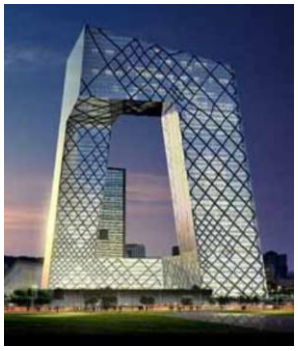


Figura 1-17 Asimetría en elevación. Recuperado de https://www.designbuild-network.com/projects/cctv/attachment/2-towers/

Figura 1-18 Asimetría en planta. Recuperado de http://textos.pucp.edu.pe/texto/C07-Predimensionamiento-y-Estructuracion-Curso-Albanileria-Estructural

b. Resistencia y ductilidad: La resistencia de la estructura debe darse por lo menos en dos direcciones ortogonales o casi ortogonales con el fin de garantiza la estabilidad de la estructura y de sus miembros. Debido a la eventualidad de la solicitación sísmica es que se las estructuras se diseñan para valores intermedios así se diseñan con resistencias menores a las máximas necesarias, y la resistencia faltante se complementa dándole ductilidad a la estructura.

La ductilidad es la capacidad que tiene una estructura de incursionar en el rango plástico y así poder disipar energía en forma de rótulas plásticas (Figura 1-19) las cuales tienen que darse en los elementos que menos contribuyen a la estabilidad.

c. Hiperestaticidad y monolitismo: Las estructuras sismorresistentes deben diseñarse con una disposición hiperestática ya que esta le brindara de mayor capacidad resistente frente a la acción sísmica y así poder disipar la energía sísmica mediante la generación de rótulas plásticas (Figura 1-20).

Figura 1-19 Rótula plástica en viga. Recuperado de https://es.slideshare.net/luisventura52/hav-capitulo-i

Figura 1-20 Losa y viga monolítica. Recuperado de https://www.oneonwhiteley.co.za/blog/construction-update-august-2017/

d. Uniformidad y continuidad de la estructura: Las estructuras deben ser continuas tanto en planta como en elevación, los elementos no deben cambiar bruscamente en rigidez y

así poder evitar la concentración de esfuerzos y la concentración de demandas de ductilidad (Figura 1-21 y 1-22).

Figura 1-21 Continuidad de muros. Recuperado de http://textos.pucp.edu.pe/texto/C07-Predimensionamiento-y-Estructuracion-Curso-Albanileria-Estructural

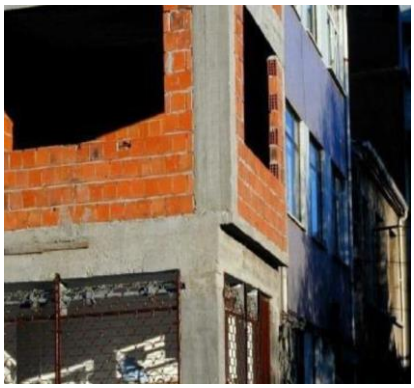


Figura 1-22 Discontinuidad de columna. Recuperado de https://es.slideshare.net/luisventura52/hav-capitulo-i

e. Rigidez lateral: Una estructura debe resistir las cargas horizontales y para ello debe tener elementos que le aporten rigidez lateral para así evitar deformaciones excesivas. Las estructuras rígidas (más difíciles de analizar, fácil proceso de construcción) tienen mejor comportamiento que las estructuras flexibles (más fácil de analizar, difícil proceso de construcción) (Figura 1-23 y 1-24).

Figura 1-23 Edificio con piso blando. Recuperado de http://ingcivil.org/causas-que-generan-un-piso-blando/

Figura 1-24 Colapso de edificación por baja rigidez lateral. Recuperado de https://docplayer.es/69137309-Dr-ing-jorge-e-alva-hurtado.html

f. Diafragma rígido: En el análisis estructural se considera la hipótesis de diafragma rígido (este es un elemento que no se deforma axialmente ni se flexiona ante cargas contenidas en su plano), este se encarga de distribuir las cargas de forma directamente proporcional a las rigideces de las columnas y muros de corte disminuyendo los grados de libertad y compatibilizando desplazamientos (Figura 1-25).

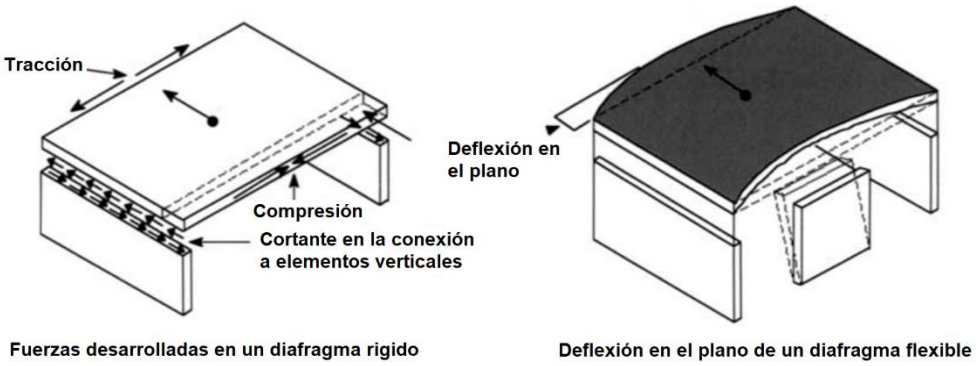


Figura 1-25 Diafragma rígido y flexible. Recuperado de http://helid.digicollection.org/en/d/Js8287s/6.3.2.html

g. Elementos no estructurales: Se debe evaluar la consideración de los elementos no estructurales en el comportamiento de la estructura. Si la estructura está conformada básicamente por un sistema de pórticos con abundancia de tabiquería, esta no se podrá despreciar en el análisis, pues su rigidez será apreciable. Si la estructura es rígida, estando conformada por muros de concreto y pórticos es probable que la rigidez de los tabiques sea pequeña en comparación con la de los elementos de concreto armado; en estos casos, despreciar en el análisis los tabiques no será tan importante (Figuras 1-26 y 1-27).

Figura 1-26 Falla por columna corta. Recuperado de http://textos.pucp.edu.pe/texto/C06-Interaccion-Tabique-Portico-Curso-Albanileria-Estructural

Figura 1-27 Agrietamiento de los tabiques. Recuperado de http://textos.pucp.edu.pe/texto/C06-Interaccion-Tabique-Portico-Curso-Albanileria-Estructural

h. Subestructura o cimentación: La sub-estructura debe tener un comportamiento integral, se debe tener en cuenta los siguientes aspectos en su diseño, además de las cargas verticales.

- Transmisión del corte basal de estructura al suelo.
- Provisión para los momentos de vuelco.
- Posibilidad de los movimientos diferenciales de los elementos de la cimentación.
- Licuefacción de suelos.

Se debe tener una cimentación que sea compatible con las características del suelo, por ejemplo, un suelo blando no lo será con cimentaciones superficiales al igual que un suelo rígido no necesita de cimentación profunda (Figura 1-28).

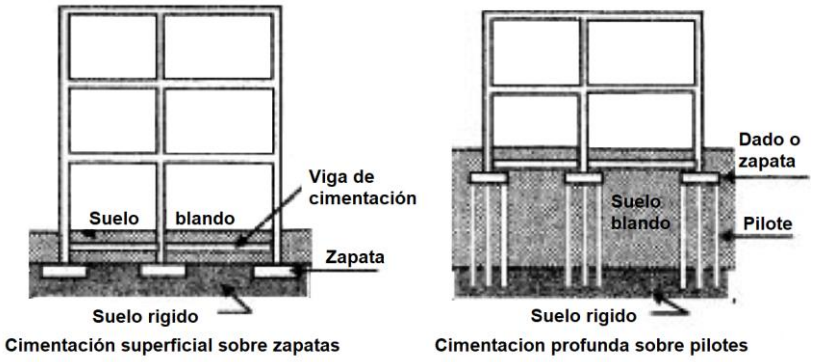


Figura 1-28 Cimentación superficial y profunda. Recuperado de https://docplayer.es/62554337-Tema-3-materiales-ceramicos-y-de-construccion.html

1.4 Marco Normativo

La SEAOC (*Structural Engineers Association of California*) estableció el Comité Visión 2000 en 1992, que definió el marco conceptual para el desarrollo de una nueva generación de códigos sísmicos, contenido en el documento *Performance Based Seismic Engineering of Buildings* (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995).

En 1996, el ATC (*Applied Technology Council*) publica el documento ATC-40 y en 1997, FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) publica los documentos FEMA 273 y 274. El principal objetivo de estos documentos era el de proporcionar una guía para la evaluación y rehabilitación sísmica de edificaciones, utilizando el concepto de desempeño. En el año 2000, se publica el pre estándar FEMA 356, con el objetivo de incentivar la aplicación del FEMA 273, al convertirla en una normativa obligatoria.

En el año 2003, se publica el estándar ASCE/SEI 31-03 (*Seismic Evaluation of Existing Buildings*) que fue establecida para reflejar todos los avances hasta la fecha e incorporar lecciones aprendidas. En el año 2005, se publica el documento FEMA 440 (*Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*), cuyo objetivo fue la evaluación y mejora de los procedimientos estáticos no lineales NSP contenidos en el FEMA 356 y en el ATC-40, enfocado a la aplicación de cada método y evitar respuestas conflictivas.

Posteriormente el avance fue en los estándares dados por el ASCE, el 2007 se publicó el ASCE/SEI 41-06 (*Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*), desarrollado a partir del FEMA 356 y que representa el estado del arte del conocimiento en ingeniería sismorresistente, además de incluir las recomendaciones dadas en el FEMA 440. En el año 2014, se publicó el ASCE/SEI 41-13 (*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*) que establece una metodología de evaluación rigurosa y aplicable a cualquier edificación, este estándar combina, actualiza y reemplaza las normativas previas. Finalmente en el año 2017, se publica el ASCE/SEI 41-17, que es una actualización del anterior estándar para estar en concordancia con el estándar ASCE 7-16 (2017) al que se hace referencia dentro de su contenido.

Para la presente tesis el diseño se hará con las normas vigentes E.020, E.030 y E.060. Para el análisis Pushover se considerará las recomendaciones dadas por el ASCE/SEI 41-13. La demanda sísmica se obtendrá a partir de las recomendaciones dadas por el Comité Visión 2000. Para determinar el punto de desempeño se utilizarán los procedimientos primarios dados por el ATC-40, FEMA 356 y los procedimientos mejorados dados por el FEMA 440 (adaptados en el ASCE/SEI 41-13).

1.5 Objetivos

Objetivo General

- Aplicar la metodología del diseño basado en el desempeño sísmico a dos alternativas de estructuración de un edificio de 8 niveles para evaluar y comparar los resultados obtenidos.

Objetivos Específicos

- Diseñar los modelos propuestos de un edificio de 8 niveles usando el actual Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Realizar el Análisis Pushover para cada modelo propuesto.
- Determinar la demanda sísmica
- Determinar el Punto de Desempeño de cada modelo para los diferentes niveles de amenaza sísmica.
- Evaluar los Niveles de Desempeño Sísmico de los modelos para los diferentes niveles de amenaza sísmica
- Evaluar la mejor alternativa en cuanto a estructuración y comportamiento estructural.

1.6 Hipótesis y variables

- Una estructuración con una adecuada densidad de muros de corte tendrá un mejor desempeño sísmico y comportamiento estructural.
  Variables independientes: Estructuración.
  Variables dependientes: Punto de desempeño, respuesta estructural.
- Los requisitos de rigidez (control de desplazamientos laterales) de nuestra normativa conducen a estructuras aporticadas con dimensiones importantes de columnas.
  Variables independientes: Modelo de estructuración aporticado.
  Variables dependientes: Desplazamiento lateral, sección de columnas.
- La respuesta de los modelos propuestos frente a sismos frecuentes se encuentra dentro del rango elástico.
  Variables independientes: Modelos propuestos.
  Variables dependientes: Punto de desempeño, respuesta estructural.

CAPITULO 2

2. DESEMPEÑO SÍSMICO Y ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

2.1 Desempeño Sísmico

La ingeniería basada en el desempeño se originó en la necesidad de contar con estructuras capaces de resistir la acción sísmica sin colapsar o poner en peligro la seguridad de vida de sus ocupantes. En los últimos años, la tendencia de la ingeniería estructural ha sido promover el desarrollo y la aplicación de los conceptos básicos del diseño sísmico basado en el desempeño.

Los objetivos de desempeño inicialmente fueron cualitativos y no estandarizados, lo que dio lugar a introducir el concepto de Límite de Capacidad en el diseño sismorresistente, de manera que la metodóloga de diseño sea capaz de cuantificar el desempeño.

Los objetivos de diseño de las normas actuales, apuntan a la seguridad de vida y control de daños para sismos frecuentes y moderados, y a la prevención del colapso en sismos severos. Sin embargo, la seguridad real de alcanzar estos objetivos es incierta debido a que los procedimientos de análisis estructural para el diseño exigido por las normas generalmente son elásticos, lo que no permite evaluar el daño producido por un comportamiento inelástico en las estructuras para diferentes niveles de sismo.

El desempeño sísmico de una estructura se basa principalmente en tres conceptos:

a. **Capacidad:** Es la resistencia final esperada (en flexión, corte o carga axial) de un elemento estructural. La capacidad de una estructura depende de la capacidad de resistencia y deformación de sus componentes individuales.

b. **Demanda:** Es la representación del movimiento del suelo durante el sismo al que está sujeto una estructura, en términos de desplazamiento. Para una estructura y un sismo especifico, la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada.

c. **Desempeño:** Es el comportamiento que tendrá una estructura en función de su capacidad estructural y una demanda sísmica especifica. Para evaluar el desempeño sísmico se debe tener en cuenta el estado límite de daño, la seguridad de sus ocupantes debido a ese daño y la funcionalidad del edificio luego del sismo.

2.1.1 Diseño sísmico basado en el desempeño

El *PBSD* (*Performance Based Seismic Design*) es una metodología que proporciona la posibilidad de diseñar edificios con un comportamiento predecible y confiable bajo la acción de un sismo. Permite hacer un uso más eficiente del presupuesto para el diseño y la construcción, y considerar el gasto adicional para lograr un desempeño mayor que el proporcionado por las normas de diseño, con el objetivo de mantener un nivel básico de seguridad, con lo que se reduciría el riesgo de pérdidas potenciales.

El diseño sísmico basado en el desempeño no está limitado a nuevas edificaciones. Las estructuras existentes pueden ser evaluadas y adaptadas a objetivos de desempeño actuales establecidos y confiables.

Para determinar cómo se comportará un edificio para un sismo determinado se debe estimar el daño que experimentará y sus consecuencias. Las normas actuales de diseño no evalúan el desempeño de un edificio luego del daño.

En la Figura 2-1 se muestra la metodología para el *PBSD* propuesta por el Comité Visión 2000.

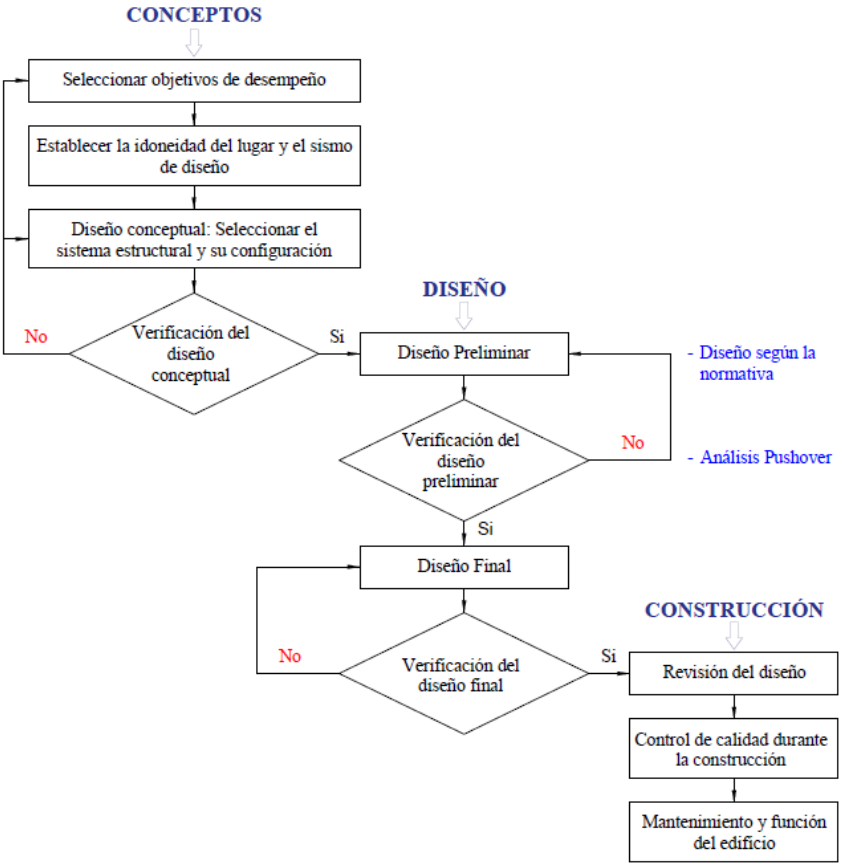


Figura 2-1 Metodología para el diseño sísmico basado en el desempeño (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

2.1.2 Niveles de Desempeño Sísmico

Se define como un estado o condición límite de daño; usado en la definición de los objetivos de desempeño. Está en función de tres aspectos fundamentales:
1) El daño físico de los componentes estructurales y no estructurales dentro del edificio.
2) La amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes del edificio debido al daño.
3) La funcionalidad del edificio posterior al sismo.

Los códigos para la evaluación del desempeño sísmico establecen diferentes niveles de desempeño sísmico tanto para elementos estructurales y no estructurales; sin embargo, todos están basados en los mismos criterios.

2.1.2.1 Propuesta del Comité Visión 2000

El Comité Visión 2000 define cuatro niveles de desempeño:

a. **Totalmente Operacional:** Es el nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente 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.

b. **Operacional:** En este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.

c. **Seguridad de Vida:** Este nivel está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la edificación. Existe una reducción de la rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

d. **Prevención de colapso:** En este nivel la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

La Tabla 2-1 resume las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados de daño estructural y no estructural.

Tabla 2-1 *Niveles de desempeño y descripción de los estados de daño*

Nivel de Desempeño	Estado de daño	Descripción
Totalmente Operacional	Despreciable	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan normalmente.
Operacional	Leve	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. El edificio puede ser utilizado normalmente luego de pequeños arreglos.
Seguridad de vida	Moderado	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente para realizar reparaciones y reforzamiento.
Prevención de colapso	Severo	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Colapso	Completo	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

2.1.2.2 Propuesta del ATC-40

El ATC-40 define niveles de desempeño de forma independiente para los elementos estructurales y no estructurales. Los niveles de desempeño de un edificio son una combinación del nivel de desempeño estructural y el nivel de desempeño no estructural.

Niveles de desempeño para Elementos Estructurales

Son asignados por un número n, llamado número de desempeño estructural y se identifican con la abreviatura SP-n (*Structural Performance*)

a. **Ocupación Inmediata, SP-1:** Es el estado de daño en el que sólo se ha producido un daño estructural muy limitado. Los sistemas básicos de resistencia de carga vertical y lateral del edificio mantienen casi todas sus características y capacidades previas al sismo. El riesgo de una lesión que pone en peligro la vida por una falla estructural es insignificante, y el edificio debe ser seguro para la salida, el ingreso y la ocupación.

b. **Control de daño, SP-2:** Este término en realidad no es un nivel específico, pero si un rango de daño post-sismo que podría variar desde SP-1 hasta SP-3. Proporciona un marcador de posición para las muchas situaciones en las que puede ser deseable limitar el daño estructural más allá del nivel de Seguridad de Vida, pero donde la ocupación no es el problema.

c. **Seguridad de Vida, SP-3:** Es el estado de daño en el cual un daño significativo a la estructura puede haber ocurrido pero aún mantiene algún margen contra el colapso estructural total o parcial. Los principales componentes estructurales no se han desprendido ni caído, lo que amenaza la seguridad de la vida dentro o fuera del edificio. Si bien pueden ocurrir lesiones durante el sismo, el riesgo de lesiones mortales por daños estructurales es muy bajo. Se debe esperar que sean necesarias reparaciones estructurales extensas antes de la reocupación del edificio, aunque el daño no siempre puede ser económicamente reparable. Se pretende que este nivel de desempeño estructural sea menor que el nivel de desempeño esperado de los edificios nuevos que cumplen totalmente con los códigos.

d. **Seguridad Limitada, SP-4:** Este término en realidad no es un nivel específico, pero si un rango de daño post-sismo que podría variar desde SP-3 hasta SP-5. Proporciona un marcador de posición para la situación en la que un reforzamiento puede no cumplir con todos los requisitos estructurales del nivel de Seguridad de Vida. Incluye casos cuando el nivel de seguridad de vida completo no es rentable, o cuando solo se mitigan algunas deficiencias estructurales críticas.

e. **Estabilidad Estructural, SP-5:** Es el estado de daño estructural en el que el sistema estructural del edificio está a punto de sufrir un colapso parcial o total. Se ha producido un daño sustancial a la estructura, que podría incluir una degradación significativa de la rigidez y la resistencia del sistema resistente de cargas laterales. Sin embargo, todos los componentes importantes del sistema resistente de cargas de gravedad continúan con sus demandas de gravedad. Existe un alto riesgo de que se produzca el colapso por posibles replicas. Es muy probable que los daños en estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables. Este nivel se proporciona principalmente para verificar específicamente si una estructura es estable ante sismos máximos.

f. **No Considerado, SP-6:** Este no es un nivel de desempeño, pero proporciona un marcador de posición para situaciones en las que sólo se realiza una evaluación sísmica no estructural o un reforzamiento.

Niveles de desempeño para Elementos No Estructurales

Son asignados por una letra n, llamada letra de desempeño no estructural y se identifican con la abreviatura NP-n (*Nonstructural Performance*)

a. **Operacional, NP-A:** Es el estado de daño en el cual los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionales y en su sitio después del sismo.

b. Ocupación Inmediata, NP-B: Es el estado de daño en el cual los sistemas y elementos no estructurales permanecen en su sitio. Pueden presentarse algunas limitaciones en el funcionamiento de algunos equipos y maquinarias. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, sin embargo el estado de seguridad sísmica no es afectado.

c. Seguridad de Vida, NP-C: Este estado de daño incluye un daño considerable en los sistemas y elementos no estructurales pero sin llegar al colapso o poner en peligro a las personas dentro o fuera del edificio. Los sistemas, equipos y maquinaria no estructurales pueden verse afectados y podrían requerir el reemplazo o la reparación.

d. Peligro Reducido, NP-D: Este estado de daño puede incluir un daño severo en los sistemas y elementos no estructurales pero sin llegar al colapso o caída de elementos grandes y pesados que puedan causar daños significativos a grupos de personas tales como parapetos, muros exteriores de mampostería, entre otros.

e. No Considerado, NP-E: Este no es un nivel de desempeño, proporciona una designación para el caso común en el que los elementos no estructurales no se inspeccionan ni evalúan a menos que tengan un efecto directo en la respuesta estructural, como muros de relleno de mampostería u otras particiones pesadas.

Niveles de desempeño para las Estructuras

La combinación de un nivel de desempeño estructural y no estructural da lugar a un nivel de desempeño para la estructura que describe completamente el estado de daño límite deseado para una estructura y representa el comportamiento global del edificio.

a. Operacional, 1-A: Este es el nivel de desempeño relacionado con la ***funcionalidad***. El daño a la estructura del edificio es limitado, por lo que la ocupación continua siendo segura, y las reparaciones necesarias son menores y pueden llevarse a cabo sin interrupciones significativas para los ocupantes. De manera similar, el daño a los sistemas no estructurales y los contenidos relacionados con la funcionalidad son menores y no pondrán en peligro las funciones del edificio.

b. Ocupación inmediata, 1-B: Este nivel corresponde a los criterios más utilizados para edificaciones esenciales. Se espera que los espacios y sistemas del edificio sean razonablemente utilizables, a pesar que el contenido puede estar dañado. ***Se mantiene la seguridad de los ocupantes.***

c. Seguridad de Vida, 3-C: Este nivel está destinado a lograr un estado de daño que presenta una probabilidad extremadamente baja de amenazas a la seguridad de vida, ya sea por daños estructurales (limitados) o por fallas de elementos no estructurales. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos de diseño convencionales.

d. Estabilidad Estructural, 5-E: El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra casi al límite y la probabilidad del colapso ante posibles replicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. No se requiere evaluar los daños no estructurales debido al elevado nivel de daños estructurales. ***No se garantiza la seguridad de los ocupantes*** ni transeúntes, por lo que es necesario desalojar, o incluso demoler la estructura.

La Tabla 2-2 muestra las combinaciones de niveles de desempeño para las estructuras.

Tabla 2-2 *Niveles de desempeño para las estructuras*

Niveles de Desempeño No Estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP-1 Ocupación Inmediata	**SP-2 Control de daño**	**SP-3 Seguridad de Vida**	**SP-4 Seguridad Limitada**	**SP-5 Estabilidad Estructural**	**SP-6 No Considerado**
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Peligro Reducido	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

	Niveles de desempeño comúnmente utilizados
	Otras posibles combinaciones de SP-NP
	Combinaciones No Recomendadas de SP-NP

Fuente: (ATC-40, 1996)

2.1.2.3 Niveles de desempeño según el ASCE/SEI 41-13

Según el ASCE/SEI 41-13 el nivel de desempeño de un edificio consiste en la combinación de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural.

Niveles y Rangos de Desempeño Estructural

Será seleccionado de 6 niveles de desempeño estructural discretos y 2 rangos de desempeño estructural intermedios definidos en la sección 2.3.1 del estándar. Los niveles discretos de desempeño estructural son Ocupación Inmediata (S-1), Control de daño (S-2), Seguridad de vida (S-3), Seguridad limitada (S-4), Prevención de colapso (S-5) y No Considerado (S-6). Los rangos de desempeño estructural intermedios son el Rango de Seguridad Mejorado y el Rango de Seguridad Reducido.

a. **Ocupación Inmediata (S-1):** Se define como el estado de daño posterior al sismo en el cual una estructura permanece segura para ocupar y esencialmente conserva su resistencia y rigidez inicial luego del sismo.

b. **Rango de Seguridad Mejorado:** Se define como el rango continuo de estado de daño entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de ocupación inmediata S-1.

   Control de daño (S-2): Se define como un estado de daño post sismo entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de ocupación inmediata S-1.

c. **Seguridad de vida (S-3):** Se define como el estado de daño posterior al sismo en el que una estructura tiene sus componentes dañados pero conserva un margen de seguridad contra el inicio del colapso parcial o total.

d. **Rango de Seguridad Reducida:** Se define como el rango continuo de estado de daño entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de prevención de colapso S-5.

   Seguridad Limitada (S-4): Se define como un estado de daño post sismo entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de prevención de colapso S-5.

e. **Prevención de Colapso (S-5):** Se define como el estado de daño posterior al sismo en el que una estructura tiene sus componentes dañados y continúa soportando cargas de gravedad, pero ya no cuenta con ningún margen de seguridad contra el colapso.

f. **No Considerado (S-6):** Cuando una evaluación o rehabilitación no considere la estructura.

Niveles y Rangos de Desempeño No Estructural

Será seleccionado de 5 niveles de desempeño no estructural discretos definidos en la sección 2.3.2 del estándar. Estos son: Operacional (N-A), Retención de posición (N-B), Seguridad de vida (N-C) y No considerado (N-D).

a. **Operacional (N-A):** Es el estado de daño posterior al sismo en el que los componentes no estructurales pueden proporcionar las funciones que proporcionaron en el edificio antes del sismo.

b. **Retención de posición (N-B):** Es el estado de daño posterior al sismo en el que los componentes no estructurales pueden dañarse de modo que no pueden funcionar de inmediato, pero se mantienen en su lugar para evitar el daño causado por la caída, volteo o ruptura de las conexiones de servicios públicos.

c. **Seguridad de vida (N-C):** Es el estado de daño posterior al sismo en el que pueden dañarse los componentes no estructurales, pero el daño consecuente no representa una amenaza para la seguridad de la vida.

d. Peligros reducidos (N-D): Cuando una evaluación o rehabilitación no considere todos los componentes no estructurales en uno de los niveles anteriores.

Designación de los Niveles de Desempeño del edificio objetivo

El nivel de desempeño de un edificio objetivo es designado alfanuméricamente. El número representa el nivel de desempeño estructural y la letra el nivel de desempeño no estructural. En la Figura 2-2 se muestran los niveles de desempeño de un edificio más comunes.

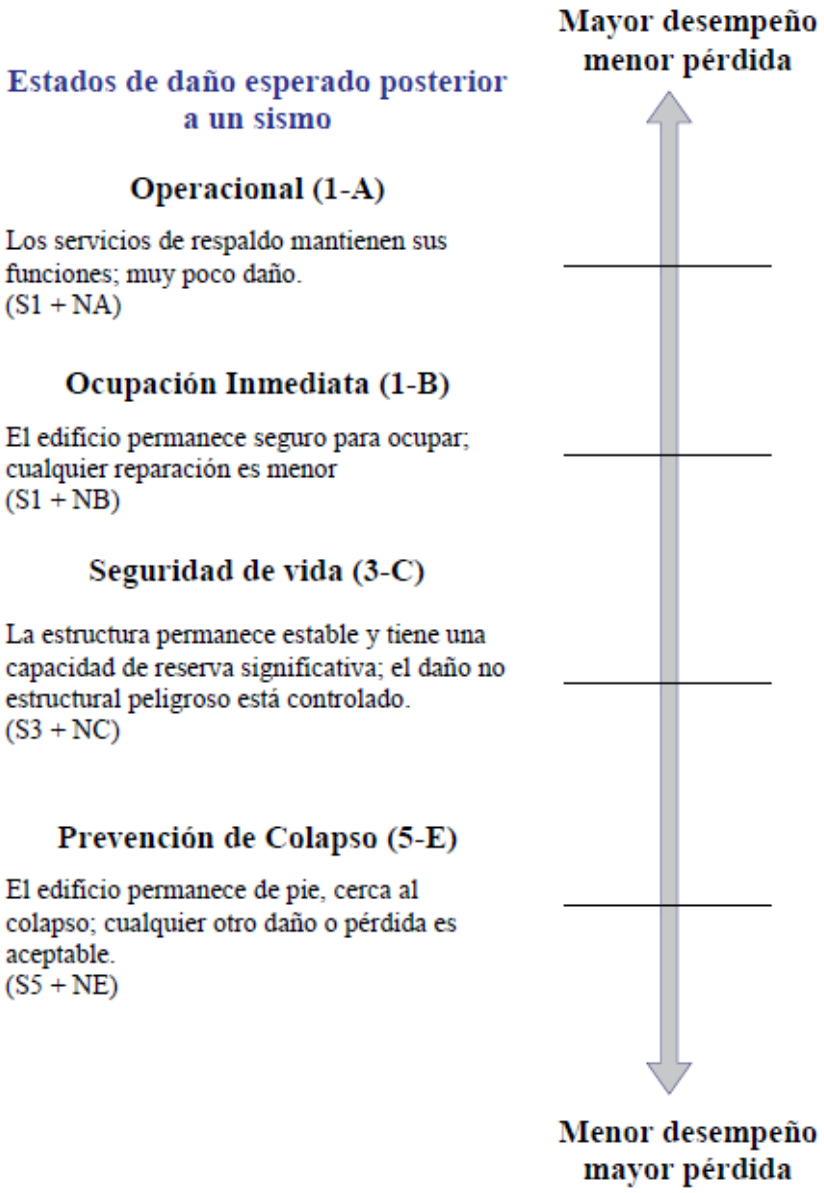


Figura 2-2 Niveles y Rangos de Desempeño de un edificio objetivo (ASCE/SEI 41-13, 2014)

La Tabla 2-3 indica algunas combinaciones posibles de niveles de desempeño del edificio objetivo y proporciona nombres para aquellos con mayor probabilidad de ser seleccionados como base para el diseño.

Tabla 2-3 *Niveles de desempeño del edificio objetivo*

Niveles de Desempeño No Estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	S-1 Ocupación Inmediata	**S-2 Control de daño**	**S-3 Seguridad de Vida**	**S-4 Seguridad Limitada**	**S-5 Prevención de Colapso**	**S-6 No Considerado**
N-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
N-B Retención de Posición	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
N-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
N-D No Considerado	NR	NR	3-D	4-D	5-D Prevención de Colapso	No Evaluación No Reforzamiento

Nota: NR = No Recomendado
Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

2.1.3 Objetivos de Desempeño

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño es la selección de los objetivos de desempeño para el diseño. La selección es hecha por el cliente, con la asesoría del profesional de diseño, basado en las expectativas del cliente, el peligro sísmico, análisis económico, y el riesgo aceptable. Los objetivos de desempeño típicamente van desde el mínimo establecido en los códigos, basados usualmente en la seguridad de vida para un sismo raro, a operacional en un sismo muy raro.

Un objetivo de desempeño es un par formado por un nivel de peligro sísmico seleccionado y un nivel de desempeño estructural y no estructural.

2.1.3.1 Propuesta del Comité Visión 2000

El reporte Visión 2000, identifica un conjunto de objetivos mínimos y objetivos mejorados.

a. **Objetivos mínimos:** El objetivo básico es definido como el objetivo de desempeño aceptable mínimo para edificios nuevos comunes. Los objetivos para edificios esenciales y de seguridad crítica son definidos como objetivos mínimos para hospitales y plantas nucleares respectivamente. Estos tres objetivos son ilustrados en la Figura 2-3 como una línea diagonal en la matriz de objetivos de desempeño.

b. **Objetivos mejorados:** Otros objetivos que proveen mejor desempeño o menor riesgo que los objetivos mínimos pueden ser seleccionados bajo la aprobación del cliente.

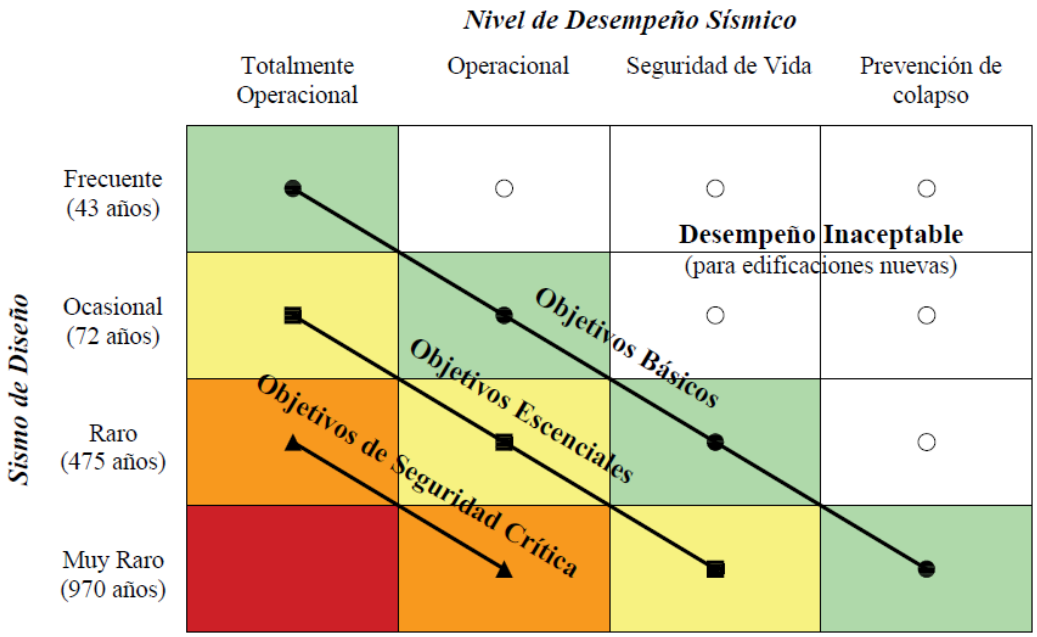


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

2.1.3.2 Propuesta del ATC-40

La amplia variedad de niveles de desempeño para edificios (Tabla 2-2) se puede combinar con varios niveles de sismo para formar muchos objetivos de desempeño posibles.

Un objetivo de desempeño de nivel doble o múltiple puede ser definido seleccionando dos o más desempeños esperados diferentes, uno para cada nivel de sismo.

En la Tabla 2-4 se muestra el objetivo de desempeño de Seguridad Básica para edificaciones convencionales, este es un objetivo de desempeño de nivel doble donde el edificio alcanza el nivel de desempeño Seguridad de Vida 3-C para el Sismo de Diseño (DE), y el nivel de desempeño de Estabilidad Estructural para el Sismo Máximo (ME).

Tabla 2-4 *Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales*

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad Estructural
Servicio (SE)	-	-	-	-
Diseño (DE)	-	-	√	-
Máximo (ME)	-	-	-	√

Fuente: (ATC-40, 1996)

2.1.3.3 Objetivos de desempeño según el ASCE/SEI 41-13

Los objetivos de desempeño se seleccionarán considerando objetivos básicos, mejorados, limitados u parciales, como se define en las secciones 2.2.1 a 2.2.3 del estándar, o un objetivo propuesto a ser equivalente a las disposiciones para edificios nuevos, como se define en la sección 2.2.4.

El Objetivo de desempeño seleccionado como base para el diseño determina, en gran medida, el costo y la viabilidad de cualquier proyecto, y el beneficio que se obtendrá en términos de seguridad mejorada, reducción del daño a la propiedad e interrupción del uso en el caso de futuros sismos. La Tabla 2-5 indica el rango de los objetivos de desempeño que podrían considerarse al usar esta norma para un edificio típico, como uno clasificado bajo la Categoría de riesgo II.

Tabla 2-5 *Objetivos de desempeño*

Nivel de amenaza sísmica	Niveles de desempeño del edificio objetivo			
	Operacional (1-A)	**Ocupación Inmediata (1-B)**	**Seguridad de Vida (3-C)**	**Prevención de Colapso (5-D)**
50%/50 años	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE_R)	m	n	o	p

Notas: Cada celda en la matriz representa un Objetivo de Desempeño discreto
Los Objetivos de Desempeño en la matriz pueden ser usados para representar 3 tipos de objetivos de desempeño, que pueden ser seleccionados para un edificio que es asignado a la Categoría de Riesgo I o II, de la siguiente forma:

Objetivos de Desempeño Básico para edificios existentes (BPOE)	g & l
Objetivos Mejorados	g & i, j, m, n, o, ó p l & e ó f g & l & a, ó b k, m, n, ó solamente o
Objetivos Limitados	solamente g solamente l c, d, e, ó f

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Los objetivos de desempeño varían en función de la categoría de riesgo asignada. Las categorías de riesgo se usan para facilitar la coordinación con las regulaciones y los códigos de construcción como el IBC (*International Building Code*) y el IEBC (*International Existing Building Code*).

El Objetivo de Desempeño Básico Equivalente a los nuevos Estándares de Construcción (BPON) es un objetivo de desempeño específico usado sólo con una evaluación sistemática de Nivel 3 que varía con la categoría de riesgo como se muestra en la Tabla 2-6, donde la categoría de riesgo es definida por las regulaciones del ASCE 7.

Tabla 2-6 *Objetivo Básico de Desempeño Equivalente a los nuevos Estándares de Construcción*

Categoría de Riesgo	Nivel de Amenaza Sísmica	
	BSE-1N	**BSE-2N**
I & II	SP Seguridad de Vida NSP Retención de Posición (3-B)	SP Prevención de Colapso NSP Peligros reducidos (5-D)
III	SP Control de daño NSP Retención de Posición (2-B)	SP Seguridad Limitada NSP Peligros reducidos (4-D)
IV	SP Ocupación inmediata NSP Operacional (1-A)	SP Seguridad de Vida NSP Peligros reducidos (3-D)

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

2.1.4 Filosofía de diseño estructural según la NTE E.030

Nuestra norma sísmica establece 3 parámetros que tienen una interacción entre sí:

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

Adicional a esto, las edificaciones deben comportarse ante los sismos considerando:

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

Los principios anteriores hacen referencia a los objetivos de desempeño; (i.) hace referencia a objetivos básicos (prevención de colapso y seguridad de vida), (ii.) al objetivo básico de funcionalidad y (iii.) a los objetivos esenciales.

Para cumplir estos principios las estructuras deben ser concebidas con estas características: simetría (en masas y rigideces en planta y elevación), peso mínimo, resistencia lateral y vertical, continuidad estructural, ductilidad, deformación lateral limitada, redundancia estructural, uso de materiales de alta calidad y adecuado proceso constructivo.

2.2 Demanda sísmica

Para los propósitos de la ingeniería, "La variación en el tiempo de la aceleración del terreno es la forma más útil de definir el movimiento del terreno durante un sismo" (Chopra, 2014). La aceleración del terreno rige la respuesta de las estructuras a la excitación sísmica. La demanda sísmica generalmente se representa mediante un espectro de respuesta, el cual presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) como una función de sus frecuencias o periodo.

2.2.1 Niveles de Amenaza Sísmica

El peligro sísmico en un determinado sitio se representa mediante un conjunto de eventos sísmicos y peligros asociados con probabilidades de ocurrencia específicas.

El Periodo de Retorno se define como un periodo de tiempo medio entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden y severidad. La Probabilidad de Excedencia es una representación estadística de probabilidad que las consecuencias de un sismo excedan un nivel de efectos determinados en un tiempo específico de exposición.

2.2.1.1 Propuesta del Comité Visión 2000

Propone 4 niveles de amenaza sísmica en términos de una probabilidad de excedencia y se muestran en la Tabla 2-7.

El período de retorno T_R puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia p_e para un número específico t de años, mediante la siguiente ecuación:

$$T_R = \frac{t}{\ln(1-p_e)} \qquad (2\text{-}1)$$

Donde:

T_R : Periodo de Retorno (años)
t : Tiempo de exposición (años)
p_e : Probabilidad de Excedencia

Tabla 2-7 *Niveles de amenaza sísmica para diseño y evaluación*

Evento	Periodo de Retorno	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	10% en 100 años

Fuente: (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

2.2.1.2 Propuesta del ATC-40

Define 3 niveles de amenaza sísmica para el diseño de estructuras, que se describen a continuación. Las siglas *S*, *D* y *M* hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que *E*, conserva la inicial de la palabra inglesa *"Earthquake"*.

a. **Sismo Frecuente o de Servicio (*SE*):** Está definido como el sismo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de amenaza sísmica es típicamente alrededor de 0.5 veces el nivel del Sismo de Diseño. Tiene un periodo de retorno aproximado de 75 años. Corresponde al sismo ocasional de la Tabla 2-7.

b. **Sismo de Diseño (*DE*):** Está definido como el sismo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Tiene un período de retorno de aproximado de 500 años. Es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales. Corresponde al sismo raro de la Tabla 2-7.

c. **Sismo Máximo (*ME*):** Está definido como el sismo que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de amenaza sísmica es típicamente alrededor de 1.25 a 1.5 veces el nivel del Sismo de Diseño. Tiene un periodo de retorno aproximado de 1000 años. Es utilizado para el diseño de estructuras esenciales. Corresponde al sismo muy raro de la Tabla 2-7.

2.2.1.3 Niveles de amenaza sísmica según el ASCE/SEI 41-13

Este estándar establece 5 niveles de peligro sísmico que se utilizan para determinar los diferentes tipos de objetivos de desempeño.

a. Sismo con una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años con un periodo de retorno medio de 72 años. Es el equivalente al sismo ocasional de la Tabla 2-7.

b. BSE-1E: Sismo con una probabilidad de excedencia de 20% en 50 años con un periodo de retorno medio de 225 años. No necesita ser mayor que el sismo BSE-1N.

c. BSE-2E: Sismo con una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años con un periodo de retorno medio de 975 años. No necesita ser mayor que el sismo BSE-2N.

d. BSE-1N: Corresponde a 2/3 del BSE-2N. Representa el sismo de diseño definido en el ASCE 7. Es un sismo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años con un periodo de retorno medio de 475 años. Es el equivalente al sismo raro de la Tabla 2-7.

e. BSE-2N: Corresponde al MCE_R (Sismo considerado de riesgo máximo) que es igual a 1.5 veces el sismo de diseño definido por la sección 11.4 del estándar ASCE 7-16. Se puede considerar que corresponde a un sismo con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, con un periodo de retorno medio de 2475 años.

2.2.2 Espectro de diseño según la NTE E.030 (2018)

La NTE E.030 (2018) define parámetros para definir el espectro de diseño, estos son:

a. Zonificación: Se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla 2-8 *Factores de Zona "Z"*

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: (NTE E.030, 2018)

b. Perfiles de Suelo: Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

Tabla 2-9 *Clasificación de los perfiles de suelo*

Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$	Descripción
S_0	> 1500 m/s	-	-	Roca dura
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa	Roca o suelos muy rígidos
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa	Suelos Intermedios
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa	Suelos Blandos
S_4	Clasificación basada en el EMS			Condiciones Excepcionales

Fuente: (NTE E.030, 2018)

c. Parámetros de Sitio (S, T_P y T_L): Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T_P y T_L dados en las Tablas 2-10 y 2-11.

Tabla 2-10 *Factor de suelo "S"*

ZONA \ SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: (NTE E.030, 2018)

Tabla 2-11 *Periodos T_P y T_L*

	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: (NTE E.030, 2018)

d. Factor de Amplificación Sísmica (C): Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.
De acuerdo a las características de sitio, se define el factor C por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \qquad C = 2{,}5 \qquad (2\text{-}2)$$

$$T_P < T < T_L \qquad C = 2{,}5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \qquad (2\text{-}3)$$

$$T > T_L \qquad C = 2{,}5 \cdot \left(\frac{T_P . T_L}{T^2}\right) \qquad (2\text{-}4)$$

T es el período fundamental de vibración

e. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U): Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N°5 de la NTE E.030, las cuales son: Edificaciones Esenciales (U=1.5), Edificaciones Importantes (U=1.3), Edificaciones Comunes (U=1.0). Para edificios con aislamiento en la base se puede considerar U=1.

f. Categoría y Sistemas Estructurales: De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N°6 y respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N°10 de la NTE E.030.

g. Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0): Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis.

Tabla 2-12 *Coeficiente R_0 para sistemas estructurales de Concreto Armado*

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_0
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Fuente: (NTE E.030, 2018)

h. Factores de Irregularidad (I_a, I_P): El factor I_a se determinará como el menor de los valores de la Tabla Nº8 de la NTE E.030 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor I_P se determinará como el menor de los valores de la Tabla Nº9 de la NTE E.030 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

Si al aplicar las Tablas Nº8 y 9 se obtuvieran valores distintos de los factores I_a o I_P para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

i. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (*R*): El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_0 y de los factores I_a e I_P obtenidos.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_P \qquad (2\text{-}5)$$

2.2.3 Representación del Peligro Sísmico

El peligro sísmico causado por los sismos se basa en la ubicación del edificio y las características geológicas y geotécnicas específicas del sitio. El peligro sísmico causado por un sismo se define como un espectro de respuesta de aceleración o historiales de aceleración del movimiento del suelo determinado sobre bases probabilísticas y determinísticas.

El peligro sísmico causado por un sismo se define para cualquier nivel de amenaza sísmica utilizando un espectro de respuesta con un amortiguamiento de 5%.

2.2.4 Espectros de Demanda Sísmica

La NTE E.030 para fines de diseño define un espectro inelástico de pseudoaceleraciones, que está dado por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g \qquad (2\text{-}6)$$

Para propósitos de la evaluación del desempeño sísmico se han promovido los espectros de respuesta en formato ADRS ("*Acceleration-Displacement Response Spectrum*", S_a vs. S_d) que grafica en el eje de las ordenadas la aceleración espectral y en las abscisas el desplazamiento espectral, utilizado principalmente en el Método del Espectro de Capacidad.

Para realizar la conversión del espectro de pseudoaceleraciones a formato ADRS se debe calcular el valor de S_{di} para cada punto de la curva S_{ai}, T_i mediante la siguiente ecuación:

$$S_{di} = \frac{{T_i}^2}{4\pi^2} \cdot S_{ai} \cdot g \qquad (2\text{-}7)$$

En la Figura 2-4 se ilustra el espectro de demanda en ambos formatos.

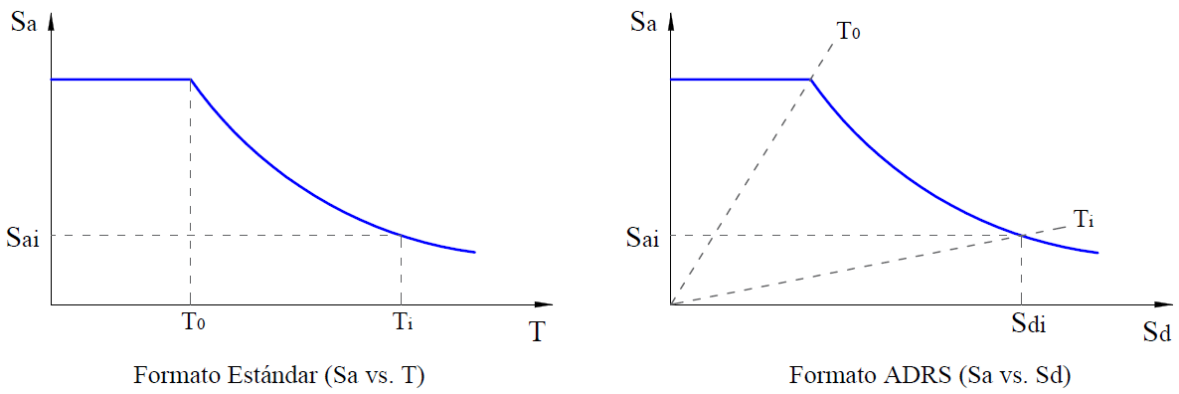


Figura 2-4 Conversión del Espectro de Respuesta a formato ADRS (ATC-40, 1996)

2.2.4.1 Respuesta Elástica de Estructuras

En el método del Espectro de Capacidad se utiliza un espectro de capacidad y un espectro de demanda en formato ADRS, el punto de desempeño se obtiene de la intersección de ambos espectros. Cuando se espera que la respuesta estructural se produzca en el rango elástico, el punto de desempeño (d_p, a_p) puede obtenerse intersectando directamente los espectros de demanda y capacidad, según se muestra en la Figura 2-5.

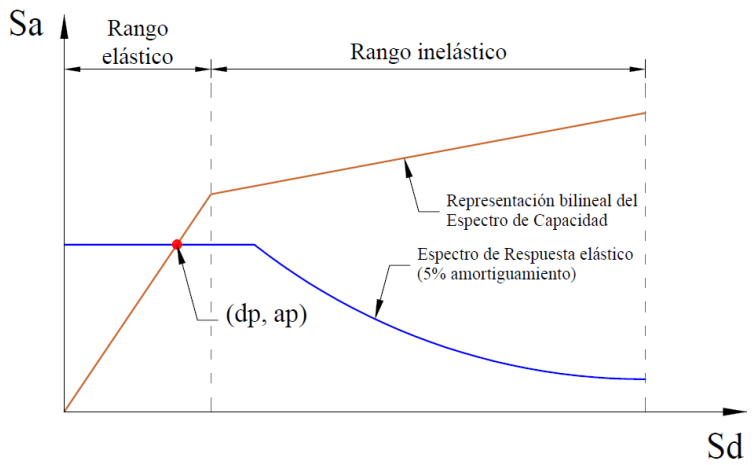


Figura 2-5 Respuesta elástica de estructuras (Elaboración Propia)

2.2.4.2 Respuesta Inelástica de Estructuras

Para sismos de mayor escala se espera que el edificio incursione en el rango inelástico, formando rótulas plásticas por donde se libera energía. La demanda sísmica es función de las características dinámicas del edificio (masa, rigidez y amortiguamiento), por lo que su rigidez cambia al incursionar en el régimen inelástico.

Los espectros de demanda han sido calculados sobre estructuras con comportamiento elástico, por ello se denominan Espectros de Respuesta Elástico.

Según el ATC-40 el comportamiento inelástico de una estructura puede representarse por medio de un amortiguamiento viscoso equivalente, el mismo que depende del nivel de desplazamiento inelástico alcanzado. Así, para cada punto del tramo inelástico de la curva de capacidad se puede obtener un amortiguamiento viscoso equivalente y un nuevo espectro de demanda. En la Figura 2-6 se muestra la reducción del espectro de respuesta elástico para la obtención del punto de desempeño en el rango inelástico (respuesta inelástica).

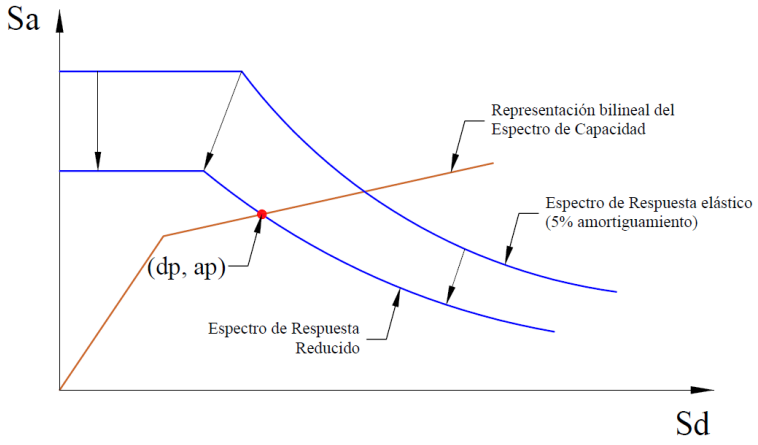


Figura 2-6 Respuesta inelástica de estructuras (ATC-40, 1996)

2.3 Comportamiento de edificaciones ante acciones laterales

Las cargas de gravedad son la carga principal en un edificio. Sin embargo, a medida que un edificio se vuelve más alto, debe tener la resistencia y rigidez adecuadas para resistir las cargas laterales impuestas por vientos y sismos. "Cuando la altura de un edificio aumenta, la rigidez adicional requerida para controlar la deflexión, en lugar de la resistencia de los miembros, domina el diseño" (Balendra, 1993).

2.3.1 Curva de Capacidad Estructural obtenida de un Modelo Teórico

2.3.1.1 Modelos de comportamiento para el Concreto Armado

El concreto armado es un material compuesto que consta de 2 materiales: concreto y acero de refuerzo. El concreto es un material frágil que tiene una alta resistencia a la compresión y una muy baja resistencia a la tracción. Así, se le incorpora un "esqueleto" de acero para resistir adecuadamente la tracción.

El acero les confiere a los miembros ductilidad, dándole mayor capacidad de deformación antes de la falla, así, la estructura fallará de forma dúctil y no frágil. Esta es la razón por la que muchas normas estipulan un mínimo de acero de refuerzo.

Para analizar y evaluar las estructuras de concreto armado se usan modelos simplificados de las relaciones constitutivas del acero y concreto que fueron desarrolladas de resultados experimentales.

2.3.1.2 Modelo Esfuerzo-Deformación para el Acero de Refuerzo

Dado que el comportamiento más allá del rango lineal es complejo, se usa modelos simplificados de su curva esfuerzo-deformación, como los siguientes:

- **Modelo Elastoplástico Perfecto**

Es el modelo bilineal más sencillo y común. Se ignora la resistencia superior de fluencia (límite superior de fluencia) y el aumento de esfuerzo por endurecimiento por deformación. Este modelo no es adecuado para evaluar el desempeño sísmico debido que no describe adecuadamente el comportamiento mecánico del acero más allá de la fluencia.

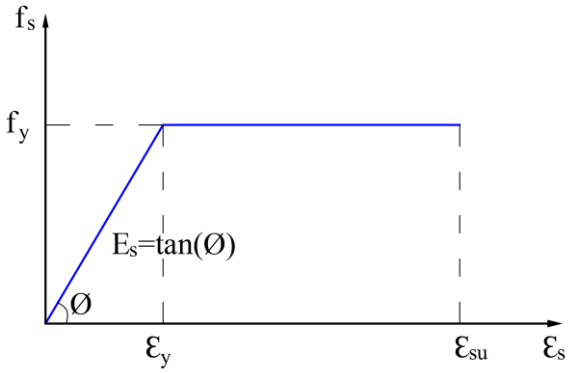


Figura 2-7 Modelo Elastoplástico Perfecto (Ottazzi, 2011)

Donde:

f_s: Esfuerzo del acero.

ε_s: Deformación unitaria del acero

f_y: Esfuerzo de fluencia del acero.

ε_y: Deformación unitaria de fluencia del acero

ε_{su}: Deformación unitaria última del acero

E_s: Módulo de elasticidad del acero

- **Modelo Trilineal**

Este modelo es menos conservador que el modelo elastoplástico y consta de 3 zonas: lineal elástica, fluencia y endurecimiento por deformación, las 3 idealizadas por rectas.

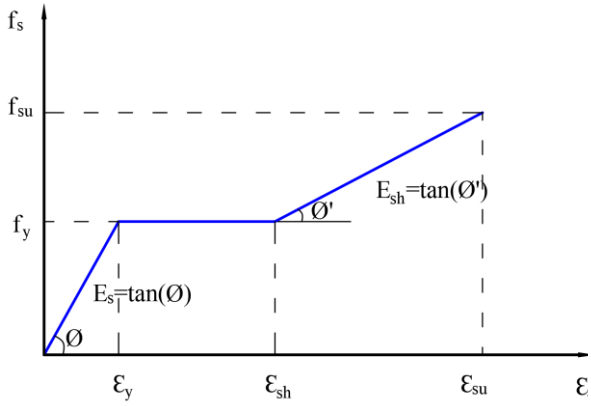


Figura 2-8 Modelo Trilineal con endurecimiento por deformación (Ottazzi, 2011)

Donde:

f_y: Esfuerzo de fluencia del acero.

ε_y: Deformación unitaria de fluencia del acero

ε_{sh}: Deformación unitaria del acero en donde empieza el endurecimiento por deformación

f_{su}: Esfuerzo último del acero.

ε_{su}: Deformación unitaria última del acero

- **Modelo de Park y Paulay**

Este modelo consta de zona elástica lineal, zona de fluencia y zona de endurecimiento por deformación; considera el rango lineal y de fluencia con rectas y el de endurecimiento por deformación con una parábola de 2do o 3er grado.

Este modelo es el que describe de forma más exacta el comportamiento real del acero. La zona de endurecimiento por deformación esta definida en el intervalo $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$ y por la ecuación y parámetros siguientes.

$$f_s = \left[\frac{mu+2}{60u+2} + \frac{(60-m)u}{2(30r+1)^2}\right] f_y \qquad (2\text{-}8)$$

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

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

$$u = \varepsilon_s - \varepsilon_{sh}$$

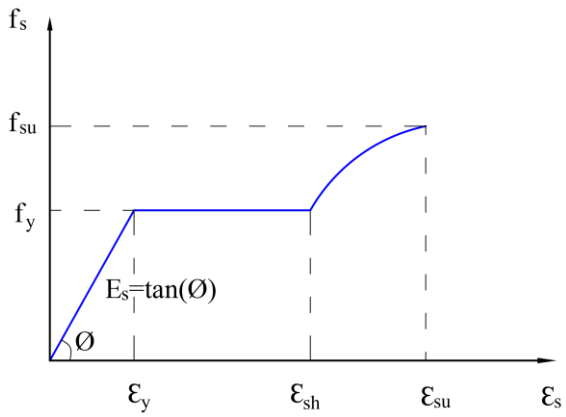


Figura 2-9 Modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación (Park y Paulay, 1975)

Donde:

f_y: Esfuerzo de fluencia del acero.

ε_y: Deformación unitaria de fluencia del acero

ε_{sh}: Deformación unitaria del acero en donde empieza el endurecimiento por deformación

f_{su}: Esfuerzo último del acero.

ε_{su}: Deformación unitaria última de

2.3.1.3 Modelo Esfuerzo-Deformación para el Concreto

Los modelos de concreto son definidos teniendo en cuenta la velocidad de aplicación de la carga, calidad de los materiales, el confinamiento. El concreto confinado tiene un comportamiento mecánico mejor que el concreto sin confinar, no solo en esfuerzo máximo sino también en el tipo de falla, teniendo mayor ductilidad.

A continuación, se explican los modelos de concreto confinado y no confinado:

Modelos de Concreto No Confinado

- **Modelo de Mander et al**

El modelo propuesto por Mander et al. (1998) está definido por una sola región que considera el confinamiento (Figura 2-10); y a partir de esta, haciendo las simplificaciones respectivas, se determina la curva Esfuerzo-Deformación para el concreto no confinado.

$$f_c = \frac{f'_{co} x r}{r - 1 + x^r} \qquad (2\text{-}9)$$

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

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

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

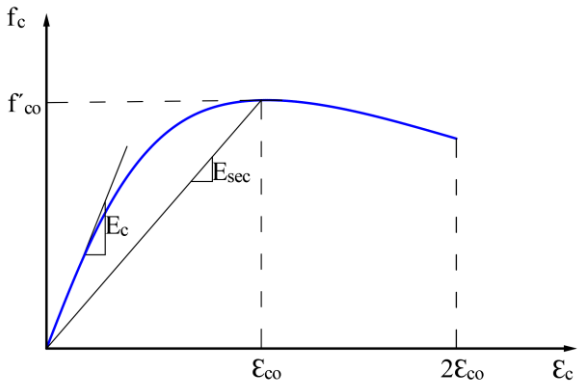


Figura 2-10 Modelo para el concreto no confinado (Mander, Priestley y Park, 1988)

Donde:

f_c: Esfuerzo del concreto.

ε_c: Deformación unitaria del concreto

f'_{co}: Resistencia máxima del concreto no confinado

ε_{co}: Deformación unitaria máxima del concreto no confinado

f_{cu}: Resistencia última del concreto confinado

E_c: Módulo de elasticidad del concreto

E_{sec}: Módulo secante del concreto no confinado en el esfuerzo máximo

Modelo de Whitney

Este modelo de Whitney (1942) también conocido como bloque rectangular del ACI, es muy utilizado en la evaluación y diseño ya que es muy sencillo y conservador. Este modelo considera una distribución uniforme rectangular de esfuerzos de compresión. β es 0.85 para concretos cuyo f'_c es menor a 280 $\frac{kg}{cm^2}$.

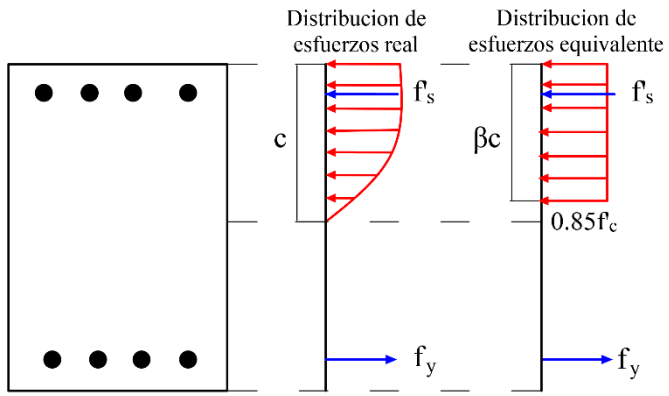


Figura 2-11 Modelo para concreto no confinado (Whitney, 1937)

Donde:

f_c: Esfuerzo del concreto.

ε_c: Deformación unitaria del concreto

f'_c: Resistencia característica del concreto.

ε_{cu}: Deformación unitaria última del concreto correspondiente a 0.003

- **Modelo de Hognestad**

Este modelo consta de dos tramos: uno parabólico de 2do grado y otro lineal. El tramo parabólico finaliza en f'_c con una deformación unitaria ε_o; el tramo lineal empieza en el punto máximo del tramo parabólico y finaliza a una deformación unitaria de $\varepsilon_{cu} \approx 0.0038$ con un esfuerzo de $0.85f'_c$. La ecuación del tramo parabólico se define por la siguiente expresión:

$$f_c = f'_c\left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o}\right)^2\right] \qquad (2\text{-}10)$$

La ecuación del tramo lineal se define por la siguiente expresión:

$$f_c = f'_c[1 - k(\varepsilon_c - \varepsilon_o)] \qquad (2\text{-}11)$$

$$k = \frac{0.15}{0.0038 - \varepsilon_o}$$

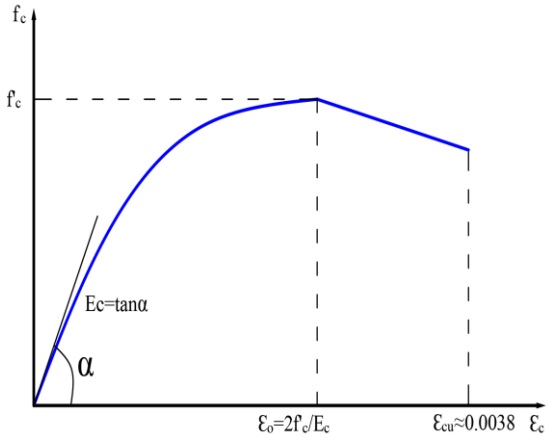


Figura 2-12 Modelo para concreto no confinado (Hognestad, 1951)

Donde:

f'_c: Resistencia a la compresión especificada del concreto

ε_o: Deformación unitaria para f'_c igual a $2f'_c/E_c$

E_c: Módulo de elasticidad del concreto

ε_{cu}: Deformación unitaria máxima del concreto aproximadamente igual a 0.0038

Modelos de Concreto Confinado

- **Modelo de Kent y Park Modificado**

Es muy usado para el concreto confinado con estribos rectangulares, tiene 3 tramos. El primer tramo es una parábola cuyo esfuerzo máximo corresponde a f'_c a una deformación unitaria de $\varepsilon_o \approx 0.002$. El segundo tramo es lineal decreciente hasta un $0.20\,f'_c$, la pendiente de este tramo depende de la resistencia global del cilindro de concreto, del volumen de refuerzo transversal con respecto al volumen del núcleo de concreto (medido al exterior de los estribos), del ancho del núcleo confinado (medido al exterior de los estribos) y al espaciamiento de los estribos. El tramo horizontal final no considera un punto de falla definido, la capacidad de absorber fuerzas es inexistente, pero si deformaciones. En este modelo modificado (Park et al. 1982) se considera un factor k que depende del confinamiento el cual afecta a las variables f'_c y ε_o.

$$f_c = kf'_c\left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o}\right)^2\right];\ 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_o \qquad (2\text{-}12)$$

$$f_c = f'_c[1 - Z(\varepsilon_c - k\varepsilon_o)];\ \varepsilon_o \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{20c} \qquad (2\text{-}13)$$

$$f_c \ge 0.20f'_c;\ \varepsilon_c > \varepsilon_{20c} \qquad (2\text{-}14)$$

$$k = 1 + \frac{\rho_s f_y}{f'_c}$$

$$Z = \frac{1}{2(\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - k\varepsilon_o)}$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{0.211 + \varepsilon_o f'_c}{f'_c - 70.31}$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4}\rho_s\sqrt{\frac{b_c}{s}}$$

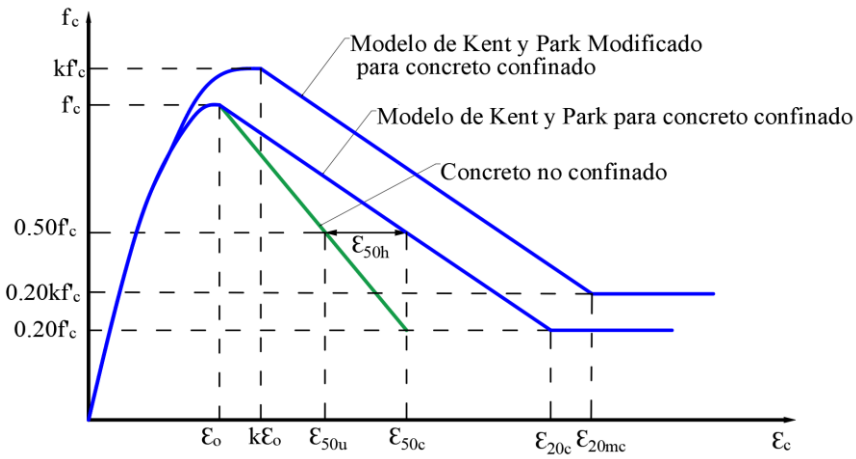


Figura 2-13 Modelo para concreto confinado (Park, Priestley y Gill, 1982)

Donde:

ε_{20c}: Deformación unitaria asociada a $0.20f'_c$

f'_c: Resistencia a la compresión especificada del concreto

ε_o: Deformación unitaria asociada a la resistencia máxima a compresión (f'_c) del concreto igual a aproximadamente 0.002

b_c: Ancho de la sección

s: Separación de los estribos

ε_{cu}: Deformación unitaria máxima del concreto aproximadamente igual a 0.0038

ρ_s: Ratio entre el volumen de acero de confinamiento y el volumen de concreto confinado

- **Modelo de Mander et al**

Este modelo se puede aplicar a elementos secciones circulares y rectangulares de diferente nivel de confinamiento. Considera que el confinamiento incrementa la deformación unitaria y la resistencia del concreto. El punto de falla $(\varepsilon_{cu}, f_{cu})$ lo define la fractura del acero transversal. La resistencia máxima a compresión f'_{cc} depende del tipo de confinamiento, del esfuerzo lateral de confinamiento.

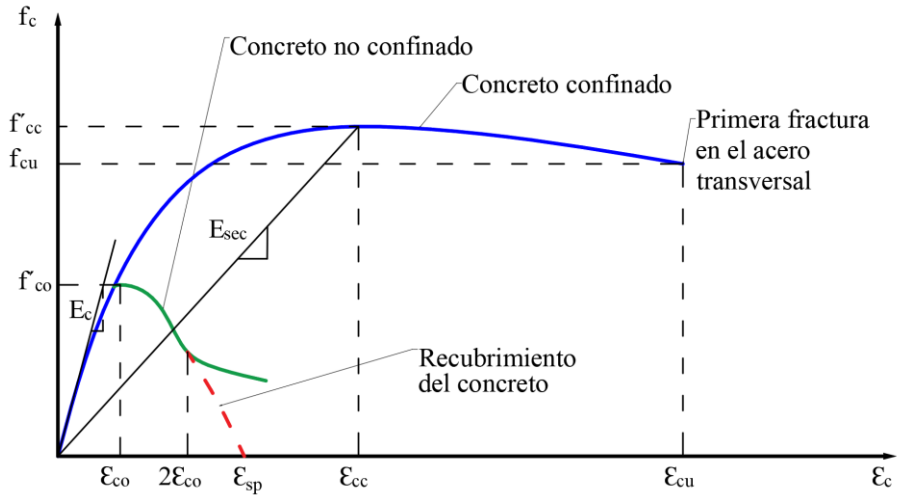


Figura 2-14 Modelo para concreto confinado (Mander, Priestley y Park, 1988)

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \qquad (2\text{-}15)$$
$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$
$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}\left[1 + 5\left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1\right)\right]$$
$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$
$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

Donde:
f'_{co}: Resistencia máxima del concreto no confinado
ε_{co}: Deformación unitaria máxima del concreto no confinado
ε_{sp}: Deformación unitaria en la que el recubrimiento del concreto se considera que se ha desprendido por completo y no transmite esfuerzo alguno
f'_{cc}: Resistencia máxima del concreto confinado
ε_{cc}: Deformación unitaria máxima del concreto confinado
f_{cu}: Resistencia última del concreto confinado
ε_{cu}: Deformación unitaria última del concreto confinado
E_c: Módulo de elasticidad del concreto
E_{sec}: Módulo secante del concreto confinado en el esfuerzo máximo

2.3.2 Modelo inelástico para Secciones y Elementos

2.3.2.1 Diagrama Momento-Curvatura

Este diagrama representa la capacidad a flexión y su deformación por curvatura (rotación por unidad de longitud) en el rango lineal y no lineal de una sección de concreto armado.

El diagrama Momento-Curvatura $(M - \emptyset)$ brinda una idea clara de la máxima capacidad de deformación inelástica, las características de disipación de energía, el comportamiento no lineal de la sección. Cuanta más ductilidad tenga una sección mayor será la capacidad de disipación energía del elemento y de la estructura.

El diagrama Momento-Curvatura $(M - \emptyset)$ se construye a partir de los modelos constitutivos del concreto y acero; y estudiando la sección en 3 estados:

- Estado de agrietamiento $(\emptyset_A, M_A)$
- Estado de fluencia $(\emptyset_y, M_y)$
- Estado de agotamiento o ultimo $(\emptyset_u, M_u)$

El momento y la curvatura en una sección de concreto armado tienen una relación lineal siempre y cuando los momentos sean menores al momento de agrietamiento (M_A). Luego del agrietamiento la relación continua casi lineal, pero con pendiente diferente hasta que la fluencia del acero (M_y) o el agotamiento del concreto (M_u) se alcance. Si primero se produce la fluencia del acero, la sección puede seguir deformándose hasta que el concreto alcanza su máximo esfuerzo (M_u) y finalmente su máxima (Ottazzi, 2011).

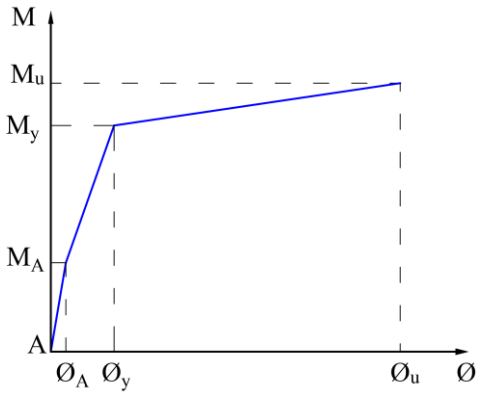


Figura 2-15 Diagrama Momento-Curvatura típica (Ottazzi, 2011)

2.3.2.2 Diagrama Momento-Rotación

El diagrama Momento-Curvatura $(M - \emptyset)$ corresponde a una sección y el diagrama Momento-Rotación $(M - \theta)$ a una porción del elemento (generalmente la zona de rótula plástica).

A partir del diagrama $M - \emptyset$ es posible calcular la rotación inelástica entre dos puntos a lo largo del elemento en la zona de rótula plástica que tiene una longitud Lp (longitud de plastificación equivalente). Esta longitud incluye grietas diagonales por corte que no son incluidas en la construcción del diagrama $M - \emptyset$, tampoco se tiene en cuenta el deslizamiento del acero en el entorno a las grietas ni la reducción de la deformación unitaria del acero por el concreto no agrietado; así la rotación inelástica es menor que la calculada.

Lo anterior hace difícil el cálculo de la rotación inelástica disponible, normas como el ASCE/SEI 41-13, FEMA 440, ATC-40 establecen un diagrama $M - \theta$ simplificado y normalizado (Figura 2-16), el cual se construye calculando algunos parámetros.

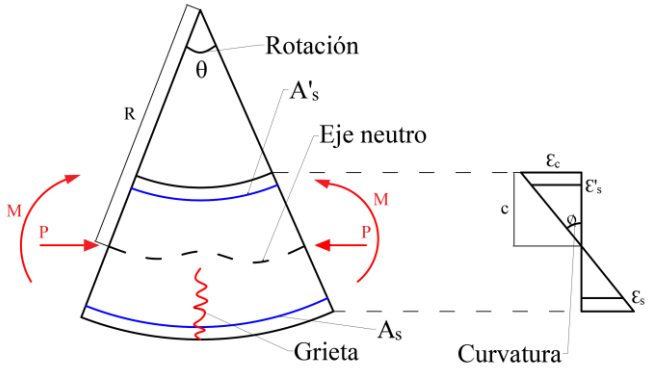


Figura 2-16 Curvatura y Rotación de un elemento (Ottazzi, 2011)

2.3.2.3 Diagrama Simplificado Momento-Rotación

Debido a la cantidad de secciones que hay en una estructura y a lo complejo que sería la construcción del diagrama Momento-Rotación $(M - \theta)$ para un elemento, se usa diagramas simplificados con tramos rectos entre los puntos críticos.

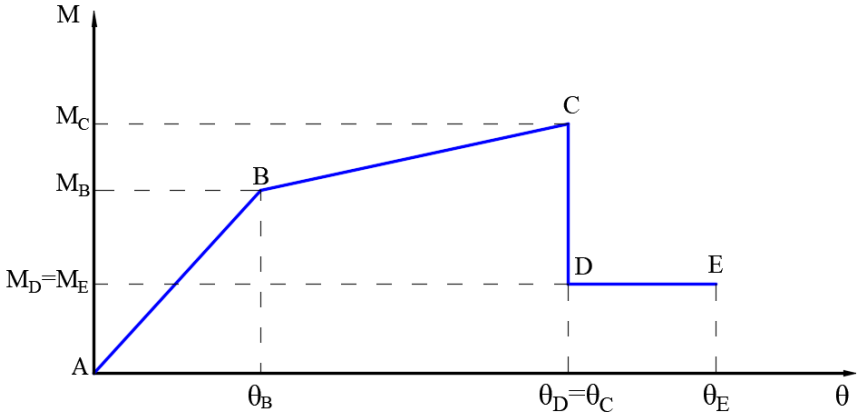


Figura 2-17 Diagrama Momento-Rotación simplificado (ASCE/SEI 41-13, 2014)

2.3.3 Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación

Para evaluar respuesta no lineal de la estructura se necesita conocer la respuesta de los componentes más allá del rango lineal. La respuesta de los componentes debe representarse mediante curvas que describan dicho comportamiento, con valores obtenidos mediante evidencia experimental o tomados a partir de las Tablas del ASCE/SEI 41-13, estas curvas son conocidas como Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación.

La relación generalizada fuerza-deformación mostrada en la Figura 2-18, se describe mediante una respuesta lineal desde el punto A (componente sin carga) hasta un punto B de fluencia efectiva; luego una respuesta lineal con reducción de la rigidez entre los puntos B y C (0% a 10% de la pendiente elástica lineal) que representa el fenómeno de endurecimiento por deformación; luego una respuesta que representa la degradación repentina de la resistencia desde el punto C (resistencia del elemento y deformación en la cual comienza una degradación significativa de la resistencia) hasta el punto D; más allá del punto D, el elemento responde con una resistencia sustancialmente reducida hasta el punto E; para deformaciones más allá de este último punto, la resistencia es esencialmente cero. Los valores numéricos se exponen en las Tablas del ASCE/SEI 41-13 incluidas en el Anexo 3.

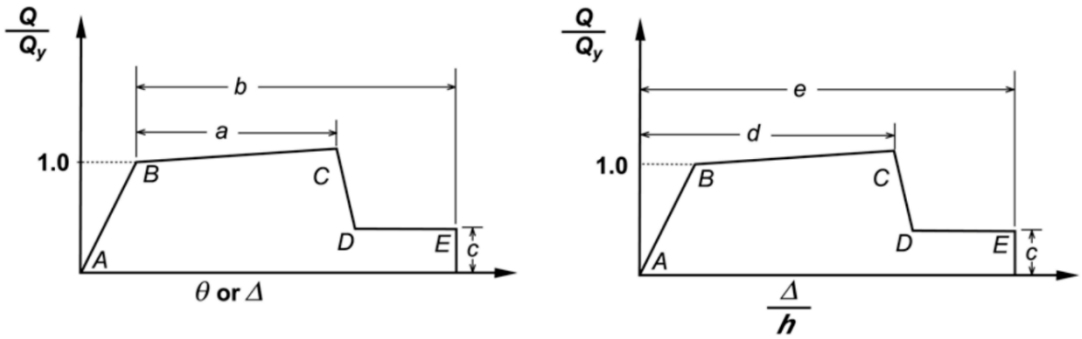


Figura 2-18 Relaciones generalizadas fuerza-deformación para componentes (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Los parámetros de modelación pueden representar relaciones de carga-deformación (asociada a flexión) o relaciones carga-ratio de deformación (asociada con el corte). Antes de calcular los parámetros de modelación (a, b, c, d y e) y criterios de aceptación (IO, DL, LS) se debe determinar cuál es el tipo de falla que controla al elemento (flexión, corte).

Para cada tipo de viga, columna y muro de corte se debe calcular sus respectivos esfuerzos de fluencia y últimos (f_y y f_u); parámetros de modelación que a su vez dependen de: las cuantías de acero, el refuerzo transversal (si confina o no al elemento) y la fuerza de corte actuante (Aguiar, 2003); y sus criterios de aceptación Ya con estos datos y parámetros se podrá representar la respuesta no lineal de los elementos.

2.3.3.1 Vigas

El primer parámetro está relacionado con las cuantías de acero; el segundo define si el refuerzo transversal utilizado está confinando o no a la viga y el tercero está relacionado con la fuerza cortante actuante.

- **Momento** $(\boldsymbol{M_3})$

Los valores de los parámetros numéricos a, b y c, y de aceptación IO, CP y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión son calculados según la Tabla 10-7 (ASCE/SEI 41-13, 2014). Además, se requiere conocer los valores del momento de fluencia (M_y) del momento último (M_u).

- **Corte** $(\boldsymbol{V_2})$

Para evaluar los parámetros numéricos de modelación y criterios de aceptación que definen el comportamiento no lineal por corte, se asume que las vigas actúan como elementos de acople entre muros. Los valores de los parámetros numéricos d, e y c, y de aceptación IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por corte son calculados según la Tabla 10-20 (ASCE/SEI 41-13, 2014). Adicionalmente se requiere conocer los valores de la resistencia máxima a corte V_y.

Ejemplo de construcción de Diagrama $(\boldsymbol{M-\theta})$ ***para una viga según ASCE/SEI 41-13***

Propiedades de la viga y cargas actuantes:

$$f_y = 4200\ kgf/cm^2,\ f'_c = 280\ kgf/cm^2,\ E_s = 2000000\ kgf/cm^2,\ E_c = 15000\sqrt{f'_c},$$
$$\varepsilon_{cu} = 0.003,\ \varepsilon_y = 0.002,\ V_{act} = 35\ tonf,\ M_{act} = 45\ tonf \cdot m,\ L_{viga} = 5\ m$$

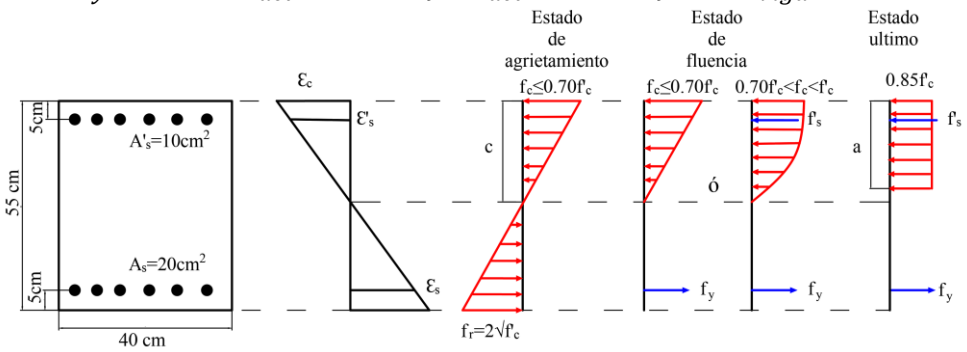


Figura 2-19 Diagrama de distribución de esfuerzos (Elaboración Propia)

Usando las ecuaciones de equilibrio, relaciones constitutivas y compatibilidad de deformaciones en los 3 estados se calcula:

Tabla 2-13 *Valores de Momento-Curvatura de la sección (ejemplo)*

	Estado de agrietamiento $(\emptyset_A, M_A)$	**Estado de fluencia** $(\emptyset_y, M_y)$	**Estado último** $(\emptyset_u, M_u)$
Curvatura $\emptyset$ (rad/m)	0.0005	0.006	0.04
Momento M (tonf-m)	8.22	38.41	39.56

Fuente: Elaboración Propia

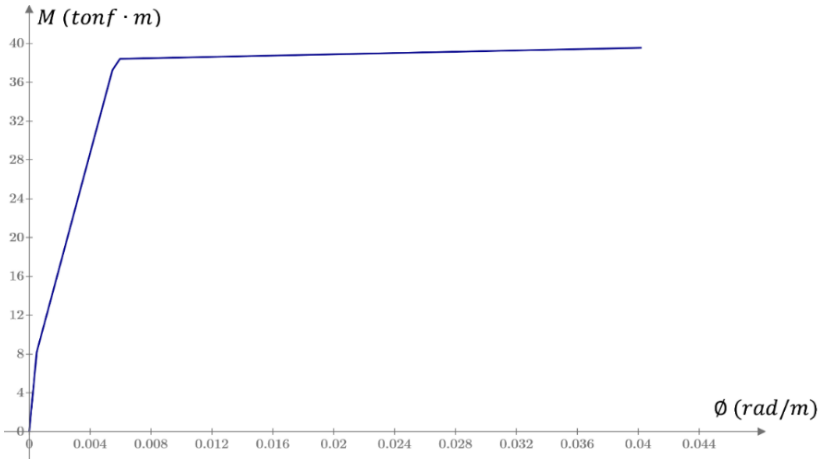


Figura 2-20 Diagrama Momento-Curvatura de la sección (Mathcad Prime)

Para la sección mostrada, considerando un momento actuante M=45 tonf-m, un cortante V=35 tonf, longitud de la viga L=5m y una separación de estribos en la zona de confinamiento de 10 cm. Utilizando el procedimiento descrito en ASCE/SEI 41-13 se obtienen los valores de los parámetros a, b y c que definen el diagrama Momento-Rotación para la viga (a= 0.02, b=0.035 y c=0.2)

Tabla 2-14 *Valores de Momento-Rotación de la viga (ejemplo)*

	Estado de fluencia (θ_y, M_y)	**Estado último** (θ_u, M_u)	**Estado residual** (θ_u, M_r)	**Estado de colapso** (θ_r, M_r)
Rotación θ (rad)	0.002	0.022	0.022	0.037
Momento M (tonf-m)	38.41	48.02	7.68	7.68

Fuente: Elaboración Propia

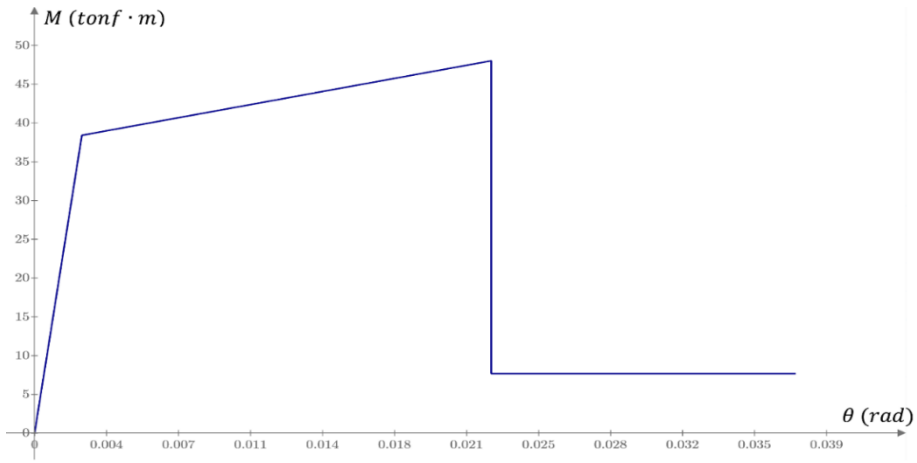


Figura 2-21 Diagrama Momento-Rotación del elemento (Mathcad Prime)

2.3.3.2 Columnas

En forma similar a las vigas, hay tres controles que se deben realizar, antes de ingresar a la Tabla para encontrar los coeficientes a, b, c con los cuales se halla el diagrama momento rotación. El primer control es calcular la relación: $\frac{P}{A_g * f'_c}$ donde P es la carga axial actuante, A_g es el área de la sección transversal de la columna y f'_c es la resistencia máxima del concreto a compresión. El segundo control tiene que ver con el confinamiento y el tercero con el cortante actuante; estos dos controles se realizan en forma similar a la de las vigas.

Si la columna está controlada por corte no se puede obtener los coeficientes a, b, c.

- **Flexión y axial ($P - M_2 - M_3$)**

Los valores de los parámetros numéricos de modelación a, b y c, y de aceptación del desempeño IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas $P - M_2 - M_3$ son calculados según la Tabla 10-8 (ASCE/SEI 41-13, 2014). Adicionalmente, se definen las curvas de interacción para cada tipo de sección diseñada.

- **Corte (V_2)**

Para evaluar los parámetros numéricos de modelación que definen la rótula por corte, se asume que las columnas trabajan como elementos de acople entre muros.

Los valores de los parámetros numéricos d, e y c, y de desempeño IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas son calculados según la Tabla 10-20 (ASCE/SEI 41-13, 2014). Adicionalmente se requiere conocer los valores de la resistencia máxima a corte V_y.

2.3.3.3 Muros de corte

- **Momento eje fuerte (M_3)**

Los valores de los parámetros numéricos a, b y c, y de aceptación IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión en muros en su eje fuerte son calculados según la Tabla 10-19 (ASCE/SEI 41-13, 2014). Adicionalmente se requiere conocer los valores del momento de fluencia M_y y del momento último M_u. Los momentos M_y y M_u definen la pendiente del tramo B-C de la curva constitutiva de la rótula plástica por flexión.

- **Corte eje fuerte (V_2)**

Los valores de los parámetros numéricos d, e y c, y de desempeño IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas son calculados según la Tabla 10-20 (ASCE/SEI 41-13, 2014). Adicionalmente se requiere conocer los valores de la resistencia máxima a corte V_y.

- **Momento eje débil (M_2)**

El comportamiento de muros sometidos a carga lateral en dirección a su eje débil se considera como el de una columna actuando en una dirección. Los valores de los parámetros numéricos a, b y c, y de aceptación IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión en muros en su eje débil son calculados según la Tabla 10-8 (ASCE/SEI 41-13, 2014). Adicionalmente se requiere conocer los valores del momento de fluencia M_y y del momento último M_u. Los momentos M_y y M_u definen la pendiente del tramo B-C de la curva constitutiva de la rótula plástica por flexión.

- **Corte eje débil (V_3)**

Para evaluar los parámetros numéricos de modelación que definen la rótula por corte, se asume que los muros en dirección de su eje débil trabajan como columnas de acople entre muros actuando en su eje fuerte.

Los valores de los parámetros numéricos d, e y c, y de desempeño IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas son extraídos y calculados según la Tabla 10-20 (ASCE/SEI 41-13, 2014). Adicionalmente se requiere conocer los valores de la resistencia máxima a corte V_y.

2.3.4 Rótulas Plásticas

Una rótula plástica es un dispositivo de disipación de energía que permite la rotación plástica de una sección manteniendo casi constante el momento plástico. Las rótulas plásticas son necesarias para poder definir el modelo no lineal de la estructura.

2.3.4.1 Vigas

Durante la acción sísmica el comportamiento no lineal en las vigas suele concentrarse en las zonas adyacentes a los nudos en una longitud determinada L, el daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos.

Para desarrollar el modelo analítico se suele considerar una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, esta zona se denomina "rótula plástica" y le corresponde una longitud "L_p" (Figura 2-22). Una aproximación para la L_p es de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento ($L_p = 0.4d$ ó $0.5d$) (Park y Paulay, 1975). Se asume que en esta longitud la curvatura es constante.

Todas estas suposiciones son muy útiles ya que permiten pasar de la relación momento-curvatura a la relación momento-rotación.

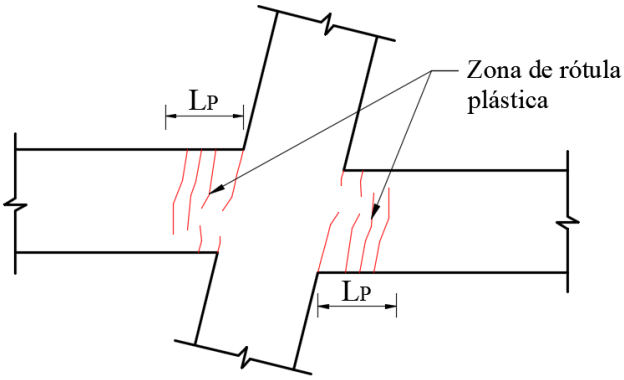


Figura 2-22 Formación de rótula plástica en los extremos de viga (Elaboración Propia)

2.3.4.2 Columnas

En columnas no solo se tiene una ductilidad (como en vigas), en este caso la ductilidad depende de la carga axial (P en compresión), así se debe garantizar que la carga axial no sea superior a la carga axial balanceada (P_b) para que la sección tenga falla dúctil y pueda generarse una rótula plástica.

Lo anterior da entender que se tendrá una ductilidad para cada carga axial que soporte la sección siempre y cuando se cumpla: $P < P_b$.

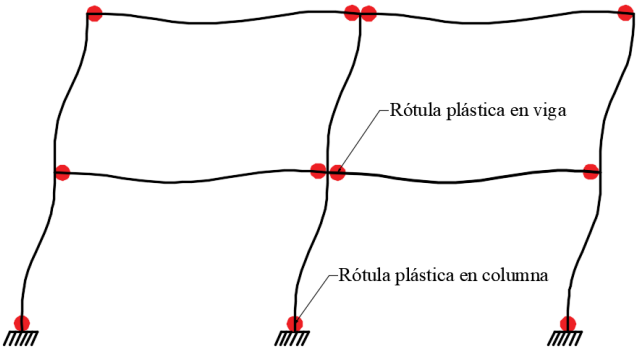


Figura 2-23 Mecanismo ideal de formación de rótulas plásticas en un pórtico (Elaboración Propia)

2.3.4.3 Muros de corte

Su comportamiento depende de la relación altura-longitud. El tipo de falla generalmente está asociado al tipo de muro.

El comportamiento de un muro esbelto (H/L > 2) puede asimilarse al de una viga en voladizo, teniendo en cuenta que presenta una carga axial actuante. La gran concentración de momentos en la base del muro hace necesario considerar la formación de una rótula plástica en la base, la longitud de la rótula puede exceder la longitud del muro y en esta zona se producirán fisuras de flexión (tracción por flexión) combinándose con las fisuras de tracción diagonal, que requerirán un refuerzo por cortante muy importante. Independientemente del tipo de falla por flexión descrita y de su combinación con los esfuerzos por tracción diagonal producidos por corte, puede ocurrir también una falla por deslizamiento. Esta puede

presentarse en la zona de juntas de vaciado entre piso y piso o entre la zapata y el primer piso y dependerá de la calidad de la superficie de contacto.

En edificaciones de bajos pisos es común encontrar muros bajos (H/L ≤ 2). En estos casos no cumplen con las hipótesis de flexión siendo su comportamiento parecido al de una viga de gran peralte. En estos muros las cargas de gravedad son pequeñas y el momento generado no es importante por lo que no se requiere acero de tracción por flexión importante. En un muro bajo puede presentarse la falla por deslizamiento, dada la mínima carga axial existente, y la falla por cortante o tracción diagonal. La falla por flexión es muy rara puesto que el muro no toma momentos importantes, dado que antes de que esto ocurra la cimentación habrá girado controlando el momento que pueda llegar al muro.

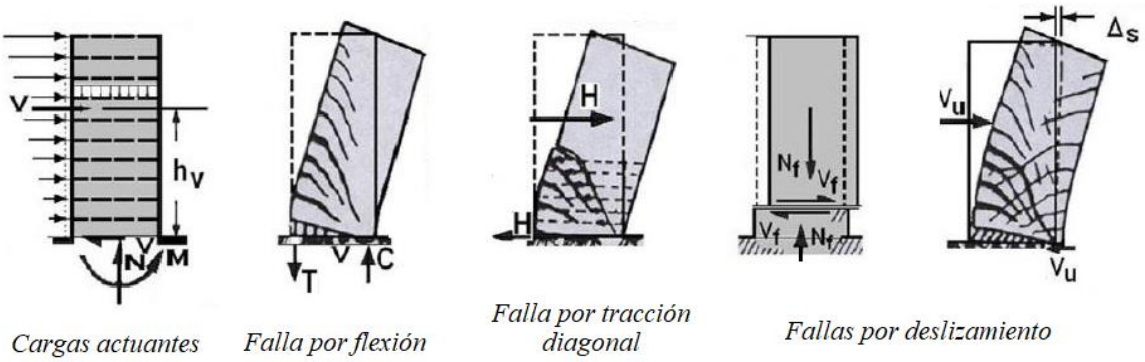


Figura 2-24 Tipos de falla en muros de corte (Blanco, 1994)

2.3.5 Modelo No lineal del edificio

La forma más sencilla de modelar el comportamiento inelástico de la estructura frente a niveles de amenaza sísmica es mediante un modelo de plasticidad concentrada (la ubicación de rótulas plásticas es en los extremos de vigas y columnas**).** La unión entre columnas y vigas (nudos) se consideran rígidos.

2.3.6 Análisis Estático No Lineal "Pushover"

Es un tipo de análisis estático incremental que sirve para determinar la curva de capacidad (desplazamiento del ultimo nivel vs fuerza cortante basal) de una estructura o elemento. Se basa en la aplicación de un patrón de cargas laterales que se van incrementando hasta alcanzar un estado límite (Punto de Desempeño) o una condición de falla.

A cada elemento estructural se le asignan rótulas plásticas en función a su tipo de falla. La aplicación del patrón de cargas laterales debe iniciar de una condición de carga gravitacional no lineal (se mantiene durante el proceso de análisis). La estructura comienza con una respuesta elástica asociada a una rigidez inicial, luego, con el incremento de las fuerzas los elementos superan su fluencia, se produce una reducción de rigidez y resistencia con ello la estructura consigue incursionar en el rango inelástico en proporción a su ductilidad.

Con el incremento de las cargas laterales es posible observar como aparecen las rótulas plásticas.

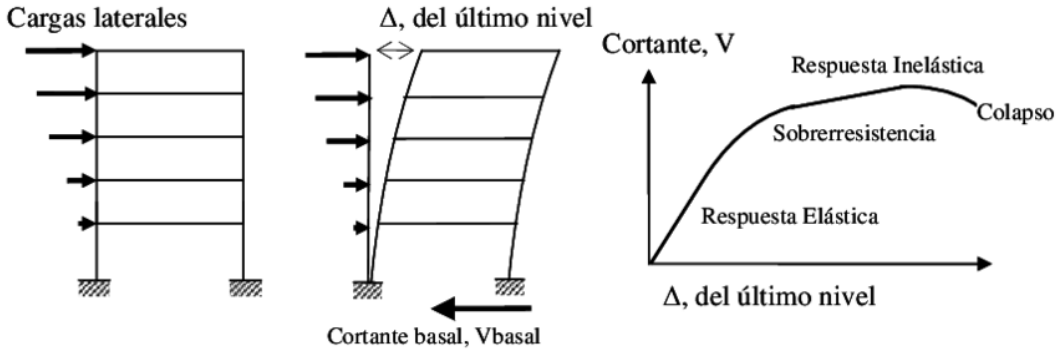


Figura 2-25 Secuencia del Análisis Pushover (Arango, Paz y Duque, 2009)

Características del Análisis Pushover

- Transforma un sistema de múltiples grados de libertad a un sistema equivalente de 1 grado de libertad.
- Permite determinar la curva de capacidad.
- Permite calcular y evaluar la ductilidad de una estructura.
- Permite identificar la secuencia de agrietamiento, mecanismo de falla, fluencia y falla de los elementos estructurales, los estados límites de servicios, la historia de deformaciones y cortantes en la estructura.

Limitaciones del Análisis Pushover

- La tasa de resistencia $\mu_{strength}$ debe ser menor que el valor máximo μ_{max} Si esta relación no se cumple, debe llevarse a cabo un procedimiento de Análisis Dinámico No Lineal para confirmar su estabilidad dinámica. La tasa de resistencia $\mu_{strength}$ es una medida de la extensión de la no linealidad, y μ_{max} es una medida de la degradación del sistema. Las estructuras que experimentan demanda no lineal superior a μ_{max} tienen una degradación significativa. $\mu_{strength}$ y μ_{max} son definidos en el Método de Coeficientes.
- Los modos superiores de vibración no deben ser influyentes en la respuesta global de la estructura. Para comprobarlo, debe realizarse un primer análisis modal tomando en cuenta suficientes modos para sumar el 90% de la masa participativa, y un segundo análisis modal considerando sólo el primer modo de vibración. Si el cortante en cualquier nivel obtenido a partir del primer análisis excede en un 130% al cortante obtenido en el segundo análisis, deben considerarse significativos los modos superiores. Si fuera el caso, debe llevarse a cabo, además del Análisis Estático No Lineal (NSP), un Análisis Dinámico Lineal (LDP).

2.3.6.1 Procedimiento del Análisis Pushover

1. Definir el modelo matemático de la estructura que incorpore las características fuerza-deformación no lineal de los elementos según las Tablas del ASCE/SEI 41-13.

2. Definir el nodo de control, será ubicado en el centro de masa del último nivel del edificio.
3. Aplicar el patrón de carga lateral; será proporcional a la forma del modo fundamental de la estructura e incrementada monotónicamente.
4. Obtener la curva de capacidad registrando la fuerza de corte basal y el desplazamiento del nodo de control, así como las fuerzas y deformaciones de cada elemento para luego compararlas con sus respectivos diagramas $(M - \theta)$.
   Cada incremento de carga lateral es un análisis separado que parte del fin de la última aplicación de carga, por ello a los resultados del último análisis se debe agregar los valores de carga lateral, rotaciones, desplazamientos correspondientes al análisis previo.
5. Obtener la curva de capacidad idealizada.

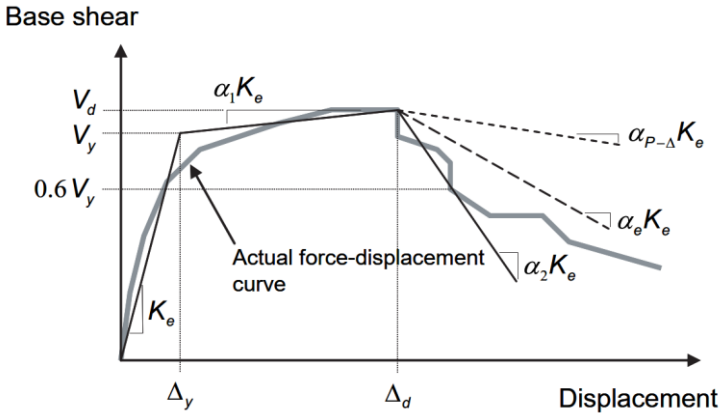


Figura 2-26 Curva de capacidad idealizada (ASCE/SEI 41-13, 2014)

2.3.7 Curva de Capacidad

Es la curva que representa el Desplazamiento del último nivel de la estructura vs. la Fuerza Cortante Basal.

2.3.7.1 Ductilidad

Es la capacidad de deformación inelástica de una estructura o elemento estructural. Depende del sistema estructural, irregularidades y del material. El comportamiento dúctil de una sección de concreto armado se logra principalmente por la ductilidad del acero de refuerzo, permitiendo alcanzar grandes deformaciones luego de superar el límite de elasticidad. Se puede estimar la ductilidad disponible y la ductilidad demandada para un nivel de sismo especifico.

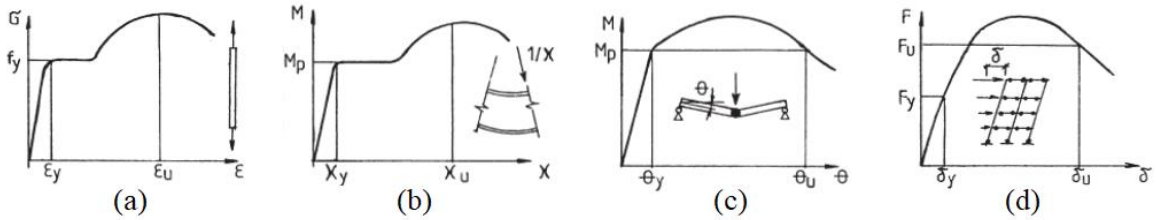


Figura 2-27 Tipos de ductilidad (Gioncu y Mazzolani, 2001)

- Ductilidad del material o ductilidad axial (a), que caracteriza a las deformaciones plásticas del propio material.

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \qquad (2\text{-}16)$$

- Ductilidad de la sección transversal (b), o ductilidad de curvatura, que se refiere a las deformaciones plásticas de la sección transversal, teniendo en cuenta la interacción entre las partes que componen la sección transversal en sí.

$$\mu_\chi = \frac{\chi_u}{\chi_y} \qquad (2\text{-}17)$$

- Ductilidad del elemento (c), o la ductilidad de rotación, cuando se consideran las propiedades del elemento.

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} \qquad (2\text{-}18)$$

- Ductilidad de la estructura (d), o ductilidad de desplazamiento, que considera el comportamiento de toda la estructura.

$$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y} \qquad (2\text{-}19)$$

2.3.7.2 Sobrerresistencia

Es el incremento en la capacidad más allá del límite elástico, este fenómeno sucede en la mayoría de estructuras y elementos estructurales.
Se cuantifica calculando el cociente de fuerzas; así la sobrerresistencia de la estructura se define como el cociente entre la fuerza cortante de colapso y fluencia efectiva. También se puede calcular la sobrerresistencia de demanda para un nivel de sismo específico.

$$SR_{u/y} = \frac{V_u}{V_y} \qquad (2\text{-}20)$$

$$SR_{d/y} = \frac{V_d}{V_y} \qquad (2\text{-}21)$$

De la misma forma se puede calcular la sobrerresistencia de un elemento estructural:

$$SR_{u/y} = \frac{M_u}{M_y} \qquad (2\text{-}22)$$

$$SR_{d/y} = \frac{M_d}{M_y} \qquad (2\text{-}24)$$

2.4 Métodos para estimar el punto de desempeño

El punto de desempeño es una estimación del desplazamiento máximo esperado del techo de un edificio calculado para un sismo de diseño. Como resultado, se puede caracterizar el estado de daño asociado para la estructura y compararlo con el objetivo de desempeño deseado. Esto permite identificar las deficiencias en cada parte del edificio y abordarlas directamente con medidas correctivas cuando sea necesario.

Los Procedimientos de Análisis Dinámico No Lineal NDP (*Nonlinear Dynamic Procedure*), o análisis Tiempo-Historia, permiten estimar de manera más exacta el comportamiento no lineal de los edificios, sin embargo, su aplicación no resulta práctica. Alternativamente, se desarrollaron métodos de análisis no lineal simplificados, conocidos como Procedimientos de Análisis Estático No Lineal NSP (*Nonlinear Static Procedure*), como el Análisis Pushover.

Existen varios métodos que permiten estimar el punto de desempeño utilizando los resultados del Análisis Pushover, donde destacan el Método del Espectro de Capacidad y el Método de Coeficientes, cuya aplicación en los últimos 20 años han permitido su desarrollo y aceptación dentro de los estándares de evaluación sísmica por desempeño.

2.4.1 Método del Espectro de Capacidad

Este método se basa en una Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad. La suposición básica de los métodos lineales equivalentes es que el desplazamiento máximo de un sistema no lineal de 1 GDL se puede estimar a partir del desplazamiento máximo de un sistema elástico lineal de 1GDL que tiene un periodo y amortiguamiento mayor que los valores iniciales para el sistema no lineal.

El sistema elástico de 1GDL que se usa para estimar el desplazamiento inelástico máximo del sistema no lineal generalmente se denomina Sistema Equivalente o Sustituto. De manera similar, el periodo de vibración y el amortiguamiento del sistema elástico se conocen como Periodo Equivalente y Amortiguamiento Equivalente, respectivamente.

El método inicia con la generación de la curva de capacidad (Pushover) para la estructura. Luego, los resultados son convertidos a formato ADRS, usando las propiedades dinámicas del sistema. La demanda sísmica también debe convertirse al mismo formato. El periodo puede representarse como una línea radial desde el origen.

Este método asume que el amortiguamiento equivalente del sistema es proporcional al área encerrada por el espectro de capacidad. El periodo equivalente se asume como el periodo secante en el que la demanda sísmica (reducida por el amortiguamiento equivalente) interseca con el espectro de capacidad. Dado que el periodo y el amortiguamiento equivalente están en función del desplazamiento, la solución para determinar el desplazamiento inelástico máximo (Punto de Desempeño) es iterativa.

2.4.1.1 Procedimiento propuesto en el ATC-40

El ATC-40 propone 3 procedimientos (A, B y C) para realizar el proceso de iteración, los cuales están basados en los mismos conceptos y relaciones matemáticas, pero que varían en su dependencia de las técnicas analíticas y gráficas.

Conversión de la Curva de Capacidad a Espectro de Capacidad

El espectro de capacidad es una representación de la capacidad en formato ADRS (S_a-S_d). Las ecuaciones necesarias para hacer dicha conversión, propuestas en el ATC-40, son:

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N}\frac{(w_i \emptyset_{i1})}{g}}{\sum_{i=1}^{N}\frac{(w_i \emptyset_{i1}^2)}{g}}\right] \quad (2\text{-}25) \qquad \alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{N}\frac{(w_i \emptyset_{i1})}{g}\right]^2}{\left[\sum_{i=1}^{N}\frac{(w_i)}{g}\right]\left[\sum_{i=1}^{N}\frac{(w_i \emptyset_{i1}^2)}{g}\right]} \quad (2\text{-}26)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (2\text{-}27) \qquad S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \emptyset_{roof,1}} \quad (2\text{-}28)$$

Donde:

PF_1 : Factor de participación modal para el modo predominante (modo 1)
α_1 : Coeficiente de masa modal para el modo predominante (modo 1)
w_i/g : Masa asignada al nivel *i*
$\emptyset_{i1}$: Amplitud del modo predominante (modo 1) en el nivel *i*
N : Nivel N, el nivel más alto en la parte principal de la estructura
V : Cortante basal
W : Peso muerto de la estructura más la probable carga viva (Peso sísmico)
Δ_{roof} : Desplazamiento del techo (V y Δ_{roof} asociado a la curva de capacidad)
S_a : Aceleración espectral
S_d : Desplazamiento espectral

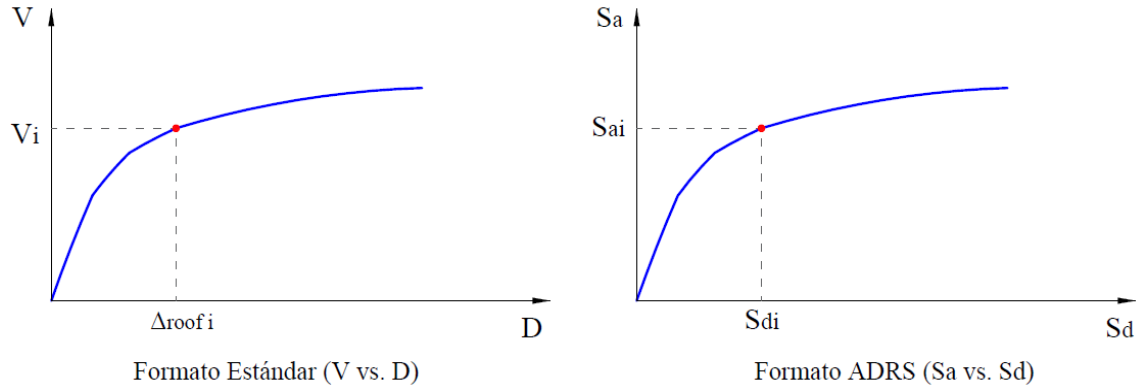


Figura 2-28 Conversión de la Curva de Capacidad a formato ADRS (ATC-40, 1996)

Para cualquier punto en el espectro ADRS, el periodo T, puede ser calculado utilizando la siguiente relación:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (2\text{-}29)$$

Representación bilineal del Espectro de Capacidad

Se necesita una representación bilineal del espectro de capacidad para estimar la amortiguación efectiva y la reducción apropiada de la demanda espectral. Para ello se

requiere el punto a_{pi}, d_{pi}. Este es el punto de desempeño de prueba estimado para desarrollar el espectro de respuesta de demanda reducido. Se debe seguir el siguiente procedimiento:

1. Dibujar una línea recta que parte desde el origen (Punto *O* de la Figura 2-29) con una pendiente igual a la rigidez inicial K_i de la estructura en el rango elástico (el subíndice *i* indica el número de iteración)

2. Definir un punto de desempeño de prueba (d_{pi}, a_{pi}), denotado con la letra *B* en la Figura 2-29, el cual se utiliza para obtener el espectro de demanda reducido.

3. Trazar una línea desde el punto *B* hasta cortar la línea definida en el paso 1. La pendiente de esta segunda línea debe ser tal que cuando intersecte la primera, en el punto *A*, de coordenadas (d_y, a_y), las áreas A1 y A2, que quedan respectivamente por encima y por debajo del espectro de capacidad, sean iguales.

   Esta condición se impone para que la curva de capacidad y su representación bilineal tengan la misma energía. El punto *A* representa la fluencia de la estructura, en el formato bilineal.

4. Se define la representación bilineal de la curva de capacidad uniendo con una línea los puntos OAB, como se muestra en la Figura 2-29.

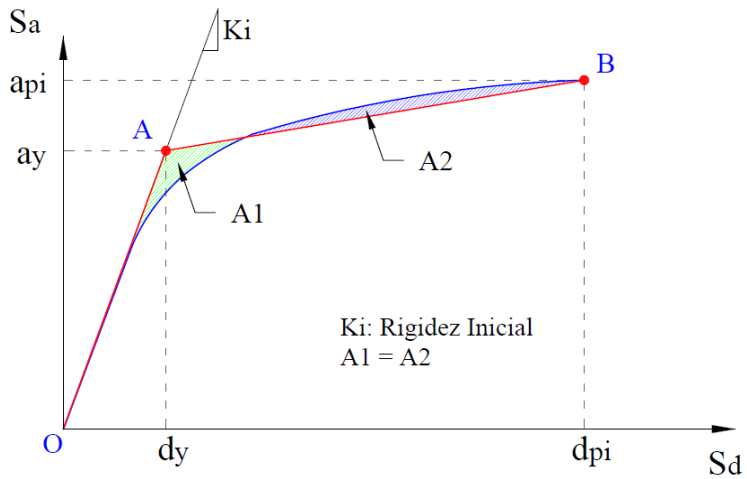


Figura 2-29 Representación bilineal del espectro de capacidad (ATC-40, 1996)

Amortiguamiento Viscoso Equivalente βeq y Espectro de Demanda Reducido

El amortiguamiento que ocurre cuando un sismo conduce a una estructura a incursionar al rango inelástico puede ser representado como una combinación de amortiguamiento viscoso, que es inherente a la estructura, y un amortiguamiento histerético. El amortiguamiento histerético está relacionado al área bajo los ciclos que se forman cuando la fuerza sísmica (cortante basal) es graficada versus el desplazamiento de la estructura. El amortiguamiento

histerético puede ser representado como un amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq}, asociado con un desplazamiento máximo d_{pi}, puede ser estimado con la siguiente ecuación:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \qquad (2\text{-}30)$$

Donde:

β_0 : Amortiguamiento viscoso equivalente (Amortiguamiento histerético)

0.05 : 5% amortiguamiento viscoso inherente en la estructura (constante)

El término β_0 puede ser calculado como (Chopra 1995):

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{So}} \qquad (2\text{-}31)$$

Donde:

E_D : Energía disipada por amortiguamiento

E_{So} : Energía de deformación máxima

El significado físico de los términos E_D y E_{So} se ilustran en la Figura 2-30. E_D es la energía disipada en un ciclo de histéresis, es decir, el área del paralelogramo. E_{So} es la energía máxima asociada con ese ciclo de movimiento, es decir, el área del triángulo.

E_D y E_{So} se pueden calcular gráficamente a partir de la Figura 2-30, obteniendo:

$$E_D = 4\left(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}\right) \qquad (2\text{-}32)$$

$$E_{So} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \qquad (2\text{-}33)$$

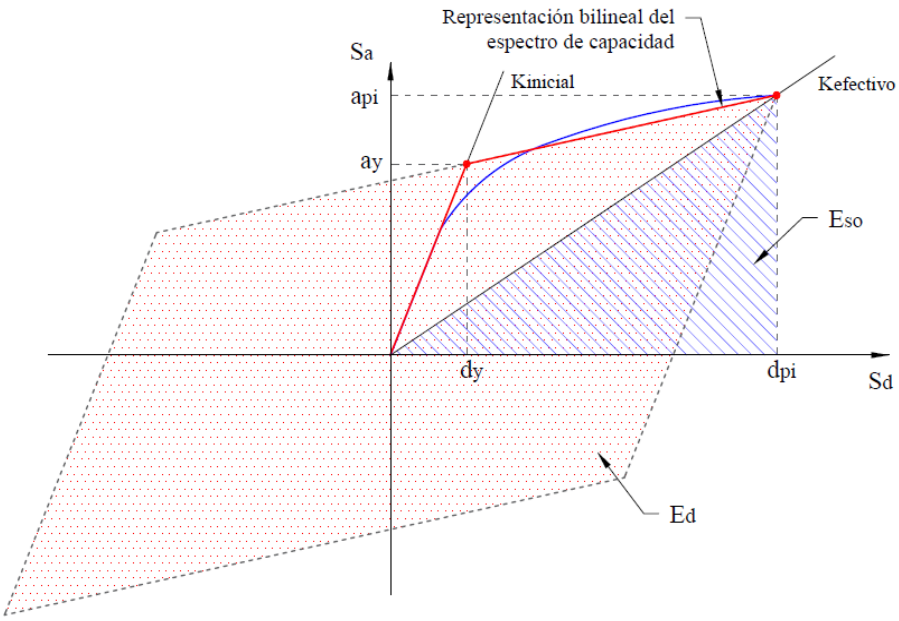


Figura 2-30 Derivación del amortiguamiento β_0 para la reducción espectral (ATC-40, 1996)

Así, reemplazando para obtener β_0 tenemos que:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{4\left(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}\right)}{a_{pi} d_{pi}/2} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\left(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}\right)}{a_{pi} d_{pi}}$$

$$\beta_0 = \frac{0.637\left(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}\right)}{a_{pi} d_{pi}}$$

Escribiendo β_0 en términos de porcentaje de amortiguamiento crítico obtenemos el amortiguamiento viscoso equivalente:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7\left(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}\right)}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \qquad (2\text{-}34)$$

El ciclo de histéresis mostrado en la Figura 2-30 es una aproximación razonable para edificios dúctiles sujetos a movimientos relativamente cortos y con un amortiguamiento viscoso equivalente menor que 30%. Es por ello que se define el amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff}, aplicando un factor k al término β_0:

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 \qquad (2\text{-}35)$$

El factor k depende del comportamiento estructural del edificio, que a su vez depende la resistencia del edificio y la duración del movimiento de suelo. Los rangos y límites para los valores de k para tres tipos de comportamiento estructural se muestran en la Tabla 2-15.

Los factores de reducción SR_A y SR_V están dados por:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 ln(\beta_{eff})}{2.12} \qquad (2\text{-}36)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 ln(\beta_{eff})}{1.65} \qquad (2\text{-}37)$$

Tabla 2-15 *Valores para el Factor de Modificación del amortiguamiento, k*

Tipo de Comportamiento Estructural	β_0 (%)	k
Tipo A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51\left(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}\right)}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446\left(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}\right)}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Fuente: (ATC-40, 1996)

Los valores de SR_A y SR_V deben ser mayores o iguales que:

Tabla 2-16 *Valores mínimos permitidos de SR_A y SR_V*

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

Fuente: (ATC-40, 1996)

Procedimiento A del Método del Espectro de Capacidad según el ATC-40

Este procedimiento es la aplicación más directa del método y se detalla a continuación:

1. Desarrollar el espectro de respuesta elástico según la sección 2.2
2. Determinar la curva de capacidad de la estructura mediante un análisis Pushover.
3. Convertir la curva de capacidad en espectro de capacidad. Graficar en un mismo diagrama el espectro de respuesta elástico y el espectro de capacidad.
4. Seleccionar un punto de desempeño de prueba (d_{pi}, a_{pi}). Puede definirse a partir de la "aproximación de desplazamientos iguales", donde el desplazamiento espectral inelástico es el mismo que podría ocurrir si la estructura tuviera un comportamiento elástico perfecto.
5. A partir del punto de desempeño de prueba asumido, desarrollar la representación bilineal del espectro de capacidad.
6. Calcular los factores de reducción espectral SR_A y SR_V y desarrollar el espectro de demanda reducido y superponerlo en el gráfico anterior.
7. Determinar el punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda reducido (d_p, a_p)

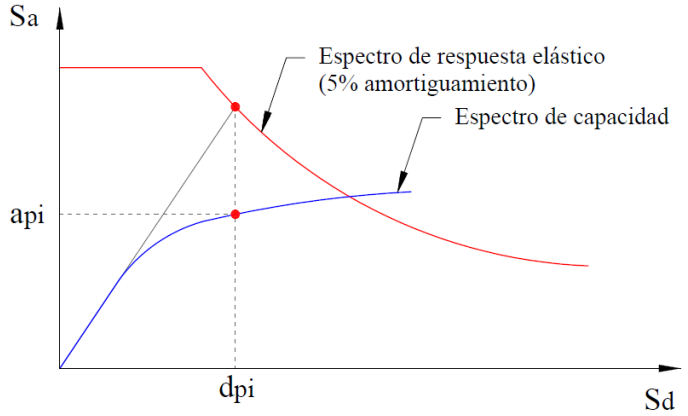


Figura 2-31 Determinación del punto de desempeño de prueba (ATC-40, 1996)

8. Si el desplazamiento d_p se encuentra entre un $\pm 5\%$ del desplazamiento d_{pi} asumido $(0.95 d_{pi} \leq d_p \leq 1.05 d_{pi})$. El punto de desempeño de prueba (d_{pi}, a_{pi}) se toma como el punto de desempeño (d_p, a_p) y el desplazamiento d_p representa el desplazamiento estructural máximo esperado para el sismo de demanda considerado.

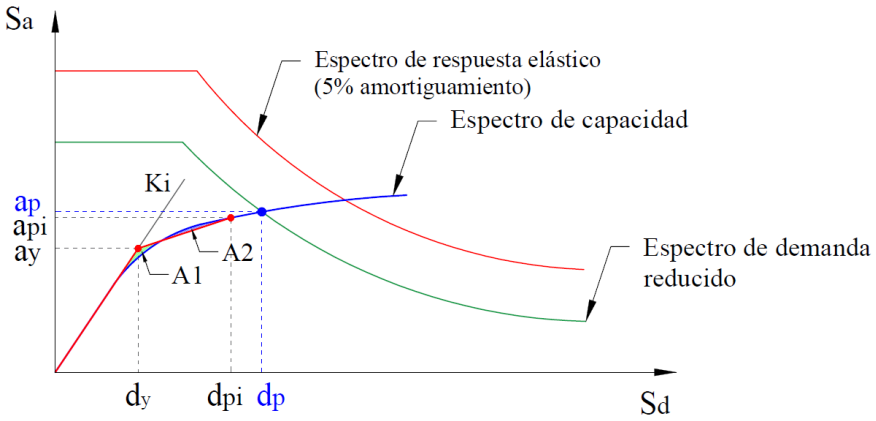


Figura 2-32 Determinación del punto de desempeño (ATC-40, 1996)

9. Si no se cumple con la tolerancia seleccionar un nuevo punto de desempeño de prueba (d_{pi}, a_{pi}) y regresar al paso 5.

2.4.1.2 Procedimiento propuesto en el FEMA 440

El FEMA 440 realizó una evaluación del método propuesto en el ATC-40 y presenta un Procedimiento de Linealización Equivalente Mejorado (*Improved Equivalent Linearization Procedure*). El objetivo es estimar la respuesta máxima de desplazamiento de un sistema no lineal con un sistema lineal "equivalente" utilizando un periodo efectivo T_{eff}, y un amortiguamiento efectivo β_{eff}. Estos parámetros son función de las características de la curva de capacidad, el periodo y amortiguamiento inicial del sistema, y la demanda de ductilidad μ.

El método se mantiene similar al presentado en el ATC-40. El FEMA 440, en el Capítulo 6, presenta 3 procedimientos (A, B y C) para determinar el punto de desempeño.

Parámetros básicos de linealización equivalente

Los parámetros lineales equivalentes óptimos (T_{eff} y β_{eff}) se determinan a través de un análisis estadístico que minimiza, de manera rigurosa, las ocurrencias extremas de la diferencia (es decir, el error) entre la respuesta máxima de un sistema inelástico real y su contraparte lineal equivalente. Estos parámetros son:

a. Amortiguamiento efectivo: Los valores del amortiguamiento viscoso efectivo están en función de la ductilidad global de la estructura μ, expresados como un porcentaje del amortiguamiento crítico, para todos los tipos de modelo histerético y valores de α se calculan con las siguientes expresiones:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (2\text{-}38)$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \quad (2\text{-}39)$$

Para $\mu > 6.5$: $$\beta_{eff} = E\left[\frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0 \quad (2\text{-}40)$$

Los valores de los coeficientes *A*, *B*, *C*, *D*, *E y F* se dan en la Tabla 6-1 del FEMA 440.

Las siguientes ecuaciones aproximadas para el valor de β_{eff} han sido optimizados para su aplicación a cualquier curva de capacidad, independientemente del tipo de modelo histérico o valor de α utilizado para el estudio:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (2\text{-}41)$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad (2\text{-}42)$$

Para $\mu > 6.5$: $$\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0 \quad (2\text{-}43)$$

b. Periodo efectivo: Los valores del periodo efectivo para todos los tipos de modelo histerético y valores de α se calculan con las siguientes expresiones:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad (2\text{-}44)$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0 \quad (2\text{-}45)$$

Para $\mu > 6.5$: $$T_{eff} = \left\{K\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0 \quad (2\text{-}46)$$

Los valores de los coeficientes *G*, *H*, *I*, *J*, *K y L* se dan en la Tabla 6-2 del FEMA 440.

Las siguientes ecuaciones para el valor de T_{eff} han sido optimizados para su aplicación a cualquier espectro de capacidad, independientemente del tipo de modelo histérico o valor de α:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad (2\text{-}47)$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0 \quad (2\text{-}48)$$

Para $\mu > 6.5$: $$T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0 \quad (2\text{-}49)$$

Estas expresiones sólo aplican para $T_0 = 0.2\ a\ 2\ seg$.

c. Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento Modificado (MADRS) para uso con Periodos Secantes

Al utilizar las ecuaciones de periodo y amortiguamiento efectivo, se obtiene un desplazamiento máximo que coincide con la intersección de una línea radial del periodo efectivo en la demanda en formato ADRS para el amortiguamiento efectivo, como se muestra en la Figura 2-33.

El periodo efectivo T_{eff} a partir del procedimiento mejorado, generalmente es más corto que el periodo secante T_{sec} definido en el punto de la curva de capacidad correspondiente al desplazamiento máximo d_{max}. La aceleración a_{eff} no es significativa ya que la máxima aceleración real a_{max} debe estar sobre la curva de capacidad y coincidir con el desplazamiento máximo d_{max}.

Al multiplicar las ordenadas de la demanda con amortiguamiento efectivo β_{eff} por el factor de modificación M (en formato ADRS), obtenemos la curva de demanda ADRS modificada (MADRS), la cual interseca la curva de capacidad en el punto de desempeño. El factor de modificación se calcula como:

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} \tag{2-50}$$

Dado que los valores de aceleración están relacionados directamente con los periodos correspondientes, M puede calcularse como:

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 \tag{2-51}$$

Donde:

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1+\alpha(\mu-1)}{\mu} \tag{2-52}$$

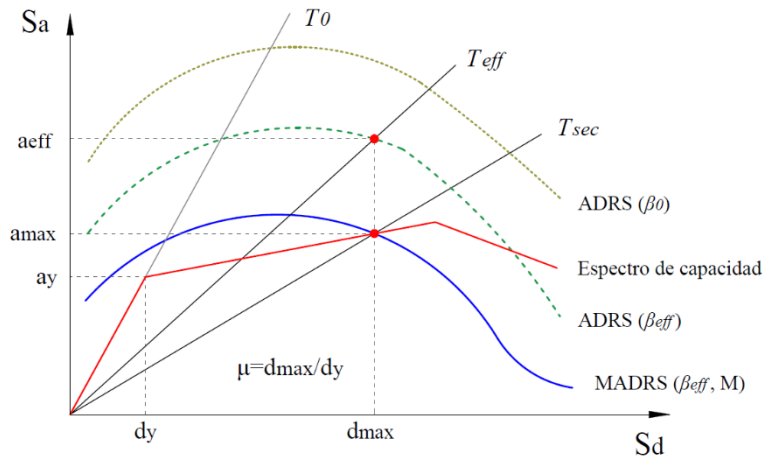


Figura 2-33 Espectro de respuesta modificado MADRS para uso con T_{sec} (FEMA 440, 2005)

Reducción Espectral para el Amortiguamiento Efectivo β_{eff}

Los procedimientos de linealización equivalente requieren el uso de factores de reducción espectral para ajustar el espectro de respuesta inicial al nivel apropiado de amortiguamiento efectivo β_{eff}. Estos factores están en función del coeficiente de amortiguación efectiva B. La ordenada espectral reducida será igual a:

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \tag{2-53}$$

Hay muchas opciones en los procedimientos actuales para determinar B. Sin embargo, se recomienda usar la siguiente expresión:

$$B = \frac{4}{5.6 - ln\beta_{eff}(en\ \%)} \tag{2-54}$$

Procedimiento A del Método del Espectro de Capacidad según el FEMA 440

Dado que β_{eff} y T_{eff} están en función de μ, el cálculo del máximo desplazamiento utilizando la linealización equivalente no es directo y requiere un procedimiento de solución

grafico o iterativo. A continuación, se detalla el Procedimiento A, o de Iteración Directa. En este procedimiento, la iteración se realiza para converger directamente al punto de desempeño. Los espectros de demanda ADRS generados para los diversos valores de β_{eff} NO se modifican para intersectar el espectro de capacidad.

1. Seleccionar un espectro de demanda sísmica de interés con un amortiguamiento inicial $\beta_0 = 5\%$ (espectro de respuesta elástico)
2. Convertir dicho espectro a formato ADRS según el ATC-40 (Demanda ADRS inicial)
3. Generar la curva de capacidad de la estructura a ser analizada, dada como Cortante vs. Desplazamiento en el techo y convertirla al formato ADRS según el ATC-40.
4. Seleccionar un punto de desempeño inicial (aceleración máxima a_{pi}, y desplazamiento d_{pi}). Este puede estimarse con la aproximación de desplazamientos iguales.
5. Desarrollar la representación bilineal del espectro de capacidad según el ATC-40. Este define el periodo inicial T_0, el desplazamiento y la aceleración de fluencia d_y, a_y.
6. Para la representación bilineal desarrollada en el paso 5, calcular los valores de rigidez post-elástica α, y ductilidad μ, como sigue:

$$\alpha = \frac{\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}}{\frac{a_y}{d_y}} \qquad (2\text{-}55) \qquad\qquad \mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \qquad (2\text{-}56)$$

7. Utilizando los valores de α y μ obtenidos, calcular los correspondientes β_{eff} y T_{eff}.
8. Con el valor calculado de β_{eff} (del paso 7), ajustar la Demanda ADRS inicial a β_{eff}
9. Determinar el desplazamiento máximo estimado d_i, usando la intersección del periodo efectivo radial, con la demanda ADRS para β_{eff}. La aceleración máxima estimada a_i, es la correspondiente a d_i sobre la curva de capacidad (ver Figura 2-34)
10. Comparar el desplazamiento máximo estimado d_i, con el asumido inicialmente (o previo). Si está dentro de la tolerancia aceptable, el punto de desempeño corresponde a a_i y d_i. Caso contrario, repetir el proceso desde el paso 4, utilizando a_i y d_i.

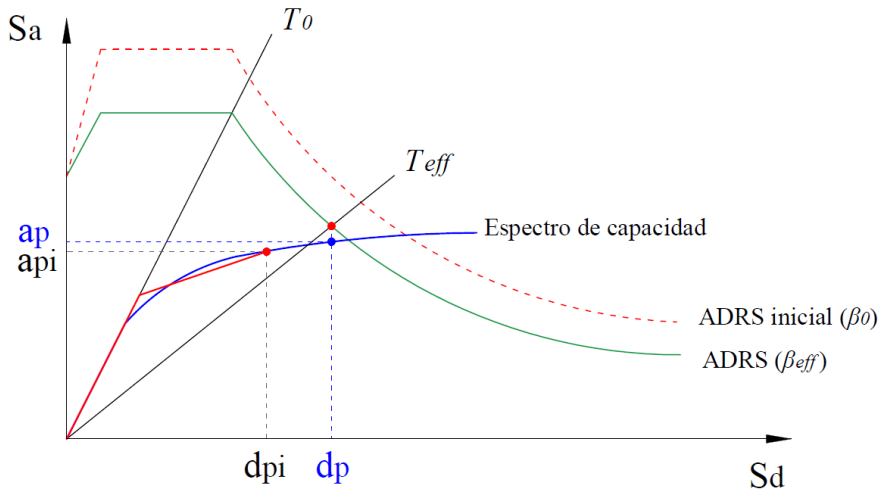


Figura 2-34 Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la Iteración Directa (Procedimiento A) (FEMA 440, 2005)

2.4.2 Método de Coeficientes

El Método de Coeficientes es el procedimiento estático no lineal primario presentado en FEMA 356. Este enfoque modifica la respuesta elástica lineal del sistema de 1 GDL equivalente multiplicándolo por una serie de coeficientes (C_0 a C_3) para generar una estimación del desplazamiento global máximo (elástico e inelástico), que se denomina Desplazamiento Objetivo (FEMA 440, 2005).

El proceso inicia con una curva idealizada fuerza-deformación (Pushover), que relaciona el cortante en la base con el desplazamiento en el techo. El periodo efectivo T_e es generado a partir del periodo inicial T_i teniendo en cuenta cierta pérdida de rigidez en la transición del comportamiento elástico al inelástico. El periodo efectivo representa la rigidez lineal del sistema de 1 GDL equivalente (oscilador). Cuando se representa el espectro de respuesta elástico como S_a vs. T, el periodo efectivo identifica una respuesta de aceleración máxima para el oscilador. El amortiguamiento asumido, a menudo 5%, representa un nivel que podría esperarse para una estructura típica cuya respuesta está dentro del rango elástico.

2.4.2.1 Procedimiento propuesto en el FEMA 356

Para obtener la curva idealizada fuerza-deformación (Representación bilineal) se debe utilizar un procedimiento grafico-iterativo que iguale aproximadamente las áreas formadas por los dos segmentos por encima y por debajo de la curva de capacidad, de modo que la energía disipada por la estructura (área bajo la curva Pushover), sea igual a la energía disipada por la curva idealizada mediante un sistema elastoplástico.

El procedimiento es el siguiente:

1. Definir el desplazamiento último D_u y el correspondiente valor de cortante en la base V_u al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso. Estos valores definen el punto *B* de la Figura 2-35
2. Calcular el área bajo la curva de capacidad A_{curva}
3. Estimar el cortante basal de fluencia V_y^i. Este valor es un primer paso que se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real A_{curva} y la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$. El superíndice indica el paso *i* del proceso iterativo.
4. Calcular la pendiente inicial K_e^i de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen *O* y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a $0.6V_y^i$ (ver Figura 2-35). Para ello, son necesarios los siguientes pasos:
   - A partir de los datos del análisis Pushover, se determina el desplazamiento $D_{0.6}^i$ correspondiente a un cortante basal igual a 0.6 V_y^i
   - La pendiente K_e^i corresponde a la rigidez lateral efectiva (rigidez secante) de la estructura y es igual a:

$$K_e^i = \frac{0.6\ V_y^i}{D_{0.6}^i} \qquad (2\text{-}57)$$

5. Calcular el desplazamiento de fluencia D_y^i, definido como:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} \tag{2-58}$$

El punto *A* de la Figura 2-35, corresponde a un cortante basal V_y^i y un desplazamiento D_y^i. Este punto se denomina punto de fluencia efectiva de la estructura **Fuente especificada no válida.**

6. Definir la curva bilineal, mediante las rectas *OA*, y *AB* (ver Figura 2-35)
7. Calcular el factor reductor α de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u}{V_y^i} - 1}{\frac{D_u}{D_y^i} - 1} \tag{2-59}$$

8. Calcular el área bajo la curva bilineal *OAB*, $A_{bilineal}$
9. Determinar el error ε en la representación bilineal como:

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} \cdot 100 \tag{2-60}$$

Si el error ε excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere de un proceso iterativo, esto es:

- Calcular un nuevo valor de cortante basal de fluencia:

$$V_y^{i+1} = V_y^i \cdot \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} \tag{2-61}$$

- Repetir los pasos 4 al 8 con el nuevo valor V_y^{i+1}.

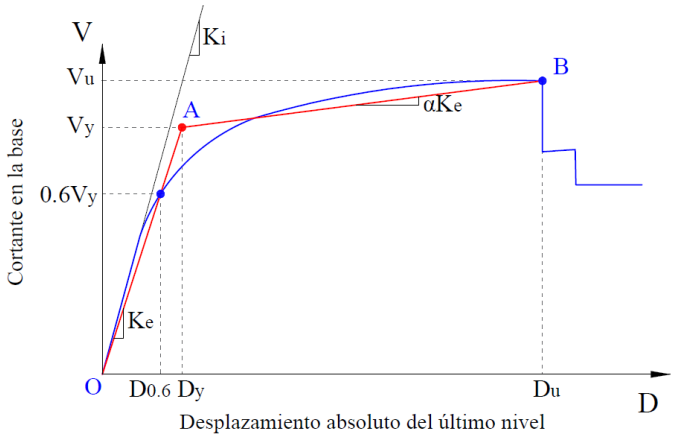


Figura 2-35 Representación bilineal de la curva de capacidad (FEMA 356, 2000)

Procedimiento del Método de Coeficientes

1. Determinar la curva de capacidad de la estructura mediante un análisis Pushover.
2. Determinar la representación bilineal de la curva de capacidad.
3. Calcular el periodo fundamental efectivo T_e, definido por:

$$T_e = T_i\sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \qquad (2\text{-}62)$$

Donde:

T_i : Periodo fundamental elástico (en segundos) en la dirección considerada, obtenida del análisis dinámico elástico.

K_i : Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.

K_e : Rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección considerada. (Ver Figura 2-35)

4. Calcular el desplazamiento objetivo (punto de desempeño) δ_t, que corresponde al desplazamiento al nivel del techo, definido por:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \qquad (2\text{-}63)$$

Donde:

$\boldsymbol{C_0}$: Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de 1 GDL con el desplazamiento en el techo del edificio de un sistema de varios GDL. Puede ser calculado a partir de:

- El factor de participación del primer modo de vibración al nivel del nodo de control.
- Un valor apropiado de la Tabla 2-17

Tabla 2-17 *Valores para el Factor de Modificación* C_0

Número de niveles	C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

Fuente: (FEMA 356, 2000)

$\boldsymbol{C_1}$: Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal:

$$C_1 = \begin{Bmatrix} 1.0 & T_e \geq T_s \\ \left[1.0 + (R-1)\frac{T_s}{T_e}\right]/R & T_e < T_s \end{Bmatrix} \qquad (2\text{-}64)$$

Pero no mayor que los siguientes valores ni menor que 1.0:

$$C_1 = \begin{Bmatrix} 1.5 & T_e < 0.1\ s \\ 1.0 & T_e \geq T_s \end{Bmatrix} \qquad (2\text{-}65)$$

T_e : Período fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada, seg.

T_s : Período característico del espectro de respuesta, definido como el período asociado a la transición del segmento de aceleración constante del espectro al segmento de velocidad constante del espectro.

R : Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia de fluencia, calculado mediante la ecuación:

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \qquad (2\text{-}66)$$

Donde:

S_a : Aceleración del espectro de respuesta

V_y : Resistencia de fluencia de la representación bilineal de la curva de capacidad

W : Peso sísmico efectivo del edificio
C_m : Factor de masa efectiva. Según la Tabla 3-1 del FEMA 356. Se tomará como 1.0 si el período fundamental T, es mayor que 1.0 segundo.

$\boldsymbol{C_2}$: Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máxima. Los valores de C_2 para diferentes sistemas y Niveles de rendimiento estructural se obtendrán de la Tabla 2-18. Alternativamente, se permitirá el uso de C_2 = 1.0 para procedimientos no lineales.

Tabla 2-18 *Valores para el Factor de Modificación C_2*

Nivel de Desempeño Estructural	$T \leq 0.1\ s$		$T \geq T_s$	
	Sistema Tipo 1	Sistema Tipo 2	Sistema Tipo 1	Sistema Tipo 2
Ocupación inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención de colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

Fuente: (FEMA 356, 2000)

El Sistema Tipo 1 corresponde a estructuras en las cuales más del 30 % del cortante en cualquier nivel es resistido por las componentes o elementos cuya resistencia y rigidez pueden deteriorarse durante el sismo, mientras que el tipo 2, corresponde a todas las estructuras no incluidas en el tipo 1.

$\boldsymbol{C_3}$: Factor de modificación para representar el incremento de desplazamiento debido a los efectos dinámicos de segundo orden (P-Δ). Para edificios con una rigidez post-fluencia positiva C_3 = 1.0. Para edificios con una rigidez post-fluencia negativa se calculará como:

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \qquad (2\text{-}67)$$

Donde:
α : Relación entre la rigidez post-fluencia y la rigidez elástica efectiva K_e, obtenidas de la representación bilineal de la curva de capacidad.
R, T_e : Definidas anteriormente.

$\boldsymbol{S_a}$: Aceleración del espectro de respuesta, en el período fundamental efectivo y la relación de amortiguamiento del edificio en la dirección considerada.
$\boldsymbol{g}$: Aceleración de la gravedad.

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

Al igual que para el método del espectro de capacidad, el FEMA 440 realizó una evaluación de este método y presenta en su Capítulo 5 el Procedimiento Mejorado para la Modificación del Desplazamiento (*Improved Procedures for Displacement Modification*). Se incluyen

recomendaciones y nuevas expresiones para los coeficientes basados en datos empíricos, así como eliminar el coeficiente C_3 y reemplazarlo con un límite de resistencia mínima (valor máximo de R=$\mu_{strength}$) requerido para evitar la inestabilidad dinámica.

El estándar ASCE/SEI 41-13, y ediciones anteriores, establecen este método como procedimiento para determinar el desempeño sísmico.

Curva Idealizada Fuerza-Desplazamiento

El procedimiento a seguir la obtención de esta curva idealizada es el mismo que se propuso en FEMA 356, la diferencia está en la inclusión de un tercer segmento debido a una degradación de la resistencia.

El primer segmento inicia en el origen y tiene una pendiente igual a la rigidez lateral efectiva K_e, que es la rigidez secante calculada para un cortante igual al 60% del cortante de fluencia de la estructura V_y.

El segundo segmento representa la pendiente positiva post-fluencia $\alpha_1 K_e$, determinada por la unión del punto (V_d, Δ_d) y la intersección con el primer segmento de manera que las áreas por encima y por debajo de la curva estén aproximadamente equilibradas. El punto (V_d, Δ_d) es un punto sobre la curva de capacidad real en el desplazamiento objetivo calculado, o en el desplazamiento correspondiente al cortante máximo de la base, el que sea menor.

El tercer segmento de línea representa la pendiente negativa post-fluencia $\alpha_2 K_e$, determinada por el punto (V_d, Δ_d) y el punto el que la fuerza cortante basal se degrada a un 60% de la resistencia de fluencia efectiva.

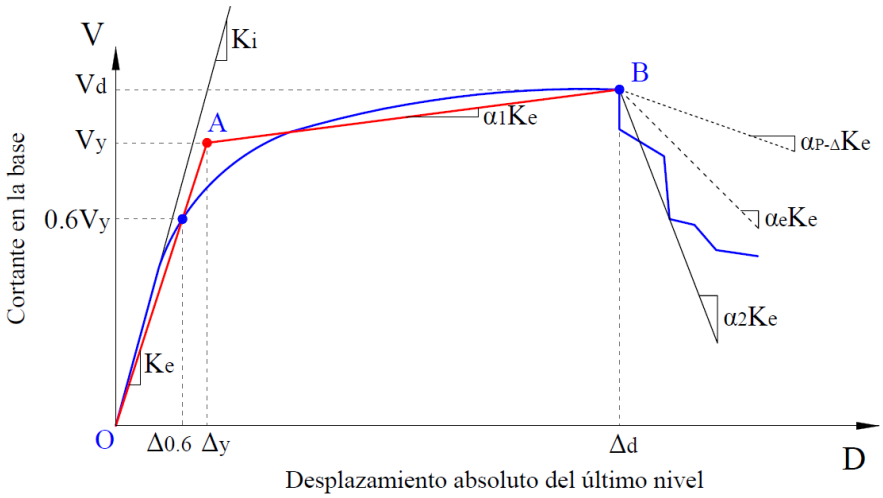


Figura 2-36 Curva idealizada fuerza-desplazamiento (FEMA 440, 2005)

Desplazamiento Objetivo

Para edificios con diafragma rígido, el desplazamiento objetivo δ_t, se calcula como:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \qquad (2\text{-}68)$$

Donde:

$\boldsymbol{C_0}$: El mismo valor recomendado en el FEMA 356

$\boldsymbol{C_1}$: Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal:

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a{T_e}^2} \qquad (2\text{-}69)$$

Donde:

El valor de *a* corresponde a la clasificación del tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7:

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

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

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

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

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \qquad (2\text{-}70)$$

El uso del NSP no está permitido si $\mu_{strength}$ excede al valor de μ_{max}

T_e = Período fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada, seg.

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

W = Peso sísmico efectivo, según corresponda

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

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

Para periodos mayores a 1 seg, $C_1 = 1.0$

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

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e}\right)^2 \qquad (2\text{-}71)$$

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

$$\mu_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \qquad (2\text{-}72)$$

2.5 Evaluación del Desempeño Sísmico y Criterios de Aceptación

Para determinar si un edificio cumple con un objetivo de desempeño, las respuestas obtenidas del análisis Pushover, en el punto de desempeño, se comparan con límites apropiados para los niveles de desempeño, que constituyen los criterios de aceptación para el edificio. Los límites de respuesta se dividen en dos categorías:

- **Límites de aceptabilidad global del edificio:** Incluyen requisitos para la capacidad de cargas verticales, la resistencia frente a cargas laterales y la deriva lateral.

- **Límites de aceptabilidad de elementos y componentes:** Cada elemento (pórtico, muro, o diafragma) debe verificarse para determinar si sus componentes responden dentro de los límites aceptables.

2.5.1 Límites de aceptabilidad global del edificio

a. Cargas de Gravedad: La capacidad frente a cargas de gravedad de la estructura debe permanecer intacta para un desempeño aceptable en cualquier nivel. Cuando un elemento pierde capacidad para soportar cargas de gravedad, la estructura debe ser capaz de redistribuir dicha carga a otros elementos del sistema.

b. Cargas laterales: La resistencia frente a cargas laterales de la estructura, incluyendo la resistencia frente a las cargas de gravedad que actúan a través de los desplazamientos laterales (efecto P-Δ), no debe degradarse más del 20% de la resistencia máxima de la estructura.

c. Desplazamientos laterales: Los desplazamientos en el punto de desempeño se deben verificar con los límites establecidos según el nivel de desempeño.
El ATC-40 establece límites de deriva total (elástica+inelástica) y de deriva inelástica:

Tabla 2-19 *Límites de deriva según el ATC-40*

Deriva límite de entrepiso	Nivel de Desempeño			
	Ocupación Inmediata	**Control de Daño**	**Seguridad de Vida**	**Estabilidad Estructural**
Deriva total máxima	0.01	0.01-0.02	0.02	$0.33\frac{V_i}{P_i}$
Deriva inelástica máxima	0.005	0.005-0.015	Sin limite	Sin limite

Fuente: (ATC-40, 1996)

Donde V_i es el cortante total, y P_i es la carga de gravedad total en el piso i.

El Comité Visión 2000 también establece derivas límite para sus niveles de desempeño:

Tabla 2-20 *Límites de deriva según el Comité Visión 2000*

Deriva	Nivel de Desempeño				
	Totalmente Operacional	**Operacional**	**Seguridad de vida**	**Prevención de colapso**	**Colapso**
Permisible	< 0.002	< 0.005	< 0.015	< 0.025	> 0.025
Permanente	Despreciable	Despreciable	< 0.005	< 0.025	> 0.025

Fuente: (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

El ATC-40 establece una sectorización de la representación bilineal de la curva de capacidad para calificar el nivel de desempeño:

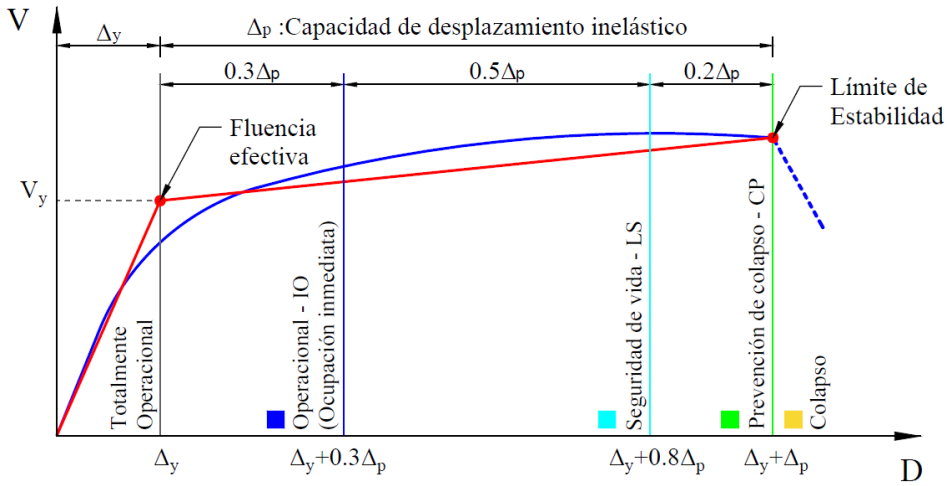


Figura 2-37 Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva capacidad (ATC-40, 1996)

2.5.2 Límites de aceptabilidad de elementos y componentes

a. Resistencia de componentes: En el punto de desempeño, no se permite exceder la resistencia por la demanda actuante. Para acciones dúctiles controladas por deformación, la respuesta inelástica es aceptable mientras no se superen los límites de deformación.

b. Capacidad de deformación de componentes: Para los niveles de desempeño establecidos, no está permitido que las deformaciones calculadas de los componentes excedan los límites de deformación. El criterio de aceptabilidad en términos de deformación, debe establecerse como sigue:

Componentes primarios y secundarios

- Ocupación inmediata: La deformación en la que se produjo un daño permanente y visible, pero no mayor a 0.67 veces el límite de deformación para Seguridad de vida.

Componentes primarios:

- Seguridad de vida: 0.75 veces la deformación en el punto C de la curva.

- Prevención de colapso: La deformación en el punto C en la curva, pero no mayor a 0.75 veces la deformación en el punto E.

Componentes secundarios:

- Seguridad de vida: 0.75 veces la deformación en el punto E.
- Prevención de colapso: 1.0 veces la deformación en el punto E de la curva.

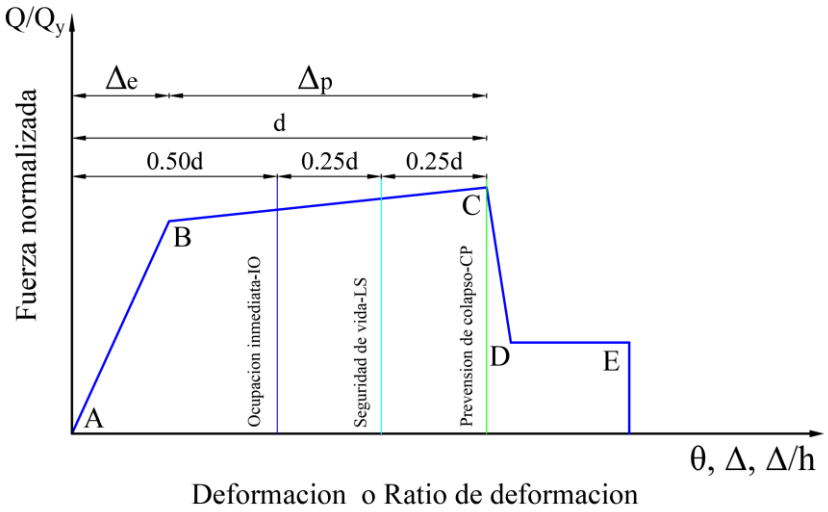


Figura 2-38 Sectorización por niveles de desempeño de la curva generalizada fuerza-deformación para componentes primarios (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Los criterios de aceptación para cada tipo de componente teniendo en cuenta su mecanismo de falla se incluyen en el Anexo 3.

CAPITULO 3

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA CARGAS DE GRAVEDAD Y DE SISMO SEGÚN LA NTE E.030 (2018)

3.1 Descripción general del edificio de estudio

Nuestra normativa permite diseñar edificios de concreto armado en base a diferentes sistemas estructurales, de los cuales la experiencia indica que los edificios estructurados con muros de corte responden de manera adecuada frente a eventos sísmicos de gran magnitud.

Anteriormente, los edificios eran principalmente aporticados, los cuales presentan mayores desplazamientos laterales frente a acciones sísmicas. Sin embargo, después de los terremotos de Arequipa (2001) y de Pisco (2007), nuestra normativa sismorresistente cambió, haciendo más riguroso el control de estos desplazamientos.

Por ello, es una tendencia actual proveer a los edificios una alta densidad de muros, con lo que se espera que desarrollen grandes resistencias a las acciones laterales producidas por los sismos, controlando los desplazamientos laterales y la torsión.

Por lo expuesto, en la presente tesis se evaluará el desempeño sísmico de estos dos tipos de sistemas estructurales.

El edificio de estudio (Oficinas) consta de 8 niveles, con plantas típicas de 16 por 20 m, ejes espacios a 5 m en la dirección X-X y a 4 m en la dirección Y-Y. La altura de todos los entrepisos es de 3 m. Estará ubicado en el Cercado de Arequipa, sobre un suelo de tipo intermedio.

Las propiedades del concreto y del acero de refuerzo se muestran en la Tabla 3-1.

Tabla 3-1 *Propiedades del concreto y acero de refuerzo para el diseño*

Concreto	Acero de Refuerzo
$f'_c = 210\ kg/cm^2$	$f_y = 4200\ kg/cm^2$
$E = 15000\sqrt{f'c} = 217370.651\ kg/cm^2$	$E = 2\text{x}10^6\ kg/cm^2$
$\nu = 0.20$ (Módulo de Poisson)	
$G = \dfrac{E}{2(1+\nu)} = 90571.105\ kg/cm^2$	

Fuente: Elaboración Propia

3.2 Sistema Estructural de Pórticos

Este sistema estructural consta de pórticos (vigas y columnas) que son los principales sistemas de resistencia y rigidez a las cargas verticales y laterales.

3.3.1 Predimensionamiento de los elementos estructurales

3.3.1.1 Losa Maciza Bidireccional

La relación largo/ancho de un paño típico es B/A= 4.70/3.70 = 1.27 (< 2), por lo que tendrá un comportamiento bidireccional de forma natural.
El peralte "h" de una losa bidireccional se predimensiona con la siguiente expresión:

$$h \geq \frac{l_n(800+0.071f_y)}{36000} \qquad (3\text{-}1)$$

En la expresión l_n es la luz libre mayor del paño en cm, es decir 470 cm. $f_y = 4200\ kg/cm^2$.
Reemplazando estos valores en la ecuación obtenemos que, $h \geq 14.34\ cm$
Por lo tanto, se utilizará un peralte de 15 cm para la losa maciza bidireccional.

3.3.1.2 Vigas

Las vigas se predimensionan considerando un peralte de $L_n/10$ a $L_n/15$. Puesto que las vigas forman pórticos, se considerará su aporte de rigidez a la estructura, por lo que se predimensionará como $L_n/10$. El ancho varía entre 30%-50% del peralte; como criterio sismorresistente, las vigas que formen pórticos deben tener un ancho mínimo de 25 cm.

Tabla 3-2 *Predimensionamiento de Vigas – Sistema Estructural de Pórticos*

Dirección	L_n (m)	$L_n/10$ (m)	h (m)
X-X (Ejes 1-5)	4.10	0.41	0.45
Y-Y (Ejes A-E)	3.90	0.39	0.40

Fuente: Elaboración Propia

Con la finalidad de uniformizar las secciones de vigas, en la dirección X-X se tendrán secciones de 30 cm x 60 cm y en la dirección Y-Y se tendrán secciones de 30 cm x 60 cm.

3.3.1.3 Columnas

Las columnas se predimensionan mediante la siguiente expresión:

$$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.45f'_c} \qquad (3\text{-}2)$$

Considerando una carga unitaria de $1ton/m^2$ (edificios normales) podemos obtener:

$P_{servicio} = Área\ Tributaria \cdot \#pisos \cdot 1\ tonf/m^2$; $\#pisos$ = 8.

La Tabla 3-3 muestra el predimensionamiento para los diferentes tipos de columnas.

Tabla 3-3 *Predimensionamiento de Columnas – Sistema Estructural de Pórticos*

Columna	A_T (m^2)	$P_{servicio}$ (tonf)	A_c (cm^2)	Sección requerida (cm^2)
C-1	20	160	1693.12	45 x 45 (2025 cm^2)
C-2	10	80	846.56	30 x 30 (900 cm^2)
C-3	5	40	423.28	25 x 25 (625 cm^2)

Fuente: Elaboración Propia

Con la finalidad de uniformizar las secciones de columnas se tendrá una sección cuadrada típica de 90 cm x 90 cm en todos los niveles que ya fueron revisados en la etapa de análisis.

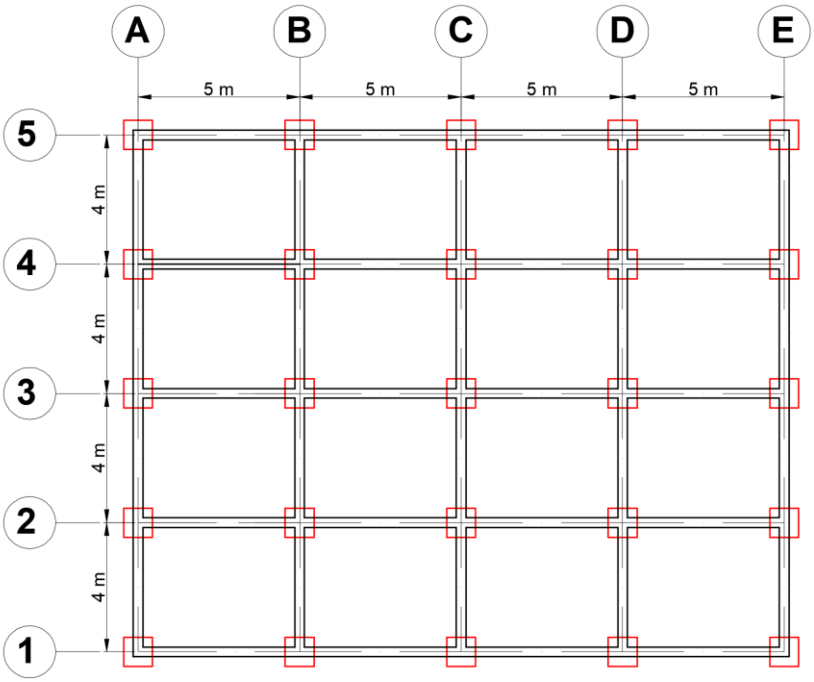


Figura 3-1 Estructuración del piso típico – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

3.3.2 Análisis por cargas de gravedad

Las cargas de gravedad se asignarán directamente al modelo en el programa ETABS.

Los pesos unitarios de los materiales y las sobrecargas a utilizar en el modelo son las indicadas en la NTE E.020 y se muestran a continuación:

Peso unitario del Concreto Armado = 2.40 $tonf/m^3$
Sobrecarga (Oficinas) = 0.25 $tonf/m^2$
Sobrecarga (Azotea) = 0.25 $tonf/m^2$
Tabiquería (Primer al séptimo piso) = 0.10 $tonf/m^2$
Acabados (Piso terminado) = 0.10 $tonf/m^2$

Se ha realizado un metrado de cargas de gravedad considerando los pesos unitarios listados. La estimación del peso sísmico según la NTE E.030, para Edificaciones Comunes (Categoría C) se determina de la siguiente manera:

$$P_{sísmico} = CM + 25\%CV \qquad (3\text{-}3)$$

Las cargas de gravedad consideradas: peso propio de columnas, muros, vigas, losa, acabados, tabiquería y sobrecarga, se concentran en el centro de masa de cada losa, considerando la mitad superior e inferior en el nivel considerado, debido a que para el análisis se utiliza un modelo de masas concentradas. En la Tabla 3-4 se muestran los pesos sísmicos concentrados en cada nivel:

Tabla 3-4 *Peso Sísmico – Sistema Estructural de Pórticos*

Nivel	CM (tonf)	25%CV (tonf)	Peso Sísmico (tonf)
Primer Nivel	387.208	20	407.208
Segundo Nivel	387.208	20	407.208
Tercer Nivel	387.208	20	407.208
Cuarto Nivel	387.208	20	407.208
Quinto Nivel	387.208	20	407.208
Sexto Nivel	387.208	20	407.208
Séptimo Nivel	387.208	20	407.208
Octavo Nivel	282.308	20	302.308
		Total =	**3015.764**

Fuente: Elaboración Propia

MODELO DEL EDIFICIO

A continuación, se muestra el modelo de este sistema estructural en ETABS. Se utilizaron los materiales y pesos unitarios indicados. Las secciones de vigas, columnas y losas se definieron según el predimensionamiento.

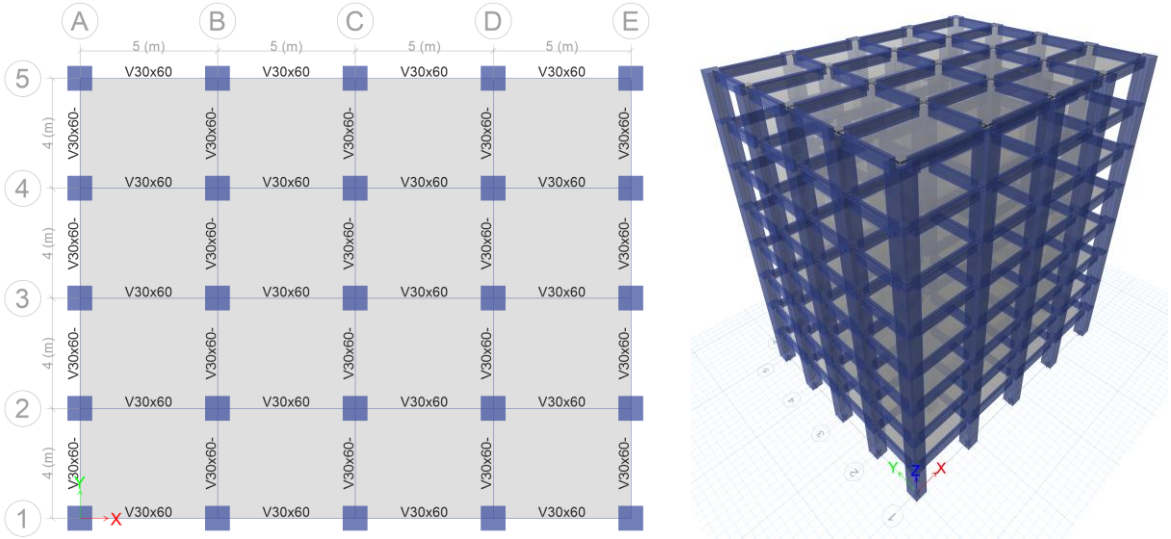


Figura 3-2 Vista en planta y 3D del modelo – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016)

3.3.3 Análisis Sísmico

La práctica actual mundialmente aceptada del diseño antisísmico considera que las solicitaciones sísmicas sobre la estructura se determinan por medio de un análisis elástico. Desde este punto de vista, se cuenta con dos caminos contemplados en los códigos de diseño: análisis estático o análisis dinámico. (Pique del Pozo y Scaletti, 2003)
El análisis estático reduce las acciones sísmicas a fuerzas estáticas equivalentes y todo el análisis se hace considerando un solo juego de fuerzas aplicado a la estructura estáticamente. El análisis dinámico considera las características y propiedades dinámicas de la estructura en la determinación de las fuerzas sísmicas y en cada efecto particular que desee calcularse.

En edificaciones particularmente elevadas el análisis dinámico viene a ser la única herramienta racional de análisis pues los métodos estáticos equivalente se tornan demasiado conservadores. La distribución de fuerzas máxima resultante a lo alto del edificio es bastante diferente de la triangular supuesta en los códigos. (Pique del Pozo y Scaletti, 2003)

El edificio en estudio es de 8 niveles por lo que se realizará un análisis dinámico modal espectral como lo indica la normativa. Sin embargo, se debe realizar un análisis sísmico estático con el objetivo de determinar el cortante basal mínimo y posteriormente incrementar el cortante basal del análisis dinámico si fuera necesario, para fines de diseño.

3.3.3.1 Análisis Sísmico Estático

El cortante basal estático se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P \qquad (3\text{-}4)$$

Siendo:

$Z = 0.35$	(Zona 3 – Arequipa)
$U = 1.0$	(Categoría C – Oficinas)
$S = 1.15$	(Suelo Intermedio)
$T_p = 0.6\ seg;$	$T_L = 2.0\ seg$

Los periodos de vibración predominantes para las direcciones de análisis se obtienen a partir de un análisis modal considerando 3GDL por piso. En la Tabla 3-5 se muestran los principales modos de vibración obtenidos a partir del modelo en ETABS.

Tabla 3-5 *Principales modos de vibración – Sistema Estructural de Pórticos*

Modo	T (s)	Descripción
1	0.738	Traslación en X
2	0.689	Traslación en Y
3	0.614	Rotación alrededor de Z

Fuente: Elaboración Propia

Puesto que, tanto para la dirección X como Y, $\boldsymbol{T}$ cumple con la condición $T_p < T < T_L$, entonces el factor de amplificación sísmica C, se calcula como $C = 2.5 \cdot (\frac{T_p}{T})$

$$C_x = 2.0325 \qquad C_y = 2.1771$$

Es un sistema de pórticos estructurales en la dirección X e Y, así:

$$R_{0x} = R_{0y} = 8$$

El edificio es regular y simétrico así que los factores de irregularidad en planta y en altura, para ambas direcciones, son:

$$I_a = I_p = 1$$

Con los resultados del análisis dinámico se demostrarán los valores asumidos en esta sección. Entonces, los coeficientes de reducción sísmica son:

$$R_x = R_y = 8$$

El valor de C/R no se considera menor que 0.11

$$C_x/R_x = 0.2541 > 0.11 \qquad C_y/R_y = 0.2721 > 0.11$$

La Tabla 3-6 muestra el cortante basal estático para las direcciones X e Y, a partir de la ecuación 3-4, sabiendo que el peso sísmico del edificio es $P = 3152.764\ tonf$.

Tabla 3-6 *Cortante basal estático – Sistema Estructural de Pórticos*

Dirección	V (tonf)	% Peso Sísmico
X-X	322.4054	10.23
Y-Y	345.3340	10.95

Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.2 Análisis Sísmico Dinámico

Se realizará un análisis modal espectral que involucra una aproximación en la combinación de los efectos modales y un espectro de respuesta que representa el sismo de diseño. Para cada una de las direcciones de análisis se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \qquad (3\text{-}5)$$

En la Tabla 3-7 se muestran los valores para el espectro de diseño según la NTE E.030 válido para las direcciones de análisis X e Y, puesto que se tiene el mismo sistema estructural.

La Figura 3-3 muestra el espectro de diseño definido para este sistema estructural.

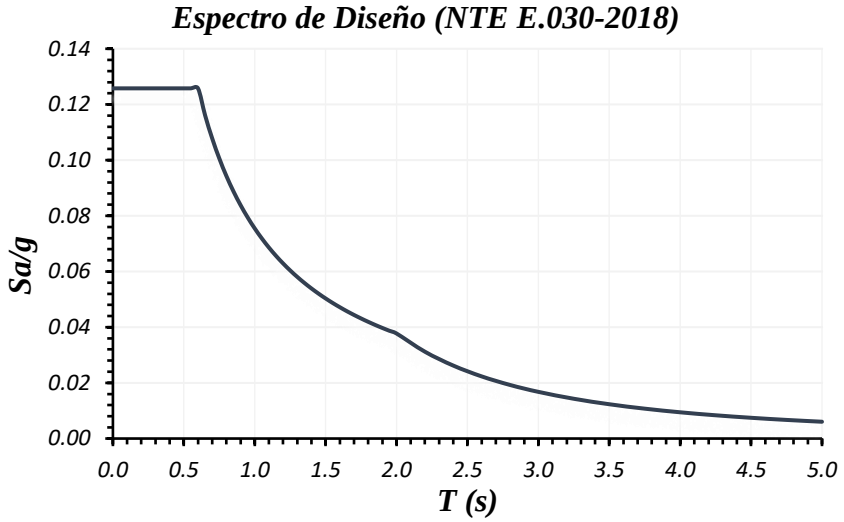


Figura 3-3 Espectro de Diseño – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

Tabla 3-7 *Valores para el Espectro de Diseño – Sistema Estructural de Pórticos*

T	Sa/g	C	T	Sa/g	C	T	Sa/g	C
0.00	0.1258	2.5	0.90	0.0839	1.6667	1.80	0.0419	0.8333
0.05	0.1258	2.5	0.95	0.0794	1.5789	1.85	0.0408	0.8108
0.10	0.1258	2.5	1.00	0.0755	1.5000	1.90	0.0397	0.7895
0.15	0.1258	2.5	1.05	0.0719	1.4286	1.95	0.0387	0.7692
0.20	0.1258	2.5	1.10	0.0686	1.3636	2.00	0.0377	0.7500
0.25	0.1258	2.5	1.15	0.0656	1.3043	2.20	0.0312	0.6198
0.30	0.1258	2.5	1.20	0.0629	1.2500	2.40	0.0262	0.5208
0.35	0.1258	2.5	1.25	0.0604	1.2000	2.60	0.0223	0.4438
0.40	0.1258	2.5	1.30	0.0581	1.1538	2.80	0.0193	0.3827
0.45	0.1258	2.5	1.35	0.0559	1.1111	3.00	0.0168	0.3333
0.50	0.1258	2.5	1.40	0.0539	1.0714	3.25	0.0143	0.2840
0.55	0.1258	2.5	1.45	0.0520	1.0345	3.50	0.0123	0.2449
0.60	0.1258	2.5	1.50	0.0503	1.0000	3.75	0.0107	0.2133
0.65	0.1161	2.3077	1.55	0.0487	0.9677	4.00	0.0094	0.1875
0.70	0.1078	2.1429	1.60	0.0472	0.9375	4.25	0.0084	0.1661
0.75	0.1006	2.0000	1.65	0.0457	0.9091	4.50	0.0075	0.1481
0.80	0.0943	1.8750	1.70	0.0444	0.8824	4.75	0.0067	0.1330
0.85	0.0888	1.7647	1.75	0.0431	0.8571	5.00	0.0060	0.1200

Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.2.1 Modelo en el Programa ETABS

En la Figura 3-4 y la Tabla 3-8 se presentan los modos de vibración de la estructura y el cortante basal dinámico para las direcciones X e Y obtenidos del análisis.

El método de combinación modal para obtener las respuestas máximas que utiliza el programa es el CQC.

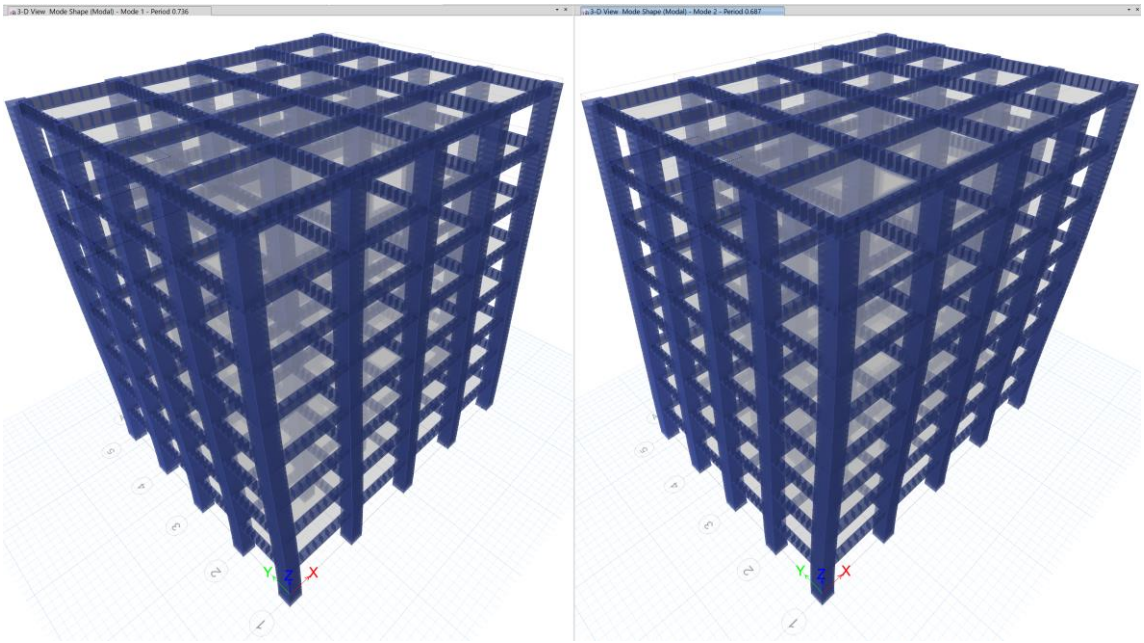


Figura 3-4 Modos de vibración predominantes en la dirección X e Y – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016)

Tabla 3-8 *Modos de vibración – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016)*

Modo	T (s)	f (Hz)	ω (rad/s)	%Masa Particip. (Acum.) X-X	%Masa Particip. (Acum.) Y-Y
1	0.738	1.355	8.5125	76.44	0
2	0.689	1.451	9.1172	0	76.94
3	0.614	1.628	10.2308	0	0
4	0.215	4.648	29.2048	88.1	0
5	0.204	4.914	30.8729	0	88.43
6	0.183	5.459	34.2969	0	0
7	0.106	9.456	59.4132	93.28	0
8	0.102	9.823	61.7228	0	93.45
9	0.093	10.777	67.7154	0	0
10	0.062	16.039	100.7789	96.23	0
11	0.061	16.421	103.1749	0	96.32
12	0.056	17.907	112.5156	0	0
13	0.041	24.223	152.1971	98.06	0
14	0.041	24.563	154.3311	0	98.11
15	0.037	26.693	167.7146	0	0
16	0.03	33.318	209.3447	99.2	0
17	0.03	33.568	210.9133	0	99.22
18	0.027	36.419	228.8272	0	0
19	0.024	41.978	263.753	99.81	0
20	0.024	42.112	264.5969	0	99.82
21	0.022	45.657	286.873	0	0
22	0.021	48.286	303.3893	100	0
23	0.021	48.322	303.6188	0	100
24	0.019	52.38	329.1158	0	0
			Total	**100 %**	**100 %**

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3-9 *Cortante basal dinámico – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016)*

Load Case/Combo	VX (tonf)	VY (tonf)
SX Max	252.642	0
SY Max	0	271.3699

Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.2.2 Modelo Manual

Se realiza el análisis dinámico modal espectral de forma manual con el objetivo de validar los resultados obtenidos del ETABS. Se realizó el cálculo los modos de vibración, cortante basal dinámico y los desplazamientos máximos de entrepiso. Las unidades son tonf-m.

A. MATRIZ DE RIGIDEZ DEL EDIFICIO

Se calculará la matriz de rigidez lateral del edificio como un ensamble de pórticos planos unidos por los techos (diafragmas rígidos).

Cada pórtico tendrá 48 GDL, 40 GDL de rotación y 8 GDL de traslación, uno por nivel debido a la condición de Diafragma Rígido; para facilitar el cálculo no se consideró deformaciones axiales en los elementos verticales. Luego, se obtiene la matriz de rigidez lateral de cada pórtico (en coordenadas locales) por condensación estática, este procedimiento da como resultado una matriz de 8x8 que corresponde al número de niveles del edificio.

Finalmente, mediante el uso de una matriz de transformación se obtiene la matriz de rigidez lateral del edificio de dimensiones 24x24 que corresponde al número de GDL dinámicos de este.

Las columnas y vigas son modelados como un elemento línea (unidimensional).

En la Figura 3-5 se muestra el pórtico típico 1 a 5.

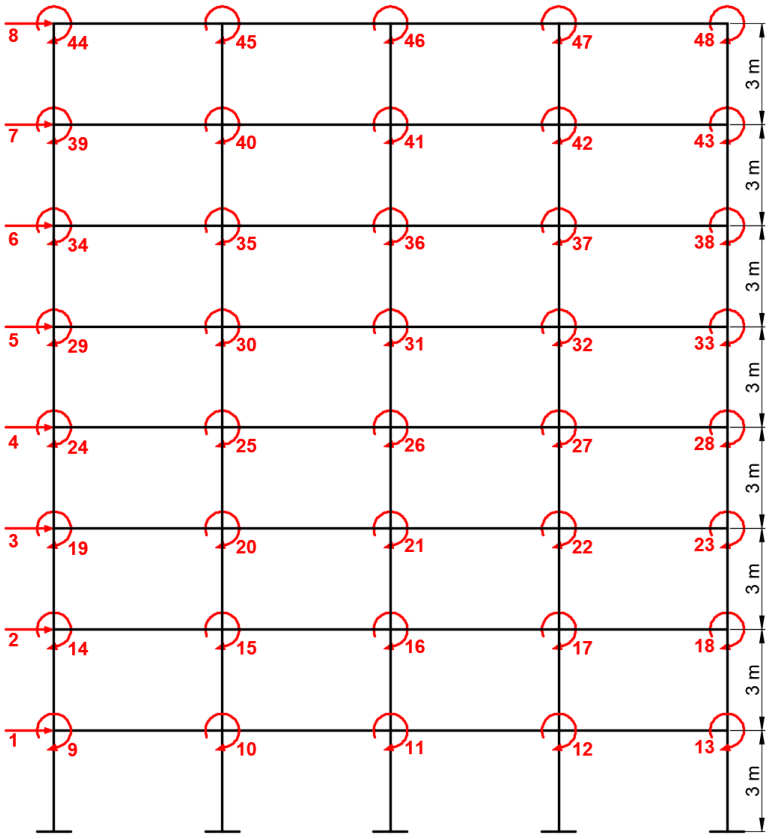


Figura 3-5 Pórtico típico 1 a 5 - Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

Matriz de rigidez lateral $[k_L]$ del pórtico típico 1 a 5.

$[k_L]_{1y5} =$

1	2	3	4	5	6	7	8	
345702.3	-209199.4	70923.7	-13946.5	2744.2	-539.7	102.9	-14.6	1
-209199.4	280062.2	-196293.2	68384.3	-13445.9	2642.4	-503.6	71.2	2
70923.7	-196293.2	277522.8	-195792.6	68282.4	-13409.8	2554.0	-361.1	3
-13946.5	68384.3	-195792.6	277421.0	-195756.4	68194.1	-12980.5	1834.9	4
2744.2	-13445.9	68282.4	-195756.4	277332.6	-195327.2	66020.8	-9330.4	5
-539.7	2642.4	-13409.8	68194.1	-195327.2	275159.3	-184297.3	47475.8	6
102.9	-503.6	2554.0	-12980.5	66020.8	-184297.3	219134.5	-90011.4	7
-14.6	71.2	-361.1	1834.9	-9330.4	47475.8	-90011.4	50332.7	8

La matriz de rigidez lateral del edificio se obtiene como la suma de las matrices de rigidez lateral de los pórticos que conforman el edificio en coordenadas globales, para esto se requiere de la matriz de transformación A:

$$[A]_i = \left[\begin{array}{cccc|cccc|cccc} cos\alpha_i & 0 & \dots & 0 & sen\alpha_i & 0 & \dots & 0 & R_{1i} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & cos\alpha_i & \dots & 0 & 0 & sen\alpha_i & \dots & 0 & 0 & R_{2i} & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & 0 & \vdots & \vdots & \ddots & 0 & \vdots & \vdots & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & cos\alpha_i & 0 & 0 & \dots & sen\alpha_i & 0 & 0 & \dots & R_{8i} \end{array}\right]_{8x24}$$

Los grados de libertad dinámicos del edificio se ubican en el centro de masa de cada nivel y se enumeran de la siguiente forma:

- Del 1 al 8, desplazamiento en la dirección X-X del primer al octavo nivel;
- Del 9 al 16, desplazamiento en la dirección Y-Y del primer al octavo nivel;
- Del 17 al 24, rotación alrededor del eje Z del primer al octavo nivel

La matriz de rigidez lateral en coordenadas globales de cada pórtico se obtiene con la siguiente ecuación:

$$[K_L]_i = [A]_i^T \cdot [k_L]_i \cdot [A]_i \qquad (3\text{-}6)$$

La matriz de rigidez lateral del edificio será:

$$[K_L]_{edificio} = \sum_{i=1}^{n} [K_L]_i \qquad (3\text{-}7)$$

Matriz de transformación *A* para los pórticos 1 a 5:

$\alpha =$ *0°* $\quad R =$ *8*

$$[A]_{1y5} = \left[\begin{array}{cccccccc|cccccccc|cccccccc}
1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8
\end{array}\right]$$

Siguiendo el mismo procedimiento para cada uno de los pórticos se obtiene sus matrices de rigidez lateral en coordenadas globales cuyas dimensiones son 24x24.

Por último, sumando todas las matrices de rigidez lateral de los pórticos en coordenadas globales se obtiene la matriz de rigidez lateral del edificio, la cual se muestra en la Tabla 3-10.

Tabla 3-10 *Matriz de rigidez lateral del edificio – Sistema Estructural de Pórticos*

X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6	Y7	Y8	θ1	θ2	θ3	θ4	θ5	θ6	θ7	θ8	
1.73E+06	-1.05E+06	3.55E+05	-6.97E+04	1.37E+04	-2.70E+03	5.15E+02	-7.28E+01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	X1
-1.05E+06	1.40E+06	-9.81E+05	3.42E+05	-6.72E+04	1.32E+04	-2.52E+03	3.56E+02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	X2
3.55E+05	-9.81E+05	1.39E+06	-9.79E+05	3.41E+05	-6.70E+04	1.28E+04	-1.81E+03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	X3
-6.97E+04	3.42E+05	-9.79E+05	1.39E+06	-9.79E+05	3.41E+05	-6.49E+04	9.17E+03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	X4
1.37E+04	-6.72E+04	3.41E+05	-9.79E+05	1.39E+06	-9.77E+05	3.30E+05	-4.67E+04	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	X5
-2.70E+03	1.32E+04	-6.70E+04	3.41E+05	-9.77E+05	1.38E+06	-9.21E+05	2.37E+05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	X6
5.15E+02	-2.52E+03	1.28E+04	-6.49E+04	3.30E+05	-9.21E+05	1.10E+06	-4.50E+05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	X7
-7.28E+01	3.56E+02	-1.81E+03	9.17E+03	-4.67E+04	2.37E+05	-4.50E+05	2.52E+05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	X8
0	0	0	0	0	0	0	0	1.74E+06	-1.05E+06	3.49E+05	-6.74E+04	1.30E+04	-2.52E+03	4.74E+02	-6.66E+01	0	0	0	0	0	0	0	0	Y1
0	0	0	0	0	0	0	0	-1.05E+06	1.41E+06	-9.84E+05	3.36E+05	-6.50E+04	1.26E+04	-2.36E+03	3.31E+02	0	0	0	0	0	0	0	0	Y2
0	0	0	0	0	0	0	0	3.49E+05	-9.84E+05	1.40E+06	-9.81E+05	3.36E+05	-6.49E+04	1.22E+04	-1.71E+03	0	0	0	0	0	0	0	0	Y3
0	0	0	0	0	0	0	0	-6.74E+04	3.36E+05	-9.81E+05	1.40E+06	-9.81E+05	3.36E+05	-6.29E+04	8.83E+03	0	0	0	0	0	0	0	0	Y4
0	0	0	0	0	0	0	0	1.30E+04	-6.50E+04	3.36E+05	-9.81E+05	1.40E+06	-9.79E+05	3.26E+05	-4.57E+04	0	0	0	0	0	0	0	0	Y5
0	0	0	0	0	0	0	0	-2.52E+03	1.26E+04	-6.49E+04	3.36E+05	-9.79E+05	1.39E+06	-9.27E+05	2.36E+05	0	0	0	0	0	0	0	0	Y6
0	0	0	0	0	0	0	0	4.74E+02	-2.36E+03	1.22E+04	-6.29E+04	3.26E+05	-9.27E+05	1.12E+06	-4.67E+05	0	0	0	0	0	0	0	0	Y7
0	0	0	0	0	0	0	0	-6.66E+01	3.31E+02	-1.71E+03	8.83E+03	-4.57E+04	2.36E+05	-4.67E+05	2.69E+05	0	0	0	0	0	0	0	0	Y8
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.42E+08	-8.58E+07	2.88E+07	-5.60E+06	1.09E+06	-2.12E+05	4.02E+04	-5.66E+03	θ1
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-8.58E+07	1.15E+08	-8.06E+07	2.78E+07	-5.40E+06	1.05E+06	-1.99E+05	2.80E+04	θ2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2.88E+07	-8.06E+07	1.14E+08	-8.04E+07	2.77E+07	-5.39E+06	1.02E+06	-1.43E+05	θ3
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-5.60E+06	2.78E+07	-8.04E+07	1.14E+08	-8.04E+07	2.77E+07	-5.22E+06	7.35E+05	θ4
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.09E+06	-5.40E+06	2.77E+07	-8.04E+07	1.14E+08	-8.02E+07	2.68E+07	-3.78E+06	θ5
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-2.12E+05	1.05E+06	-5.39E+06	2.77E+07	-8.02E+07	1.13E+08	-7.59E+07	1.94E+07	θ6
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4.02E+04	-1.99E+05	1.02E+06	-5.22E+06	2.68E+07	-7.59E+07	9.11E+07	-3.77E+07	θ7
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-5.66E+03	2.80E+04	-1.43E+05	7.35E+05	-3.78E+06	1.94E+07	-3.77E+07	2.15E+07	θ8

Fuente: Elaboración Propia

B. MATRIZ DE MASA DEL EDIFICIO

La matriz de masa $[M]$ se define como:

$$[M] = \begin{bmatrix} M_x & [0] & [0] \\ [0] & M_y & [0] \\ [0] & [0] & J_0 \end{bmatrix} \qquad (3\text{-}8)$$

Donde:

$$M_x = M_y = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & m_8 \end{bmatrix}_{8x8} \quad \text{y} \quad J_0 = \begin{bmatrix} j_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & j_2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & j_8 \end{bmatrix}_{8x8}$$

M_x y M_y : Matriz de masa traslacional.

J_0 : Matriz de momentos polares de inercia de la masa.

En la Tabla 3-11 se muestran los valores para la matriz de masa, cuya dimensión es 24x24.

Tabla 3-11 *Valores para la matriz de masa – Sistema Estructural de Pórticos*

Valores para la matriz de masa (tonf-s²/m)					
Nivel	**CM**	**CV (25%)**	**Peso Sísmico**	**M_i (X ó Y)**	**J_i**
Primer Nivel	387.208	20.00	407.208	41.509	2269.185
Segundo Nivel	387.208	20.00	407.208	41.509	2269.185
Tercer Nivel	387.208	20.00	407.208	41.509	2269.185
Cuarto Nivel	387.208	20.00	407.208	41.509	2269.185
Quinto Nivel	387.208	20.00	407.208	41.509	2269.185
Sexto Nivel	387.208	20.00	407.208	41.509	2269.185
Séptimo Nivel	387.208	20.00	407.208	41.509	2269.185
Octavo Nivel	282.308	20.00	302.308	30.816	1684.625
		Total	**3152.764**	**321.383**	**17568.919**

Fuente: Elaboración Propia

C. DETERMINACIÓN DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN

La ecuación de movimiento está definida por:

$$\{[K] - \omega^2[M]\} * \{\emptyset\} = \{0\} \qquad (3\text{-}9)$$

El problema de valores y vectores propios se puede resolver definiendo una nueva matriz $[K_0] = [M]^{-1}[K]$, de modo que:

$$det([K_0] - \lambda[I]) = 0 \qquad (3\text{-}10)$$

Haciendo uso de Mathcad se pueden obtener los eigen-valores (λ) de esta matriz, los cuales determinan las formas modales $\{\emptyset\}$ de la estructura. En la Tabla 3-12 se muestran los valores propios, frecuencias y periodos modales de los 24 modos de vibración ordenados de mayor a menor.

Tabla 3-12 *Valores propios, periodos y frecuencias modales – Sistema Estructural de Pórticos*

Modo	λ	ω (rad/s)	T (s)	f (Hz)
1	73.509	8.574	0.733	1.365
2	85.294	9.235	0.680	1.470
3	121.079	11.004	0.571	1.751
4	860.470	29.334	0.214	4.669
5	968.863	31.127	0.202	4.954
6	1390.256	37.286	0.169	5.934
7	3537.141	59.474	0.106	9.466
8	3824.028	61.839	0.102	9.842
9	5568.690	74.624	0.084	11.877
10	10168.345	100.838	0.062	16.049
11	10667.155	103.282	0.061	16.438
12	15709.038	125.336	0.050	19.948
13	23178.290	152.244	0.041	24.230
14	23840.342	154.403	0.041	24.574
15	35372.829	188.077	0.033	29.933
16	43846.224	209.395	0.030	33.326
17	44512.827	210.981	0.030	33.579
18	66378.590	257.640	0.024	41.005
19	69592.401	263.804	0.024	41.986
20	70041.892	264.654	0.024	42.121
21	92077.523	303.443	0.021	48.294
22	92218.100	303.674	0.021	48.331
23	104799.226	323.727	0.019	51.523
24	138244.621	371.813	0.017	59.176

Fuente: Elaboración Propia

Las formas modales (vectores propios) se han normalizado respecto de la matriz de masa $[M]$ de modo que se cumple:

$$[\emptyset]^T \cdot [M] \cdot [\emptyset] = [I] \qquad (3\text{-}11)$$

Donde:

$[\emptyset]$: Matriz modal de la estructura

$[I]$: Matriz Identidad

Se presentan las propiedades de los 12 primeros y sus factores de participación modal que se definen como:

$$\Gamma_{i,x} = \{\emptyset\}_i^T \cdot [M] \cdot J_x \qquad (3\text{-}12)$$

$$\Gamma_{i,y} = \{\emptyset\}_i^T \cdot [M] \cdot J_y \qquad (3\text{-}13)$$

Donde:

$\Gamma_{i,x}$: Factor de participación modal del modo i en la dirección de análisis X-X

$\Gamma_{i,y}$: Factor de participación modal del modo i en la dirección de análisis Y-Y

$\{\emptyset\}_i^T$: Forma modal normalizada respecto de la matriz de masa correspondiente al modo i

$J_x^T = [1 \quad 1 \quad 1 \quad 1 \quad 1 \quad 1 \quad 1 \quad 1 \quad 0 \quad 0 \quad \ldots \quad 0]_{1x24}$

$J_y^T = [0 \quad \ldots \quad 0 \quad 1 \quad 1 \quad 1 \quad 1 \quad 1 \quad 1 \quad 1 \quad 1 \quad 0 \quad \ldots \quad 0]_{1x24}$

MODO 1				MODO 2			
T =	0.733 s	**ω =**	8.574 rad/s	**T =**	0.680 s	**ω =**	9.235 rad/s
Nivel	**X**	**Y**	**θ**	**Nivel**	**X**	**Y**	**θ**
1	0.001235	0	0	1	0	0.001213	0
2	0.003882	0	0	2	0	0.003746	0
3	0.007036	0	0	3	0	0.006709	0
4	0.010186	0	0	4	0	0.009625	0
5	0.013021	0	0	5	0	0.012218	0
6	0.015361	0	0	6	0	0.014327	0
7	0.017132	0	0	7	0	0.015887	0
8	0.018402	0	0	8	0	0.016962	0
Factores de participación Γ:							
	15.690853	0	0		0	15.757518	0
%Masa efectiva = Γ²/Mtotal							
	76.61%	0.00%	0.00%		0.00%	77.26%	0.00%

MODO 3				MODO 4			
T =	0.571 s	**ω =**	11.004 rad/s	**T =**	0.214 s	**ω =**	29.334 rad/s
Nivel	**X**	**Y**	**θ**	**Nivel**	**X**	**Y**	**θ**
1	0	0	0.000949	1	0.000168	0	0
2	0	0	0.00295	2	0.000454	0	0
3	0	0	0.005307	3	0.000644	0	0
4	0	0	0.007639	4	0.000628	0	0
5	0	0	0.009722	5	0.00039	0	0
6	0	0	0.011425	6	0.000001	0	0
7	0	0	0.012695	7	-0.000423	0	0
8	0	0	0.013584	8	-0.000786	0	0
Factores de participación Γ:							
	0	0	116.326711		6.082035	0	0
%Masa efectiva = Γ²/Mtotal							
	0.00%	0.00%	77.02%		11.51%	0.00%	0.00%

MODO 5				MODO 6			
T =	0.202 s	**ω =**	31.127 rad/s	**T =**	0.169 s	**ω =**	37.286 rad/s
Nivel	**X**	**Y**	**θ**	**Nivel**	**X**	**Y**	**θ**
1	0	0.000153	0	1	0	0	0.000106
2	0	0.000406	0	2	0	0	0.000282
3	0	0.000569	0	3	0	0	0.000397
4	0	0.000546	0	4	0	0	0.000383
5	0	0.000329	0	5	0	0	0.000234
6	0	-0.000014	0	6	0	0	-0.000006
7	0	-0.000379	0	7	0	0	-0.000263
8	0	-0.000681	0	8	0	0	-0.000479
Factores de participación Γ:							
	0	5.999156	0		0	0	44.573727
%Masa efectiva = Γ²/Mtotal							
	0.00%	11.20%	0.00%		0.00%	0.00%	11.31%

MODO 7				MODO 8			
T =	0.106 s	**ω =**	59.474 rad/s	**T =**	0.102 s	**ω =**	61.839 rad/s
Nivel	**X**	**Y**	**θ**	**Nivel**	**X**	**Y**	**θ**
1	0.000053	0	0	1	0	0.000049	0
2	0.000108	0	0	2	0	0.000098	0
3	0.000083	0	0	3	0	0.000074	0
4	-0.00001	0	0	4	0	-0.000012	0
5	-0.000092	0	0	5	0	-0.000085	0
6	-0.000091	0	0	6	0	-0.000081	0
7	-0.000001	0	0	7	0	0.000002	0
8	0.000119	0	0	8	0	0.000109	0
Factores de participación Γ:							
	-4.076366	0	0		0	-4.008524	0
%Masa efectiva = Γ²/Mtotal							
	5.17%	0.00%	0.00%		0.00%	5.00%	0.00%

MODO 9				MODO 10			
T =	0.084 s	**ω =**	74.624 rad/s	**T =**	0.062 s	**ω =**	100.838 rad/s
Nivel	**X**	**Y**	**θ**	**Nivel**	**X**	**Y**	**θ**
1	0	0	0.000034	1	0.000021	0	0
2	0	0	0.000068	2	0.000026	0	0
3	0	0	0.000051	3	-0.000005	0	0
4	0	0	-0.000008	4	-0.000028	0	0
5	0	0	-0.000059	5	-0.000008	0	0
6	0	0	-0.000056	6	0.000024	0	0
7	0	0	0.000001	7	0.000016	0	0
8	0	0	0.000075	8	-0.000026	0	0
Factores de participación Γ:							
	0	0	-29.823104		3.07738	0	0
%Masa efectiva = Γ²/Mtotal							
	0.00%	0.00%	5.06%		2.95%	0.00%	0.00%

MODO 11				MODO 12			
T =	0.061 s	**ω =**	103.282 rad/s	**T =**	0.050 s	**ω =**	125.336 rad/s
Nivel	**X**	**Y**	**θ**	**Nivel**	**X**	**Y**	**θ**
1	0	0.00002	0	1	0	0	0.000014
2	0	0.000024	0	2	0	0	0.000017
3	0	-0.000005	0	3	0	0	-0.000004
4	0	-0.000026	0	4	0	0	-0.000018
5	0	-0.000006	0	5	0	0	-0.000005
6	0	0.000023	0	6	0	0	0.000016
7	0	0.000015	0	7	0	0	0.00001
8	0	-0.000025	0	8	0	0	-0.000017
Factores de participación Γ:							
	0	3.034144	0		0	0	22.554601
%Masa efectiva = Γ²/Mtotal							
	0.00%	2.86%	0.00%		0.00%	0.00%	2.90%
				TOTAL	**96.23%**	**96.32%**	**96.29%**

El porcentaje de masa efectiva acumulada se puede notar que la influencia de los 12 primeros modos es del orden de 96% para las direcciones X e Y. La normativa indica que la suma de masas efectivas debe ser por lo menos el 90% de la masa total.

D. CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DEL CENTRO DE MASA

Los desplazamientos correspondientes a cada modo se calculan aplicando la ecuación:

$$d_i = S_{di} \cdot \Gamma_i \cdot \{\emptyset\}_i \qquad (3\text{-}14)$$

Donde:

$S_{di} = \frac{S_{ai}}{\omega_i^2}$: Desplazamiento espectral obtenido a partir del espectro de aceleraciones

Γ_i : Factor de participación modal en la dirección de análisis

$\{\emptyset\}_i$: Forma modal i normalizada respecto de la matriz de masa

El método de combinación modal para obtener las respuestas máximas que se utilizó es el CQC, considerando el efecto de los primeros 17 modos, adicionalmente se utilizó el método alternativo que permite estimar la respuesta máxima como 0.25ABS+0.75RCSC.

Las Tabla 3-13 y 3-14 muestran los desplazamientos elásticos máximos del centro de masa para la dirección de análisis X-X e Y-Y, y se comparan con los obtenidos por el programa ETABS.

Tabla 3-13 *Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo en la dirección X-X – Sistema Estructural de Pórticos*

SISMO EN LA DIRECCIÓN X-X

Modo	T (s)	ωi (rad/s)	Sa (m/s²)	Sd (m)	Γx	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
1	0.733	8.57	1.010	0.01374	15.691	0.00124	0.00388	0.00704	0.01019	0.01302	0.01536	0.01713	0.01840
2	0.680	9.24	1.088	0.01276	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0.571	11.00	1.234	0.01019	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0.214	29.33	1.234	0.00143	6.082	1.7E-04	4.5E-04	6.4E-04	6.3E-04	3.9E-04	1.0E-06	-4.2E-04	-7.9E-04
5	0.202	31.13	1.234	0.00127	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0.169	37.29	1.234	0.00089	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0.106	59.47	1.234	0.00035	-4.076	5.3E-05	1.1E-04	8.3E-05	-1.0E-05	-9.2E-05	-9.1E-05	-1.0E-06	1.2E-04
8	0.102	61.84	1.234	0.00032	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0.084	74.62	1.234	0.00022	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0.062	100.84	1.234	0.00012	3.077	2.1E-05	2.6E-05	-5.0E-06	-2.8E-05	-8.0E-06	2.4E-05	1.6E-05	-2.6E-05
11	0.061	103.28	1.234	0.00012	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0.050	125.34	1.234	0.00008	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0.041	152.24	1.234	0.00005	-2.425	9E-06	4.0E-06	-9.0E-06	-1.0E-06	1.0E-05	-1.0E-06	-9.0E-06	7.0E-06
14	0.041	154.40	1.234	0.00005	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0.033	188.08	1.234	0.00004	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0.030	209.39	1.234	0.00003	1.912	4.0E-06	-2.0E-06	-3.0E-06	4.0E-06	-1.0E-06	-3.0E-06	4.0E-06	-2.0E-06
17	0.030	210.98	1.234	0.00003	0	0	0	0	0	0	0	0	0
					ABS	0.00149	0.00448	0.00778	0.01086	0.01352	0.01548	0.01759	0.01934
					RCSC	0.00125	0.00391	0.00707	0.01021	0.01303	0.01536	0.01714	0.01842
					0.25ABS+0.75RCSC	**0.00131**	**0.00405**	**0.00724**	**0.01037**	**0.01315**	**0.01539**	**0.01725**	**0.01865**
					CQC	**0.00125**	**0.00391**	**0.00707**	**0.01021**	**0.01303**	**0.01536**	**0.01714**	**0.01842**
					ETABS	**0.00125**	**0.00391**	**0.00708**	**0.01023**	**0.01308**	**0.01546**	**0.01728**	**0.01861**

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3-14 *Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo en la dirección Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos*

SISMO EN LA DIRECCIÓN Y-Y

Modo	T (s)	ωi (rad/s)	Sa (m/s²)	Sd (m)	Γy	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6	Y7	Y8
1	0.733	8.57	1.010	0.01374	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0.680	9.24	1.088	0.01276	15.758	0.00121	0.00375	0.00671	0.00963	0.01222	0.01433	0.01589	0.01696
3	0.571	11.00	1.234	0.01019	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0.214	29.33	1.234	0.00143	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0.202	31.13	1.234	0.00127	5.999	0.00015	0.00041	0.00057	0.00055	0.00033	-0.00001	-0.00038	-0.00068
6	0.169	37.29	1.234	0.00089	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0.106	59.47	1.234	0.00035	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0.102	61.84	1.234	0.00032	-4.009	4.9E-05	9.8E-05	7.4E-05	-1.2E-05	-8.5E-05	-8.1E-05	2.0E-06	1.1E-04
9	0.084	74.62	1.234	0.00022	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0.062	100.84	1.234	0.00012	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0.061	103.28	1.234	0.00012	3.034	2.0E-05	2.4E-05	-5.0E-06	-2.6E-05	-6.0E-06	2.3E-05	1.5E-05	-2.5E-05
12	0.050	125.34	1.234	0.00008	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0.041	152.24	1.234	0.00005	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0.041	154.40	1.234	0.00005	-2.397	9.0E-06	4.0E-06	-9.0E-06	-1.0E-06	9.0E-06	-1.0E-06	-8.0E-06	7.0E-06
15	0.033	188.08	1.234	0.00004	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0.030	209.39	1.234	0.00003	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0.030	210.98	1.234	0.00003	1.891	4.0E-06	-2.0E-06	-2.0E-06	4.0E-06	-1.0E-06	-3.0E-06	4.0E-06	-2.0E-06
					ABS	0.00145	0.00428	0.00737	0.01021	0.01265	0.01445	0.01630	0.01779
					RCSC	0.00122	0.00377	0.00673	0.00964	0.01222	0.01433	0.01589	0.01698
					0.25ABS+0.75RCSC	**0.00128**	**0.00390**	**0.00689**	**0.00978**	**0.01233**	**0.01436**	**0.01599**	**0.01718**
					CQC	**0.00122**	**0.00377**	**0.00674**	**0.00964**	**0.01222**	**0.01433**	**0.01589**	**0.01697**
					ETABS	**0.00122**	**0.00376**	**0.00674**	**0.00968**	**0.01231**	**0.01448**	**0.01613**	**0.01730**

Fuente: Elaboración Propia

E. CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL DINÁMICO

Las fuerzas modales pueden calcularse por dos métodos:

- Determinando las aceleraciones modales y multiplicando por la matriz de masa.
- Determinando los desplazamientos de cada modo y multiplicando por la matriz de rigidez.

Por lo tanto, para cada modo se tiene:

$$F_i = S_{ai} \cdot \Gamma_i \cdot [M] \cdot \{\emptyset\}_i = [K] \cdot d_i \qquad (3\text{-}15)$$

En las Tablas 3-15 y 3-16 se muestra el cálculo de los cortantes basales dinámicos para las direcciones de análisis X e Y, y se comparan con los obtenidos por el programa ETABS.

Tabla 3-15 *Cortante basal dinámico para el Sismo en la dirección X-X – Sistema Estructural de Pórticos*

SISMO EN LA DIRECCIÓN X-X

Modo	T (s)	ωi (rad/s)	Sa (m/s²)	Γx	FX1	FX2	FX3	FX4	FX5	FX6	FX7	FX8	VX
1	0.733	8.57	1.010	15.691	3.768	11.844	21.470	31.080	39.732	46.871	52.275	41.686	248.726
2	0.680	9.24	1.088	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0.571	11.00	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0.214	29.33	1.234	6.082	6.005	16.204	23.014	22.417	13.915	0.034	-15.097	-20.849	45.644
5	0.202	31.13	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0.169	37.29	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0.106	59.47	1.234	-4.076	7.775	15.847	12.206	-1.432	-13.500	-13.297	-0.120	13.025	20.504
8	0.102	61.84	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0.084	74.62	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0.062	100.84	1.234	3.077	8.922	11.120	-2.197	-11.787	-3.221	10.102	6.953	-8.207	11.685
11	0.061	103.28	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0.050	125.34	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0.041	152.24	1.234	-2.425	9.024	3.767	-8.983	-1.193	9.347	-1.200	-8.479	4.976	7.259
14	0.041	154.40	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0.033	188.08	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0.030	209.39	1.234	1.912	7.844	-2.740	-4.593	7.235	-2.357	-5.002	6.896	-2.774	4.509
17	0.030	210.98	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
												ABS	338.327
												RCSC	254.122
												0.25ABS+0.75RCSC	**275.173**
												CQC	**254.523**
												ETABS	**252.642**

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3-16 *Cortante basal dinámico para el Sismo en la dirección Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos*

SISMO EN LA DIRECCIÓN Y-Y

Modo	T (s)	ωi (rad/s)	Sa (m/s²)	Γy	FY1	FY2	FY3	FY4	FY5	FY6	FY7	FY8	VY
1	0.733	8.57	1.010	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0.680	9.24	1.088	15.758	4.293	13.264	23.754	34.078	43.258	50.724	56.248	44.584	270.203
3	0.571	11.00	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0.214	29.33	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0.202	31.13	1.234	5.999	6.145	16.331	22.892	21.957	13.230	-0.583	-15.246	-20.319	44.408
6	0.169	37.29	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0.106	59.47	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0.102	61.84	1.234	-4.009	7.777	15.595	11.680	-1.916	-13.563	-12.886	0.312	12.828	19.827
9	0.084	74.62	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0.062	100.84	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0.061	103.28	1.234	3.034	8.854	10.823	-2.428	-11.617	-2.852	10.142	6.633	-8.195	11.359
12	0.050	125.34	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0.041	152.24	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0.041	154.40	1.234	-2.397	8.929	3.576	-8.910	-1.004	9.221	-1.398	-8.334	5.011	7.091
15	0.033	188.08	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0.030	209.39	1.234	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0.030	210.98	1.234	1.891	7.739	-2.794	-4.462	7.164	-2.433	-4.852	6.851	-2.803	4.410
												ABS	357.299
												RCSC	274.907
												0.25ABS+0.75RCSC	**295.505**
												CQC	**275.301**
												ETABS	**271.370**

Fuente: Elaboración Propia

El error obtenido con respecto a las fuerzas y desplazamientos obtenidos con el programa ETABS es menor al 2%; así que se concluye que el modelo en ETABS es correcto. Para el análisis y diseño posterior se usará los resultados del modelo en ETABS.

3.3.3.3 Derivas máximas de entrepiso

Para estructuras regulares los desplazamientos inelásticos se calculan multiplicando por 0.75R los desplazamientos elásticos. El máximo desplazamiento relativo de entrepiso (deriva), calculado de esta manera, no debe exceder de 0.007 (Concreto Armado).

En la Tabla 3-17 se muestra el cálculo de derivas inelásticas para las direcciones X e Y.

Tabla 3-17 *Drifts máximos de entrepiso – Sistema Estructural de Pórticos*

DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y		
Piso	**Drift elástico**	**Drift inelástico**	**Piso**	**Drift elástico**	**Drift inelástico**
8	0.00047	0.00283	8	0.00044	0.00262
7	0.00065	0.00387	7	0.00061	0.00367
6	0.00084	0.00504	6	0.00081	0.00484
5	0.00101	0.00606	5	0.00098	0.00586
4	0.00112	0.00672	4	0.00109	0.00655
3	**0.00112**	**0.00674**	**3**	**0.00111**	**0.00664**
2	0.00095	0.00568	2	0.00095	0.00568
1	0.00044	0.00266	1	0.00045	0.00272

Fuente: Elaboración Propia

El drift máximo es de 0.00674 en la dirección X-X, siendo menor a 0.007.

3.3.3.4 Verificación de Sistema Estructural e Irregularidades Estructurales

3.3.3.4.1 Sistema Estructural

La normativa estipula que las columnas deben soportar al menos el 80% de la fuerza cortante basal para un sistema estructural de Pórticos.; el sistema estudiado es solo de pórticos, sin muros estructurales, así que cumple esta condición.

3.3.3.4.2 Irregularidad Estructural en Altura

A. IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ – PISO BLANDO

Existe cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los 3 niveles superiores adyacentes.

Tabla 3-18 *Irregularidad de Rigidez para la dirección X-X – Sistema Estructural de Pórticos*

Piso	V (tonf)	Δ CM (m)	K (tonf/m)	K prom. i+3	K i /K i+1	K i / K prom. i+3
8	49.0826	0.001335	36765.99251	-	-	-
7	101.0029	0.001823	55404.77235	-	**1.51**	-
6	144.7557	0.002372	61026.85497	51065.87328	**1.10**	-
5	181.3095	0.002851	63595.05437	60008.8939	**1.04**	**1.25**
4	210.8012	0.003157	66772.63225	63798.18053	**1.05**	**1.11**
3	232.8716	0.003166	73553.88503	67973.85721	**1.10**	**1.15**
2	246.904	0.002663	92716.48517	77681.00081	**1.26**	**1.36**
1	252.642	0.001246	202762.4398	-	**2.19**	**2.61**
Fuente: Elaboración Propia					**> 0.70**	**> 0.80**

Tabla 3-19 *Irregularidad de Rigidez para la dirección Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos*

Piso	V(tonf)	Δ CM(m)	K(tonf/m)	K prom. i+3	K i /K i+1	K i /K prom. i+3
8	51.2107	0.001175	43583.57447	-	-	-
7	106.9	0.001645	64984.80243	-	**1.49**	-
6	154.3879	0.002171	71113.72639	59894.0344	**1.09**	-
5	194.249	0.002631	73830.86279	69976.4639	**1.04**	**1.23**
4	226.384	0.002938	77053.77808	73999.4558	**1.04**	**1.10**
3	250.2972	0.002977	84076.99026	78320.5437	**1.09**	**1.14**
2	265.3356	0.002546	104216.6536	88449.1406	**1.24**	**1.33**
1	271.3699	0.001218	222799.5895	-	**2.14**	**2.52**
Fuente: Elaboración Propia					**> 0.70**	**> 0.80**

B. IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA – PISO DÉBIL

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

Tabla 3-20 *Irregularidad de Resistencia para la dirección X-X e Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos*

Piso	VX (tonf)	VX i / VX i+1	Piso	VY (tonf)	VX i / VX i+1
8	49.0826	-	8	51.2107	-
7	101.0029	**2.06**	7	106.9	**2.09**
6	144.7557	**1.43**	6	154.3879	**1.44**
5	181.3095	**1.25**	5	194.249	**1.26**
4	210.8012	**1.16**	4	226.384	**1.17**
3	232.8716	**1.10**	3	250.2972	**1.11**
2	246.904	**1.06**	2	265.3356	**1.06**
1	252.642	**1.02**	1	271.3699	**1.02**
		> 0.80			**> 0.80**

Fuente: Elaboración Propia

C. IRREGULARIDAD DE MASA O PESO

Se tiene cuando el peso de un piso (peso sísmico) es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no aplica en azoteas ni en sótanos.

Tabla 3-21 *Irregularidad de Peso para las direcciones X e Y – Sistema Estructural de Pórticos*

Piso	Peso X-X (tonf)	Peso Y-Y (tonf)	Peso i / Peso i-1	Peso i / Peso i+1
8	302.308	302.308	-	-
7	407.208	407.208	**1.00**	-
6	407.208	407.208	**1.00**	**1.00**
5	407.208	407.208	**1.00**	**1.00**
4	407.208	407.208	**1.00**	**1.00**
3	407.208	407.208	**1.00**	**1.00**
2	407.208	407.208	**1.00**	**1.00**
1	407.208	407.208	-	**1.00**
			< 1.50	

Fuente: Elaboración Propia

D. IRREGULARIDAD GEOMETRÍA VERTICAL

La configuración es irregular cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no aplica en azoteas ni en sótanos.

La configuración estructural planteada es regular en planta y elevación, así, no presenta esta irregularidad.

E. DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES

Existe cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

Todos los elementos resistentes (columnas) mantienen un alineamiento y continuidad desde el primer hasta el último nivel tanto en planta como en elevación, por lo que no presenta esta irregularidad.

3.3.3.4.3 Irregularidad Estructural en Planta

A. IRREGULARIDAD TORSIONAL

Existe cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{máx}$) en esa dirección, calculado

incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}).

Este criterio solo aplica en edificios con diafragma rígido y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible (0.007).

Tabla 3-22 *Irregularidad Torsional para la dirección X-X – Sistema Estructural de Pórticos*

	ANÁLISIS DIRECCIÓN X-X				X-X	Y-Y
Piso	**Drift prom. X-X**	**Drift prom. Y-Y**	**Drift máx. X-X**	**Drift máx. Y-Y**	**Drift máx / Drift prom.**	**Drift máx / Drift prom.**
8	0.00275	0	0.00283	0	**1.03**	-
7	0.00376	0	0.00387	0	**1.03**	-
6	0.00489	0	0.00504	0	**1.03**	-
5	0.00588	0	0.00606	0	**1.03**	-
4	0.00651	0	0.00672	0	**1.03**	-
3	0.00654	0	0.00674	0	**1.03**	-
2	0.00550	0	0.00568	0	**1.03**	-
1	0.00258	0	0.00266	0	**1.03**	-
		Drift máx.	**0.0067**	**> 0.0035**	**<1.30**	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3-23 *Irregularidad Torsional para la dirección Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos*

	ANÁLISIS DIRECCIÓN Y-Y				X-X	Y-Y
Piso	**Drift prom. X-X**	**Drift prom. Y-Y**	**Drift máx. X-X**	**Drift máx. Y-Y**	**Drift máx / Drift prom.**	**Drift máx / Drift prom.**
8	0	0.00248	0	0.00262	-	**1.05**
7	0	0.00348	0	0.00367	-	**1.05**
6	0	0.00459	0	0.00484	-	**1.05**
5	0	0.00556	0	0.00586	-	**1.05**
4	0	0.00621	0	0.00655	-	**1.05**
3	0	0.00630	0	0.00664	-	**1.05**
2	0	0.00539	0	0.00568	-	**1.05**
1	0	0.00258	0	0.00272	-	**1.06**
			Drift máx.	**0.0066**	**> 0.0035**	**<1.30**

Fuente: Elaboración Propia

B. ESQUINAS ENTRANTES

Existe cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

La geometría de la planta del edificio es rectangular y se mantiene constante en todos los pisos, así que no presenta esta irregularidad.

C. DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA

Existe cuando los diafragmas tienes discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.
Las losas del edificio no presentan aberturas en ningún piso, así que no presenta esta irregularidad.

D. SISTEMAS NO PARALELOS

Existe cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos.
Los pórticos resistentes a fuerzas laterales están orientados en las direcciones de análisis siendo todos estos paralelos, por lo tanto, no se presenta esta irregularidad.

Adicionalmente, se debe verificar las restricciones de irregularidades según la categoría y la zona de la edificación. La NTE E.030 indica que, para un edificio de Categoría C, ubicada en la Zona 3, no se permiten irregularidades extremas. En este caso, se verificó que no existe irregularidad de ningún tipo.

3.3.3.4.4 Clasificación de la estructura

Según la NTE E.030 una estructura será "Regular" si su configuración resistente a cargas laterales no presenta las irregularidades indicadas. Es decir: $I_a = I_p = 1$

Se verificó que no presenta ninguna irregularidad, por lo que el edificio clasifica como Regular, siendo $R = 8$.

3.3.4 Fuerza cortante mínima

La NTE E.030 establece que para estructuras regulares la fuerza cortante del primer entrepiso no podrá ser menor que el 80% del valor calculado en el análisis estático. Por esta razón se debe escalar proporcionalmente los resultados obtenidos del análisis dinámico modal espectral, excepto los desplazamientos, según se muestra en la Tabla 3-24.

Tabla 3-24 *Factores de escala para cargas de sismo en X e Y – Sistema Estructural de Pórticos*

Dirección	Cortante Basal Estático (tonf)	Cortante Basal Dinámico (tonf)	80% Cortante Estático (tonf)	Factor de Escala SX / SY
X-X	322.405	252.642	257.924	1.0209
Y-Y	345.334	271.370	276.267	1.0180

Fuente: Elaboración Propia

3.3 Sistema de Muros Estructurales

Para este sistema estructural, los muros de corte son los principales elementos que resistirán las cargas de gravedad y de sismo, así como los desplazamientos laterales.

- **Elementos Estructurales Verticales:** Con la finalidad de dotar de una mayor rigidez lateral al edificio se colocan muros de corte en ambas direcciones, además de columnas junto a las cuales formarán pórticos. Se consideran empotrados perfectamente en su base.

- **Elementos Estructurales Horizontales:** Las vigas serán peraltadas y estarán apoyadas en los muros y columnas formando pórticos en ambas direcciones. Para este sistema se considerará diafragmas rígidos en cada losa de piso con el fin de que la distribución de la fuerza sísmica sea en función de las rigideces de los elementos verticales y poder compatibilizar los desplazamientos laterales en cada piso.

3.3.1 Predimensionamiento de los elementos estructurales

3.3.1.1 Losa Maciza Bidireccional

La relación largo/ancho de un paño típico es B/A= 4.75/3.75 = 1.27 (< 2), por lo que tendrá un comportamiento bidireccional de forma natural, según la ecuación 3-1 se obtiene $h \geq 14.49\ cm$. Por lo tanto, se utilizará un peralte $h = 15\ cm$ para la losa maciza bidireccional.

3.3.1.2 Vigas

La Tabla 3-25 muestra el predimensionamiento de vigas para este sistema estructural.

Tabla 3-25 *Predimensionamiento de Vigas – Sistema de Muros Estructurales*

Dirección	L_n (m)	$L_n/10$ (m)	h (m)
X-X (Ejes 1-5)	3.30	0.33	0.35
	4.675	0.47	0.50
Y-Y (Ejes A-E)	2.30	0.23	0.25
	3.675	0.37	0.40

Fuente: Elaboración Propia

Con la finalidad de uniformizar las secciones de vigas, en la dirección X-X se tendrán secciones de 25 cm x 50 cm y en la dirección Y-Y se tendrán secciones de 25 cm x 40 cm.

3.3.1.3 Columnas

Debido a la existencia de muros de corte en ambas direcciones y considerando que estas absorben el mayor porcentaje de fuerza sísmica, las columnas se predimensionan sólo para cargas de gravedad según la ecuación 3-2.

La Tabla 3-26 muestra el predimensionamiento para los diferentes tipos de columnas.

Tabla 3-26 *Predimensionamiento de Columnas – Sistema de Muros Estructurales*

Columna	A_T (m^2)	$P_{servicio}$ (tonf)	A_c (cm^2)	Sección requerida (cm)
C-1-3-11-13	2.9131	23.30	246.61	25 x 25 (625 cm^2)
C-2-12	7.7237	61.79	653.86	30 x 30 (900 cm^2)
C-6-8	7.1888	57.51	608.58	25 x 25 (625 cm^2)
C-4-5-9-10	14.8627	118.90	1258.22	40 x 40 (1600 cm^2)
C-7	20.6806	165.44	1750.74	40 x 40 (1600 cm^2)

Fuente: Elaboración Propia

Con la finalidad de uniformizar las secciones de columnas se tendrá una sección cuadrada típica de 40 cm x 40 cm, que se mantendrá constante en todos los niveles.

Para la columna C-7, que presenta mayor carga axial, la sección requerida es mayor a la considerada, sin embargo, en la etapa de análisis y diseño se verificó que está sección es suficiente con un adecuado refuerzo, puesto que las cargas que predominan el diseño son sólo de gravedad.

3.3.1.4 Placas o muros de corte

El predimensionamiento de placas es un proceso difícil, debido a que su función principal es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes sean, tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos. Normalmente, la longitud de las placas se define en el proceso de estructuración en función de las posibilidades arquitectónicas, de manera que se tenga una distribución y densidad adecuada a fin de evitar los efectos de torsión.

El espesor de las placas de edificios normales de pocos pisos está en el orden de 0.15 m. Para este caso se considerarán placas de 3.00 m de longitud y un espesor igual a 0.25 m, dichas dimensiones se evaluarán luego de realizar el análisis sísmico.

La estructuración del sistema de muros estructurales se muestra en la Figura 3-6

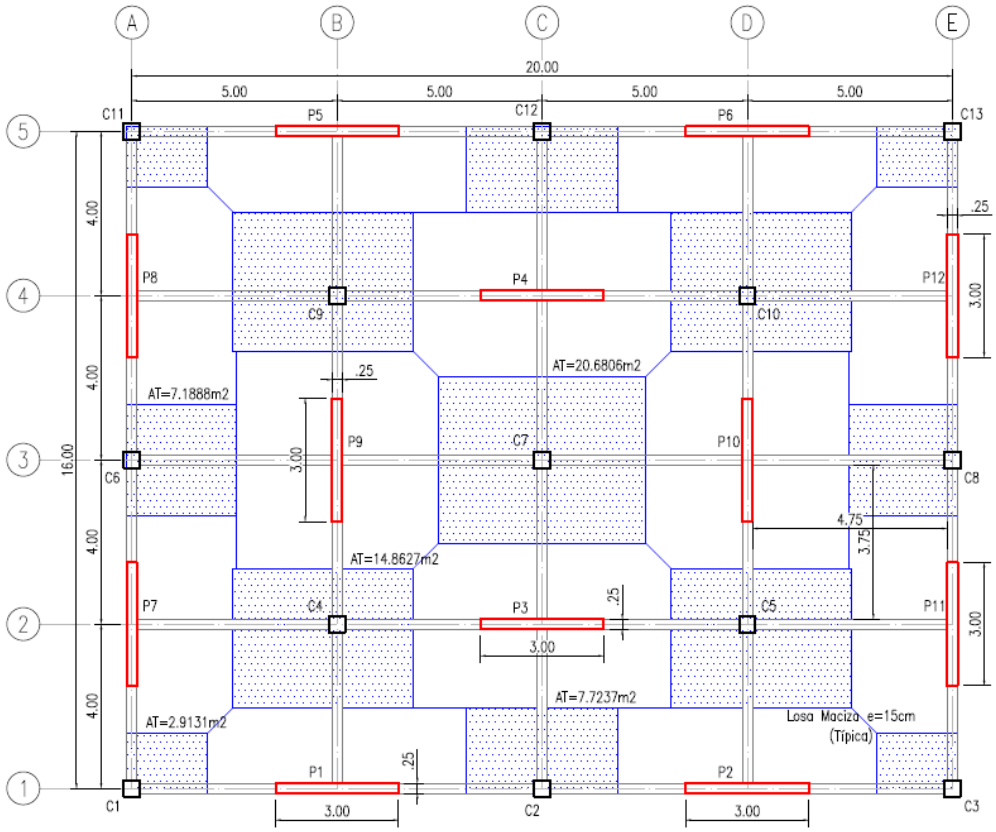


Figura 3-6 Estructuración del piso típico – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

3.3.2 Análisis por cargas de gravedad

PESO DE LA EDIFICACIÓN

En la Tabla 3-27 se muestran los pesos sísmicos concentrados en cada nivel:

Tabla 3-27 *Peso Sísmico – Sistema de Muros Estructurales*

Nivel	CM (tonf)	25%CV (tonf)	Peso Sísmico (tonf)
Primer Nivel	296.296	20.00	316.296
Segundo Nivel	296.296	20.00	316.296
Tercer Nivel	296.296	20.00	316.296
Cuarto Nivel	296.296	20.00	316.296
Quinto Nivel	296.296	20.00	316.296
Sexto Nivel	296.296	20.00	316.296
Séptimo Nivel	296.296	20.00	316.296
Octavo Nivel	224.408	20.00	244.408
		Total =	**2458.480**

Fuente: Elaboración Propia

MODELO DEL EDIFICIO

Se muestra el modelo de este sistema estructural en ETABS. Las secciones de vigas, columnas, muros y losas se definieron según el predimensionamiento.

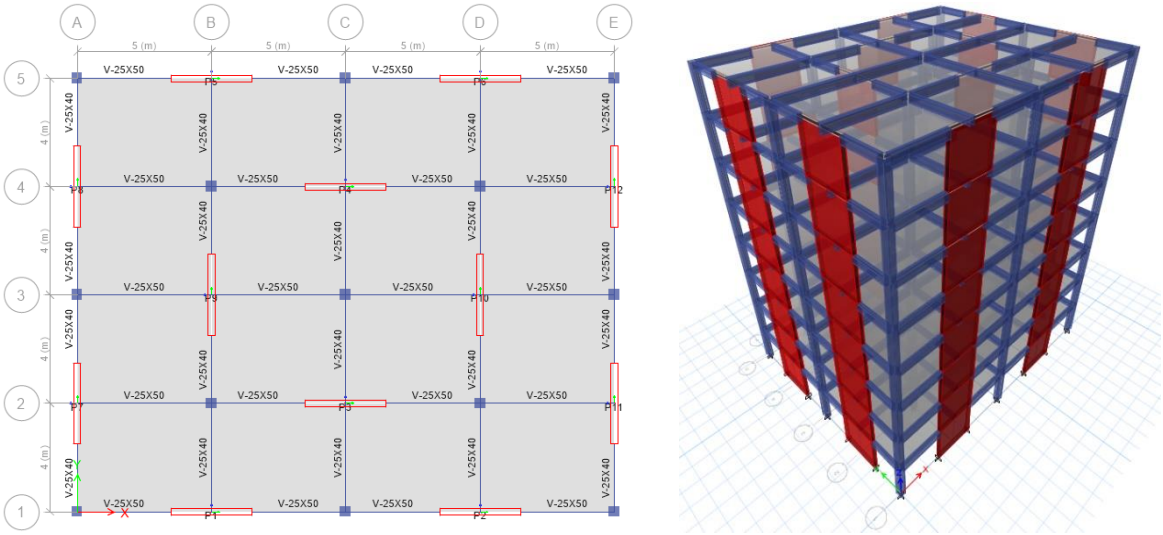


Figura 3-7 Vista en planta y 3D del modelo – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

3.3.3 Análisis Sísmico

3.3.3.1 Análisis Sísmico Estático

Los parámetros sísmicos son los mismos que se definieron en la sección anterior. Los periodos de vibración predominantes para las direcciones de análisis se obtienen a partir de un análisis modal considerando 3GDL por piso. En la Tabla 3-28 se muestran los principales modos de vibración obtenidos a partir del modelo en ETABS.

Tabla 3-28 *Principales modos de vibración – Sistema de Muros Estructurales*

Modo	T (s)	Descripción
1	0.676	Traslación en Y
2	0.647	Traslación en X
3	0.494	Rotación alrededor de Z

Fuente: Elaboración Propia

Puesto que, tanto para la dirección X como Y, T cumple con la condición $T_p < T < T_L$, entonces el factor de amplificación sísmica C, se calcula como $C = 2.5 \cdot (\frac{T_p}{T})$

$$C_x = 2.3184 \qquad C_y = 2.2189$$

El sistema es de muros estructurales en la dirección X e Y, por lo tanto:

$$R_{0x} = R_{0y} = 6$$

El edificio es regular y simétrico por lo tanto asumiremos que los factores de irregularidad en planta y en altura, para ambas direcciones, son:

$$I_a = I_p = 1$$

Más adelante, con los resultados del análisis dinámico se demostrarán los valores asumidos en esta sección. Entonces, los coeficientes de reducción sísmica son:

$$R_x = R_y = 6$$

El valor de C/R no se considera menor que 0.11

$$C_x/R_x = 0.3864 > 0.11 \qquad C_y/R_y = 0.3698 > 0.11$$

En la Tabla 3-29 se muestra el cortante basal estático para las direcciones X e Y, a partir de la ecuación 3-4, sabiendo que el peso sísmico del edificio es $P = 2458.48\ tonf$.

Tabla 3-29 *Cortante basal estático – Sistema de Muros Estructurales*

Dirección	V (tonf)	%Peso Sísmico
X-X	382.3563	15.553
Y-Y	365.9535	14.885

Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.2 Análisis Sísmico Dinámico

En la Tabla 3-30 se muestran los valores para el espectro de diseño según la NTE E.030 válido para las direcciones de análisis X e Y según se muestra en la Figura 3-8, puesto que se tiene el mismo sistema estructural.

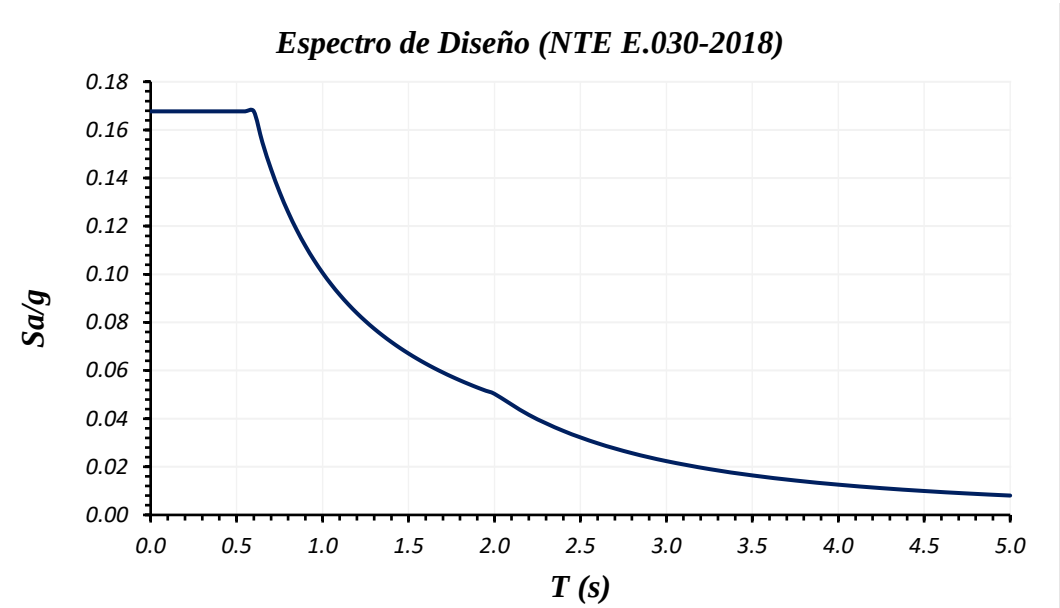


Figura 3-8 Espectro de Diseño – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

Tabla 3-30 *Valores para el Espectro de Diseño– Sistema de Muros Estructurales*

T	S_a/g	C	T	S_a/g	C	T	S_a/g	C
0.00	0.1677	2.5	0.90	0.1118	1.6667	1.80	0.0559	0.8333
0.05	0.1677	2.5	0.95	0.1059	1.5789	1.85	0.0544	0.8108
0.10	0.1677	2.5	1.00	0.1006	1.5000	1.90	0.0530	0.7895
0.15	0.1677	2.5	1.05	0.0958	1.4286	1.95	0.0516	0.7692
0.20	0.1677	2.5	1.10	0.0915	1.3636	2.00	0.0503	0.7500
0.25	0.1677	2.5	1.15	0.0875	1.3043	2.20	0.0416	0.6198
0.30	0.1677	2.5	1.20	0.0839	1.2500	2.40	0.0349	0.5208
0.35	0.1677	2.5	1.25	0.0805	1.2000	2.60	0.0298	0.4438
0.40	0.1677	2.5	1.30	0.0774	1.1538	2.80	0.0257	0.3827
0.45	0.1677	2.5	1.35	0.0745	1.1111	3.00	0.0224	0.3333
0.50	0.1677	2.5	1.40	0.0719	1.0714	3.25	0.0191	0.2840
0.55	0.1677	2.5	1.45	0.0694	1.0345	3.50	0.0164	0.2449
0.60	0.1677	2.5	1.50	0.0671	1.0000	3.75	0.0143	0.2133
0.65	0.1548	2.3077	1.55	0.0649	0.9677	4.00	0.0126	0.1875
0.70	0.1438	2.1429	1.60	0.0629	0.9375	4.25	0.0111	0.1661
0.75	0.1342	2.0000	1.65	0.0610	0.9091	4.50	0.0099	0.1481
0.80	0.1258	1.8750	1.70	0.0592	0.8824	4.75	0.0089	0.1330
0.85	0.1184	1.7647	1.75	0.0575	0.8571	5.00	0.0081	0.1200

Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.2.1 Modelo en el Programa ETABS

Se muestra en la Figura 3-9 y la Tabla 3-31 los modos de vibración de la estructura. En la Tabla 3-32 se muestra el cortante basal dinámico para las direcciones X e Y.

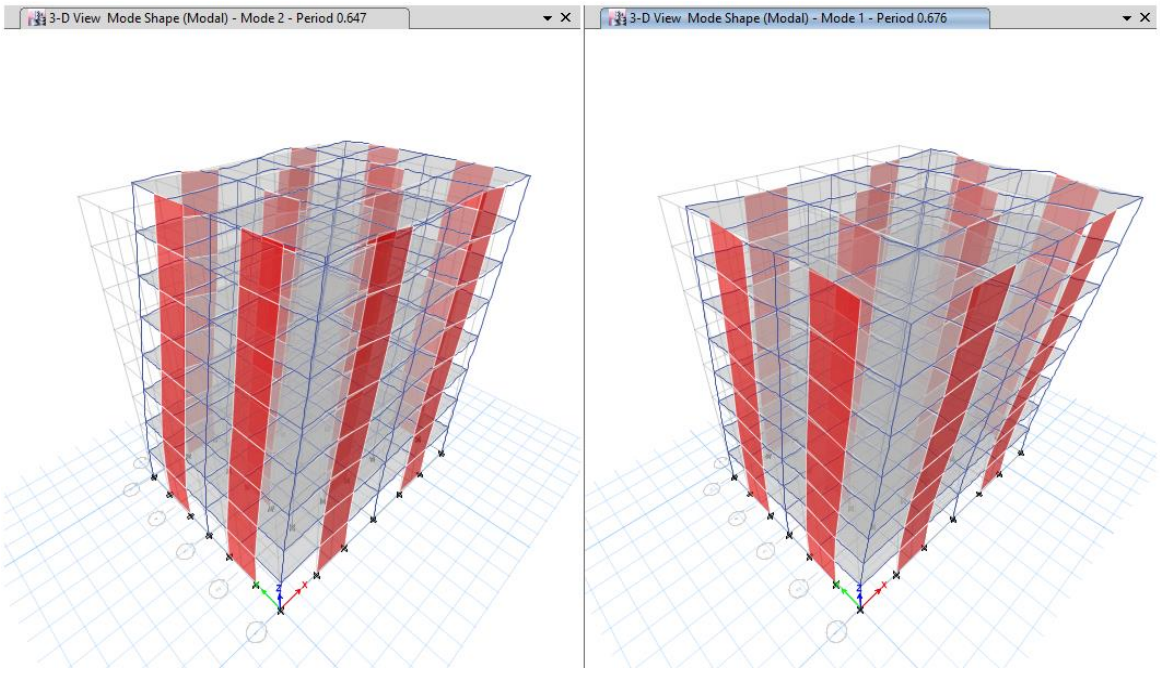


Figura 3-9 Modos de vibración predominantes en la dirección X e Y (ETABS 2016)

Tabla 3-31 *Modos de vibración – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)*

Modo	T (s)	f (Hz)	ω (rad/s)	%Masa Particip. (Acum.) X-X	%Masa Particip. (Acum.) Y-Y
1	0.676	1.478	9.2892	0	71.35 **(71.35)**
2	0.647	1.545	9.7048	71.92 **(71.92)**	0
3	0.494	2.023	12.713	0	0
4	0.171	5.846	36.7304	0	15.4 **(86.75)**
5	0.167	5.971	37.5143	14.94 **(86.86)**	0
6	0.127	7.902	49.6467	0	0
7	0.074	13.584	85.3494	0	6.31 **(93.06)**
8	0.073	13.69	86.0181	6.25 **(93.11)**	0
9	0.055	18.289	114.9161	0	0
10	0.041	24.099	151.4155	0	3.34 **(96.40)**
11	0.041	24.192	152.0033	3.32 **(96.43)**	0
12	0.031	32.476	204.0501	0	0
13	0.028	36.341	228.3395	0	1.91 **(98.31)**
14	0.027	36.416	228.8103	1.9 **(98.33)**	0
15	0.021	48.78	306.4954	0	1.06 **(99.37)**
16	0.02	48.833	306.8275	1.06 **(99.39)**	0
17	0.02	48.969	307.6828	0	0
18	0.017	59.605	374.5123	0	0.49 **(99.86)**
19	0.017	59.633	374.6881	0.49 **(99.88)**	0
20	0.015	65.708	412.856	0	0
21	0.015	67.004	420.9966	0	0.13 **(100)**
22	0.015	67.012	421.0458	0.13 **(100)**	0
23	0.012	80.251	504.2332	0	0
24	0.011	90.178	566.6053	0	0
			Total	**100 %**	**100 %**

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3-32 *Cortante basal dinámico – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)*

Load Case/Combo	VX (tonf)	VY (tonf)
SX Max	283.8616	0
SY Max	0	271.2638

Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.2.2 Modelo Manual

Se realiza el análisis dinámico modal espectral de forma manual con el objetivo de validar los resultados obtenidos del ETABS.

Se realizó el cálculo los modos de vibración, cortante basal dinámico y los desplazamientos máximos de entrepiso. Las unidades son tonf-m.

A. MATRIZ DE RIGIDEZ DEL EDIFICIO

Se representará la rigidez lateral del edificio como un ensamble de pórticos planos unidos por los techos (diafragmas rígidos).

Los muros se modelan según el método de columna ancha equivalente, los cuales se ubican en su eje centroidal. Se consideran los efectos de flexión y corte para la matriz de rigidez individual de cada elemento. Para la matriz de rigidez de las vigas conectadas a muros se consideró el efecto de brazo rígido.

Se ensambló la matriz de rigidez lateral de cada pórtico considerando 48 GDL, por el efecto de diafragma rígido sólo se considera 1 GDL horizontal por piso, para fines prácticos de cálculo no se considera deformación axial en los elementos verticales.

Matriz de rigidez lateral $[k_L]$ del pórtico típico 1 y 5.

$[k_L]_{1y5} =$

1	2	3	4	5	6	7	8	
511393.9	-286011	60350.1	3639.467	251.9191	12.11515	1.347728	0.004897	**1**
-286011	451545	-289626	60100.85	3627.337	250.5868	12.05608	1.416176	**2**
60350.1	-289626	451295.8	-289638	60099.52	3627.333	249.7644	14.299	**3**
3639.467	60100.85	-289638	451294.4	-289638	60098.31	3612.864	279.7653	**4**
251.9191	3627.337	60099.52	-289638	451293.4	-289651	59878.8	4125.717	**5**
12.11515	250.5868	3627.333	60098.31	-289651	451052.6	-293224	67832.69	**6**
1.347728	12.05608	249.7644	3612.864	59878.8	-293224	394689	-165219	**7**
0.004897	1.416176	14.299	279.7653	4125.717	67832.69	-165219	92965.59	**8**

En la Figura 3-10 se muestra el pórtico típico 1 y 5.

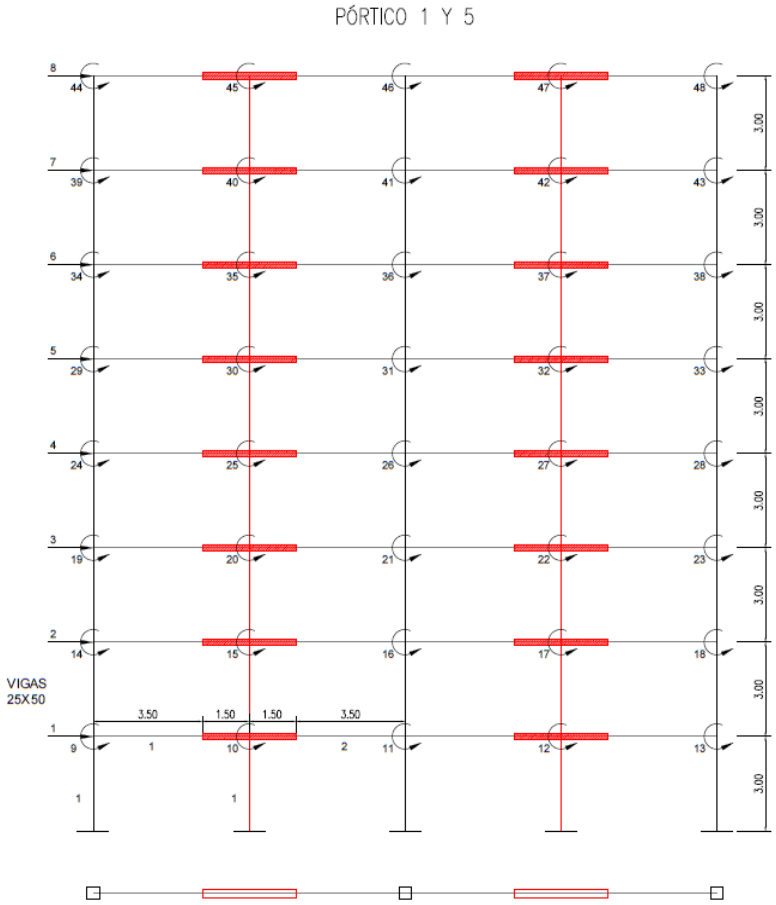


Figura 3-10 Pórtico típico 1 y 5 - Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

Se enumeran los grados de libertad dinámicos del edificio:

- Del 1 al 8, desplazamiento en la dirección X-X del primer al octavo nivel;
- Del 9 al 16, desplazamiento en la dirección Y-Y del primer al octavo nivel;
- Del 17 al 24, rotación alrededor del eje Z del primer al octavo nivel

La matriz de rigidez lateral en coordenadas globales de cada pórtico se obtiene con la expresión 3-6 y la matriz de rigidez lateral del edificio se calcula con la expresión 3-7.
Se muestra la matriz de transformación A para los pórticos 1 y 5:

$\alpha = 0°$ $R = 8$

$$[A]_{1y5} = \left[\begin{array}{cccccccc|cccccccc|cccccccc}
1&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&8&0&0&0&0&0&0&0\\
0&1&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&8&0&0&0&0&0&0\\
0&0&1&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&8&0&0&0&0&0\\
0&0&0&1&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&8&0&0&0&0\\
0&0&0&0&1&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&8&0&0&0\\
0&0&0&0&0&1&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&8&0&0\\
0&0&0&0&0&0&1&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&8&0\\
0&0&0&0&0&0&0&1&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&0&8
\end{array}\right]$$

Siguiendo el mismo procedimiento para cada uno de los pórticos se obtiene sus matrices de rigidez lateral en coordenadas globales cuyas dimensiones son 24x24.

Finalmente, sumando todas las matrices de rigidez lateral de los pórticos en coordenadas globales se obtiene la matriz de rigidez lateral del edificio, la cual se muestra en la Tabla 3-34.

B. MATRIZ DE MASA DEL EDIFICIO

Se debe obtener la matriz de masa $[M]$ (expresión 3-8). En la Tabla 3-33 se muestran los valores para la matriz de masa, cuya dimensión es 24x24.

Tabla 3-33 *Valores para la matriz de masa – Sistema de Muros Estructurales*

Valores para la matriz de masa (tonf-s²/m)					
Nivel	**CM**	**CV (25%)**	**Peso Sísmico**	M_i **(X ó Y)**	J_i
Primer Nivel	296.296	20.00	316.296	32.242	1762.574
Segundo Nivel	296.296	20.00	316.296	32.242	1762.574
Tercer Nivel	296.296	20.00	316.296	32.242	1762.574
Cuarto Nivel	296.296	20.00	316.296	32.242	1762.574
Quinto Nivel	296.296	20.00	316.296	32.242	1762.574
Sexto Nivel	296.296	20.00	316.296	32.242	1762.574
Séptimo Nivel	296.296	20.00	316.296	32.242	1762.574
Octavo Nivel	224.408	20.00	244.408	24.914	1361.975
		Total	**2458.480**	**250.610**	**13699.990**

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3-34 *Matriz de rigidez lateral del edificio – Sistema de Muros Estructurales*

X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6	Y7	Y8	θ1	θ2	θ3	θ4	θ5	θ6	θ7	θ8	
1.59E+06	-8.88E+05	1.89E+05	9.49E+03	1.03E+03	-1.76E+01	1.47E+01	-1.57E+00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**X1**
-8.88E+05	1.40E+06	-8.98E+05	1.88E+05	9.50E+03	1.01E+03	-1.41E+01	1.16E+01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**X2**
1.89E+05	-8.98E+05	1.40E+06	-8.98E+05	1.88E+05	9.50E+03	1.00E+03	6.49E+00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**X3**
9.49E+03	1.88E+05	-8.98E+05	1.40E+06	-8.98E+05	1.88E+05	9.50E+03	1.03E+03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**X4**
1.03E+03	9.50E+03	1.88E+05	-8.98E+05	1.40E+06	-8.98E+05	1.87E+05	1.14E+04	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**X5**
-1.76E+01	1.01E+03	9.50E+03	1.88E+05	-8.98E+05	1.40E+06	-9.07E+05	2.09E+05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**X6**
1.47E+01	-1.41E+01	1.00E+03	9.50E+03	1.87E+05	-9.07E+05	1.22E+06	-5.14E+05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**X7**
-1.57E+00	1.16E+01	6.49E+00	1.03E+03	1.14E+04	2.09E+05	-5.14E+05	2.93E+05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**X8**
0	0	0	0	0	0	0	0	1.58E+06	-8.88E+05	1.90E+05	9.05E+03	1.15E+03	-4.60E+01	2.11E+01	-2.61E+00	0	0	0	0	0	0	0	0	**Y1**
0	0	0	0	0	0	0	0	-8.88E+05	1.40E+06	-8.97E+05	1.89E+05	9.09E+03	1.13E+03	-3.99E+01	1.59E+01	0	0	0	0	0	0	0	0	**Y2**
0	0	0	0	0	0	0	0	1.90E+05	-8.97E+05	1.40E+06	-8.97E+05	1.89E+05	9.09E+03	1.11E+03	-1.16E+01	0	0	0	0	0	0	0	0	**Y3**
0	0	0	0	0	0	0	0	9.05E+03	1.89E+05	-8.97E+05	1.40E+06	-8.97E+05	1.89E+05	9.10E+03	1.10E+03	0	0	0	0	0	0	0	0	**Y4**
0	0	0	0	0	0	0	0	1.15E+03	9.09E+03	1.89E+05	-8.97E+05	1.40E+06	-8.97E+05	1.88E+05	1.11E+04	0	0	0	0	0	0	0	0	**Y5**
0	0	0	0	0	0	0	0	-4.60E+01	1.13E+03	9.09E+03	1.89E+05	-8.97E+05	1.39E+06	-9.07E+05	2.10E+05	0	0	0	0	0	0	0	0	**Y6**
0	0	0	0	0	0	0	0	2.11E+01	-3.99E+01	1.11E+03	9.10E+03	1.88E+05	-9.07E+05	1.22E+06	-5.12E+05	0	0	0	0	0	0	0	0	**Y7**
0	0	0	0	0	0	0	0	-2.61E+00	1.59E+01	-1.16E+01	1.10E+03	1.11E+04	2.10E+05	-5.12E+05	2.89E+05	0	0	0	0	0	0	0	0	**Y8**
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.90E+08	-1.06E+08	2.25E+07	1.29E+06	1.04E+05	2.01E+03	1.02E+03	-8.05E+01	**θ1**
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.06E+08	1.68E+08	-1.08E+08	2.24E+07	1.29E+06	1.03E+05	2.18E+03	8.80E+02	**θ2**
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2.25E+07	-1.08E+08	1.67E+08	-1.08E+08	2.24E+07	1.29E+06	1.03E+05	3.66E+03	**θ3**
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.29E+06	2.24E+07	-1.08E+08	1.67E+08	-1.08E+08	2.24E+07	1.29E+06	1.11E+05	**θ4**
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.04E+05	1.29E+06	2.24E+07	-1.08E+08	1.67E+08	-1.08E+08	2.23E+07	1.49E+06	**θ5**
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2.01E+03	1.03E+05	1.29E+06	2.24E+07	-1.08E+08	1.67E+08	-1.09E+08	2.52E+07	**θ6**
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.02E+03	2.18E+03	1.03E+05	1.29E+06	2.23E+07	-1.09E+08	1.46E+08	-6.13E+07	**θ7**
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-8.05E+01	8.80E+02	3.66E+03	1.11E+05	1.49E+06	2.52E+07	-6.13E+07	3.45E+07	**θ8**

Fuente: Elaboración Propia

C. DETERMINACIÓN DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN

En la Tabla 3-35 se muestran los valores propios, frecuencias y periodos modales de los 24 modos de vibración ordenados de mayor a menor.

Seguidamente se presentan las propiedades de los 12 primeros y sus factores de participación modal.

Tabla 3-35 *Valores propios, periodos y frecuencias modales – Sistema de Muros Estructurales*

Modo	λ	ω (rad/s)	T (s)	f (Hz)
1	90.48	9.512	0.661	1.514
2	96.10	9.803	0.641	1.560
3	189.93	13.781	0.456	2.193
4	1291.78	35.941	0.175	5.720
5	1336.82	36.563	0.172	5.819
6	2776.80	52.695	0.119	8.387
7	6333.53	79.583	0.079	12.666
8	6432.61	80.204	0.078	12.765
9	13853.54	117.701	0.053	18.733
10	18183.48	134.846	0.047	21.461
11	18336.52	135.412	0.046	21.552
12	37564.01	193.814	0.032	30.847
13	37750.20	194.294	0.032	30.923
14	39977.19	199.943	0.031	31.822
15	61883.34	248.764	0.025	39.592
16	62060.36	249.119	0.025	39.649
17	82649.77	287.489	0.022	45.755
18	85937.01	293.150	0.021	46.656
19	86054.82	293.351	0.021	46.688
20	103648.84	321.945	0.020	51.239
21	103687.00	322.005	0.020	51.249
22	136002.66	368.785	0.017	58.694
23	188501.97	434.168	0.014	69.100
24	226951.06	476.394	0.013	75.820

Fuente: Elaboración Propia

MODO 1				MODO 2			
T =	0.661 s	**ω =**	9.512 rad/s	**T =**	0.641 s	**ω =**	9.803 rad/s
Nivel	**X**	**Y**	**θ**	**Nivel**	**X**	**Y**	**θ**
1	0	0.00528	0	1	0.00542	0	0
2	0	0.01679	0	2	0.01709	0	0
3	0	0.03173	0	3	0.03215	0	0
4	0	0.04805	0	4	0.04847	0	0
5	0	0.06423	0	5	0.06453	0	0
6	0	0.07923	0	6	0.07932	0	0
7	0	0.09258	0	7	0.09237	0	0
8	0	0.10435	0	8	0.10378	0	0
Factores de participación Γ:							
	0	13.495	0		13.527	0	0
%Masa efectiva = Γ²/Mtotal							
	0.00%	72.66%	0.00%		73.02%	0.00%	0.00%

MODO 3				MODO 4			
T =	0.456 s	**ω =**	13.781 rad/s	**T =**	0.175 s	**ω =**	35.941 rad/s
Nivel	**X**	**Y**	**θ**	**Nivel**	**X**	**Y**	**θ**
1	0	0	0.0007	1	0	0.02141	0
2	0	0	0.00223	2	0	0.05546	0
3	0	0	0.00424	3	0	0.08083	0
4	0	0	0.00644	4	0	0.08367	0
5	0	0	0.00864	5	0	0.05948	0
6	0	0	0.0107	6	0	0.013	0
7	0	0	0.01255	7	0	-0.045	0
8	0	0	0.0142	8	0	-0.1031	0
Factores de participación Γ:							
	0	0	99.529		0	6.10	0
%Masa efectiva = Γ²/Mtotal							
	0.00%	0.00%	72.31%		0.00%	14.85%	0.00%

MODO 5				MODO 6			
T =	0.172 s	**ω =**	36.563 rad/s	**T =**	0.119 s	**ω =**	52.695 rad/s
Nivel	**X**	**Y**	**θ**	**Nivel**	**X**	**Y**	**θ**
1	0.02163	0	0	1	0	0	0.00287
2	0.05576	0	0	2	0	0	0.00746
3	0.08096	0	0	3	0	0	0.01091
4	0.08344	0	0	4	0	0	0.01134
5	0.05888	0	0	5	0	0	0.00813
6	0.01222	0	0	6	0	0	0.00187
7	-0.0456	0	0	7	0	0	-0.00599
8	-0.10318	0	0	8	0	0	-0.01394
Factores de participación Γ:							
	6.047	0	0		0	0	45.516
%Masa efectiva = Γ²/Mtotal							
	14.59%	0.00%	0.00%		0.00%	0.00%	15.12%

MODO 7				MODO 8			
T =	0.079 s	**ω =**	79.583 rad/s	**T =**	0.078 s	**ω =**	80.204 rad/s
Nivel	**X**	**Y**	**θ**	**Nivel**	**X**	**Y**	**θ**
1	0	0.0475	0	1	0.04765	0	0
2	0	0.08875	0	2	0.08868	0	0
3	0	0.06999	0	3	0.06955	0	0
4	0	-0.00071	0	4	-0.0013	0	0
5	0	-0.06724	0	5	-0.0676	0	0
6	0	-0.07367	0	6	-0.07355	0	0
7	0	-0.00916	0	7	-0.00875	0	0
8	0	0.08776	0	8	0.08802	0	0
Factores de participación Γ:							
	0	3.974	0		3.956	0	0
%Masa efectiva = Γ²/Mtotal							
	0.00%	6.30%	0.00%		6.24%	0.00%	0.00%

MODO 9				MODO 10			
T =	0.053 s	**ω =**	117.701 rad/s	**T =**	0.047 s	**ω =**	134.846 rad/s
Nivel	**X**	**Y**	**θ**	**Nivel**	**X**	**Y**	**θ**
1	0	0	0.00642	1	0	-0.07356	0
2	0	0	0.01201	2	0	-0.07727	0
3	0	0	0.00952	3	0	0.02108	0
4	0	0	-0.00001	4	0	0.08475	0
5	0	0	-0.00904	5	0	0.02303	0
6	0	0	-0.00998	6	0	-0.07025	0
7	0	0	-0.00131	7	0	-0.05103	0
8	0	0	0.01183	8	0	0.07138	0
Factores de participación Γ:							
	0	0	29.536		0	-2.840	0
%Masa efectiva = Γ²/Mtotal							
	0.00%	0.00%	6.37%		0.00%	3.22%	0.00%

MODO 11				MODO 12			
T =	0.046 s	**ω =**	135.412 rad/s	**T =**	0.032 s	**ω =**	193.814 rad/s
Nivel	**X**	**Y**	**θ**	**Nivel**	**X**	**Y**	**θ**
1	-0.07365	0	0	1	0	-0.0897	0
2	-0.07703	0	0	2	0	-0.01982	0
3	0.02141	0	0	3	0	0.08391	0
4	0.08473	0	0	4	0	0.00026	0
5	0.02268	0	0	5	0	-0.08514	0
6	-0.07044	0	0	6	0	0.01475	0
7	-0.05084	0	0	7	0	0.0751	0
8	0.07159	0	0	8	0	-0.05608	0
Factores de participación Γ:							
	-2.831	0	0		0	-2.063	0
%Masa efectiva = Γ²/Mtotal							
	3.20%	0.00%	0.00%		0.00%	1.70%	0.00%
				TOTAL	**97.05%**	**98.73%**	**93.80%**

Con el porcentaje de masa efectiva acumulado se puede notar que la influencia de los 12 primeros modos es del orden de 97% para las direcciones X e Y. La normativa indica que la suma de masas efectivas debe ser por lo menos el 90% de la masa total.

D. CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DEL CENTRO DE MASA

Los desplazamientos se calculan con la ecuación 3-14.

En las Tablas 3-36 y 3-37 se muestran los desplazamientos elásticos máximos del centro de masa para la dirección de análisis X-X e Y-Y, y se comparan con los obtenidos por el programa ETABS.

Tabla 3-36 *Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo en la dirección X-X – Sistema de Muros Estructurales*

SISMO EN LA DIRECCIÓN X-X

Modo	T (s)	ωi (rad/s)	Sa (m/s²)	Sd (m)	Γx	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
1	0.661	9.51	1.494	0.016516	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0.641	9.80	1.540	0.016027	13.527	0.001175	0.003706	0.006969	0.010508	0.01399	0.017197	0.020025	0.022499
3	0.456	13.78	1.645	0.008662	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0.175	35.94	1.645	0.001274	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0.172	36.56	1.645	0.001231	6.047	0.000161	0.000415	0.000603	0.000621	0.000438	0.000091	-0.00034	-0.00077
6	0.119	52.70	1.645	0.000592	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0.079	79.58	1.645	0.000260	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0.078	80.20	1.645	0.000256	3.956	0.000048	0.00009	0.00007	-1E-06	-6.8E-05	-7.4E-05	-9E-06	0.000089
9	0.053	117.70	1.645	0.000119	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0.047	134.85	1.645	0.000090	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0.046	135.41	1.645	0.000090	-2.831	0.000019	0.00002	-5E-06	-2.2E-05	-6E-06	0.000018	0.000013	-1.8E-05
12	0.032	193.81	1.645	0.000044	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0.032	194.29	1.645	0.000044	-2.057	0.000008	0.000002	-8E-06	0	0.000008	-1E-06	-7E-06	0.000005
14	0.031	199.94	1.645	0.000041	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0.025	248.76	1.645	0.000027	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0.025	249.12	1.645	0.000027	-1.448	0.000003	-2E-06	-1E-06	0.000003	-1E-06	-2E-06	0.000003	-2E-06
17	0.022	287.49	1.645	0.000020	0	0	0	0	0	0	0	0	0
					ABS	0.001414	0.004235	0.007656	0.011155	0.014511	0.017383	0.020396	0.023381
					RCSC	0.001187	0.003730	0.006995	0.010526	0.013997	0.017197	0.020028	0.022512
					0.25ABS+0.75RCSC	**0.001244**	**0.003856**	**0.007161**	**0.010684**	**0.014126**	**0.017244**	**0.020120**	**0.022729**
					CQC	**0.001188**	**0.003732**	**0.006998**	**0.010529**	**0.013999**	**0.017198**	**0.020026**	**0.022509**
					ETABS	**0.001062**	**0.003521**	**0.006754**	**0.010307**	**0.013858**	**0.017192**	**0.020206**	**0.022923**

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3-37 *Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo en la dirección Y-Y – Sistema de Muros Estructurales*

SISMO EN LA DIRECCIÓN Y-Y

Modo	T (s)	ωi (rad/s)	Sa (m/s²)	Sd (m)	Γy	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6	Y7	Y8
1	0.661	9.51	1.494	0.016516	13.495	0.001178	0.003742	0.007073	0.01071	0.014315	0.01766	0.020635	0.023259
2	0.641	9.80	1.540	0.016027	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0.456	13.78	1.645	0.008662	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0.175	35.94	1.645	0.001274	6.100	0.000166	0.000431	0.000628	0.00065	0.000462	0.000101	-0.00035	-0.0008
5	0.172	36.56	1.645	0.001231	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0.119	52.70	1.645	0.000592	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0.079	79.58	1.645	0.000260	3.974	0.000049	0.000092	0.000072	-1E-06	-6.9E-05	-7.6E-05	-9E-06	0.000091
8	0.078	80.20	1.645	0.000256	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0.053	117.70	1.645	0.000119	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0.047	134.85	1.645	0.000090	-2.840	0.000019	0.00002	-5E-06	-2.2E-05	-6E-06	0.000018	0.000013	-1.8E-05
11	0.046	135.41	1.645	0.000090	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0.032	193.81	1.645	0.000044	-2.063	0.000008	0.000002	-8E-06	0	0.000008	-1E-06	-7E-06	0.000005
13	0.032	194.29	1.645	0.000044	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0.031	199.94	1.645	0.000041	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0.025	248.76	1.645	0.000027	-1.452	0.000003	-2E-06	-1E-06	0.000003	-1E-06	-2E-06	0.000003	-2E-06
16	0.025	249.12	1.645	0.000027	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0.022	287.49	1.645	0.000020	0	0	0	0	0	0	0	0	0
					ABS	0.001423	0.004289	0.007787	0.011386	0.014861	0.017858	0.021017	0.024176
					RCSC	0.001191	0.003768	0.007101	0.010730	0.014323	0.017660	0.020638	0.023273
					0.25ABS+0.75RCSC	**0.001249**	**0.003898**	**0.007273**	**0.010894**	**0.014457**	**0.017710**	**0.020733**	**0.023499**
					CQC	**0.001192**	**0.003770**	**0.007104**	**0.010732**	**0.014324**	**0.017661**	**0.020637**	**0.023270**
					ETABS	**0.001068**	**0.003569**	**0.006891**	**0.010583**	**0.014316**	**0.017869**	**0.021129**	**0.024106**

Fuente: Elaboración Propia

E. CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL DINÁMICO

Las fuerzas modales se calculan con la expresión 3-15. En las Tablas 3-38 y 3-39 se muestra el cálculo de los cortantes basales dinámicos (X e Y), y los obtenidos por el ETABS.

Tabla 3-38 *Cortante basal dinámico para el Sismo en X-X – Sistema de Muros Estructurales*

SISMO EN LA DIRECCIÓN X-X

Modo	T (s)	ωi (rad/s)	Sa (m/s²)	Γx	FX1	FX2	FX3	FX4	FX5	FX6	FX7	FX8	VX
1	0.661	9.51	1.494	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0.641	9.80	1.540	13.527	3.642	11.482	21.592	32.557	43.347	53.283	62.045	53.866	281.813
3	0.456	13.78	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0.175	35.94	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0.172	36.56	1.645	6.047	6.939	17.888	25.971	26.765	18.888	3.920	-14.627	-25.576	60.167
6	0.119	52.70	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0.079	79.58	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0.078	80.20	1.645	3.956	9.997	18.607	14.594	-0.274	-14.184	-15.433	-1.836	14.271	25.742
9	0.053	117.70	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0.047	134.85	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0.046	135.41	1.645	-2.831	11.061	11.569	-3.216	-12.726	-3.406	10.579	7.635	-8.308	13.189
12	0.032	193.81	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0.032	194.29	1.645	-2.057	9.791	2.131	-9.158	-0.002	9.286	-1.636	-8.190	4.741	6.962
14	0.031	199.94	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0.025	248.76	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0.025	249.12	1.645	-1.448	6.875	-3.770	-2.941	6.541	-2.939	-3.978	6.134	-2.474	3.448
17	0.022	287.49	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

ABS	391.322
RCSC	289.7167
0.25ABS+0.75RCSC	**315.118**
CQC	**290.1618**
ETABS	**283.8616**

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3-39 *Cortante basal dinámico para el Sismo en Y-Y – Sistema de Muros Estructurales*

SISMO EN LA DIRECCIÓN Y-Y

Modo	T (s)	ωi (rad/s)	Sa (m/s²)	Γy	FY1	FY2	FY3	FY4	FY5	FY6	FY7	FY8	VY
1	0.661	9.51	1.494	13.495	3.436	10.916	20.634	31.245	41.761	51.519	60.200	52.432	272.144
2	0.641	9.80	1.540	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0.456	13.78	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0.175	35.94	1.645	6.100	6.928	17.946	26.154	27.072	19.247	4.206	-14.561	-25.778	61.214
5	0.172	36.56	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0.119	52.70	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0.079	79.58	1.645	3.974	10.012	18.708	14.753	-0.149	-14.175	-15.531	-1.932	14.295	25.982
8	0.078	80.20	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0.053	117.70	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0.047	134.85	1.645	-2.840	11.083	11.642	-3.176	-12.769	-3.469	10.584	7.688	-8.310	13.272
11	0.046	135.41	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0.032	193.81	1.645	-2.063	9.815	2.169	-9.181	-0.029	9.316	-1.614	-8.217	4.741	7.000
13	0.032	194.29	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0.031	199.94	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0.025	248.76	1.645	-1.452	6.900	-3.765	-2.966	6.562	-2.935	-4.002	6.151	-2.475	3.470
16	0.025	249.12	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0.022	287.49	1.645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
												ABS	383.0818
												RCSC	280.5737
												0.25ABS+0.75RCSC	**306.2007**
												CQC	**281.0209**
												ETABS	**271.2638**

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados obtenidos de fuerzas y desplazamientos son similares a los obtenidos por el programa ETABS, por lo que se concluye que el modelo en ETABS es correcto. Por lo que, el posterior análisis y diseño se realiza utilizando los resultados del modelo en ETABS.

3.3.3.3 Derivas máximas de entrepiso

La Tabla 3-40 muestra el cálculo de derivas inelásticas para las direcciones X e Y, estos valores se comparan con el mínimo establecido en la NTE E.030.

Tabla 3-40 *Drifts máximos de entrepiso – Sistema de Muros Estructurales*

DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y		
Piso	**Drift elástico**	**Drift inelástico**	**Piso**	**Drift elástico**	**Drift inelástico**
8	0.00097	0.00436	8	0.00108	0.00487
7	0.00107	0.00483	7	0.00119	0.00533
6	0.00118	0.00533	6	0.00129	0.00580
5	**0.00126**	**0.00566**	**5**	**0.00135**	**0.00608**
4	0.00126	0.00565	4	0.00134	0.00601
3	0.00114	0.00513	3	0.00120	0.00540
2	0.00087	0.00390	2	0.00090	0.00406
1	0.00037	0.00168	1	0.00039	0.00173

Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en la Tabla el drift máximo es de 0.00608 en la dirección Y-Y, siendo este valor menor a 0.007.

3.3.3.4 Verificación de Sistema Estructural e Irregularidades Estructurales

3.3.3.4.1 Sistema Estructural

El sistema estructural planteado es de muros estructurales. Según la normativa este sistema es aquel en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% del cortante en la base.

Tabla 3-41 *Verificación del Sistema Estructural para las direcciones X e Y*

Dirección	Cortante basal (tonf)	Cortante en la base (tonf)		%Cortante Muros	Sistema Estructural
		Columnas	Muros		
X-X	283.8616	17.0269	266.8347	94.00%	Muros Estructurales
Y-Y	271.2638	14.6429	256.6209	94.60%	

Fuente: Elaboración Propia

Se puede observar que el cortante absorbido por los muros es del orden del 94% siendo mayor al 70% en ambas direcciones de análisis por lo que el sistema estructural corresponde al de Muros Estructurales, siendo $R_0 = 6$.

3.3.3.4.2 Irregularidad Estructural en Altura

A. IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ – PISO BLANDO

En las Tablas 3-42 y 3-43 se muestra la relación de rigideces para las direcciones de análisis.

Tabla 3-42 *Irregularidad de Rigidez para la dirección X-X – Sistema de Muros Estructurales*

DIRECCIÓN X-X

Piso	V (tonf)	Δ CM (m)	K (tonf/m)	K prom. i+3	K i / K i+1	K i / K prom. i+3
8	62.066	0.00272	22843.61	-	-	-
7	122.511	0.00301	40647.31	-	**1.78**	-
6	171.372	0.00333	51401.35	38297.43	**1.26**	-
5	210.869	0.00355	59382.99	50477.22	**1.16**	**1.55**
4	241.789	0.00355	68052.07	59612.14	**1.15**	**1.35**
3	264.257	0.00323	81737.24	69724.10	**1.20**	**1.37**
2	278.181	0.00246	113127.61	87638.97	**1.38**	**1.62**
1	283.862	0.00106	267289.64	-	**2.36**	**3.05**
					> 0.70	**> 0.80**

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3-43 *Irregularidad de Rigidez para la dirección Y-Y – Sistema de Muros Estructurales*

DIRECCIÓN Y-Y

Piso	V (tonf)	Δ CM (m)	K (tonf/m)	K prom. i+3	K i / K i+1	K i / K prom. i+3
8	60.516	0.00298	20327.75	-	-	-
7	118.330	0.00326	36297.39	-	**1.79**	-
6	164.483	0.00355	46293.98	34306.37	**1.28**	-
5	201.615	0.00373	54008.79	45533.39	**1.17**	**1.57**
4	230.782	0.00369	62508.56	54270.44	**1.16**	**1.37**
3	252.191	0.00332	75915.41	64144.25	**1.21**	**1.40**
2	265.661	0.00250	106221.83	81548.60	**1.40**	**1.66**
1	271.264	0.00107	253992.32	-	**2.39**	**3.11**
					> 0.70	**> 0.80**

Fuente: Elaboración Propia

B. IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA – PISO DÉBIL

En la Tabla 3-44 se muestra la evaluación de esta irregularidad para las dos direcciones.

Tabla 3-44 *Irregularidad de Resistencia para las direcciones X e Y – Sistema de Muros Estructurales*

DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y		
Piso	**VX (tonf)**	**VX i / VX i+1**	**Piso**	**VY (tonf)**	**VX i / VX i+1**
8	62.0661	-	8	60.5157	-
7	122.511	**1.97**	7	118.3295	**1.96**
6	171.3721	**1.40**	6	164.4825	**1.39**
5	210.869	**1.23**	5	201.6148	**1.23**
4	241.789	**1.15**	4	230.7816	**1.14**
3	264.2565	**1.09**	3	252.191	**1.09**
2	278.1808	**1.05**	2	265.6608	**1.05**
1	283.8616	**1.02**	1	271.2638	**1.02**
		> 0.80			**> 0.80**

Fuente: Elaboración Propia

C. IRREGULARIDAD DE MASA O PESO

En la Tabla 3-45 se muestra la evaluación de esta irregularidad para las dos direcciones.

Tabla 3-45 *Irregularidad de Peso para las direcciones X e Y – Sistema de Muros Estructurales*

Piso	Peso X-X (tonf)	Peso Y-Y (tonf)	Peso i / Peso i-1	Peso i / Peso i+1
8	244.408	244.408	-	-
7	316.296	316.296	**1**	-
6	316.296	316.296	**1**	**1**
5	316.296	316.296	**1**	**1**
4	316.296	316.296	**1**	**1**
3	316.296	316.296	**1**	**1**
2	316.296	316.296	**1**	**1**
1	316.296	316.296	-	**1**
			< 1.50	

Fuente: Elaboración Propia

D. IRREGULARIDAD GEOMETRÍA VERTICAL

El sistema planteado es regular en planta y altura, por lo que no se presenta esta irregularidad.

E. DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES

Todos los elementos resistentes (muros y columnas) son continuos del primer hasta el último nivel tanto en planta como en altura, por lo tanto, no se presenta esta irregularidad.

3.3.3.4.3 Irregularidad Estructural en Planta

A. IRREGULARIDAD TORSIONAL

No se presenta esta irregularidad como se muestra en las Tablas 3-46 y 3-47.

Tabla 3-46 *Irregularidad Torsional para la dirección X-X – Sistema de Muros Estructurales*

	ANÁLISIS DIRECCIÓN X-X				X-X	Y-Y
Piso	Drift prom. X-X	Drift prom. Y-Y	Drift máx. X-X	Drift máx. Y-Y	Drift máx / Drift prom.	Drift máx / Drift prom.
8	0.0042	0	0.0044	0	**1.03**	-
7	0.0047	0	0.0048	0	**1.03**	-
6	0.0052	0	0.0053	0	**1.03**	-
5	0.0055	0	0.0057	0	**1.03**	-
4	0.0055	0	0.0056	0	**1.03**	-
3	0.0050	0	0.0051	0	**1.03**	-
2	0.0038	0	0.0039	0	**1.03**	-
1	0.0016	0	0.0017	0	**1.03**	-
		Drift máx.	**0.0057**	**> 0.0035**	**< 1.30**	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3-47 *Irregularidad Torsional para la dirección Y-Y – Sistema de Muros Estructurales*

ANÁLISIS DIRECCIÓN Y-Y					X-X	Y-Y
Piso	**Drift prom. X-X**	**Drift prom. Y-Y**	**Drift máx. X-X**	**Drift máx. Y-Y**	**Drift máx / Drift prom.**	**Drift máx / Drift prom.**
8	0	0.0047	0	0.0049	-	**1.04**
7	0	0.0051	0	0.0053	-	**1.04**
6	0	0.0056	0	0.0058	-	**1.04**
5	0	0.0059	0	0.0061	-	**1.04**
4	0	0.0058	0	0.0060	-	**1.04**
3	0	0.0052	0	0.0054	-	**1.04**
2	0	0.0039	0	0.0041	-	**1.04**
1	0	0.0017	0	0.0017	-	**1.04**
			Drift máx.	**0.0061**	**< 1.30**	

Fuente: Elaboración Propia

B. ESQUINAS ENTRANTES

La forma en planta del edificio es rectangular y se mantiene constante en todos los pisos, por lo tanto, no se presenta esta irregularidad.

C. DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA

Las losas del edificio no presentan aberturas, por lo tanto, no se presenta esta irregularidad.

D. SISTEMAS NO PARALELOS

Los pórticos están orientados en las direcciones de análisis, por lo tanto, no se presenta.

3.3.3.4.4 Clasificación de la estructura

Se ha verificado que no presenta ninguna irregularidad, por lo que el edificio clasifica como Regular, siendo $R = 6$.

3.3.4 Fuerza cortante mínima

La fuerza de corte del primer entrepiso es menor al 80% del valor calculado en el análisis estático, así que se debe escalar los resultados del análisis dinámico modal espectral, excepto los desplazamientos, según se muestra en la Tabla 3-48.

Tabla 3-48 *Factores de escala para cargas de sismo en X e Y – Sistema de Muros Estructurales*

Dirección	Cortante Basal Estático (tonf)	Cortante Basal Dinámico (tonf)	80% Cortante Estático (tonf)	Factor de Escala SX / SY
X-X	382.3563	283.8616	305.8850	1.0776
Y-Y	365.9535	271.2638	292.7628	1.0793

Fuente: Elaboración Propia

CAPITULO 4

4. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

4.1 Método de diseño

La NTE E.060 indica que para el diseño de estructuras de concreto armado se utilice el Diseño por Resistencia. Este método consiste en proporcionar a todas las secciones de los elementos estructurales Resistencias de Diseño ($ØR_n$) adecuadas, por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), utilizando factores de carga (amplificación) y los factores de reducción de resistencia Ø.

$$ØR_n \geq R_u \qquad (4\text{-}1)$$

4.1.1 Factores de reducción de resistencia

Los factores de reducción de resistencia Ø son:

- Flexión sin carga axial — Ø = 0.90
- Carga axial con y sin flexión
  - **a.** Tracción con y sin flexión — Ø = 0.90
  - **b.** Compresión con y sin flexión (estribos) — Ø = 0.70
  - **c.** Para elementos en flexocompresión Ø puede incrementarse linealmente hasta 0.90 en la medida que ØPn disminuye desde 0.1f'cAg ó ØPb, el que sea menor, hasta cero.
- Cortante y torsión — Ø = 0.85

4.1.2 Combinaciones de cargas para el diseño

La NTE E.060 establece las siguientes combinaciones de diseño, como la resistencia mínima requerida, para cargas de gravedad y de sismo:

$$U = 1.4\ CM + 1.7\ CV \qquad (4\text{-}2)$$
$$U = 1.25\ (CM + CV) +/- CS \qquad (4\text{-}3)$$
$$U = 0.9\ CM +/- CS \qquad (4\text{-}4)$$

En las Tablas 4-1 y 4-2 se muestran dichas combinaciones y los respectivos factores de escala de sismo para los dos sistemas estructurales en estudio.

Tabla 4-1 *Combinaciones de cargas para el diseño – Sistema Estructural de Pórticos*

Combinación	CM	CV	(+/-) CS-X	(+/-) CS-Y
1	1.4	1.7	-	-
2	1.25	1.25	1.0209	-
3	0.9	-	1.0209	-
4	1.25	1.25	-	1.018
5	0.9	-	-	1.018

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4-2 *Combinaciones de cargas para el diseño – Sistema de Muros Estructurales*

Combinación	CM	CV	(+/-) CS-X	(+/-) CS-Y
1	1.4	1.7	-	-
2	1.25	1.25	1.0776	-
3	0.9	-	1.0776	-
4	1.25	1.25	-	1.0793
5	0.9	-	-	1.0793

Fuente: Elaboración Propia

4.2 Sistema Estructural de Pórticos

4.2.1 Diseño de Vigas

4.2.1.1 Diseño por flexión

El capítulo 21 de la NTE E.060 establece los requisitos mínimos para el diseño de vigas de un sistema de pórticos estructurales en zonas sísmicas, cuando en un elemento se cumpla que $Pu < 0.1f'cAg$ se hará un diseño por flexión teniendo en cuenta:

- La cuantía mínima para refuerzo en tracción es igual a $\frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy}$
- La cuantía máxima para vigas simplemente reforzadas es igual a $0.75\rho_b$

El valor del momento último M_u se obtiene de la envolvente de momentos para cada viga; la cuantía requerida ρ se calcula con la siguiente ecuación:

$$\rho = W \cdot \frac{f'c}{fy} = \left(0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7M_u}{\emptyset f'c \cdot b_w \cdot d}}\right) \cdot \frac{f'c}{fy} \qquad (4\text{-}5)$$

El momento nominal M_n, considerando el acero en tracción para cada sección se calcula como:

$$M_n = 0.85f'c \cdot a \cdot b_w(d - a/2) \qquad (4\text{-}6)$$

$$a = \frac{As\ fy}{0.85f'c\ b_w}$$

- En cualquier sección de un elemento estructural sometido a flexión, donde por análisis se requiera acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta ($\emptyset M_n \geq 1.2M_{cr}$).

$$M_{cr} = \frac{fr\,Ig}{Yt} \qquad (4\text{-}7)$$
$$fr = 2\sqrt{f'c}$$

- En cada extremo de la viga (cara de nudos), el momento nominal positivo no debe ser menor al 50% del momento nominal negativo en dicha cara.
- En cualquier sección del elemento, el momento nominal positivo y negativo no debe ser menor al 25% del momento nominal máximo en las caras de los nudos.

Se muestra el proceso de diseño de la viga V-102 que corresponde al primer nivel.

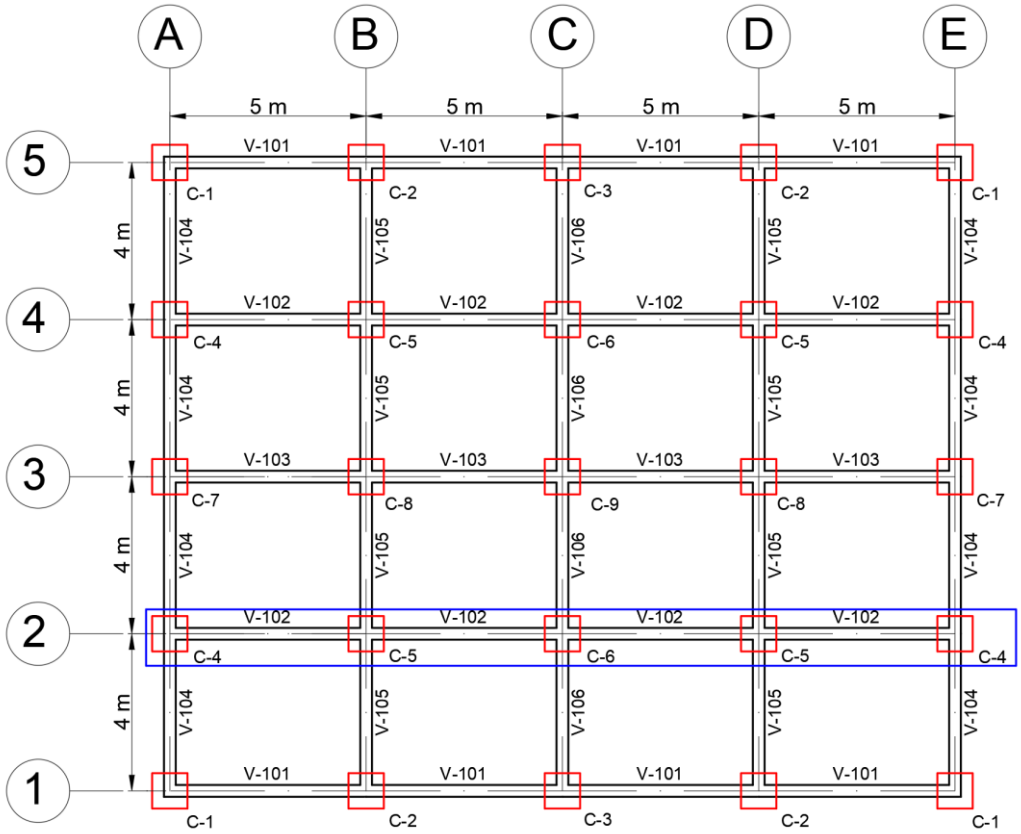


Figura 4-1 Planta típica – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

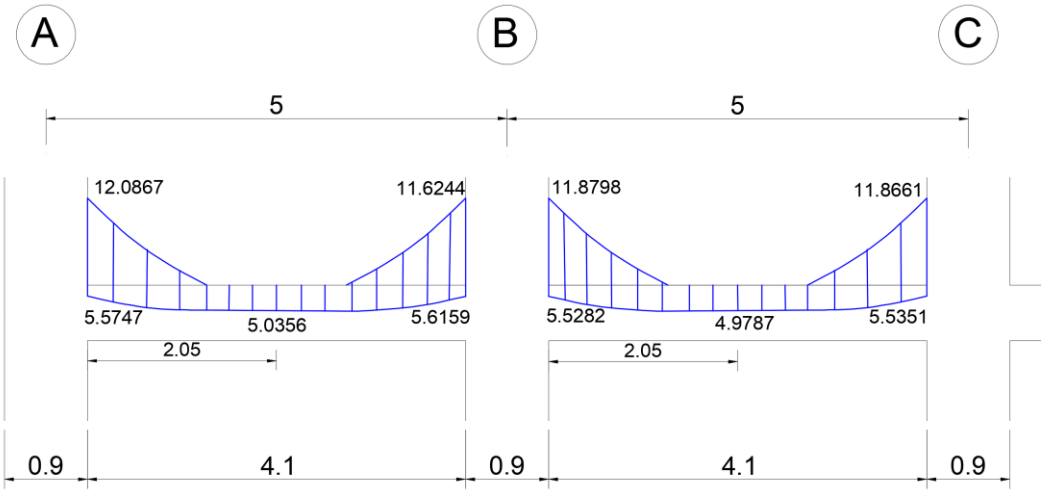


Figura 4-2 Envolvente de momentos de la Viga V-102 – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

Se muestra el proceso de diseño en una hoja de cálculo de las vigas mencionadas.

Tabla 4-3 *Diseño por flexión Viga V-102 – Sistema Estructural de Pórticos*

	V-102-1			V-102-2		
	Izq.	**Centro**	**Der.**	**Izq.**	**Centro**	**Der.**
b (cm)	30	30	30	30	30	30
h (cm)	60	60	60	60	60	60
r (cm)	6	6	6	6	6	6
d (cm)	54	54	54	54	54	54
Mu (-) tonf-m	**12.0867**	**0.0000**	**11.6244**	**11.8798**	**0.0000**	**11.8661**
W	0.0766	0.0000	0.0735	0.0752	0.0000	0.0751
ρ	0.0038	0.0000	0.0037	0.0038	0.0000	0.0038
ρmín	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024
ρmáx	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
ρ análisis	0.0038	0.0024	0.0037	0.0038	0.0024	0.0038
As análisis (-) cm²	6.20	3.91	5.95	6.09	3.91	6.08
As requerido (-) cm²		3.91			3.91	
Ø Usadas						
	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4
	5/8		5/8	5/8		5/8
Ø colocado	**2-3/4+1-5/8**	**2-3/4**	**2-3/4+1-5/8**	**2-3/4+1-5/8**	**2-3/4**	**2-3/4+1-5/8**
As colocado (-) cm²	**7.68**	**5.70**	**7.68**	**7.68**	**5.70**	**7.68**
Mu (+) tonf-m	**5.5747**	**5.0356**	**5.6159**	**5.5282**	**4.9787**	**5.5351**
W	0.0344	0.0310	0.0347	0.0341	0.0307	0.0342
ρ	0.0017	0.0016	0.0017	0.0017	0.0015	0.0017
ρmín	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024
ρmáx	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
ρ análisis	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024
As análisis (-) cm²	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91
As requerido (-) cm²	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91
Ø Usadas						
	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4
Ø colocado	**2-3/4**	**2-3/4**	**2-3/4**	**2-3/4**	**2-3/4**	**2-3/4**
As colocado (+) cm²	**5.70**	**5.70**	**5.70**	**5.70**	**5.70**	**5.70**

Fuente: Elaboración Propia

Adicionalmente, se debe verificar la relación de resistencias en las caras de los nudos y en la longitud del elemento.

$\emptyset M_n(+) \geq \frac{1}{2}\emptyset M_n(-)$ en los nudos y $\emptyset M_n(\pm) \geq \frac{1}{4}\emptyset M_n(\pm)_{máx}$ en toda la viga.

Tabla 4-4 *Verificación de Resistencias Viga V-102 – Sistema Estructural de Pórticos*

	V-102-1			V-102-2		
	Izq.	**Centro**	**Der.**	**Izq.**	**Centro**	**Der.**
Mn (-) tonf-m	16.45		16.45	16.45		16.45
1/2 Mn (-)	**8.23**		**8.23**	**8.23**		**8.23**
Mn (+) tonf-m	**12.39**		**12.39**	**12.39**		**12.39**
	OK		**OK**	**OK**		**OK**
Mn (+/-) en la viga		**12.39**			**12.39**	
Mn (+/-) máx		16.45			16.45	
1/4 Mn (+/-) máx		**4.11**			**4.11**	
		OK			**OK**	

Fuente: Elaboración Propia

4.3.1.2 Diseño por corte

La NTE E.060 establece los siguientes requisitos para elementos sujetos a flexión del sistema de estructural de pórticos:

- Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a 2h, medido desde la cara del apoyo hacia el centro de luz (zona de confinamiento)
- El primer estribo debe estar a no más de 5 cm desde la cara del apoyo.
- Los estribos serán como mínimo de 3/8” para barras de hasta 1” y de 1/2" para barras de mayor diámetro.
- El espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento no debe exceder del menor de:
  a. d/4.
  b. 8 db (diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro)
  c. 24 db (diámetro de la barra del estribo)
  d. 30 cm
- Fuera de la zona de confinamiento los estribos deben estar espaciados a no más de 0.5d, ni deberá ser mayor que el requerido por la fuerza de corte.

La resistencia nominal al cortante para una sección se calcula como:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (4\text{-}8)$$

La resistencia nominal proporcionada por el concreto, para elementos sometidos únicamente a flexión y cortante, es igual a:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}\, b_w\, d \qquad (4\text{-}9)$$

Donde el cortante V_u exceda de $\emptyset V_c$:

$$V_s = V_u/\emptyset - V_c \qquad (4\text{-}10)$$

El espaciamiento requerido se calculará como:

$$s \leq \frac{Av\, fy\, d}{V_s} \qquad (4\text{-}11)$$

Se deberá cumplir también que $V_s \leq 2.1\sqrt{f'c}\, b_w\, d$

El cortante de diseño V_u no debe ser menor que el menor valor obtenido de **a.** y **b.**:

a. La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos probables ($M_{pr} = 1.25\ M_n$) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad amplificadas ($1.25CM + 1.25CV$).

b. El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño.

A continuación, se muestra el diseño por corte de la viga V-102 del tramo 1 y 2.

Tabla 4-5 *Diseño por corte Viga V-102 – Sistema Estructural de Pórticos*

	V-102-1			V-102-2		
	Izq.	**CL**	**Der.**	**Izq.**	**CL**	**Der.**
Mn antihorario	16.45		12.39	16.45		12.39
Mn horario	12.39		16.45	12.39		16.45
ln (luz libre)	4.10		4.10	4.10		4.10
Vp antihorario	8.79		-8.79	8.79		-8.79
Vp horario	-8.79		8.79	-8.79		8.79
Vg	7.40		7.40	7.40		7.40
Ve antihorario	16.19		-1.39	16.19		-1.39
Ve horario	-1.39		16.19	-1.39		16.19
Ve	16.19		16.19	16.19		16.19
Vu (análisis)	10.8438		10.6809	10.7483		10.7417
Vdiseño (tonf)	**16.19**		**16.19**	**16.19**		**16.19**
Vc (tonf)	12.44		12.44	12.44		12.44
Φ Vc<Vdiseño	Estribos		Estribos	Estribos		Estribos
Ø usado	3/8		3/8	3/8		3/8
# ramas	2		2	2		2
Av (cm2)	1.43		1.43	1.43		1.43
Vs	6.61		6.61	6.61		6.61
Vs<Vsmax	OK		OK	OK		OK
Smax (cm)	12.5		12.5	12.5		12.5
Zona de confinamiento 2h(cm)	**120**		**120**	**120**		**120**
Primer estribo	**1 @ 5**		**1 @ 5**	**1 @ 5**		**1 @ 5**
Resto	**10 @ 12.5**		**10 @ 12.5**	**10 @ 12.5**		**10 @ 12.5**
Zona fuera de confinamiento	**Resto @ 25**			**Resto @ 25**		
Distribución (cm)	**1Ø3/8": 1@5; 10@12.5; Rto@25 C/E**			**1Ø3/8": 1@5; 10@12.5; Rto@25 C/E**		

Fuente: Elaboración Propia

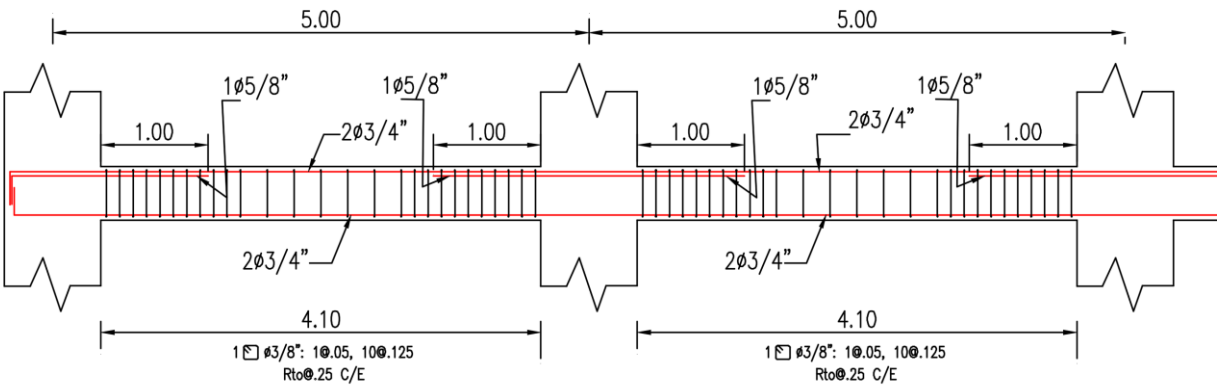


Figura 4-3 Detalle de refuerzo Viga V-102 – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

4.2.2 Diseño de columnas

4.2.2.1 Diseño por flexocompresión

La NTE E.060 estipula que si la carga axial $P_u \geq 0.1f'cAg$, la columna será diseñada por flexocompresión, caso contrario será diseñado como un elemento a flexión. Para el diseño por flexocompresión se deberá tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- La cuantía de refuerzo longitudinal deberá estar en el rango: $1\% \leq \rho \leq 6\%$. Cuando la cuantía exceda de 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.
- Se deberá corregir los momentos de primer orden obtenidos del análisis estructural debido a los efectos de esbeltez ($M2 = \delta M1, \delta > 1$). El efecto de esbeltez se debe evaluar para dos casos: pórticos arriostrados y no arriostrados.

  Se debe calcular el índice de estabilidad Q. Si $Q \leq 0.006$ el pórtico será considerado arriostrado, caso contrario será no arriostrado.

$$Q = \frac{(\Sigma Pu)\Delta o}{Vus\ he} \qquad (4\text{-}12)$$

  Se puede despreciar los efectos de esbeltez si se cumple que:

  - Para columnas arriostradas

$$\frac{k\ lu}{r} \leq 34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \leq 40 \qquad (4\text{-}13)$$

  - Para columnas no arriostradas

$$\frac{k\ lu}{r} < 22 \qquad (4\text{-}14)$$

Adicionalmente, se debe cumplir la condición de columna fuerte y viga débil:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv} \qquad (4\text{-}15)$$

Para cumplir los requisitos de irregularidad por piso blando ($\Delta_{max} \leq 0.007$) se requirió columnas de dimensiones considerables (90cm x 90cm). Así, se requirió columnas con cuantía mínima (1%), en los últimos pisos, en función de la carga axial P_u el diseño es por flexión, pero aun así se requirió columnas con cuantía mínima.

Se muestra el proceso de diseño de la columna C-5 del Eje 2 y Eje B.

Tabla 4-6 *Fuerzas internas en la columna C-5 del eje 2 y B (1° y 2° nivel) – Sistema Estructural de Pórticos*

Nivel	Carga	P	Vx-x	Vx-x	Mx-x (tonf-m)		My-y (tonf-m)	
		(tonf)	(tonf)	(tonf)	M_{bottom}	M_{top}	M_{bottom}	M_{top}
1º	CM	154.356	-0.024	-0.042	-0.037	0.065	-0.020	0.036
	CV	38.053	-0.010	-0.018	-0.015	0.027	-0.008	0.015
	Sismo X-X	-0.743	11.378	0.525	1.892	0.632	44.628	17.424
	Sismo Y-Y	-2.101	0.532	12.522	45.566	15.602	2.000	0.723
2º	CM	134.363	-0.082	-0.130	-0.167	0.146	-0.101	0.096
	CV	33.115	-0.033	-0.054	-0.069	0.060	-0.041	0.038
	Sismo X-X	-0.755	11.999	0.544	1.233	0.072	29.456	2.332
	Sismo Y-Y	-2.088	0.515	13.279	30.362	2.529	1.224	0.012

Fuente: Elaboración Propia

En la Tabla 4-7 se muestra el cálculo del índice de estabilidad.

Tabla 4-7 *Índice de estabilidad de entrepiso,* Q *– Sistema Estructural de Pórticos*

					X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Piso	**he (m)**	**Σ PCM (tonf)**	**Σ PCV (tonf)**	**Σ Pu2 (*) (tonf)**	**Δo m**	**Δo m**	**Vus (tonf)**	**Vus (tonf)**	**Q (Comb.2)**	**Q (Comb.2)**
8	3	355.21	80.00	544.01	0.008178	0.007176	50.11	52.13	0.030	0.025
7	3	742.42	160.00	1128.02	0.011166	0.010050	103.11	108.82	0.041	0.035
6	3	1129.62	240.00	1712.03	0.014526	0.013254	147.78	157.17	0.056	0.048
5	3	1516.83	320.00	2296.04	0.017466	0.016074	185.10	197.75	0.072	0.062
4	3	1904.04	400.00	2880.05	0.019344	0.017946	215.21	230.46	0.086	0.075
3	3	2291.25	480.00	3464.06	0.019386	0.018180	237.74	254.80	0.094	0.082
2	3	2678.46	560.00	4048.07	0.016314	0.015552	252.06	270.11	0.087	0.078
1	3	3065.66	640.00	4632.08	0.007632	0.007440	257.92	276.25	0.046	0.042

(*) Comb.2 = 1.25(PCM+PCV) **≤ 0.06 (E. Arriostrado)**

Fuente: Elaboración Propia

CORRECCIÓN POR ESBELTEZ

- **Dirección X-X**

$$L_u = 2.4\ m$$
$$k = 1$$
$$r = 0.3x0.90\ m = 0.27\ m$$
$$M1 = -21.994\ tonf \cdot m$$
$$M2 = 43.826\ tonf \cdot m$$
$$\frac{k\ lu}{r} = 8.889 \leq 34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) = 40$$

Se cumple la condición así que se puede ignorar los efectos de esbeltez en la dirección X-X

- **Dirección Y-Y**

$$L_u = 2.4\ m$$
$$k = 1$$
$$r = 0.3x0.90\ m = 0.27\ m$$
$$M1 = -20.513\ tonf \cdot m$$
$$M2 = 45.783\ tonf \cdot m$$
$$\frac{k\ lu}{r} = 8.889 \leq 34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) = 40$$

Se cumple la condición así que se puede ignorar los efectos de esbeltez en la dirección Y-Y.

A continuación, se muestra las combinaciones de diseño de la columna C-5 para el 1er y 2do nivel, para el caso del segundo nivel se amplificaron los momentos por efectos de esbeltez según indica la norma E.060.

Tabla 4-8 *Combinaciones de diseño Columna C-5 (1° y 2° nivel) – Sistema Estructural de Pórticos*

Nivel	Combinación	Pu	Vu x-x	Vu x-x	Mu x-x (tonf-m)		Mu y-y (tonf-m)	
		(tonf)	(tonf)	(tonf)	M_{bottom}	M_{top}	M_{bottom}	M_{top}
	1.4CM + 1.7CV	280.788	-0.049	-0.089	-0.078	0.137	-0.043	0.075
	1.25(CM+CV) + CSX	239.768	11.337	0.450	1.826	0.746	44.592	17.487
	1.25(CM+CV) - CSX	241.253	-11.420	-0.600	-1.957	-0.517	-44.664	-17.360
	0.9CM + CSX	138.178	11.357	0.487	1.858	0.690	44.610	17.456
1º	0.9CM - CSX	139.663	-11.399	-0.563	-1.925	-0.573	-44.646	-17.391
	1.25(CM+CV) + CSY	238.410	0.491	12.447	45.501	15.717	1.964	0.786
	1.25(CM+CV) - CSY	242.612	-0.574	-12.597	-45.631	-15.487	-2.036	-0.659
	0.9CM + CSY	136.819	0.511	12.484	45.533	15.660	1.982	0.755
	0.9CM - CSY	141.021	-0.553	-12.560	-45.599	-15.544	-2.018	-0.690
	1.4CM + 1.7CV	244.404	-0.170	-0.273	-0.350	0.306	-0.210	0.199
	1.25(CM+CV) + CSX	208.593	11.856	0.314	1.056	0.336	32.098	2.722
	1.25(CM+CV) - CSX	210.103	-12.142	-0.773	-1.645	0.178	-32.452	-2.388
	0.9CM + CSX	120.171	11.925	0.427	1.201	0.210	32.184	2.642
2º	0.9CM - CSX	121.682	-12.073	-0.661	-1.501	0.052	-32.366	-2.469
	1.25(CM+CV) + CSY	207.260	0.372	13.049	32.973	3.028	1.164	0.181
	1.25(CM+CV) - CSY	211.436	-0.658	-13.508	-33.562	-2.514	-1.518	0.154
	0.9CM + CSY	118.839	0.441	13.161	33.118	2.902	1.250	0.100
	0.9CM - CSY	123.015	-0.589	-13.396	-33.417	-2.639	-1.432	0.073

Fuente: Elaboración Propia

En las Figuras 4-4 y 4-5 se muestran los diagramas de interacción de la columna C-5 en las direcciones X e Y con refuerzo 16 Ø 1” (ρ=1.00%).

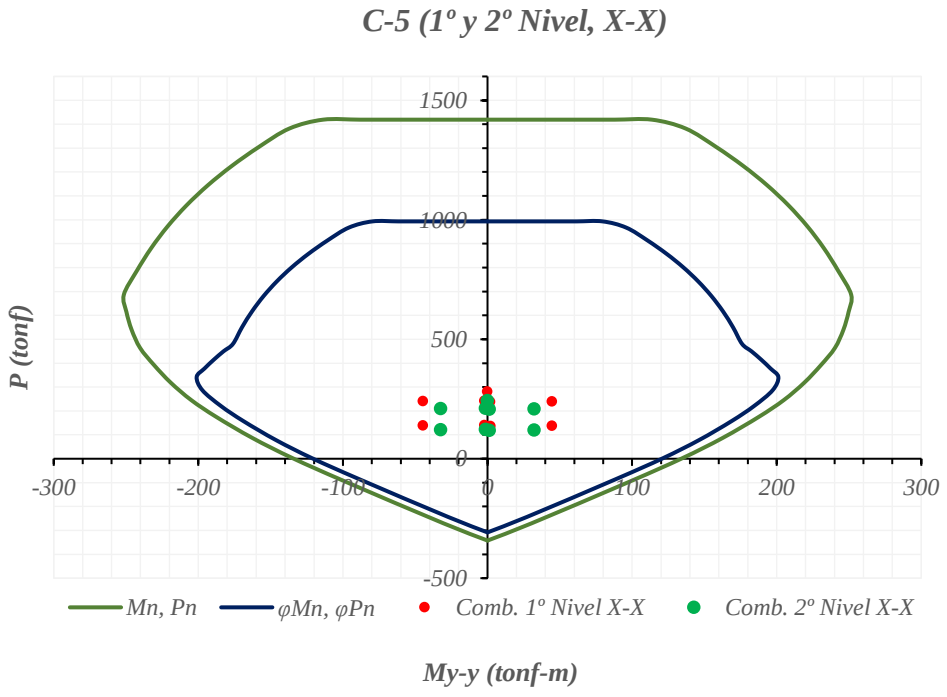


Figura 4-4 Diagrama de interacción Columna C-5 (X-X) – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

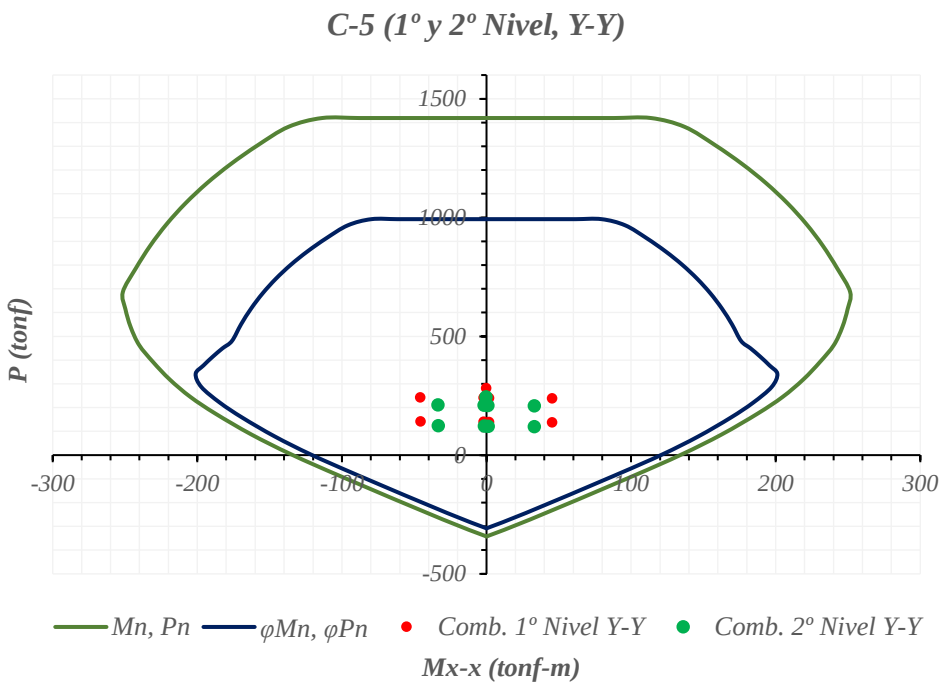


Figura 4-5 Diagrama de interacción Columna C-5 (Y-Y) – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

4.2.2.2 Flexión biaxial

Cuando las columnas flexión biaxial en sus dos ejes principales, por la acción de sismo o porque soportan losas bidireccionales, se deberá verificar que la resistencia de diseño a carga axial en flexión biaxial sea mayor que la carga axial actuante última ($ØP_n \geq P_u$). La normativa permite el uso de la ecuación de Bresler, válida para columnas cuadradas o rectangulares con armadura longitudinal simétrica y con valores de $P_u \geq 0.1ØP_{on}$:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}} \qquad (4\text{-}16)$$

Donde:

P_n : Resistencia nominal a carga en flexión biaxial

P_{nx} : Resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en X (ey=0)

P_{ny} : Resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en Y (ex=0)

P_{on} : Resistencia nominal bajo la acción de carga axial únicamente (ex=ey=0) que se calcula mediante: $0.85f'c(Ag - Ast) + fy\ Ast$

Para valores menores de la carga axial P_u (columnas diseñadas por flexión) se usará la siguiente ecuación:

$$\frac{M_{ux}}{ØM_{nx}} + \frac{M_{uy}}{ØM_{ny}} \leq 1.0 \qquad (4\text{-}17)$$

Donde $ØM_{nx}$ y $ØM_{ny}$ son las resistencias de diseño de la sección con respecto a los ejes X e Y respectivamente.

Lo primero es evaluar la aplicabilidad de la ecuación de Bresler ($P_u \geq 0.1ØP_{on}$):

$P_{on} = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y\, A_{st}$

$P_{on} = 0.85 \cdot 210\ \frac{kgf}{cm^2} \cdot [90\ cm \cdot 90\ cm - (16 \cdot 5.07\ cm^2)] + 4200\ \frac{kgf}{cm^2} \cdot\ (16 \cdot 5.07\ cm^2)$

$P_{on} = 1771.886\ tonf$

$0.1ØP_{on} = 0.1 \cdot 0.7 \cdot 1771.886\ tonf\ = 124.032\ tonf$

Para el 1° nivel $P_u = 280.788\ tonf > 0.1ØP_{on}$, para el 2° nivel $P_u = 244.404\ tonf > 0.1ØP_{on}$ por lo tanto se puede aplicar la ecuación de Bresler.

Se debe verificar que la resistencia de diseño calculada: $ØP_n \leq ØP_{nmax}$

$ØP_{nmax} = 0.70 \cdot 0.80 \cdot 1771.886\ tonf\ = 992.256\ tonf$

FLEXIÓN BIAXIAL – PRIMER NIVEL

- **Cargas de Gravedad y Sismo en X-X**

  $P_u = 1.25(\mathrm{CM} + \mathrm{CV}) -\ \mathrm{CSX} = 241.253\ tonf$

  $P_{nx} = 1419.037\ tonf$ (Del diagrama de interacción)

  $P_{ny} = 1419.037\ tonf$ (Del diagrama de interacción)

  $$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}}$$

  $$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{1419.037} + \frac{1}{1419.037} - \frac{1}{1771.886}$$

  $P_n = 1183.381\ tonf$

  $ØP_n = 828.367\ tonf < ØP_{nmax} = 992.256\ tonf$

  Se verifica que $P_u = 241.253\ tonf < ØP_n = 828.367\ tonf$

- **Cargas de Gravedad y Sismo en Y-Y**

  $P_u = 1.25(\mathrm{CM} + \mathrm{CV}) -\ \mathrm{CSY} = 242.612\ tonf$

  $P_{nx} = 1419.037\ tonf$ (Del diagrama de interacción)

  $P_{ny} = 1419.037\ tonf$ (Del diagrama de interacción)

  $$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}}$$

  $$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{1419.037} + \frac{1}{1419.037} - \frac{1}{1771.886}$$

  $P_n = 1183.381\ tonf$

  $ØP_n = 828.367\ tonf < ØP_{nmax} = 992.256\ tonf$

  Se verifica que $P_u = 242.612\ tonf < ØP_n = 828.367\ tonf$

FLEXIÓN BIAXIAL – SEGUNDO NIVEL

- **Cargas de Gravedad en Y-Y y Sismo en X-X**

  $P_u = 1.25(\mathrm{CM} + \mathrm{CV}) -\ \mathrm{CSX} = 210.103\ tonf$

  $P_{nx} = 1419.037\ tonf$ (Del diagrama de interacción)

  $P_{ny} = 1419.037\ tonf$ (Del diagrama de interacción)

  $$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}}$$

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{1419.037} + \frac{1}{1419.037} - \frac{1}{1771.886}$$
$P_n = 1183.381\ tonf$
$ØP_n = 828.367\ tonf < ØP_{nmax} = 992.256\ tonf$
Se verifica que $P_u = 210.103\ tonf < ØP_n = 828.367\ \ tonf$

- **Cargas de Gravedad y Sismo en Y-Y**
  $P_u = 1.25(\mathrm{CM} + \mathrm{CV}) - \ \mathrm{CSY} = 211.436\ tonf$
  $P_{nx} = 1419.037\ tonf$ (Del diagrama de interacción)
  $P_{ny} = 1419.037\ tonf$ (Del diagrama de interacción)
  $$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}}$$
  $$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{1419.037} + \frac{1}{1419.037} - \frac{1}{1771.886}$$
  $P_n = 1183.381\ tonf$
  $ØP_n = 828.367\ tonf < ØP_{nmax} = 992.256\ tonf$
  Se verifica que $P_u = 211.712\ tonf < ØP_n = 828.367\ \ tonf$

Así, la resistencia a flexión biaxial es adecuada.

Se verifica la resistencia mínima a flexión con la que se garantiza el criterio de columna fuerte y viga débil.

Del diseño de vigas (V-102) se obtiene los momentos nominales:
$M_{nizq} = 12.39\ tonf \cdot m$
$M_{nder} = 16.45\ tonf \cdot m$
$\sum M_{nv} = 28.84\ tonf \cdot m$

Del diagrama de interacción para un Pu sísmico que genera el menor momento nominal:
$M_{nsup} = 172.236\ tonf \cdot m$
$M_{ninf} = 177.375\ tonf \cdot m$
$\sum M_{nc} = 356\ tonf \cdot m$

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nv}} = \frac{349.611\ tonf \cdot m}{28.84\ tonf \cdot m} = 12.12 \geq 1.2$$

4.2.2.2 Diseño por corte

La NTE E.060 establece los siguientes requisitos para elementos sujetos a flexocompresión para un sistema estructural de pórticos:

- En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo (zona de confinamiento)
- Los estribos serán como mínimo de 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8”, de 3/8” para barras de hasta 1” y de 1/2" para barras de mayor diámetro.
- La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre:

a. Ln/6 (1/6 de la luz libre del elemento)
b. h (la mayor dimensión de la sección transversal del elemento)
c. 50 cm

- El espaciamiento S_o no debe exceder del menor de:
  a. 6 db (diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro)
  b. b/3 (la mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento)
  c. 10 cm
- Dentro de la longitud L_o se debe cumplir:

$$A_{sh} \geq 0.3 \cdot \frac{s\, b_c f'_c}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\right] \qquad (4\text{-}18)$$

$$A_{sh} \geq 0.09 \cdot \frac{s\, b_c f'_c}{f_{yh}} \qquad (4\text{-}19)$$

Donde s es el espaciamiento, b_c es la dimensión del núcleo confinado, A_{sh} es el área de refuerzo, f_{yh} es el esfuerzo de fluencia, A_{ch} es el área del núcleo confinado y A_g el área bruta.

- En las zonas de confinamiento, la distancia horizontal entre las ramas del refuerzo transversal no deberá exceder de 35 cm.
- Fuera de la zona de confinamiento los estribos deben cumplir el requerido con el cortante actuante, pero no será mayor que 12 db (diámetro de la barra longitudinal) ni de 25 cm.

El cortante de diseño V_u no debe ser menor que el menor valor obtenido de **a.** y **b.**:

a. La fuerza de corte obtenida considerandos las máximas fuerzas que se pueden generar en los nudos, esto es usando las máximos resistencias probables en flexión $(M_{pr} = 1.25\, M_n)$.
b. El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño.

La resistencia nominal al cortante para una sección se calcula como:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (4\text{-}20)$$

La resistencia nominal proporcionada por el concreto, para elementos sometidos a compresión axial N_u, es igual a:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}\left(1 + \frac{N_u}{140\, Ag}\right) b_w\, d \qquad (4\text{-}21)$$

Cuando el cortante V_u exceda de $\emptyset V_c$: $\quad V_s = V_u/\emptyset - V_c$

El espaciamiento requerido se calculará como: $\quad s \leq \frac{Av\, fy\, d}{V_s}$

Se deberá cumplir que $V_s \leq 2.1\sqrt{f'c}\, b_w\, d$

A continuación, se muestra el diseño por corte de la columna C-5.

Tabla 4-9 *Diseño por corte Columna C-5 (1° y 2° nivel) – Sistema Estructural de Pórticos*

	1º Nivel			2º Nivel	
	X-X	**Y-Y**		**X-X**	**Y-Y**
ϕ (flexión) =	0.9	0.9		0.9	0.9
ϕ (corte) =	0.85	0.85		0.85	0.85
f'_c (kg/cm^2) =	210	210		210	210
f_{yt} (kg/cm2) =	4200	4200		4200	4200
l_u (m) =	2.4	2.4		2.4	2.4
b (cm) =	90	90		90	90
h (cm) =	90	90		90	90
r_{libre} (cm)	4	4		4	4
$r_{calculo}$ (cm)=	6	6		6	6
Ø min long (in)	1	1		1	1
d (cm) =	84	84		84	84
A_g (cm^2) =	8100	8100		8100	8100
h_c (cm) =	82	82		82	82
b_c(cm) =	82	82		82	82
A_{ch} (cm^2) =	6724	6724		6724	6724
Pu inf (tonf)	241.25	242.61		210.10	211.44
Pu sup (tonf)	235.42	236.78		204.27	205.60
Mn sup (tonf-m)	201.78	202.08		194.61	194.93
Mn inf (tonf-m)	203.05	203.34		196.00	196.32
Mpr sup (tonf-m)	252.23	252.60		243.27	243.67
Mpr inf (tonf-m)	253.81	254.18		245.00	245.40
Vu (tonf)	22.93	22.93		24.45	24.45
Ve (tonf)	210.85	211.16		203.45	203.78
Vdiseño (tonf)	210.85	211.16		203.45	203.78
Vc (tonf)	70.42	70.49		68.82	68.89
Vs (tonf)	177.64	177.93		170.53	170.85
Ø estribo (cm)	1.27	1.27		1.27	1.27
# ramas	5	5		5	5
Av (cm^2)	6.33	6.33		6.33	6.33
$s_{demanda}$ (cm)	12.58	12.56		13.10	13.08
s_{max_1} (cm)	10.00	10.00		10.00	10.00
Zona de confinamiento (l_o y s_o)					
l_o (cm)	90	90		90	90
s_o (cm)	10	10		10	10
$A_{sh}/b_c s_o$ =	0.0077	0.0077		0.0077	0.0077
$A_{sh}/b_c s$ (21-3)	0.0031	0.0031	OK	0.0031	0.0031
$A_{sh}/b_c s$ (21-4)	0.0045	0.0045	OK	0.0045	0.0045
Refuerzo colocado	9 @ 10	9 @ 10		9 @ 10	9 @ 10
Zona fuera de confinamiento (l y s)					
s (cm)	25	25		25	25
Refuerzo colocado	Resto @ 20	Resto @ 20		Resto @ 20	Resto @ 20
Refuerzo colocado	**5 Ø 1/2"**	**1 @ 5 cm, 9 @ 10 cm y Resto @ 20 cm C/E**			

Fuente: Elaboración Propia

Se tiene la sección diseñada de la columna C-5 para el primer y segundo nivel:

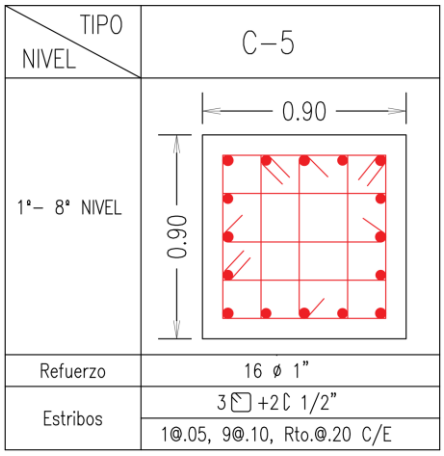


Figura 4-6 Detalle de refuerzo Columna C-5 (1° y 2° nivel) – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

4.2.3 Diseño de nudos

La NTE E.060 establece que se tiene que verificar la resistencia nominal al corte de los nudos ($V_j \leq \emptyset V_n$); teniendo en cuenta lo siguiente:

- Resistencia nominal al cortante:
  - Nudos confinados en las 4 caras: $V_n = 5.3A_j\sqrt{f_c'}$
  - Nudos confinados en 3 caras o en 2 caras opuestas: $V_n = 4.0A_j\sqrt{f_c'}$
  - Otros casos: $V_n = 3.2A_j\sqrt{f_c'}$

  Donde A_j es el área de confinamiento efectivo del nudo. Se debe verificar el confinamiento del nodo comparando el ancho de viga con respecto al ancho de columna $b_{viga} \geq 0.75\ b_{columna}$ para cada cara, si se cumple será cara confinada.

- El corte último en las secciones del nudo obtenido con el refuerzo real.

$$V_j = 1.25f_y(A_{s1} + A_{s2}) - V_{col} \qquad (4\text{-}22)$$

Se realiza la verificación para la columna C-5:

Confinamiento:

$b_{viga} = 30\ cm \leq 0.75b_{columna} = 67.5\ cm$, no está confinado en ninguna cara.

$A_j = 90 \cdot 90 = 8100\ cm^2$

Se verifica la resistencia nominal al cortante:

$V_n = 3.2A_j\sqrt{f_c'} = 3.2 \cdot 8100\ cm^2 \cdot \sqrt{210\ kgf/cm^2} = 375.62\ tonf$

$V_j = 1.25 \cdot 4200\ kgf/cm^2 \cdot (5.70cm^2 + 7.68cm^2) - 210850\ kgf = 140.605\ tonf$

$V_j = 140.605\ tonf \leq \emptyset V_n = 0.85 \cdot 375.62\ tonf = 319.28\ tonf$ **OK**

4.3 Sistema de Muros Estructurales

4.3.1 Diseño de Vigas

4.3.1.1 Diseño por flexión

En el Capítulo 21 de la NTE E.060 se establecen los requisitos para elementos de un pórtico en flexión (vigas y columnas) del sistema sismorresistente de un sistema de muros estructurales; cuando $Pu < 0.1f'cAg$, se realizará un diseño por flexión bajo las siguientes consideraciones:

- La cuantía mínima para refuerzo en tracción es igual a $\frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy}$
- La cuantía máxima para vigas simplemente reforzadas es igual a $0.75\rho_b$
- Para vigas doblemente reforzadas:
  La cuantía para el acero en tracción será de $\rho_t = 0.75\rho_b + \rho_c$
  La cuantía para el acero en compresión será de ρ_c

El valor del momento último M_u se obtiene de la envolvente de momentos para cada viga; la cuantía requerida ρ se calcula con la siguiente ecuación:

$$\rho = W \cdot \frac{f'c}{fy} = \left(0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7M_u}{\emptyset f'c \cdot b_w \cdot d}}\right) \cdot \frac{f'c}{fy} \qquad (4\text{-}23)$$

- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara.
- La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo del elemento deben ser mayores de 1/4 de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

El momento nominal M_n, considerando el acero en tracción para cada sección se calcula como:

$$M_n = 0.85f'c \cdot a \cdot b_w(d - a/2) \qquad (4\text{-}24)$$
$$a = \frac{As\ fy}{0.85f'c\ b_w}$$

- En cualquier sección de un elemento estructural sometido a flexión, donde por análisis se requiera acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta ($\emptyset M_n \geq 1.2M_{cr}$).

$$M_{cr} = \frac{fr\ Ig}{Yt} \qquad (4\text{-}25)$$
$$fr = 2\sqrt{f'c}$$

Para realizar el diseño se establecieron bloques de diseño en función de la similitud de los esfuerzos en las vigas para cada pórtico. Siendo estos: Bloque 1 (1° y 2° nivel), Bloque 2 (3°, 4° y 5° Nivel), Bloque 3 (6° y 7° Nivel) y Bloque 4 (8° Nivel).

A modo demostrativo se muestra el diseño para la viga del eje 3 correspondientes al Bloque de diseño 1 (1° y 2° Nivel).

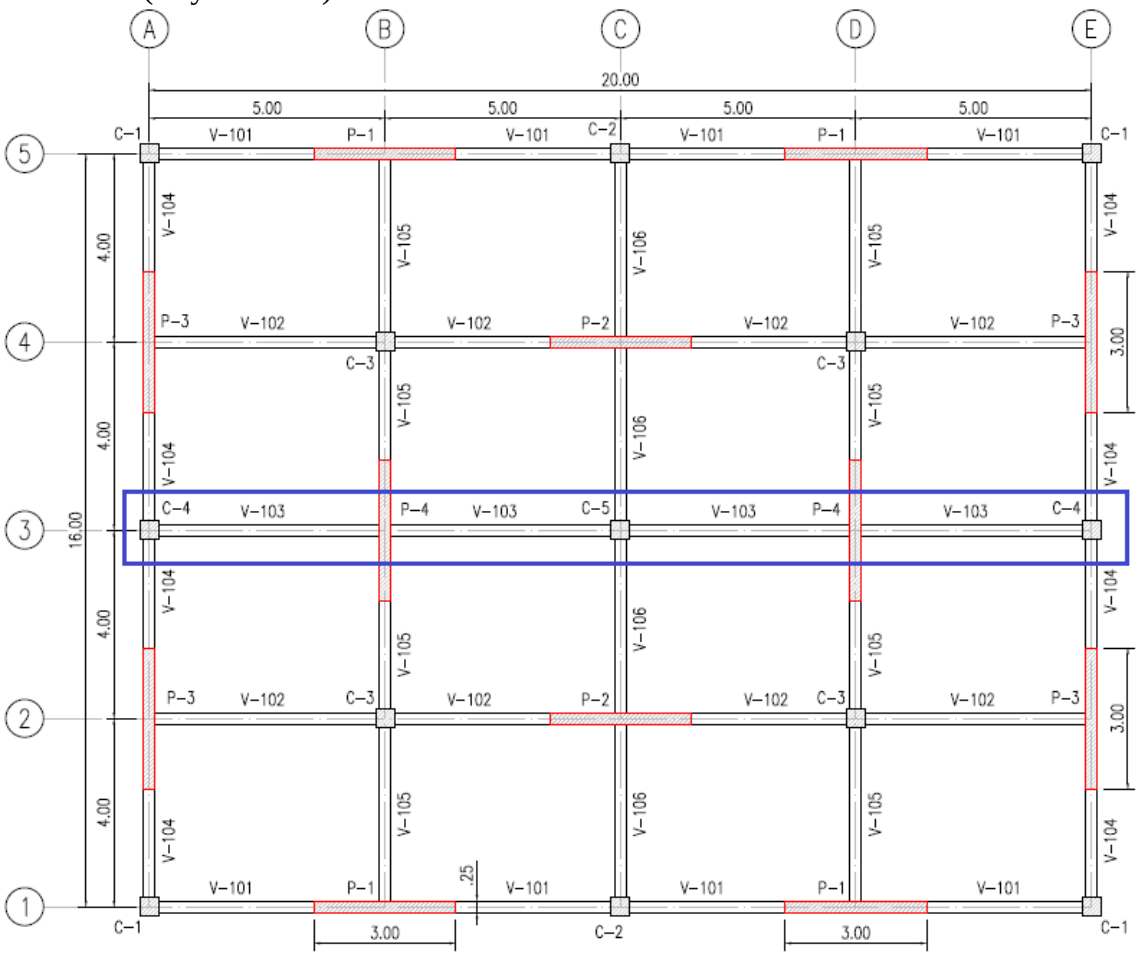


Figura 4-7 Planta típica – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

Se muestra la envolvente de momentos obtenida de las combinaciones de diseño para los tramos 1 y 2 de la viga V-103.

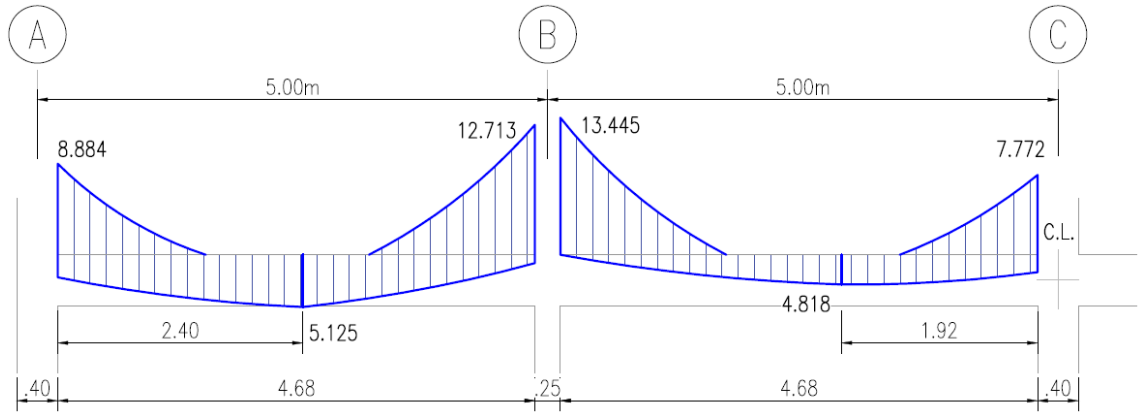


Figura 4-8 Envolvente de momentos de la Viga V-103 – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

En la Tabla 4-10 se detalla el cálculo de acero por flexión, el acero colocado y los momentos nominales considerando sólo el acero en tracción para momento positivo y negativo en cada sección de los tramos mostrados.

Tabla 4-10 *Diseño por flexión Viga V-103 – Sistema de Muros Estructurales*

	V-103-1			V-103-2		
	Izq.	**Centro**	**Der.**	**Izq.**	**Centro**	**Der.**
bw (cm)	25	25	25	25	25	25
h (cm)	50	50	50	50	50	50
d (cm)	44	44	44	44	44	44
Mu (-) tonf-m	**8.8843**	**0**	**12.7129**	**13.4445**	**0**	**7.7717**
W	0.1034	0.0000	0.1527	0.1625	0.0000	0.0897
ρ	0.0052	0.0000	0.0076	0.0081	0.0000	0.0045
ρmín	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024
ρmáx	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
ρ requerido	0.0052	0.0024	0.0076	0.0081	0.0024	0.0045
As requerido (-) cm²	5.69	2.66	8.40	8.94	2.66	4.93
Ø colocado	**2Ø3/4" +1Ø5/8"**	**2Ø3/4"**	**2Ø3/4" +2Ø5/8"**	**2Ø3/4" +2Ø5/8"**	**2Ø3/4"**	**2Ø3/4"**
As colocado (-) cm²	**7.68**	**5.68**	**9.68**	**9.68**	**5.68**	**5.68**
Mn (-) tonf-m	13.03	9.86	16.04	16.04	9.86	9.86
ØMn (-) tonf-m	**11.72**	**8.87**	**14.43**	**14.43**	**8.87**	**8.87**
Mu (+) tonf-m	**2.229**	**5.1253**	**0.8238**	**0.0007**	**4.8184**	**1.7372**
W	0.0247	0.0580	0.0091	0.0000	0.0544	0.0192
ρ	0.0012	0.0029	0.0005	0.0000	0.0027	0.0010
ρmín	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024
ρmáx	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159	0.0159
ρ requerido	0.0024	0.0029	0.0024	0.0024	0.0027	0.0024
As requerido (+) cm²	2.66	3.19	2.66	2.66	2.99	2.66
Ø colocado	**2Ø3/4"**	**2Ø3/4"**	**2Ø3/4"**	**2Ø3/4"**	**2Ø3/4"**	**2Ø3/4"**
As colocado (+) cm²	**5.68**	**5.68**	**5.68**	**5.68**	**5.68**	**5.68**
Mn (+) tonf-m	9.86	9.86	9.86	9.86	9.86	9.86
ØMn (+) tonf-m	**8.87**	**8.87**	**8.87**	**8.87**	**8.87**	**8.87**

Fuente: Elaboración Propia

$$M_{cr} = \frac{2\sqrt{f'c}\ Ig}{Yt} = \frac{2\sqrt{f'c}\ b_w\ h^2}{6} = 3.019\ tonf \cdot m$$

Se verifica para cada sección que $\emptyset M_n \geq 1.2 M_{cr}$

Adicionalmente, se debe verificar la relación de resistencias en las caras de los nudos y en la longitud del elemento.

$$\emptyset M_n(+) \geq \frac{1}{3} \emptyset M_n(-)$$

$$\emptyset M_n(\pm)_{critico} \geq \frac{1}{4} \emptyset M_n(\pm)_{máx}$$

Tabla 4-11 *Verificación de Resistencias Viga V-103 – Sistema de Muros Estructurales*

	V-103-1			V-103-2		
	Izq.	**Centro**	**Der.**	**Izq.**	**Centro**	**Der.**
Mn (-) tonf-m	13.03	9.86	16.04	16.04	9.86	9.86
1/3 Mn (-)	**4.34**		**5.35**	**5.35**		**3.29**
Mn (+) tonf-m	**9.86**	**9.86**	**9.86**	**9.86**	**9.86**	**9.86**
	OK		**OK**	**OK**		**OK**

Mn (+/-) cr tonf-m	**9.86**	**9.86**
Mn (+/-) máx	16.04	16.04
1/4 Mn (+/-) máx	**4.01**	**4.01**
	OK	**OK**

Fuente: Elaboración Propia

4.3.1.2 Diseño por corte

La normativa establece los siguientes requisitos para elementos sujetos a flexión del sistema de muros estructurales:

- Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a 2h, medido desde la cara del apoyo hacia el centro de luz (zona de confinamiento)
- El primer estribo debe estar a no más de 10 cm de la cara del apoyo.
- Los estribos serán como mínimo de 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8”, de 3/8” para barras de hasta 1” y de 1/2" para barras de mayor diámetro.
- El espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento no debe exceder del menor de:
  e. d/4, pero no es necesario que sea menor de 15 cm
  f. 10 db (diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro)
  g. 24 db (diámetro de la barra del estribo)
  h. 30 cm
- Fuera de la zona de confinamiento los estribos deben estar espaciados a no más de 0.5d, ni deberá ser mayor que el requerido por el cortante actuante.

La resistencia nominal al cortante para una sección se calcula como:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (4\text{-}26)$$

La resistencia nominal proporcionada por el concreto, para elementos sometidos únicamente a flexión y cortante, es igual a:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}\, b_w\, d \qquad (4\text{-}27)$$

Donde el cortante V_u exceda de $\emptyset V_c$:

$$V_s = V_u/\emptyset - V_c \qquad (4\text{-}28)$$

El espaciamiento requerido se calculará como:

$$s \leq \frac{Av\, fy\, d}{V_s} \qquad (4\text{-}29)$$

Se deberá cumplir también que $V_s \leq 2.1\sqrt{f'c}\, b_w\, d$

El cortante de diseño V_u no debe ser menor que el menor valor obtenido de **a.** y **b.**:

c. La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad amplificadas 1.25 (CM+CV).

d. El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación del sismo igual a 2.5

A continuación, se muestra el diseño por corte de la viga V-103.

Tabla 4-12 *Diseño por corte Viga V-103 – Sistema de Muros Estructurales*

	V-103-1			V-103-2		
	Izq.	**Centro**	**Der.**	**Izq.**	**Centro**	**Der.**
Mn (-) tonf-m	13.03	9.86	16.04	16.04	9.86	9.86
Mn (+) tonf-m	9.86	9.86	9.86	9.86	9.86	9.86
L (m)		4.675			4.675	
Vuizq (Mn) tonf		12.40			13.27	
Vuder (Mn) tonf		13.04			11.95	
Vu (2.5CS) tonf	-10.82	5.77	11.96	-11.74	-5.55	10.00
Vu (min) tonf	10.82	5.77	11.96	11.74	5.55	10.00
Vu (envolv) tonf	-7.88	2.83	9.02	-9.11	-2.92	7.37
Vu (diseño) tonf	**11.96**	**5.77**	**11.96**	**11.74**	**5.55**	**11.74**
Vu/Ø tonf	14.07	6.79	14.07	13.81	6.53	13.81
Vc tonf		**8.45**			**8.45**	
Vs tonf	5.62	No Requiere	5.62	5.36	No Requiere	5.36
Vs máx tonf	33.48		33.48	33.48		33.48
Lo (cm)	100		100	100		100
S (cm)	10	20	10	10	20	10
Distribución (cm)	**1Ø3/8": 1@5; 10@10; Rto@20 C/E**			**1Ø3/8": 1@5; 10@10; Rto@20 C/E**		

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se muestra el armado final de la viga V-103:

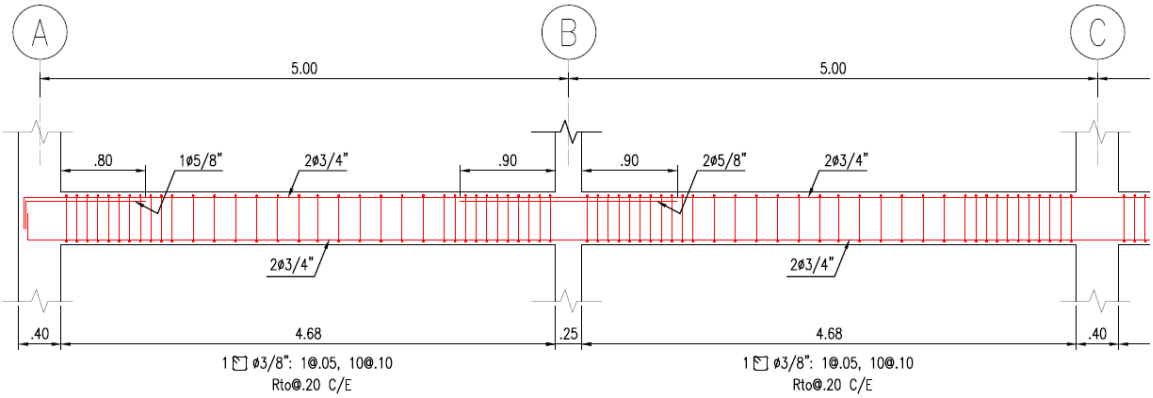


Figura 4-9 Detalle de refuerzo Viga V-103 – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

4.3.2 Diseño de Columnas

4.3.2.1 Diseño por flexocompresión

La NTE E.060 establece que cuando la carga axial $P_u \geq 0.1f'cAg$, la columna será diseñada por flexocompresión, de lo contrario deberá ser diseñado como un elemento sometido a flexión. Para el diseño por flexocompresión se deberá tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%. Cuando la cuantía exceda de 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.
- Se deberá corregir los momentos de primer orden obtenidos del análisis estructural debido a los efectos de esbeltez ($M2 = \delta M1, \delta > 1$). El efecto de esbeltez se debe

evaluar para las cargas que no causan desplazamiento lateral (cargas de gravedad) y para las cargas que causan desplazamiento lateral (cargas de sismo).

a. Para el caso de cargas de gravedad, se considera que los entrepisos están arriostrados y se debe calcular un δ para cada columna y dirección. Sin embargo, si se cumple la siguiente expresión los efectos de segundo orden no serán considerados:

$$\frac{k\,lu}{r} \leq 34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \leq 40 \qquad (4\text{-}30)$$

b. Para el caso de cargas de sismo, lo primero es verificar si el entrepiso se encuentra arriostrado lateralmente, para lo cual se debe calcular el índice de estabilidad de entrepiso, Q:

$$Q = \frac{(\Sigma Pu)\Delta o}{Vus\ he} \qquad (4\text{-}31)$$

Si $Q \leq 0.06$ se podrá suponer que el entrepiso está arriostrado lateralmente, y no se realizará la corrección por esbeltez para cargas de sismo.

Si el entrepiso no está arriostrado se debe calcular un δ para cada columna y dirección. Sin embargo, si $\frac{k\,lu}{r} < 22$ los efectos de esbeltez pueden despreciarse.

Para el diseño de columnas se consideraron bloques de diseño en función de la carga axial P_u, esfuerzos similares y el método de diseño empleado. Debido al sistema estructural los esfuerzos que predominan en todas las columnas son las originadas por las cargas de gravedad, como se supuso en el predimensionamiento, por lo que en los últimos pisos el diseño que predomina es por flexión.

A modo demostrativo se muestra el diseño por flexocompresión para la columna C-2 para el 1° y 2° nivel.

Tabla 4-13 *Esfuerzos en la columna C-2 (1° y 2° nivel) – Sistema de Muros Estructurales*

Nivel	Carga	P	Mx-x	My-y	Vx-x	Vy-y
		tonf	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf
1°	CM	41.711	0.000	0.362	0.000	0.371
	CV	11.353	0.000	0.140	0.000	0.144
	Sismo X-X	0.000	3.311	0.000	2.120	0.000
	Sismo Y-Y	10.891	0.210	1.809	0.135	0.638
2°	CM	35.577	0.000	1.034	0.000	0.661
	CV	9.669	0.000	0.402	0.000	0.258
	Sismo X-X	0.000	7.312	0.000	4.812	0.000
	Sismo Y-Y	9.928	0.471	2.158	0.311	1.109

Fuente: Elaboración Propia

CORRECCIÓN POR ESBELTEZ – CARGAS DE GRAVEDAD

Esta corrección implica la combinación 1.4CM+1.7CV

- **Dirección X-X**

$L_u = 2.5m$
$k = 1$
$r = 0.3x0.40 = 0.12m$
$M1 = 1.4(0) + 1.7(0) = 0$
$M2 = 1.4(0) + 1.7(0) = 0$

Debido a que no existen momentos actuantes para cargas de gravedad no se consideran efectos de esbeltez en la dirección X-X

- **Dirección Y-Y**

$L_u = 2.6m$
$k = 1$
$r = 0.3x0.40 = 0.12m$
$M1 = 1.4(0.362) + 1.7(0.14) = -0.744\ tonf \cdot m$
$M2 = 1.4(0.566) + 1.7(0.219) = 1.165\ tonf \cdot m$
$\frac{k\ lu}{r} = 21.667 \leq 34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) = 40$

La condición se cumple por lo que se puede ignorar los efectos de esbeltez en la dirección Y-Y

CORRECCIÓN POR ESBELTEZ – CARGAS DE SISMO

Esta corrección implica las combinaciones 1.25(CM+CV)+/-CS y 0.9CM+/-CS
Se muestra el cálculo del índice de estabilidad de entrepiso *Q* para las dos direcciones de análisis, necesario para determinar si los entrepisos en cuestión están arriostrados.

Tabla 4-14 *Índice de estabilidad de entrepiso,* Q *– Sistema de Muros Estructurales*

					X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Piso	**he (m)**	**Σ PCM (tonf)**	**Σ PCV (tonf)**	**Σ Pu2 (*) (tonf)**	**Δo m**	**Δo m**	**Vus (tonf)**	**Vus (tonf)**	**Q (Comb.2)**	**Q (Comb.2)**
8	3	264.30	80	430.37	0.0132	0.0145	66.88	65.31	0.028	0.032
7	3	560.59	160	900.74	0.0146	0.0158	132.02	127.71	0.033	0.037
6	3	856.89	240	1371.11	0.0162	0.0173	184.67	177.52	0.040	0.044
5	3	1153.18	320	1841.48	0.0172	0.0181	227.23	217.59	0.047	0.051
4	3	1449.48	400	2311.85	0.0172	0.0179	260.55	249.07	0.051	0.055
3	3	1745.78	480	2782.22	0.0157	0.0161	284.76	272.18	0.051	0.055
2	3	2042.07	560	3252.59	0.0119	0.0121	299.76	286.72	**0.043**	**0.046**
1	3	2338.37	640	3722.96	0.0052	0.0052	305.89	292.76	**0.021**	**0.022**

(*) Comb.2 = 1.25(PCM+PCV) **< 0.06 (E. Arriostrado)**
Fuente: Elaboración Propia

Debido a que en todos los casos cumple la condición $Q \leq 0.06$ los entrepisos se consideran arriostrados por lo que se pueden ignorar los efectos de esbeltez para cargas de sismo.

A continuación, se muestran todas las combinaciones de diseño de la columna C-2 para el primer y segundo nivel respectivamente.

Tabla 4-15 *Combinaciones de diseño Columna C-2 (1° y 2° nivel) – Sistema de Muros Estructurales*

Nivel	Combinación	P	Mx-x	My-y	Vx-x	Vy-y
		tonf	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf
1°	1.4CM + 1.7CV	77.695	0.000	0.744	0.000	0.764
	1.25(CM+CV) + CSX	66.330	3.311	0.627	2.120	0.644
	1.25(CM+CV) - CSX	66.330	-3.311	0.627	-2.120	0.644
	0.9CM + CSX	37.540	3.311	0.325	2.120	0.334
	0.9CM - CSX	37.540	-3.311	0.325	-2.120	0.334
	1.25(CM+CV) + CSY	77.221	0.210	2.436	0.135	1.282
	1.25(CM+CV) - CSY	55.439	-0.210	-1.182	-0.135	0.005
	0.9CM + CSY	48.431	0.210	2.134	0.135	0.972
	0.9CM - CSY	26.649	-0.210	-1.483	-0.135	-0.304
2°	1.4CM + 1.7CV	66.245	0.000	2.132	0.000	1.364
	1.25(CM+CV) + CSX	56.558	7.312	1.796	4.812	1.149
	1.25(CM+CV) - CSX	56.558	-7.312	1.796	-4.812	1.149
	0.9CM + CSX	32.020	7.312	0.931	4.812	0.595
	0.9CM - CSX	32.020	-7.312	0.931	-4.812	0.595
	1.25(CM+CV) + CSY	66.486	0.471	3.954	0.311	2.258
	1.25(CM+CV) - CSY	46.629	-0.471	-0.362	-0.311	0.039
	0.9CM + CSY	41.948	0.471	3.089	0.311	1.704
	0.9CM - CSY	22.091	-0.471	-1.227	-0.311	-0.515

Fuente: Elaboración Propia

Los siguientes gráficos muestran los diagramas de interacción de la columna C-2 para las direcciones X e Y, reforzada con 8Ø3/4" (Cuantía = 1.42%)

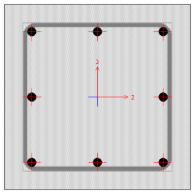


Figura 4-10 Refuerzo longitudinal Columna C-2– Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

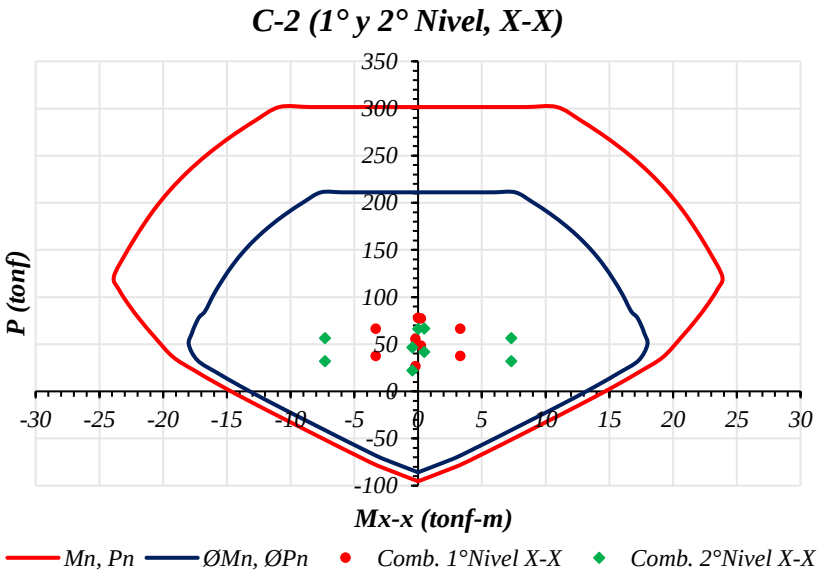


Figura 4-11 Diagrama de interacción Columna C-2 (X-X) – Sistema de Muros Estructurales

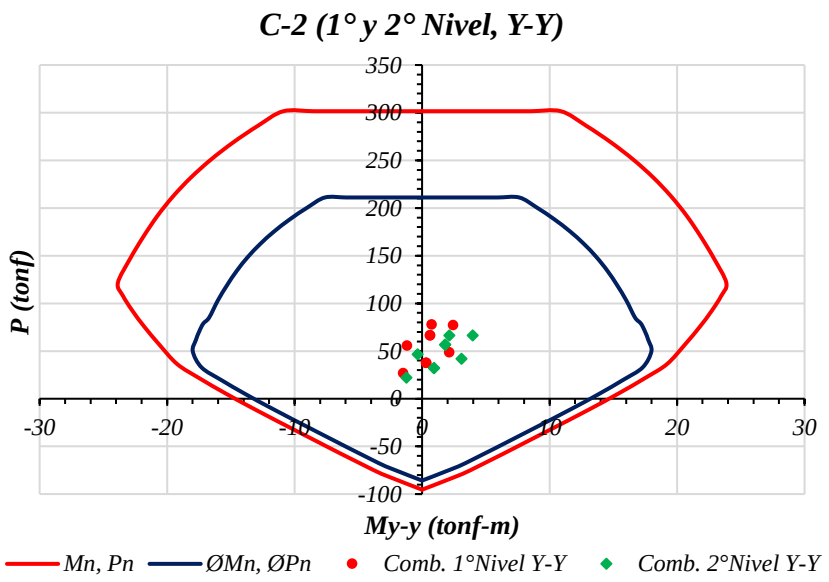


Figura 4-12 Diagrama de interacción Columna C-2 (Y-Y) – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

4.3.2.2 Flexión biaxial

Se debe verificar que $ØP_n \geq P_u$. La ecuación de Bresler es válida para columnas cuadradas o rectangulares con armadura longitudinal simétrica y con valores de $P_u \geq 0.1ØP_{on}$:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}} \qquad (4\text{-}32)$$

Donde:

P_n : Resistencia nominal a carga en flexión biaxial

P_{nx} : Resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en X (ey=0)

P_{ny} : Resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en Y (ex=0)

P_{on} : Resistencia nominal bajo la acción de carga axial únicamente (ex=ey=0) que se calcula mediante: $0.85f'c(Ag - Ast) + fy\ Ast$

Lo primero es evaluar la aplicabilidad de la ecuación de Bresler ($P_u \geq 0.1ØP_{on}$):

$P_{on} = 0.85f'c(Ag - Ast) + fy\ Ast$

$P_{on} = 0.85 \cdot 210 \cdot [40 \cdot 40 - (8 \cdot 2.84)] + 4200 \cdot\ (8 \cdot 2.84)$

$P_{on} = 376.968\ tonf$

$0.1ØP_{on} = 0.1 \cdot 0.7 \cdot 376.968 = 26.387\ tonf$

Para el 1° nivel $P_u = 77.221 > 0.1ØP_{on}$, para el 2° nivel $P_u = 66.486 > 0.1ØP_{on}$ por lo tanto se puede aplicar la ecuación de Bresler.

Se debe verificar que la resistencia de diseño calculada $ØP_n \leq ØP_{nmax} = 0.8ØP_{on}$

$ØP_{nmax} = 0.8 \cdot 0.7 \cdot 376.968 = 211.10\ tonf$

FLEXIÓN BIAXIAL – PRIMER NIVEL

- **Cargas de Gravedad en X-X y Sismo en Y-Y**

  $P_u = 1.25(41.711 + 11.353) + 10.891 = 77.221\ tonf$

  $M_{u(x-x)} = 1.25 \cdot (0 + 0) = 0\ tonf \cdot m$

  $P_{nx} = 0.8 \cdot 376.968 = 301.574\ tonf$ (Del diagrama de interacción para $M_{u(x-x)}$)

  $M_{u(y-y)} = 1.809\ tonf \cdot m$

  $P_{ny} = 296.17\ tonf$ (Del diagrama de interacción para $M_{u(y-y)}$)

  $$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}}$$

  $$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{301.574} + \frac{1}{301.574} - \frac{1}{376.968}$$

  $P_n = 251.27\ tonf$

  $ØP_n = 175.89\ tonf < ØP_{nmax}$

  Se verifica que $P_u = 77.221\ tonf < ØP_n = 175.89\ tonf$

- **Cargas de Gravedad en Y-Y y Sismo en X-X**

  $P_u = 1.25(41.711 + 11.353) + 0 = 66.33\ tonf$

  $M_{u(x-x)} = 3.311\ tonf \cdot m$

  $P_{nx} = 301.574\ \ tonf$ (Del diagrama de interacción para $M_{u(x-x)}$)

  $M_{u(y-y)} = 1.25 \cdot (0.362 + 0.14) = 0.627\ tonf \cdot m$

  $P_{ny} = 301.574\ \ tonf$ (Del diagrama de interacción para $M_{u(y-y)}$)

  $$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}}$$

  $$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{301.574} + \frac{1}{301.574} - \frac{1}{376.968}$$

  $P_n = 251.27\ tonf$

  $ØP_n = 175.89\ tonf < ØP_{nmax}$

  Se verifica que $P_u = 66.33\ tonf < ØP_n = 175.89\ tonf$

FLEXIÓN BIAXIAL – SEGUNDO NIVEL

- **Cargas de Gravedad en X-X y Sismo en Y-Y**

  $P_u = 1.25(35.577 + 9.669) + 9.928 = 66.486\ tonf$

  $M_{u(x-x)} = 1.25 \cdot (0 + 0) = 0\ tonf \cdot m$

  $P_{nx} = 301.574\ \ tonf$ (Del diagrama de interacción para $M_{u(x-x)}$)

  $M_{u(y-y)} = 2.158\ tonf \cdot m$

  $P_{ny} = 301.574\ \ tonf$ (Del diagrama de interacción para $M_{u(y-y)}$)

  $$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}}$$

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{301.574} + \frac{1}{301.574} - \frac{1}{376.968}$$
$P_n = 251.27\ tonf$
$ØP_n = 175.89\ tonf < ØP_{nmax}$
Se verifica que $P_u = 66.486\ tonf < ØP_n = 175.89\ tonf$

- **Cargas de Gravedad en Y-Y y Sismo en X-X**
  $P_u = 1.25(35.577 + 9.669) + 0 = 56.558\ tonf$
  $M_{u(x-x)} = 7.312\ tonf \cdot m$
  $P_{nx} = 301.574\ \ tonf$ (Del diagrama de interacción para $M_{u(x-x)}$)
  $M_{u(y-y)} = 1.25 \cdot (1.034 + 0.402) = 1.796\ tonf \cdot m$
  $P_{ny} = 301.574\ \ tonf$ (Del diagrama de interacción para $M_{u(y-y)}$)
  $$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}}$$
  $$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{301.574} + \frac{1}{301.574} - \frac{1}{376.968}$$
  $P_n = 251.27\ tonf$
  $ØP_n = 175.89\ tonf < ØP_{nmax}$
  Se verifica que $P_u = 56.558\ tonf < ØP_n = 175.89\ tonf$

Por lo tanto, se verifica que la resistencia a flexión biaxial de la sección es adecuada.

4.3.2.3 Diseño por corte

La normativa establece los siguientes requisitos para elementos sujetos a flexocompresión del sistema de muros estructurales:

- En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo (zona de confinamiento)
- Los estribos serán como mínimo de 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8”, de 3/8” para barras de hasta 1” y de 1/2" para barras de mayor diámetro.
- El espaciamiento S_o no debe exceder del menor de:
  a. 8 db (diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro)
  b. b/2 (la mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento)
  c. 10 cm
- La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre:
  a. Ln/6 (1/6 de la luz libre del elemento)
  b. h (la mayor dimensión de la sección transversal del elemento)
  c. 50 cm
- Fuera de la zona de confinamiento los estribos deben cumplir el requerido con el cortante actuante, pero no será mayor que 30 cm.

El cortante de diseño V_u no debe ser menor que el menor valor obtenido de **a.** y **b.**:

a. La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre. Los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento, estarán asociados a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor M_n posible.

b. El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación del sismo igual a 2.5

La resistencia nominal al cortante para una sección se calcula como:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (4\text{-}33)$$

La resistencia nominal proporcionada por el concreto, para elementos sometidos a compresión axial N_u, es igual a:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}\left(1 + \frac{N_u}{140\,Ag}\right) b_w\, d \qquad (4\text{-}34)$$

Cuando el cortante V_u exceda de $\emptyset V_c$: $\qquad V_s = V_u/\emptyset - V_c$

El espaciamiento requerido se calculará como: $\qquad s \leq \frac{Av\, fy\, d}{V_s}$

Se deberá cumplir que $V_s \leq 2.1\sqrt{f'c}\, b_w\, d$

A continuación, se muestra el diseño por corte de la columna C-2.

Tabla 4-16 *Diseño por corte Columna C-2 (1° y 2° nivel) – Sistema de Muros Estructurales*

	1° Nivel		**2° Nivel**	
	X-X	**Y-Y**	**X-X**	**Y-Y**
b (cm)	40		40	
d (cm)	34		34	
L libre (m)	2.50		2.50	
Pua tonf	77.70	77.70	66.25	66.49
Mn tonf-m	21.91	21.91	21.21	21.22
Vu (Mn) tonf	17.53	17.53	16.97	16.98
Vu (2.5CS) tonf	5.30	1.93	12.03	3.92
Vu (diseño) tonf	**17.53**		**16.98**	
Vu/Ø tonf	20.62		19.97	
Nu tonf	77.70		66.49	
Vc tonf	**14.07**		**13.55**	
Vs tonf	6.55		6.43	
Vs máx tonf	41.39		41.39	
Lo (cm)	50		50	
So (cm)	10		10	
Scentro (cm)	20		20	
Distribución (cm)	**2Ø3/8": 1@5; 5@10; Rto@20 C/E**		**2Ø3/8": 1@5; 5@10; Rto@20 C/E**	

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se tiene la sección diseñada de la columna C-2 para el primer y segundo nivel, la cual se muestra en la Figura 4-13.

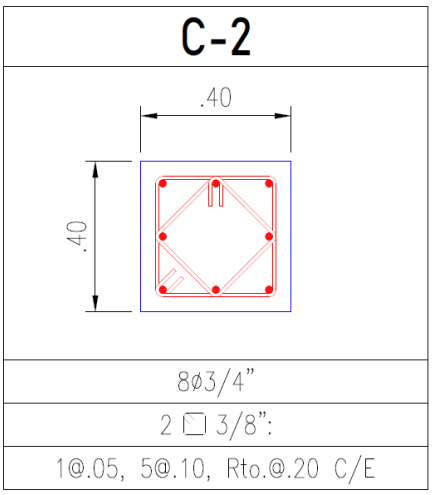


Figura 4-13 Detalle de refuerzo Columna C-2 (1° y 2° nivel) – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

4.3.3 Diseño de Muros de Corte

El capítulo 21 de la NTE E.060 establece las disposiciones para el diseño de muros estructurales de todos los sistemas estructurales. Los muros de corte deben ser diseñados para la acción simultánea de las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores provenientes del análisis.

Debido a que los muros de corte son los principales elementos resistentes ante las cargas de sismo se debe verificar la condición de redundancia indicada en la NTE E.030, la cual indica que cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30% o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125% de dicha fuerza.

4.3.3.1 Diseño por flexocompresión

Los muros serán diseñados por flexocompresión, de modo que se tendrá en cuenta la acción simultánea de las cargas axiales y momentos flectores actuantes. En el diseño se deberá tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- El espesor del alma de los muros de corte no deberá ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 15 cm.

- La resistencia de diseño a flexocompresión del muro deberá ser por lo menos igual al momento de agrietamiento de la sección. El momento de agrietamiento de la sección se calculará asumiendo comportamiento lineal elástico con las propiedades de la sección bruta de concreto e incluyendo el efecto de la carga axial P_u. Esta disposición se limita a muros en los que el esfuerzo en la fibra extrema en tracción, ocasionado por la acción conjunta de P_u y M_u, exceda de $2.1\sqrt{f'c}$.

- Los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando:

a. La profundidad del eje neutro exceda de:

$$c \geq \frac{lm}{600(\delta u/hm)} \qquad (4\text{-}35)$$

Este requisito aplica a los muros que son continuos desde la base de la estructura hasta su parte superior y son diseñados para tener una única sección crítica para flexión y carga axial.

b. El esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas amplificadas, incluyendo los efectos sísmicos, sobrepase de 0.2 f'c.

c. Se concentre refuerzo vertical en los bordes del muro.

Los elementos de borde deben extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre $(c - 0.1l_m)$ y $c/2$, donde c es la mayor profundidad del eje neutro.

A modo demostrativo se muestra el diseño por flexocompresión de la placa P-1 para el 1° nivel. Se muestran los esfuerzos actuantes en la placa P-1 obtenidos del análisis estructural y las combinaciones de diseño:

Tabla 4-17 *Esfuerzos en la placa P-1 (1° nivel) – Sistema de Muros Estructurales*

Nivel	Carga	P	Mx-x	My-y	Vx-x	Vy-y
		tonf	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf
1°	CM	120.572	0.026	0.502	0.052	0.502
	CV	28.483	0.011	0.191	0.021	0.191
	Sismo X-X	3.615	351.484	0.136	49.226	0.057
	Sismo Y-Y	26.418	22.286	3.262	3.171	0.905

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4-18 *Combinaciones de diseño Placa P-1 (1° nivel) – Sistema de Muros Estructurales*

Nivel	Combinación	P	Mx-x	My-y	Vx-x	Vy-y
		tonf	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf
1°	1.4CM + 1.7CV	217.221	0.055	1.028	0.110	1.028
	1.25(CM+CV) + CSX	189.933	351.530	1.003	49.318	0.924
	1.25(CM+CV) - CSX	182.703	-351.438	0.731	-49.134	0.809
	0.9CM + CSX	112.130	351.508	0.588	49.273	0.509
	0.9CM - CSX	104.900	-351.461	0.316	-49.179	0.395
	1.25(CM+CV) + CSY	212.737	22.332	4.128	3.263	1.771
	1.25(CM+CV) - CSY	159.900	-22.240	-2.395	-3.079	-0.038
	0.9CM + CSY	134.933	22.309	3.714	3.218	1.357
	0.9CM - CSY	82.096	-22.262	-2.810	-3.124	-0.453

Fuente: Elaboración Propia

- **Condición de Redundancia**

  En cada dirección se cuenta con 6 muros de corte distribuidos uniformemente, de acuerdo al análisis para sismo el cortante actuante en cada muro equivale

aproximadamente a 1/6 del total (16.7%) siendo menor al 30% indicado en la NTE E.030, por lo tanto, no se considera la amplificación del cortante de diseño obtenido.

El diseño de placas es un proceso iterativo de optimización ya que se debe tener en cuenta el efecto combinado de flexocompresión y corte.
Las cuantías establecidas en la norma para el acero horizontal y vertical están relacionadas. Para evaluar la sección a flexocompresión se plantea utilizar una cuantía vertical $\rho_v = 0.0025$, la cual se deberá verificar en los diseños por corte y deslizamiento:

$$A_s = 0.0025 \cdot 25 \cdot 100 = 6.25\ cm^2/m$$

El espesor del muro es 25 cm (> 20 cm) por lo que se debe disponer el refuerzo en 2 capas. Utilizando varillas de 3/8" en dos capas tenemos:

$$s = \frac{2 \cdot 0.71}{6.25} = 0.227\ m$$

Por lo tanto, se dispondrá de acero vertical en el alma: 3/8" @ 20 cm

El refuerzo vertical resistente a momento flector se debe concentrar en los bordes. Entre los requisitos se establece que en estos casos deberán ser confinados.

Existen varios métodos para tantear el acero preliminar por flexión, uno es utilizando algún programa computacional de diseño como el ETABS, y también se puede estimar considerando únicamente la flexión con la siguiente expresión:

$$M_u = \emptyset\ A_s\ f_y\ (0.8\ L_m)$$
$$351530 = 0.9 \cdot A_s \cdot 4200\ (0.8 \cdot 3)$$
$$A_s = 38.75\ cm^2$$

Considerando este acero para determinar la profundidad del eje neutro, tenemos que:

$$a = \frac{A_s\ f_y}{0.85\ f'_c\ e} = \frac{38.75 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 25} = 36.47\ cm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{36.47}{0.85} = 42.91\ cm \approx 43\ cm$$

La longitud del elemento de borde debe ser mayor que:

$$c - 0.1\ L_m = 43 - 0.1 \cdot 300 = 13\ cm$$
$$c/2 = 21.5\ cm$$

Este acero preliminar (flexión) debería concentrarse en cada extremo del muro, sin embargo, también existe un acero repartido en el alma. Por lo tanto se dispondrá de 10Ø3/4" ($28.40\ cm^2, Cuantía - 2.27\%$) en cada elemento de borde de 50 cm de longitud, adicionalmente se colocan 6Ø5/8" ($12\ cm^2, Cuantía - 1.2\%$) en una longitud de 40 cm a la mitad del muro puesto que llega una viga de forma perpendicular al muro.

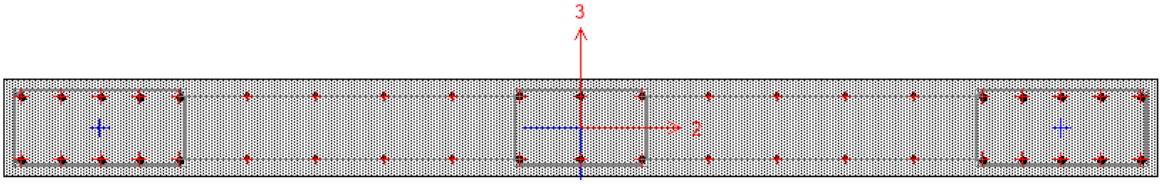


Figura 4-14 Refuerzo vertical Placa P-1 (1° nivel) – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

A continuación, se muestran los diagramas de interacción para las dos direcciones de análisis.

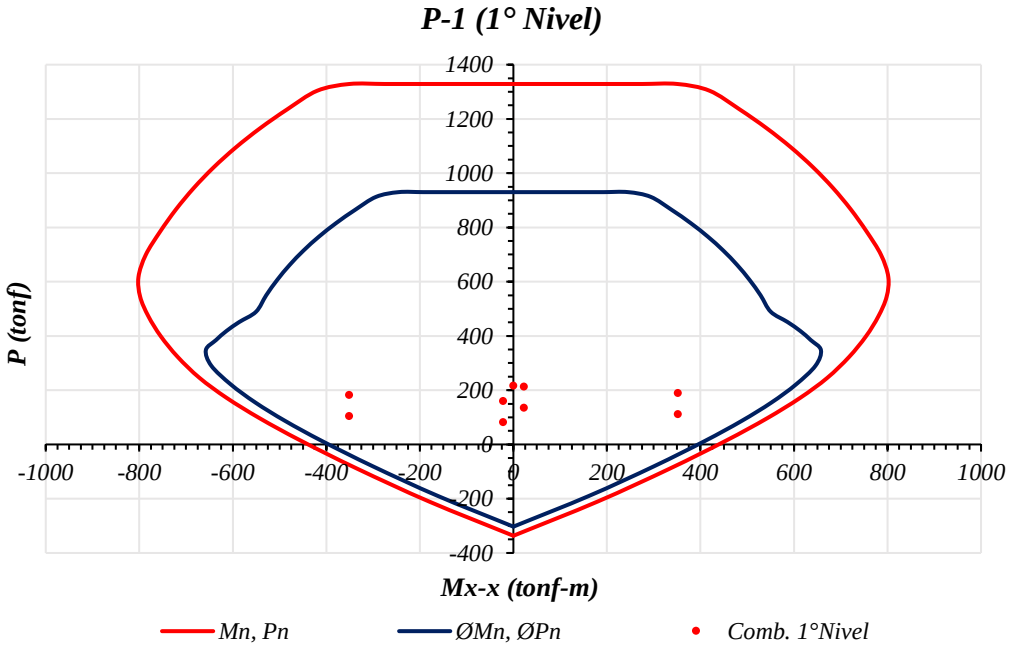


Figura 4-15 Diagrama de interacción Placa P-1 (X-X) – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

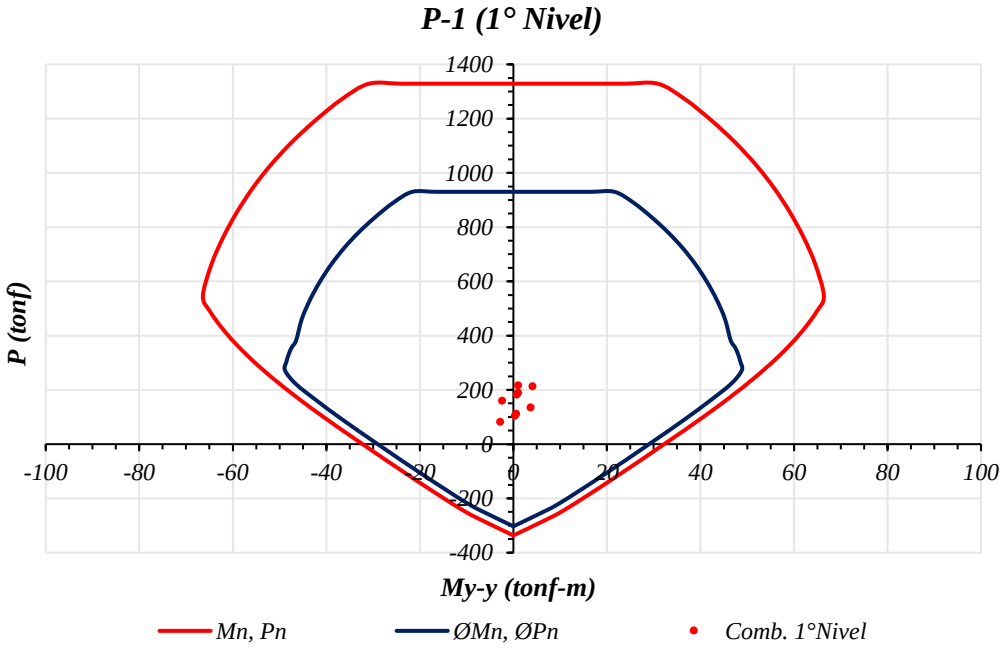


Figura 4-16 Diagrama de interacción Placa P-1 (Y-Y) – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

4.3.3.2 Diseño por corte

La normativa establece las siguientes consideraciones:

- Las cuantías mínimas de refuerzo distribuido en el alma, horizontal y vertical son:
  a. Si $V_u < 0.27\sqrt{f'c}\,Acw$
  $\rho_h = 0.002;$ $\rho_v = 0.0015$
  El espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder de 3 veces el espesor del muro ni de 40 cm.

  b. Si $V_u > 0.27\sqrt{f'c}\,Acw$
  $\rho_h = 0.0025;$ $\rho_v = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right)(\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$
  El espaciamiento del refuerzo horizontal y vertical no debe exceder de 3 veces el espesor del muro ni de 40 cm.

- Cuando el espesor del muro sea mayor que 20 cm o cuando la fuerza cortante $V_u > 0.53Acv\sqrt{f'c}$ deberá distribuirse el refuerzo horizontal y vertical por cortante en las dos caras del muro.

- El cortante de diseño V_u deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro mediante:

$$V_u \geq V_{ua}\left(\frac{M_n}{M_{ua}}\right) \qquad (4\text{-}36)$$

  Donde V_{ua} y M_{ua} son el cortante y momento amplificados del análisis y M_n es el momento nominal resistente del muro, calculado con los aceros realmente colocados, asociados a la carga P_u. El cociente $\frac{M_n}{M_{ua}}$ no debe tomarse mayor que el factor de reducción R asumido.

  Esta disposición podrá limitarse a una altura del muro medida desde la base equivalente a la longitud del muro l_m, $\frac{M_u}{4V_u}$ o la altura de los 2 primeros pisos, el mayor.

- El espaciamiento de los estribos para los elementos de borde confinados no debe exceder el menor entre los siguientes valores:
  a. 10 db (diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro)
  b. b (la mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde)
  c. 25 cm

La resistencia nominal al corte V_n de muros estructurales se calcula como: $V_n = V_c + V_s$. La resistencia nominal no debe tomarse mayor que:

$$V_n \leq 2.6\sqrt{f'c}\,Acw \qquad (4\text{-}37)$$

La resistencia nominal proporcionada por el concreto es igual a $V_c = 0.53\sqrt{f'c}\,b_w\,d$; siendo el peralte efectivo $d = 0.8\,L_m$

La contribución del concreto V_c no debe exceder de:

$$V_c \leq Acw\left(\alpha_c\sqrt{f'c}\right) \qquad (4\text{-}38)$$

Donde $\alpha_c = 0.80$ para $[h_m/L_m] \leq 1.5$, $\alpha_c = 0.53$ para $[h_m/L_m] \geq 2.0$, para valores intermedios α_c varía linealmente entre 0.80 y 0.53

Cuando el cortante V_u exceda de $\emptyset V_c$: $V_s = V_u/\emptyset - V_c$

La resistencia V_s se calculará con la expresión:

$$V_s = Acw\ \rho_h\ f_y \qquad (4\text{-}39)$$

Donde ρ_h es la cuantía de refuerzo horizontal para cortante con espaciamiento "s".

Se deberá cumplir también que $V_s \leq 2.1\sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$

A continuación, se muestra el diseño por corte de la placa P-1 para el 1° nivel.

Tabla 4-19 *Diseño por corte Placa P-1 (1° nivel) – Sistema de Muros Estructurales*

	Sismo X-X	***Obs.***
Lm (m)	3.00	
hm (m)	24.00	
e (m)	0.25	
Vua tonf	**49.32**	*21.9.5.3 (E.060)*
Mua tonf-m	351.53	
Pu tonf	189.93	
Mn tonf-m	627.49	*(Diag. Interacción)*
Mn/Mua	1.79	*< R=6*
Vu (diseño) tonf	**88.03**	
Vu/Ø tonf	103.57	
Vc tonf	**46.08**	
hm/Lm	8.00	*> 2.00*
αc	0.53	
Vc máx tonf	57.60	*Vc < Vc máx*
Vs tonf	**57.49**	
Vs máx tonf	182.59	
$\mathbf{0.27\sqrt{f'c}\ Acw}$	**29.35**	***> Vu***
ρh	0.00025	
Vs final tonf	78.75	
Vn final tonf	124.83	
Vn máx tonf	282.58	*OK*
Varilla a usar	**2Ø3/8"**	*2capas*
Sh (cm)	**17.5**	*Ref. Horizontal*
ρv	0.0025	
Varilla a usar	**2Ø3/8"**	*2capas*
Sv (cm)	**20**	*Ref. Vertical*

Fuente: Elaboración Propia

El cálculo para el espaciamiento de estribos de los elementos de borde se muestra en la Tabla 4-20.

Tabla 4-20 *Diseño por corte Placa P-1 (1° nivel) – Sistema de Muros Estructurales*

	Extremos	Central
Lx (m)	0.50	0.40
Ly (m)	0.25	0.25
Acero Long.	10Ø3/4"	6Ø5/8"
Varilla a usar	3/8"	3/8"
10 db (cm)	19.05	-
Menor dimensión (cm)	25	25
S máx (cm)	25	25
Lo (cm)	50	50
S (cm)	17.5	25
Distribución (cm)	**Ø3/8": 1@5; 5@10; Rto@17.5 C/E**	**Ø3/8": 1@5; 5@10; Rto@20 C/E**

Fuente: Elaboración Propia

4.3.3.3 Diseño por deslizamiento

La falla por deslizamiento puede presentarse en las zonas de juntas de vaciado (juntas de construcción) entre piso y piso o entre la zapata y el primer piso y depende de la calidad de la superficie de contacto. Para controlar esta posible falla se debe considerar en el diseño una cantidad suficiente de barras verticales suficientes para tomar el denominado cortante por fricción. Es decir, la resistencia de la junta de construcción deberá ser mayor al cortante requerido en ese nivel ($ØV_n \geq V_u$)

La NTE E.060 indica que el refuerzo vertical distribuido en el alma del muro debe asegurar una adecuada resistencia al corte por fricción en todas las juntas. La resistencia al corte por fricción se calculará con:

$$ØV_n = Ø\,\mu\,(N_u + A_v\,f_y) \qquad Ø = 0.85 \qquad (4\text{-}40)$$

Donde:

N_u : Fuerza normal de compresión neta permanente, igual a 0.9 veces la carga muerta

μ : Coeficiente de fricción (para concreto de peso normal: con superficie de contacto intencionalmente rugosa $\mu = 1.0$, con superficie no rugosa $\mu = 0.6$)

V_n no debe tomarse mayor que el menor de $0.2f'_c\,A_c$ y $55A_c$, donde A_c es el área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante.

$$0.2f'_c\,A_c = 0.2 \cdot 210 \cdot 300 \cdot 25 = 315\ tonf$$
$$55A_c = 55 \cdot 300 \cdot 25 = 412.5\ tonf$$
$$ØV_{n\,máx} = 0.85 \cdot 315 = 267.75\ tonf$$

Considerando el caso más desfavorable $\mu = 0.6$, tenemos que:

$$ØV_n = 0.85 \cdot 0.6 \cdot [0.9 \cdot 120572 + (16 \cdot 0.71 + 6 \cdot 2) \cdot 4200] = 105.38\ tonf < ØV_{n\,máx}$$
$$ØV_n = 105.38\ tonf > V_u = 88.03\ tonf$$

Finalmente se tiene la sección diseñada de la placa P-1 para el primer nivel:

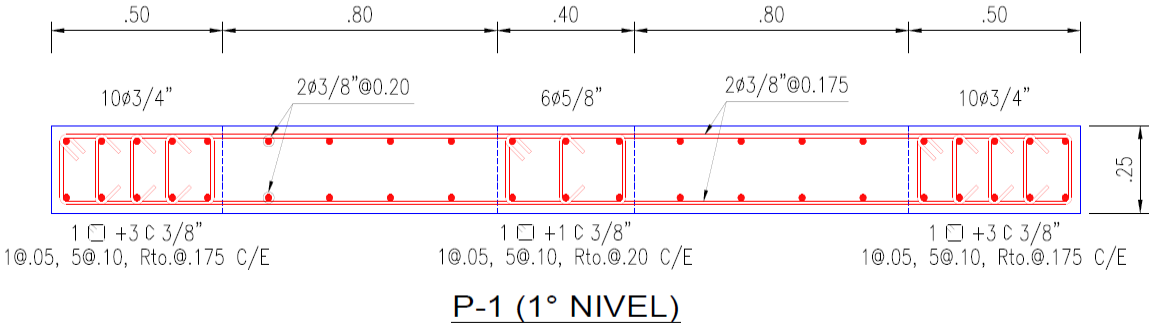


Figura 4-17 Detalle de refuerzo Placa P-1 (1° nivel) – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

CAPITULO 5

5. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL – PUSHOVER

5.1 Sistema Estructural de Pórticos

5.1.1 Modelo inelástico

El modelo se construye a partir del utilizado en el diseño en el programa ETABS. Las vigas y columnas serán modelados como elementos tipo *frame*. Las secciones de los elementos incluirán el acero calculado en el diseño. El punto de control de la curva de capacidad corresponde al centro de masas del último nivel.

5.1.2 Modelos de comportamiento para los materiales

Para modelar el diagrama esfuerzo-deformación de las columnas se usa el modelo de Mander para concreto confinado que depende del confinamiento de los elementos (Figura 5-1), para las vigas se usa el modelo de Mander para concreto no confinado (Figura 5-1). Para el comportamiento no lineal del acero se utiliza el modelo de Park y Paulay (Figura 5-2).

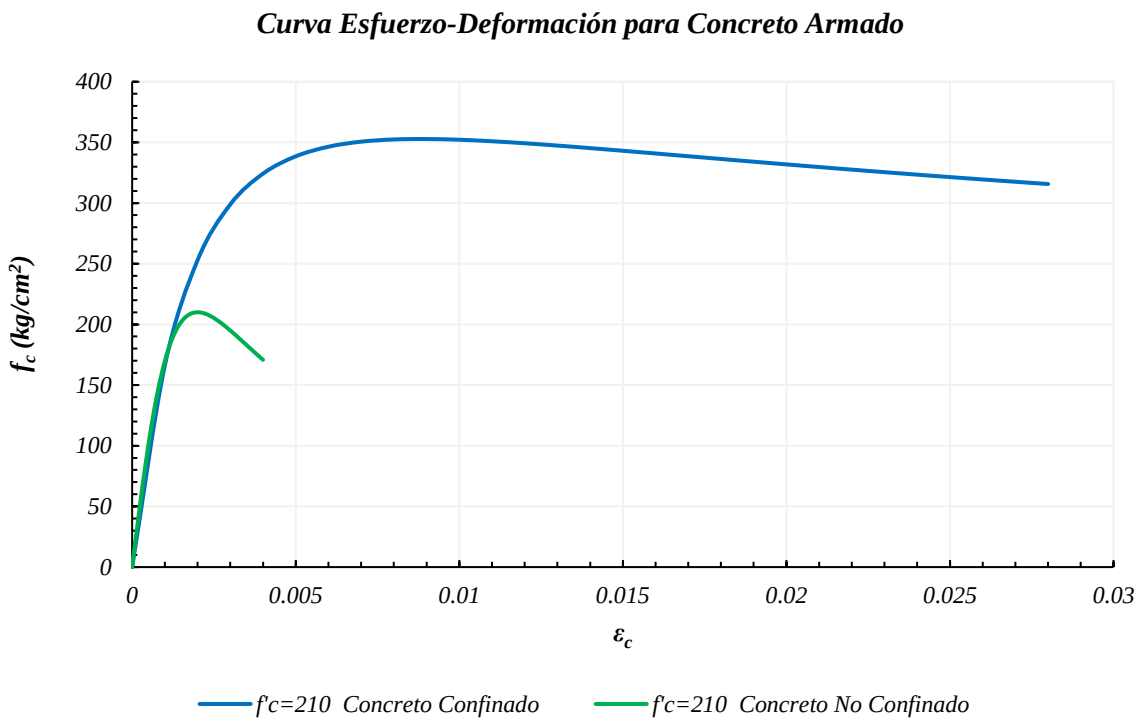


Figura 5-1 Modelo de Mander para columnas (concreto confinado) de 0.90mx0.90m y para vigas (concreto no confinado) – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración propia)

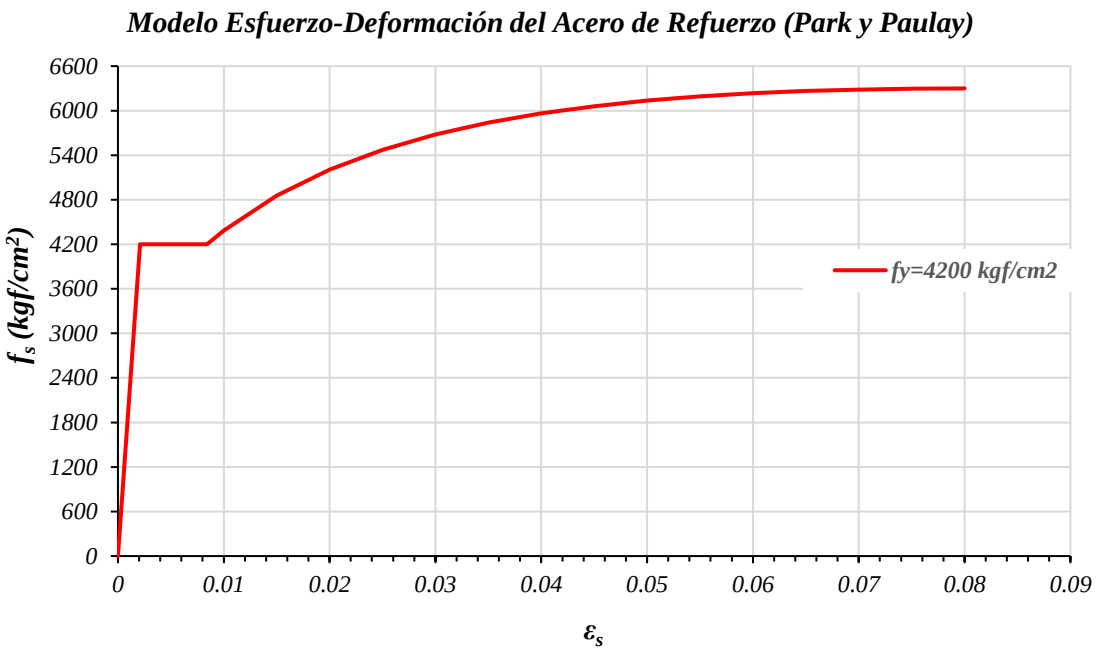


Figura 5-2 Modelo de Park y Paulay para el acero de refuerzo de Ø = 1" – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración propia)

5.1.3 Modelos de comportamiento para los elementos estructurales

5.1.3.1 Vigas

Se define las rótulas plásticas por flexión para vigas usando la Tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13, la fuerza cortante que actúa sobre las vigas se obtiene del diseño, se verifica el refuerzo transversal conforme, la relación de cuantías se obtendrá del diseño. Se obtiene los parámetros para la viga V-102-1 (extremo derecho) diseñada del capítulo 4.

Cuantías:

$$\rho_{bal} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y}\left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\varepsilon_y}\right) = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 210\ \frac{kgf}{cm^2}}{4200\ \frac{kgf}{cm^2}}\left(\frac{0.003}{0.003+0.0021}\right) = 0.0213$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5.70\ cm^2}{30\ cm \cdot 54\ cm} = 0.0035$$

$$\rho' = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{7.68\ cm^2}{30\ cm \cdot 54\ cm} = 0.0047$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{0.0035 - 0.0047}{0.0213} = -0.0575 < \mathbf{0}$$

Refuerzo transversal:

$$s \leq \frac{d}{3} \wedge V_s > \frac{3}{4}V_{diseño} \rightarrow 12.5cm \leq 18cm \wedge 25.86\ tonf \geq 12.14\ tonf \rightarrow \boldsymbol{Conforme}$$

Cortante:

$$\frac{V_{diseño}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}} = 1.1926 \cdot \frac{16.19\ tonf}{0.30\ m \cdot 0.54\ m\sqrt{2100\ \frac{tonf}{m^2}}} = 2.601$$

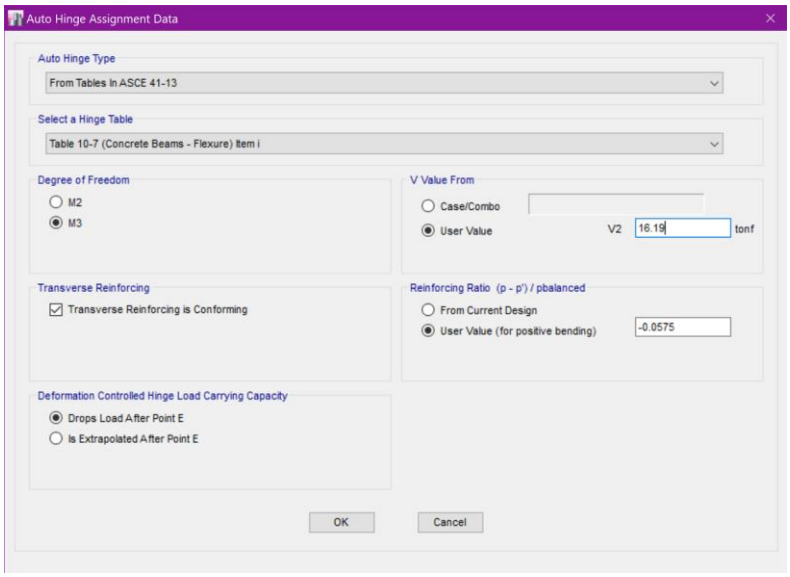


Figura 5-3 Definición de Rótula Plástica por flexión en la viga V-102-1 – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016)

La Figura 5-4 muestra los parámetros de definición de la rótula plástica por flexión y deformación controlada de la viga: V-102-1 extremo izquierdo. El valor 12.3925 tonf-m corresponde al momento de fluencia positivo (A_s=5.70 cm^2) y 15.961 tonf-m al momento de fluencia negativo (A_s=7.68 cm^2). El momento último, definido por el punto C, se toma como como 1.10 veces el momento de fluencia. Los valores de a, b y c de la Tabla 10-7 definen los puntos C, D y E.

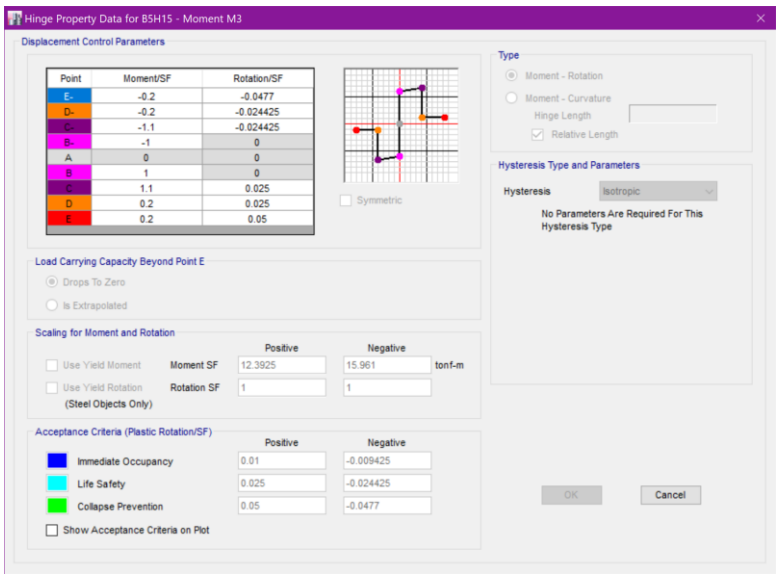


Figura 5-4 Diagrama Momento-Rotación de la Viga V-102-1 – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016)

Las distancias relativas de asignación para vigas y columnas se muestran en la Tabla 5-1.

Tabla 5-1 *Distancias relativas para Rótulas Plásticas – Sistema Estructural de Pórticos*

Dirección	Características	Vigas	Columnas
X-X	L (m)	5.00	3.00
	Rótula 1	**0.09**	**0.00**
	Rótula 2	**0.91**	**0.80**
Y-Y	L (m)	4.00	3.00
	Rótula 1	**0.12**	**0.00**
	Rótula 2	**0.88**	**0.80**

Fuente: Elaboración Propia

5.1.3.2 Columnas

Las rótulas plásticas se definen usando la Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13, serán por flexocompresión y deformación controlada debido a que las cargas actuantes sobre la columna se encuentran en la zona por debajo del punto de falla balanceada como se muestra en la Figura 4-4 y 4-5 garantizando un comportamiento dúctil.

Cuantía transversal:

$$\rho = \frac{A_v}{b \cdot s} = \frac{6.33\ cm^2}{90\ cm \cdot 10\ cm} = 0.00703$$

Refuerzo transversal:

$$s \leq \frac{d}{3} \wedge V_s > \frac{3}{4} V_{diseño} \rightarrow 10cm \leq 28cm \wedge 223.46\ tonf \geq 158.21\ tonf \rightarrow \boldsymbol{Conforme}$$

Cortante en X-X y Y-Y:

$V_2 = 210.85\ tonf$

$V_3 = 211.16\ tonf$

En X-X:

$$\frac{V_{diseño}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}} = 1.1926 \cdot \frac{210.85\ tonf}{0.90\ m \cdot 0.84\ m \sqrt{2100 \frac{tonf}{m^2}}} = 7.258$$

En Y-Y:

$$\frac{V_{diseño}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}} = 1.1926 \cdot \frac{211.16\ tonf}{0.90\ m \cdot 0.84\ m \sqrt{2100 \frac{tonf}{m^2}}} = 7.273$$

La ductilidad de un elemento sometido a flexocompresión es función de la carga axial actuante, por lo tanto, los parámetros de modelación de modelacion (a, b y c) y los criterios de aceptación (IO, LS y CP) se obtienen interpolando se deben interpolar de la Tabla 10-8

del ASCE/SEI 41-13, para diferentes niveles de carga axial, obteniendo los parámetros (a, b y c)

Tabla 5-2 *Parámetros de modelación y Criterios de aceptación de la columna C-5 – Sistema Estructural de Pórticos*

Dirección	Carga axial	Parámetros de modelación			Criterios de aceptación		
	P (tonf)	a	b	c	IO	LS	CP
X-X	$0.10A_gf'_c$=170.10	0.025	0.060	0.20	0.005	0.045	0.060
	$0.15A_gf'_c$=255.15	0.023	0.055	0.18	0.005	0.041	0.055
	$0.20A_gf'_c$=340.20	0.022	0.050	0.16	0.005	0.037	0.050
	$0.25A_gf'_c$=425.25	0.020	0.044	0.14	0.004	0.034	0.039
	$0.30A_gf'_c$=510.30	0.018	0.039	0.12	0.004	0.030	0.039
	$0.35A_gf'_c$=595.35	0.017	0.034	0.10	0.004	0.026	0.034
	$0.40A_gf'_c$=680.40	0.015	0.029	0.08	0.004	0.022	0.029
Y-Y	$0.10A_gf'_c$=170.10	0.025	0.060	0.20	0.005	0.045	0.060
	$0.15A_gf'_c$=255.15	0.023	0.055	0.18	0.005	0.041	0.055
	$0.20A_gf'_c$=340.20	0.022	0.050	0.16	0.005	0.037	0.050
	$0.25A_gf'_c$=425.25	0.020	0.044	0.14	0.004	0.034	0.039
	$0.30A_gf'_c$=510.30	0.018	0.039	0.12	0.004	0.030	0.039
	$0.35A_gf'_c$=595.35	0.017	0.034	0.10	0.004	0.026	0.034
	$0.40A_gf'_c$=680.40	0.015	0.029	0.08	0.004	0.022	0.029

Fuente: Elaboración Propia

Las Figuras 5-5 y 5-6 muestran los parámetros de modelación del diagrama Momento-Rotación para la rótula plástica por flexocompresión y deformación controlada de la columna C-5. Se debe efectuar el mismo procedimiento para todas las columnas en ambas direcciones.

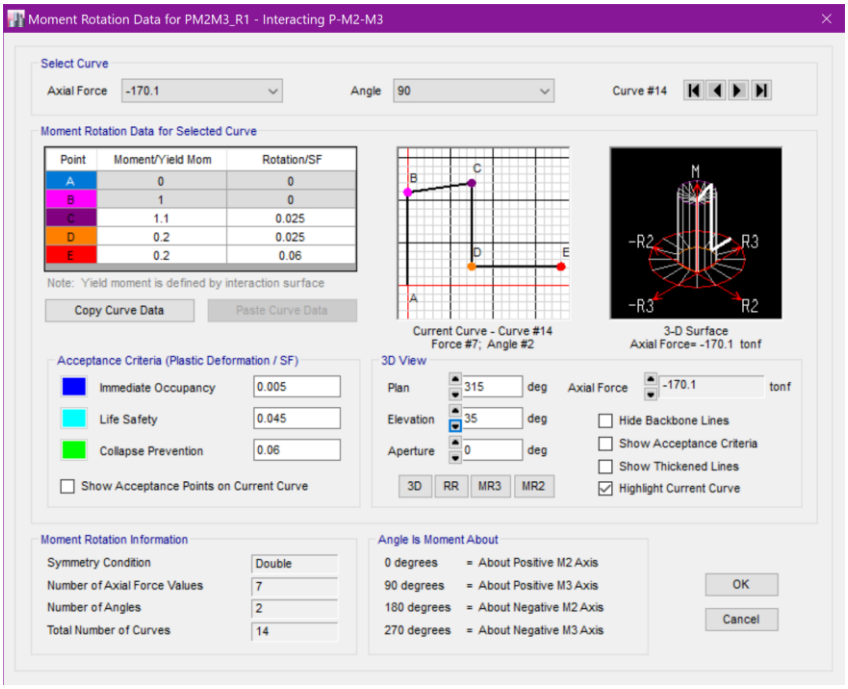


Figura 5-5 Diagrama Momento-Rotación de la columna C-5 en la dirección X y carga axial 170.10 tonf – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016)

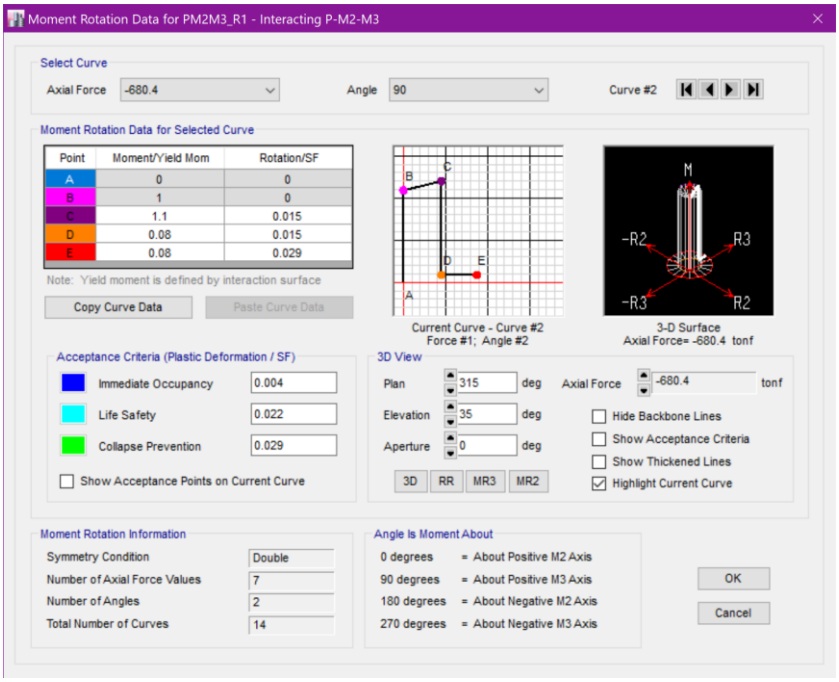


Figura 5-6 Diagrama Momento-Rotación de la Columna C-5 en la dirección X y carga axial 680.40 tonf – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016)

5.1.4 Análisis Estático No Lineal Pushover

5.1.4.1 Patrón de carga lateral

El patrón de carga lateral estará en función de la forma modal de los modos fundamentales correspondientes a las direcciones X e Y.

Se debe verificar que los modos superiores no sean influyentes en la respuesta global: La fuerza de corte en cada nivel para un análisis modal con un mínimo del 90% de masa participativa no debe ser mayor al 130% de la fuerza de corte en cada nivel para un análisis modal del 1er modo y 2do modo, dirección x e y respectivamente.

Se muestra el cortante de entrepiso para los 8 primeros modos con una masa participativa del 93.28% en X y 93.45% en Y; y se comparan con los cortantes de entrepiso para el modo 1 (X) y el modo 2 (Y).

Tabla 5-3 *Influencia de los modos superiores – Sistema Estructural de Pórticos*

	Dirección X-X			Dirección Y-Y		
Nivel	**V(8) (tonf)**	**V(1°) (tonf)**	**V(8) / V(1°)**	**V(8) (tonf)**	**V(1°) (tonf)**	**V(8) / V(1°)**
8	49.171	42.415	1.159	51.242	45.101	1.136
7	102.955	95.480	1.078	108.680	101.752	1.068
6	147.422	142.955	1.031	156.845	152.632	1.028
5	184.928	183.119	1.010	197.587	195.862	1.009
4	215.036	214.479	1.003	230.308	229.803	1.002
3	237.497	236.106	1.006	254.582	253.387	1.005
2	251.985	248.018	1.016	270.041	266.517	1.013
1	257.372	251.802	1.022	275.763	270.755	1.018
Fuente: Elaboración Propia			**< 1.30**			**< 1.30**

5.1.4.2 Casos de Carga

Se debe definir una condición inicial de cargas de gravedad no lineal (CGNL) con el peso sísmico (Carga Muerta más 25% de la Carga Viva) que iniciará de un estado no esforzado.

El Análisis Pushover comenzará a partir de esta condición inicial.

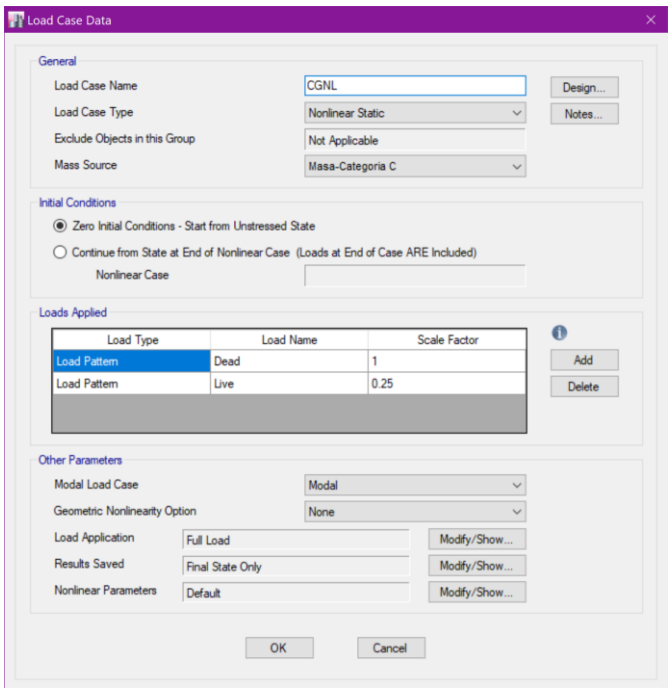


Figura 5-7 Condición inicial de cargas de gravedad no lineal – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016)

Se define el patrón de carga lateral en función de los modos fundamentales, que comenzará desde el estado de cargas de gravedad no lineal (CGNL). La Figura 5-8 muestra la definición del caso de carga Pushover para la dirección X en función del modo 1, la dirección Y estará función del modo 2.

Tabla 5-4 *Patrón de carga lateral en función de los modos fundamentales en X e Y – Sistema Estructural de Pórticos*

Nivel	h_i (m)	Amplitud X-X	Amplitud Y-Y	FLAT X-X	FLAT Y-Y
8	24	0.0000272876	0.0000270749	0.21	0.21
7	21	0.0000253607	0.0000252627	0.20	0.20
6	18	0.0000227041	0.0000227029	0.18	0.18
5	15	0.0000192218	0.0000193033	0.15	0.15
4	12	0.0000150219	0.0000151689	0.12	0.12
3	9	0.0000103719	0.0000105534	0.08	0.08
2	6	0.0000057228	0.0000058865	0.04	0.05
1	3	0.0000018234	0.0000019062	0.01	0.01
Σ		0.0001275142	0.0001278588		

Fuente: Elaboración Propia

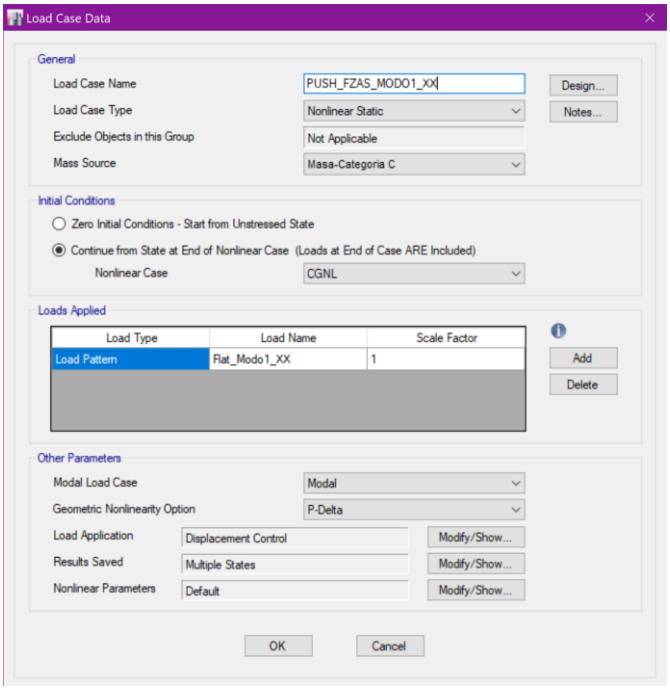


Figura 5-8 Caso de Carga para el Análisis Pushover X-X – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016)

Se define el punto de control para poder registrar el desplazamiento y cortante basal en este punto. Dicho punto corresponde al centro de masa del nivel 8 para las direcciones X e Y.

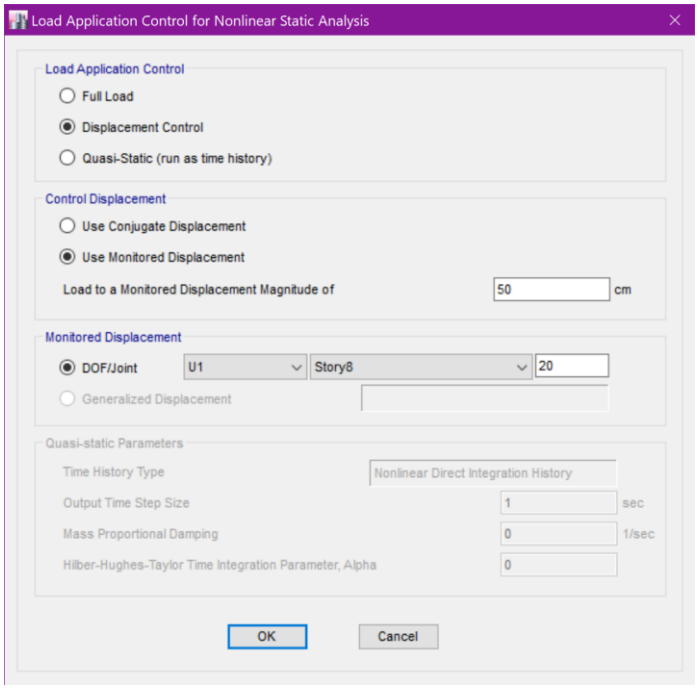


Figura 5-9 Punto de control para la dirección X-X – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016)

5.1.4.3 Resultados del Análisis Pushover

El programa ETABS permite visualizar el mecanismo de formación de rótulas plásticas y así poder evaluar la respuesta y comportamiento de cada elemento y de la estructura global.

DIRECCIÓN X-X

La primera rótula se forma para un desplazamiento de 0.0263 m. Se forman 3 rótulas en las vigas: V-302-2, 3 y 4 del pórtico 4 (extremo izquierdo), todas se encuentran por debajo del nivel de desempeño IO (inmediata ocupación) del diagrama M-θ asignado.

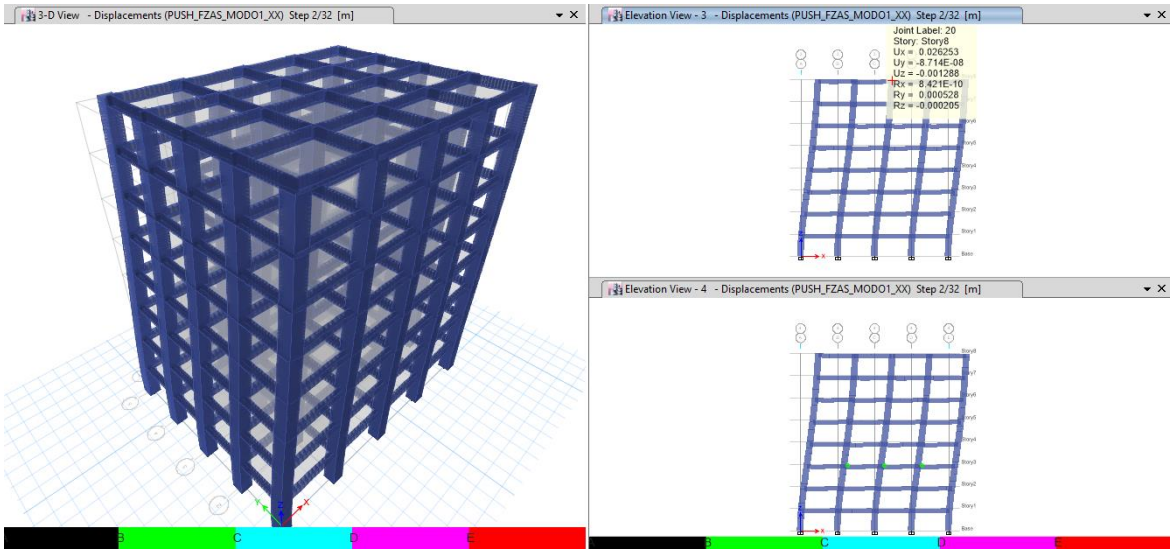


Figura 5-10 Formación de la primera rótula en X-X – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016)

Para un desplazamiento de 0.1188 m (desplazamiento de diseño) se han formado rótulas plásticas en todas las vigas en la dirección X y en la base de la columna C-1 del pórtico 1 y 5 (extremo izquierdo), estas rótulas (de vigas y columnas) se encuentran en el rango B-C del diagrama M-θ asignado (apenas incursionando en el rango no lineal) y por debajo del nivel de desempeño IO (inmediata ocupación).

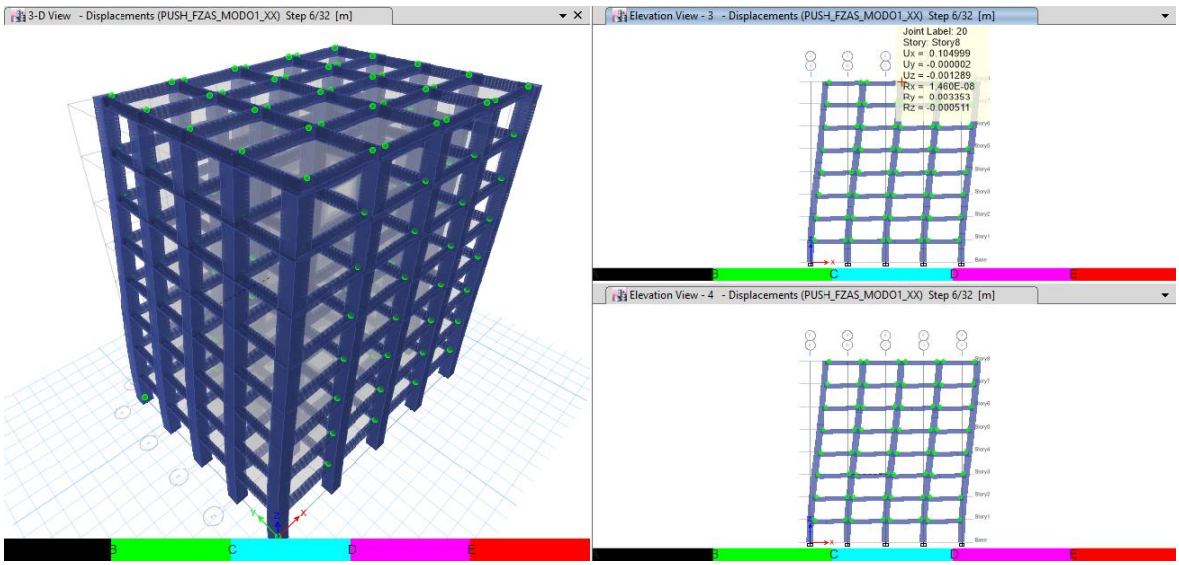


Figura 5-11 Formación de rótulas para el desplazamiento de diseño en X-X – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016)

El desplazamiento último antes del colapso es de 0.3943 m. La mayoría de rótulas en vigas y columnas se mantienen en el rango IO-LS (Inmediata Ocupación – Seguridad de Vida); 6 rótulas plásticas en las vigas V-501-2, V-501-3 5 (extremo izquierdo y derecho), V-402-2 y V-402-3 (extremo izquierdo) superan su límite de resistencia a momento lo que define el agotamiento de la estructura. En la base de las columnas centrales de los pórticos 1, 2, 3, 4 y 5 se observan fallas locales.

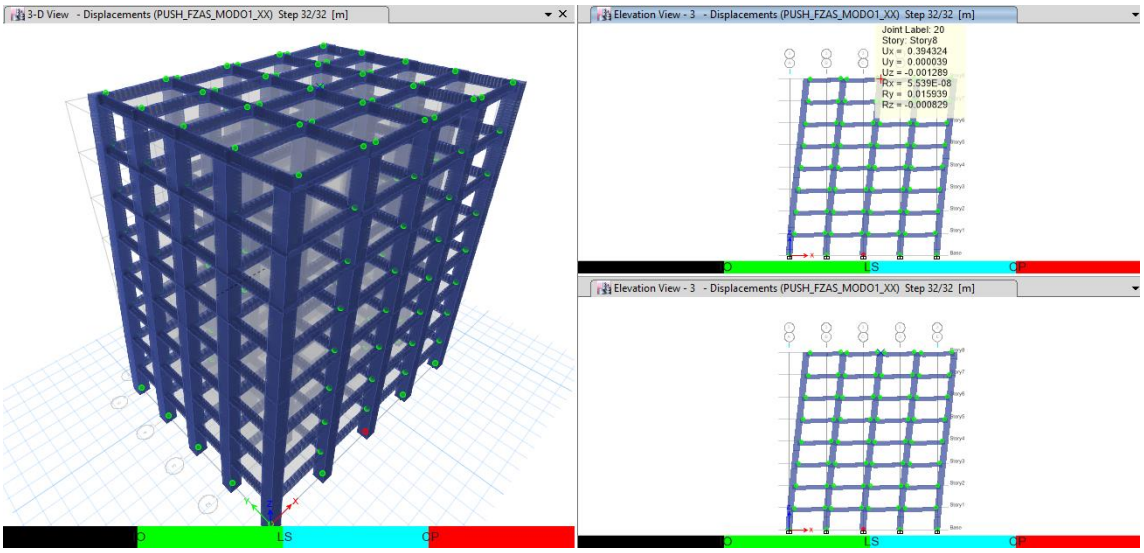


Figura 5-12 Mecanismo de colapso en X-X – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016)

DIRECCIÓN Y-Y

La primera rótula se forma para un desplazamiento de 0.0261 m. Las 2 rótulas formadas se encuentran en el rango B-C del diagrama M-θ asignado, apenas incursionando en el rango plástico, y por debajo del nivel de desempeño IO (inmediata ocupación).

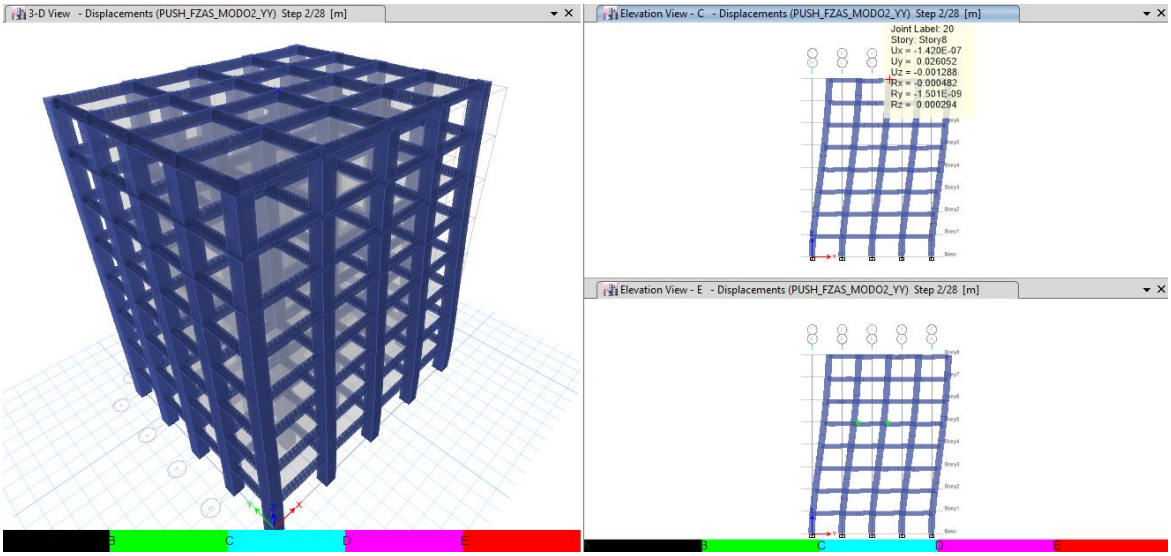


Figura 5-13 Formación de la primera rótula en Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016)

Para un desplazamiento de 0.1157 m (desplazamiento de diseño); se han formado rótulas plásticas en todas las vigas de la dirección Y, se encuentran en el rango B-C del diagrama

M-θ (apenas incursionando en el rango plástico) y por debajo del nivel de desempeño IO (inmediata ocupación). Las rótulas plásticas en columnas se formaron en la base del pórtico 1 y en la base del pórtico E, se encuentran en el rango B-C del diagrama M-θ y por debajo del nivel de desempeño IO (inmediata ocupación).

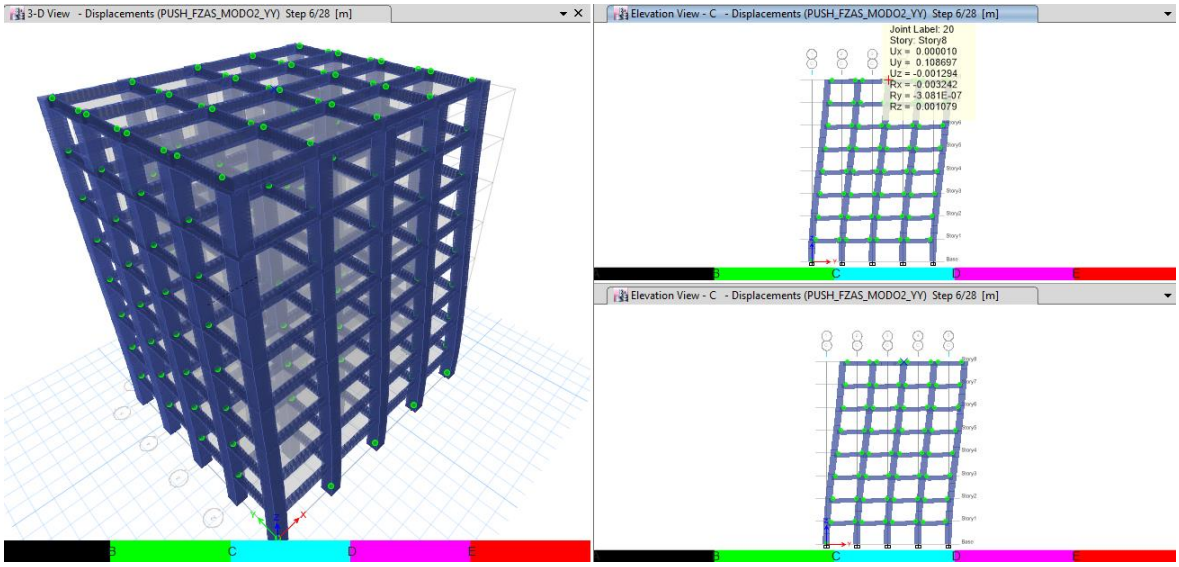


Figura 5-14 Formación de rótulas para el desplazamiento de diseño en Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016)

El desplazamiento último antes del colapso es de 0.3379 m. Se han formado rótulas plásticas en todas las vigas de la dirección Y (ambos extremos) y se encuentran en el rango IO-LS (Inmediata Ocupación – Seguridad de Vida), 2 rótulas en las vigas V-504-2 y V-504-3 (extremo izquierdo) se encuentran en el rango C-D del diagrama M-θ alcanzando su límite de resistencia lo que define el agotamiento de la estructura. Se han formado rótulas en todas las columnas de la base (extremo inferior) y en el extremo superior de las columnas C-1 del pórtico 1, se observan fallas locales en el extremo inferior de las columnas centrales de los pórticos A, D y E.

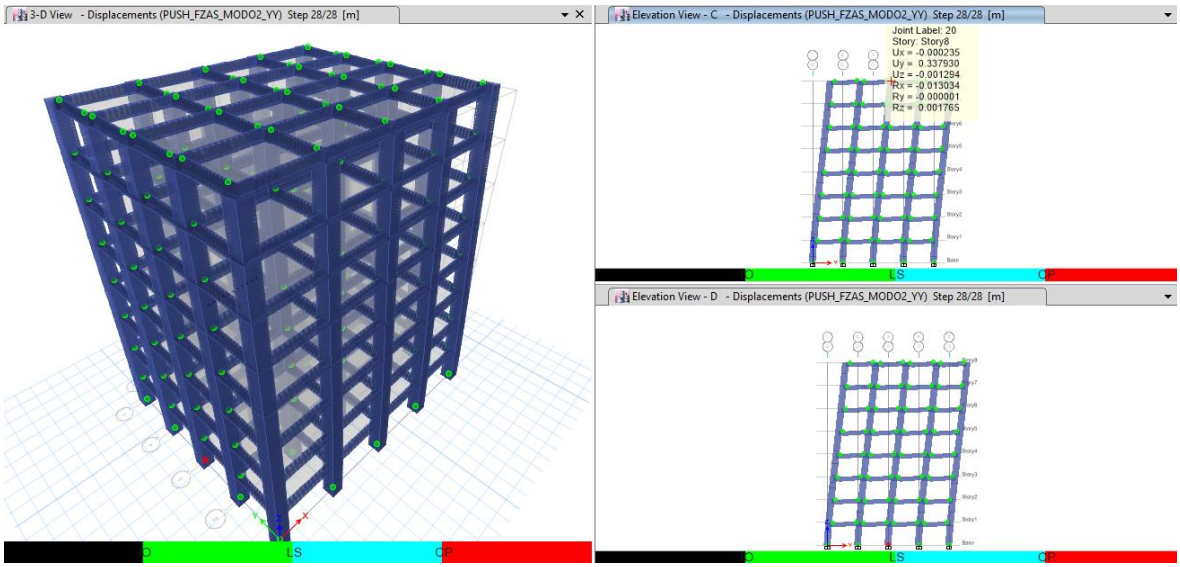


Figura 5-15 Mecanismo de colapso en Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos (ETABS 2016)

5.1.4.4 Curva de Capacidad y Puntos de interés

Con todos los parámetros ya explicados y definidos en el modelo estructural dentro del programa ETABS se obtiene la Curva de Capacidad de la estructura en las direcciones X e Y.

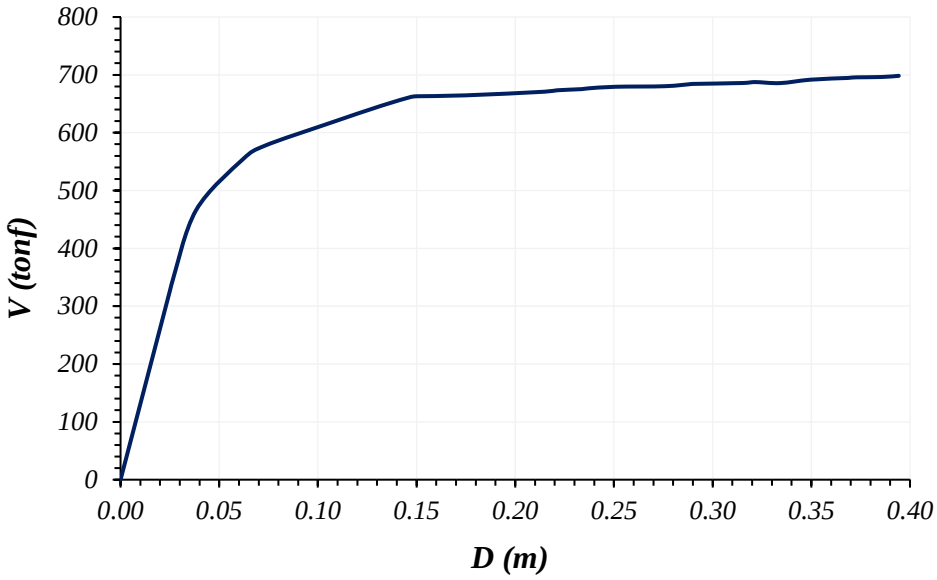


Figura 5-16 Curva de Capacidad en la dirección X-X – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

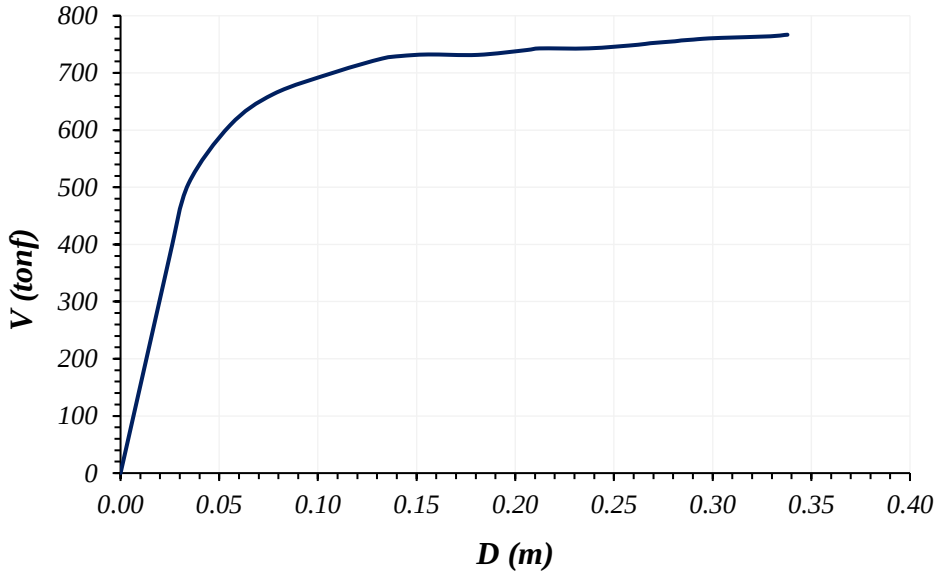


Figura 5-17 Curva de Capacidad en la dirección Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

Tabla 5-5 *Puntos de interés de la Curva de Capacidad – Sistema Estructural de Pórticos*

Dirección	Puntos de interés	V (tonf)	D (m)
X-X	1ra rótula	342.966	0.0263
	Colapso	698.287	0.3943
Y-Y	1ra rótula	397.423	0.0261
	Colapso	766.796	0.3379

Fuente: Elaboración Propia

Con los puntos de la Tabla 5-5 se puede calcular la ductilidad y sobrerresistencia con respecto a la primera rótula.

Dirección X-X:

$$\mu_{xx} = \frac{D_u}{D_{1\,rot}} = \frac{0.3943\ m}{0.0263\ m} = 14.992$$

$$SR_{xx} = \frac{V_u}{V_{1\,rot}} = \frac{698.287\ tonf}{342.966\ tonf} = 2.04$$

Dirección Y-Y:

$$\mu_{yy} = \frac{D_u}{D_{1\,rot}} = \frac{0.3379\ m}{0.0261\ m} = 12.946$$

$$SR_{yy} = \frac{V_u}{V_{1\,rot}} = \frac{766.796\ tonf}{397.423\ tonf} = 1.93$$

5.2 Sistema de Muros Estructurales

5.2.1 Modelo inelástico

El modelo se construye a partir del utilizado en el diseño en el programa ETABS. El modelo es tridimensional con diafragmas rígidos en cada nivel de techo. Las vigas, columnas y muros de corte se modelan como elementos tipo *frame*. Las secciones de cada elemento estructural se definen con la cantidad de acero obtenido del diseño.

El punto de control que se representa en la curva de capacidad corresponde al centro de masas del octavo nivel.

5.2.2 Modelos de comportamiento para los materiales

El comportamiento no lineal del concreto se modelará según el modelo de Mander que está en función del nivel de confinamiento de los elementos. Se considera el aporte del concreto confinado en las columnas. A continuación, se muestran los diagramas esfuerzo deformación definidos en el programa ETABS.

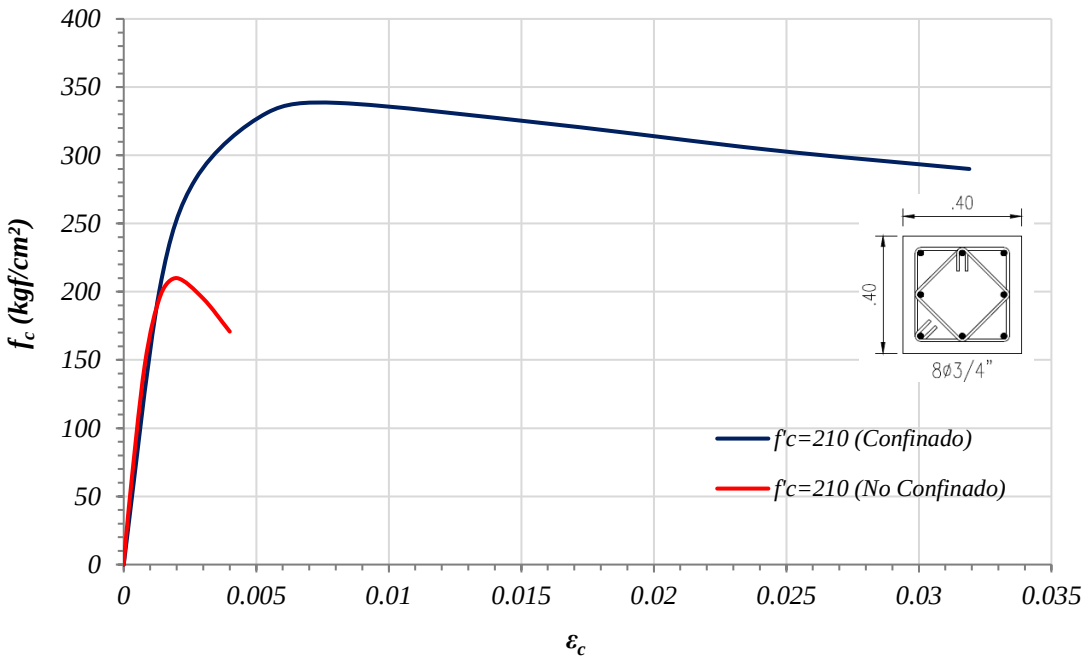


Figura 5-18 Modelo de Mander para el concreto confinado y no confinado – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

El comportamiento no lineal del acero de refuerzo se representa mediante el modelo de Park mostrado a continuación:

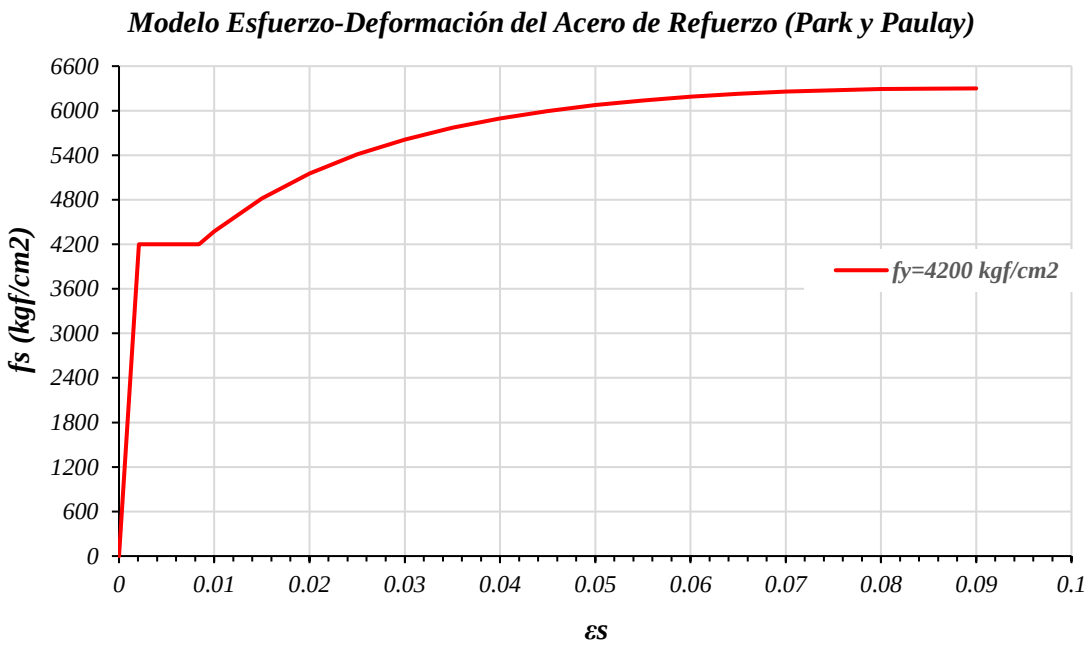


Figura 5-19 Modelo de Park para el acero de refuerzo ≤ 3/4" – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración propia)

5.2.3 Modelos de comportamiento para los elementos estructurales

5.2.3.1 Vigas

Los esfuerzos principales en las vigas son debido a corte y momento flector. Se debe definir cuál es el tipo de comportamiento que dominará en el rango no lineal. Para un comportamiento frágil se debe asignar rótulas por corte V2 (fuerza controlada) y para un comportamiento dúctil, rótulas por flexión M3 (deformación controlada).

Puesto que se está realizando el diseño de una edificación nueva, las normas de diseño peruanas establecen criterios que permiten obtener elementos con comportamiento dúctil. El comportamiento no lineal (rótulas por flexión M3) se representa mediante los diagramas momento-rotación y se definen según la Tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13, éstas se asignan en las caras de los nudos con columnas y muros, debido a que los mayores esfuerzos se concentran en estas zonas.

A continuación, se muestra la definición de la rótula plástica por flexión (positiva) de la viga V-103-1 (Tramo 1 – extremo izquierdo), la cual fue diseñada en el capítulo anterior.

Cuantías:

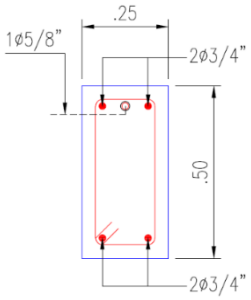
$A_S = 5.68\ cm^2$

$A'_S = 7.68\ cm^2$

$\rho_{bal} = 0.02125$

$$\rho = \frac{A_S}{b \cdot d} = \frac{5.68}{25 \cdot 50} = 0.005164$$

$$\rho' = \frac{A'_S}{b \cdot d} = \frac{7.68}{25 \cdot 50} = 0.006982$$



$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = -0.085561 < \mathbf{0}$$

Refuerzo transversal:

$$V_{diseño} = 11.96\ tonf$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{(2 \cdot 0.71) \cdot 4200 \cdot 44}{10} = 26.2416\ tonf$$

$$s \leq \frac{d}{3} \wedge V_s \geq \frac{3}{4} V_{diseño} \rightarrow 10cm < 14.67cm \wedge 24.24\ tonf > 8.97\ tonf \rightarrow \boldsymbol{Conforme}$$

Cortante:

$$\frac{V_{diseño}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}} = \frac{0.1172875\ MN}{0.25\ m \cdot 0.44\ m \cdot \sqrt{20.594\ MPa}} = 0.23496 < \mathbf{0.25}$$

Evaluando estas condiciones en la Tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13 para vigas controladas por flexión se obtienen los valores de los parámetros de modelación para flexión positiva:

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

Para obtener los parámetros de modelación para flexión negativa se sigue el mismo procedimiento. En la Figura 5-20 se muestra el diagrama momento-rotación para ambos casos. El momento de fluencia positivo (A_s=5.68 cm^2) es 9.859 tonf-m; el momento de fluencia negativo (A_s=7.68 cm^2) es 13.0269 tonf-m y son calculados automáticamente por el programa. El momento último se toma como 1.10 veces el momento de fluencia.

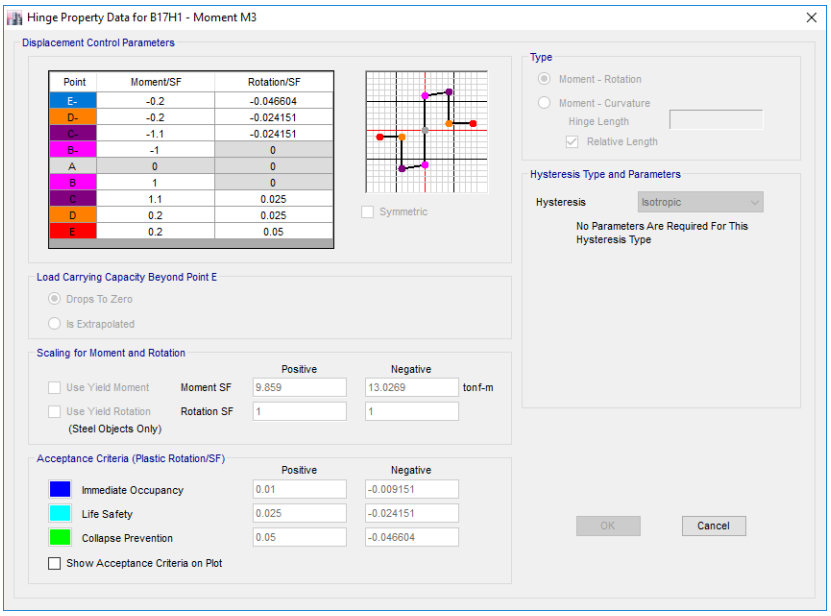


Figura 5-20 Diagrama Momento-Rotación de la Viga V-103-1 – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

Las rótulas por flexión en vigas se asignan en las caras con muros y columnas que corresponden a las potenciales zonas de falla.

5.2.3.2 Columnas

Se asignan rótulas por flexocompresión P-M2-M3 a las caras de las vigas. El comportamiento no lineal depende de la carga axial a la que está sometida una columna la que define los parámetros de modelación según la Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13. Según la Tabla 10-8, los valores de rotación plástica deberán tomarse como cero cuando $P > 0.7\, f'c\, Ag = 0.7\,(210)(1600) = 235.2\, tonf$. La columna con mayor carga axial corresponde a la C-5 (columna central) sin embargo la mayor carga axial que soporta es de $184.14\, tonf$ (Comb. 1), por lo que se espera un comportamiento dúctil en todas las columnas. A continuación, se muestra la definición de las rótulas plásticas por flexocompresión de la columna C-2 (1° Nivel) diseñada en el capítulo anterior.

Cuantía transversal:

$$\rho = \frac{A_v}{b \cdot s} = \frac{(4 \cdot 0.71)\, cm^2}{40\, cm \cdot 10\, cm} = 0.0071 > \mathbf{0.006}$$

Refuerzo transversal:

$$V_{diseño} = 17.527\, tonf$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{(4 \cdot 0.71) \cdot 4200 \cdot 34}{10} = 40.555\, tonf$$

$$s \leq \frac{d}{3} \wedge V_s \geq \frac{3}{4} V_{diseño} \rightarrow 10cm < 11.33cm \;\wedge\; 40.56tonf > 13.15tonf \;\rightarrow \boldsymbol{Conforme}$$

Cortante:

$$\frac{V_{diseño}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}} = \frac{0.17188\, MN}{0.40\, m \cdot 0.34\, m \cdot \sqrt{20.594\, MPa}} = 0.2785 > \mathbf{0.25}$$

Los parámetros de modelación se deben interpolar para diferentes niveles de carga axial ($0.1 f'_c A_g - 0.6 f'_c A_g$), obteniendo a, b y c) y los criterios de aceptación (IO, LS y CP)

Tabla 5-6 *Parámetros de modelación y Criterios de aceptación de la columna C-2 – Sistema de Muros Estructurales*

Carga axial	Parámetros de modelación			Criterios de aceptación		
P (tonf)	**a**	**b**	**c**	**IO**	**LS**	**CP**
33.60	0.02949	0.0543	0.1772	0.00477	0.0409	0.0543
50.40	0.02752	0.04985	0.15948	0.00459	0.03769	0.04985
67.20	0.02555	0.04539	0.14176	0.00442	0.03447	0.04539
84.00	0.02357	0.04094	0.12404	0.00424	0.03126	0.04094
100.80	0.0216	0.03649	0.10632	0.00406	0.02805	0.03649
117.60	0.01963	0.03204	0.0886	0.00389	0.02484	0.03204
134.40	0.01766	0.02758	0.07088	0.00371	0.02162	0.02758
151.20	0.01569	0.02313	0.05316	0.00353	0.01841	0.02313
168.00	0.01371	0.01868	0.03544	0.00335	0.0152	0.01868
184.80	0.01174	0.01422	0.01772	0.00318	0.01198	0.01422
201.60	0.00977	0.00977	0	0.003	0.00877	0.00977

Fuente: Elaboración Propia

Las Figuras 5-21 y 5-22 muestran los parámetros de modelación del diagrama Momento-Rotación para la rótula plástica por flexocompresión y deformación controlada de la columna C-5. El momento de fluencia está en función del diagrama de interacción de la sección de la columna.

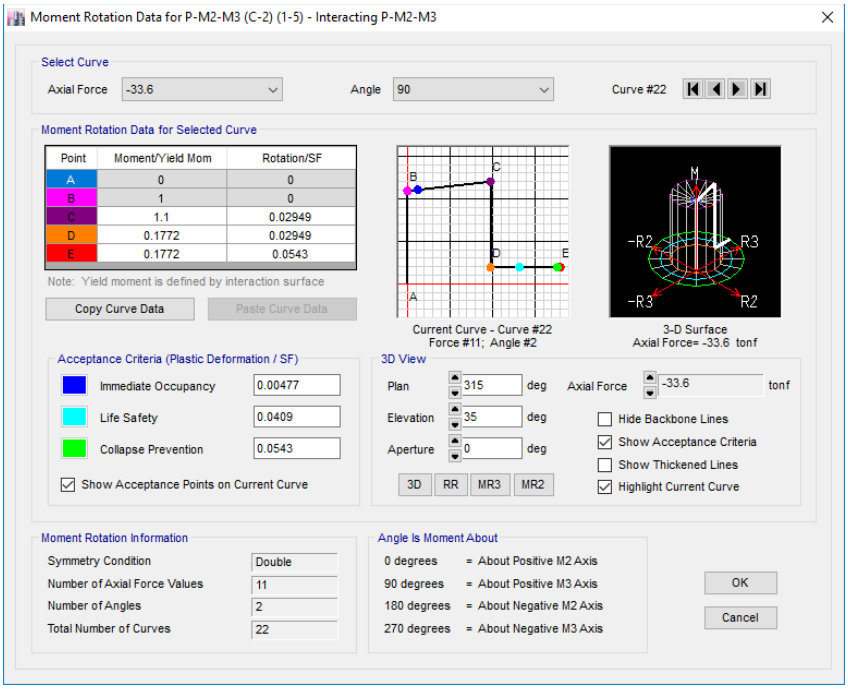


Figura 5-21 Diagrama Momento-Rotación de la columna C-5 en la dirección X y carga axial 33.60 tonf – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

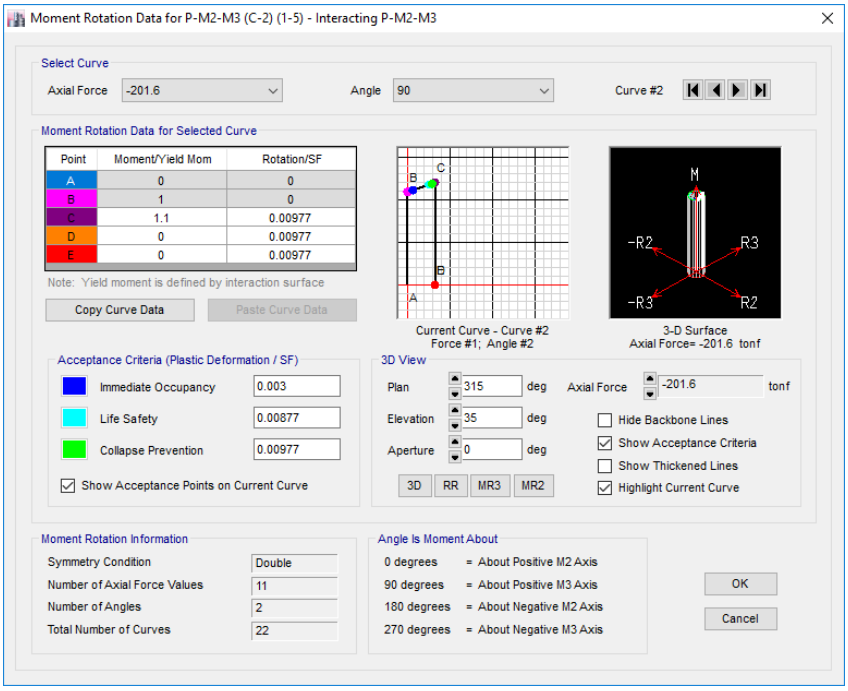


Figura 5-22 Diagrama Momento-Rotación de la Columna C-5 en la dirección X y carga axial 201.60 tonf – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

5.2.3.3 Muros de Corte

Los muros de corte son los principales elementos resistentes de este sistema estructural y su comportamiento determina en gran medida la respuesta de la estructura. Los muros se definieron como secciones tipo *frame*.

El estándar ASCE/SEI 41-13 considera 2 tipos de muros de corte: Esbeltos (si la relación alto/largo > 3) y Cortos (si la relación < 1.5). Los muros esbeltos son normalmente controlados por flexión y los cortos por corte. En general, los muros de corte de concreto armado gobernados por flexión tienden a formar una rótula plástica cerca a la base del muro bajo acciones severas de carga lateral.

La rotación θ para el diagrama momento-rotación se deberá tomar sobre la región de rótula plástica en la base del elemento como se muestra en la Figura 5-23.

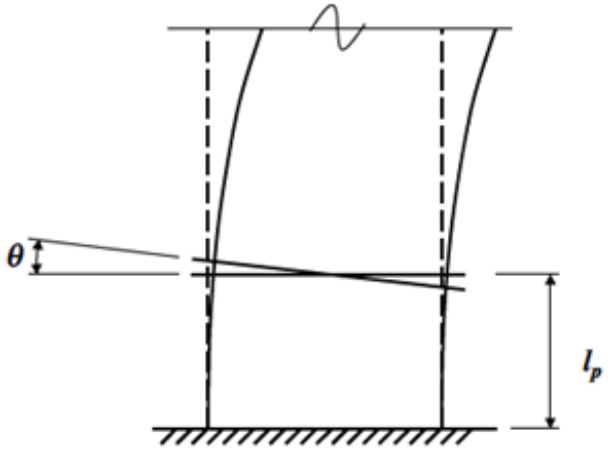


Figura 5-23 Rotación en rótula plástica de muros de corte donde la respuesta inelástica es dominada por flexión (ASCE/SEI 41-13, 2014)

El valor de l_p debe ser igual a 0.5 veces el peralte efectivo por flexión del elemento, pero menor a la altura del primer nivel y menor que el 50% de la longitud del elemento:

$$0.5d = 0.5(0.8 \cdot 3.00\ m) = 1.20\ m$$
$$h_e = 3.00\ m$$
$$0.5L = 0.5(3.00\ m) = 1.50\ m$$
$$\Rightarrow l_p = 1.20\ m$$

Los parámetros de modelación de rótula plástica a, b y c, y los criterios de aceptación IO, LS y CP se obtienen a partir de la Tabla 10-19 del estándar para la dirección fuerte del muro de corte (P-M3). En la dirección débil del muro de corte (P-M2) se considera un comportamiento similar al de una columna por los que los parámetros de modelación se obtienen a partir de la Tabla 10-8 del estándar.

A continuación, se muestran los parámetros de modelación de la rótula plástica por flexo-compresión del muro P-1 diseñado en el capítulo anterior, el detalle de los cálculos se muestra en el Anexo 5.

Tabla 5-7 *Parámetros de modelación P-M3 y Criterios de aceptación de la placa P-1 – Sistema de Muros Estructurales*

Carga axial	Parámetros de modelación			Criterios de aceptación		
P (tonf)	**a**	**b**	**c**	**IO**	**LS**	**CP**
157.50	0.01	0.02	0.75	0.005	0.015	0.02
236.25	0.0083	0.0173	0.7	0.0043	0.013	0.0173
315.00	0.0067	0.0147	0.65	0.0037	0.011	0.0147
393.75	0.005	0.012	0.6	0.003	0.009	0.012
472.50	0.005	0.012	0.6	0.003	0.009	0.012
551.25	0.005	0.012	0.6	0.003	0.009	0.012
630.00	0.005	0.012	0.6	0.003	0.009	0.012

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 5-8 *Parámetros de modelación P-M2 y Criterios de aceptación de la placa P-1 – Sistema de Muros Estructurales*

Carga axial	Parámetros de modelación			Criterios de aceptación		
P (tonf)	**a**	**b**	**c**	**IO**	**LS**	**CP**
157.50	0.012	0.012	0.2	0.005	0.007	0.008
236.25	0.0112	0.0112	0.18	0.0047	0.0093	0.0112
315.00	0.0104	0.0104	0.16	0.0044	0.0086	0.0104
393.75	0.0096	0.0096	0.14	0.0041	0.0079	0.0096
472.50	0.0088	0.0088	0.12	0.0038	0.0072	0.0088
551.25	0.008	0.008	0.1	0.0035	0.0065	0.008
630.00	0.0072	0.0072	0.08	0.0032	0.0058	0.0072

Fuente: Elaboración Propia

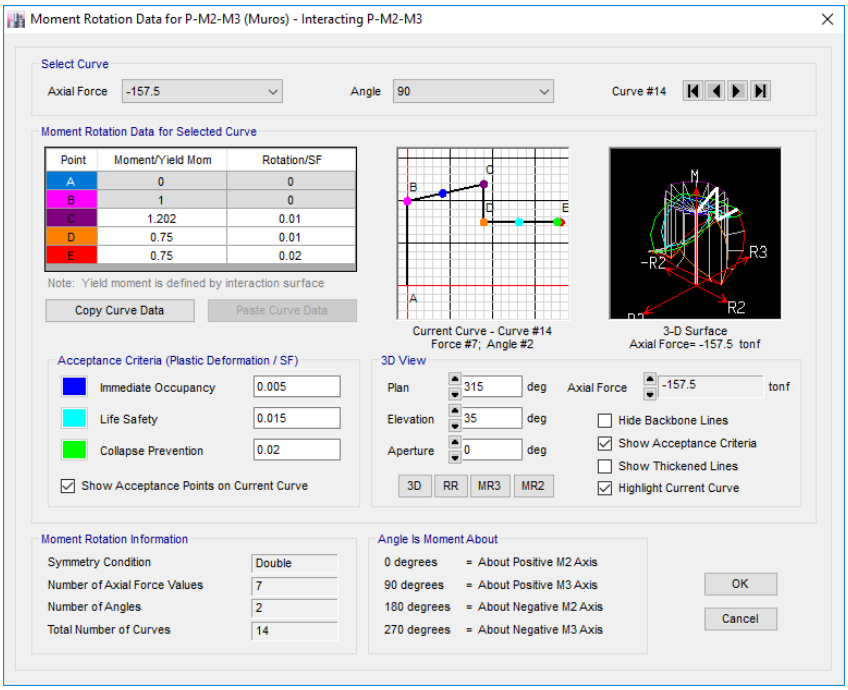


Figura 5-24 Diagrama Momento-Rotación de la placa P-1 en la dirección fuerte M3 y carga axial 157.50 tonf – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

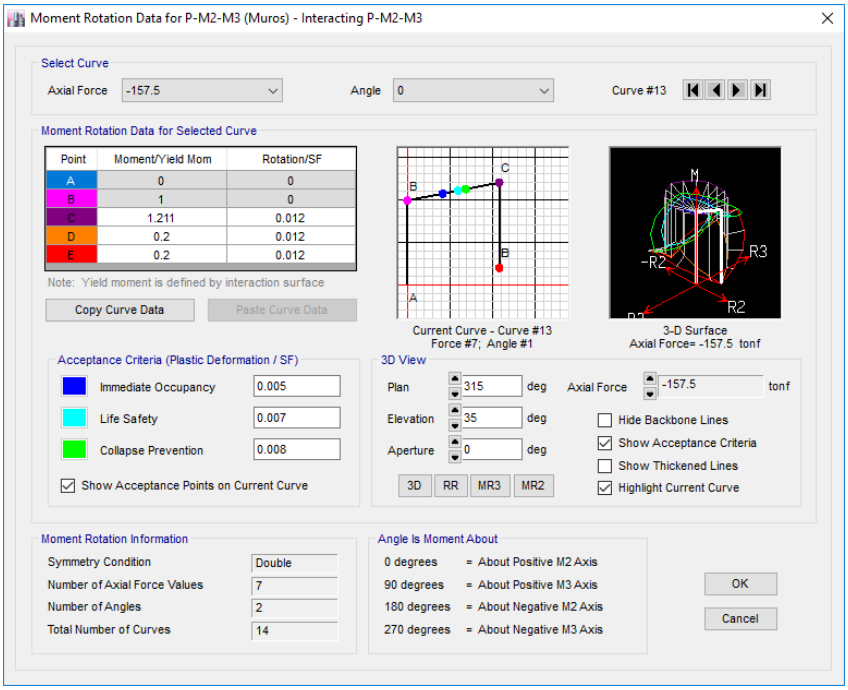


Figura 5-25 Diagrama Momento-Rotación de la placa P-1 en la dirección débil M2 y carga axial 157.50 tonf – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

El ASCE/SEI 41-13 establece que la resistencia nominal a flexión debe calcularse usando los principios fundamentales dados en el ACI 318 para muros de corte. El momento de fluencia se calcula considerando solamente el acero en los bordes. El momento último es igual a la resistencia nominal incluyendo todo el refuerzo de la sección.

A continuación, se muestra los diagramas de interacción para el My y Mu, así como los factores usados para definir el punto C en los diagramas momento-rotación mostrados en las Figuras 5-24 y 5-25.

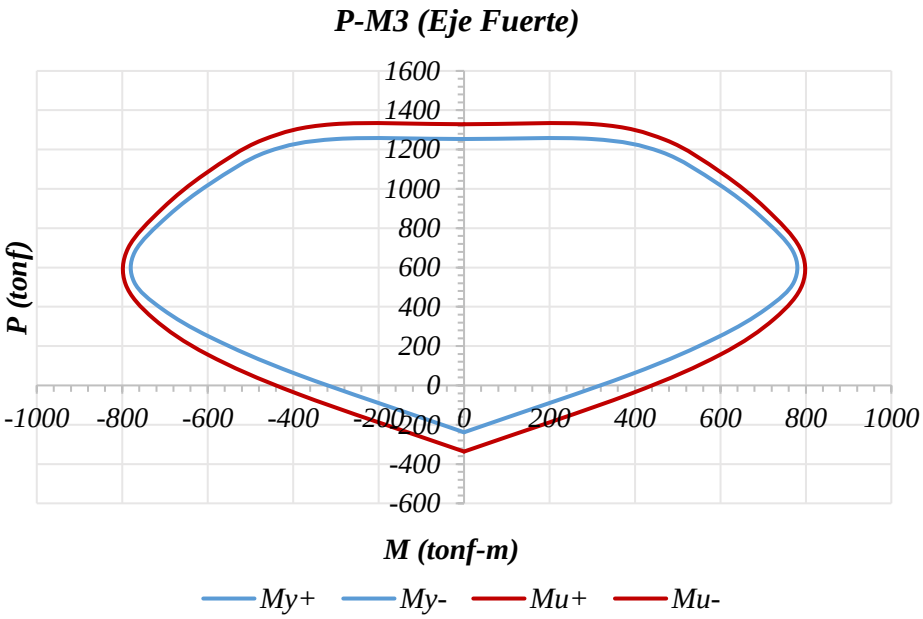


Figura 5-26 $M3_y$ y $M3_u$ de la Placa P-1 – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

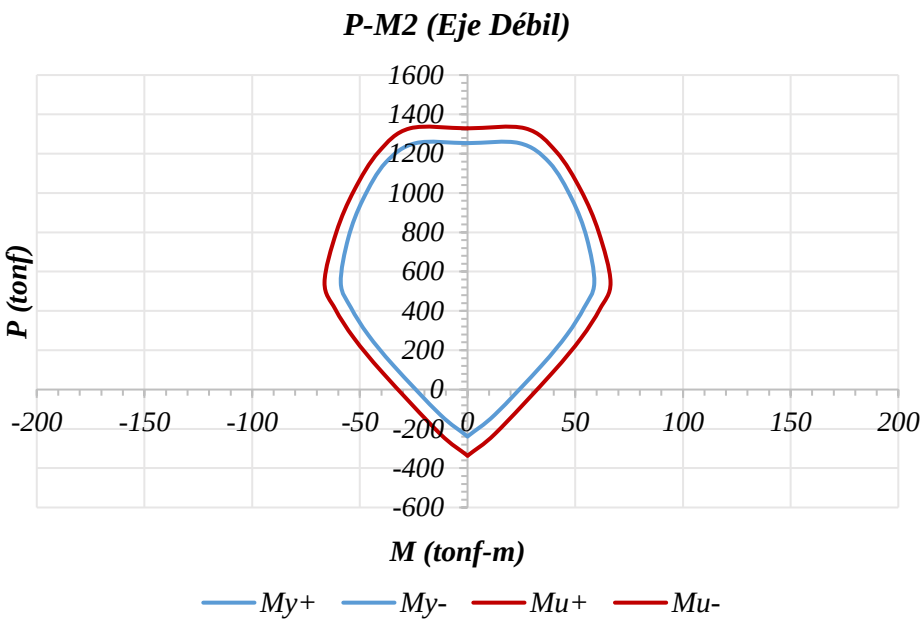


Figura 5-27 $M2_y$ y $M2_u$ de la Placa P-1 – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

Tabla 5-9 *M_y y M_u (tonf-m) de la Placa P-1 – Sistema de Muros Estructurales*

	Curve 0°			Curve 90°		
P, tonf	**M2y**	**M2u**	**M2u/M2y**	**M3y**	**M3u**	**M3u/M3y**
157.50	37.025	44.840	1.211	499.544	600.439	1.202
236.25	42.966	50.812	1.183	584.537	655.115	1.121
315.00	48.261	55.862	1.158	648.158	709.791	1.095
393.75	52.811	60.507	1.146	708.862	746.677	1.053
472.50	56.220	63.730	1.134	746.440	776.135	1.040
551.25	58.724	66.265	1.128	771.839	790.987	1.025
630.00	57.517	64.573	1.123	770.919	788.400	1.023

Fuente: Elaboración Propia

Adicionalmente se debe verificar que el comportamiento del muro no sea gobernado por corte para lo cual se asigna una rótula del tipo Cortante-Drift (Fuerza-Desplazamiento). Los parámetros de modelación se obtienen a partir de la Tabla 10-20 del estándar, el detalle de los cálculos se muestra en el Anexo 5.

El cortante de fluencia será igual al cortante nominal del elemento y se calcula según las ecuaciones dadas en el ACI 318.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot t_w \cdot d = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot (0.8 \cdot 300) = 46.0826\ tonf$$

$$\rho_h = \frac{A_v}{t_w \cdot s} = \frac{1.42}{25 \cdot 17.5} = 0.0032$$

$$V_s = A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y = (25 \cdot 300) \cdot 0.0032 \cdot 4200 = 102.24\ tonf$$

$$V_n = V_c + V_s = \mathbf{148.3226\ tonf}$$

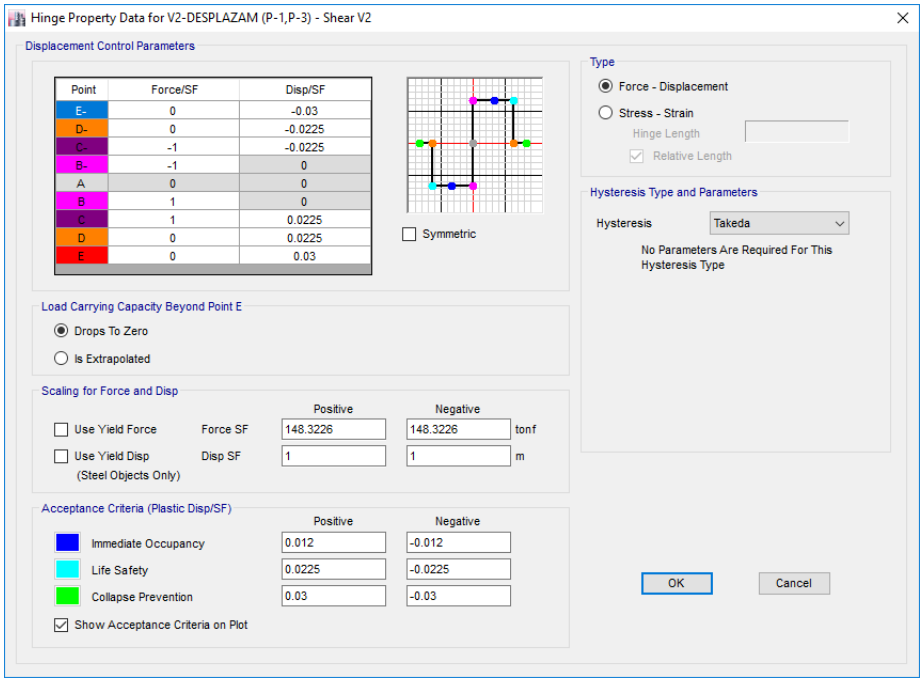


Figura 5-28 Relación Fuerza-Desplazamiento de la placa P-1 en la dirección fuerte V2 – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

5.2.4 Análisis Estático No lineal Pushover

5.2.4.1 Patrón de carga lateral

Para realizar un análisis Pushover los modos superiores no deben ser significativos según se explica en la sección 2.3.6.

Para verificar esta condición se realizan dos análisis elásticos del tipo modal-espectral, el primero considerando una masa participativa de al menos 90% y el segundo considerando sólo el primer modo, la diferencia entre los cortantes de entrepiso no debe exceder del 130%. Para el primer análisis se considera el efecto de los 8 primeros modos siendo la masa participativa 94.14% para la dirección X-X y 94.12% para la dirección Y-Y.

Tabla 5-10 *Influencia de los modos superiores – Sistema de Muros Estructurales*

Nivel	Dirección X-X			Dirección Y-Y		
	V(8) tonf	V(1°) tonf	V(8) / V(1°)	V(8) tonf	V(1°) tonf	V(8) / V(1°)
8	62.98	55.73	1.130	61.68	54.13	1.140
7	126.48	119.36	1.060	123.03	115.64	1.064
6	177.20	173.57	1.021	171.50	167.76	1.022
5	218.64	217.37	1.006	210.95	209.67	1.006
4	251.00	250.14	1.003	241.81	240.86	1.004
3	274.54	271.87	1.010	264.42	261.43	1.011
2	289.58	283.51	1.021	279.04	272.40	1.024
1	295.60	287.34	1.029	284.96	275.98	1.033
			< 1.30			**< 1.30**

Fuente: Elaboración Propia

Debido a que los modos superiores no son significativos el ASCE/SEI 41-13 recomienda que el patrón de carga lateral sea proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección considerada.

5.2.4.2 Casos de carga

De manera similar al modelo anterior de pórticos se iniciará el análisis Pushover considerando un estado de cargas de gravedad no lineal, el cual se define del mismo modo.

Los patrones de carga lateral se definen a partir de los desplazamientos de los modos fundamentales en X (modo 2) y en Y (modo 1).

Tabla 5-11 *Patrón de carga lateral en función de los modos fundamentales en X e Y – Sistema de Muros Estructurales*

Nivel	h_i (m)	Amplitud X-X	Amplitud Y-Y	FLAT X-X	FLAT Y-Y
8	24	0.0340	0.0340	0.2411	0.2429
7	21	0.0300	0.0300	0.2128	0.2143
6	18	0.0250	0.0250	0.1773	0.1786
5	15	0.0200	0.0200	0.1418	0.1429
4	12	0.0150	0.0150	0.1064	0.1071
3	9	0.0100	0.0100	0.0709	0.0714
2	6	0.0050	0.0050	0.0355	0.0357
1	3	0.0020	0.0010	0.0142	0.0071
Σ		0.1410	0.1400		

Fuente: Elaboración Propia

Posteriormente se definen los casos de carga para el análisis Pushover, se considera el efecto de no linealidad geométrica (P-Delta), el patrón de carga lateral del modo fundamental correspondiente, se define el punto de control y se asignan los parámetros necesarios para lograr la convergencia del análisis de naturaleza iterativa.

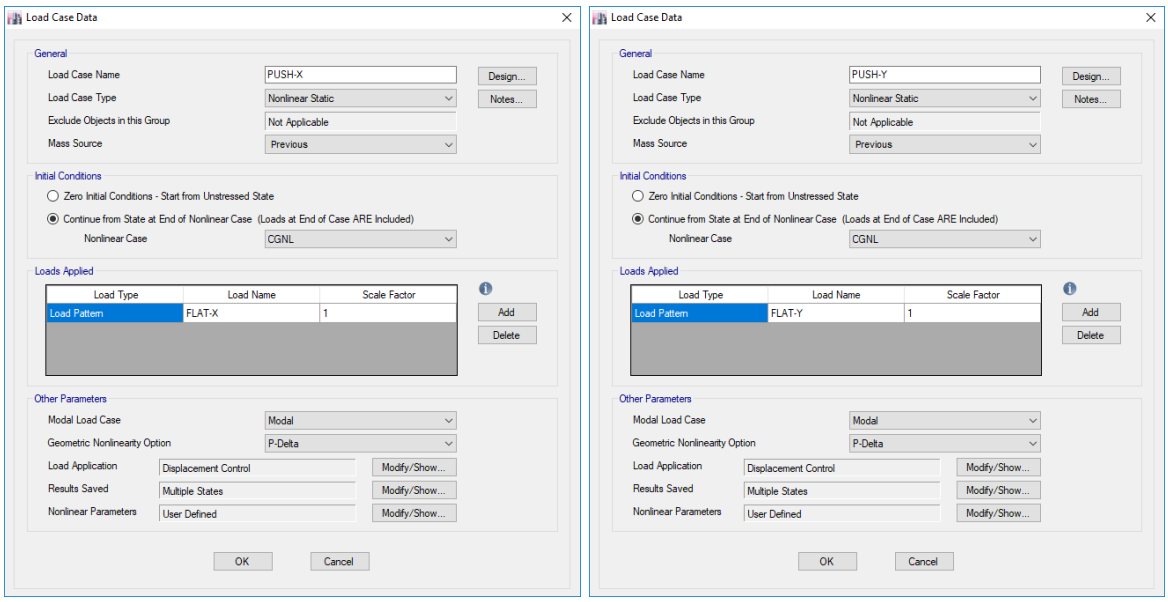


Figura 5-29 Load Cases para el Análisis Pushover X e Y – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

5.2.4.3 Resultados del Análisis Pushover

El programa ETABS permite visualizar el mecanismo de formación de rótulas plásticas y así poder evaluar la respuesta y comportamiento de cada elemento y de la estructura.

DIRECCIÓN X-X

La formación de la primera rótula se da para un desplazamiento de 0.0272 m, que corresponde a la viga V-402 (Tramo 2-extremo izquierdo)

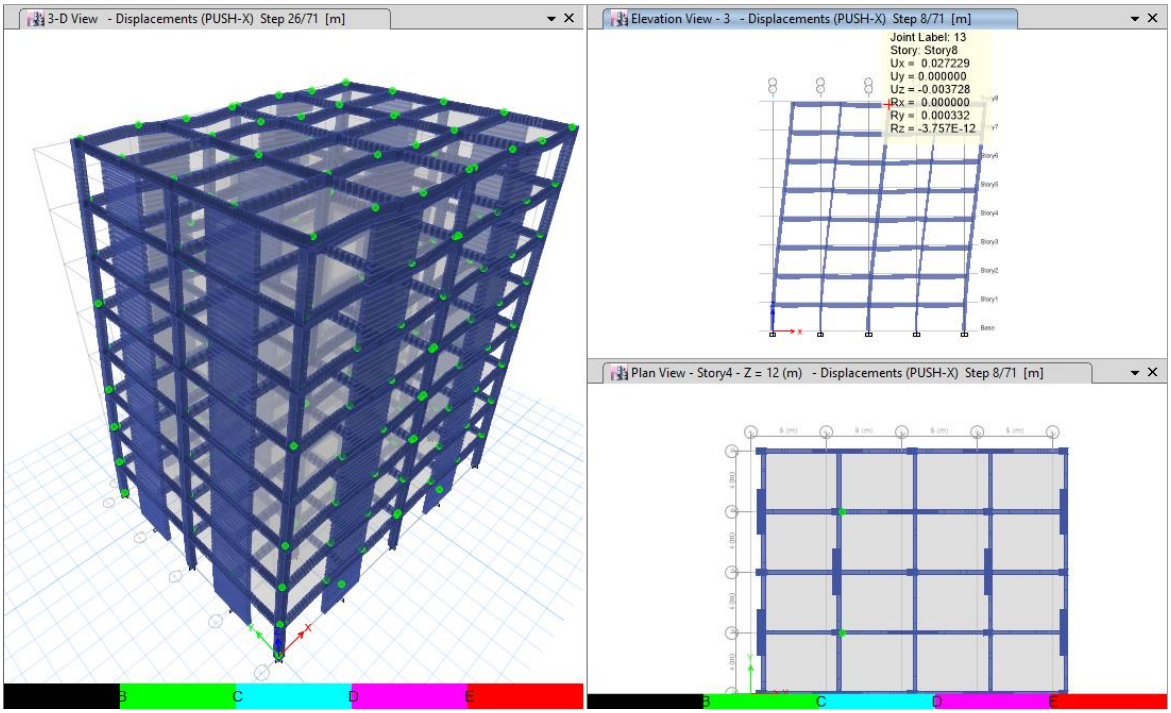


Figura 5-30 Formación de la primera rótula en X-X – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

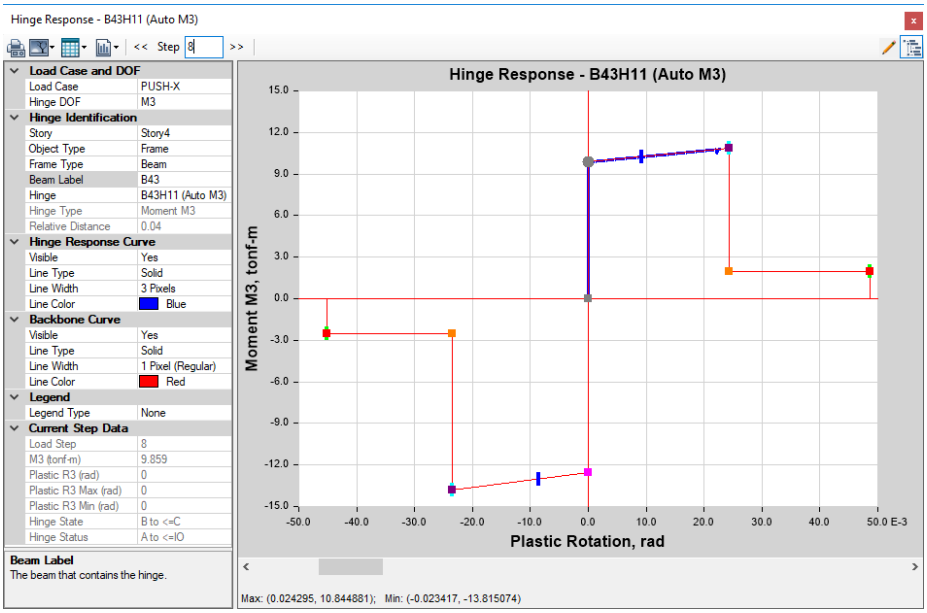


Figura 5-31 Formación de rótula plástica por flexión M3 en la viga V-402 – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

Para un desplazamiento de 0.10765 m (desplazamiento de diseño) se forman rótulas en las vigas y en la base de la columna C-1, estando todas en el rango de ocupación inmediata (IO). Además, los seis muros de corte en X incursionan en el rango no lineal permaneciendo en el rango IO.

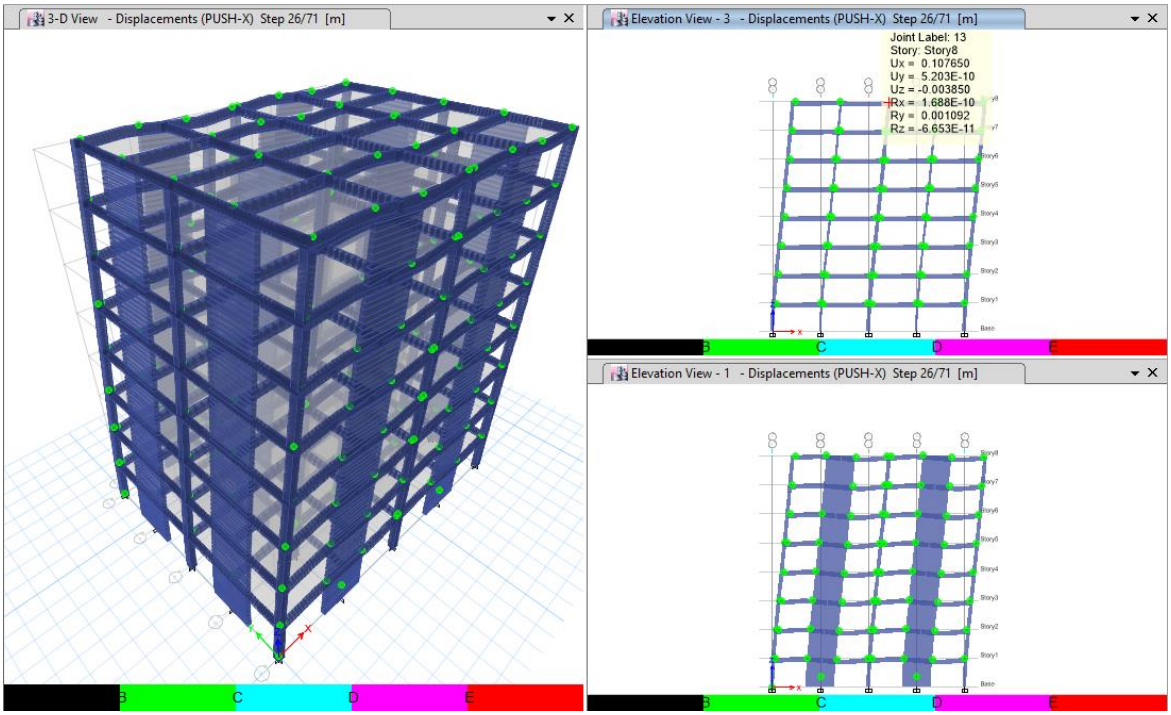


Figura 5-32 Formación de rótulas para el desplazamiento de diseño en X-X – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

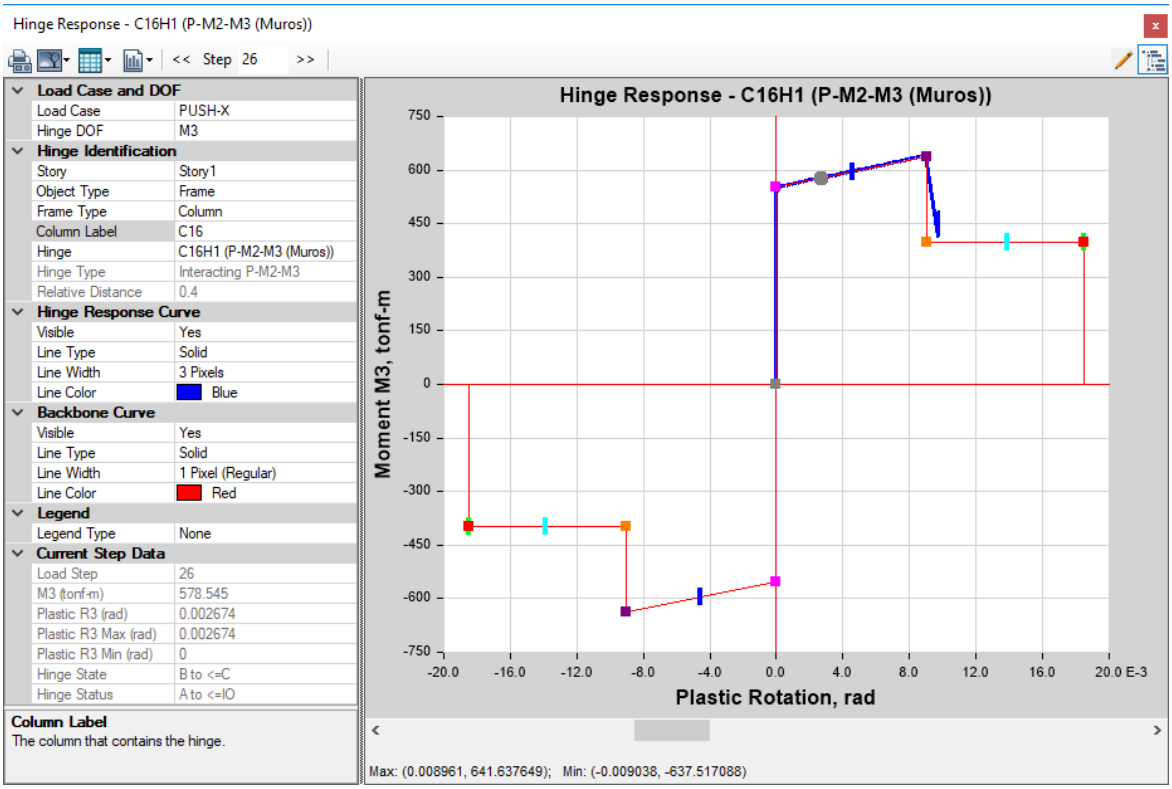


Figura 5-33 Formación de rótula plástica por flexión M3 en la placa P-2 – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

El desplazamiento último antes del colapso (teórico) es de 0.2603 m. Los muros de corte en los ejes 2 y 4 (P-2) alcanzan su resistencia máxima a flexión por lo que un incremento de carga ocasiona una pérdida de rigidez lateral global en la estructura. Las rótulas formadas en los demás elementos (vigas y columnas) se mantienen en el rango de seguridad de viga.

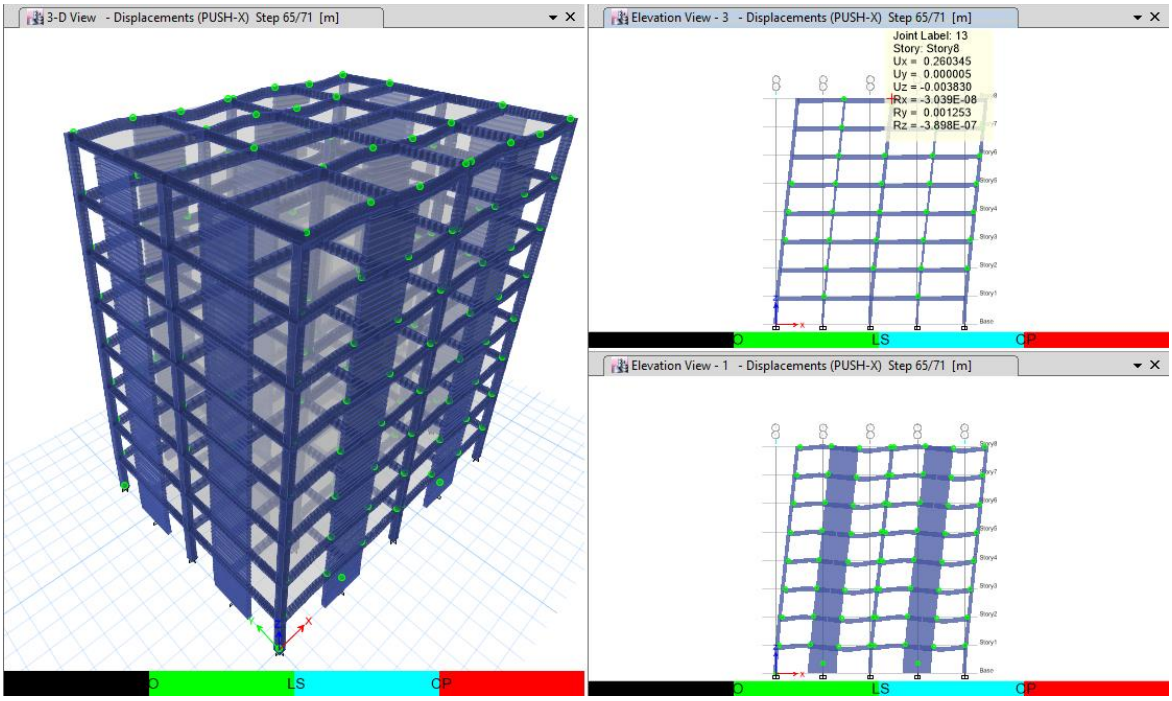


Figura 5-34 Mecanismo de colapso en X-X – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

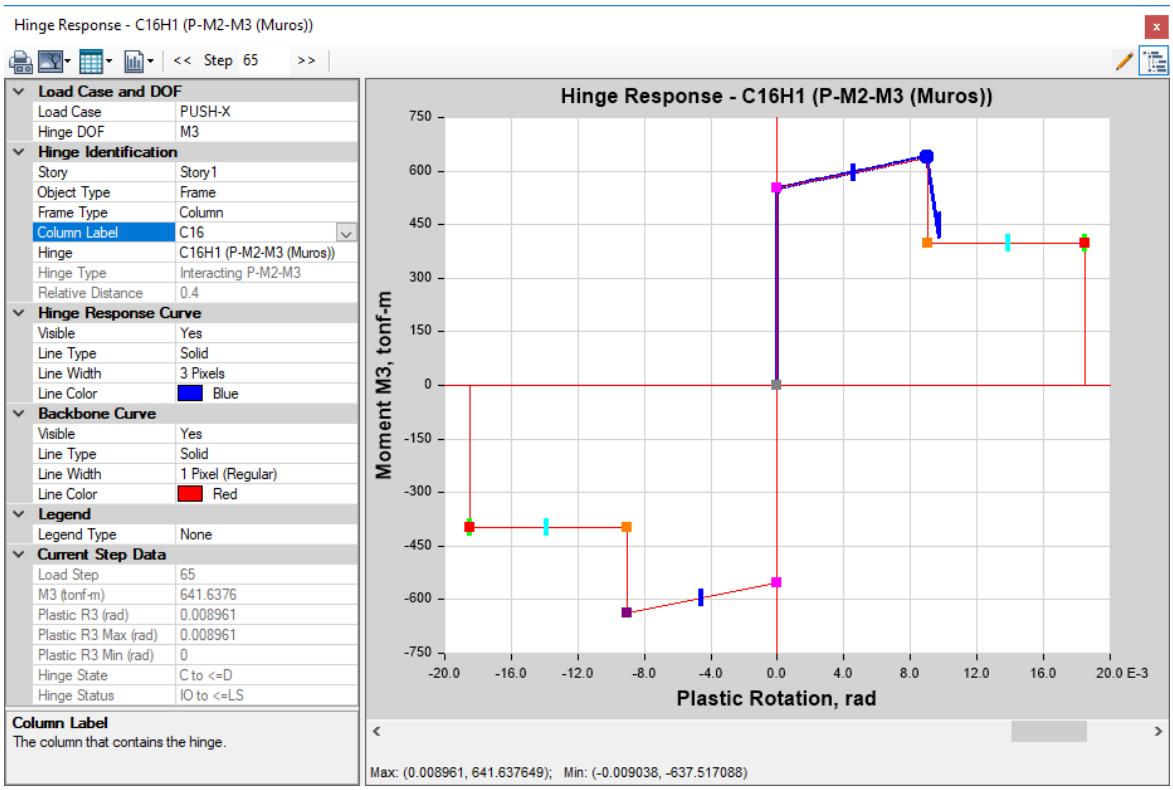


Figura 5-35 Rótula plástica antes del colapso por flexión M3 en la placa P-2 – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

DIRECCIÓN Y-Y

La formación de la primera rótula se da para un desplazamiento de 0.0289 m, que corresponde a la viga V-205 (Tramo 2-extremo izquierdo).

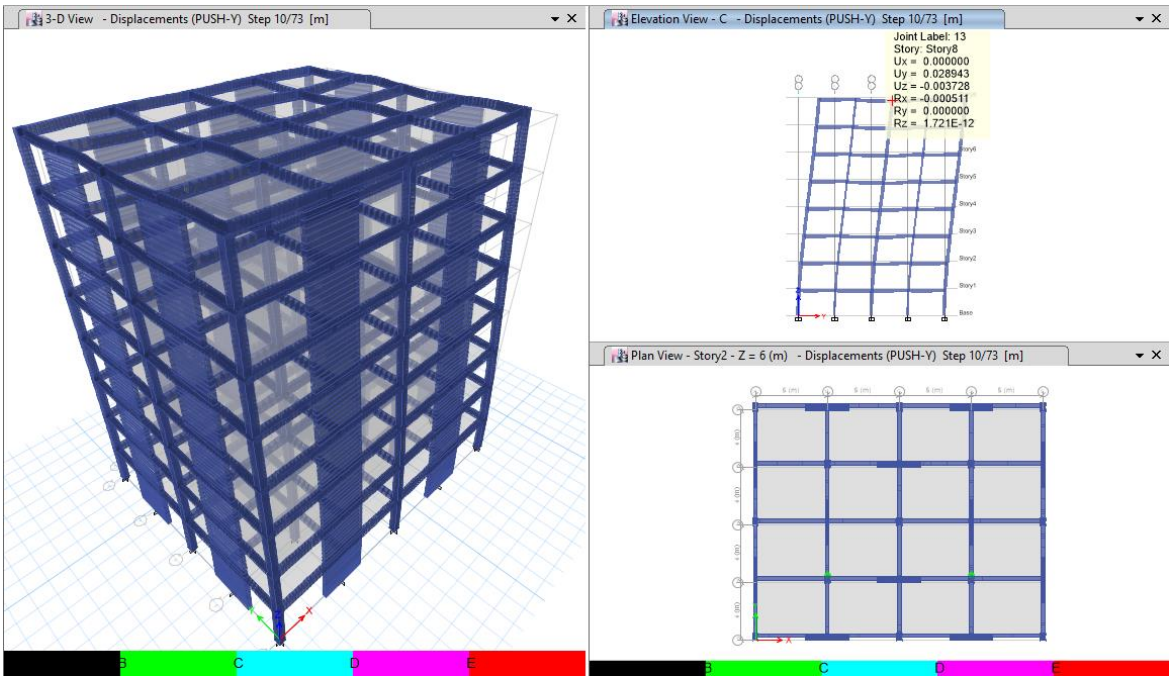


Figura 5-36 Formación de la primera rótula en Y-Y – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

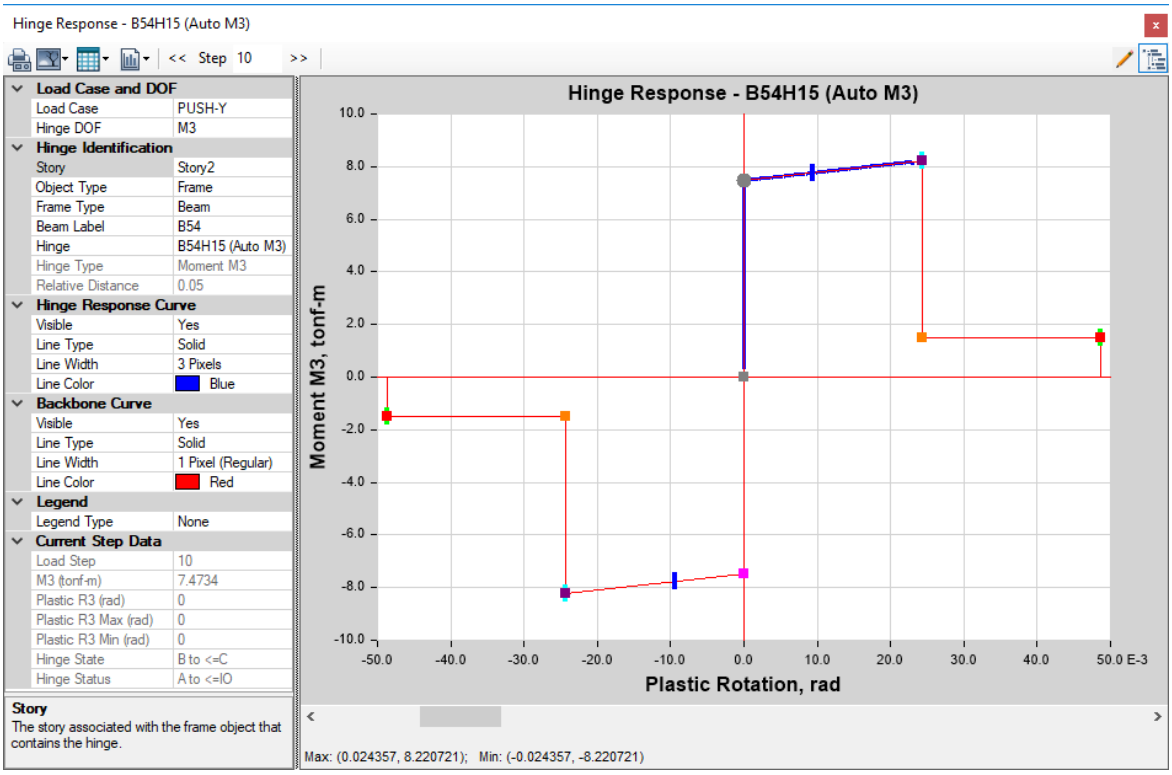


Figura 5-37 Formación de rótula plástica por flexión M3 en la viga V-205 – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

Para un desplazamiento de 0.10749 m (desplazamiento de diseño) se forman rótulas en las vigas y en la base de la columna C-1, estando todas en el rango de ocupación inmediata (IO), excepto las vigas V-305, V-404 y V-405 que incursionan en el rango de seguridad de vida (LS). Además, los seis muros de corte en Y incursionan en el rango no lineal permaneciendo en el rango IO.

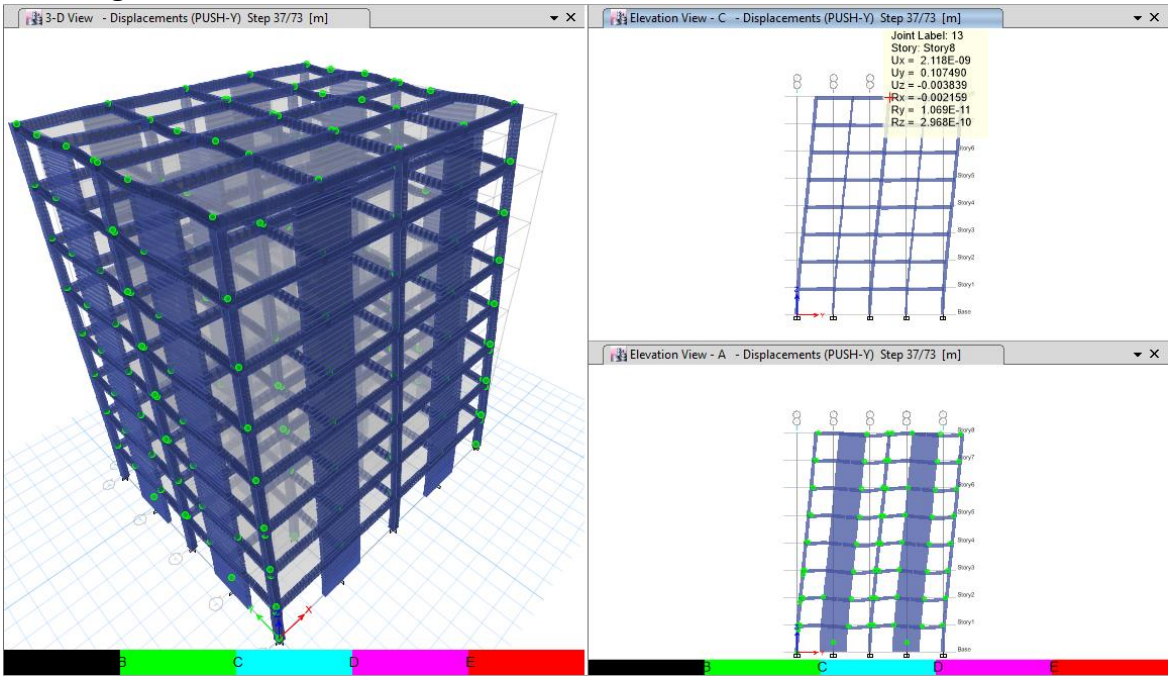


Figura 5-38 Formación de rótulas para el desplazamiento de diseño en Y-Y – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

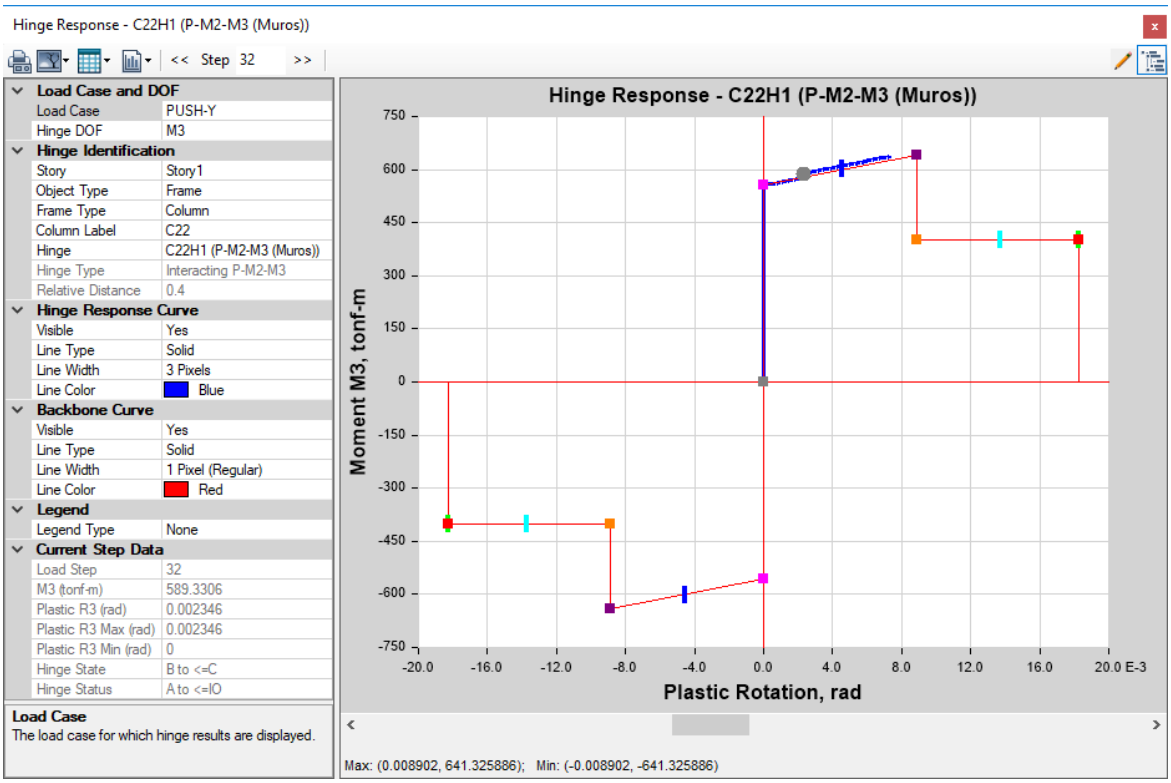


Figura 5-39 Formación de rótula plástica por flexión M3 en la placa P-4 – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

El desplazamiento último antes del colapso (teórico) es de 0.2172 m. Los muros de corte en los ejes B y D (P-4) alcanzan su resistencia máxima a flexión por lo que un incremento de carga ocasiona una pérdida de rigidez lateral global en la estructura. Las rótulas formadas en los demás elementos (vigas y columnas) se mantienen en el rango de seguridad de viga. Se observa además una falla local en la columna C-1, sin embargo, esta no afecta la rigidez global de la estructura.

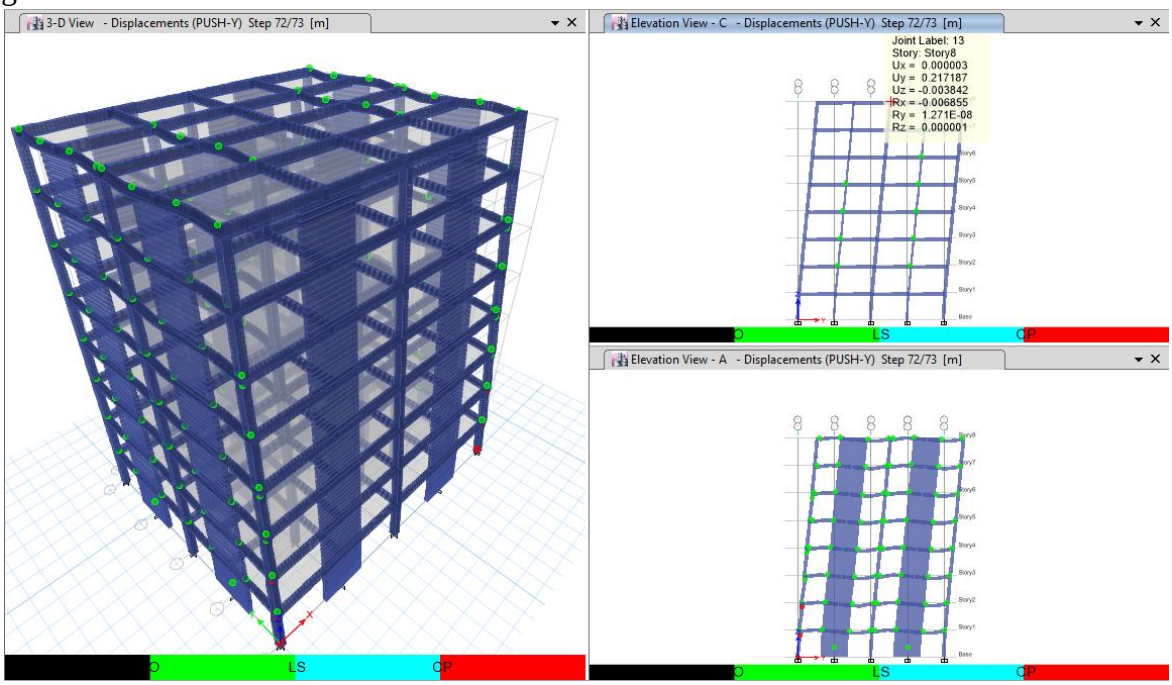


Figura 5-40 Mecanismo de colapso en Y-Y – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

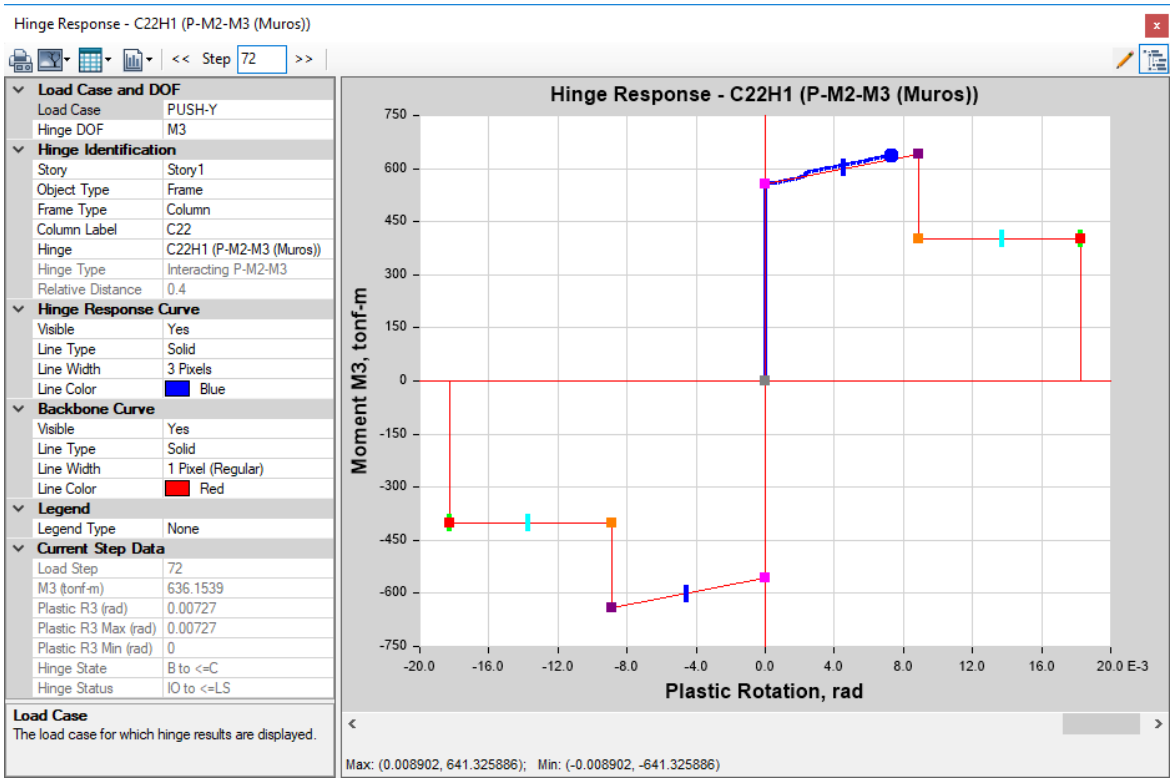


Figura 5-41 Rótula plástica antes del colapso por flexión M3 en la placa P-4 – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

Además, se verifica que el cortante absorbido por los muros de corte no excede su resistencia nominal a corte, los máximos cortantes se dan en las placas P-2 (para la dirección X) y en las placas P-4 (dirección Y), siendo estas de 95.33 $tonf$ y 102.25 $tonf$, respectivamente, las cuales se pueden visualizar en las Figuras 5-42 y 5-43.

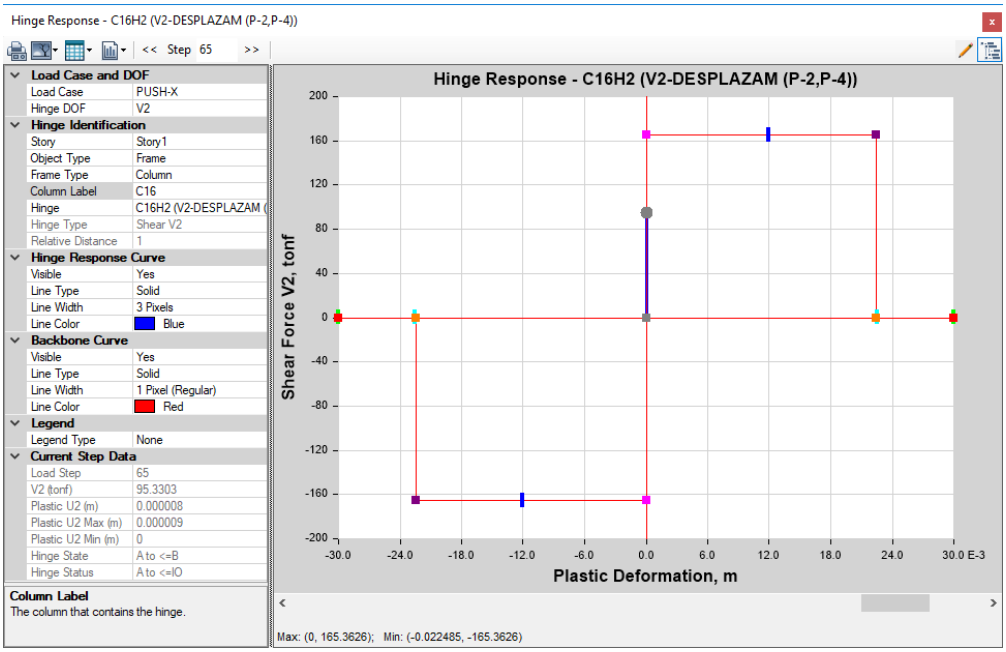


Figura 5-42 Cortante máximo absorbido por la placa P-2 en la dirección X – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

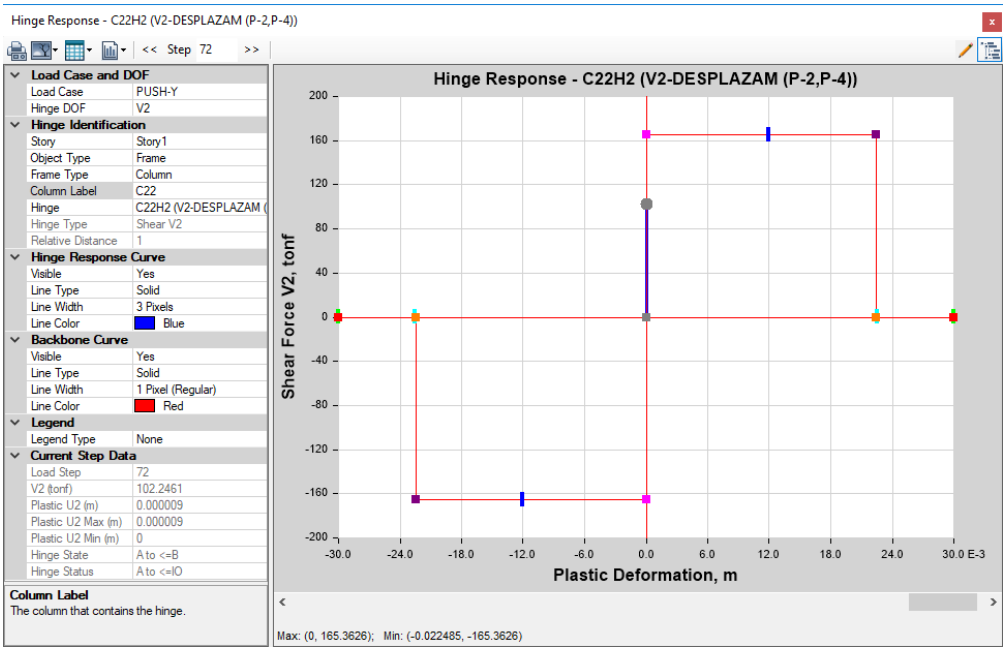


Figura 5-43 Cortante máximo absorbido por la placa P-4 en la dirección Y – Sistema de Muros Estructurales (ETABS 2016)

Por lo tanto, se concluye que el comportamiento que domina el comportamiento en los muros de corte es la flexión, como se indicó inicialmente.

5.2.4.4 Curva de Capacidad y Puntos de interés

El resultado del análisis Pushover se representa mediante la Curva de Capacidad, que representa la respuesta de un sistema equivalente de 1GDL del edificio, dicha curva es necesaria para la aplicación de los métodos para determinar el punto de desempeño para un determinado nivel de sismo, como se desarrolló en el Capítulo 2.

A continuación, se muestra las curvas de capacidad para las direcciones X e Y obtenidas por el programa ETABS.

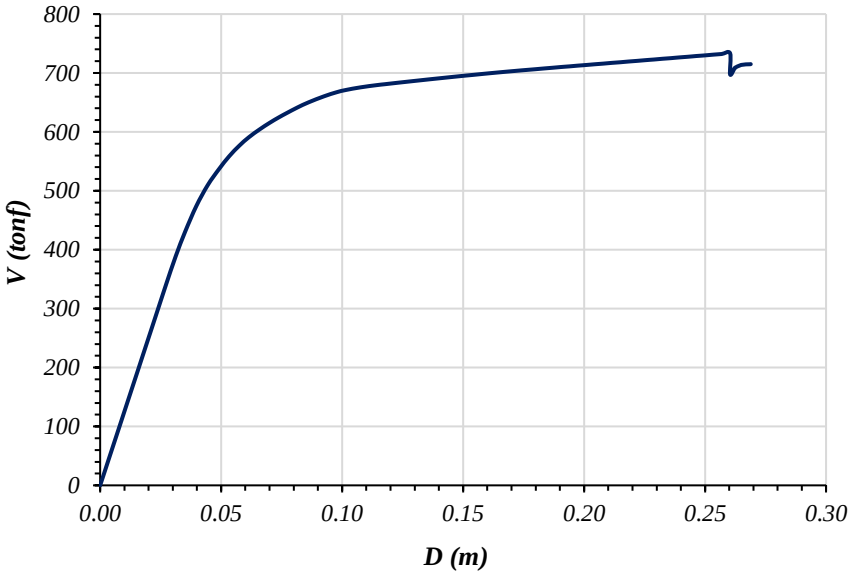


Figura 5-44 Curva de Capacidad en la dirección X-X – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

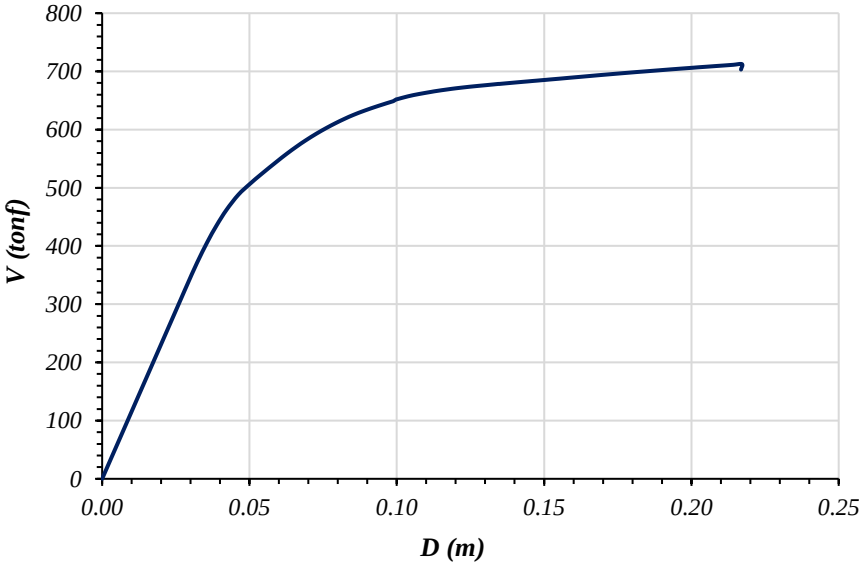


Figura 5-45 Curva de Capacidad en la dirección Y-Y – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

De la curva de capacidad obtenida se pueden identificar directamente los siguientes puntos de interés:

Tabla 5-12 *Puntos de interés de la Curva de Capacidad – Sistema de Muros Estructurales*

Dirección	Puntos de interés	V (tonf)	D (m)
X-X	Primera Rótula	340.764	0.0272
	Colapso	733.434	0.2603
Y-Y	Primera Rótula	334.448	0.0289
	Colapso	712.379	0.2172

Fuente: Elaboración Propia

Se puede calcular la ductilidad y sobrerresistencia respecto de la primera rótula.

Dirección X-X:

$$\mu_{xx} = \frac{D_u}{D_{1\,rot}} = \frac{0.2603}{0.0272} = 9.570$$

$$SR_{xx} = \frac{V_u}{V_{1\,rot}} = \frac{733.434}{340.764} = 2.152$$

Dirección Y-Y:

$$\mu_{yy} = \frac{D_u}{D_{1\,rot}} = \frac{0.2172}{0.0289} = 7.516$$

$$SR_{yy} = \frac{V_u}{V_{1\,rot}} = \frac{712.379}{334.448} = 2.130$$

CAPITULO 6

6. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ESTUDIO

6.1 Objetivos de Desempeño

La NTE E.030 establece lo siguiente: la estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque puede presentar daños importantes debido a sismos severos; la estructura debe soportar sismos moderados pudiendo experimentar daños reparables. Estos principios de diseño sismorresistente se pueden relacionar con los objetivos básicos de desempeño establecidos por el Comité Visión 2000 aceptables para edificaciones comunes como la estudiada en la presente tesis.

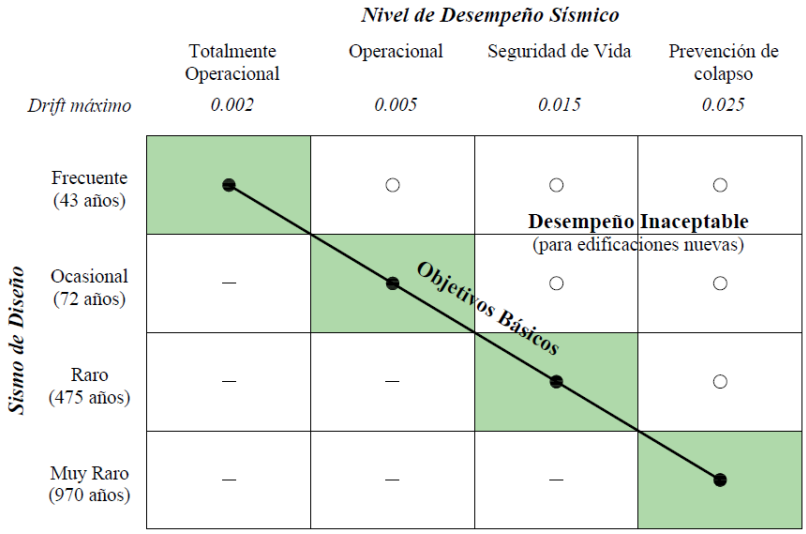


Figura 6-1 Objetivos Básicos de Desempeño para edificaciones comunes (Elaboración Propia)

6.2 Demanda Sísmica

Para la evaluar los objetivos de desempeño seleccionados se debe tener en cuenta los cuatro niveles de sismo dados por el Comité Visión 2000, estos se determinan a partir del espectro de diseño (elástico) definido con los parámetros de la NTE E.030. El factor de conversión entre dos niveles de sismo diferentes se puede determinar en función de sus periodos de retorno mediante la siguiente ecuación:

$$FC = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^k \qquad (6\text{-}1)$$

Donde:

T_1 : Periodo de retorno del sismo de diseño
T_2 : Periodo de retorno del sismo objetivo
k : Factor que varía entre 0.3 y 0.4

La fórmula que relaciona la probabilidad de excedencia p_e durante un periodo de años n con el periodo de retorno T_R es la siguiente:

$$T_R = \frac{1}{1-(1-p_e)^{1/n}} \qquad (6\text{-}2)$$

Tabla 6-1 *Factores de Conversión para cada nivel de sismo*

Sismo	Probabilidad de excedencia	Periodo de Retorno	FC
Frecuente	50% en 30 años	43 años	*0.38*
Servicio (Ocasional)	50% en 50 años	72 años	*0.50*
Diseño (Raro)	10% en 50 años	475 años	*1.00*
Máximo (Muy Raro)	10% en 100 años	970 años	*1.30*

Fuente: Elaboración Propia

Conocidos los factores de conversión y la aceleración para el sismo de diseño a_1, la aceleración para cada tipo de sismo se obtiene como:

$$a_2 = a_1 \cdot FC \qquad (6\text{-}3)$$

El espectro elástico de pseudoaceleraciones se obtiene según la ecuación 2-6, utilizando un factor de reducción R=1, cuyos valores se muestran en la Tabla 6-2.

Tabla 6-2 *Espectros elásticos de pseudoaceleraciones para cada nivel de sismo*

S. Frecuente		S. Servicio		S. Diseño		S. Máximo	
T (seg)	$S_a\ (g)$	T (seg)	$S_a\ (g)$	T (seg)	$S_a\ (g)$	T (seg)	$S_a\ (g)$
0.00	0.3824	0.00	0.5031	0.00	1.0063	0.00	1.3081
0.10	0.3824	0.10	0.5031	0.10	1.0063	0.10	1.3081
0.20	0.3824	0.20	0.5031	0.20	1.0063	0.20	1.3081
0.30	0.3824	0.30	0.5031	0.30	1.0063	0.30	1.3081
0.40	0.3824	0.40	0.5031	0.40	1.0063	0.40	1.3081
0.50	0.3824	0.50	0.5031	0.50	1.0063	0.50	1.3081
0.60	0.3824	0.60	0.5031	0.60	1.0063	0.60	1.3081
0.70	0.3278	0.70	0.4313	0.70	0.8625	0.70	1.1213
0.80	0.2868	0.80	0.3773	0.80	0.7547	0.80	0.9811
0.90	0.2549	0.90	0.3354	0.90	0.6708	0.90	0.8721
1.00	0.2294	1.00	0.3019	1.00	0.6038	1.00	0.7849
1.20	0.1912	1.20	0.2516	1.20	0.5031	1.20	0.6541
1.40	0.1639	1.40	0.2156	1.40	0.4313	1.40	0.5606
1.60	0.1434	1.60	0.1887	1.60	0.3773	1.60	0.4905
1.80	0.1275	1.80	0.1677	1.80	0.3354	1.80	0.4360
2.00	0.1147	2.00	0.1509	2.00	0.3019	2.00	0.3924
2.20	0.0948	2.20	0.1247	2.20	0.2495	2.20	0.3243
2.40	0.0797	2.40	0.1048	2.40	0.2096	2.40	0.2725
2.60	0.0679	2.60	0.0893	2.60	0.1786	2.60	0.2322
2.80	0.0585	2.80	0.0770	2.80	0.1540	2.80	0.2002
3.00	0.0510	3.00	0.0671	3.00	0.1342	3.00	0.1744
3.50	0.0375	3.50	0.0493	3.50	0.0986	3.50	0.1281
4.00	0.0287	4.00	0.0377	4.00	0.0755	4.00	0.0981
4.50	0.0227	4.50	0.0298	4.50	0.0596	4.50	0.0775
5.00	0.0184	5.00	0.0242	5.00	0.0483	5.00	0.0628
6.00	0.0127	6.00	0.0168	6.00	0.0335	6.00	0.0436
7.00	0.0094	7.00	0.0123	7.00	0.0246	7.00	0.0320
8.00	0.0072	8.00	0.0094	8.00	0.0189	8.00	0.0245
9.00	0.0057	9.00	0.0075	9.00	0.0149	9.00	0.0194

Fuente: Elaboración Propia

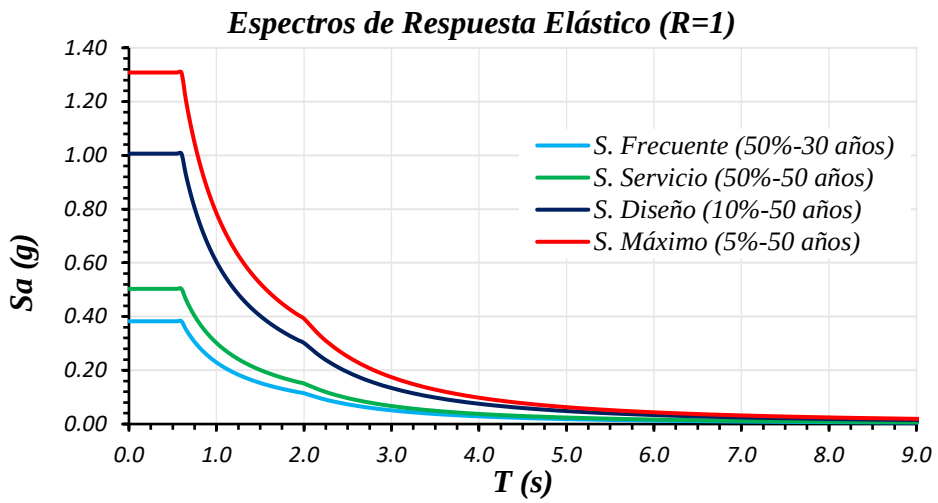


Figura 6-2 Espectros elásticos de pseudoaceleraciones para cada nivel de sismo (Elaboración Propia)

Determinados los espectros elásticos de pseudoaceleraciones se pueden convertir al formato espectral ADRS, el desplazamiento espectral se determina a partir de la ecuación 2-7.

$$S_{di} = \frac{T_i^{\,2}}{4\pi^2} \cdot S_{ai} \cdot g$$

Tabla 6-3 *Desplazamientos espectrales para cada nivel de sismo*

T (seg)	S. Frecuente S_d (m)	S. Servicio S_d (m)	S. Diseño S_d (m)	S. Máximo S_d (m)
0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.10	0.0010	0.0013	0.0025	0.0033
0.20	0.0038	0.0050	0.0100	0.0130
0.30	0.0086	0.0113	0.0225	0.0293
0.40	0.0152	0.0200	0.0400	0.0520
0.50	0.0238	0.0313	0.0625	0.0813
0.60	0.0342	0.0450	0.0900	0.1170
0.70	0.0399	0.0525	0.1050	0.1365
0.80	0.0456	0.0600	0.1200	0.1560
0.90	0.0513	0.0675	0.1350	0.1755
1.00	0.0570	0.0750	0.1500	0.1950
1.20	0.0684	0.0900	0.1800	0.2340
1.40	0.0798	0.1050	0.2100	0.2730
1.60	0.0912	0.1200	0.2400	0.3121
1.80	0.1026	0.1350	0.2700	0.3511
2.00	0.1140	0.1500	0.3001	0.3901
2.20	0.1140	0.1500	0.3001	0.3901
2.40	0.1140	0.1500	0.3001	0.3901
2.60	0.1140	0.1500	0.3001	0.3901
2.80	0.1140	0.1500	0.3001	0.3901
3.00	0.1140	0.1500	0.3001	0.3901
3.50	0.1140	0.1500	0.3001	0.3901
4.00	0.1140	0.1500	0.3001	0.3901
4.50	0.1140	0.1500	0.3001	0.3901
5.00	0.1140	0.1500	0.3001	0.3901
6.00	0.1140	0.1500	0.3001	0.3901
7.00	0.1140	0.1500	0.3001	0.3901
8.00	0.1140	0.1500	0.3001	0.3901
9.00	0.1140	0.1500	0.3001	0.3901

Fuente: Elaboración Propia

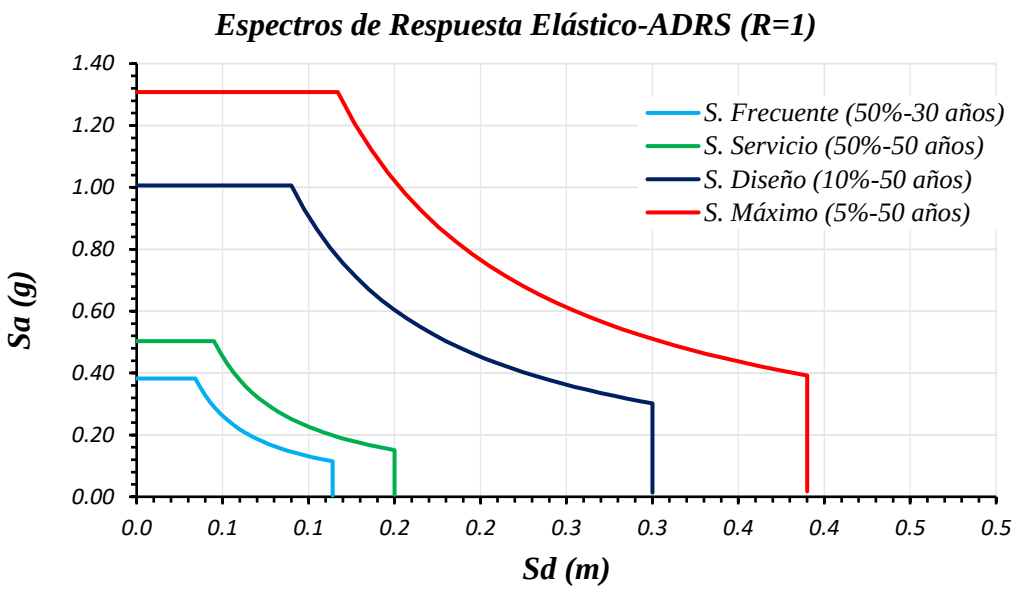


Figura 6-3 Espectros elásticos en formato ADRS para cada nivel de sismo (Elaboración Propia)

6.3 Sistema Estructural de Pórticos

6.3.1 Método del Espectro de Capacidad según FEMA 440

6.3.1.1 Espectro de Capacidad

Luego de haber obtenido la curva de capacidad se hace una conversión a formato ADRS como se explicó en la sección 2.4.1.1.

Las Tablas 6-4 y 6-5 muestran el cálculo del factor de participación modal y el coeficiente de masa modal para el modo 1 y 2 respectivamente haciendo uso de las ecuaciones 2-25 y 2-26.

Tabla 6-4 *PF_1 y α_1 para la dirección X-X – Sistema Estructural de Pórticos*

Nivel	m_i (ton)	φ_i	$m_i*\varphi_i$	$m_i*\varphi_i^2$	$(m_i*\varphi_i)^2$	PF_1	α_1
8	302.308	2.729E-05	8.249E-03	2.251E-07	6.805E-05		
7	407.208	2.536E-05	1.033E-02	2.619E-07	1.066E-04		
6	407.208	2.270E-05	9.245E-03	2.099E-07	8.548E-05		
5	407.208	1.922E-05	7.827E-03	1.505E-07	6.127E-05	49172.9570	0.7652143
4	407.208	1.502E-05	6.117E-03	9.190E-08	3.742E-05		
3	407.208	1.037E-05	4.224E-03	4.380E-08	1.784E-05		
2	407.208	5.723E-06	2.330E-03	1.330E-08	5.431E-06		
1	407.208	1.823E-06	7.425E-04	1.400E-09	5.513E-07		
∑	3152.764		4.906E-02	9.978E-07	3.827E-04		

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 6-5 *PF_1 y α_1 para la dirección Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos*

Nivel	m_i (ton)	φ_i	$m_i*\varphi_i$	$m_i*\varphi_i^2$	$(m_i*\varphi_i)^2$	PF_1	α_1
8	302.308	2.707E-05	8.185E-03	2.216E-07	6.699E-05		
7	407.208	2.526E-05	1.029E-02	2.599E-07	1.058E-04		
6	407.208	2.270E-05	9.245E-03	2.099E-07	8.547E-05		
5	407.208	1.930E-05	7.860E-03	1.517E-07	6.179E-05	49336.2568	0.7703005
4	407.208	1.517E-05	6.177E-03	9.370E-08	3.815E-05		
3	407.208	1.055E-05	4.297E-03	4.540E-08	1.847E-05		
2	407.208	5.887E-06	2.397E-03	1.410E-08	5.746E-06		
1	407.208	1.906E-06	7.762E-04	1.500E-09	6.025E-07		
∑	3152.764		4.922E-02	9.977E-07	3.830E-04		

Fuente: Elaboración Propia

Luego se procede a hacer la conversión haciendo uso de las ecuaciones 2-27 y 2-28, se muestra el espectro de capacidad en la dirección X e Y.

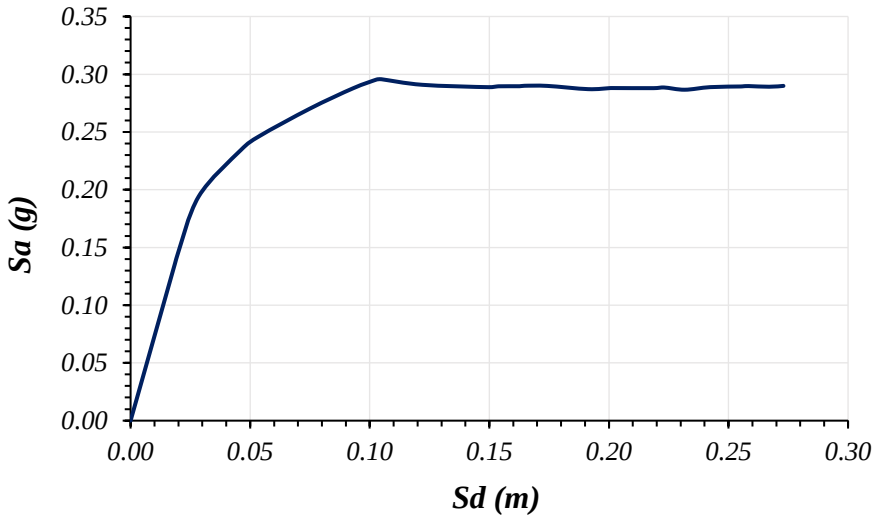


Figura 6-4 Espectro de Capacidad en la dirección X-X - Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

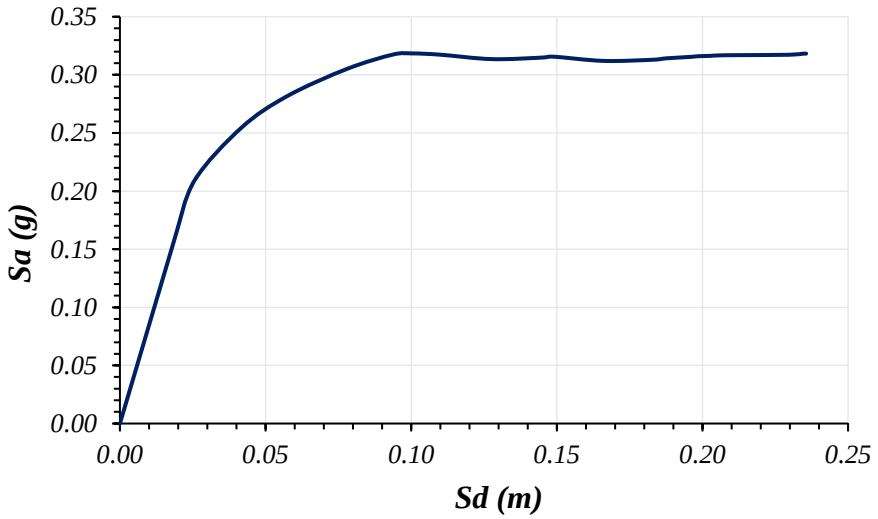


Figura 6-5 Espectro de Capacidad en la dirección Y-Y - Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

6.3.1.2 Punto de desempeño

El proceso detallado de la obtención del punto de desempeño para cada sismo se muestra en el Anexo 1.

Tabla 6-6 *Puntos de Desempeño por el Método del Espectro de Capacidad – Sistema Estructural de Pórticos*

Dirección	Sismo	Espectro de Capacidad		Curva de Capacidad	
		Sd_p (m)	Sa_p (g)	Dp (m)	V (tonf)
X-X	Frecuente	0.042	0.225	0.056	542.821
	Servicio	0.055	0.248	0.074	598.310
	Diseño	0.126	0.291	0.169	702.049
	Máximo	0.161	0.291	0.216	702.049
Y-Y	Frecuente	0.039	0.244	0.052	592.572
	Servicio	0.051	0.271	0.068	658.144
	Diseño	0.117	0.316	0.156	767.430
	Máximo	0.149	0.316	0.199	767.430

Fuente: Elaboración Propia

6.3.2 Método de Coeficientes según ASCE/SEI 41-13

6.3.2.1 Representación bilineal de la curva de capacidad

Se obtiene la curva bilineal con el método propuesto por FEMA 356 en la sección 2.4.2.1 de la presente tesis.

DIRECCIÓN X-X

Desplazamiento ultimo: $(D_u, V_u) = (0.394\ m, 698.287\ tonf)$

Punto de fluencia efectiva: $(D_y, V_y) = (0.048\ m, 612.503\ tonf)$

Rigidez lateral efectiva: $K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = \frac{367.502\ tonf}{0.029\ m} = 12827.636\ \frac{tonf}{m}$

Rigidez lateral inicial: $K_i = 13063.940\ \frac{tonf}{m}$

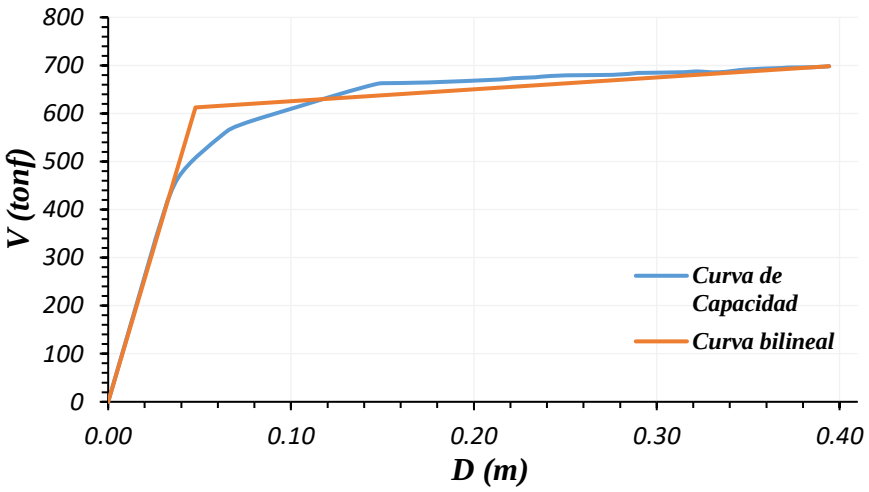


Figura 6-6 Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X-X – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

DIRECCIÓN Y-Y

Desplazamiento ultimo: $(D_u, V_u) = (0.338\ m, 766.796\ tonf)$

Punto de fluencia efectiva: $(D_y, V_y) = (0.044\ m, 671.287\ tonf)$

Rigidez lateral efectiva: $K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = \frac{402.772\ tonf}{0.026\ m} = 15219.166\ \frac{tonf}{m}$

Rigidez lateral inicial: $K_i = 15255.284\ \frac{tonf}{m}$

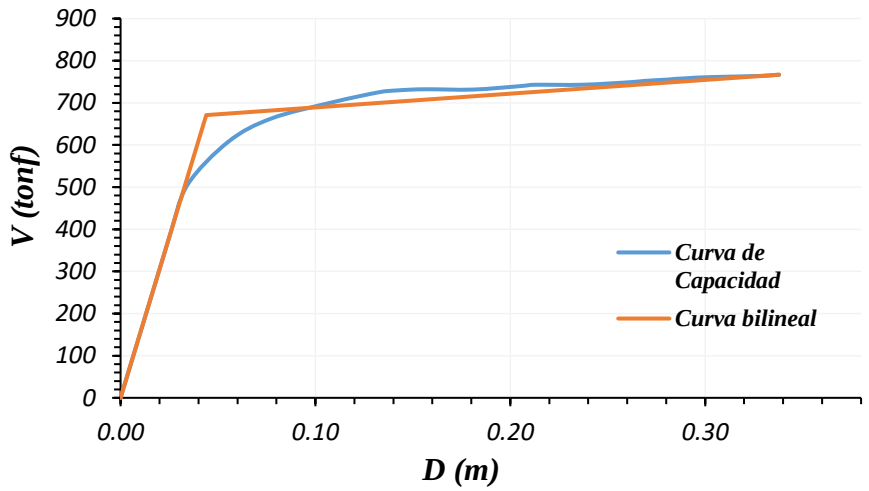


Figura 6-7 Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y-Y – Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

6.3.2.2 Punto de desempeño

El proceso detallado de la obtención del punto de desempeño para cada sismo se muestra en el Anexo 1.

Tabla 6-7 *Puntos de Desempeño por el Método de Coeficientes – Sistema Estructural de Pórticos*

Dirección	Sismo	Dp(m)	V (tonf)
X-X	Frecuente	0.058	539.924
	Servicio	0.078	584.332
	Diseño	0.164	664.519
	Máximo	0.219	675.283
Y-Y	Frecuente	0.054	600.330
	Servicio	0.073	651.476
	Diseño	0.157	732.112
	Máximo	0.213	742.913

Fuente: Elaboración Propia

6.3.3 Evaluación del Desempeño Sísmico

Evaluación del Desempeño Sísmico por el Método del Espectro de Capacidad

Respuesta del edificio ante los diferentes niveles de amenaza sísmica.

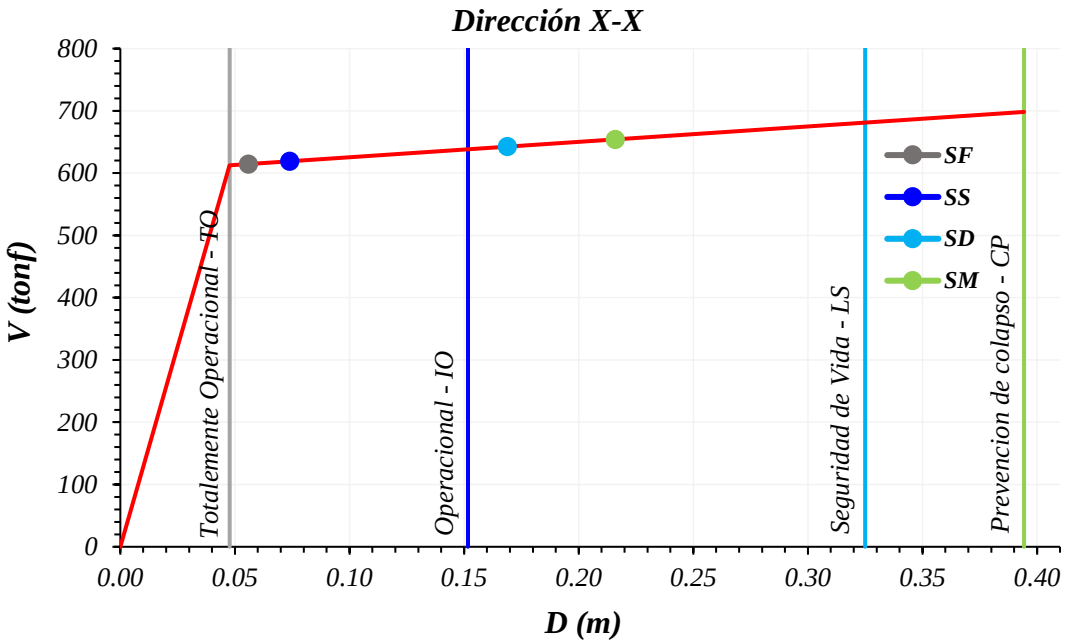


Figura 6-8 Desempeño Sísmico en X-X según FEMA 440 - Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

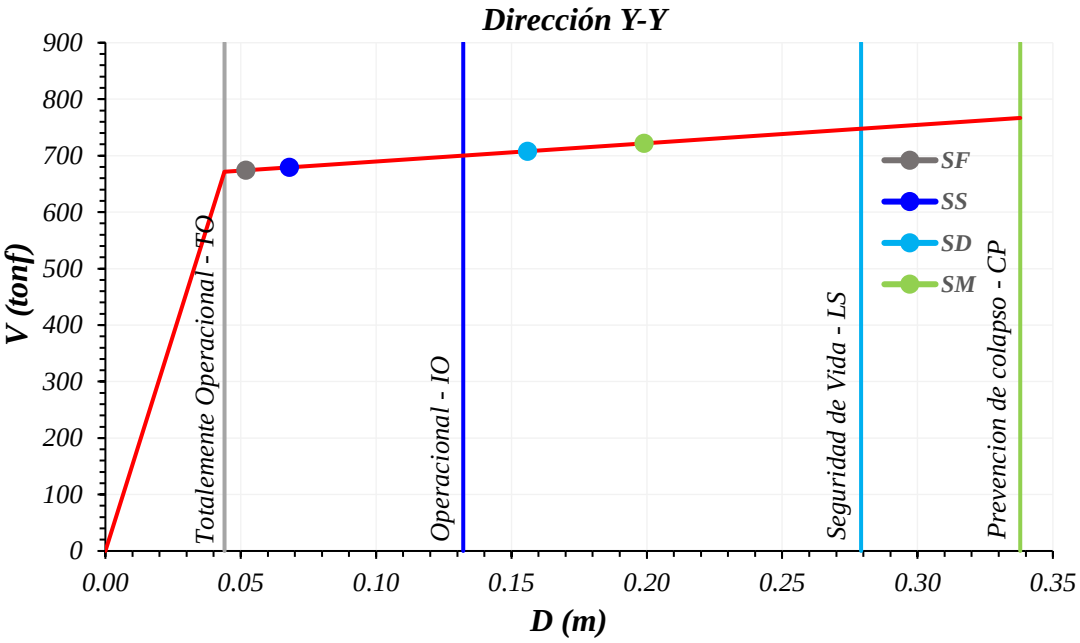


Figura 6-9 Desempeño Sísmico en Y-Y según FEMA 440 - Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

En la dirección XX se presenta los mayores desplazamientos con respecto a la dirección YY, esto está en concordancia con la rigidez lateral de la estructura, en X es más flexible por lo tanto mayores desplazamientos y en Y más rígido así menores desplazamientos para cada nivel de sismo.

Evaluación del desempeño del Edificio para los diferentes niveles de amenaza sísmica.

Tabla 6-8 *Evaluación del Desempeño Sísmico según FEMA 440 - Sistema Estructural de Pórticos*

Dirección	Sismo	Totalmente operacional (TO)	Operacional (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención de colapso (PC)	¿Cumple objetivo de Desempeño?
X-X	Frecuente					NO
	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Máximo					SI
Y-Y	Frecuente					NO
	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Máximo					SI

Fuente: Elaboración Propia

El edificio tiene un buen comportamiento sísmico para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo, estos dos últimos están en el rango de Seguridad de vida (LS); para un sismo de servicio estará en el rango operacional; pero tendrá un comportamiento no adecuado para sismo frecuente incursionando levemente en el rango no lineal.

Evaluación del Desempeño Sísmico por el Método de Coeficientes

Respuesta del Edificio ante los diferentes niveles de amenaza sísmica.

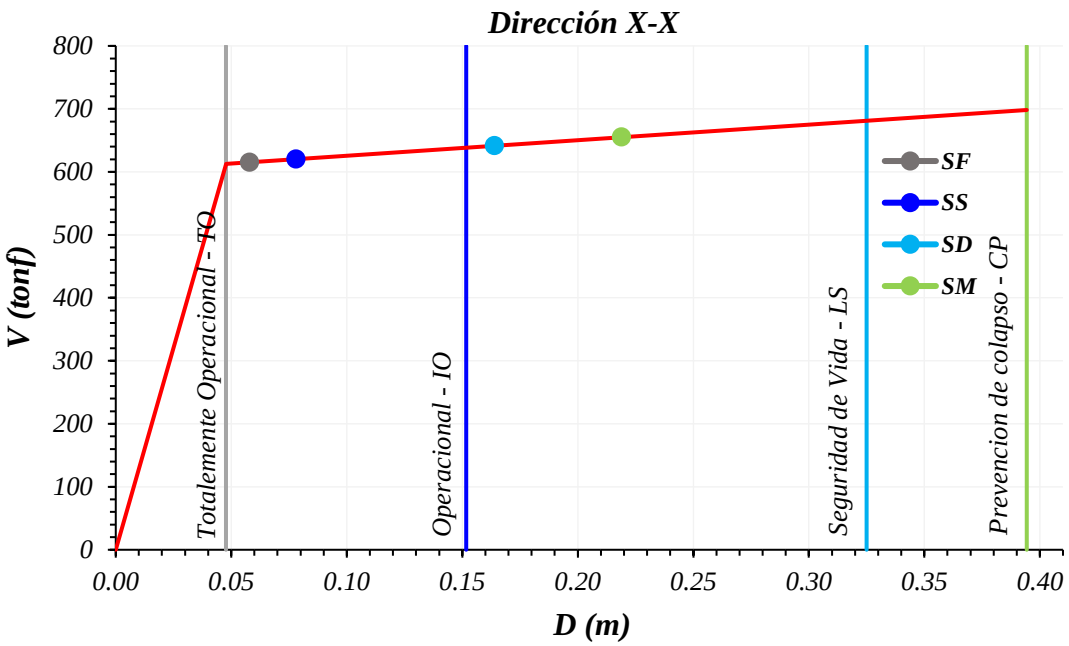


Figura 6-10 Desempeño Sísmico en X-X según ASCE/SEI 41-13 - Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

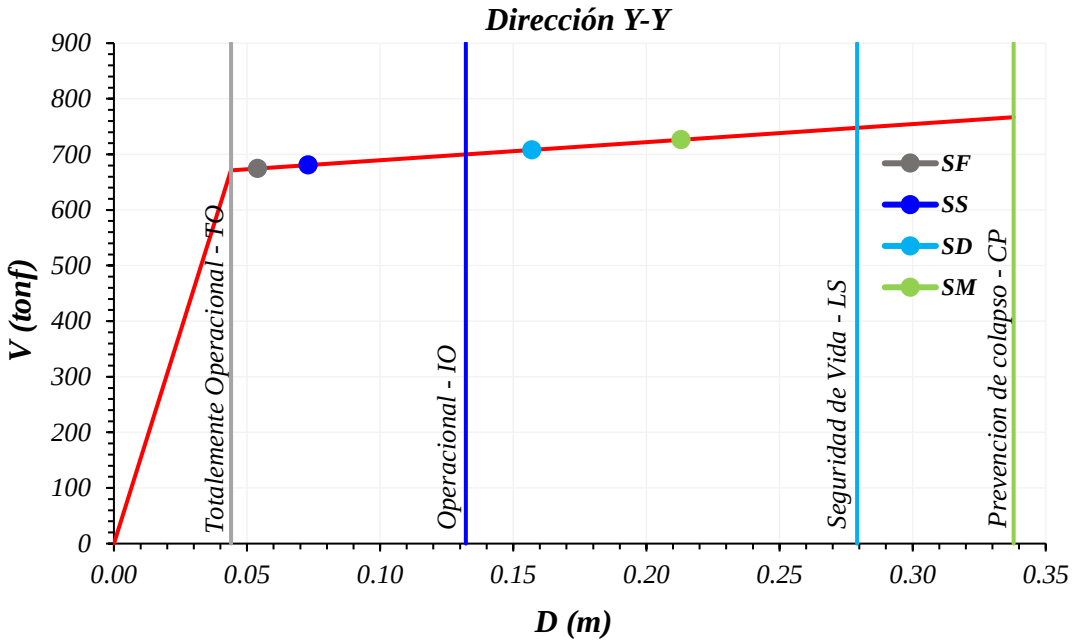


Figura 6-11 Desempeño Sísmico en Y-Y según ASCE/SEI 41-13 - Sistema Estructural de Pórticos (Elaboración Propia)

En la dirección XX se presenta los mayores desplazamientos con respecto a la dirección YY, esto está en concordancia con la rigidez lateral de la estructura, en X es más flexible por lo tanto mayores desplazamientos y en Y más rígido así menores desplazamientos para cada nivel de sismo.

Se evalúa el desempeño del Edificio para los diferentes niveles de amenaza sísmica.

Tabla 6-9 *Evaluación del Desempeño Sísmico según ASCE/SEI 41-13 - Sistema Estructural de Pórticos*

Dirección	Sismo	Totalmente operacional (TO)	Operacional (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención de colapso (PC)	¿Cumple objetivo de Desempeño?
X-X	Frecuente					NO
	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Máximo					SI
Y-Y	Frecuente					NO
	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Máximo					SI

Fuente: Elaboración Propia

El edificio tiene un buen comportamiento sísmico para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo, estos dos últimos están en el rango de Seguridad de vida (LS); para un sismo de servicio estará en el rango operacional; pero tendrá un comportamiento no adecuado para sismo frecuente incursionando levemente en el rango no lineal.

6.4 Sistema de Muros Estructurales

El punto de desempeño para cada nivel de sismo se determinará mediante el método del Espectro de Capacidad (FEMA 440) y el método de Coeficientes (ASCE/SEI 41-13)

6.4.1 Método del Espectro de Capacidad según FEMA 440

6.4.1.1 Espectro de Capacidad

Para realizar la conversión se requiere el factor de participación modal PF_1 y el coeficiente de masa modal α_1, calculados con las ecuaciones 2-25 y 2-26 dadas por el ATC-40.

Tabla 6-10 *PF_1 y α_1 para la dirección X-X – Sistema de Muros Estructurales*

Nivel	W_i (tonf)	m_i	$Ø_i$	$m_iØ_i$	$m_iØ_i^2$	PF_1	α_1
8	243.868	24.859	3.36E-05	8.35E-04	2.80E-08	42224.3552617	0.7264006
7	315.756	32.187	2.96E-05	9.53E-04	2.82E-08		
6	315.756	32.187	2.52E-05	8.12E-04	2.05E-08		
5	315.756	32.187	2.04E-05	6.56E-04	1.34E-08		
4	315.756	32.187	1.52E-05	4.91E-04	7.48E-09		
3	315.756	32.187	1.01E-05	3.25E-04	3.29E-09		
2	315.756	32.187	5.42E-06	1.74E-04	9.46E-10		
1	315.756	32.187	1.78E-06	5.73E-05	1.02E-10		
Total	**2454.160**	**250.169**					

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 6-11 *PF_1 y α_1 para la dirección Y-Y – Sistema de Muros Estructurales*

Nivel	W_i (tonf)	m_i	$Ø_i$	$m_iØ_i$	$m_iØ_i^2$	PF_1	α_1
8	243.868	24.859	3.38E-05	8.41E-04	2.85E-08	42085.0672331	0.7216165
7	315.756	32.187	2.97E-05	9.56E-04	2.84E-08		
6	315.756	32.187	2.52E-05	8.10E-04	2.04E-08		
5	315.756	32.187	2.02E-05	6.51E-04	1.32E-08		
4	315.756	32.187	1.51E-05	4.85E-04	7.30E-09		
3	315.756	32.187	9.93E-06	3.20E-04	3.18E-09		
2	315.756	32.187	5.30E-06	1.70E-04	9.03E-10		
1	315.756	32.187	1.73E-06	5.56E-05	9.60E-11		
Total	**2454.160**	**250.169**					

Fuente: Elaboración Propia

Las coordenadas espectrales se calculan con las ecuaciones 2-27 y 2-28 dadas por el ATC-40. Finalmente se obtienen los espectros de capacidad para las dos direcciones de análisis, los cuales se muestran en las Figuras 6-12 y 6-13, respectivamente.

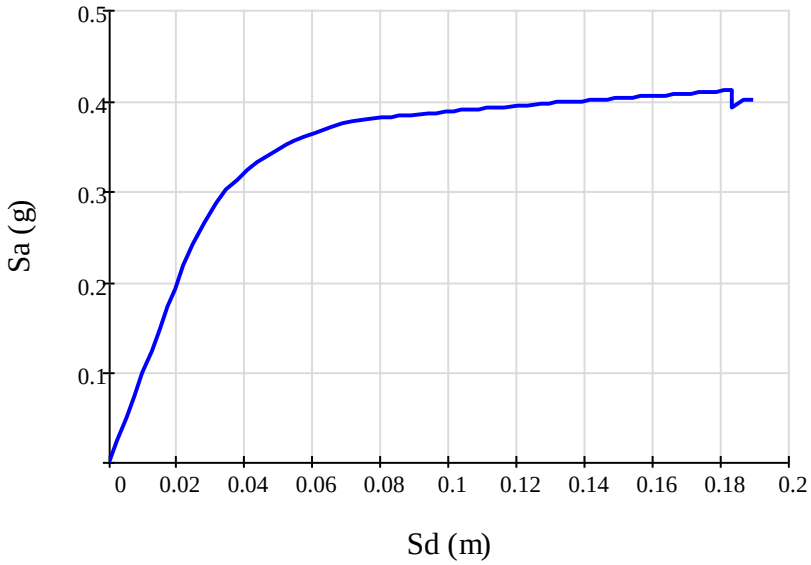


Figura 6-12 Espectro de Capacidad en la dirección X-X – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

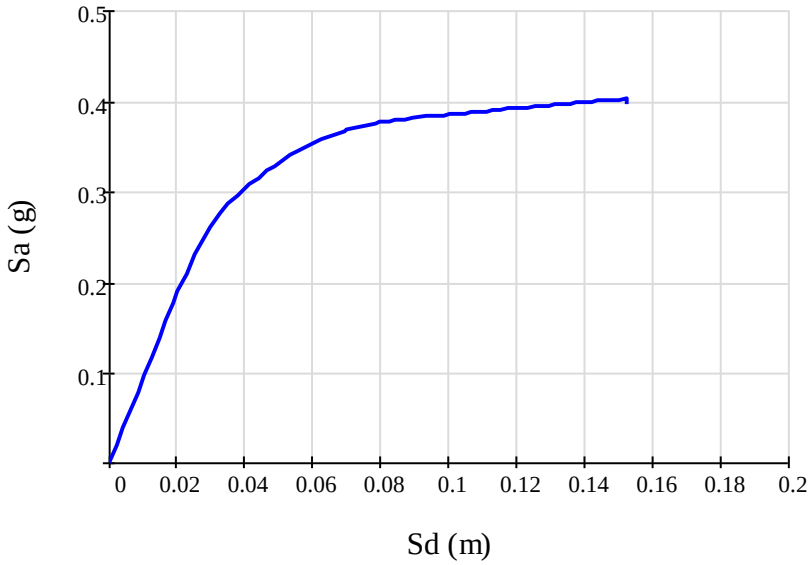


Figura 6-13 Espectro de Capacidad en la dirección Y-Y – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

6.4.1.2 Punto de desempeño

El procedimiento de cálculo del punto de desempeño para cada nivel de sismo se muestra en el Anexo 2.

En la Tabla 6-12 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 6-12 *Puntos de Desempeño por el Método del Espectro de Capacidad – Sistema de Muros Estructurales*

Dirección	Sismo	V (tonf)	Dp (m)
X-X	Frecuente	547.6465	0.0512
	Servicio	608.4366	0.0675
	Diseño	692.5802	0.1441
	Máximo	710.4073	0.1914
Y-Y	Frecuente	520.8400	0.0534
	Servicio	584.2405	0.0699
	Diseño	685.3624	0.1503
	Máximo	705.9056	0.1994

Fuente: Elaboración Propia

6.4.2 Método de Coeficientes según ASCE/SEI 41-13

6.4.2.1 Representación bilineal de la curva de capacidad

El procedimiento para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad es el dado por el FEMA 356 detallado en la sección 2.4.2.1

DIRECCIÓN X-X

Desplazamiento último : $(D_u, V_u) = (0.26035\ m, 733.4335\ tonf)$
Punto de fluencia efectiva : $(D_y, V_y) = (0.05043\ m, 631.131\ tonf)$
$0.6V_y = 378.679\ tonf$
$D_{0.6} = 0.03026\ m$ (Del gráfico)
Rigidez lateral efectiva : $K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = 12514.71\ tonf/m$
Rigidez lateral elástica : $K_i = 12514.71\ tonf/m$

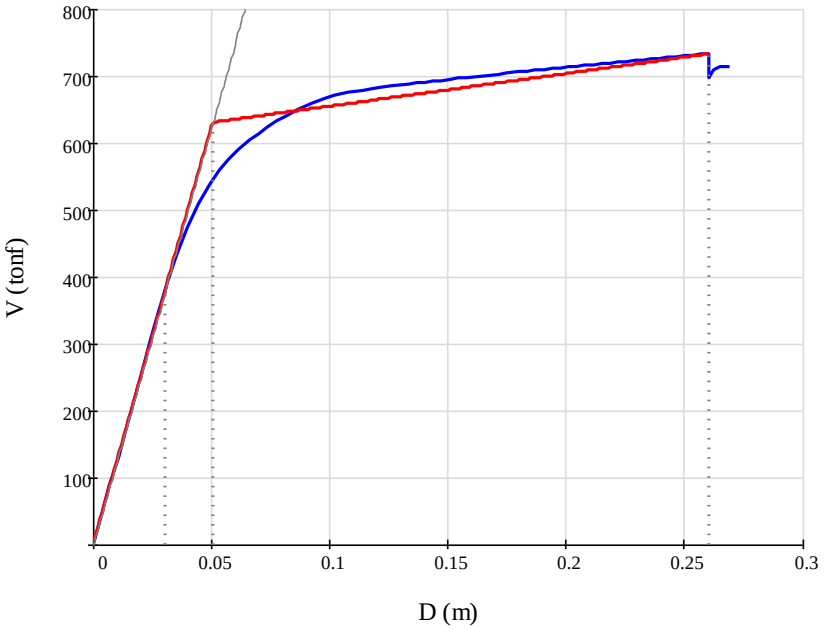


Figura 6-14 Representación bilineal de la curva de capacidad X-X – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

DIRECCIÓN Y-Y

Desplazamiento último : $(D_u, V_u) = (0.21719\ m, 712.3792\ tonf)$

Punto de fluencia efectiva : $(D_y, V_y) = (0.05209\ m,\ 601.9096\ tonf)$

$0.6V_y = 361.146\ tonf$

$D_{0.6} = 0.03125\ m$ (Del gráfico)

Rigidez lateral efectiva : $K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = 11555.266\ tonf/m$

Rigidez lateral elástica : $K_i = 11555.266\ tonf/m$

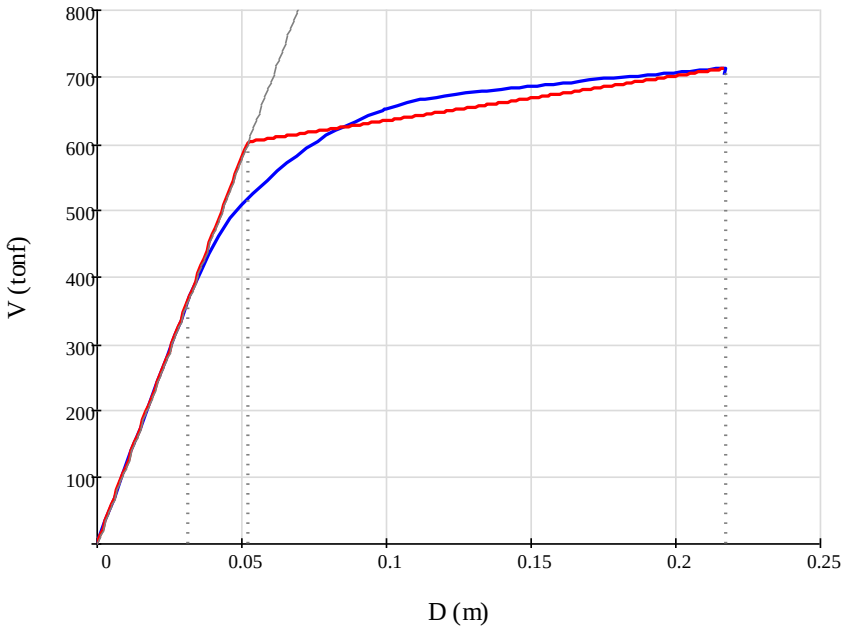


Figura 6-15 Representación bilineal de la curva de capacidad Y-Y – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

6.4.2.2 Punto de desempeño

El procedimiento de cálculo del punto de desempeño para cada nivel de sismo se muestra en el Anexo 2. En la Tabla 6-13 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 6-13 *Puntos de Desempeño por el Método de Coeficientes – Sistema de Muros Estructurales*

Dirección	Sismo	V (tonf)	Dp (m)
X-X	Frecuente	554.3503	0.0525
	Servicio	615.2940	0.0700
	Diseño	694.6577	0.1488
	Máximo	713.8400	0.2017
Y-Y	Frecuente	525.0050	0.0544
	Servicio	593.2027	0.0728
	Diseño	686.8755	0.1538
	Máximo	708.9792	0.2077

Fuente: Elaboración Propia

6.4.3 Evaluación del Desempeño Sísmico

Evaluación del Desempeño Sísmico por el Método del Espectro de Capacidad

Los puntos de desempeño obtenidos de la aplicación de este método se muestran sobre la representación bilineal sectorizada de la curva de capacidad según los niveles de desempeño establecidos por el ATC-40.

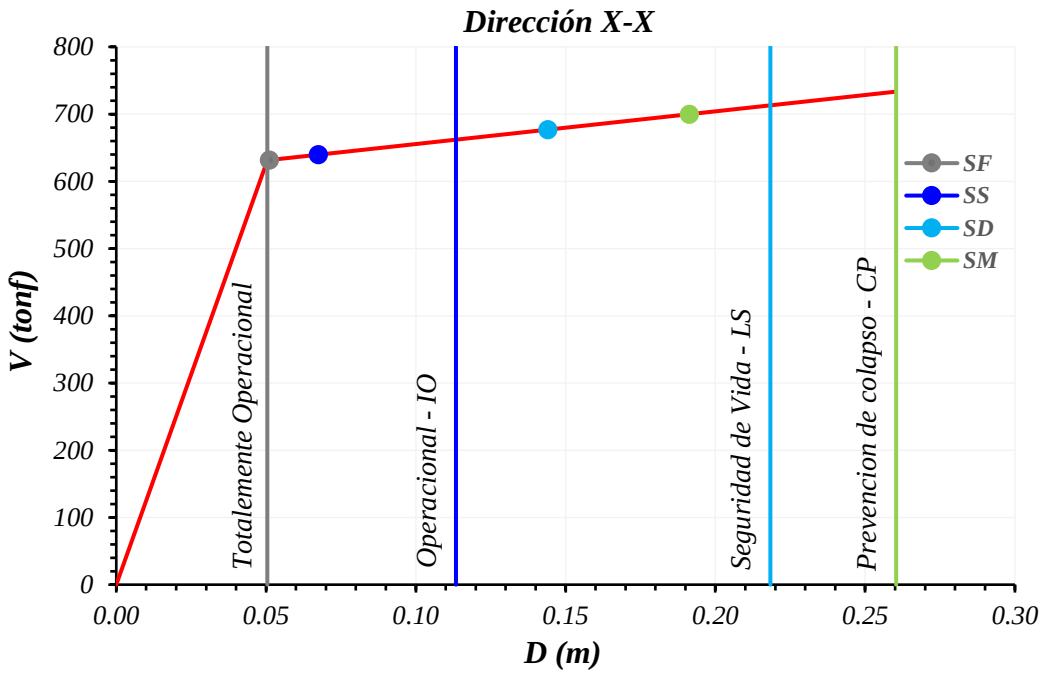


Figura 6-16 Desempeño Sísmico en X-X según FEMA 440 – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

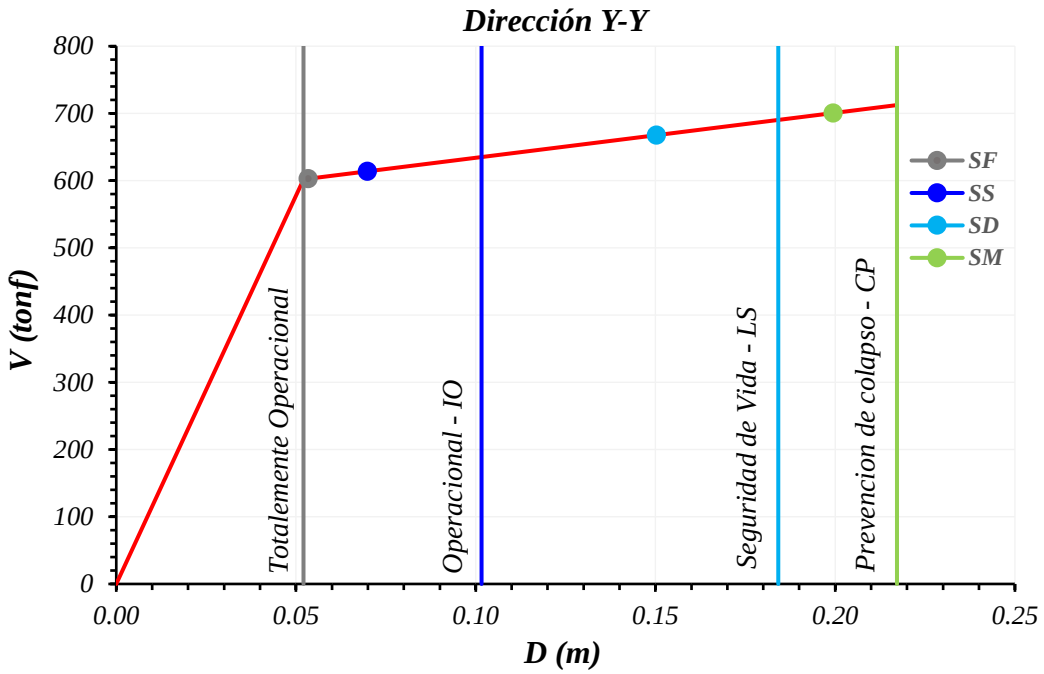


Figura 6-17 Desempeño Sísmico en Y-Y según FEMA 440 – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

El edificio cumple con los objetivos de desempeño para los sismos de servicio, diseño y máximo. La dirección Y-Y presenta mayores desplazamientos, lo que es coherente con el diseño ya que las derivas máximas se presentan en esta dirección. Sin embargo, no se cumple con el objetivo de desempeño para sismo frecuente, ya que la estructura incursiona en el rango no lineal, pero prácticamente sin presentar daño.

Tabla 6-14 *Evaluación del Desempeño según FEMA 440 – Sistema de Muros Estructurales*

Dirección	Sismo	Totalmente operacional (TO)	Operacional (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención de colapso (CP)	¿Cumple objetivo de Desempeño?
X-X	Frecuente					NO
	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Máximo					SI
Y-Y	Frecuente					NO
	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Máximo					SI

Fuente: Elaboración Propia

Evaluación del Desempeño Sísmico por el Método de Coeficientes

Los puntos de desempeño obtenidos de la aplicación de este método se muestran sobre la representación bilineal sectorizada de la curva de capacidad según los niveles de desempeño establecidos por el ATC-40.

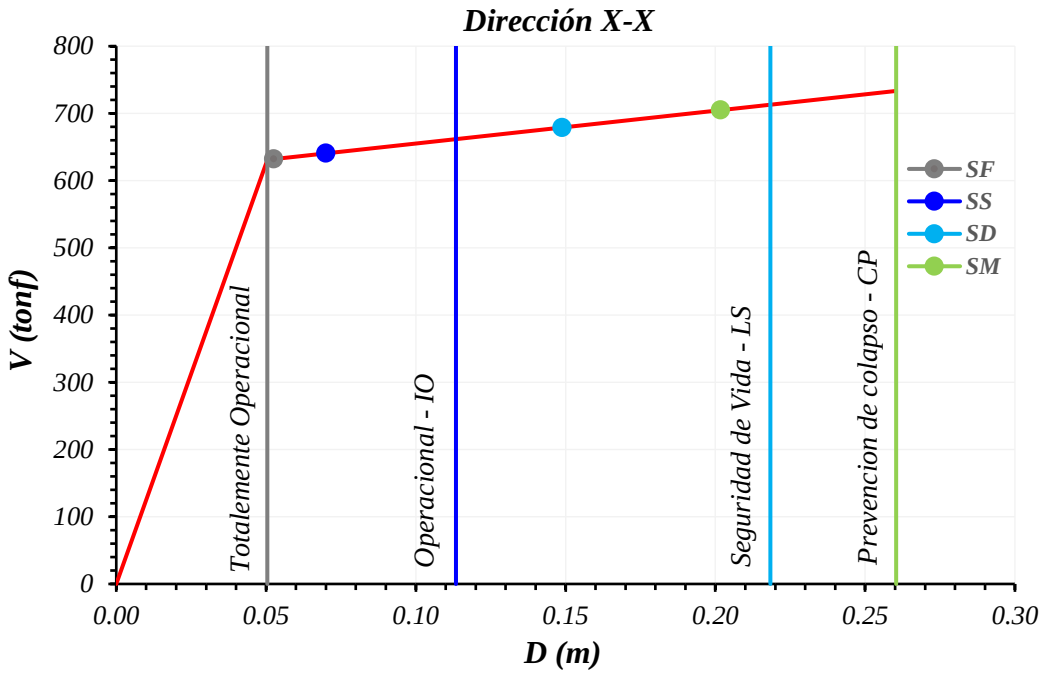


Figura 6-18 Desempeño Sísmico en X-X según ASCE/SEI 41-13 – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

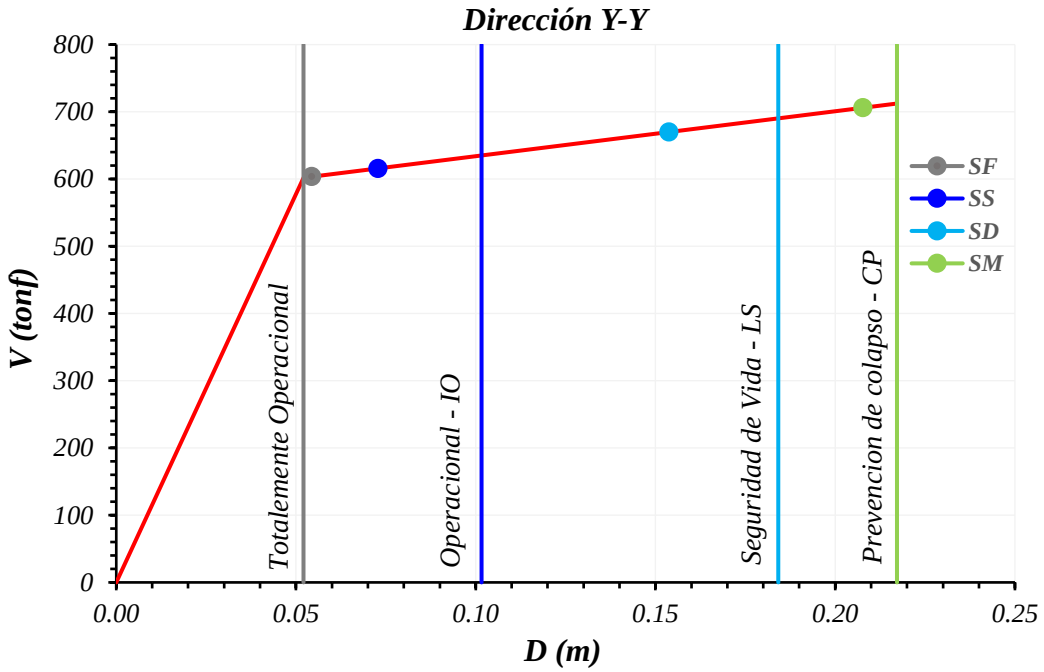


Figura 6-19 Desempeño Sísmico en Y-Y según ASCE/SEI 41-13 – Sistema de Muros Estructurales (Elaboración Propia)

La Tabla 6-15 muestra la evaluación del desempeño del edificio para los diferentes niveles de amenaza sísmica.

Tabla 6-15 *Evaluación del Desempeño según ASCE/SEI 41-13 – Sistema de Muros Estructurales*

Dirección	Sismo	Totalmente operacional (TO)	Operacional (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención de colapso (CP)	¿Cumple objetivo de Desempeño?
X-X	Frecuente					**NO**
	Servicio					**SI**
	Diseño					**SI**
	Máximo					**SI**
Y-Y	Frecuente					**NO**
	Servicio					**SI**
	Diseño					**SI**
	Máximo					**SI**

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados obtenidos son similares a los del método anterior. Se cumple con los objetivos de desempeño para los sismos de servicio, diseño y máximo. Sin embargo, no se cumple con el objetivo de desempeño para sismo frecuente, ya que la estructura incursiona en el rango no lineal, pero prácticamente sin presentar daño.

CONCLUSIONES

1. Los requisitos de la NTE E.030-2018 conducen estructuras aporticadas con elementos de grandes dimensiones. La anterior norma E.030-2016, a través del requisito de irregularidad por rigidez (comparación de derivas) conduce a secciones muy grandes a diferencia de la actual norma que exige la comparación de rigideces, que es más adecuado. Esto se comprobó en la etapa de estructuración en la que, con la E.030-2016, eran necesarias columnas de 1.30 m de peralte, sin embargo, con la E.030-2018 se requiere peraltes de 0.90 m para cumplir con los requisitos de derivas.

2. El diseño de vigas y columnas para sistemas estructurales de pórticos exige que, en los nudos, los momentos nominales de las columnas sean por lo menos 1.2 veces los momentos nominales de las vigas. Esto es para garantizar el criterio columna fuerte-viga débil, donde se espera una falla dúctil y la formación de rótulas plásticas en las vigas.

3. En edificios de muros estructurales, estos absorben los mayores cortantes y momentos flectores, por lo que su diseño considera el efecto combinado de estos esfuerzos junto a la carga axial. Para muros esbeltos la NTE E.060 orienta el diseño a que estos tengan una falla por flexión, desarrollando un diseño por capacidad en una altura igual a la posible zona de formación de rótula plástica por flexión del muro medida desde la base.

4. El mecanismo de colapso del edificio aporticado es como se esperaba, un mecanismo de falla dúctil con formación de rótulas plásticas en las vigas y en menor medida en la base de las columnas. El principal aporte de rigidez lateral es proporcionado por las columnas, siendo el desplazamiento último antes del colapso en la dirección X de 39.43 cm y en la dirección Y de 33.79 cm.

5. El mecanismo de colapso en el edificio estudiado de muros estructurales se da básicamente por una falla por flexión de los muros de corte interiores (P-2 y P-4) en la base, debido a que los principales esfuerzos por flexión durante el análisis Pushover se presentan en esta zona, principalmente en los elementos de borde, verificando así que el requisito de diseño por capacidad es de gran importancia para evitar la falla por corte, la cual es de naturaleza frágil.

6. El aporte de rigidez de los muros de corte es significativo en el desarrollo de la capacidad global de la estructura limitando también los desplazamientos laterales, el desplazamiento último antes del colapso en la dirección X es 26.03 cm, en la dirección Y es 21.72 cm.

7. La rigidez lateral efectiva para el edificio aporticado es $K_e = 12827.636\ tonf/m$ en la dirección X, y $K_e = 15219.166\ tonf/m$ en la dirección Y. La rigidez lateral efectiva para el edificio de muros estructurales es $K_e = 12514.71\ tonf/m$ en la dirección X, y

$K_e = 11555.266\ tonf/m$ en la dirección Y. El edificio aporticado es más rígido que el edificio de muros estructurales en ambas direcciones.

8. Los espectros de demanda elásticos para los diferentes niveles de sismo se obtienen a partir del espectro dado en la NTE E.030, la cual sólo considera el sismo de diseño, con un periodo de retorno de 475 años. La demanda sísmica para los demás niveles de sismo se obtiene según las recomendaciones dadas por el Comité Visión 2000 y el ATC-40.

9. El cortante de fluencia efectiva, corte último y de diseño de la estructura aporticada en la dirección X es $V_y = 612.503\ tonf$, $V_u = 698.287\ tonf$ y $V_{diseño} = 257.924\ tonf$; en la dirección Y de $V_y = 671.287\ tonf$, $V_u = 766.796\ tonf$ y $V_{diseño} = 276.267\ tonf$. El cortante de fluencia equivale al 237.47 % del cortante de diseño, el cortante ultimo equivale al 270.73% del cortante de diseño en la dirección X; el cortante de fluencia equivale al 242.98% del cortante de diseño, el cortante ultimo equivale al 277.56% del cortante de diseño en la dirección Y. Las Tablas siguientes muestran la comparación entre las fuerzas de corte de demanda con respecto al corte de fluencia, último y de diseño.

Relación entre los cortantes - FEMA 440					
Dirección	**Sismo**	**V (tonf)**	**V/Vy (%)**	**V/Vu (%)**	**V/Vdiseño (%)**
X-X	Frecuente	542.821	88.623	77.736	210.458
	Servicio	598.310	97.683	85.683	231.971
	Diseño	702.049	114.620	100.539	**272.192**
	Máximo	702.049	114.620	100.539	272.192
Y-Y	Frecuente	592.572	88.274	77.279	214.493
	Servicio	658.144	98.042	85.830	238.228
	Diseño	767.430	114.322	100.083	**277.786**
	Máximo	767.430	114.322	100.083	277.786

Relación entre los cortantes - ASCE/SEI 41-13					
Dirección	**Sismo**	**V (tonf)**	**V/Vy (%)**	**V/Vu (%)**	**V/Vdiseño (%)**
X-X	Frecuente	539.924	88.150	77.321	209.335
	Servicio	584.332	95.401	83.681	226.552
	Diseño	664.519	108.492	95.164	**257.641**
	Máximo	675.283	110.250	96.706	261.815
Y-Y	Frecuente	600.330	89.430	78.291	217.301
	Servicio	651.476	97.049	84.961	235.814
	Diseño	732.112	109.061	95.477	**265.002**
	Máximo	742.913	110.670	96.885	268.911

10. El cortante de fluencia efectiva para el edificio de muros estructurales es $V_y = 631.131\ tonf$ en la dirección X equivalente al 206.33% del cortante de diseño; y $V_y = 601.91\ tonf$ en la dirección Y equivalente al 205.60% del cortante de diseño. El cortante último es $V_u = 733.434\ tonf$ en la dirección X equivalente al 239.77% del cortante de

diseño; y $V_u = 712.379\ tonf$ en la dirección Y equivalente al 243.33% del cortante de diseño. La relación entre los cortantes para los sismos frecuente, servicio, diseño y máximo obtenidos de los métodos de espectro de capacidad y de coeficientes respecto de los cortantes de diseño ($V_{diseño} = 305.885\ tonf$ en X, $V_{diseño} = 292.763\ tonf$ en Y) son los siguientes:

Relación entre los cortantes - FEMA 440					
Dirección	**Sismo**	**V (tonf)**	**V/Vy (%)**	**V/Vu (%)**	**V/Vdiseño (%)**
X-X	Frecuente	631.506	100.059	86.103	206.452
	Servicio	639.450	101.318	87.186	209.049
	Diseño	676.781	107.233	92.276	**221.253**
	Máximo	699.833	110.886	95.419	228.790
Y-Y	Frecuente	602.786	100.146	84.616	197.063
	Servicio	613.827	101.980	86.166	200.672
	Diseño	667.624	110.918	93.717	**218.260**
	Máximo	700.478	116.376	98.329	229.000

Relación entre los cortantes - ASCE/SEI 41-13					
Dirección	**Sismo**	**V (tonf)**	**V/Vy (%)**	**V/Vu (%)**	**V/Vdiseño (%)**
X-X	Frecuente	632.139	100.160	86.189	206.659
	Servicio	640.668	101.511	87.352	209.447
	Diseño	679.072	107.596	92.588	**222.002**
	Máximo	704.853	111.681	96.103	230.431
Y-Y	Frecuente	603.456	100.257	84.710	197.282
	Servicio	615.767	102.302	86.438	201.307
	Diseño	669.966	111.307	94.046	**219.025**
	Máximo	706.031	117.299	99.109	230.816

11. La ductilidad de la estructura aporticada es $\mu = 8.264$ en la dirección X, $\mu = 7.680$ en la dirección Y; presenta una sobrerresistencia $SR = 1.140$ en la dirección X y $SR = 1.142$ en la dirección Y. Las ductilidades y sobrerresistencias demandadas para cada nivel de sismo se muestran para ambos métodos.

Ductilidad y sobrerresistencia - FEMA 440					
Dirección	**Sismo**	**μd**	**μd/μ (%)**	**SRd**	**SRd/SR (%)**
X-X	Frecuente	1.174	14.202	1.003	88.009
	Servicio	1.551	18.766	1.011	88.647
	Diseño	3.542	42.858	1.049	92.014
	Máximo	4.527	54.777	1.068	93.680
Y-Y	Frecuente	1.182	15.388	1.004	87.883
	Servicio	1.545	20.123	1.012	88.561
	Diseño	3.545	46.163	1.054	92.290
	Máximo	4.522	58.888	1.075	94.113

Ductilidad y sobrerresistencia - ASCE/SEI 41-13					
Dirección	**Sismo**	**μd**	**μd/μ (%)**	**SRd**	**SRd/SR (%)**
X-X	Frecuente	1.216	14.709	1.004	88.080
	Servicio	1.635	19.781	1.012	88.789
	Diseño	3.437	41.590	1.047	91.837
	Máximo	4.590	55.538	1.069	93.786
Y-Y	Frecuente	1.227	15.980	1.005	87.968
	Servicio	1.659	21.602	1.014	88.773
	Diseño	3.568	46.459	1.055	92.333
	Máximo	4.840	63.031	1.082	94.706

La ductilidad en X es mayor a 8, la ductilidad en Y es un poco menor a 8; la estructura tiene una alta ductilidad, lo que es compatible con el tipo de sistema estructural de pórticos. Estos valores son cercanos al factor de reducción de resistencia (R=8) que fue asumido en la etapa de Análisis y Diseño; lo que comprueba que las suposiciones en dichas etapas son correctas.

12. La ductilidad de la estructura obtenida de la curva de capacidad idealizada para el edificio de muros estructurales es $\mu = 5.163$ en la dirección X, y $\mu = 4.17$ en la dirección Y. Estos valores son menores al valor de R asumido para el diseño por lo que se concluye que se debería considerar un menor valor al mínimo establecido en la norma para lograr un mejor desempeño. La sobrerresistencia disponible es $SR_d = 1.162$ en la dirección X, y $SR_d = 1.184$ en la dirección Y.

    Los valores de ductilidad μ y sobrerresistencia SR demandada para los sismos frecuente, servicio, diseño y máximo obtenidos de los métodos de espectro de capacidad y de coeficientes son los siguientes:

Ductilidad y sobrerresistencia - FEMA 440					
Dirección	**Sismo**	**μd**	**μd/μ (%)**	**SRd**	**SRd/SR (%)**
X-X	Frecuente	1.015	19.67	1.001	86.10
	Servicio	1.338	25.93	1.013	87.19
	Diseño	2.857	55.35	1.072	92.28
	Máximo	3.795	73.52	1.109	95.42
Y-Y	Frecuente	1.025	24.59	1.001	84.62
	Servicio	1.342	32.18	1.020	86.17
	Diseño	2.885	69.20	1.109	93.72
	Máximo	3.828	91.81	1.164	98.33

Ductilidad y sobrerresistencia - ASCE/SEI 41-13					
Dirección	**Sismo**	**μd**	**μd/μ (%)**	**SRd**	**SRd/SR (%)**
X-X	Frecuente	1.041	20.17	1.002	86.19
	Servicio	1.388	26.89	1.015	87.35
	Diseño	2.951	57.15	1.076	92.59
	Máximo	4.000	77.47	1.117	96.10
Y-Y	Frecuente	1.044	25.05	1.003	84.71
	Servicio	1.398	33.52	1.023	86.44
	Diseño	2.953	70.81	1.113	94.05
	Máximo	3.987	95.63	1.173	99.11

13. El edificio aporticado no cumple con el desempeño esperado para el sismo frecuente ya que incursiona en el rango no lineal, aunque levemente, en el rango Operacional. Presenta un desempeño adecuado para el sismo de servicio, estando en el rango Operacional, así como para el sismo de diseño, estando en el rango de Seguridad de Vida; y un mejor desempeño que el esperado para el sismo máximo estando también en el rango de Seguridad de Vida, este comportamiento es el mismo en las dos direcciones.

14. El edificio de muros estructurales no cumple con el desempeño esperado para el sismo frecuente ya que incursiona en el rango no lineal, aunque levemente, en el rango Operacional. Presenta un desempeño adecuado para el sismo de servicio, estando en el rango Operacional, así como para el sismo de diseño, estando en el rango de Seguridad de Vida, este comportamiento es el mismo en las dos direcciones; para el sismo máximo se tiene un mejor desempeño que el esperado en la dirección X estando en el rango de seguridad de vida; en la dirección Y se cumple con el objetivo mínimo de desempeño, dentro del rango de prevención de colapso, sin embargo el margen respecto del punto de colapso no es muy amplio.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda realizar un diseño basado en el desempeño sísmico para edificios nuevos y realizar una evaluación de desempeño de los existentes donde sea requerido. Ya que esta metodología permite verificar si la estructura cumplirá la filosofía de diseño y los objetivos de desempeño establecidos según la importancia de la edificación a evaluar, esta metodología permite estimar el comportamiento "real" que tendría la estructura para un determinado nivel de demanda sísmica; además que nos permiten verificar las hipótesis de diseño como ductilidad, sobrerresistencia y el factor de reducción de la fuerza sísmica y poder establecer las medidas correctivas que sean necesarias para lograr un mejor comportamiento frente a la acción de los sismos.

2. La aplicabilidad del Análisis Estático No Lineal Pushover se limita a estructuras cuyos principales modos de vibración son traslacionales, además se deberá verificar que la influencia de los modos superiores no sea significativa. Si estas condiciones no se cumplen se recomienda realizar procedimientos de Análisis Dinámicos No Lineales.

3. Los pórticos de concreto armado aportan ductilidad a la estructura global, mientras que los muros de corte aportan principalmente rigidez lateral, limitando los desplazamientos. Se recomienda que en la etapa de estructuración se considere estos conceptos a fin de establecer una adecuada distribución de estos elementos y así aportarle ambas características y no obtener edificios demasiado rígidos o demasiado dúctiles.

4. Se recomienda realizar estudios de desempeño sísmico para edificios de tipo dual diseñado con los requerimientos de nuestra normativa vigente y evaluar su respuesta frente a diferentes niveles de amenaza sísmica.

5. Se recomienda estudiar el comportamiento de diferentes modelos incluyendo la variabilidad de distribución en planta y en altura de los elementos estructurales, a fin de estudiar el efecto de variación de la rigidez en la respuesta global de la estructura.

6. Se recomienda realizar estudios de peligro sísmico en la ciudad de Arequipa para establecer niveles de demanda sísmica adecuados para los sismos de menor magnitud al sismo de diseño establecido en la NTE E.030 con el objeto de tener resultados que reflejen nuestra realidad.

7. Se recomienda evaluar el efecto de la interacción suelo-estructura y su impacto en el desempeño sísmico de las edificaciones.

BIBLIOGRAFÍA

Aguiar, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño.* Quito.

Arango, S., Paz, A., & Duque, M. (2009). *Propuesta Metodológica para la Evaluación del Desempeño Estructural de una Estantería Metálica.* Medellín.

ASCE/SEI 41-13. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.* Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.

ASCE/SEI 41-17. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.* Reston, Virginia, EEUU: American Society of Civil Engineers.

ASCE/SEI 7-16. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.* Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.

ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report, Volumes 1 and 2.* California: Applied Technology Council.

Bazán, E., & Meli, R. (2004). *Diseño sísmico de edificios.* México, D.F.: Limusa.

Blanco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado.* Lima: Capítulo de Ingeniería Civil, CDL.

Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras* (Cuarta ed.). México, D.F.: Pearson Educación.

FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.* Washington, D.C.: American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency.

FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.* Washington, D.C.: Applied Technology Council (ATC-55 Project) for the Federal Emergency Management Agency.

Gioncu, V., & Mazzolani, F. M. (2001). *Ductility of Seismic Resistant Steel Structures.* Spon Press.

Hognestad, E. (1951). *Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members.* Illinois.

Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete.*

NTE E.020. (2006). *Norma E.020 Cargas.* Lima: Diario Oficial EL PERUANO.

NTE E.030. (2018). *R.M. N°355-2018-VIVIENDA que modifica la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones.* Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

NTE E.060. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado.* Lima: SENCICO.

Ottazzi. (2011). *Concreto Armado I.* Lima: PUCP.

Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures.* New Zealand: John Wiley & Sons.

Park, R., Priestley, M. J., & Gill, W. D. (1982). *Ductility of Square Confined Concrete.*

Pique del Pozo, J., & Scaletti, H. (2003). *Análisis Sísmico de Edificios.* Lima: Colección del Ingeniero Civil, CDL-CIP.

SEAOC Vision 2000 Committe. (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings.* California: Structural Engineers Association of California.

Whitney, C. S. (1937). *Design of Reinforced Concrete Members under Flexure or Combined Flexure and Direct.*

ANEXO N° 01

PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO

SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS

DIRECCIÓN XX

MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD - FEMA 440

1. Conversión de la Curva de Capacidad en Espectro de Capacidad

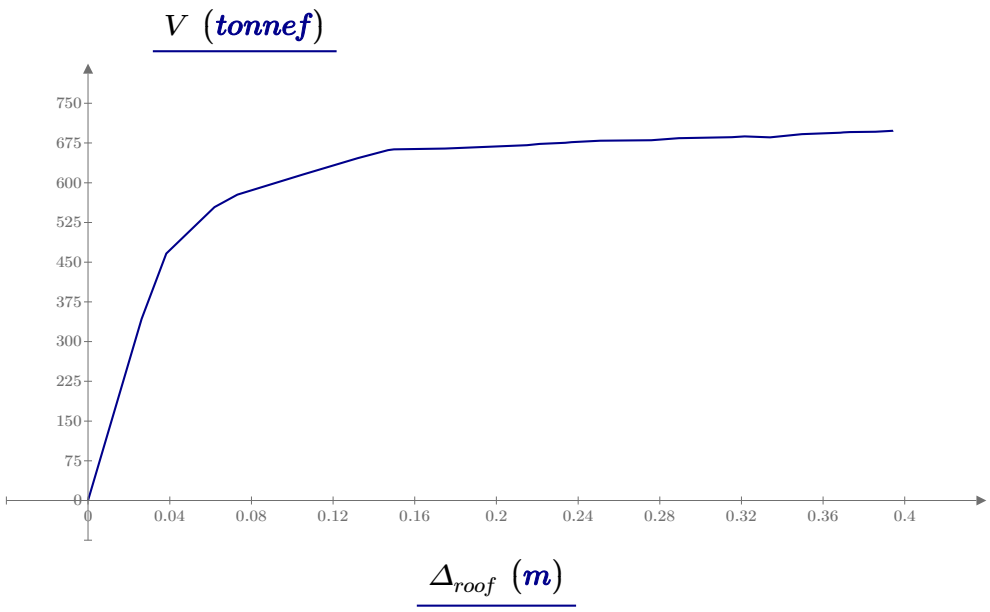
1.1 Curva de Capacidad

$$\Delta_{roof} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.025 \\ 0.026 \\ 0.038 \\ 0.062 \\ 0.073 \\ 0.105 \\ 0.132 \\ 0.147 \\ 0.148 \\ 0.15 \\ 0.175 \\ 0.215 \\ 0.221 \\ 0.234 \\ 0.237 \\ 0.251 \\ 0.276 \\ 0.29 \\ 0.29 \\ 0.315 \\ 0.322 \\ 0.334 \\ 0.35 \\ 0.368 \\ 0.37 \\ 0.373 \\ 0.386 \\ 0.394 \\ 0.394 \\ 0.394 \\ 0.394 \\ 0.394 \end{bmatrix} m \qquad V = \begin{bmatrix} 0 \\ 326.599 \\ 342.966 \\ 466.166 \\ 553.863 \\ 577.435 \\ 615.427 \\ 646.502 \\ 661.603 \\ 662.272 \\ 662.985 \\ 664.551 \\ 670.869 \\ 673.302 \\ 675.316 \\ 676.572 \\ 679.389 \\ 680.37 \\ 684.238 \\ 684.358 \\ 685.914 \\ 687.538 \\ 685.729 \\ 691.654 \\ 694.638 \\ 695.13 \\ 695.727 \\ 696.281 \\ 698.254 \\ 698.29 \\ 698.286 \\ 698.287 \\ 698.287 \end{bmatrix} tonnef$$

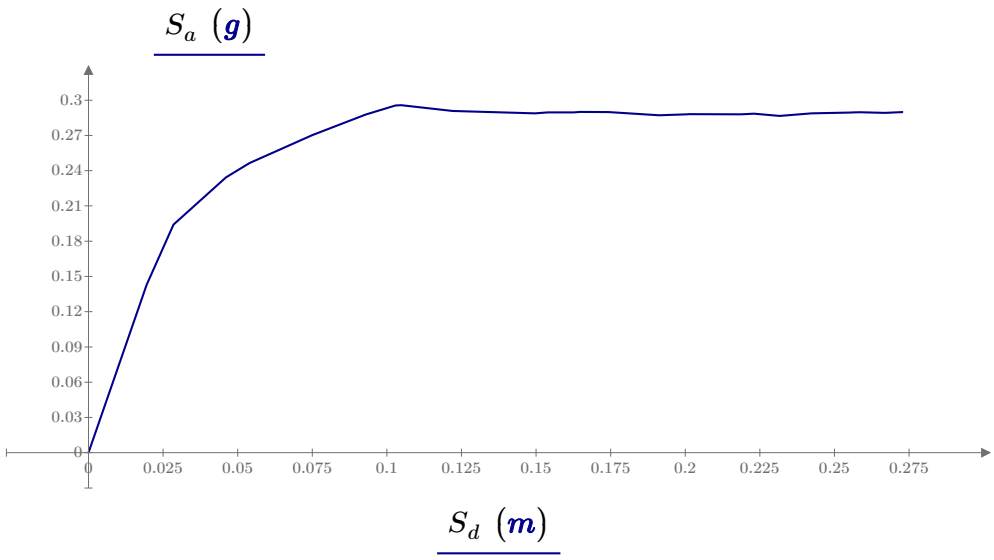
1.2 Curva de Capacidad en formato ADRS

$PF_1 = 49172.957$	Factor de participación modal para el modo predominante
$\alpha_1 = 0.765214$	Coeficiente de masa modal para el modo predominante
$\phi_{tope;1} = 0.0000272876$	Amplitud del modo predominante en el nivel del techo
$W = 3152.764\ tonnef$	Peso sísmico

$$S_a := \frac{V}{W \cdot \alpha_1} \cdot g \qquad S_d := \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \cdot \phi_{tope;1}}$$



Curva de Capacidad - Dirección X



Espectro de Capacidad - Dirección X

2. Sismo frecuente

2.1. Espectro de respuesta en formato ADRS

$FE := 0.38 \quad T_P := 0.6\ s$

$Z := 0.35 \quad T_L := 2.0\ s$

$U := 1$

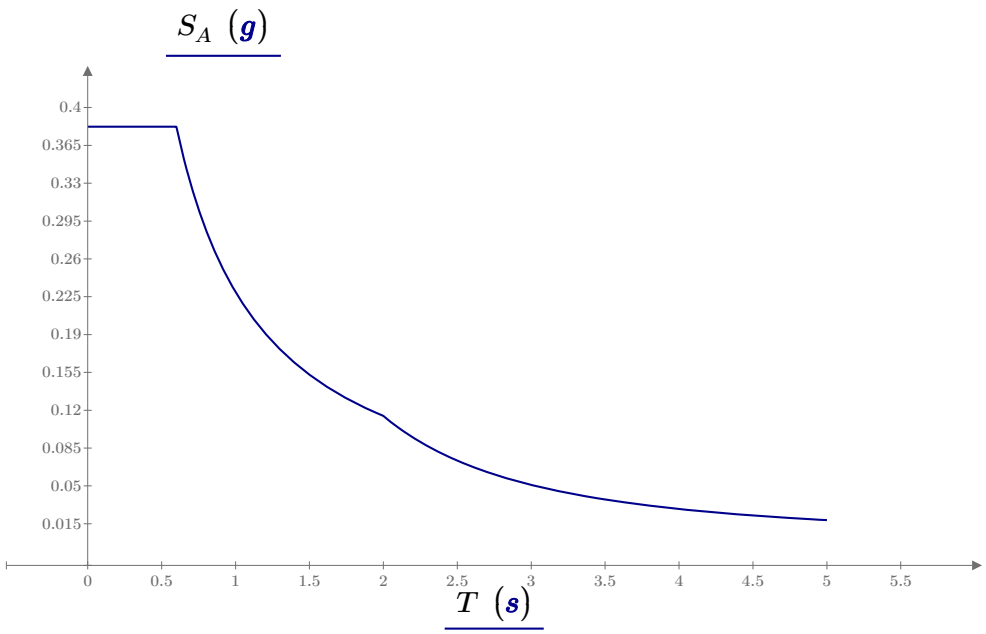
$S := 1.15$

$R := 1$

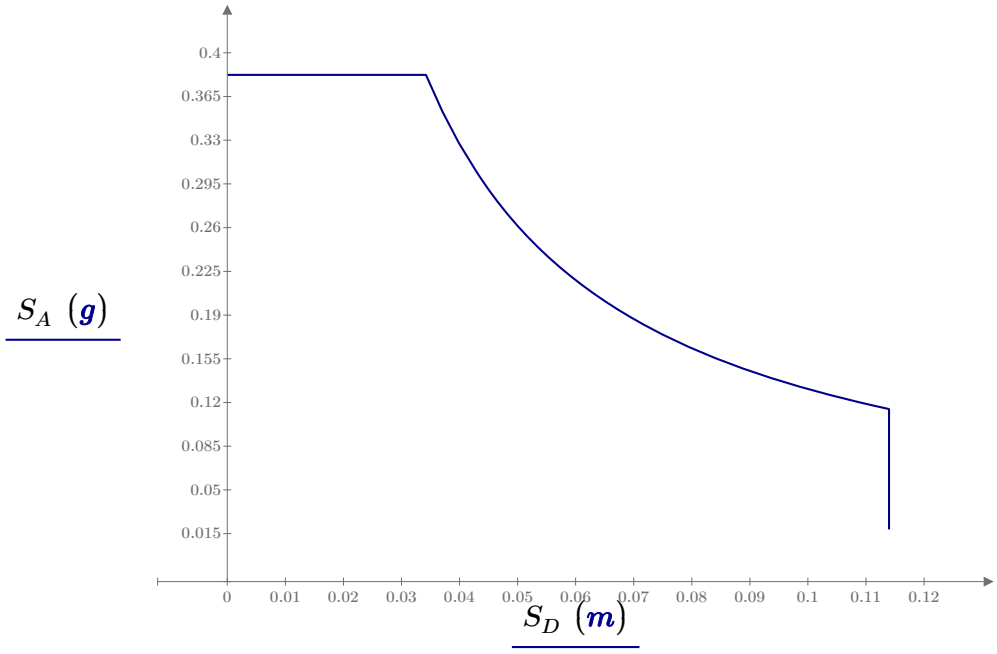
$$T := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..101 \\ \quad T_i \leftarrow (i \cdot 0.05 - 0.05)\ s \\ T \end{array} \right.$$

$$S_A := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..101 \\ \quad \text{if } T_i < T_P \\ \quad\quad C_i \leftarrow 2.5 \\ \quad\quad S_{A_i} \leftarrow FE \cdot \left(\dfrac{Z \cdot U \cdot C_i \cdot S}{R} \right) g \\ \quad \text{if } T_P \le T_i \le T_L \\ \quad\quad C_i \leftarrow 2.5 \cdot \dfrac{T_P}{T_i} \\ \quad\quad S_{A_i} \leftarrow FE \cdot \left(\dfrac{Z \cdot U \cdot C_i \cdot S}{R} \right) g \\ \quad \text{if } T_i > T_L \\ \quad\quad C_i \leftarrow 2.5 \cdot \dfrac{T_P \cdot T_L}{T_i^{\,2}} \\ \quad\quad S_{A_i} \leftarrow FE \cdot \left(\dfrac{Z \cdot U \cdot C_i \cdot S}{R} \right) g \\ S_A \end{array} \right.$$

$$S_D := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..101 \\ \quad S_{D_i} \leftarrow \dfrac{T_i^{\,2}}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{A_i} \\ S_D \end{array} \right.$$



Espectro de respuesta elástico Sismo frecuente - Dirección X



Espectro de respuesta elástico Sismo frecuente (ADRS) - Dirección X

2.2. Representación Bilineal del Espectro de Capacidad

Rigidez inicial: $K_i := \dfrac{S_{a_2} - S_{a_1}}{S_{d_2} - S_{d_1}} = 7.328 \ \dfrac{g}{m}$

Punto de prueba: $d_{pi} := 0.040 \ m \qquad a_{pi} := 0.221 \ g$

Punto de fluencia: $d_y := 0.023 \ m \qquad a_y := K_i \cdot d_y = 0.169 \ g$

Curva Bilineal:

$x := 0 \ m, 0.001 \ m .. d_{pi}$

$$CB(x) := \left\| \text{if}\left(x \le d_y, K_i \cdot x, \left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right) \cdot (x - d_y) + a_y\right) \right.$$

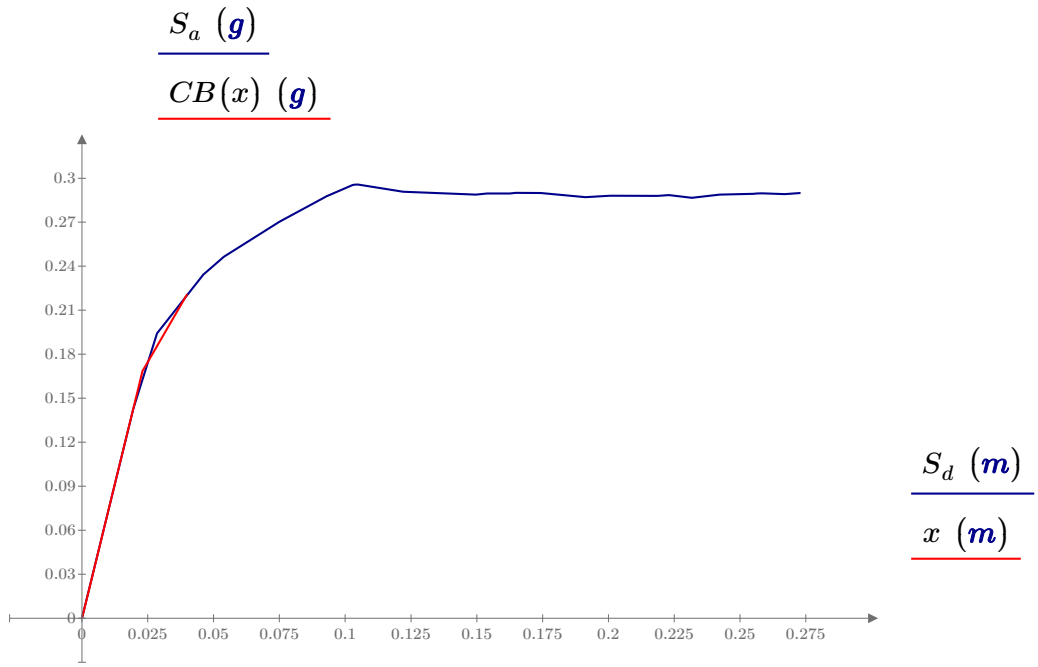
Verificación de áreas iguales

$n := 4$

$$A_{CB} := \int_0^{d_{pi}} CB(x)\, dx = 0.005 \ g \cdot m$$

$$A_{Esp} := \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\left(S_{a_{i+1}} + S_{a_i}\right)}{2} \cdot \left(S_{d_{i+1}} - S_{d_i}\right) + \frac{\left(a_{pi} + S_{a_n}\right)}{2} \cdot \left(d_{pi} - S_{d_n}\right) = 0.005 \ g \cdot m$$

$$Error := \frac{A_{CB} - A_{Esp}}{A_{Esp}} \cdot 100 = -0.906$$



Espectro de respuesta elástico Sismo frecuente (ADRS) - Dirección X

2.3. Reducción de la demanda por efectos no lineales

Rigidez post elástica:

$$\alpha := \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.421$$

Ductilidad:

$$\mu := \frac{d_{pi}}{d_y} = 1.739$$

Periodo efectivo

$$T_o := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{d_y}{a_y}} = 0.741\ s$$

$$T_{eff} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 1 < \mu < 4 \\ \quad \left\| T_{eff} \leftarrow \left(0.20 \cdot (\mu - 1)^2 - 0.038 \cdot (\mu - 1)^3 + 1\right) \cdot T_o \right. \\ \text{if } 4 \le \mu \le 6.5 \\ \quad \left\| T_{eff} \leftarrow (0.28 + 0.13 \cdot (\mu - 1) + 1) \cdot T_o \right. \\ \text{if } \mu > 6.5 \\ \quad \left\| T_{eff} \leftarrow \left(0.89 \cdot \left(\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05 \cdot (\mu - 2)}} - 1\right) + 1\right) \cdot T_o \right. \\ T_{eff} \end{array} \right.$$

$$T_{eff} = 0.811\ s$$

Amortiguamiento efectivo

$$\beta_o := 5$$

$$\beta_{eff} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 1 < \mu < 4 \\ \quad \left\| \beta_{eff} \leftarrow 4.9 \cdot (\mu - 1)^2 - 1.1 \cdot (\mu - 1)^3 + \beta_o \right. \\ \text{if } 4 \le \mu \le 6.5 \\ \quad \left\| \beta_{eff} \leftarrow 14.0 + 0.32 \cdot (\mu - 1) + \beta_o \right. \\ \text{if } \mu > 6.5 \\ \quad \left\| \beta_{eff} \leftarrow 19 \cdot \left(\frac{0.64 \cdot (\mu - 1) - 1}{0.64 \cdot (\mu - 1)^2}\right) \cdot \left(\frac{T_{eff}}{T_o}\right)^2 + \beta_o \right. \\ \beta_{eff} \end{array} \right.$$

$$\beta_{eff} = 7.233$$

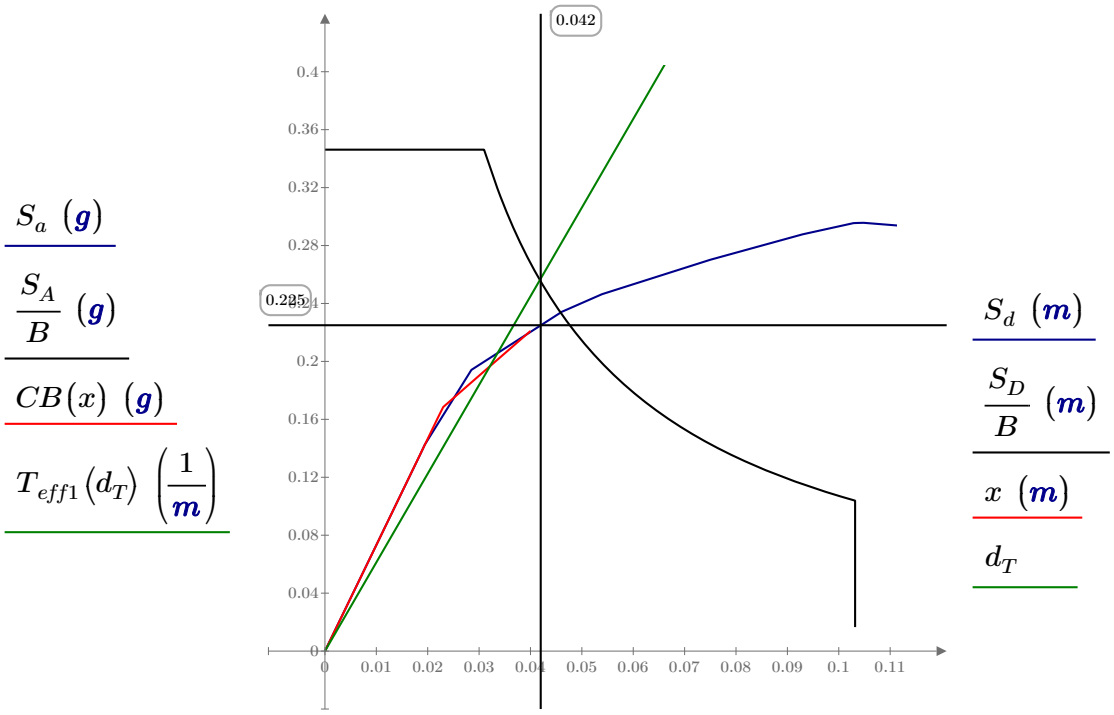
Factor de Reducción Espectral

$$B := \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.105$$

2.4. Punto de desempeño (proyección de la intersección de recta Teff y Espectro de demanda reducido)

$$T_{eff1}(d_T) := 4 \cdot \pi^2 \cdot \frac{d_T}{T_{eff}^2 \cdot g}$$

$$d_T := 0.00, 0.01 .. 0.15$$



Punto de desempeño para Sismo frecuente - Dirección X

Punto de desempeño: $d_p := 0.042\ m \quad a_p := 0.225\ g$

$Error := \text{if}\left(0.95 \cdot d_{pi} \le d_p \le 1.05 \cdot d_{pi}, \text{“OK”}, \text{“Nuevo Punto de desempeño tentativo”}\right) = \text{“OK”}$

Punto de desempeño: $d_p = 0.042\ m \quad a_p = 0.225\ g$

Resultados:

$T_o = 0.741\ s$
$\alpha = 0.421$
$\mu = 1.739$
$\beta_{eff} = 7.233$
$T_{eff} = 0.811\ s$

$a_p = 0.225\ g$
$d_p = 0.042\ m$
$\Delta_d := d_p \cdot PF_1 \cdot \phi_{tope;1}$

$V_d := a_p \cdot \alpha_1 \cdot \frac{W}{g}$

Punto de Desempeño:

$\Delta_d = 0.056\ m$
$V_d = 542.821\ tonnef$

3. Sismo de servicio

3.1 Espectro de respuesta en formato ADRS

$FE := 0.50 \quad T_P := 0.6\ s$
$Z := 0.35$

$U := 1 \qquad T_L := 2.0\ s$

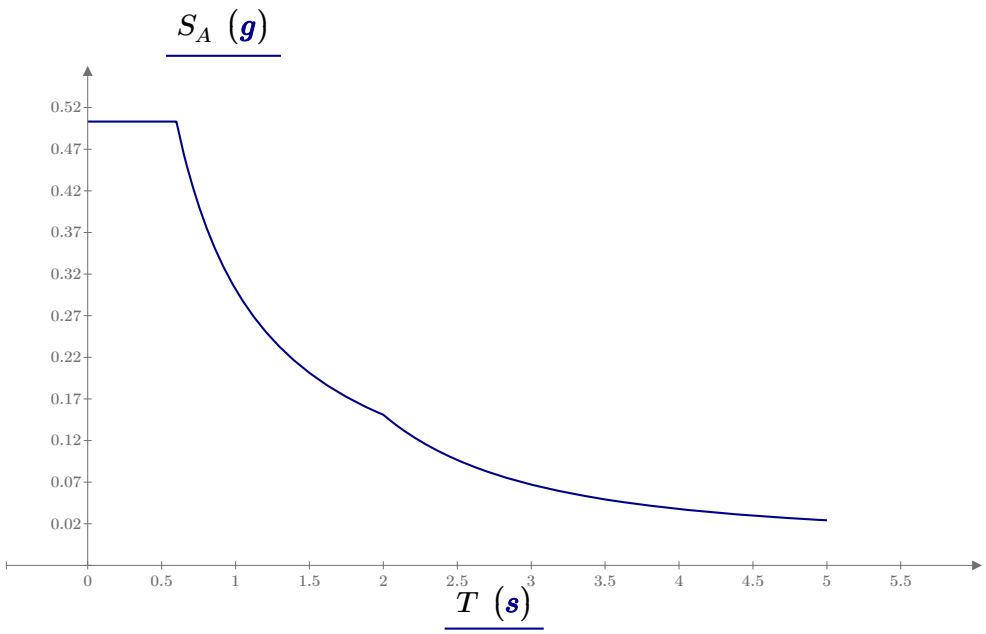
$S := 1.15$

$R := 1$

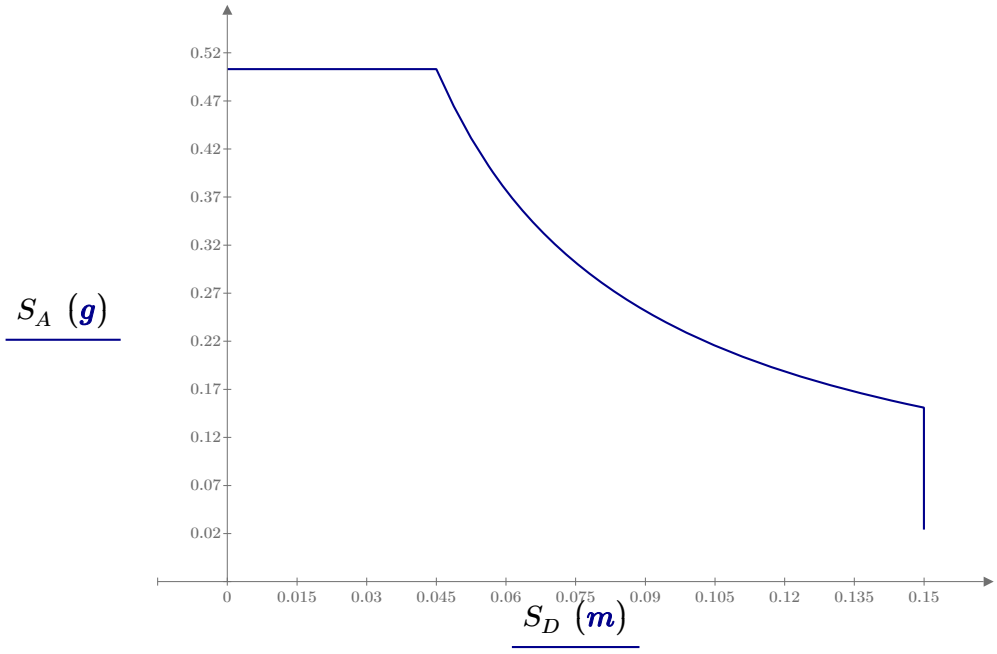
$$T := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..101 \\ \quad T_i \leftarrow (i \cdot 0.05 - 0.05)\ s \\ T \end{array} \right.$$

$$S_A := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..101 \\ \quad \text{if } T_i < T_P \\ \quad\quad C_i \leftarrow 2.5 \\ \quad\quad S_{A_i} \leftarrow FE \cdot \left(\dfrac{Z \cdot U \cdot C_i \cdot S}{R} \right) g \\ \quad \text{if } T_P \le T_i \le T_L \\ \quad\quad C_i \leftarrow 2.5 \cdot \dfrac{T_P}{T_i} \\ \quad\quad S_{A_i} \leftarrow FE \cdot \left(\dfrac{Z \cdot U \cdot C_i \cdot S}{R} \right) g \\ \quad \text{if } T_i > T_L \\ \quad\quad C_i \leftarrow 2.5 \cdot \dfrac{T_P \cdot T_L}{T_i^{\,2}} \\ \quad\quad S_{A_i} \leftarrow FE \cdot \left(\dfrac{Z \cdot U \cdot C_i \cdot S}{R} \right) g \\ S_A \end{array} \right.$$

$$S_D := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..101 \\ \quad S_{D_i} \leftarrow \dfrac{T_i^{\,2}}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{A_i} \\ S_D \end{array} \right.$$



Espectro de respuesta elástico Sismo frecuente - Dirección X



Espectro de respuesta elástico Sismo de servicio (ADRS) - Dirección X

3.2 Representación Bilineal del Espectro de Capacidad

Rigidez inicial: $K_i := \dfrac{S_{a_2} - S_{a_1}}{S_{d_2} - S_{d_1}} = 7.328 \ \dfrac{g}{m}$

Punto de prueba: $d_{pi} := 0.053 \ m \qquad a_{pi} := 0.244 \ g$

Punto de fluencia: $d_y := 0.026 \ m \qquad a_y := K_i \cdot d_y = 0.191 \ g$

Curva Bilineal:

$x := 0 \ m, 0.001 \ m .. d_{pi}$

$$CB(x) := \left\| \text{if}\left(x \le d_y, K_i \cdot x, \left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right) \cdot (x - d_y) + a_y\right) \right.$$

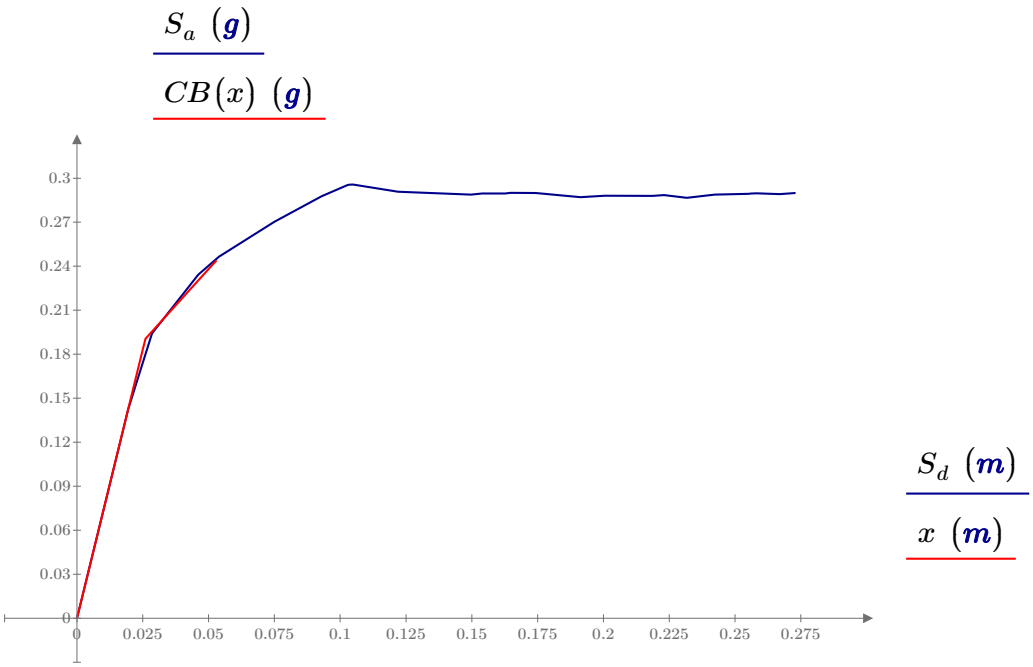
Verificación de áreas iguales

$n := 5$

$$A_{CB} := \int_0^{d_{pi}} CB(x)\, dx = 0.008 \ g \cdot m$$

$$A_{Esp} := \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\left(S_{a_{i+1}} + S_{a_i}\right)}{2} \cdot \left(S_{d_{i+1}} - S_{d_i}\right) + \frac{\left(a_{pi} + S_{a_n}\right)}{2} \cdot \left(d_{pi} - S_{d_n}\right) = 0.008 \ g \cdot m$$

$$Error := \frac{A_{CB} - A_{Esp}}{A_{Esp}} \cdot 100 = 0.145$$



Espectro de respuesta elástico Sismo de servicio (ADRS) - Dirección X

3.3. Reducción de la demanda por efectos no lineales

Rigidez post elástica:

$$\alpha := \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.27$$

Ductilidad:

$$\mu := \frac{d_{pi}}{d_y} = 2.038$$

Periodo efectivo

$$T_o := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{d_y}{a_y}} = 0.741\ s$$

$$T_{eff} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 1 < \mu < 4 \\ \quad \left\| T_{eff} \leftarrow \left(0.20 \cdot (\mu - 1)^2 - 0.038 \cdot (\mu - 1)^3 + 1\right) \cdot T_o \right. \\ \text{if } 4 \le \mu \le 6.5 \\ \quad \left\| T_{eff} \leftarrow (0.28 + 0.13 \cdot (\mu - 1) + 1) \cdot T_o \right. \\ \text{if } \mu > 6.5 \\ \quad \left\| T_{eff} \leftarrow \left(0.89 \cdot \left(\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05 \cdot (\mu - 2)}} - 1\right) + 1\right) \cdot T_o \right. \\ T_{eff} \end{array} \right.$$

$$T_{eff} = 0.87\ s$$

Amortiguamiento efectivo

$$\beta_o := 5$$

$$\beta_{eff} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 1 < \mu < 4 \\ \quad \left\| \beta_{eff} \leftarrow 4.9 \cdot (\mu - 1)^2 - 1.1 \cdot (\mu - 1)^3 + \beta_o \right. \\ \text{if } 4 \le \mu \le 6.5 \\ \quad \left\| \beta_{eff} \leftarrow 14.0 + 0.32 \cdot (\mu - 1) + \beta_o \right. \\ \text{if } \mu > 6.5 \\ \quad \left\| \beta_{eff} \leftarrow 19 \cdot \left(\frac{0.64 \cdot (\mu - 1) - 1}{0.64 \cdot (\mu - 1)^2}\right) \cdot \left(\frac{T_{eff}}{T_o}\right)^2 + \beta_o \right. \\ \beta_{eff} \end{array} \right.$$

$$\beta_{eff} = 9.052$$

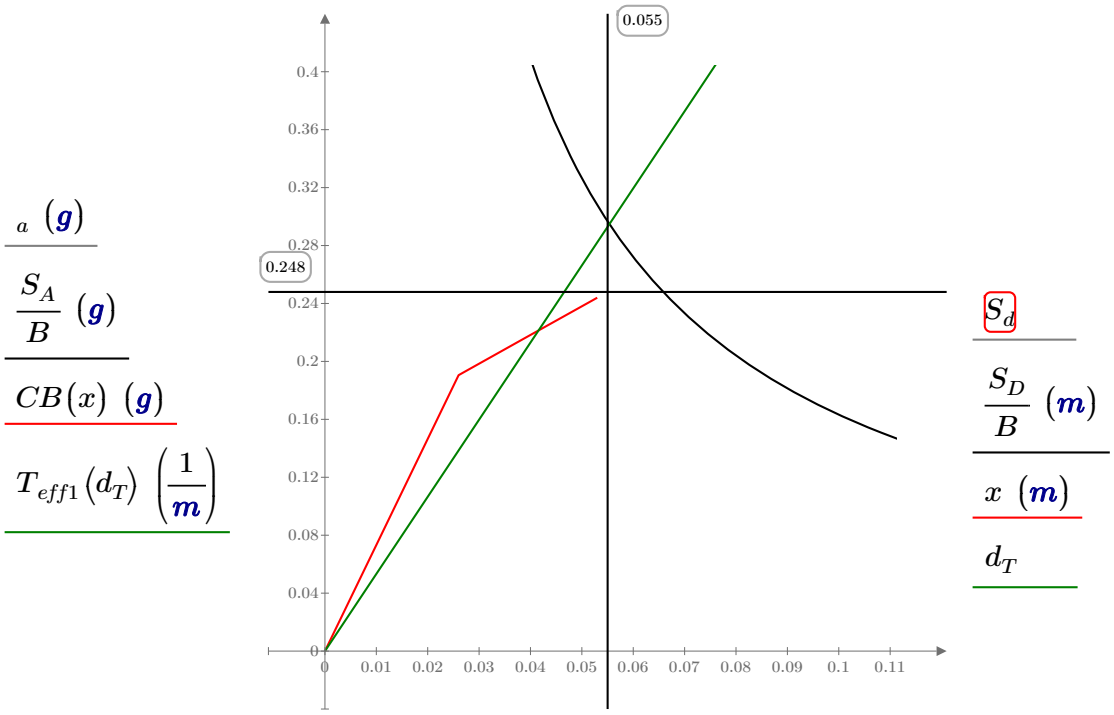
Factor de Reducción Espectral

$$B := \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.178$$

3.4. Punto de desempeño (proyección de la intersección de recta Teff y Espectro de demanda reducido)

$$T_{eff1}(d_T) := 4 \cdot \pi^2 \cdot \frac{d_T}{T_{eff}^2 \cdot g}$$

$$d_T := 0.00, 0.01 .. 0.15$$



Punto de desempeño para Sismo de servicio - Dirección X

Punto de desempeño: $d_p := 0.055\ m \quad a_p := 0.248\ g$

$Error := \text{if}\left(0.95 \cdot d_{pi} \le d_p \le 1.05 \cdot d_{pi}, \text{“OK”}, \text{“Nuevo Punto de desempeño tentativo”}\right) = \text{“OK”}$

Punto de desempeño: $d_p = 0.055\ m \quad a_p = 0.248\ g$

Resultados:

$T_o = 0.741\ s$
$\alpha = 0.27$
$\mu = 2.038$
$\beta_{eff} = 9.052$
$T_{eff} = 0.87\ s$

$a_p = 0.248\ g$
$d_p = 0.055\ m$
$\Delta_d := d_p \cdot PF_1 \cdot \phi_{tope;1}$

$V_d := a_p \cdot \alpha_1 \cdot \frac{W}{g}$

Punto de Desempeño:

$\Delta_d = 0.074\ m$
$V_d = 598.31\ tonnef$

4. Sismo de diseño

4.1 Espectro de respuesta elástico en formato ADRS

$FE := 1 \qquad T_P := 0.6\ s$
$Z := 0.35$

$U := 1 \qquad T_L := 2.0\ s$

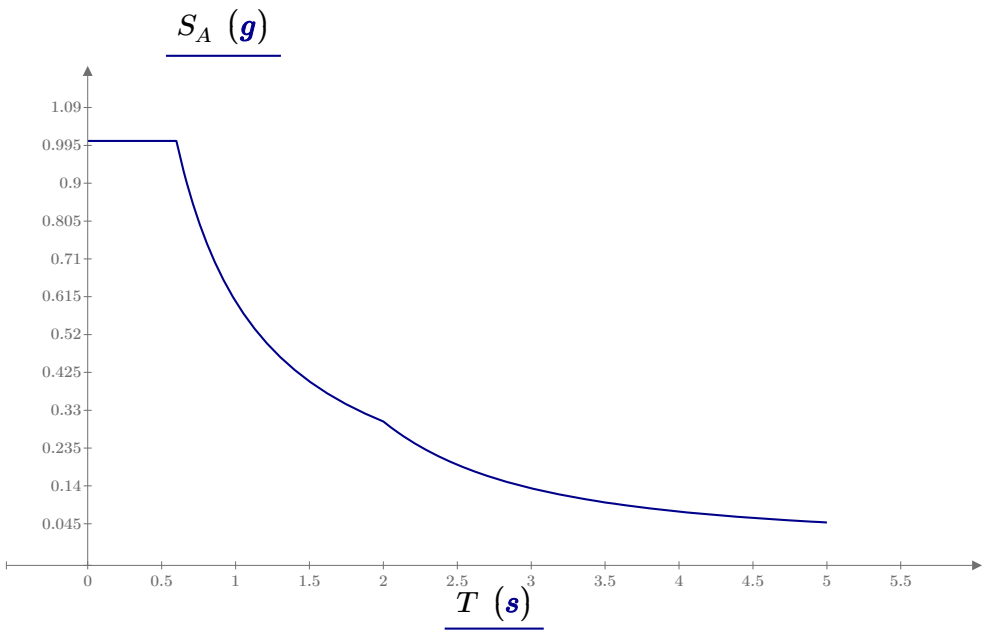
$S := 1.15$

$R := 1$

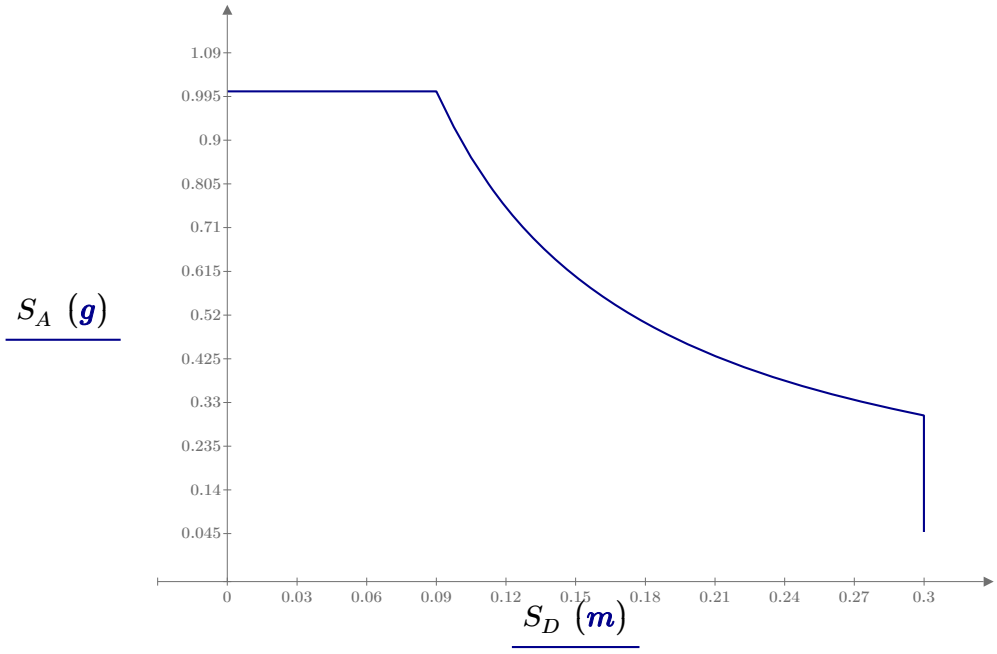
$$T := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..101 \\ \quad T_i \leftarrow (i \cdot 0.05 - 0.05)\ s \\ T \end{array} \right.$$

$$S_A := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..101 \\ \quad \text{if } T_i < T_P \\ \quad\quad C_i \leftarrow 2.5 \\ \quad\quad S_{A_i} \leftarrow FE \cdot \left(\dfrac{Z \cdot U \cdot C_i \cdot S}{R} \right) g \\ \quad \text{if } T_P \le T_i \le T_L \\ \quad\quad C_i \leftarrow 2.5 \cdot \dfrac{T_P}{T_i} \\ \quad\quad S_{A_i} \leftarrow FE \cdot \left(\dfrac{Z \cdot U \cdot C_i \cdot S}{R} \right) g \\ \quad \text{if } T_i > T_L \\ \quad\quad C_i \leftarrow 2.5 \cdot \dfrac{T_P \cdot T_L}{T_i^{\,2}} \\ \quad\quad S_{A_i} \leftarrow FE \cdot \left(\dfrac{Z \cdot U \cdot C_i \cdot S}{R} \right) g \\ S_A \end{array} \right.$$

$$S_D := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..101 \\ \quad S_{D_i} \leftarrow \dfrac{T_i^{\,2}}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{A_i} \\ S_D \end{array} \right.$$



Espectro de respuesta elástico Sismo de diseño - Dirección X



Espectro de respuesta elástico Sismo de diseño (ADRS) - Dirección X

4.2 Representacion Bilineal del Espectro de Capacidad

Rigidez inicial: $K_i := \dfrac{S_{a_2} - S_{a_1}}{S_{d_2} - S_{d_1}} = 7.328 \ \dfrac{g}{m}$

Punto de prueba: $d_{pi} := 0.124 \ m \qquad a_{pi} := 0.291 \ g$

Punto de fluencia: $d_y := 0.033 \ m \qquad a_y := K_i \cdot d_y = 0.242 \ g$

Curva Bilineal:

$x := 0 \ m, 0.001 \ m .. d_{pi}$

$$CB(x) := \left\| \text{if}\left(x \le d_y, K_i \cdot x, \left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right) \cdot (x - d_y) + a_y\right) \right.$$

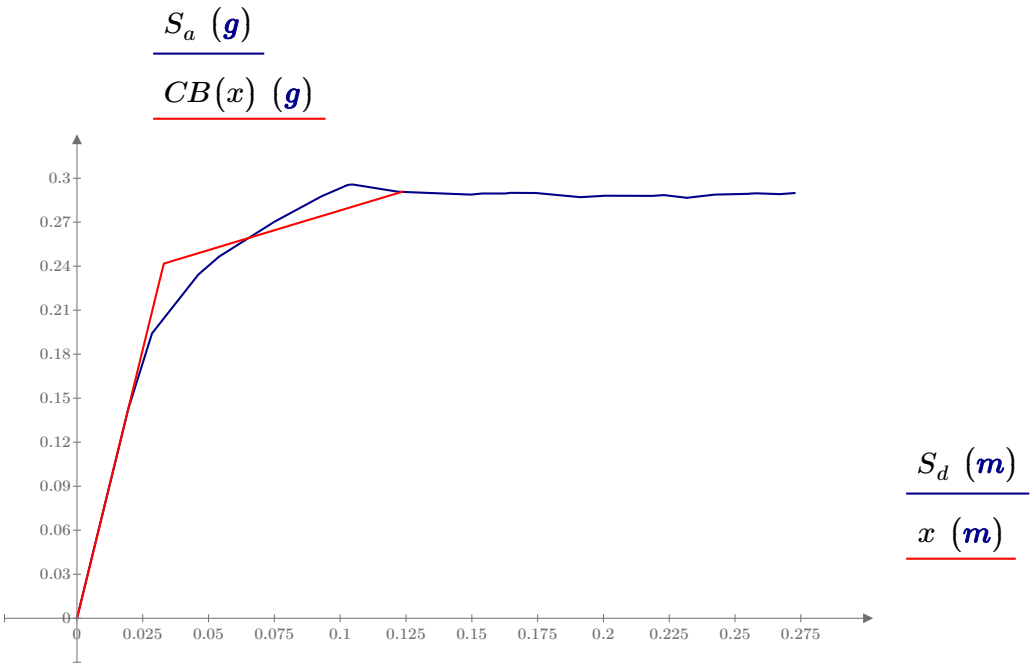
Verificación de áreas iguales

$n := 12$

$$A_{CB} := \int_0^{d_{pi}} CB(x)\, dx = 0.028 \ g \cdot m$$

$$A_{Esp} := \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\left(S_{a_{i+1}} + S_{a_i}\right)}{2} \cdot \left(S_{d_{i+1}} - S_{d_i}\right) + \frac{\left(a_{pi} + S_{a_n}\right)}{2} \cdot \left(d_{pi} - S_{d_n}\right) = 0.028 \ g \cdot m$$

$$Error := \frac{A_{CB} - A_{Esp}}{A_{Esp}} \cdot 100 = 0.462$$



Espectro de respuesta elástico Sismo de diseño (ADRS) - Dirección X

3.3. Reducción de la demanda por efectos no lineales

Rigidez post elástica:

$$\alpha := \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.074$$

Ductilidad:

$$\mu := \frac{d_{pi}}{d_y} = 3.758$$

Periodo efectivo

$$T_o := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{d_y}{a_y}} = 0.741\ s$$

$$T_{eff} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 1 < \mu < 4 \\ \quad \left\| T_{eff} \leftarrow \left(0.20 \cdot (\mu - 1)^2 - 0.038 \cdot (\mu - 1)^3 + 1\right) \cdot T_o \right. \\ \text{if } 4 \le \mu \le 6.5 \\ \quad \left\| T_{eff} \leftarrow (0.28 + 0.13 \cdot (\mu - 1) + 1) \cdot T_o \right. \\ \text{if } \mu > 6.5 \\ \quad \left\| T_{eff} \leftarrow \left(0.89 \cdot \left(\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05 \cdot (\mu - 2)}} - 1\right) + 1\right) \cdot T_o \right. \\ T_{eff} \end{array} \right.$$

$$T_{eff} = 1.278\ s$$

Amortiguamiento efectivo

$$\beta_o := 5$$

$$\beta_{eff} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 1 < \mu < 4 \\ \quad \left\| \beta_{eff} \leftarrow 4.9 \cdot (\mu - 1)^2 - 1.1 \cdot (\mu - 1)^3 + \beta_o \right. \\ \text{if } 4 \le \mu \le 6.5 \\ \quad \left\| \beta_{eff} \leftarrow 14.0 + 0.32 \cdot (\mu - 1) + \beta_o \right. \\ \text{if } \mu > 6.5 \\ \quad \left\| \beta_{eff} \leftarrow 19 \cdot \left(\frac{0.64 \cdot (\mu - 1) - 1}{0.64 \cdot (\mu - 1)^2}\right) \cdot \left(\frac{T_{eff}}{T_o}\right)^2 + \beta_o \right. \\ \beta_{eff} \end{array} \right.$$

$$\beta_{eff} = 19.195$$

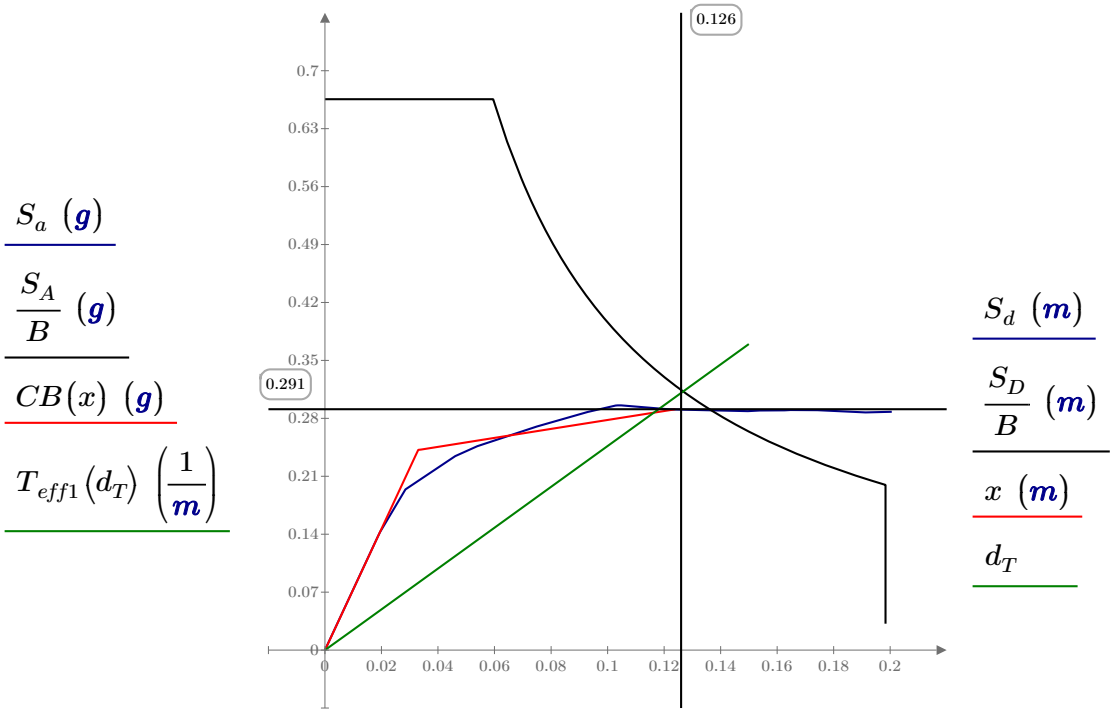
Factor de Reducción Espectral

$$B := \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.512$$

3.4. Punto de desempeño (proyección de la intersección de recta Teff y Espectro de demanda reducido)

$$T_{eff1}(d_T) := 4 \cdot \pi^2 \cdot \frac{d_T}{T_{eff}^2 \cdot g}$$

$$d_T := 0.00, 0.01 .. 0.15$$



Punto de desempeño para Sismo de diseño - Dirección X

Punto de desempeño: $d_p := 0.126\ m \quad a_p := 0.291\ g$

$Error := \text{if}\left(0.95 \cdot d_{pi} \le d_p \le 1.05 \cdot d_{pi}, \text{“OK”}, \text{“Nuevo Punto de desempeño tentativo”}\right) = \text{“OK”}$

Punto de desempeño: $d_p = 0.126\ m \quad a_p = 0.291\ g$

Resultados:

$T_o = 0.741\ s$
$\alpha = 0.074$
$\mu = 3.758$
$\beta_{eff} = 19.195$
$T_{eff} = 1.278\ s$

$a_p = 0.291\ g$
$d_p = 0.126\ m$
$\Delta_d := d_p \cdot PF_1 \cdot \phi_{tope;1}$

$V_d := a_p \cdot \alpha_1 \cdot \frac{W}{g}$

Punto de Desempeño:

$\Delta_d = 0.169\ m$
$V_d = 702.049\ tonnef$

4. Sismo máximo

4.1 Espectro de respuesta elástico en formato ADRS

$FE := 1.3 \quad T_P := 0.6\ s$
$Z := 0.35$

$U := 1 \qquad T_L := 2.0\ s$

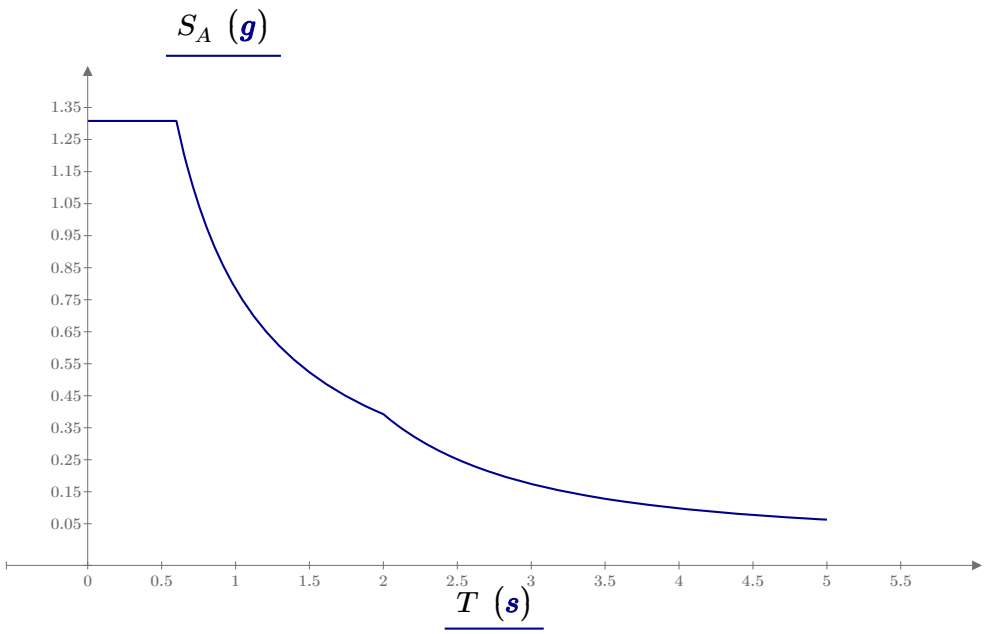
$S := 1.15$

$R := 1$

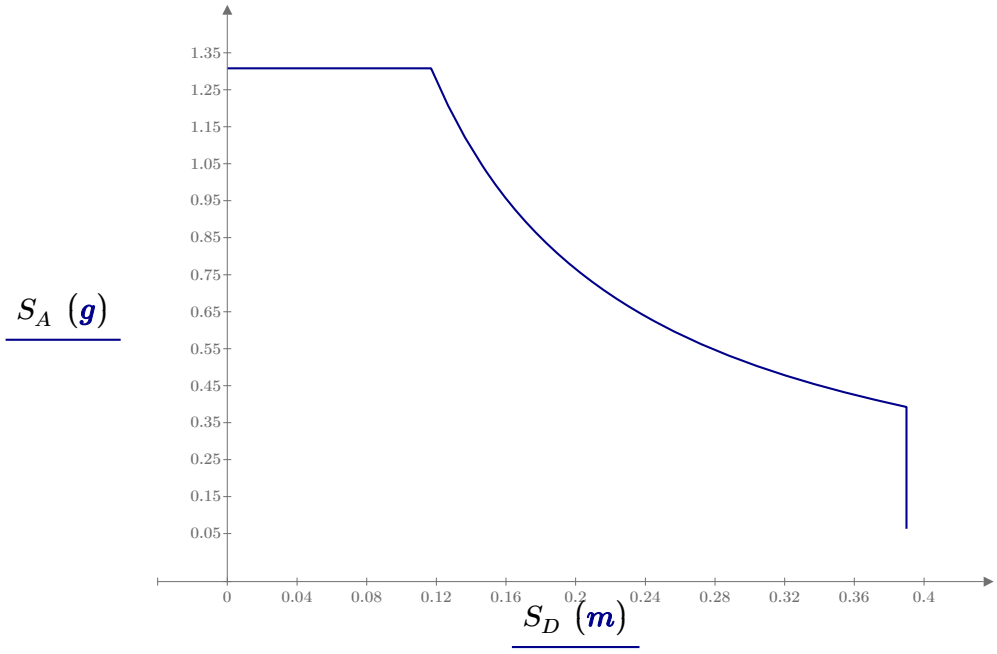
$$T := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..101 \\ \quad T_i \leftarrow (i \cdot 0.05 - 0.05)\ s \\ T \end{array} \right.$$

$$S_A := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..101 \\ \quad \text{if } T_i < T_P \\ \quad\quad C_i \leftarrow 2.5 \\ \quad\quad S_{A_i} \leftarrow FE \cdot \left(\dfrac{Z \cdot U \cdot C_i \cdot S}{R} \right) g \\ \quad \text{if } T_P \le T_i \le T_L \\ \quad\quad C_i \leftarrow 2.5 \cdot \dfrac{T_P}{T_i} \\ \quad\quad S_{A_i} \leftarrow FE \cdot \left(\dfrac{Z \cdot U \cdot C_i \cdot S}{R} \right) g \\ \quad \text{if } T_i > T_L \\ \quad\quad C_i \leftarrow 2.5 \cdot \dfrac{T_P \cdot T_L}{T_i^{\,2}} \\ \quad\quad S_{A_i} \leftarrow FE \cdot \left(\dfrac{Z \cdot U \cdot C_i \cdot S}{R} \right) g \\ S_A \end{array} \right.$$

$$S_D := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..101 \\ \quad S_{D_i} \leftarrow \dfrac{T_i^{\,2}}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{A_i} \\ S_D \end{array} \right.$$



Espectro de respuesta elástico Sismo máximo - Dirección X



Espectro de respuesta elástico Sismo máximo (ADRS) - Dirección X

4.2 Representación Bilineal del Espectro de Capacidad

Rigidez inicial: $K_i := \dfrac{S_{a_2} - S_{a_1}}{S_{d_2} - S_{d_1}} = 7.328 \ \dfrac{g}{m}$

Punto de prueba: $d_{pi} := 0.155 \ m \qquad a_{pi} := 0.289 \ g$

Punto de fluencia: $d_y := 0.036 \ m \qquad a_y := K_i \cdot d_y = 0.264 \ g$

Curva Bilineal:

$x := 0 \ m, 0.001 \ m .. d_{pi}$

$$CB(x) := \left\| \text{if}\left(x \le d_y, K_i \cdot x, \left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right) \cdot (x - d_y) + a_y\right) \right.$$

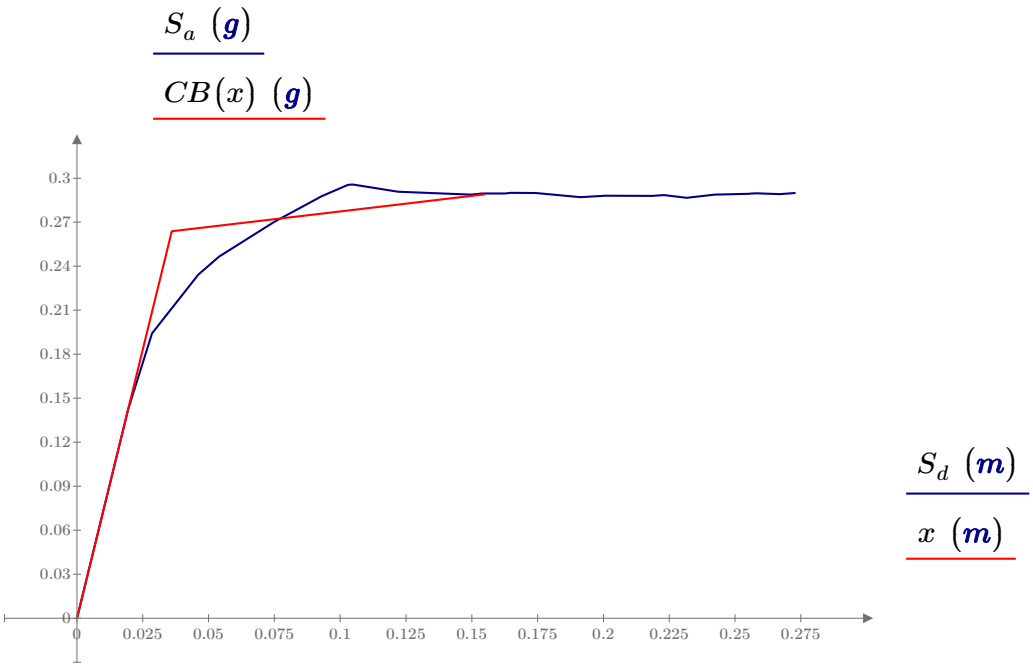
Verificación de áreas iguales

$n := 14$

$$A_{CB} := \int_0^{d_{pi}} CB(x)\, dx = 0.038 \ g \cdot m$$

$$A_{Esp} := \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\left(S_{a_{i+1}} + S_{a_i}\right)}{2} \cdot \left(S_{d_{i+1}} - S_{d_i}\right) + \frac{\left(a_{pi} + S_{a_n}\right)}{2} \cdot \left(d_{pi} - S_{d_n}\right) = 0.037 \ g \cdot m$$

$$Error := \frac{A_{CB} - A_{Esp}}{A_{Esp}} \cdot 100 = 1.506$$



Espectro de respuesta elástico Sismo máximo (ADRS) - Dirección X

3.3. Reducción de la demanda por efectos no lineales

Rigidez post elástica:

$$\alpha := \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.029$$

Ductilidad:

$$\mu := \frac{d_{pi}}{d_y} = 4.306$$

Periodo efectivo

$$T_o := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{d_y}{a_y}} = 0.741\ s$$

$$T_{eff} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 1 < \mu < 4 \\ \quad \left\| T_{eff} \leftarrow \left(0.20 \cdot (\mu - 1)^2 - 0.038 \cdot (\mu - 1)^3 + 1\right) \cdot T_o \right. \\ \text{if } 4 \le \mu \le 6.5 \\ \quad \left\| T_{eff} \leftarrow (0.28 + 0.13 \cdot (\mu - 1) + 1) \cdot T_o \right. \\ \text{if } \mu > 6.5 \\ \quad \left\| T_{eff} \leftarrow \left(0.89 \cdot \left(\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05 \cdot (\mu - 2)}} - 1\right) + 1\right) \cdot T_o \right. \\ T_{eff} \end{array} \right.$$

$$T_{eff} = 1.267\ s$$

Amortiguamiento efectivo

$$\beta_o := 5$$

$$\beta_{eff} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 1 < \mu < 4 \\ \quad \left\| \beta_{eff} \leftarrow 4.9 \cdot (\mu - 1)^2 - 1.1 \cdot (\mu - 1)^3 + \beta_o \right. \\ \text{if } 4 \le \mu \le 6.5 \\ \quad \left\| \beta_{eff} \leftarrow 14.0 + 0.32 \cdot (\mu - 1) + \beta_o \right. \\ \text{if } \mu > 6.5 \\ \quad \left\| \beta_{eff} \leftarrow 19 \cdot \left(\frac{0.64 \cdot (\mu - 1) - 1}{0.64 \cdot (\mu - 1)^2}\right) \cdot \left(\frac{T_{eff}}{T_o}\right)^2 + \beta_o \right. \\ \beta_{eff} \end{array} \right.$$

$$\beta_{eff} = 20.058$$

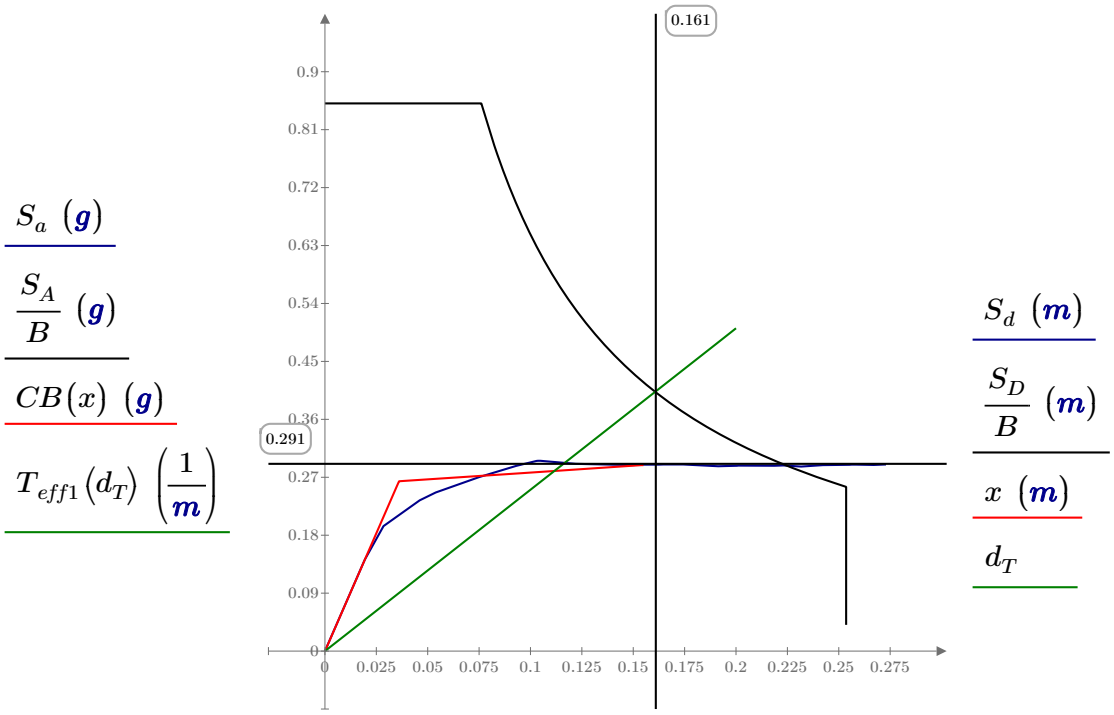
Factor de Reducción Espectral

$$B := \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.538$$

3.4. Punto de desempeño (proyección de la intersección de recta Teff y Espectro de demanda reducido)

$$T_{eff1}(d_T) := 4 \cdot \pi^2 \cdot \frac{d_T}{T_{eff}^2 \cdot g}$$

$$d_T := 0.00, 0.01 .. 0.2$$



Punto de desempeño para Sismo máximo - Dirección X

Punto de desempeño: $d_p := 0.161\ m \quad a_p := 0.291\ g$

$Error := \text{if}\left(0.95 \cdot d_{pi} \le d_p \le 1.05 \cdot d_{pi}, \text{“OK”}, \text{“Nuevo Punto de desempeño tentativo”}\right) = \text{“OK”}$

Punto de desempeño: $d_p = 0.161\ m \quad a_p = 0.291\ g$

Resultados:

$T_o = 0.741\ s$
$\alpha = 0.029$
$\mu = 4.306$
$\beta_{eff} = 20.058$
$T_{eff} = 1.267\ s$

$a_p = 0.291\ g$
$d_p = 0.161\ m$
$\Delta_d := d_p \cdot PF_1 \cdot \phi_{tope;1}$

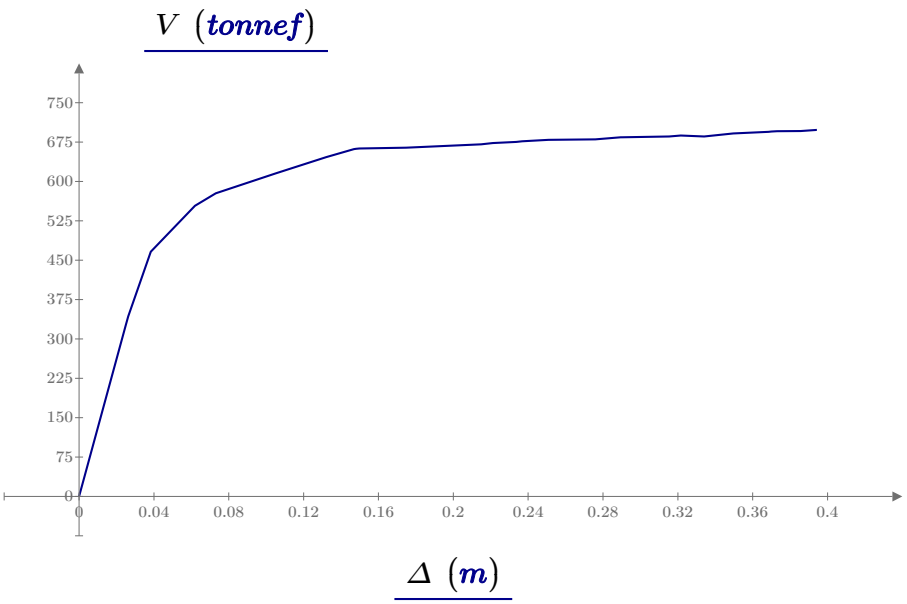
$V_d := a_p \cdot \alpha_1 \cdot \frac{W}{g}$

Punto de Desempeño:

$\Delta_d = 0.216\ m$
$V_d = 702.049\ tonnef$

MÉTODO DE COEFICIENTES - ASCE/SEI 41-13

1. Curva de Capacidad



$PF_1 = 49172.957$	Factor de participación modal para el modo predominante
$\alpha_1 = 0.765214$	Coeficiente de masa modal para el modo predominante
$\phi_{tope;1} = 0.0000272876$	Amplitud del modo predominante en el nivel del techo
$W = 3152.764\ tonnef$	Peso sísmico

2. Sismo frecuente

2.1. Espectro de respuesta elástico

$FE := 0.38 \quad T_P := 0.6\ s$

$Z := 0.35$

$U := 1 \quad T_L := 2.0\ s$

$S := 1.15$

$R := 1$

$$S_A(T) := \text{if}\left(T < T_P, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot S}{R}\right) g, \text{if}\left(T < T_L, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P}{T} \cdot S}{R}\right) g, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \cdot S}{R}\right) g\right)\right)$$

2.2. Representación Bilineal de la Curva de Capacidad

Rigidez inicial: $$K_i := \frac{V_2 - V_1}{\Delta_2 - \Delta_1} = 13063.94\ \frac{tonnef}{m}$$

Desplazamiento objetivo: $\Delta_p := 0.058\ m$

$V_p := 539.924\ tonnef$

Cortante basal de fluencia: $V_y := 435.743\ tonnef$

Rigidez efectiva: $0.60 \cdot V_y = 261.446\ tonnef$

$$\Delta_{0.60Vy} := \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{V_2 - V_1} \cdot \left(0.60 \cdot V_y - V_1\right) + \Delta_1 = 0.02\ m$$

$$K_e := \frac{0.6 \cdot V_y}{\Delta_{0.60Vy}} = 13063.94\ \frac{tonnef}{m}$$

Punto de fluencia: $\Delta_y := \frac{V_y}{K_e} = 0.033\ m \qquad V_y = 435.743\ tonnef$

Curva Bilineal:

$$x := 0\ m, 0.001\ m .. \Delta_p$$

$$CB(x) := \left\| \text{if}\left(x \le \Delta_y, K_e \cdot x, \left(\frac{V_p - V_y}{\Delta_p - \Delta_y}\right) \cdot \left(x - \Delta_y\right) + V_y\right) \right.$$

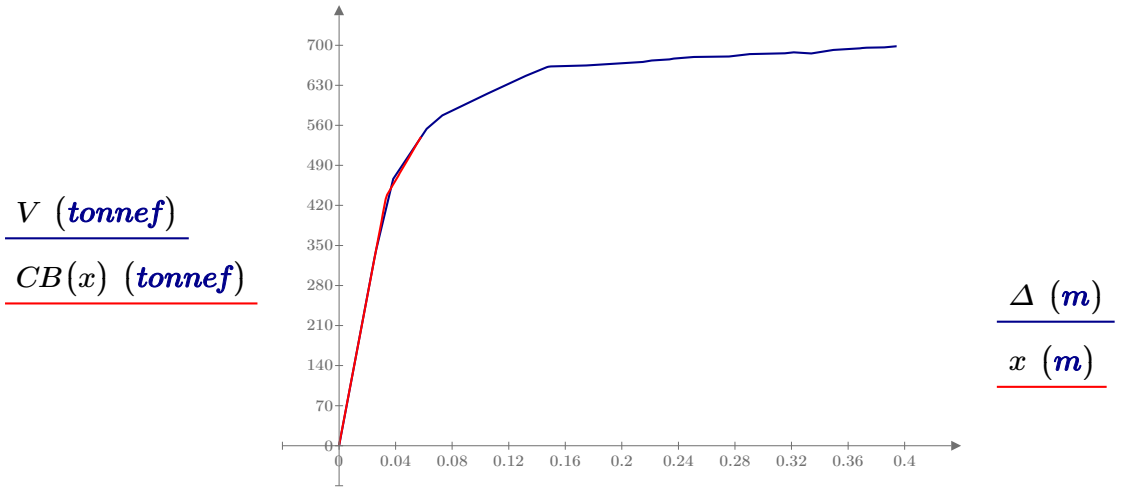
Verificación de áreas iguales

$$n := 4$$

$$A_{CB} := \int_0^{\Delta_p} CB(x)\, dx = 19.29\ tonnef \cdot m$$

$$A_{Esp} := \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\left(V_{i+1} + V_i\right)}{2} \cdot \left(\Delta_{i+1} - \Delta_i\right) + \frac{\left(V_p + V_n\right)}{2} \cdot \left(\Delta_p - \Delta_n\right) = 19.287\ tonnef \cdot m$$

$$Error := \frac{A_{CB} - A_{Esp}}{A_{Esp}} \cdot 100 = 0.014$$



2.3. Desplazamiento objetivo

Rigidez lateral elástica inicial $K_i = 13063.94 \frac{tonnef}{m}$

Rigidez lateral efectiva $K_e = 13063.94 \frac{tonnef}{m}$

Periodo elástico fundamental $T_i := 0.741\ s$

Periodo fundamental efectivo $T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.741\ s$

Aceleración espectral: $S_A := S_A(T_e) = 0.31\ g$

Co: Factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un SDOP a un MDOF

$PF_1 = 49172.957$

$\phi_{tope;1} = 0.0000272876$

$C_o := \phi_{tope;1} \cdot PF_1 = 1.342$

C_1: Factor de modificación que relaciona el desplazamiento máximo inelástico con el elástico calculado

a: Factor de sitio

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

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

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

$a := 60$

C_m: Factor de masa efectiva

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

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

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

$C_m := 0.90$

$$\mu_{strength} := \frac{S_A}{\frac{V_y}{W}} \cdot C_m \cdot g^{-1} = 2.016$$

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

$C_1 = 1.031$

C_2: Factor de modificación que representa la degradación de rigidez y deterioro de resistencia

$$C_2 := \begin{cases} \text{if } T_e > 0.70\ s \\ \quad C_2 \leftarrow 1.0 \\ \text{else} \\ \quad C_2 \leftarrow 1 + \dfrac{1}{800} \cdot \left(\dfrac{\mu_{strength} - 1}{T_e \cdot s^{-1}} \right)^2 \end{cases}$$

$$C_2 = 1$$

Desplazamiento objetivo

$$\delta_t := C_o \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_A \cdot \frac{T_e^{\,2}}{4 \cdot \pi^2} = 0.058\ m$$

Verificación

$$Error := \begin{cases} \text{if } \delta_t > 0.95 \cdot \Delta_p \wedge \delta_t < 1.05 \cdot \Delta_p \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Nuevo } \Delta\text{p”} \end{cases}$$

$$Error = \text{“OK”}$$

2.4. Resultados

Punto de Desempeño:

$\delta_t = 0.058\ m$

$V_p = 539.924\ tonnef$

Rigidez post-elástica

$$\alpha := \frac{\dfrac{V_p}{V_y} - 1}{\dfrac{\Delta_p}{\Delta_y} - 1} = 0.324$$

Ductilidad y Sobrerresistencia de demanda

$$\mu_d := \frac{\delta_t}{\Delta_y} = 1.751 \qquad SR_d := \frac{V_p}{V_y} = 1.239$$

3. Sismo de servicio

3.1. Espectro de respuesta elástico

$FE := 0.50 \quad T_P := 0.6\ s$

$Z := 0.35$

$U := 1 \qquad T_L := 2.0\ s$

$S := 1.15$

$R := 1$

$$S_A(T) := \text{if}\left(T < T_P, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot S}{R}\right) g, \text{if}\left(T < T_L, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P}{T} \cdot S}{R}\right) g, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \cdot S}{R}\right) g\right)\right)$$

3.2. Representación Bilineal de la Curva de Capacidad

Rigidez inicial: $K_i := \frac{V_2 - V_1}{\Delta_2 - \Delta_1} = 13063.94\ \frac{tonnef}{m}$

Desplazamiento objetivo: $\Delta_p := 0.079\ m$

$V_p := 584.332\ tonnef$

Cortante basal de fluencia: $V_y := 471.947\ tonnef$

Rigidez efectiva: $0.60 \cdot V_y = 283.168\ tonnef$

$$\Delta_{0.60Vy} := \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{V_2 - V_1} \cdot \left(0.60 \cdot V_y - V_1\right) + \Delta_1 = 0.022\ m$$

$$K_e := \frac{0.6 \cdot V_y}{\Delta_{0.60Vy}} = 13063.94\ \frac{tonnef}{m}$$

Punto de fluencia: $\Delta_y := \frac{V_y}{K_e} = 0.036\ m \qquad V_y = 471.947\ tonnef$

Curva Bilineal:

$x := 0\ m, 0.001\ m .. \Delta_p$

$$CB(x) := \left\| \text{if}\left(x \le \Delta_y, K_e \cdot x, \left(\frac{V_p - V_y}{\Delta_p - \Delta_y}\right) \cdot \left(x - \Delta_y\right) + V_y\right) \right.$$

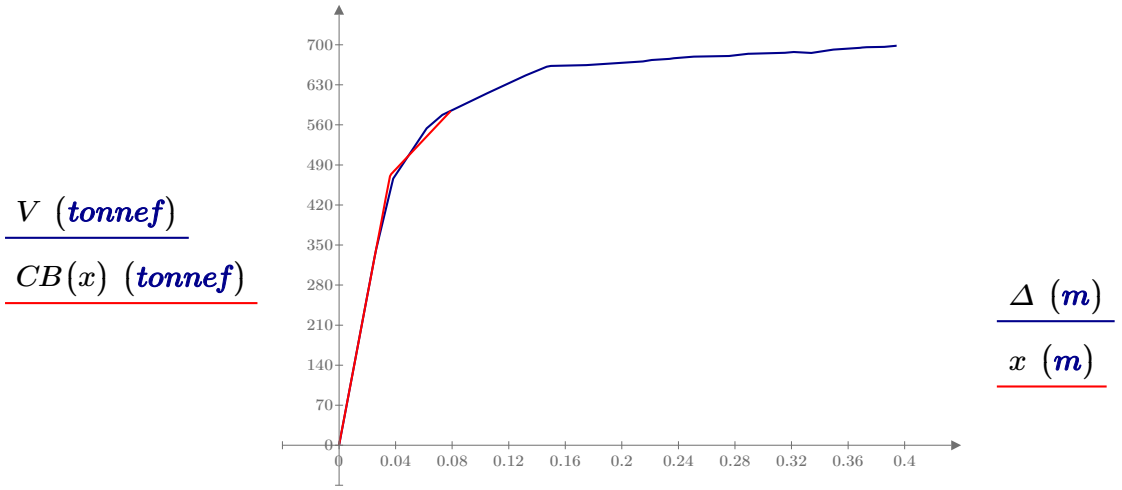
Verificación de áreas iguales

$n := 6$

$$A_{CB} := \int_0^{\Delta_p} CB(x)\, dx = 31.167\ tonnef \cdot m$$

$$A_{Esp} := \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\left(V_{i+1} + V_i\right)}{2} \cdot \left(\Delta_{i+1} - \Delta_i\right) + \frac{\left(V_p + V_n\right)}{2} \cdot \left(\Delta_p - \Delta_n\right) = 31.175\ tonnef \cdot m$$

$$Error := \frac{A_{CB} - A_{Esp}}{A_{Esp}} \cdot 100 = -0.025$$



3.3. Desplazamiento objetivo

Rigidez lateral elástica inicial $K_i = 13063.94 \frac{tonnef}{m}$

Rigidez lateral efectiva $K_e = 13063.94 \frac{tonnef}{m}$

Periodo elástico fundamental $T_i := 0.741\ s$

Periodo fundamental efectivo $T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.741\ s$

Aceleración espectral: $S_A := S_A(T_e) = 0.407\ g$

Co: Factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un SDOP a un MDOF

$PF_1 = 49172.957$

$\phi_{tope;1} = 0.0000272876$

$C_o := \phi_{tope;1} \cdot PF_1 = 1.342$

C_1: Factor de modificación que relaciona el desplazamiento máximo inelástico con el elástico calculado

a: Factor de sitio

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

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

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

$a := 60$

C_m: Factor de masa efectiva

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

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

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

$C_m := 0.90$

$$\mu_{strength} := \frac{S_A}{\frac{V_y}{W}} \cdot C_m \cdot g^{-1} = 2.449$$

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

$C_1 = 1.044$

C_2: Factor de modificación que representa la degradación de rigidez y deterioro de resistencia

$$C_2 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } T_e > 0.70\ s \\ \quad \| \ C_2 \leftarrow 1.0 \\ \text{else} \\ \quad \| \ C_2 \leftarrow 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e \cdot s^{-1}} \right)^2 \end{array} \right\|$$

$C_2 = 1$

Desplazamiento objetivo

$$\delta_t := C_o \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_A \cdot \frac{T_e^{\,2}}{4 \cdot \pi^2} = 0.078\ m$$

Verificación

$$Error := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_t > 0.95 \cdot \Delta_p \wedge \delta_t < 1.05 \cdot \Delta_p \\ \quad \| \ \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \| \ \text{“Nuevo } \Delta\text{p”} \end{array} \right\|$$

$Error =$ “OK”

3.4. Resultados

Punto de Desempeño:

$\delta_t = 0.078\ m$

$V_p = 584.332\ tonnef$

Rigidez post-elástica

$$\alpha := \frac{\frac{V_p}{V_y} - 1}{\frac{\Delta_p}{\Delta_y} - 1} = 0.201$$

Ductilidad y Sobrerresistencia de demanda

$$\mu_d := \frac{\delta_t}{\Delta_y} = 2.155 \qquad SR_d := \frac{V_p}{V_y} = 1.238$$

4. Sismo de diseño

4.1. Espectro de respuesta elástico

$FE := 1 \qquad T_P := 0.6\ s$

$Z := 0.35$

$U := 1 \qquad T_L := 2.0\ s$

$S := 1.15$

$R := 1$

$$S_A(T) := \text{if}\left(T < T_P, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot S}{R}\right) g, \text{if}\left(T < T_L, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P}{T} \cdot S}{R}\right) g, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \cdot S}{R}\right) g\right)\right)$$

4.2. Representación Bilineal de la Curva de Capacidad

Rigidez inicial: $K_i := \frac{V_2 - V_1}{\Delta_2 - \Delta_1} = 13063.94\ \frac{tonnef}{m}$

Desplazamiento objetivo: $\Delta_p := 0.172\ m$

$V_p := 664.519\ tonnef$

Cortante basal de fluencia: $V_y := 548.044\ tonnef$

Rigidez efectiva: $0.60 \cdot V_y = 328.826\ tonnef$

$$\Delta_{0.60Vy} := \frac{\Delta_3 - \Delta_2}{V_3 - V_2} \cdot \left(0.60 \cdot V_y - V_2\right) + \Delta_2 = 0.025\ m$$

$$K_e := \frac{0.6 \cdot V_y}{\Delta_{0.60Vy}} = 13063.931\ \frac{tonnef}{m}$$

Punto de fluencia: $\Delta_y := \frac{V_y}{K_e} = 0.042\ m \qquad V_y = 548.044\ tonnef$

Curva Bilineal:

$x := 0\ m, 0.001\ m .. \Delta_p$

$$CB(x) := \left\| \text{if}\left(x \le \Delta_y, K_e \cdot x, \left(\frac{V_p - V_y}{\Delta_p - \Delta_y}\right) \cdot (x - \Delta_y) + V_y\right) \right.$$

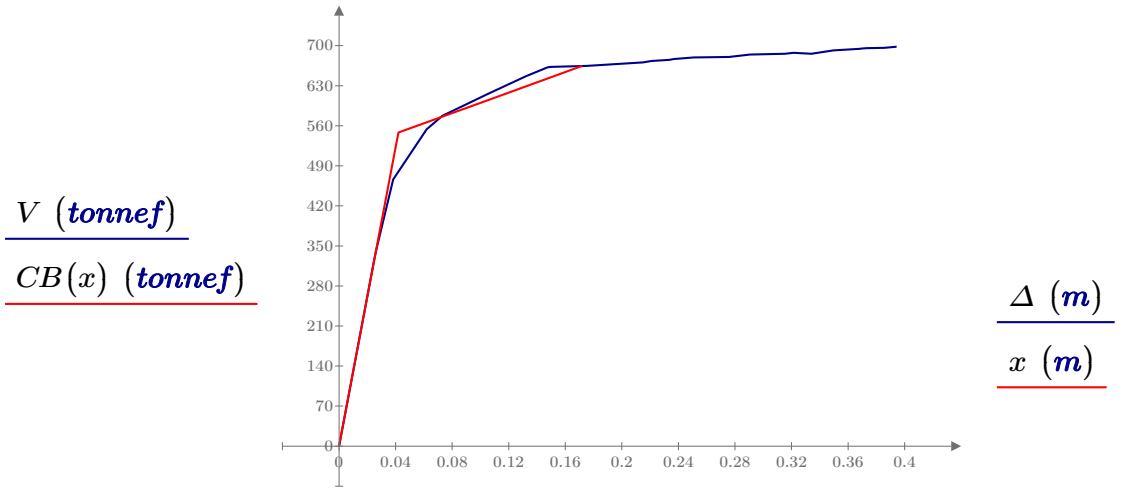
Verificación de áreas iguales

$n := 11$

$$A_{CB} := \int_0^{\Delta_p} CB(x)\,dx = 90.341\ tonnef \cdot m$$

$$A_{Esp} := \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\left(V_{i+1} + V_i\right)}{2} \cdot \left(\Delta_{i+1} - \Delta_i\right) + \frac{\left(V_p + V_n\right)}{2} \cdot \left(\Delta_p - \Delta_n\right) = 90.209\ tonnef \cdot m$$

$$Error := \frac{A_{CB} - A_{Esp}}{A_{Esp}} \cdot 100 = 0.146$$



4.3. Desplazamiento objetivo

Rigidez lateral elástica inicial $K_i = 13063.94\ \frac{tonnef}{m}$

Rigidez lateral efectiva $K_e = 13063.931\ \frac{tonnef}{m}$

Periodo elástico fundamental $T_i := 0.741\ s$

Periodo fundamental efectivo $T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.741\ s$

Aceleración espectral: $S_A := S_A(T_e) = 0.815\ g$

Co: Factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un SDOF a un MDOF

$PF_1 = 49172.957$

$\phi_{tope;1} = 0.0000272876$

$C_o := \phi_{tope;1} \cdot PF_1 = 1.342$

C_1: Factor de modificación que relaciona el desplazamiento máximo inelástico con el elástico calculado

a: Factor de sitio
= 130 para clasificación de sitio A o B (roca)
= 90 para clasificación de sitio C (suelo denso y roca suave)
= 60 para clasificación de sitio D, E o F (suelos rigidos, arcillosos o sin clasificación)

$a := 60$

C_m: Factor de masa efectiva

$C_m := 0.90$

$$\mu_{strength} := \frac{S_A}{\frac{V_y}{W}} \cdot C_m \cdot g^{-1} = 4.218$$

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

$C_1 = 1.098$

C_2: Factor de modificación que representa la degradación de rigidez y deterioro de resistencia

$$C_2 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } T_e > 0.70\ s \\ \quad \| \ C_2 \leftarrow 1.0 \\ \text{else} \\ \quad \| \ C_2 \leftarrow 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e \cdot s^{-1}} \right)^2 \end{array} \right\|$$

$C_2 = 1$

Desplazamiento objetivo

$$\delta_t := C_o \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_A \cdot \frac{T_e^{\,2}}{4 \cdot \pi^2} = 0.164\ m$$

Verificación

$$Error := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_t > 0.95 \cdot \Delta_p \wedge \delta_t < 1.05 \cdot \Delta_p \\ \quad \| \ \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \| \ \text{“Nuevo } \Delta\text{p”} \end{array} \right\|$$

$Error =$ “OK”

4.4. Resultados

Punto de Desempeño:

$\delta_t = 0.164\ m$

$V_p = 664.519\ tonnef$

Rigidez post-elástica

$$\alpha := \frac{\frac{V_p}{V_y} - 1}{\frac{\Delta_p}{\Delta_y} - 1} = 0.069$$

Ductilidad y Sobrerresistencia de demanda

$$\mu_d := \frac{\delta_t}{\Delta_y} = 3.902 \qquad SR_d := \frac{V_p}{V_y} = 1.213$$

5. Sismo máximo

5.1. Espectro de respuesta elástico

$FE := 1.3 \quad T_P := 0.6\ s$

$Z := 0.35$

$U := 1 \quad T_L := 2.0\ s$

$S := 1.15$

$R := 1$

$$S_A(T) := \text{if}\left(T < T_P, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot S}{R}\right) g, \text{if}\left(T < T_L, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P}{T} \cdot S}{R}\right) g, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \cdot S}{R}\right) g\right)\right)$$

5.2. Representación Bilineal de la Curva de Capacidad

Rigidez inicial: $K_i := \frac{V_2 - V_1}{\Delta_2 - \Delta_1} = 13063.94\ \frac{tonnef}{m}$

Desplazamiento objetivo: $\Delta_p := 0.230\ m$

$V_p := 675.283\ tonnef$

Cortante basal de fluencia: $V_y := 577.859\ tonnef$

Rigidez efectiva: $0.60 \cdot V_y = 346.715\ tonnef$

$$\Delta_{0.60Vy} := \frac{\Delta_4 - \Delta_3}{V_4 - V_3} \cdot \left(0.60 \cdot V_y - V_3\right) + \Delta_3 = 0.027\ m$$

$$K_e := \frac{0.6 \cdot V_y}{\Delta_{0.60Vy}} = 13025.024 \ \frac{tonnef}{m}$$

Punto de fluencia: $\Delta_y := \frac{V_y}{K_e} = 0.044 \ m \qquad V_y = 577.859 \ tonnef$

Curva Bilineal:

$x := 0 \ m, 0.001 \ m .. \Delta_p$

$$CB(x) := \left\| \text{if}\left(x \le \Delta_y, K_e \cdot x, \left(\frac{V_p - V_y}{\Delta_p - \Delta_y}\right) \cdot (x - \Delta_y) + V_y\right) \right.$$

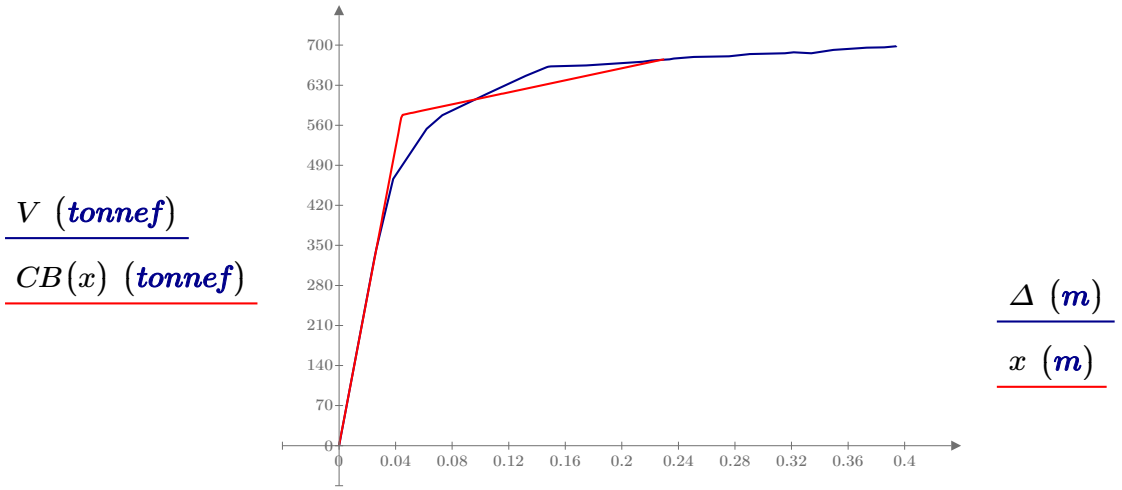
Verificación de áreas iguales

$n := 14$

$$A_{CB} := \int_0^{\Delta_p} CB(x)\, dx = 129.132 \ tonnef \cdot m$$

$$A_{Esp} := \sum_{i=1}^{n-1} \frac{(V_{i+1} + V_i)}{2} \cdot (\Delta_{i+1} - \Delta_i) + \frac{(V_p + V_n)}{2} \cdot (\Delta_p - \Delta_n) = 129.011 \ tonnef \cdot m$$

$$Error := \frac{A_{CB} - A_{Esp}}{A_{Esp}} \cdot 100 = 0.093$$



5.3. Desplazamiento objetivo

Rigidez lateral elástica inicial $K_i = 13063.94 \ \frac{tonnef}{m}$

Rigidez lateral efectiva $K_e = 13025.024 \ \frac{tonnef}{m}$

Periodo elástico fundamental $T_i := 0.741 \ s$

Periodo fundamental efectivo $T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.742\ s$

Aceleración espectral: $S_A := S_A(T_e) = 1.058\ g$

Co: Factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un SDOP a un MDOF

$PF_1 = 49172.957$
$\phi_{tope;1} = 0.0000272876$

$C_o := \phi_{tope;1} \cdot PF_1 = 1.342$

C_1: Factor de modificación que relaciona el desplazamiento máximo inelástico con el elástico calculado

a: Factor de sitio
= 130 para clasificación de sitio A o B (roca)
= 90 para clasificación de sitio C (suelo denso y roca suave)
= 60 para clasificación de sitio D, E o F (suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)
$a := 60$

C_m: Factor de masa efectiva

$C_m := 0.90$

$$\mu_{strength} := \frac{S_A}{\frac{V_y}{W}} \cdot C_m \cdot g^{-1} = 5.193$$

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

$C_1 = 1.127$

C_2: Factor de modificación que representa la degradación de rigidez y deterioro de resistencia

$$C_2 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } T_e > 0.70\ s \\ \quad \left\| C_2 \leftarrow 1.0 \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| C_2 \leftarrow 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e \cdot s^{-1}} \right)^2 \right. \end{array} \right.$$

$C_2 = 1$

Desplazamiento objetivo

$$\delta_t := C_o \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_A \cdot \frac{T_e^{\,2}}{4 \cdot \pi^2} = 0.219\ m$$

Verificación

$$Error := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_t > 0.95 \cdot \Delta_p \wedge \delta_t < 1.05 \cdot \Delta_p \\ \quad \| \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“Nuevo } \Delta\text{p”} \end{array} \right.$$

$$Error = \text{“OK”}$$

5.4. Resultados

Punto de Desempeño:

$\delta_t = 0.219\ m$

$V_p = 675.283\ tonnef$

Rigidez post-elástica

$$\alpha := \frac{\dfrac{V_p}{V_y} - 1}{\dfrac{\Delta_p}{\Delta_y} - 1} = 0.04$$

Ductilidad y Sobrerresistencia de demanda

$$\mu_d := \frac{\delta_t}{\Delta_y} = 4.931 \qquad SR_d := \frac{V_p}{V_y} = 1.169$$

DIRECCIÓN YY

MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD - FEMA 440

1. Conversión de la Curva de Capacidad en Espectro de Capacidad

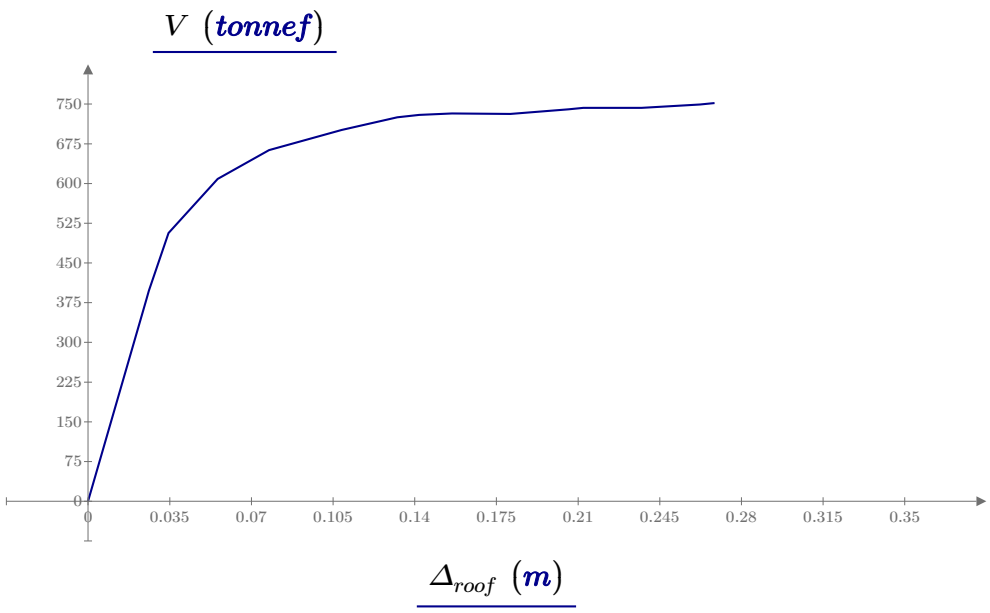
1.1 Curva de Capacidad

$$\Delta_{roof} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.025 \\ 0.026 \\ 0.034 \\ 0.056 \\ 0.078 \\ 0.109 \\ 0.133 \\ 0.142 \\ 0.156 \\ 0.181 \\ 0.206 \\ 0.212 \\ 0.237 \\ 0.262 \\ 0.268 \\ 0.281 \\ 0.284 \\ 0.29 \\ 0.295 \\ 0.304 \\ 0.329 \\ 0.336 \\ 0.338 \\ 0.338 \\ 0.338 \\ 0.338 \\ 0.338 \\ 0.338 \end{bmatrix} m \qquad V = \begin{bmatrix} 0 \\ 381.382 \\ 397.423 \\ 506.603 \\ 608.591 \\ 663.143 \\ 701.327 \\ 725.113 \\ 729.52 \\ 732.286 \\ 731.543 \\ 740.077 \\ 742.899 \\ 742.963 \\ 749.26 \\ 751.986 \\ 755.356 \\ 756.784 \\ 758.33 \\ 759.752 \\ 761.343 \\ 764.052 \\ 766.423 \\ 766.722 \\ 766.736 \\ 766.787 \\ 766.794 \\ 766.794 \\ 766.796 \end{bmatrix} tonnef$$

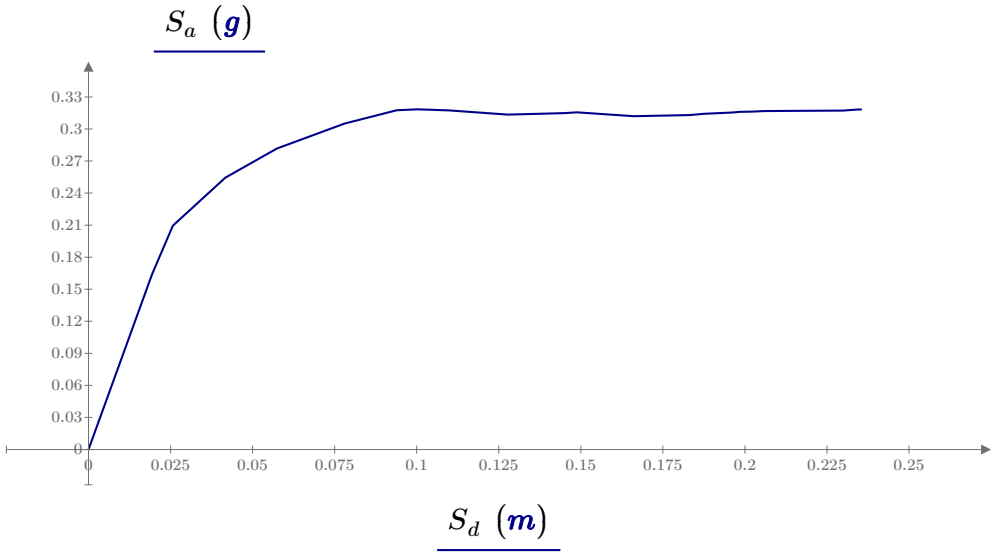
1.2 Curva de Capacidad en formato ADRS

$PF_1 = 49336.257$	Factor de participación modal para el modo predominante
$\alpha_1 = 0.770301$	Coeficiente de masa modal para el modo predominante
$\phi_{tope;1} = 0.0000270749$	Amplitud del modo predominante en el nivel del techo
$W = 3152.764\ tonnef$	Peso sísmico

$$S_a := \frac{V}{W \cdot \alpha_1} \cdot g \qquad S_d := \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \cdot \phi_{tope;1}}$$



Curva de Capacidad - Dirección Y



Espectro de Capacidad (ADRS) - Dirección Y

2. Sismo frecuente

Espectro de respuesta en formato ADRS

$FE := 0.38 \quad T_P := 0.6\ s$

$Z := 0.35 \quad T_L := 2.0\ s$

$U := 1$

$S := 1.15$

$R := 1$

Rigidez inicial: $K_i = 8.464 \ \frac{g}{m}$

Punto de prueba: $d_{pi} = 0.037 \ m$ $\quad a_{pi} = 0.241 \ g$

Punto de fluencia: $d_y = 0.023 \ m$ $\quad a_y = 0.195 \ g$

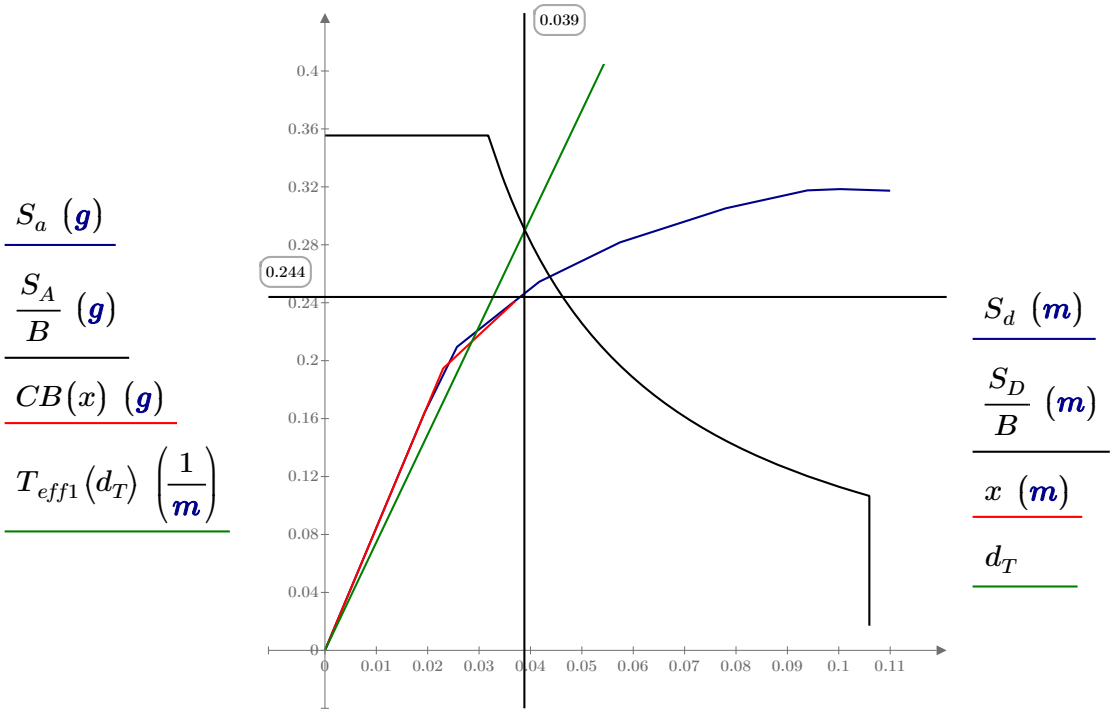
Rigidez post elástica: $\alpha = 0.391$

Ductilidad: $\mu = 1.609$

Periodo efectivo: $T_{eff} = 0.735 \ s$

Amortiguamiento efectivo: $\beta_{eff} = 6.567$

Factor de Reducción Espectral: $B = 1.076$



Punto de desempeño para Sismo frecuente - Dirección Y

Punto de desempeño: $d_p := 0.0388 \ m$ $\quad a_p := 0.244 \ g$

$$Error := \text{if}\left(0.95 \cdot d_{pi} \le d_p \le 1.05 \cdot d_{pi}, \text{“OK”}, \text{“Nuevo Punto de desempeño tentativo”}\right) = \text{“OK”}$$

Resultados:

$T_o = 0.69 \ s$ $\qquad a_p = 0.244 \ g$

$\alpha = 0.391$ $\qquad d_p = 0.039 \ m$

$\mu = 1.609$ $\qquad \Delta_d := d_p \cdot PF_1 \cdot \phi_{tope;1}$

$\beta_{eff} = 6.567$

$T_{eff} = 0.735 \ s$ $\qquad V_d := a_p \cdot \alpha_1 \cdot \frac{W}{g}$

Punto de Desempeño:

$\Delta_d = 0.052 \ m$

$V_d = 592.572 \ tonnef$

3. Sismo de servicio

Espectro de respuesta en formato ADRS

$FE := 0.50$ $T_P := 0.6\ s$

$Z := 0.35$

$U := 1$ $T_L := 2.0\ s$

$S := 1.15$

$R := 1$

Rigidez inicial: $K_i = 8.464\ \frac{g}{m}$

Punto de prueba: $d_{pi} = 0.049\ m$ $a_{pi} = 0.266\ g$

Punto de fluencia: $d_y = 0.025\ m$ $a_y = 0.212\ g$

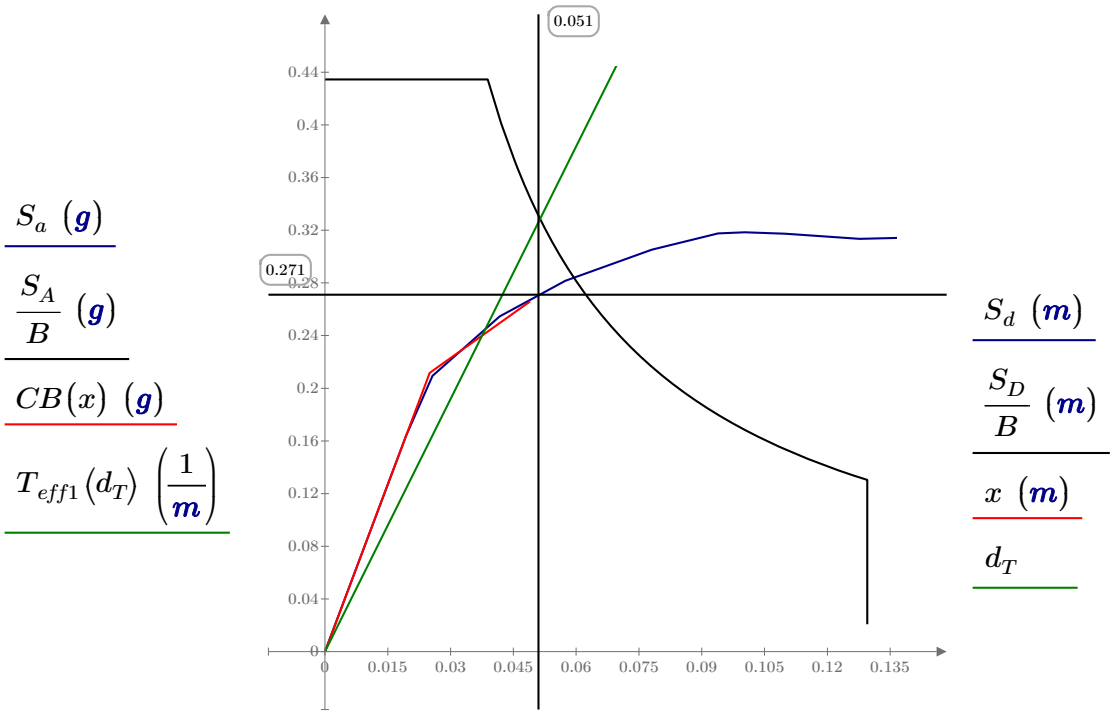
Rigidez post elástica: $\alpha = 0.268$

Ductilidad: $\mu = 1.96$

Periodo efectivo: $T_{eff} = 0.794\ s$

Amortiguamiento efectivo: $\beta_{eff} = 8.543$

Factor de Reducción Espectral: $B = 1.158$



Punto de desempeño para Sismo de servicio - Dirección Y

Punto de desempeño: $d_p := 0.051\ m$ $a_p := 0.271\ g$

$Error := \text{if}\left(0.95 \cdot d_{pi} \le d_p \le 1.05 \cdot d_{pi}, \text{“OK”}, \text{“Nuevo Punto de desempeño tentativo”}\right) = \text{“OK”}$

Resultados:

$T_o = 0.69\ s$ $a_p = 0.271\ g$

$\alpha = 0.268$ $d_p = 0.051\ m$

$\mu = 1.96$ $\Delta_d := d_p \cdot PF_1 \cdot \phi_{tope;1}$

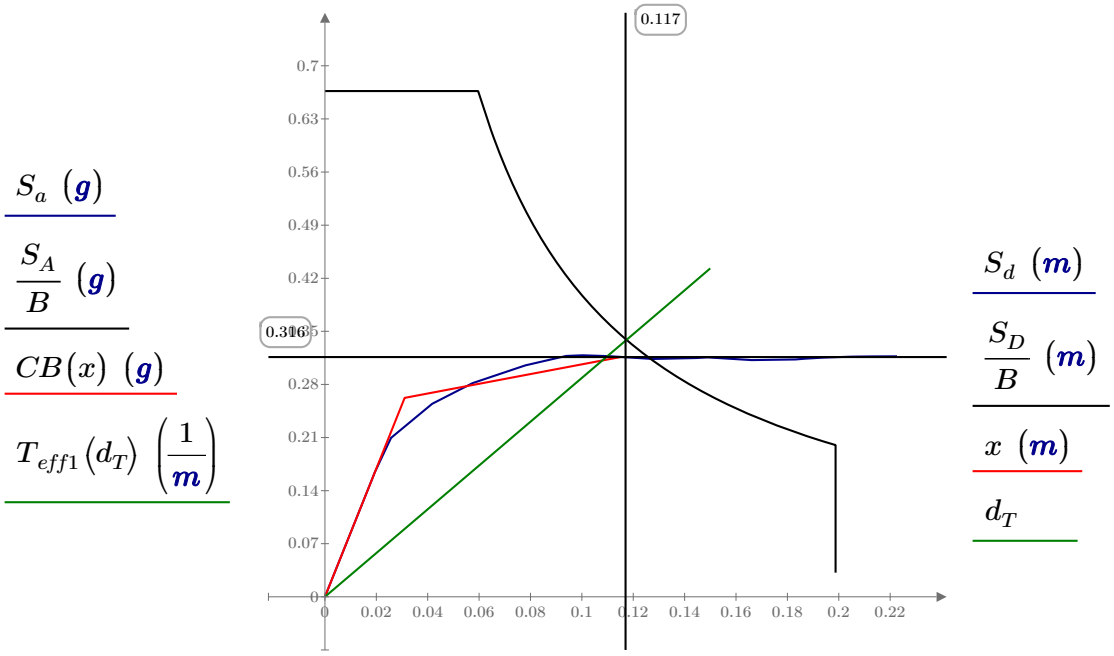
$\beta_{eff} = 8.543$
$T_{eff} = 0.794\ s$ $\qquad V_d := a_p \cdot \alpha_1 \cdot \frac{W}{g}$

Punto de Desempeño:
$\Delta_d = 0.068\ m$
$V_d = 658.144\ tonnef$

4. Sismo de diseño

Espectro de respuesta elástico en formato ADRS
$FE := 1 \qquad T_P := 0.6\ s$
$Z := 0.35 \qquad T_L := 2.0\ s$
$U := 1$
$S := 1.15$
$R := 1$

Rigidez inicial: $K_i = 8.464\ \frac{g}{m}$
Punto de prueba: $d_{pi} = 0.115\ m \qquad a_{pi} = 0.316\ g$
Punto de fluencia: $d_y = 0.031\ m \qquad a_y = 0.262\ g$
Rigidez post elástica: $\alpha = 0.075$
Ductilidad: $\mu = 3.71$
Periodo efectivo: $T_{eff} = 1.181\ s$
Amortiguamiento efectivo: $\beta_{eff} = 19.093$
Factor de Reducción Espectral: $B = 1.509$



Punto de desempeño para Sismo de diseño - Dirección Y

Punto de desempeño: $d_p := 0.117\ m \qquad a_p := 0.316\ g$

$Error := \text{if}\left(0.95 \cdot d_{pi} \le d_p \le 1.05 \cdot d_{pi}, \text{“OK”}, \text{“Nuevo Punto de desempeño tentativo”}\right) = \text{“OK”}$

Resultados:

$T_o = 0.69\ s$ $\qquad a_p = 0.316\ g$

$\alpha = 0.075$ $\qquad d_p = 0.117\ m$

$\mu = 3.71$ $\qquad \Delta_d := d_p \cdot PF_1 \cdot \phi_{tope;1}$

$\beta_{eff} = 19.093$

$T_{eff} = 1.181\ s$ $\qquad V_d := a_p \cdot \alpha_1 \cdot \frac{W}{g}$

Punto de Desempeño:

$\Delta_d = 0.156\ m$

$V_d = 767.43\ tonnef$

4. Sismo máximo

Espectro de respuesta elástico en formato ADRS

$FE := 1.3$ $\qquad T_P := 0.6\ s$

$Z := 0.35$

$U := 1$ $\qquad T_L := 2.0\ s$

$S := 1.15$

$R := 1$

Rigidez inicial: $K_i = 8.464\ \frac{g}{m}$

Punto de prueba: $d_{pi} = 0.142\ m$ $\qquad a_{pi} = 0.314\ g$

Punto de fluencia: $d_y = 0.033\ m$ $\qquad a_y = 0.279\ g$

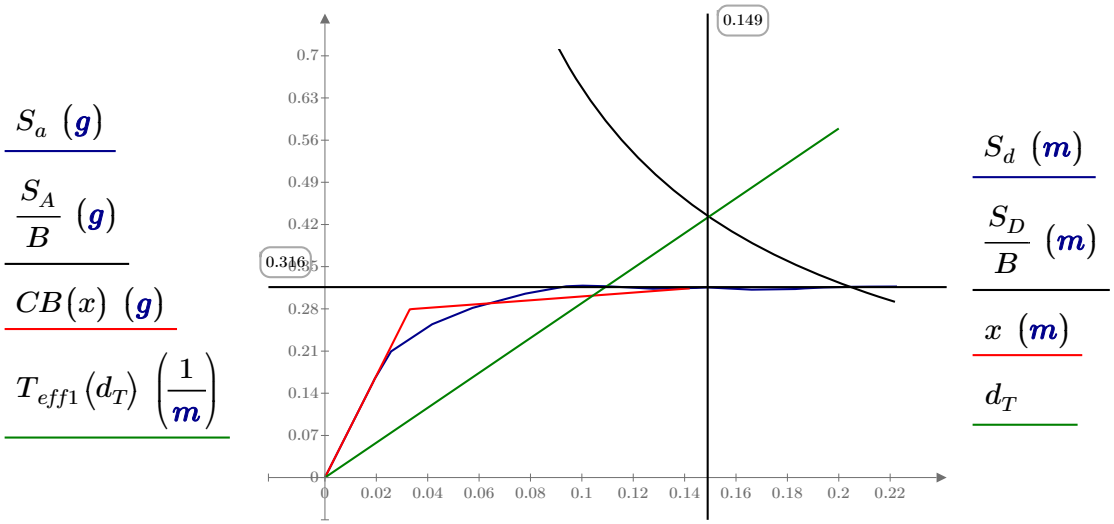
Rigidez post elástica: $\alpha = 0.038$

Ductilidad: $\mu = 4.303$

Periodo efectivo: $T_{eff} = 1.179\ s$

Amortiguamiento efectivo: $\beta_{eff} = 20.057$

Factor de Reducción Espectral: $B = 1.538$



Punto de desempeño para Sismo de diseño - Dirección Y

Punto de desempeño: $d_p := 0.149\ m \quad a_p := 0.316\ g$

$$Error := \text{if}\left(0.95 \cdot d_{pi} \le d_p \le 1.05 \cdot d_{pi}, \text{“OK”}, \text{“Nuevo Punto de desempeño tentativo”}\right) = \text{“OK”}$$

Resultados:

$T_o = 0.69\ s$ $\qquad a_p = 0.316\ g$

$\alpha = 0.038$ $\qquad d_p = 0.149\ m$

$\mu = 4.303$ $\qquad \Delta_d := d_p \cdot PF_1 \cdot \phi_{tope;1}$

$\beta_{eff} = 20.057$

$T_{eff} = 1.179\ s$ $\qquad V_d := a_p \cdot \alpha_1 \cdot \dfrac{W}{g}$

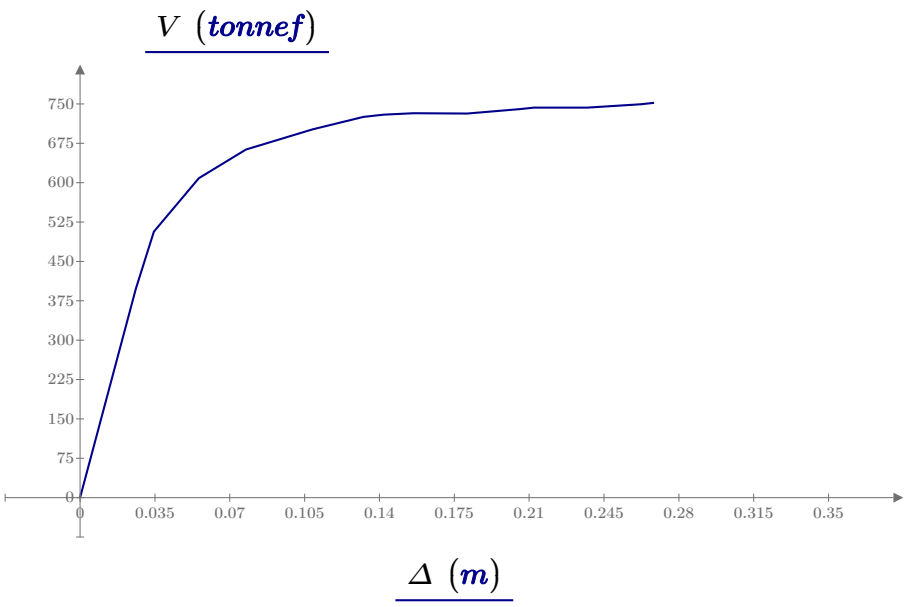
Punto de Desempeño:

$\Delta_d = 0.199\ m$

$V_d = 767.43\ tonnef$

MÉTODO DE COEFICIENTES - ASCE/SEI 41-13

1. Curva de Capacidad



$PF_1 = 49336.257$	Factor de participación modal para el modo predominante
$\alpha_1 = 0.770301$	Coeficiente de masa modal para el modo predominante
$\phi_{tope;1} = 0.0000270749$	Amplitud del modo predominante en el nivel del techo
$W = 3152.764\ tonnef$	Peso sísmico

2. Sismo frecuente

Espectro de respuesta elástico

$FE := 0.38 \quad T_P := 0.6\ s$

$Z := 0.35$

$U := 1 \qquad T_L := 2.0\ s$

$S := 1.15$

$R := 1$

$$S_A(T) := \text{if}\left(T < T_P, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot S}{R}\right) g, \text{if}\left(T < T_L, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P}{T} \cdot S}{R}\right) g, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \cdot S}{R}\right) g\right)\right)$$

Rigidez lateral elástica inicial: $K_i = 15255.284\ \frac{tonnef}{m}$

Desplazamiento objetivo: $\Delta_p = 0.054\ m \qquad V_p = 600.33\ tonnef$

Cortante basal de fluencia: $V_y := 488.811\ tonnef$

Rigidez lateral efectiva: $K_e = 15255.284\ \frac{tonnef}{m}$

Punto de fluencia: $\Delta_y = 0.032\ m \qquad V_y = 488.811\ tonnef$

Periodo elástico fundamental $T_i := 0.690\ s$

Periodo fundamental efectivo $T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.69\ s$

Aceleración espectral para T_e: $S_A = 0.333\ g$

Coeficiente de modificación de la respuesta elástica lineal

$C_o = 1.336$

$C_1 = 1.033$

$C_2 = 1.002$

Punto de Desempeño: $\delta_t = 0.054\ m \qquad V_p = 600.33\ tonnef$

Rigidez post-elástica: $\alpha = 0.333$

Ductilidad y Sobrerresistencia de demanda:

$\mu_d = 1.697 \qquad SR_d = 1.228$

3. Sismo de servicio

Espectro de respuesta elástico

$FE := 0.50 \quad T_P := 0.6\ s$

$Z := 0.35$

$U := 1 \qquad T_L := 2.0\ s$

$S := 1.15$

$R := 1$

$$S_A(T) := \text{if}\left(T < T_P, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot S}{R}\right) g, \text{if}\left(T < T_L, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P}{T} \cdot S}{R}\right) g, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \cdot S}{R}\right) g\right)\right)$$

Rigidez lateral elástica inicial: $K_i = 15255.284 \ \frac{tonnef}{m}$

Desplazamiento objetivo: $\Delta_p = 0.073 \ m$ $V_p = 651.476 \ tonnef$

Cortante basal de fluencia: $V_y := 488.811 \ tonnef$

Rigidez lateral efectiva: $K_e = 15255.284 \ \frac{tonnef}{m}$

Punto de fluencia: $\Delta_y = 0.034 \ m$ $V_y = 488.811 \ tonnef$

Periodo elástico fundamental $T_i := 0.690 \ s$

Periodo fundamental efectivo $T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.69 \ s$

Aceleración espectral para T_e: $S_A = 0.438 \ g$

Coeficiente de modificación de la respuesta elástica lineal

$C_o = 1.336$

$C_1 = 1.048$

$C_2 = 1.005$

Punto de Desempeño: $\delta_t = 0.073 \ m$ $V_p = 651.476 \ tonnef$

Rigidez post-elástica: $\alpha = 0.216$

Ductilidad y Sobrerresistencia de demanda:

$\mu_d = 2.117$ $SR_d = 1.242$

4. Sismo de diseño

Espectro de respuesta elástico

$FE := 1$ $T_P := 0.6 \ s$

$Z := 0.35$

$U := 1$ $T_L := 2.0 \ s$

$S := 1.15$

$R := 1$

$$S_A(T) := \text{if}\left(T < T_P, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot S}{R}\right) g, \text{if}\left(T < T_L, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P}{T} \cdot S}{R}\right) g, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \cdot S}{R}\right) g\right)\right)$$

Rigidez lateral elástica inicial: $K_i = 15255.284 \ \frac{tonnef}{m}$

Desplazamiento objetivo: $\Delta_p = 0.162\ m$ $V_p = 732.112\ tonnef$
Cortante basal de fluencia: $V_y := 488.811\ tonnef$

Rigidez lateral efectiva: $K_e = 15255.284\ \frac{tonnef}{m}$

Punto de fluencia: $\Delta_y = 0.04\ m$ $V_y = 488.811\ tonnef$
Periodo elástico fundamental $T_i := 0.690\ s$

Periodo fundamental efectivo $T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.69\ s$

Aceleración espectral para T_e: $S_A = 0.875\ g$

Coeficiente de modificación de la respuesta elastica lineal

$C_o = 1.336$
$C_1 = 1.106$
$C_2 = 1.024$

Punto de Desempeño: $\delta_t = 0.157\ m$ $V_p = 732.112\ tonnef$

Rigidez post-elástica: $\alpha = 0.062$

Ductilidad y Sobrerresistencia de demanda:
$\mu_d = 3.869$ $SR_d = 1.186$

5. Sismo máximo

Espectro de respuesta elástico

$FE := 1.30$ $T_P := 0.6\ s$
$Z := 0.35$
$U := 1$ $T_L := 2.0\ s$
$S := 1.15$
$R := 1$

$$S_A(T) := \text{if}\left(T < T_P, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot S}{R}\right) g, \text{if}\left(T < T_L, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P}{T} \cdot S}{R}\right) g, FE \cdot \left(\frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \cdot S}{R}\right) g\right)\right)$$

Rigidez lateral elástica inicial: $K_i = 15255.284\ \frac{tonnef}{m}$

Desplazamiento objetivo: $\Delta_p = 0.218\ m$ $V_p = 742.913\ tonnef$
Cortante basal de fluencia: $V_y := 488.811\ tonnef$

Rigidez lateral efectiva: $K_e = 15255.168\ \frac{tonnef}{m}$

Punto de fluencia: $\Delta_y = 0.042\ m$ $V_y = 488.811\ tonnef$
Periodo elástico fundamental $T_i := 0.690\ s$

Periodo fundamental efectivo $T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.69\ s$

Aceleración espectral para T_e: $S_A = 1.137\ g$

Coeficiente de modificación de la respuesta elástica lineal

$C_o = 1.336$

$C_1 = 1.14$

$C_2 = 1.042$

Punto de Desempeño: $\delta_t = 0.213\ m$ $V_p = 742.913\ tonnef$

Rigidez post-elástica: $\alpha = 0.036$

Ductilidad y Sobrerresistencia de demanda:

$\mu_d = 5.037$ $SR_d = 1.149$

ANEXO N° 02

PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO

SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES

DIRECCIÓN X-X

1. Resultados del Análisis Pushover (Curva de Capacidad)

Punto	Δroof (m)	V (tonf)	Punto	Δroof (m)	V (tonf)	Punto	Δroof (m)	V (tonf)
1	0	0	26	0.10152	671.1267	51	0.20794	715.8993
2	0.00350	43.8015	27	0.10765	675.6329	52	0.21143	717.1431
3	0.00700	87.6030	28	0.11405	679.2801	53	0.21492	718.2244
4	0.01050	131.4045	29	0.11755	680.9021	54	0.21842	719.473
5	0.01400	175.2060	30	0.12105	682.5221	55	0.22191	720.5495
6	0.01750	219.0075	31	0.12634	684.9207	56	0.22541	721.8031
7	0.02100	262.8090	32	0.13328	687.9901	57	0.22890	722.8745
8	0.02450	306.6105	33	0.13678	689.5363	58	0.23240	724.1336
9	0.02723	340.7637	34	0.14028	691.0285	59	0.23589	725.1995
10	0.03124	389.0807	35	0.14378	692.5314	60	0.23938	726.4638
11	0.03514	430.6854	36	0.14728	694.0344	61	0.24287	727.5214
12	0.03974	474.0037	37	0.15077	695.465	62	0.24637	728.7819
13	0.04446	509.6560	38	0.15427	696.8545	63	0.24986	729.8416
14	0.04916	537.0750	39	0.15777	698.2599	64	0.25336	731.1145
15	0.05333	558.6316	40	0.16461	700.9654	65	0.25685	732.1842
16	0.05749	576.4973	41	0.17097	703.3001	66	0.26035	733.4335
17	0.06144	590.8434	42	0.17446	704.5581	67	0.26035	697.4174
18	0.06583	604.0328	43	0.17999	706.4394	68	0.26227	708.6769
19	0.07000	615.2891	44	0.18348	707.7107	69	0.26228	708.5852
20	0.07373	624.3738	45	0.18698	708.8671	70	0.26490	713.6332
21	0.07730	632.3779	46	0.19047	710.1548	71	0.26840	714.7942
22	0.08153	641.4585	47	0.19396	711.2491	72	0.26888	715.0006
23	0.08617	650.2166	48	0.19746	712.484			
24	0.09250	660.3719	49	0.20095	713.5742			
25	0.09772	667.2959	50	0.20445	714.8134			

2. Método del Espectro de Capacidad - FEMA 440

Conversión de la curva de capacidad a formato ADRS:

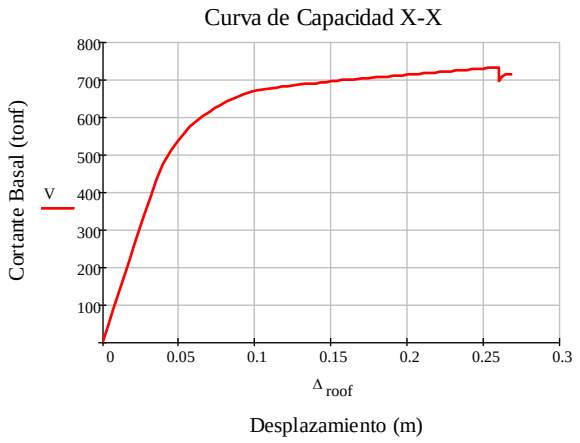
$PF_1 := 42224.3552617$ *Factor de Participación modal*

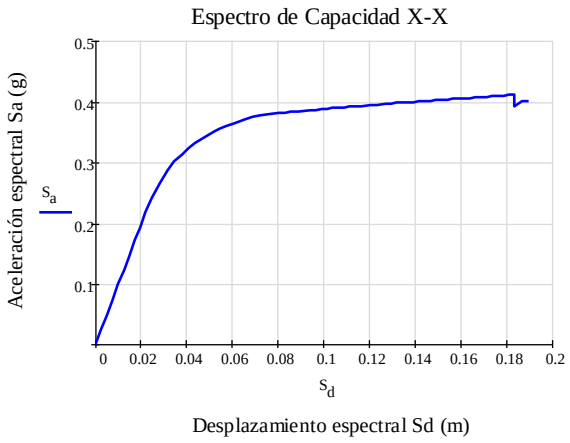
$\alpha_1 := 0.7264006$ *Coeficiente de masa modal*

$\phi_{roof1} := 0.0000335813$ *Amplitud del modo fundamental en el techo*

$W := 2454.160 \ \text{tonf}$ *Peso del edificio*

$$S_a := \frac{V}{W \cdot \alpha_1} \qquad S_d := \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \cdot \phi_{roof1}}$$





2.1 Sismo Frecuente

$Z := 0.35$ $\qquad$ $FE := 0.38$

$U := 1$

$S := 1.15$ $\qquad$ $T_P := 0.6$ $\qquad$ $T_L := 2$

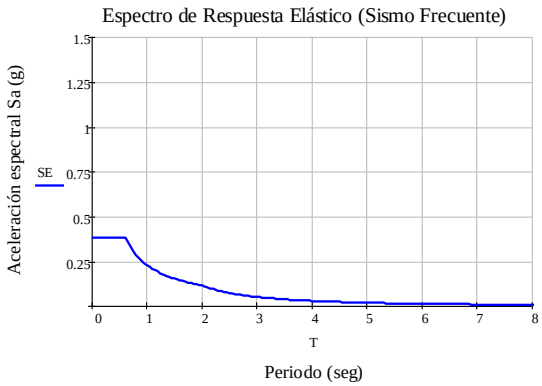
$i := 1..200$

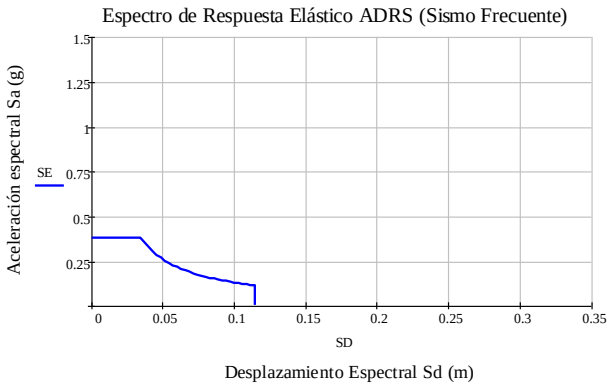
$$T_i := \left| \begin{array}{l} T_1 \leftarrow 0 \\ T_2 \leftarrow T_P \\ T_v \leftarrow T_2 + i \cdot 0.05 \end{array} \right.$$

$$SE_i := \left| \begin{array}{l} SE_1 \leftarrow FE \cdot (Z \cdot U \cdot S \cdot 2.5) \\ Sa_v \leftarrow FE \cdot \left(Z \cdot U \cdot S \cdot 2.5 \cdot \dfrac{T_P}{T_i} \right) \text{ if } T_i \le T_L \wedge T_i > 0 \\ Sa_{v2} \leftarrow FE \cdot \left[Z \cdot U \cdot S \cdot \dfrac{2.5 \cdot T_P \cdot T_L}{(T_i)^2} \right] \text{ if } T_i > T_L \end{array} \right.$$

<u>Espectro de Respuesta Elástico ADRS</u>

$$SD_i := \frac{(T_i)^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot SE_i \cdot (9.81)$$



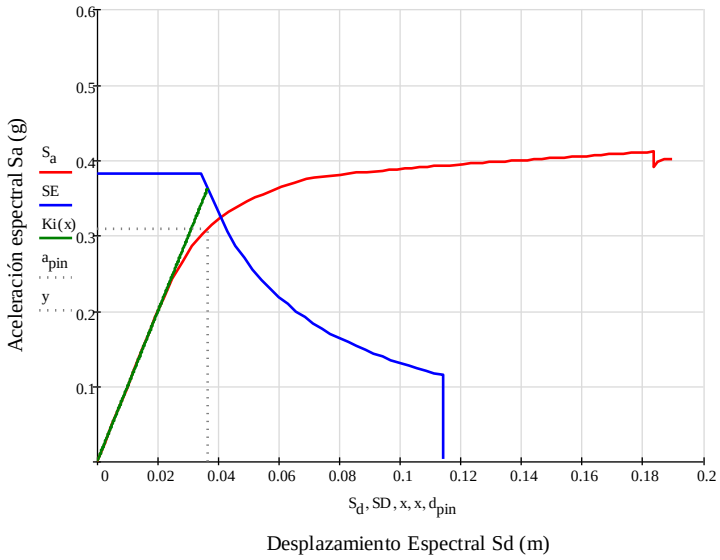


Punto de prueba inicial

Rigidez inicial: $x := 0, 0.0001 .. 0.0365$

$k_e := \frac{S_{a_2}}{S_{d_2}} = 9.95411$ $\quad Ki(x) := \frac{S_{a_2}}{S_{d_2}} \cdot x$ $\quad last(S_a) = 72$

$d_{pin} := 0.0365$ $\quad a_{pin} := 0.3088$ $\quad y := 0, 0.001 .. a_{pin}$



Representación bilineal del Espectro de Capacidad

Punto de Prueba: $d_{pi} := 0.0365$ $\quad a_{pi} := 0.3088$

Fluencia Efectiva: $d_y := 0.025136$ $\quad a_y := Ki(d_y)$

$a_y = 0.2502$

$x := 0, 0.001 .. d_{pi}$

$$CB(x) := \begin{cases} \frac{a_y}{d_y} \cdot x & \text{if } x \le d_y \\ \left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right) \cdot (x - d_y) + a_y & \text{otherwise} \end{cases}$$

Verificación de Áreas Iguales:

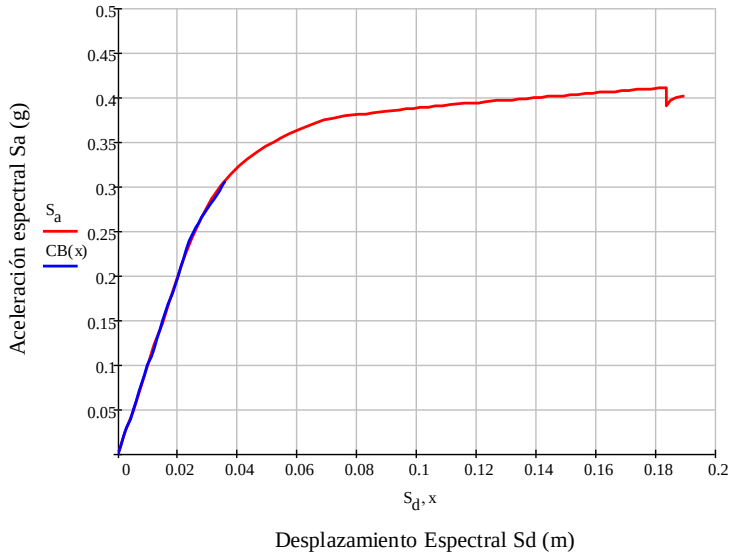
$A_{CB} := \int_0^{d_{pi}} CB(x)\, dx$ $\quad A_{CB} = 6.32 \times 10^{-3}$ $\quad$ *Área bajo la curva bilineal*

$pi := 14$

$$A_{ESP} := \sum_{i=1}^{pi-1} \left[\frac{S_{a_{i+1}} + S_{a_i}}{2} \cdot \left(S_{d_{i+1}} - S_{d_i} \right) \right] + \frac{a_{pi} + S_{a_{pi}}}{2} \cdot \left(d_{pi} - S_{d_{pi}} \right)$$

$A_{ESP} = 6.31972 \times 10^{-3}$

$\varepsilon := \frac{A_{ESP} - A_{CB}}{A_{ESP}} \cdot 100$ $\quad \varepsilon = 0$ $\quad$ ***Error***



Rigidez Post-elástica:

$$\alpha := \frac{\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}}{\frac{a_y}{d_y}} \qquad \alpha = 0.518$$

Ductilidad:

$$\mu := \frac{d_{pi}}{d_y} \qquad \mu = 1.4521$$

Periodo efectivo

$$T_0 := 2\cdot\pi\cdot\sqrt{\frac{d_y}{a_y\cdot 9.81}} \qquad T_0 = 0.63583$$

$$T_{eff} := \begin{cases} 0.20\cdot(\mu-1)^2 - 0.038\cdot(\mu-1)^3 + 1\ \cdot T_0 & \text{if } \mu > 1 \wedge \mu < 4 \\ [0.28 + 0.13(\mu-1) + 1]\cdot T_0 & \text{if } \mu \ge 4 \wedge \mu \le 6.5 \\ \left[0.89\cdot\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05\cdot(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right]\cdot T_0 & \text{if } \mu > 6.5 \end{cases}$$

$$T_{eff} = 0.6596$$

Amortiguamiento efectivo

$$\beta_0 := 5$$

$$\beta_{eff} := \begin{cases} 4.9\cdot(\mu-1)^2 - 1.1\cdot(\mu-1)^3 + \beta_0 & \text{if } \mu > 1 \wedge \mu < 4 \\ 14.0 + 0.32\cdot(\mu-1) + \beta_0 & \text{if } \mu \ge 4 \wedge \mu \le 6.5 \\ 19\cdot\left[\frac{0.64\cdot(\mu-1)-1}{[0.64\cdot(\mu-1)-1]^2}\right]\cdot\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0 & \text{if } \mu > 6.5 \end{cases}$$

$$\beta_{eff} = 5.8999$$

Reducción espectral para el amortiguamiento βeff

$B := \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})}$ $\quad B = 1.0457$ *Factor de Reducción Espectral*

$SE_B := \frac{SE}{B}$ $\quad SD_B := \frac{SD}{B}$ *Espectro de Respuesta Reducido*

$x1 := 0, 0.0001 .. 0.0361$ *Valor límite de intersección gráfica*

$Teff(x1) := \frac{4 \cdot \pi^2}{9.81 \cdot T_{eff}^2} \cdot x1$

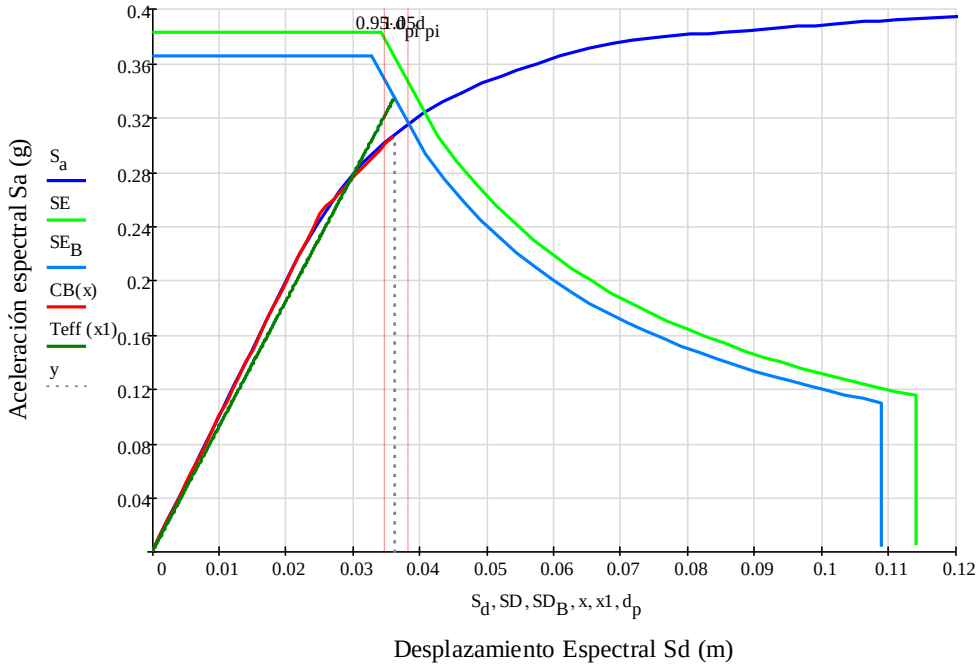
Punto de desempeño (interseccion gráfica)

$d_p := 0.0361$ $\quad a_p := 0.3072$ $\quad d_{pi} = 0.0365 \quad a_{pi} = 0.3088$

$Error := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } d_p \geq 0.95 \cdot d_{pi} \wedge d_p \leq 1.05 \cdot d_{pi} \\ \text{"Volver a iterar"} & \text{otherwise} \end{cases}$

$y := 0, 0.001 .. a_p$

$Error = \text{"OK"}$



Resultados

$T_0 = 0.63583$ s $\quad a_p = 0.3072$

$\alpha = 0.51798$ $\quad d_p = 0.0361$

$\mu = 1.4521$ $\quad \Delta_d := d_p \cdot PF_1 \cdot \phi_{roof1}$

$\beta_{eff} = 5.89989$ % $\quad V_d := a_p \cdot \alpha_1 \cdot W$

$T_{eff} = 0.65959$ s

$B = 1.04573$

Punto de desempeño

$\Delta_d = 0.0512$ m

$V_d = 547.6465$ tonf

2.2 Sismo de Servicio

$Z := 0.35$ $\qquad FE := 0.50$

$U := 1$

$S := 1.15$ $\qquad T_P := 0.6$ $\qquad T_L := 2$

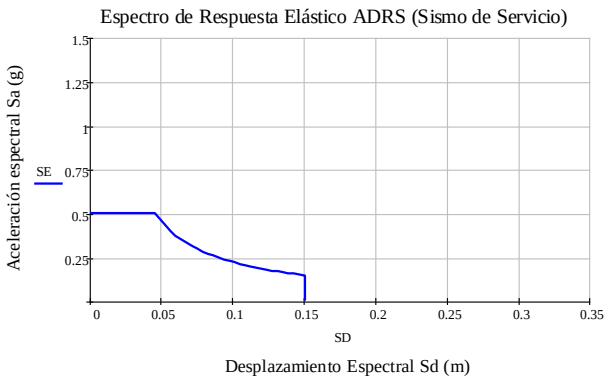
$i := 1..200$

$$T_i := \left| \begin{array}{l} T_1 \leftarrow 0 \\ T_2 \leftarrow T_P \\ T_v \leftarrow T_2 + i \cdot 0.05 \end{array} \right.$$

$$SE_i := \left| \begin{array}{l} SE_1 \leftarrow FE \cdot (Z \cdot U \cdot S \cdot 2.5) \\ Sa_v \leftarrow FE \cdot \left(Z \cdot U \cdot S \cdot 2.5 \cdot \dfrac{T_P}{T_i} \right) \text{ if } T_i \le T_L \wedge T_i > 0 \\ Sa_{v2} \leftarrow FE \cdot \left[Z \cdot U \cdot S \cdot \dfrac{2.5 \cdot T_P \cdot T_L}{(T_i)^2} \right] \text{ if } T_i > T_L \end{array} \right.$$

Espectro de Respuesta Elástico ADRS

$$SD_i := \frac{(T_i)^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot SE_i \cdot (9.81)$$

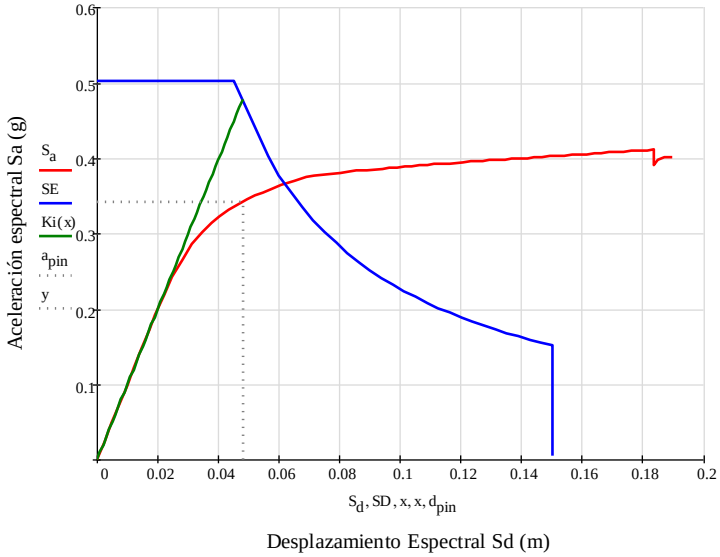


Punto de prueba inicial

Rigidez inicial: $\qquad x := 0, 0.001 .. 0.048$

$k_e := \dfrac{S_{a_2}}{S_{d_2}} = 9.954$ $\qquad Ki(x) := \dfrac{S_{a_2}}{S_{d_2}} \cdot x$ $\qquad last(S_a) = 72$

$d_{pin} := 0.048$ $\qquad a_{pin} := 0.3422$ $\qquad y := 0, 0.001 .. a_{pin}$



Representación bilineal del Espectro de Capacidad

Punto de Prueba: $d_{pi} := 0.048$ $a_{pi} := 0.3422$

Fluencia Efectiva: $d_y := 0.027609$ $a_y := Ki(d_y)$

$a_y = 0.2748$

$x := 0, 0.001 .. d_{pi}$

$$CB(x) := \begin{cases} \dfrac{a_y}{d_y} \cdot x & \text{if } x \le d_y \\ \left(\dfrac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right) \cdot (x - d_y) + a_y & \text{otherwise} \end{cases}$$

Verificación de Áreas Iguales:

$$A_{CB} := \int_0^{d_{pi}} CB(x)\, dx \qquad A_{CB} = 0.01$$

Área bajo la curva bilineal

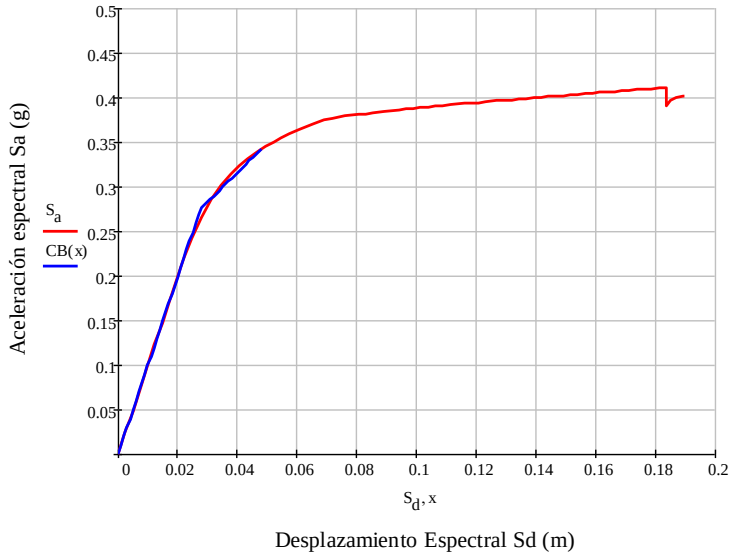
$pi := 18$

$$A_{ESP} := \sum_{i=1}^{pi-1} \left[\frac{S_{a_{i+1}} + S_{a_i}}{2} \cdot S_{d_{i+1}} - S_{d_i} \right] + \frac{a_{pi} + S_{a_{pi}}}{2} \cdot d_{pi} - S_{d_{pi}}$$

$A_{ESP} = 0.01$

$$\varepsilon := \frac{A_{ESP} - A_{CB}}{A_{ESP}} \cdot 100 \qquad \varepsilon = 0$$

Error



Rigidez Post-elástica:

$$\alpha := \frac{\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}}{\frac{a_y}{d_y}} \qquad \alpha = 0.332$$

Ductilidad:

$$\mu := \frac{d_{pi}}{d_y} \qquad \mu = 1.739$$

Periodo efectivo

$$T_0 := 2\cdot\pi\cdot\sqrt{\frac{d_y}{a_y\cdot 9.81}} \qquad T_0 = 0.636$$

$$T_{eff} := \begin{cases} 0.20\cdot(\mu-1)^2 - 0.038\cdot(\mu-1)^3 + 1\cdot T_0 & \text{if } \mu > 1 \wedge \mu < 4 \\ [0.28 + 0.13(\mu-1) + 1]\cdot T_0 & \text{if } \mu \ge 4 \wedge \mu \le 6.5 \\ \left[0.89\cdot\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05\cdot(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right]\cdot T_0 & \text{if } \mu > 6.5 \end{cases}$$

$$T_{eff} = 0.695$$

Amortiguamiento efectivo

$$\beta_0 := 5$$

$$\beta_{eff} := \begin{cases} 4.9\cdot(\mu-1)^2 - 1.1\cdot(\mu-1)^3 + \beta_0 & \text{if } \mu > 1 \wedge \mu < 4 \\ 14.0 + 0.32\cdot(\mu-1) + \beta_0 & \text{if } \mu \ge 4 \wedge \mu \le 6.5 \\ 19\cdot\left[\frac{0.64\cdot(\mu-1)-1}{[0.64\cdot(\mu-1)-1]^2}\right]\cdot\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0 & \text{if } \mu > 6.5 \end{cases}$$

$$\beta_{eff} = 7.23$$

Reducción espectral para el amortiguamiento βeff

$B := \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})}$ $\quad B = 1.1044$ *Factor de Reducción Espectral*

$SE_B := \frac{SE}{B}$ $\quad SD_B := \frac{SD}{B}$ *Espectro de Respuesta Reducido*

$x1 := 0, 0.0001 .. 0.0476$ *Valor límite de intersección gráfica*

$Teff(x1) := \frac{4 \cdot \pi^2}{9.81 \cdot T_{eff}^2} \cdot x1$

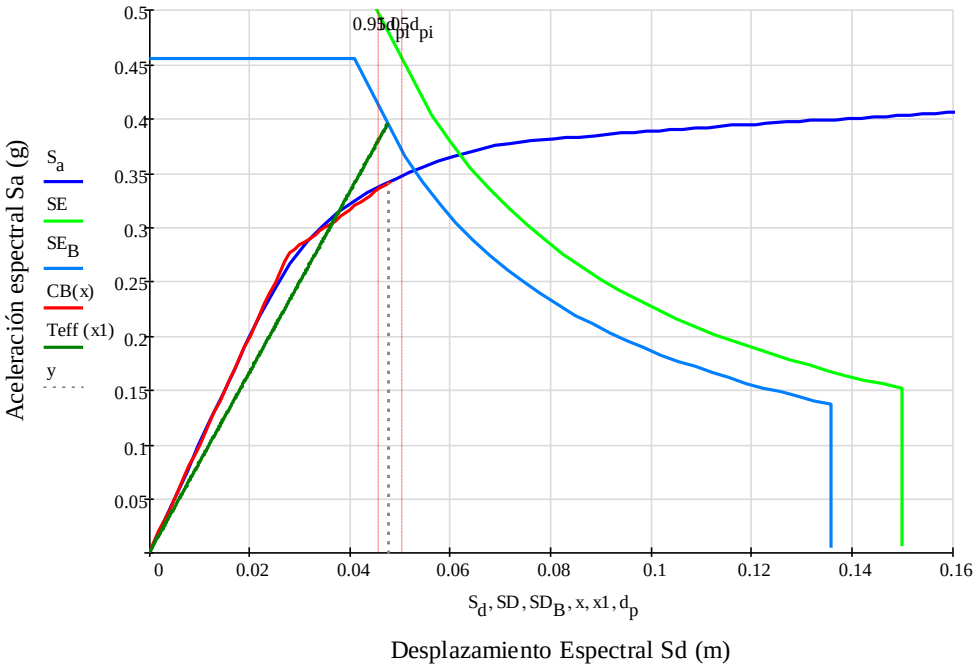
Punto de desempeño (interseccion gráfica)

$d_p := 0.0476$ $\quad a_p := 0.3413$ $\quad d_{pi} = 0.048$ $\quad a_{pi} = 0.3422$

$Error := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } d_p \geq 0.95 \cdot d_{pi} \wedge d_p \leq 1.05 \cdot d_{pi} \\ \text{"Volver a iterar"} & \text{otherwise} \end{cases}$

$y := 0, 0.001 .. a_p$

$Error = \text{"OK"}$



Resultados

$T_0 = 0.636$ s $\quad a_p = 0.3413$

$\alpha = 0.332$ $\quad d_p = 0.0476$

$\mu = 1.739$ $\quad \Delta_d := d_p \cdot PF_1 \cdot \phi_{roof1}$

$\beta_{eff} = 7.23$ % $\quad V_d := a_p \cdot \alpha_1 \cdot W$

$T_{eff} = 0.695$ s

$B = 1.104$

Punto de desempeño

$\Delta_d = 0.0675$ m

$V_d = 608.4366$ tonf

2.3 Sismo de Diseño

$Z := 0.35$ $\qquad FE := 1$

$U := 1$

$S := 1.15 \qquad T_P := 0.6 \qquad T_L := 2$

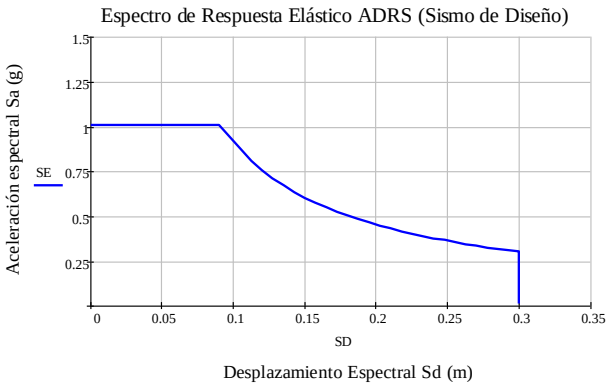
$i := 1..200$

$$T_i := \left| \begin{array}{l} T_1 \leftarrow 0 \\ T_2 \leftarrow T_P \\ T_v \leftarrow T_2 + i \cdot 0.05 \end{array} \right.$$

$$SE_i := \left| \begin{array}{l} SE_1 \leftarrow FE \cdot (Z \cdot U \cdot S \cdot 2.5) \\ Sa_v \leftarrow FE \cdot \left(Z \cdot U \cdot S \cdot 2.5 \cdot \dfrac{T_P}{T_i} \right) \text{ if } T_i \le T_L \wedge T_i > 0 \\ Sa_{v2} \leftarrow FE \cdot \left[Z \cdot U \cdot S \cdot \dfrac{2.5 \cdot T_P \cdot T_L}{(T_i)^2} \right] \text{ if } T_i > T_L \end{array} \right.$$

Espectro de Respuesta Elástico ADRS

$$SD_i := \frac{(T_i)^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot SE_i \cdot (9.81)$$

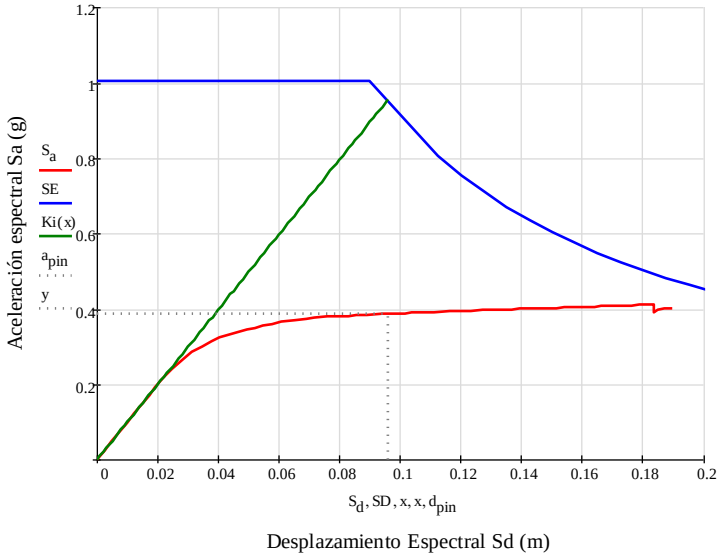


Punto de prueba inicial

Rigidez inicial: $\qquad x := 0, 0.001 .. 0.096$

$$k_e := \frac{S_{a_2}}{S_{d_2}} = 9.954 \qquad Ki(x) := \frac{S_{a_2}}{S_{d_2}} \cdot x \qquad last(S_a) = 72$$

$$d_{pin} := 0.096 \qquad a_{pin} := 0.3866 \qquad y := 0, 0.001 .. a_{pin}$$



Representación bilineal del Espectro de Capacidad

Punto de Prueba: $d_{pi} := 0.102$ $a_{pi} := 0.3887$

Fluencia Efectiva: $d_y := 0.033363$ $a_y := Ki(d_y)$

$a_y = 0.3321$

$x := 0, 0.001 .. d_{pi}$

$$CB(x) := \begin{cases} \frac{a_y}{d_y} \cdot x & \text{if } x \le d_y \\ \left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right) \cdot (x - d_y) + a_y & \text{otherwise} \end{cases}$$

Verificación de Áreas Iguales:

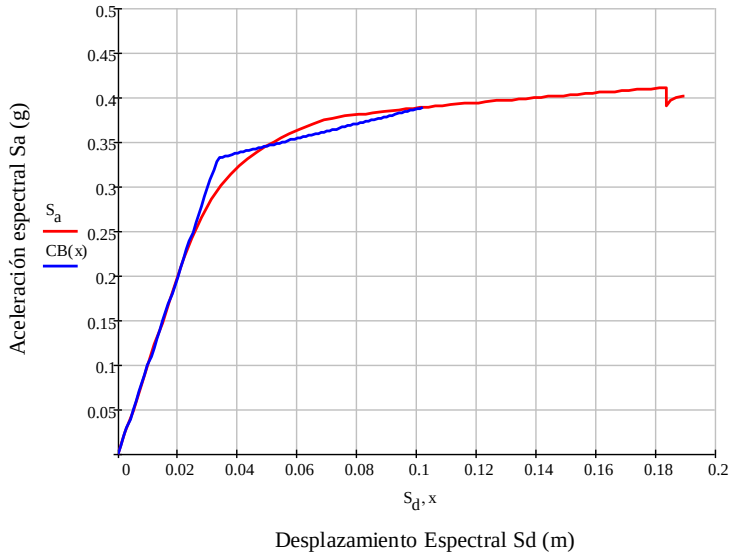
$$A_{CB} := \int_0^{d_{pi}} CB(x)\, dx \qquad A_{CB} = 0.03$$ *Área bajo la curva bilineal*

$pi := 35$

$$A_{ESP} := \sum_{i=1}^{pi-1} \left[\frac{S_{a_{i+1}} + S_{a_i}}{2} \cdot S_{d_{i+1}} - S_{d_i} \right] + \frac{a_{pi} + S_{a_{pi}}}{2} \cdot d_{pi} - S_{d_{pi}}$$

$A_{ESP} = 0.03$

$$\varepsilon := \frac{A_{ESP} - A_{CB}}{A_{ESP}} \cdot 100 \qquad \varepsilon = 0$$ ***Error***



Rigidez Post-elástica:

$$\alpha := \frac{\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}}{\frac{a_y}{d_y}} \qquad \alpha = 0.0828$$

Ductilidad:

$$\mu := \frac{d_{pi}}{d_y} \qquad \mu = 3.0573$$

Periodo efectivo

$$T_0 := 2\cdot\pi\cdot\sqrt{\frac{d_y}{a_y\cdot 9.81}} \qquad T_0 = 0.636$$

$$T_{eff} := \begin{cases} 0.20\cdot(\mu-1)^2 - 0.038\cdot(\mu-1)^3 + 1\cdot T_0 & \text{if } \mu > 1 \wedge \mu < 4 \\ [0.28 + 0.13(\mu-1) + 1]\cdot T_0 & \text{if } \mu \ge 4 \wedge \mu \le 6.5 \\ \left[0.89\cdot\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05\cdot(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right]\cdot T_0 & \text{if } \mu > 6.5 \end{cases}$$

$$T_{eff} = 0.9637$$

Amortiguamiento efectivo

$$\beta_0 := 5$$

$$\beta_{eff} := \begin{cases} 4.9\cdot(\mu-1)^2 - 1.1\cdot(\mu-1)^3 + \beta_0 & \text{if } \mu > 1 \wedge \mu < 4 \\ 14.0 + 0.32\cdot(\mu-1) + \beta_0 & \text{if } \mu \ge 4 \wedge \mu \le 6.5 \\ 19\cdot\left[\frac{0.64\cdot(\mu-1)-1}{[0.64\cdot(\mu-1)-1]^2}\right]\cdot\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0 & \text{if } \mu > 6.5 \end{cases}$$

$$\beta_{eff} = 16.1608$$

Reducción espectral para el amortiguamiento βeff

$B := \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})}$ $\quad B = 1.4197$ *Factor de Reducción Espectral*

$SE_B := \frac{SE}{B}$ $\quad SD_B := \frac{SD}{B}$ *Espectro de Respuesta Reducido*

$x1 := 0, 0.0001 .. 0.1016$ *Valor límite de intersección gráfica*

$Teff(x1) := \frac{4 \cdot \pi^2}{9.81 \cdot T_{eff}^2} \cdot x1$

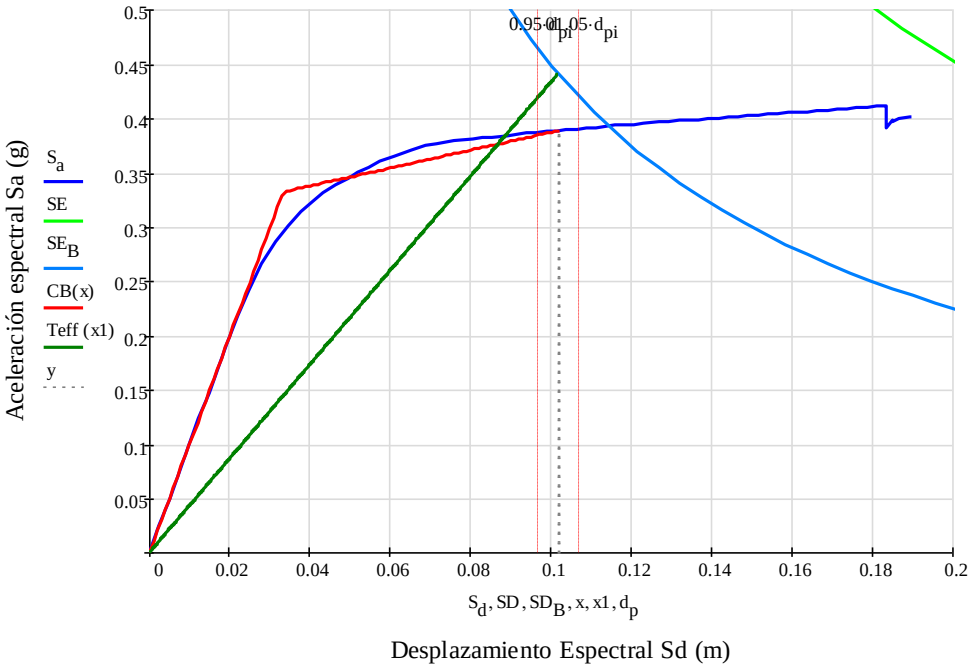
Punto de desempeño (interseccion gráfica)

$d_p := 0.1016$ $\quad a_p := 0.3885$ $\quad d_{pi} = 0.102$ $\quad a_{pi} = 0.3887$

$Error := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } d_p \geq 0.95 \cdot d_{pi} \wedge d_p \leq 1.05 \cdot d_{pi} \\ \text{"Volver a iterar"} & \text{otherwise} \end{cases}$

$y := 0, 0.001 .. a_p$

$Error = \text{"OK"}$



Resultados

$T_0 = 0.636$ s

$\alpha = 0.083$

$\mu = 3.057$

$\beta_{eff} = 16.161$ %

$T_{eff} = 0.964$ s

$B = 1.42$

$a_p = 0.3885$

$d_p = 0.1016$

$\Delta_d := d_p \cdot PF_1 \cdot \phi_{roof1}$

$V_d := a_p \cdot \alpha_1 \cdot W$

Punto de desempeño

$\Delta_d = 0.1441$ m

$V_d = 692.5802$ tonf

2.4 Sismo Máximo

$Z := 0.35$ $\quad FE := 1.30$

$U := 1$

$S := 1.15$ $\quad T_P := 0.6$ $\quad T_L := 2$

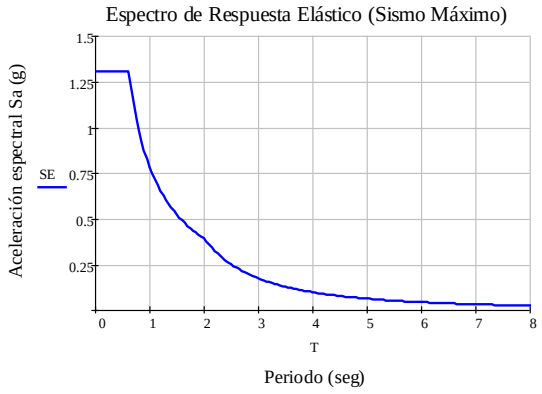
$i := 1..200$

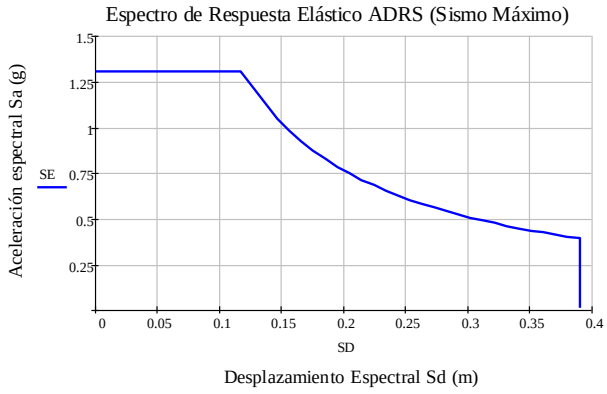
$$T_i := \left| \begin{array}{l} T_1 \leftarrow 0 \\ T_2 \leftarrow T_P \\ T_v \leftarrow T_2 + i \cdot 0.05 \end{array} \right.$$

$$SE_i := \left| \begin{array}{l} SE_1 \leftarrow FE \cdot (Z \cdot U \cdot S \cdot 2.5) \\ Sa_v \leftarrow FE \cdot \left(Z \cdot U \cdot S \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P}{T_i} \right) \text{ if } T_i \le T_L \wedge T_i > 0 \\ Sa_{v2} \leftarrow FE \cdot \left[Z \cdot U \cdot S \cdot \frac{2.5 \cdot T_P \cdot T_L}{(T_i)^2} \right] \text{ if } T_i > T_L \end{array} \right.$$

Espectro de Respuesta Elástico ADRS

$$SD_i := \frac{(T_i)^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot SE_i \cdot (9.81)$$



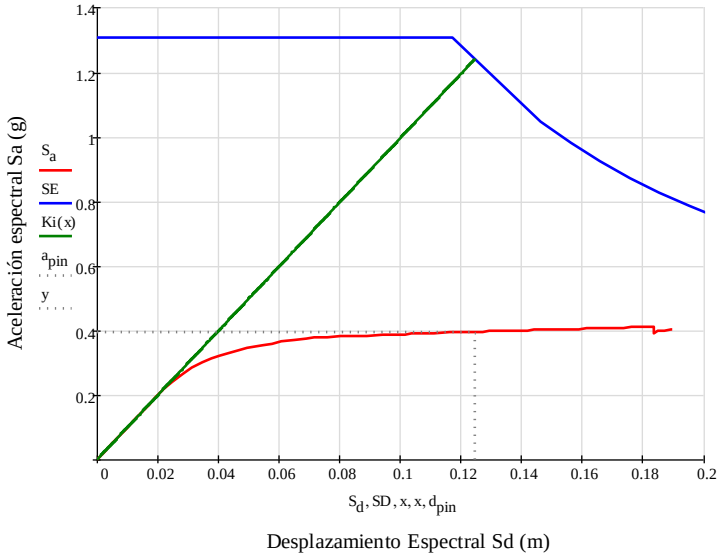


Punto de prueba inicial

Rigidez inicial: $\quad x := 0, 0.0001 .. 0.1245$

$k_e := \frac{S_{a_2}}{S_{d_2}} = 9.954$ $\quad Ki(x) := \frac{S_{a_2}}{S_{d_2}} \cdot x$ $\quad last(S_a) = 72$

$d_{pin} := 0.1245$ $\quad a_{pin} := 0.3956$ $\quad y := 0, 0.001 .. a_{pin}$



Representación bilineal del Espectro de Capacidad

Punto de Prueba: $d_{pi} := 0.14$ $a_{pi} := 0.3998$

Fluencia Efectiva: $d_y := 0.0348425$ $a_y := Ki(d_y)$

$a_y = 0.3468$

$x := 0, 0.001 .. d_{pi}$

$$CB(x) := \begin{cases} \frac{a_y}{d_y} \cdot x & \text{if } x \le d_y \\ \left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right) \cdot (x - d_y) + a_y & \text{otherwise} \end{cases}$$

Verificación de Áreas Iguales:

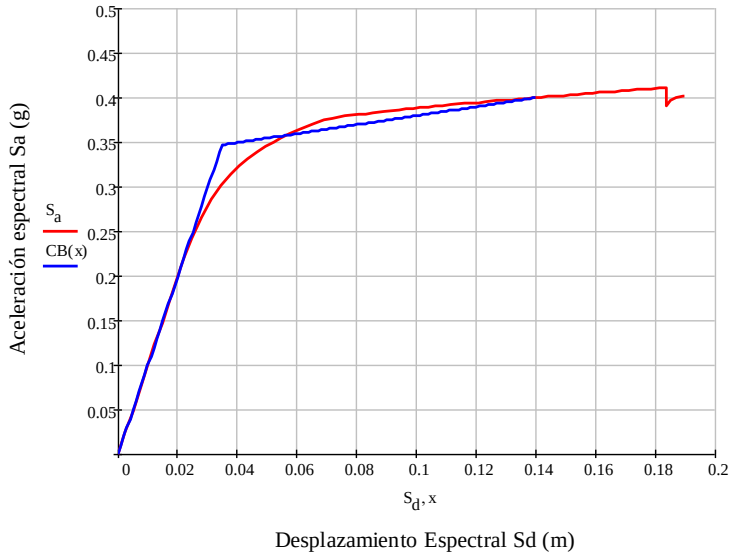
$$A_{CB} := \int_0^{d_{pi}} CB(x)\, dx \qquad A_{CB} = 0.045$$ *Área bajo la curva bilineal*

$pi := 48$

$$A_{ESP} := \sum_{i=1}^{pi-1} \left[\frac{S_{a_{i+1}} + S_{a_i}}{2} \cdot S_{d_{i+1}} - S_{d_i} \right] + \frac{a_{pi} + S_{a_{pi}}}{2} \cdot d_{pi} - S_{d_{pi}}$$

$A_{ESP} = 0.045$

$$\varepsilon := \frac{A_{ESP} - A_{CB}}{A_{ESP}} \cdot 100 \qquad \varepsilon = 0$$ ***Error***



Rigidez Post-elástica:

$$\alpha := \frac{\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}}{\frac{a_y}{d_y}} \qquad \alpha = 0.0506$$

Ductilidad:

$$\mu := \frac{d_{pi}}{d_y} \qquad \mu = 4.0181$$

Periodo efectivo

$$T_0 := 2\cdot\pi\cdot\sqrt{\frac{d_y}{a_y\cdot 9.81}} \qquad T_0 = 0.636$$

$$T_{eff} := \begin{cases} 0.20\cdot(\mu-1)^2 - 0.038\cdot(\mu-1)^3 + 1\cdot T_0 & \text{if } \mu > 1 \wedge \mu < 4 \\ [0.28 + 0.13(\mu-1) + 1]\cdot T_0 & \text{if } \mu \ge 4 \wedge \mu \le 6.5 \\ \left[0.89\cdot\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05\cdot(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right]\cdot T_0 & \text{if } \mu > 6.5 \end{cases}$$

$$T_{eff} = 1.0633$$

Amortiguamiento efectivo

$$\beta_0 := 5$$

$$\beta_{eff} := \begin{cases} 4.9\cdot(\mu-1)^2 - 1.1\cdot(\mu-1)^3 + \beta_0 & \text{if } \mu > 1 \wedge \mu < 4 \\ 14.0 + 0.32\cdot(\mu-1) + \beta_0 & \text{if } \mu \ge 4 \wedge \mu \le 6.5 \\ 19\cdot\left[\frac{0.64\cdot(\mu-1)-1}{[0.64\cdot(\mu-1)-1]^2}\right]\cdot\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0 & \text{if } \mu > 6.5 \end{cases}$$

$$\beta_{eff} = 19.9658$$

Reducción espectral para el amortiguamiento βeff

$B := \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})}$ $\quad B = 1.5349$ *Factor de Reducción Espectral*

$SE_B := \frac{SE}{B}$ $\quad SD_B := \frac{SD}{B}$ *Espectro de Respuesta Reducido*

$x1 := 0, 0.0001 .. 0.135$ *Valor límite de intersección gráfica*

$Teff(x1) := \frac{4 \cdot \pi^2}{9.81 \cdot T_{eff}^2} \cdot x1$

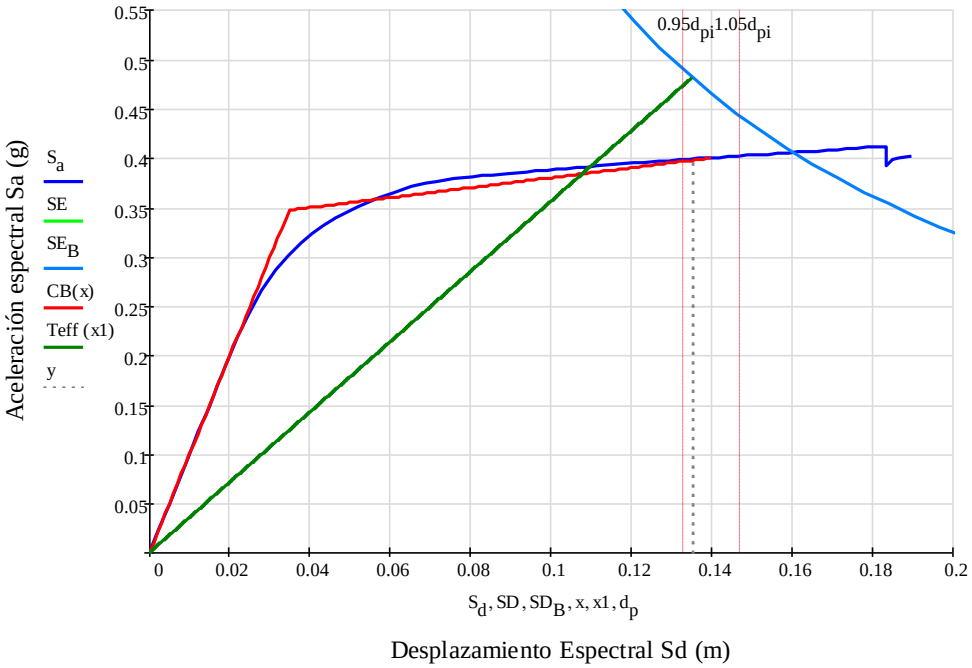
Punto de desempeño (interseccion gráfica)

$d_p := 0.135$ $\quad a_p := 0.3985$ $\quad d_{pi} = 0.14$ $\quad a_{pi} = 0.3998$

$Error := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } d_p \geq 0.95 \cdot d_{pi} \wedge d_p \leq 1.05 \cdot d_{pi} \\ \text{"Volver a iterar"} & \text{otherwise} \end{cases}$

$y := 0, 0.001 .. a_p$

$Error = \text{"OK"}$



Resultados

$T_0 = 0.636$ s $\quad a_p = 0.3985$

$\alpha = 0.051$ $\quad d_p = 0.135$

$\mu = 4.018$ $\quad \Delta_d := d_p \cdot PF_1 \cdot \phi_{roof1}$

$\beta_{eff} = 19.966$ % $\quad V_d := a_p \cdot \alpha_1 \cdot W$

$T_{eff} = 1.063$ s

$B = 1.535$

Punto de desempeño

$\Delta_d = 0.1914$ m

$V_d = 710.4073$ tonf

3. Método de Coeficientes - ASCE/SEI 41-13

3.1 Sismo Frecuente

Función Espectro Elástico

$FE := 0.38$

$$C(T) := \begin{cases} 2.5 & \text{if } T < T_P \\ 2.5 \cdot \dfrac{T_P}{T} & \text{if } T \geq T_P \wedge T < T_L \\ 2.5 \cdot \left(\dfrac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right) & \text{if } T \geq T_L \end{cases}$$

$Sa(T) := FE \cdot Z \cdot U \cdot C(T) \cdot S$

Representación bilineal de la curva de capacidad

Desplazamiento objetivo: $D_u := 0.052339$ $\quad V_u := 553.5197$

Cortante basal de fluencia: $V_y := 446.8439$

$0.6V_y = 268.106$ $\quad D_{0.6} := 0.02142$

Rigidez lateral efectiva: $K_e := \dfrac{0.6 \cdot V_y}{D_{0.6}}$ $\quad K_e = 12514.71$

$D_y := \dfrac{V_y}{K_e}$ $\quad D_y = 0.0357$

$x := 0, 0.001 .. D_u$ $\quad y1 := 0 .. 0.6V_y$ $\quad y2 := 0 .. V_u$

$$RB(x) := \begin{cases} \dfrac{V_y}{D_y} \cdot x & \text{if } x \leq D_y \\ \left(\dfrac{V_u - V_y}{D_u - D_y} \right) \cdot (x - D_y) + V_y & \text{otherwise} \end{cases}$$

Verificación de Áreas Iguales:

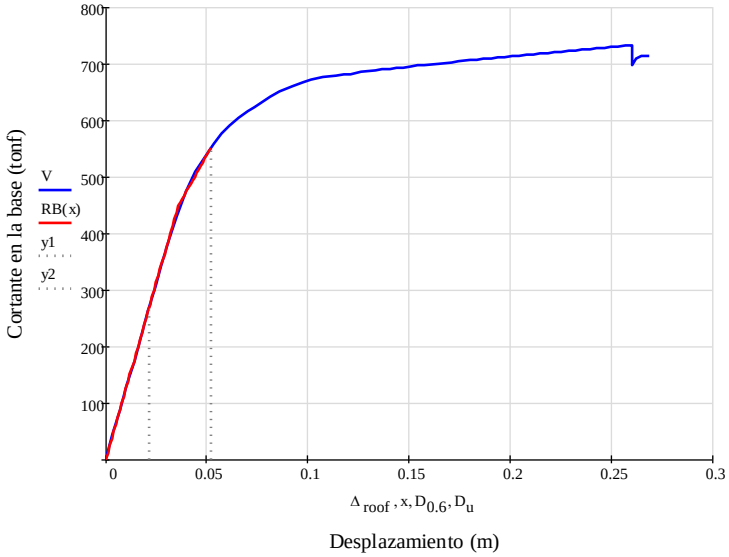
$A_{RB} := \int_0^{D_u} RB(x)\, dx$ $\quad A_{RB} = 16.297$ $\quad$ *Área bajo la curva bilineal*

$pi := 14$

$$A_C := \sum_{i=1}^{pi-1} \left[\frac{(V_{i+1} + V_i)}{2} \cdot \Delta_{roof_{i+1}} - \Delta_{roof_i} \right] + \frac{V_u + V_{pi}}{2} \cdot D_u - \Delta_{roof_{pi}}$$

$A_C = 16.297$

$\varepsilon := \dfrac{A_C - A_{RB}}{A_C} \cdot 100$ $\quad \varepsilon = 0$ $\quad$ ***Error (%)***



Rigidez Post-elástica:

$$\alpha := \frac{\frac{V_u}{V_y} - 1}{\frac{D_u}{D_y} - 1} \qquad \alpha = 0.5125$$

Ductilidad:

$$\mu_d := \frac{D_u}{D_y} \qquad \mu_d = 1.466$$

$$SR := \frac{V_u}{V_y} \qquad SR = 1.239$$

Desplazamiento objetivo:

Rigidez lateral elástica

$$K_i := \frac{V_2}{\Delta_{roof_2}} \qquad K_i = 12514.714$$

Periodo fundamental elástico

$$T_i := 0.633$$

Periodo fundamental efectivo

$$T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \qquad T_e = 0.633$$

Aceleración espectral

$$S_a := Sa(T_e) \qquad S_a = 0.362$$

Factor C_0: *Factor que relaciona el desplazamiento espectral de un SDOF a un MDOF*

$$\phi_1 := 0.0000335813$$

$$PF_1 := 42224.3552617 \qquad C_0 := \phi_1 \cdot PF_1 \qquad C_0 = 1.418$$

Factor C_1: *Factor que relaciona el desplazamiento máximo inelástico con el elástico calculado*

a=130 (roca)

a=90 (suelo denso y roca suave)

a=60 (suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

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

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

$C_m := 0.8$ $\qquad W := 2454.160$ $\qquad$ *Peso del edificio*

$$\mu_{strength} := \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} \cdot C_m \qquad \mu_{strength} = 1.592$$

$a := 60$

$$C_1 := 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a \cdot T_e^2} \qquad C_1 = 1.025$$

Factor C_2: *Factor que representa la degradación de rigidez*

$$C_2 := \begin{cases} 1 & \text{if } T_e \geq 0.7 \\ 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 & \text{otherwise} \end{cases} \qquad C_2 = 1.001$$

$g := 9.81$

$$\delta_t := C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot g$$ *Desplazamiento objetivo*

$\delta_t = 0.0525$ m $\qquad$ *Punto asumido:* $D_u = 0.0523$

$V_t := 554.3503$ tonf $\qquad V_u = 553.52$

Verificación

$$Error := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \delta_t \geq 0.95 \cdot D_u \wedge \delta_t \leq 1.05 \cdot D_u \\ \text{"Vuelva a iterar"} & \text{otherwise} \end{cases} \qquad Error = \text{"OK"}$$

3.2 Sismo de Servicio

Función Espectro Elástico

$FE := 0.50$

$$C(T) := \begin{cases} 2.5 & \text{if } T < T_P \\ 2.5 \cdot \frac{T_P}{T} & \text{if } T \geq T_P \wedge T < T_L \\ 2.5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right) & \text{if } T \geq T_L \end{cases}$$

$Sa(T) := FE \cdot Z \cdot U \cdot C(T) \cdot S$

Representación bilineal de la curva de capacidad

Desplazamiento objetivo: $D_u := 0.070111$ $V_u := 615.5655$

Cortante basal de fluencia: $V_y := 494.1065$

$0.6V_y = 296.464$ $D_{0.6} := 0.0236892$

Rigidez lateral efectiva: $K_e := \frac{0.6 \cdot V_y}{D_{0.6}}$ $K_e = 12514.71$

$D_y := \frac{V_y}{K_e}$ $D_y = 0.0395$

$x := 0, 0.001 .. D_u$ $y1 := 0 .. 0.6V_y$ $y2 := 0 .. V_u$

$$RB(x) := \begin{cases} \frac{V_y}{D_y} \cdot x & \text{if } x \le D_y \\ \left(\frac{V_u - V_y}{D_u - D_y}\right) \cdot (x - D_y) + V_y & \text{otherwise} \end{cases}$$

Verificación de Áreas Iguales:

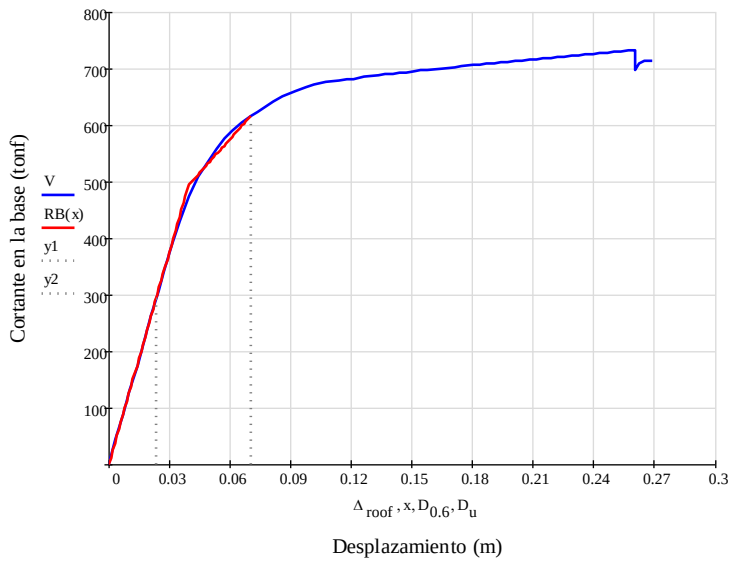
$A_{RB} := \int_0^{D_u} RB(x)\, dx$ $A_{RB} = 26.748$ *Área bajo la curva bilineal*

$pi := 19$

$$A_C := \sum_{i=1}^{pi-1} \left[\frac{(V_{i+1} + V_i)}{2} \cdot \Delta_{roof_{i+1}} - \Delta_{roof_i} \right] + \frac{V_u + V_{pi}}{2} \cdot D_u - \Delta_{roof_{pi}}$$

$A_C = 26.748$

$\varepsilon := \frac{A_C - A_{RB}}{A_C} \cdot 100$ $\varepsilon = -0$ ***Error (%)***



Rigidez Post-elástica:

$$\alpha := \frac{\frac{V_u}{V_y} - 1}{\frac{D_u}{D_y} - 1} \qquad \alpha = 0.3169$$

Ductilidad:

$$\mu_d := \frac{D_u}{D_y} \qquad \mu_d = 1.776$$

$$SR := \frac{V_u}{V_y} \qquad SR = 1.246$$

Desplazamiento objetivo:

Rigidez lateral elástica

$$K_i := \frac{V_2}{\Delta_{roof_2}} \qquad K_i = 12514.714$$

Periodo fundamental elástico

$$T_i := 0.633$$

Periodo fundamental efectivo

$$T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \qquad T_e = 0.633$$

Aceleración espectral

$$S_a := Sa(T_e) \qquad S_a = 0.477$$

Factor C_0:

$$\phi_1 := 0.0000335813$$

$$PF_1 := 42224.3552617$$

$$C_0 := \phi_1 \cdot PF_1 \qquad C_0 = 1.418$$

Factor C_1:

$$C_m := 0.8 \qquad W := 2454.160$$ *Peso del edificio*

$$\mu_{strength} := \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} \cdot C_m \qquad \mu_{strength} = 1.895$$

$$a := 60$$

$$C_1 := 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a \cdot T_e^2} \qquad C_1 = 1.037$$

Factor C_2:

$$C_2 := \begin{cases} 1 & \text{if } T_e \geq 0.7 \\ 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e}\right)^2 & \text{otherwise} \end{cases} \qquad C_2 = 1.002$$

$$g := 9.81$$

$$\delta_t := C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot g$$ *Desplazamiento objetivo*

$$\delta_t = 0.07 \quad m$$

Punto asumido: $D_u = 0.0701$

$$V_t := 615.294 \ tonf \qquad V_u = 615.566$$

Verificación

$$Error := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \delta_t \geq 0.95 \cdot D_u \wedge \delta_t \leq 1.05 \cdot D_u \\ \text{"Vuelva a iterar"} & \text{otherwise} \end{cases} \qquad Error = \text{"OK"}$$

3.3 Sismo de Diseño

Función Espectro Elástico

$FE := 1$

$$C(T) := \begin{cases} 2.5 & \text{if } T < T_P \\ 2.5 \cdot \dfrac{T_P}{T} & \text{if } T \geq T_P \wedge T < T_L \\ 2.5 \cdot \left(\dfrac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right) & \text{if } T \geq T_L \end{cases}$$

$Sa(T) := FE \cdot Z \cdot U \cdot C(T) \cdot S$

Representación bilineal de la curva de capacidad

Desplazamiento objetivo: $D_u := 0.14989$ $\qquad V_u := 695.1031$

Cortante basal de fluencia: $V_y := 595.3701$

$0.6V_y = 357.222$ $\qquad D_{0.6} := 0.028544$

Rigidez lateral efectiva: $K_e := \dfrac{0.6 \cdot V_y}{D_{0.6}}$ $\qquad K_e = 12514.71$

$D_y := \dfrac{V_y}{K_e}$ $\qquad D_y = 0.0476$

$x := 0, 0.001 .. D_u \qquad y1 := 0 .. 0.6V_y \qquad y2 := 0 .. V_u$

$$RB(x) := \begin{cases} \dfrac{V_y}{D_y} \cdot x & \text{if } x \leq D_y \\ \left(\dfrac{V_u - V_y}{D_u - D_y} \right) \cdot (x - D_y) + V_y & \text{otherwise} \end{cases}$$

Verificación de Áreas Iguales:

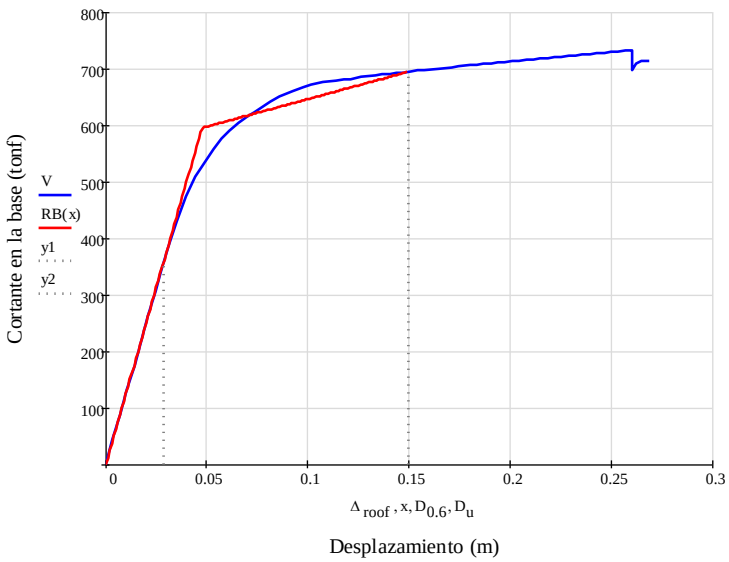
$A_{RB} := \int_0^{D_u} RB(x)\, dx \qquad A_{RB} = 80.179$ $\qquad$ *Área bajo la curva bilineal*

$pi := 36$

$$A_C := \sum_{i=1}^{pi-1} \left[\frac{(V_{i+1} + V_i)}{2} \cdot \Delta_{roof_{i+1}} - \Delta_{roof_i} \right] + \frac{V_u + V_{pi}}{2} \cdot D_u - \Delta_{roof_{pi}}$$

$A_C = 80.18$

$\varepsilon := \dfrac{A_C - A_{RB}}{A_C} \cdot 100 \qquad \varepsilon = 0.001$ $\qquad$ ***Error (%)***



Rigidez Post-elástica:

$$\alpha := \frac{\frac{V_u}{V_y} - 1}{\frac{D_u}{D_y} - 1} \qquad \alpha = 0.0779$$

Ductilidad:

$$\mu_d := \frac{D_u}{D_y} \qquad \mu_d = 3.151$$

$$SR := \frac{V_u}{V_y} \qquad SR = 1.168$$

Desplazamiento objetivo:

Rigidez lateral elástica

$$K_i := \frac{V_2}{\Delta_{roof_2}} \qquad K_i = 12514.714$$

Periodo fundamental elástico

$$T_i := 0.633$$

Periodo fundamental efectivo

$$T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \qquad T_e = 0.633$$

Aceleración espectral

$$S_a := Sa(T_e) \qquad S_a = 0.954$$

Factor C_0:

$$\phi_1 := 0.0000335813$$

$$PF_1 := 42224.3552617$$

$$C_0 := \phi_1 \cdot PF_1 \qquad C_0 = 1.418$$

Factor C_1:

$$C_m := 0.8 \qquad W := 2454.160$$ *Peso del edificio*

$$\mu_{strength} := \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} \cdot C_m \qquad \mu_{strength} = 3.145$$

$$a := 60$$

$$C_1 := 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a \cdot T_e^2} \qquad C_1 = 1.089$$

Factor C_2:

$$C_2 := \begin{cases} 1 & \text{if } T_e \geq 0.7 \\ 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 & \text{otherwise} \end{cases} \qquad C_2 = 1.014$$

$g := 9.81$

$$\delta_t := C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot g$$ *Desplazamiento objetivo*

$\delta_t = 0.1488 \quad m$ *Punto asumido:* $D_u = 0.1499$

$V_t := 694.6577 \ \ tonf$ $V_u = 695.103$

Verificación

$$Error := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \delta_t \geq 0.95 \cdot D_u \wedge \delta_t \leq 1.05 \cdot D_u \\ \text{"Vuelva a iterar"} & \text{otherwise} \end{cases} \qquad Error = \text{"OK"}$$

3.4 Sismo Máximo

Función Espectro Elástico

$FE := 1.3$

$$C(T) := \begin{cases} 2.5 & \text{if } T < T_P \\ 2.5 \cdot \frac{T_P}{T} & \text{if } T \geq T_P \wedge T < T_L \\ 2.5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right) & \text{if } T \geq T_L \end{cases}$$

$Sa(T) := FE \cdot Z \cdot U \cdot C(T) \cdot S$

Representación bilineal de la curva de capacidad

Desplazamiento objetivo: $D_u := 0.203788$ $V_u := 714.5801$

Cortante basal de fluencia: $V_y := 618.6915$

$0.6V_y = 371.215$ $D_{0.6} := 0.029662$

Rigidez lateral efectiva: $K_e := \frac{0.6 \cdot V_y}{D_{0.6}}$ $K_e = 12514.71$

$D_y := \frac{V_y}{K_e}$ $D_y = 0.0494$

$x := 0, 0.001 .. D_u$ $y1 := 0 .. 0.6V_y$ $y2 := 0 .. V_u$

$$RB(x) := \begin{cases} \frac{V_y}{D_y} \cdot x & \text{if } x \leq D_y \\ \left(\frac{V_u - V_y}{D_u - D_y} \right) \cdot (x - D_y) + V_y & \text{otherwise} \end{cases}$$

Verificación de Áreas Iguales:

$$A_{RB} := \int_0^{D_u} RB(x)\,dx \qquad A_{RB} = 118.189$$

Área bajo la curva bilineal

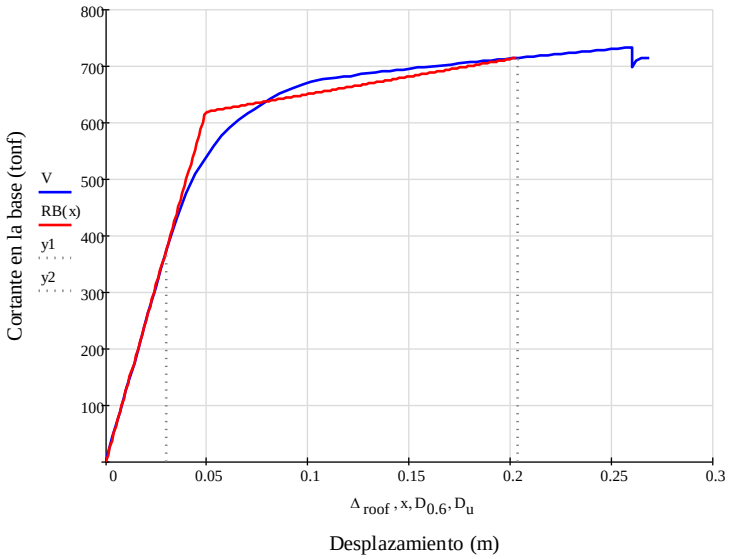
$$pi := 49$$

$$A_C := \sum_{i=1}^{pi-1} \left[\frac{(V_{i+1} + V_i)}{2} \cdot \left(\Delta_{roof_{i+1}} - \Delta_{roof_i} \right) \right] + \frac{V_u + V_{pi}}{2} \cdot \left(D_u - \Delta_{roof_{pi}} \right)$$

$$A_C = 118.189$$

$$\varepsilon := \frac{A_C - A_{RB}}{A_C} \cdot 100 \qquad \varepsilon = 0$$

Error (%)



Rigidez Post-elástica:

$$\alpha := \frac{\frac{V_u}{V_y} - 1}{\frac{D_u}{D_y} - 1} \qquad \alpha = 0.0496$$

Ductilidad:

$$\mu_d := \frac{D_u}{D_y} \qquad \mu_d = 4.122$$

$$SR := \frac{V_u}{V_y} \qquad SR = 1.155$$

Desplazamiento objetivo:

Rigidez lateral elástica

$$K_i := \frac{V_2}{\Delta_{roof_2}} \qquad K_i = 12514.714$$

Periodo fundamental elástico

$$T_i := 0.633$$

Periodo fundamental efectivo

$$T_e := T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \qquad T_e = 0.633$$

Aceleración espectral

$$S_a := Sa(T_e) \qquad S_a = 1.24$$

Factor C_0:

$\phi_1 := 0.0000335813$

$PF_1 := 42224.3552617$

$C_0 := \phi_1 \cdot PF_1$ $\qquad C_0 = 1.418$

Factor C_1:

$C_m := 0.8$ $\qquad W := 2454.160$ *Peso del edificio*

$\mu_{strength} := \dfrac{S_a}{\dfrac{V_y}{W}} \cdot C_m$ $\qquad \mu_{strength} = 3.935$

$a := 60$

$C_1 := 1 + \dfrac{\mu_{strength} - 1}{a \cdot T_e^{\,2}}$ $\qquad C_1 = 1.122$

Factor C_2:

$$C_2 := \begin{cases} 1 & \text{if } T_e \geq 0.7 \\ 1 + \dfrac{1}{800} \cdot \left(\dfrac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 & \text{otherwise} \end{cases}$$ $\qquad C_2 = 1.027$

$g := 9.81$

$\delta_t := C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_a \cdot \dfrac{T_e^{\,2}}{4 \cdot \pi^2} \cdot g$ $\qquad$ *Desplazamiento objetivo*

$\delta_t = 0.2017 \quad m$ $\qquad$ *Punto asumido:* $D_u = 0.2038$

$V_t := 713.84 \quad tonf$ $\qquad V_u = 714.58$

<u>Verificación</u>

$$Error := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \delta_t \geq 0.95 \cdot D_u \wedge \delta_t \leq 1.05 \cdot D_u \\ \text{"Vuelva a iterar"} & \text{otherwise} \end{cases}$$ $\qquad Error = \text{"OK"}$

DIRECCIÓN Y-Y

1. Resultados del Análisis Pushover (Curva de Capacidad)

Punto	Δroof (m)	V (tonf)	Punto	Δroof (m)	V (tonf)	Punto	Δroof (m)	V (tonf)
1	0	0	26	0.08231	618.5894	51	0.14601	683.4687
2	0.00300	34.6658	27	0.08531	625.2652	52	0.14901	684.7657
3	0.00600	69.3315	28	0.08910	632.6488	53	0.15201	686.0904
4	0.00900	103.9973	29	0.09374	640.7263	54	0.15500	687.4016
5	0.01200	138.6630	30	0.09880	648.8013	55	0.15800	688.7608
6	0.01500	173.3288	31	0.09880	648.813	56	0.16099	690.0756
7	0.01800	207.9945	32	0.09965	651.3628	57	0.16399	691.4264
8	0.02100	242.6603	33	0.09965	651.3628	58	0.16699	692.7455
9	0.02400	277.3260	34	0.09982	651.8918	59	0.16998	694.083
10	0.02700	311.9918	35	0.09991	652.0215	60	0.17547	696.4017
11	0.02894	334.4484	36	0.09999	652.0226	61	0.17846	697.6764
12	0.03225	371.5465	37	0.10378	657.1194	62	0.18428	700.0098
13	0.03570	406.7645	38	0.10749	661.0774	63	0.18727	701.1648
14	0.03883	435.2269	39	0.11177	664.8772	64	0.19027	702.3911
15	0.04219	462.0172	40	0.11328	666.1833	65	0.19326	703.5453
16	0.04623	488.0754	41	0.11724	669.0697	66	0.19625	704.7004
17	0.05014	506.6507	42	0.12023	671.0536	67	0.19924	705.8189
18	0.05401	523.3830	43	0.12424	673.38	68	0.20224	706.9828
19	0.05908	544.2623	44	0.12437	673.4643	69	0.20523	708.0649
20	0.06258	558.1717	45	0.12755	675.0582	70	0.20822	709.1707
21	0.06598	570.7566	46	0.13295	677.6477	71	0.21121	710.206
22	0.06901	581.2199	47	0.13445	678.4377	72	0.21420	711.3123
23	0.07266	592.8100	48	0.13482	678.4613	73	0.21719	712.3792
24	0.07616	602.9049	49	0.14002	680.8468	74	0.21683	703.1636
25	0.07925	611.1017	50	0.14302	682.1442			

2. Método del Espectro de Capacidad - FEMA 440

Conversión de la curva de capacidad a formato ADRS:

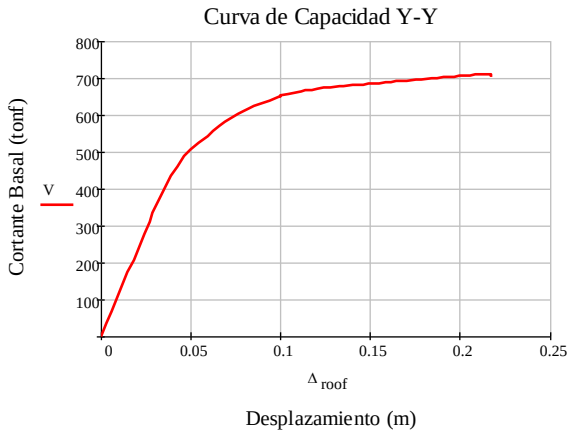
$PF_1 := 42085.0672331$ *Factor de Participación modal*

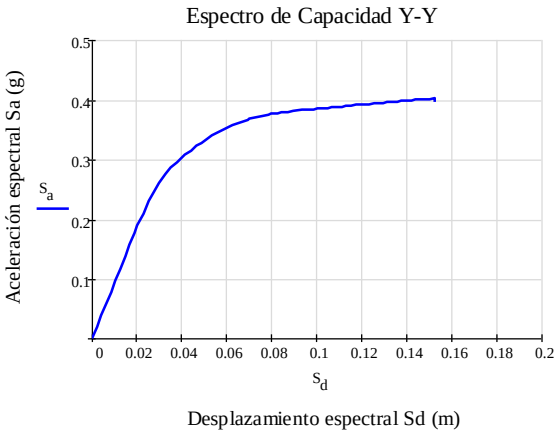
$\alpha_1 := 0.7216165$ *Coeficiente de masa modal*

$\phi_{roof1} := 0.0000338461$ *Amplitud del modo fundamental en el techo*

$W := 2454.160$ tonf *Peso del edificio*

$$S_a := \frac{V}{W \cdot \alpha_1} \qquad S_d := \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \cdot \phi_{roof1}}$$





2.1 Sismo Frecuente

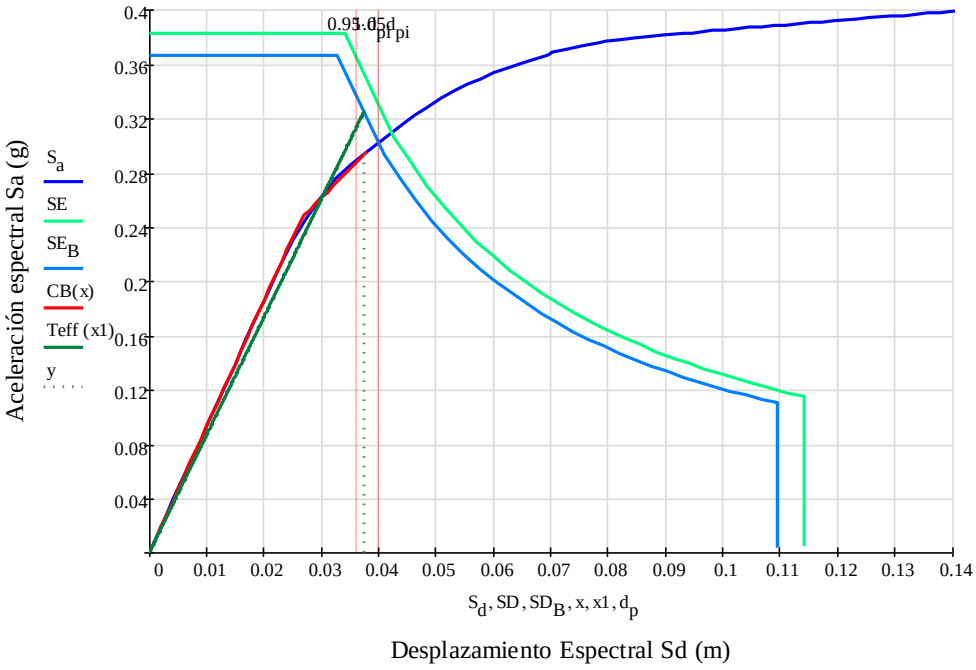
Punto de desempeño (interseccion gráfica)

$d_{pi} = 0.038$ $\quad a_{pi} = 0.2958$ $\quad$ *Punto de prueba*

$d_p := 0.0375$ $\quad a_p := 0.2941$ $\quad y := 0, 0.001 .. a_p$

$$Error := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } d_p \ge 0.95 \cdot d_{pi} \wedge d_p \le 1.05 \cdot d_{pi} \\ \text{"Volver a iterar"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Error = "OK"



Resultados $\qquad$ ***Punto de desempeño***

$T_0 = 0.658$ s $\quad a_p = 0.2941$ $\quad \Delta_d = 0.0534$ m

$\alpha = 0.463$ $\quad d_p = 0.0375$ $\quad V_d = 520.84$ tonf

$\mu = 1.434$ $\quad \Delta_d := d_p \cdot PF_1 \cdot \phi_{roof1}$

$\beta_{eff} = 5.832$ % $\quad V_d := a_p \cdot \alpha_1 \cdot W$

$T_{eff} = 0.681$ s

$B = 1.043$

2.2 Sismo de Servicio

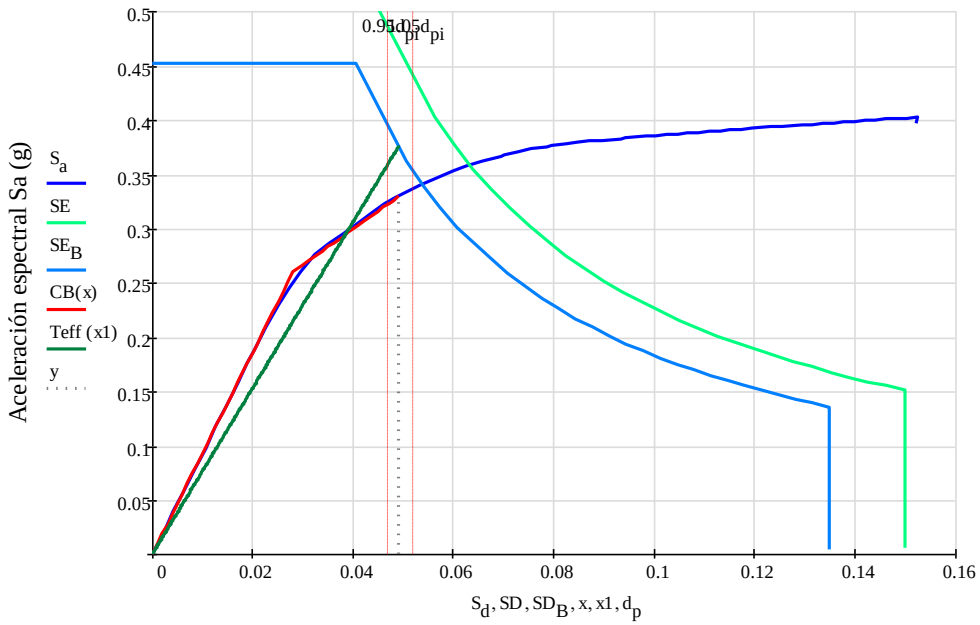
Punto de desempeño (interseccion gráfica)

$d_{pi} = 0.0495$ $\quad a_{pi} = 0.3309$ $\quad$ *Punto de prueba*

$d_p := 0.0491$ $\quad a_p := 0.3299$ $\quad y := 0, 0.001 .. a_p$

$$Error := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } d_p \geq 0.95 \cdot d_{pi} \wedge d_p \leq 1.05 \cdot d_{pi} \\ \text{"Volver a iterar"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$Error = \text{"OK"}$



Resultados

$T_0 = 0.658$ s $\quad a_p = 0.3299$

$\alpha = 0.356$ $\quad d_p = 0.0491$

$\mu = 1.773$ $\quad \Delta_d := d_p \cdot PF_1 \cdot \phi_{roof1}$

$\beta_{eff} = 7.419$ % $\quad V_d := a_p \cdot \alpha_1 \cdot W$

$T_{eff} = 0.725$ s

$B = 1.112$

Punto de desempeño

$\Delta_d = 0.0699$ m

$V_d = 584.2405$ tonf

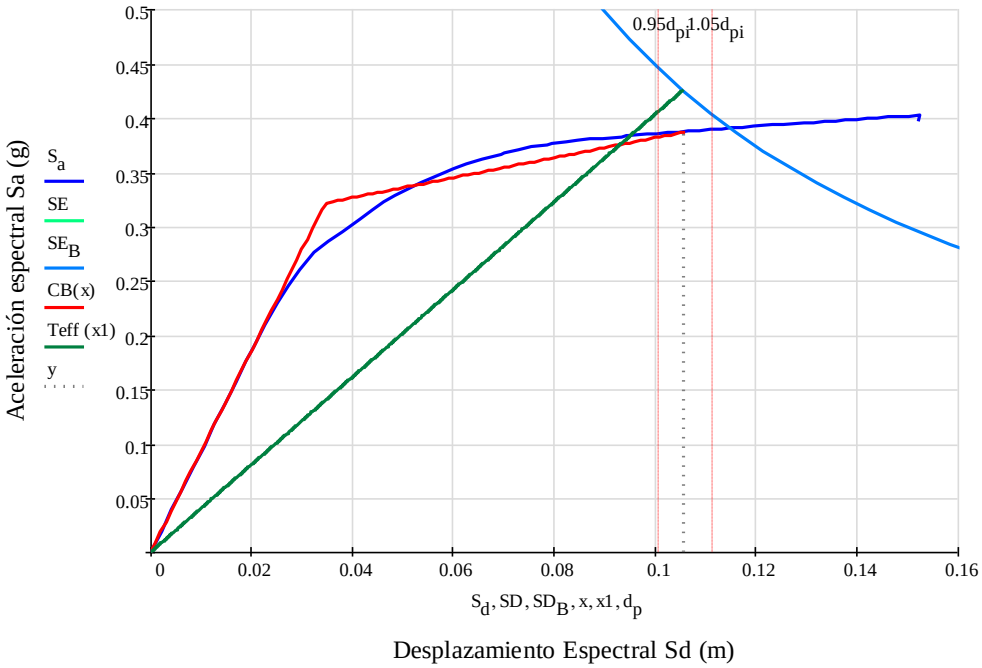
2.3 Sismo de Diseño

Punto de desempeño (interseccion gráfica)

$d_{pi} = 0.106$ $\quad a_{pi} = 0.3872$ $\quad$ *Punto de Prueba*

$d_p := 0.1055$ $\quad a_p := 0.387$ $\quad y := 0, 0.001 .. a_p$

$$Error := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } d_p \geq 0.95 \cdot d_{pi} \wedge d_p \leq 1.05 \cdot d_{pi} \\ \text{"Volver a iterar"} & \text{otherwise} \end{cases} \qquad Error = \text{"OK"}$$



Resultados

$T_0 = 0.658$ s $\qquad a_p = 0.387$

$\alpha = 0.099$ $\qquad d_p = 0.1055$

$\mu = 3.064$ $\qquad \Delta_d := d_p \cdot PF_1 \cdot \phi_{roof1}$

$\beta_{eff} = 16.204$ % $\qquad V_d := a_p \cdot \alpha_1 \cdot W$

$T_{eff} = 0.999$ s

$B = 1.421$

Punto de desempeño

$\Delta_d = 0.1503$ m

$V_d = 685.3624$ tonf

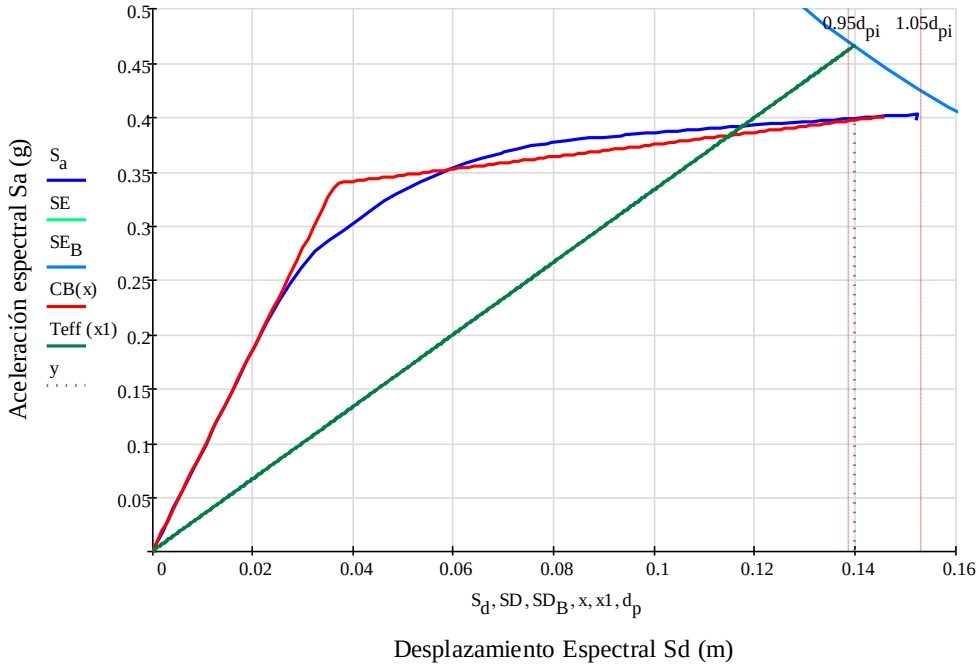
2.4 Sismo Máximo

Punto de desempeño (interseccion gráfica)

$d_{pi} = 0.146$ $\quad a_{pi} = 0.4004$ $\quad$ *Punto de Prueba*

$d_p := 0.14$ $\quad a_p := 0.3986$ $\quad y := 0, 0.001 .. a_p$

$$Error := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } d_p \geq 0.95 \cdot d_{pi} \wedge d_p \leq 1.05 \cdot d_{pi} \\ \text{"Volver a iterar"} & \text{otherwise} \end{cases} \qquad Error = \text{"OK"}$$



Resultados

$T_0 = 0.658$ s $\qquad a_p = 0.3986$

$\alpha = 0.061$ $\qquad d_p = 0.14$

$\mu = 4.007$ $\qquad \Delta_d := d_p \cdot PF_1 \cdot \phi_{roof1}$

$\beta_{eff} = 19.962$ % $\qquad V_d := a_p \cdot \alpha_1 \cdot W$

$T_{eff} = 1.099$ s

$B = 1.535$

Punto de desempeño

$\Delta_d = 0.1994$ m

$V_d = 705.9056$ tonf

3. Método de Coeficientes - ASCE/SEI 41-13

3.1 Sismo Frecuente

Resultados

$T_e = 0.655\ s$

$K_e = 11555.266\ \frac{tonf}{m}$

$D_y = 0.0378\ m$

$V_y = 436.442\ tonf$

$S_a = 0.35$

$C_m = 0.8$

$\mu_{strength} = 1.576$

$C_0 = 1.4244$

$C_1 = 1.0224$

$C_2 = 1.001$

$g := 9.81$

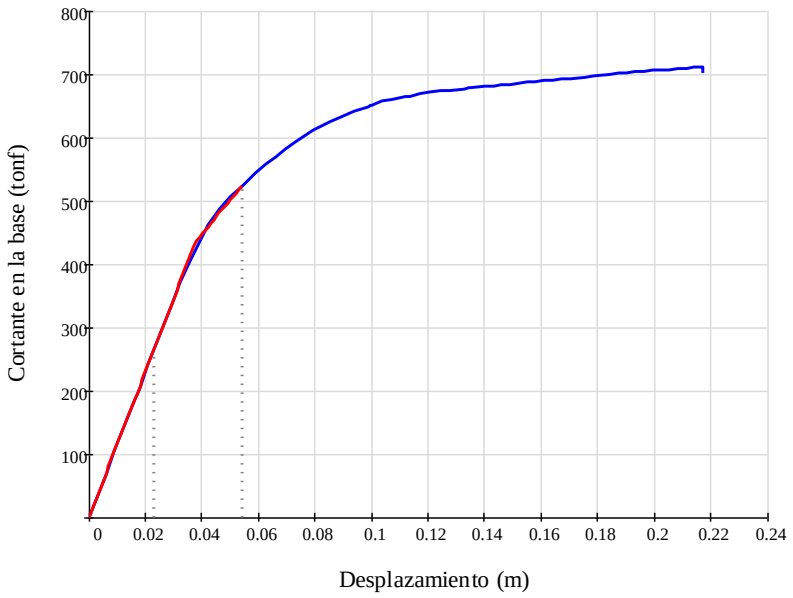
$\delta_t := C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot g$ *Desplazamiento objetivo*

$\delta_t = 0.0544\ m$ *Punto asumido:* $D_u = 0.0544$

$V_t := 525.005\ tonf$ $V_u = 525.005$

Verificación

$Error := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \delta_t \geq 0.95 \cdot D_u \wedge \delta_t \leq 1.05 \cdot D_u \\ \text{"Vuelva a iterar"} & \text{otherwise} \end{cases}$ $Error = \text{"OK"}$



3.2 Sismo de Servicio

Resultados

$T_e = 0.655$ s

$K_e = 11555.266 \frac{tonf}{m}$

$D_y = 0.04$ m

$V_y = 462.314$ tonf

$S_a = 0.461$

$C_m = 0.8$

$\mu_{strength} = 1.957$

$C_0 = 1.4244$

$C_1 = 1.0372$

$C_2 = 1.0027$

$g := 9.81$

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

Desplazamiento objetivo

$\delta_t = 0.0728$ m

Punto asumido: $D_u = 0.0726$

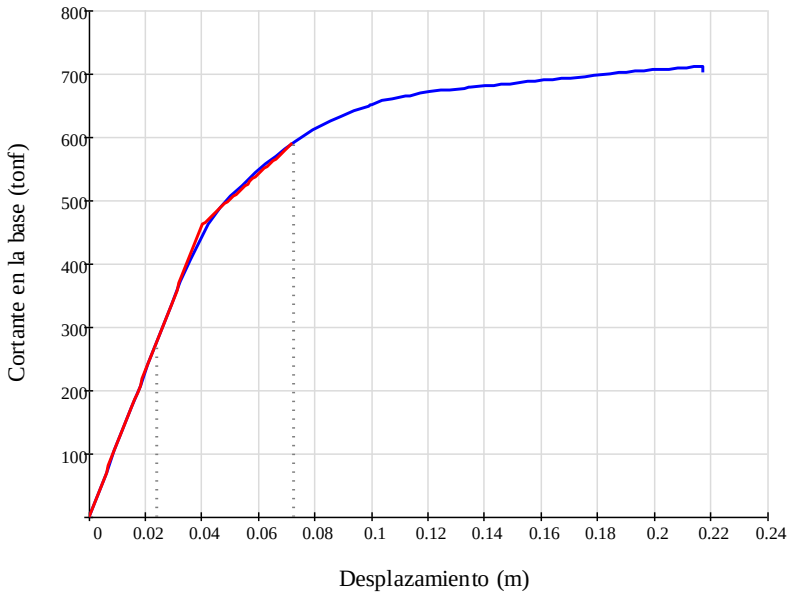
$V_t := 593.2027$ tonf

$V_u = 592.467$

Verificación

$Error := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \delta_t \geq 0.95 \cdot D_u \wedge \delta_t \leq 1.05 \cdot D_u \\ \text{"Vuelva a iterar"} & \text{otherwise} \end{cases}$

$Error = \text{"OK"}$



3.3 Sismo de Diseño

Resultados

$T_e = 0.655\ s$

$K_e = 11555.266\ \frac{tonf}{m}$

$D_y = 0.0495\ m$

$V_y = 571.617\ tonf$

$S_a = 0.922$

$C_m = 0.8$

$\mu_{strength} = 3.166$

$C_0 = 1.4244$

$C_1 = 1.0841$

$C_2 = 1.0137$

$g := 9.81$

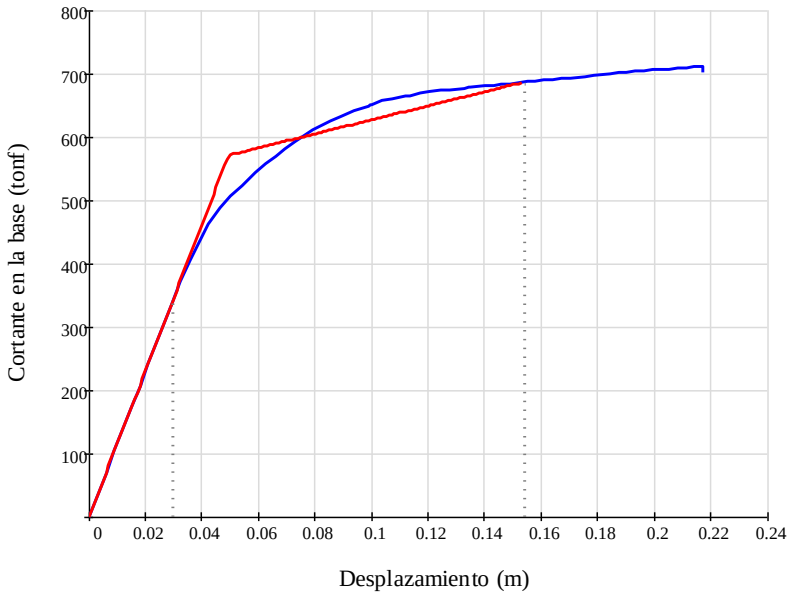
$\delta_t := C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot g$ *Desplazamiento objetivo*

$\delta_t = 0.1538\ m$ *Punto asumido:* $D_u = 0.1539$

$V_t := 686.8755\ tonf$ $V_u = 686.909$

Verificación

$Error := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \delta_t \geq 0.95 \cdot D_u \wedge \delta_t \leq 1.05 \cdot D_u \\ \text{"Vuelva a iterar"} & \text{otherwise} \end{cases}$ $Error = \text{"OK"}$



3.4 Sismo Máximo

Resultados

$T_e = 0.655\ s$

$K_e = 11555.266\ \frac{tonf}{m}$

$D_y = 0.0518\ m$

$V_y = 598.846\ tonf$

$S_a = 1.198$

$C_m = 0.8$

$\mu_{strength} = 3.929$

$C_0 = 1.4244$

$C_1 = 1.1138$

$C_2 = 1.025$

$g := 9.81$

$\delta_t := C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot g$ *Desplazamiento objetivo*

$\delta_t = 0.2077\ m$

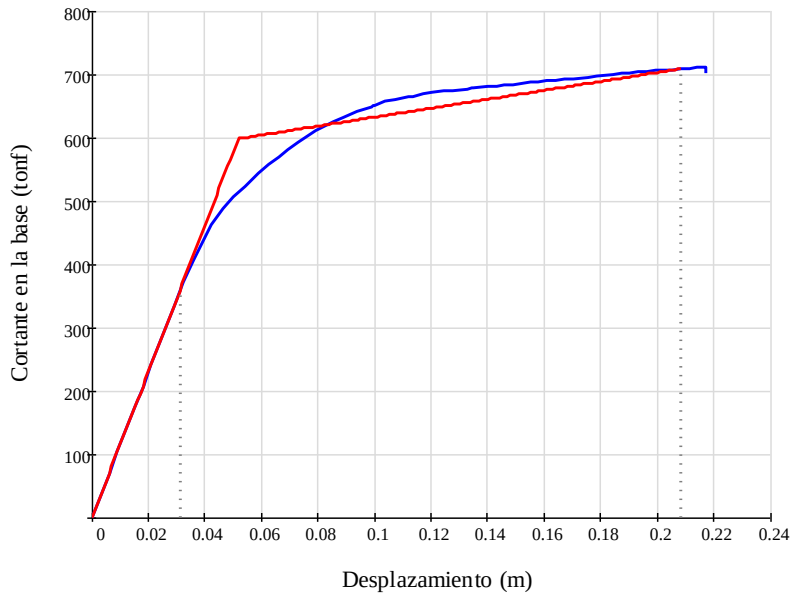
$V_t := 708.9792\ tonf$

Punto asumido: $D_u = 0.2084$

$V_u = 709.239$

Verificación

$Error := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \delta_t \geq 0.95 \cdot D_u \wedge \delta_t \leq 1.05 \cdot D_u \\ \text{"Vuelva a iterar"} & \text{otherwise} \end{cases}$ $Error = \text{"OK"}$



ANEXO N° 03

TABLAS PARA EL MODELAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICAS SEGÚN ASCE/SEI 41-13

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions			Modeling Parameters[a]			Acceptance Criteria[a]		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
			a	*b*	*c*	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure[b]								
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement[c]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$ [d]						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear[b]								
Stirrup spacing ≤ *d*/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > *d*/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span[b]								
Stirrup spacing ≤ *d*/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > *d*/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam–column joint[b]								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.^{2} (MPa) units.
[a]Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
[b]Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
[c]"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ *d*/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
[d]*V* is the design shear force from NSP or NDP.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

			Modeling Parameters[a]			Acceptance Criteria[a]		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
Conditions			*a*	*b*	*c*	IO	LS	CP
Condition i.[b]								
$\frac{P}{A_g f_c'}$ [c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	=0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	=0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii.[b]								
$\frac{P}{A_g f_c'}$ [c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f_c'}}$ [d]						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.[b]								
$\frac{P}{A_g f_c'}$ [c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height[b]								
$\frac{P}{A_g f_c'}$ [c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f_c' is in lb/in.^{2} (MPa) units.
[a]Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
[b]Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
[c]Where $P > 0.7A_g f_c'$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at ≤ $d/3$ and the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
[d]V is the design shear force from NSP or NDP.

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—R/C Shear Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation[a] (radians) Performance Level		
			a	*b*	*c*	IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c'}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$	Confined Boundary[b]	0.015					
≤0.1	≤4	Yes	0.010	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.009	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.005	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.008	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.006	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.003	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
ii. Shear wall coupling beams[c]								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement[d]		$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$		0.050				
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement		≤3	0.025	0.040	0.75	0.010	0.025	0.050
		≥6	0.020	0.035	0.50	0.005	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement		≤3	0.020	0.025	0.50	0.006	0.020	0.035
		≥6	0.010	0.050	0.25	0.005	0.010	0.025
Diagonal reinforcement		NA	0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050

[a]Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
[b]A boundary element shall be considered confined where transverse reinforcement exceeds 75% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed $8d_b$. It shall be permitted to take modeling parameters and acceptance criteria as 80% of confined values where boundary elements have at least 50% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed $8d_b$. Otherwise, boundary elements shall be considered not confined.
[c]For coupling beams spanning <8 ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.
[d]Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing ≤ $d/3$, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.

Table 10-20. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—R/C Shear Walls and Associated Components Controlled by Shear

Conditions		Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians)[a]			Strength Ratio		Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians)[a] Performance Level		
		d	*e*	*g*	*c*	*f*	IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments[b]									
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c'} \leq 0.05$		1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.40	1.5	2.0
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c'} > 0.05$		0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.75	1.0
ii. Shear wall coupling beams[c]									
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement[d]	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤3	0.02	0.030		0.60		0.006	0.020	0.030
	≥6	0.016	0.024		0.30		0.005	0.016	0.024
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤3	0.012	0.025		0.40		0.006	0.010	0.020
	≥6	0.008	0.014		0.20		0.004	0.007	0.012

[a]For shear walls and wall segments, use drift; for coupling beams, use chord rotation; refer to Figures 10-5 and 10-6.
[b]For shear walls and wall segments where inelastic behavior is governed by shear, the axial load on the member must be ≤ $0.15A_g f_c'$; otherwise, the member must be treated as a force-controlled component.
[d]Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing ≤ $d/3$ and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.
[c]For coupling beams spanning <8 ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.

ANEXO N° 04

PARÁMETROS DE MODELACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS

SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS

Rótula Plástica por flexocompresión en Columnas

Diagrama Momento- Rotación (Columna C-1 – Eje 1 y A)

Rotula por flexocompresión $M_2 = M_3$

$b = 0.90\ m$

$h = 0.90\ m$

$d = 0.84\ m$

$s = 0.10\ m$

$V_2 = 187.95\ tonf$ (Fuerza de corte de diseño en X)

$V_3 = 191.26\ tonf$ (Fuerza de corte de diseño en Y)

$A_v = 6.33\ cm^2$

$V_s = 223.46\ tonf$ (Fuerza de corte aportada por el acero transversal)

a. <u>Carga axial:</u> $P_1 = 0.10 A_g f'_c = 170.10\ tonf$

$$\frac{P}{A_g \cdot f'_c} = 0.10$$

<u>Cuantía transversal:</u>

$$\rho = \frac{A_v}{b \cdot s} = \frac{6.33\ cm^2}{0.90\ m \cdot 0.10\ m} = 0.00703 > 0.006$$

<u>Refuerzo transversal:</u>

$$s \leq \frac{d}{3} \wedge V_s > \frac{3}{4} V_2 \rightarrow 10cm \leq 28cm \wedge 223.46\ tonf \geq 140.96\ tonf \rightarrow \boldsymbol{Conforme}$$

$$s \leq \frac{d}{3} \wedge V_s > \frac{3}{4} V_3 \rightarrow 10cm \leq 28cm \wedge 223.46\ tonf \geq 143.45\ tonf \rightarrow \boldsymbol{Conforme}$$

<u>Fuerza cortante:</u>

En X-X:

$$\frac{V_2}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}} = 1.1926 \cdot \frac{187.95\ tonf}{0.90\ m \cdot 0.84\ m \sqrt{2100 \frac{tonf}{m^2}}} = 6.470 > 6$$

En Y-Y:

$$\frac{V_3}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}} = 1.1926 \cdot \frac{191.26\ tonf}{0.90\ m \cdot 0.84\ m \sqrt{2100 \frac{tonf}{m^2}}} = 6.548 > 6$$

Ingresando con los parámetros calculados a la Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13, condición ii, segunda fila, se tiene:

$a = 0.025 \qquad b = 0.060 \qquad c = 0.20$

$IO = 0.005 \qquad LS = 0.045 \qquad CP = 0.060$

b. Carga axial: $P_2 = 0.15 A_g f'_c = 255.15\ tonf$

$$\frac{P}{A_g \cdot f'_c} = 0.15$$

Se debe interpolar el parámetro 0.15 (1ra columna) entre la segunda (0.1) y cuarta fila (0.6).

Parámetros de modelado:

$x_1 = 0.1 \quad x = 0.15 \quad a_1 = 0.025 \quad b_1 = 0.060 \quad c_1 = 0.20$

$x_2 = 0.6 \quad a_2 = 0.008 \quad b_2 = 0.008 \quad c_2 = 0.0$

$$a = (a_2 - a_1) \cdot \frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)} + a_1 = 0.023$$

$$b = (b_2 - b_1) \cdot \frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)} + b_1 = 0.055$$

$$c = (c_2 - c_1) \cdot \frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)} + c_1 = 0.18$$

Criterios de aceptación:

$x_1 = 0.1 \quad x = 0.15 \quad IO = 0.005 \quad LS = 0.045 \quad CP = 0.060$

$x_2 = 0.6 \quad IO = 0.003 \quad LS = 0.007 \quad CP = 0.008$

$$IO = (IO_2 - IO_1) \cdot \frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)} + IO_1 = 0.005$$

$$LS = (LS_2 - LS_1) \cdot \frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)} + LS_1 = 0.041$$

$$CP = (CP_2 - CP_1) \cdot \frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)} + CP_1 = 0.055$$

Se debe repetir el proceso para una carga axial de hasta $0.40A_g f'_c$ con pasos de $0.05A_g f'_c$.

Parámetros de modelación y Criterios de aceptación para las columnas de 1er – 4to piso y columnas C-5, C-6, C-8 y C-9 del 5to piso

Dirección	Carga axial	Parámetros de modelación			Criterios de aceptación		
	P (tonf)	a	b	c	IO	LS	CP
X-X ($M_3 - \theta_3$)	$0.10A_g f'_c$=170.10	0.025	0.060	0.20	0.005	0.045	0.060
	$0.15A_g f'_c$=255.15	0.023	0.055	0.18	0.005	0.041	0.055
	$0.20A_g f'_c$=340.20	0.022	0.050	0.16	0.005	0.037	0.050
	$0.25A_g f'_c$=425.25	0.020	0.044	0.14	0.004	0.034	0.039
	$0.30A_g f'_c$=510.30	0.018	0.039	0.12	0.004	0.030	0.039
	$0.35A_g f'_c$=595.35	0.017	0.034	0.10	0.004	0.026	0.034
	$0.40A_g f'_c$=680.40	0.015	0.029	0.08	0.004	0.022	0.029
Y-Y ($M_2 - \theta_2$)	$0.10A_g f'_c$=170.10	0.025	0.060	0.20	0.005	0.045	0.060
	$0.15A_g f'_c$=255.15	0.023	0.055	0.18	0.005	0.041	0.055
	$0.20A_g f'_c$=340.20	0.022	0.050	0.16	0.005	0.037	0.050
	$0.25A_g f'_c$=425.25	0.020	0.044	0.14	0.004	0.034	0.039
	$0.30A_g f'_c$=510.30	0.018	0.039	0.12	0.004	0.030	0.039
	$0.35A_g f'_c$=595.35	0.017	0.034	0.10	0.004	0.026	0.034
	$0.40A_g f'_c$=680.40	0.015	0.029	0.08	0.004	0.022	0.029

Parámetros de modelación y Criterios de aceptación para las columnas C-1, C-2, C-3, C-4, C-7 del 5to piso y C-5, C-6, C-8 y C-9 del 6to piso

Dirección	Carga axial	Parámetros de modelación			Criterios de aceptación		
	P (tonf)	a	b	c	IO	LS	CP
X-X ($M_3 - \theta_3$)	$0.10A_gf'_c$=170.10	0.026	0.060	0.200	0.005	0.045	0.060
	$0.15A_gf'_c$=255.15	0.024	0.055	0.180	0.005	0.041	0.055
	$0.20A_gf'_c$=340.20	0.022	0.050	0.160	0.005	0.037	0.050
	$0.25A_gf'_c$=425.25	0.020	0.044	0.140	0.004	0.034	0.044
	$0.30A_gf'_c$=510.30	0.019	0.039	0.120	0.004	0.030	0.039
	$0.35A_gf'_c$=595.35	0.017	0.034	0.100	0.004	0.026	0.034
	$0.40A_gf'_c$=680.40	0.015	0.029	0.080	0.004	0.022	0.029
Y-Y ($M_2 - \theta_2$)	$0.10A_gf'_c$=170.10	0.025	0.060	0.200	0.005	0.045	0.060
	$0.15A_gf'_c$=255.15	0.024	0.055	0.180	0.005	0.041	0.055
	$0.20A_gf'_c$=340.20	0.022	0.050	0.160	0.005	0.037	0.050
	$0.25A_gf'_c$=425.25	0.020	0.044	0.140	0.004	0.034	0.044
	$0.30A_gf'_c$=510.30	0.019	0.039	0.120	0.004	0.030	0.039
	$0.35A_gf'_c$=595.35	0.017	0.034	0.100	0.004	0.026	0.034
	$0.40A_gf'_c$=680.40	0.015	0.029	0.080	0.004	0.022	0.029

Parámetros de modelación y Criterios de aceptación para las columnas C-1, C-2, C-3, C-4, C-7 del 6to piso y C-5, C-6, C-8 y C-9 del 7mo piso

Dirección	Carga axial	Parámetros de modelación			Criterios de aceptación		
	P (tonf)	a	b	c	IO	LS	CP
X-X ($M_3 - \theta_3$)	$0.10A_gf'_c$=170.10	0.026	0.060	0.200	0.005	0.045	0.060
	$0.15A_gf'_c$=255.15	0.024	0.055	0.180	0.005	0.041	0.055
	$0.20A_gf'_c$=340.20	0.023	0.050	0.160	0.005	0.037	0.050
	$0.25A_gf'_c$=425.25	0.021	0.045	0.140	0.004	0.034	0.045
	$0.30A_gf'_c$=510.30	0.019	0.039	0.120	0.004	0.030	0.039
	$0.35A_gf'_c$=595.35	0.017	0.034	0.100	0.004	0.026	0.034
	$0.40A_gf'_c$=680.40	0.015	0.029	0.080	0.004	0.022	0.029
Y-Y ($M_2 - \theta_2$)	$0.10A_gf'_c$=170.10	0.026	0.060	0.200	0.005	0.045	0.060
	$0.15A_gf'_c$=255.15	0.024	0.055	0.180	0.005	0.041	0.055
	$0.20A_gf'_c$=340.20	0.023	0.050	0.160	0.005	0.037	0.050
	$0.25A_gf'_c$=425.25	0.021	0.044	0.140	0.004	0.034	0.044
	$0.30A_gf'_c$=510.30	0.019	0.039	0.120	0.004	0.030	0.039
	$0.35A_gf'_c$=595.35	0.017	0.034	0.100	0.004	0.026	0.034
	$0.40A_gf'_c$=680.40	0.015	0.029	0.080	0.004	0.022	0.029

Parámetros de modelación y Criterios de aceptación para las columnas C-1, C-2, C-3, C-4 y C-7 del 7mo piso

Dirección	Carga axial	Parámetros de modelación			Criterios de aceptación		
	P (tonf)	a	b	c	IO	LS	CP
X-X ($M_3 - \theta_3$)	$0.10A_gf'_c$=170.10	0.027	0.060	0.200	0.005	0.045	0.060
	$0.15A_gf'_c$=255.15	0.025	0.055	0.180	0.005	0.041	0.055
	$0.20A_gf'_c$=340.20	0.023	0.050	0.160	0.005	0.037	0.050
	$0.25A_gf'_c$=425.25	0.021	0.045	0.140	0.004	0.034	0.045
	$0.30A_gf'_c$=510.30	0.019	0.039	0.120	0.004	0.030	0.039
	$0.35A_gf'_c$=595.35	0.018	0.034	0.100	0.004	0.026	0.034
	$0.40A_gf'_c$=680.40	0.016	0.029	0.080	0.004	0.022	0.029
Y-Y ($M_2 - \theta_2$)	$0.10A_gf'_c$=170.10	0.027	0.060	0.200	0.005	0.045	0.060
	$0.15A_gf'_c$=255.15	0.025	0.055	0.180	0.005	0.041	0.055
	$0.20A_gf'_c$=340.20	0.023	0.050	0.160	0.005	0.037	0.050
	$0.25A_gf'_c$=425.25	0.021	0.045	0.140	0.004	0.034	0.045
	$0.30A_gf'_c$=510.30	0.019	0.039	0.120	0.004	0.030	0.039
	$0.35A_gf'_c$=595.35	0.018	0.034	0.100	0.004	0.026	0.034
	$0.40A_gf'_c$=680.40	0.016	0.029	0.080	0.004	0.022	0.029

Parámetros de modelación y Criterios de aceptación para las columnas del 8vo piso

Dirección	Carga axial	Parámetros de modelación			Criterios de aceptación		
	P (tonf)	a	b	c	IO	LS	CP
X-X ($M_3 - \theta_3$)	$0.10A_gf'_c$=170.10	0.027	0.060	0.200	0.005	0.045	0.060
	$0.15A_gf'_c$=255.15	0.025	0.055	0.180	0.005	0.041	0.055
	$0.20A_gf'_c$=340.20	0.024	0.050	0.160	0.005	0.038	0.050
	$0.25A_gf'_c$=425.25	0.022	0.045	0.140	0.004	0.034	0.045
	$0.30A_gf'_c$=510.30	0.020	0.039	0.120	0.004	0.030	0.039
	$0.35A_gf'_c$=595.35	0.018	0.034	0.100	0.004	0.026	0.034
	$0.40A_gf'_c$=680.40	0.016	0.029	0.080	0.004	0.023	0.029
Y-Y ($M_2 - \theta_2$)	$0.10A_gf'_c$=170.10	0.027	0.060	0.200	0.005	0.045	0.060
	$0.15A_gf'_c$=255.15	0.025	0.055	0.180	0.005	0.041	0.055
	$0.20A_gf'_c$=340.20	0.023	0.050	0.160	0.005	0.038	0.050
	$0.25A_gf'_c$=425.25	0.022	0.045	0.140	0.004	0.034	0.045
	$0.30A_gf'_c$=510.30	0.020	0.039	0.120	0.004	0.030	0.039
	$0.35A_gf'_c$=595.35	0.018	0.034	0.100	0.004	0.026	0.034
	$0.40A_gf'_c$=680.40	0.016	0.029	0.080	0.004	0.023	0.029

ANEXO N° 05

PARÁMETROS DE MODELACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS

SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES

Rótula Plástica por flexocompresión en Columnas

Diagramas Momento-Rotación C-2 (PISOS 1AL5)

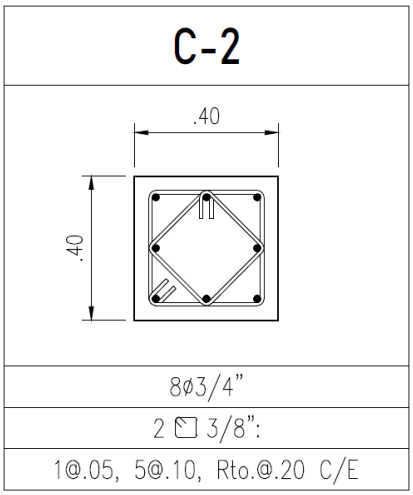
1. Rótula por flexión M2=M3

$b := 40\ cm$
$h := 40\ cm$
$A_s := 8 \cdot 2.84\ cm^2$

$V_1 := 17.527\ tonnef$ *Cortante de diseño 1°Piso*
$V_2 := 16.978\ tonnef$ *Cortante de diseño 2°Piso*
$V_3 := 16.438\ tonnef$ *Cortante de diseño 3°Piso*
$V_4 := 17.233\ tonnef$ *Cortante de diseño 4°Piso*
$V_5 := 17.213\ tonnef$ *Cortante de diseño 5°Piso*

$s := 10\ cm$ *Estribo ϕ 3/8" (Zona de confinamiento)*
$A_b := 0.71\ cm^2$
$A_v := 4 \cdot A_b = 2.84\ cm^2$

$f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$ $\beta_1 := 0.85$
$f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$ $E_s := 2 \cdot 10^6\ \frac{kgf}{cm^2}$



a. P=0.10f'cAg

$A_g := b \cdot h = 1600\ cm^2$

$P := 0.1\ f'_c \cdot A_g = 33.6\ tonnef$

Condición ii (Tabla 10-8)

$$\frac{P}{A_g \cdot f'_c} = 0.1$$

$$\rho := \frac{A_v}{b \cdot s} = 0.0071 \qquad > 0.006$$

$d := h - 6\ cm = 0.34\ m$

$$\frac{V_{máx}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}} = \frac{0.17188}{0.40 \cdot 0.34 \cdot \sqrt{20.59397}} = 0.27849 \qquad > 0.25$$

Conversiones:

$P = 0.3295\ MN$

$f'_c = 20.59397\ MPa$

$V_1 = 0.17188\ MN$

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions			Modeling Parameters[a]: Plastic Rotations Angle (radians) a	b	Residual Strength Ratio c	Acceptance Criteria[a]: Plastic Rotations Angle (radians), Performance Level IO	LS	CP
Condition ii.[b] $\frac{P}{A_g f'_c}$[c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$[d]						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

De la Tabla, los parámetros de modelación corresponden a la interpolación de la primera y segunda fila:

$cvar1 := 0.25 \quad x1 := 0.032 \quad y1 := 0.06 \quad z1 := 0.2 \quad m1 := 0.005 \quad n1 := 0.045 \quad p1 := 0.06$

$cvar2 := 0.5 \quad x2 := 0.01 \quad y2 := 0.01 \quad z2 := 0 \quad m2 := 0.003 \quad n2 := 0.009 \quad p2 := 0.01$

$c_{buscado} := 0.2785$

$$a := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{x2 - x1}{cvar2 - cvar1}\right) + x1 \qquad a = 0.02949$$

$$b := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{y2 - y1}{cvar2 - cvar1}\right) + y1 \qquad b = 0.0543$$

$$c := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{z2 - z1}{cvar2 - cvar1}\right) + z1 \qquad c = 0.1772$$

$$IO := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{m2 - m1}{cvar2 - cvar1}\right) + m1 \qquad IO = 0.00477$$

$$LS := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{n2 - n1}{cvar2 - cvar1}\right) + n1 \qquad LS = 0.0409$$

$$CP := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{p2 - p1}{cvar2 - cvar1}\right) + p1 \qquad CP = 0.0543$$

Nota: Estos parámetros corresponden para 0.1 (1ra columna) y 0.2785 (3ra columna) de la Tabla 10-8

b. P=0.15f'cAg

$P := 0.15\ f'_c \cdot A_g = 50.4\ tonnef$

$$\frac{P}{A_g \cdot f'_c} = 0.15$$

Se requiere definir los parámetros para 0.6 (1ra columna) y 0.2785 (3ra columna) de la Tabla 10-8, interpolando la tercera y cuarta fila:

$cvar1 := 0.25 \quad x1 := 0.010 \quad y1 := 0.010 \quad z1 := 0 \quad m1 := 0.003 \quad n1 := 0.009 \quad p1 := 0.010$

$cvar2 := 0.5 \quad x2 := 0.008 \quad y2 := 0.008 \quad z2 := 0 \quad m2 := 0.003 \quad n2 := 0.007 \quad p2 := 0.008$

$c_{buscado} := 0.2785$

$$a := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{x2 - x1}{cvar2 - cvar1}\right) + x1 \qquad a = 0.00977$$

$$b := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{y2 - y1}{cvar2 - cvar1}\right) + y1 \qquad b = 0.00977$$

$$c := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{z2 - z1}{cvar2 - cvar1}\right) + z1 \qquad c = 0$$

$$IO := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{m2 - m1}{cvar2 - cvar1}\right) + m1 \qquad IO = 0.003$$

$$LS := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{n2 - n1}{cvar2 - cvar1}\right) + n1 \qquad LS = 0.00877$$

$$CP := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{p2 - p1}{cvar2 - cvar1}\right) + p1 \qquad CP = 0.00977$$

Los parámetros de modelación corresponden a la interpolación de los valores límites para 0.1 y 0.6 (1ra columna) y 0.2785 (3ra columna) obtenidos

$cvar1 := 0.1 \quad x1 := 0.02949 \quad y1 := 0.0543 \quad z1 := 0.1772 \quad m1 := 0.00477 \quad n1 := 0.0409 \quad p1 := 0.0543$

$cvar2 := 0.6 \quad x2 := 0.00977 \quad y2 := 0.00977 \quad z2 := 0 \quad m2 := 0.003 \quad n2 := 0.00877 \quad p2 := 0.00977$

$c_{buscado} := 0.15$

$$a := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{x2 - x1}{cvar2 - cvar1}\right) + x1 \qquad a = 0.02752$$

$$b := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{y2 - y1}{cvar2 - cvar1}\right) + y1 \qquad b = 0.04985$$

$$c := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{z2 - z1}{cvar2 - cvar1}\right) + z1 \qquad c = 0.15948$$

$$IO := \left(c_{buscado} - cvar1\right) \cdot \left(\frac{m2 - m1}{cvar2 - cvar1}\right) + m1 \qquad IO = 0.00459$$

$$LS := \left(c_{buscado} - cvar1\right) \cdot \left(\frac{n2 - n1}{cvar2 - cvar1}\right) + n1 \qquad LS = 0.03769$$

$$CP := \left(c_{buscado} - cvar1\right) \cdot \left(\frac{p2 - p1}{cvar2 - cvar1}\right) + p1 \qquad CP = 0.04985$$

Todos los parámetros de modelación se obtienen siguiendo este procedimiento para cada nivel de carga axial, a continuación se muestran los resultados obtenidos para todas las columnas:

		Columna:		C-1	Pisos:		1-5
Punto	**P, tonf**	**a, rad**	**b, rad**	**c**	**IO, rad**	**LS, rad**	**CP, rad**
1	33.60	0.02944	0.05417	0.1767	0.00477	0.04081	0.05417
2	50.40	0.02747	0.04973	0.15903	0.00459	0.03761	0.04973
3	67.20	0.02551	0.04529	0.14136	0.00442	0.0344	0.04529
4	84.00	0.02354	0.04085	0.12369	0.00424	0.0312	0.04085
5	100.80	0.02157	0.03641	0.10602	0.00406	0.02799	0.03641
6	117.60	0.01961	0.03197	0.08835	0.00389	0.02479	0.03197
7	134.40	0.01764	0.02753	0.07068	0.00371	0.02159	0.02753
8	151.20	0.01567	0.02309	0.05301	0.00353	0.01838	0.02309
9	168.00	0.0137	0.01865	0.03534	0.00335	0.01518	0.01865
10	184.80	0.01174	0.01421	0.01767	0.00318	0.01197	0.01421
11	201.60	0.00977	0.00977	0	0.003	0.00877	0.00977

		Columna:		C-1	Pisos:		6-8
Punto	**P, tonf**	**a, rad**	**b, rad**	**c**	**IO, rad**	**LS, rad**	**CP, rad**
1	33.60	0.032	0.06	0.2	0.005	0.045	0.06
2	50.40	0.0298	0.055	0.18	0.0048	0.0414	0.055
3	67.20	0.0276	0.05	0.16	0.0046	0.0378	0.05
4	84.00	0.0254	0.045	0.14	0.0044	0.0342	0.045
5	100.80	0.0232	0.04	0.12	0.0042	0.0306	0.04
6	117.60	0.021	0.035	0.1	0.004	0.027	0.035
7	134.40	0.0188	0.03	0.08	0.0038	0.0234	0.03
8	151.20	0.0166	0.025	0.06	0.0036	0.0198	0.025
9	168.00	0.0144	0.02	0.04	0.0034	0.0162	0.02
10	184.80	0.0122	0.015	0.02	0.0032	0.0126	0.015
11	201.60	0.01	0.01	0	0.003	0.009	0.01

		Columna:		C-2	Pisos:		1-5
Punto	**P, tonf**	**a, rad**	**b, rad**	**c**	**IO, rad**	**LS, rad**	**CP, rad**
1	33.60	0.02949	0.0543	0.1772	0.00477	0.0409	0.0543
2	50.40	0.02752	0.04985	0.15948	0.00459	0.03769	0.04985
3	67.20	0.02555	0.04539	0.14176	0.00442	0.03447	0.04539
4	84.00	0.02357	0.04094	0.12404	0.00424	0.03126	0.04094
5	100.80	0.0216	0.03649	0.10632	0.00406	0.02805	0.03649
6	117.60	0.01963	0.03204	0.0886	0.00389	0.02484	0.03204
7	134.40	0.01766	0.02758	0.07088	0.00371	0.02162	0.02758
8	151.20	0.01569	0.02313	0.05316	0.00353	0.01841	0.02313
9	168.00	0.01371	0.01868	0.03544	0.00335	0.0152	0.01868
10	184.80	0.01174	0.01422	0.01772	0.00318	0.01198	0.01422
11	201.60	0.00977	0.00977	0	0.003	0.00877	0.00977

		Columna:		C-2	Pisos:		6-8
Punto	**P, tonf**	**a, rad**	**b, rad**	**c**	**IO, rad**	**LS, rad**	**CP, rad**
1	33.60	0.032	0.06	0.2	0.005	0.045	0.06
2	50.40	0.0298	0.055	0.18	0.0048	0.0414	0.055
3	67.20	0.0276	0.05	0.16	0.0046	0.0378	0.05
4	84.00	0.0254	0.045	0.14	0.0044	0.0342	0.045
5	100.80	0.0232	0.04	0.12	0.0042	0.0306	0.04
6	117.60	0.021	0.035	0.1	0.004	0.027	0.035
7	134.40	0.0188	0.03	0.08	0.0038	0.0234	0.03
8	151.20	0.0166	0.025	0.06	0.0036	0.0198	0.025
9	168.00	0.0144	0.02	0.04	0.0034	0.0162	0.02
10	184.80	0.0122	0.015	0.02	0.0032	0.0126	0.015
11	201.60	0.01	0.01	0	0.003	0.009	0.01

		Columna:		C-3	Pisos:		1-5
Punto	**P, tonf**	**a, rad**	**b, rad**	**c**	**IO, rad**	**LS, rad**	**CP, rad**
1	33.60	0.02743	0.0496	0.15842	0.00458	0.03751	0.0496
2	50.40	0.02565	0.0456	0.14258	0.00442	0.03462	0.0456
3	67.20	0.02386	0.0416	0.12674	0.00426	0.03172	0.0416
4	84.00	0.02208	0.03759	0.11089	0.00411	0.02883	0.03759
5	100.80	0.02029	0.03359	0.09505	0.00395	0.02594	0.03359
6	117.60	0.01851	0.02959	0.07921	0.00379	0.02305	0.02959
7	134.40	0.01672	0.02559	0.06337	0.00363	0.02015	0.02559
8	151.20	0.01494	0.02159	0.04753	0.00347	0.01726	0.02159
9	168.00	0.01315	0.01758	0.03168	0.00332	0.01437	0.01758
10	184.80	0.01137	0.01358	0.01584	0.00316	0.01147	0.01358
11	201.60	0.00958	0.00958	0	0.003	0.00858	0.00958

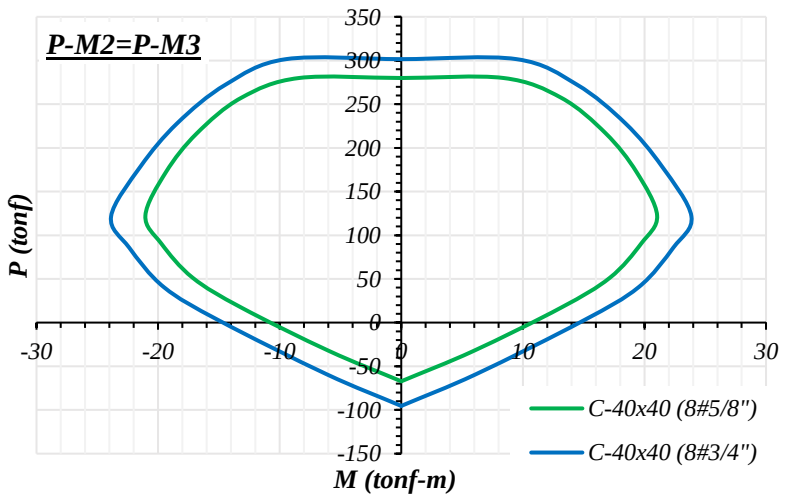
		Columna:		C-3	Pisos:		6-8
Punto	**P, tonf**	**a, rad**	**b, rad**	**c**	**IO, rad**	**LS, rad**	**CP, rad**
1	33.60	0.03162	0.05913	0.19651	0.00497	0.04437	0.05913
2	50.40	0.02946	0.05421	0.17686	0.00477	0.04083	0.05421
3	67.20	0.02729	0.0493	0.15721	0.00458	0.03729	0.0493
4	84.00	0.02513	0.04438	0.13756	0.00438	0.03375	0.04438
5	100.80	0.02296	0.03947	0.11791	0.00418	0.03021	0.03947
6	117.60	0.0208	0.03455	0.09826	0.00399	0.02667	0.03455
7	134.40	0.01863	0.02963	0.0786	0.00379	0.02313	0.02963
8	151.20	0.01647	0.02472	0.05895	0.00359	0.01959	0.02472
9	168.00	0.0143	0.0198	0.0393	0.00339	0.01605	0.0198
10	184.80	0.01214	0.01489	0.01965	0.0032	0.01251	0.01489
11	201.60	0.00997	0.00997	0	0.003	0.00897	0.00997

		Columna:		C-4	Pisos:		1-5
Punto	**P, tonf**	**a, rad**	**b, rad**	**c**	**IO, rad**	**LS, rad**	**CP, rad**
1	33.60	0.02977	0.05494	0.17974	0.0048	0.04135	0.05494
2	50.40	0.02777	0.05043	0.16177	0.00462	0.0381	0.05043
3	67.20	0.02578	0.04591	0.14379	0.00444	0.03484	0.04591
4	84.00	0.02378	0.0414	0.12582	0.00426	0.03159	0.0414
5	100.80	0.02178	0.03688	0.10784	0.00408	0.02833	0.03688
6	117.60	0.01979	0.03237	0.08987	0.0039	0.02508	0.03237
7	134.40	0.01779	0.02786	0.0719	0.00372	0.02182	0.02786
8	151.20	0.01579	0.02334	0.05392	0.00354	0.01857	0.02334
9	168.00	0.01379	0.01883	0.03595	0.00336	0.01531	0.01883
10	184.80	0.0118	0.01431	0.01797	0.00318	0.01206	0.01431
11	201.60	0.0098	0.0098	0	0.003	0.0088	0.0098

		Columna:		C-4	Pisos:		6-8
Punto	**P, tonf**	**a, rad**	**b, rad**	**c**	**IO, rad**	**LS, rad**	**CP, rad**
1	33.60	0.032	0.06	0.2	0.005	0.045	0.06
2	50.40	0.0298	0.055	0.18	0.0048	0.0414	0.055
3	67.20	0.0276	0.05	0.16	0.0046	0.0378	0.05
4	84.00	0.0254	0.045	0.14	0.0044	0.0342	0.045
5	100.80	0.0232	0.04	0.12	0.0042	0.0306	0.04
6	117.60	0.021	0.035	0.1	0.004	0.027	0.035
7	134.40	0.0188	0.03	0.08	0.0038	0.0234	0.03
8	151.20	0.0166	0.025	0.06	0.0036	0.0198	0.025
9	168.00	0.0144	0.02	0.04	0.0034	0.0162	0.02
10	184.80	0.0122	0.015	0.02	0.0032	0.0126	0.015
11	201.60	0.01	0.01	0	0.003	0.009	0.01

		Columna:		C-5	Pisos:		1-5
Punto	**P, tonf**	**a, rad**	**b, rad**	**c**	**IO, rad**	**LS, rad**	**CP, rad**
1	33.60	0.02763	0.05008	0.16031	0.0046	0.03786	0.05008
2	50.40	0.02583	0.04603	0.14428	0.00444	0.03493	0.04603
3	67.20	0.02402	0.04198	0.12825	0.00428	0.03201	0.04198
4	84.00	0.02222	0.03794	0.11222	0.00412	0.02908	0.03794
5	100.80	0.02042	0.03389	0.09619	0.00396	0.02616	0.03389
6	117.60	0.01862	0.02984	0.08016	0.0038	0.02323	0.02984
7	134.40	0.01681	0.02579	0.06412	0.00364	0.0203	0.02579
8	151.20	0.01501	0.02174	0.04809	0.00348	0.01738	0.02174
9	168.00	0.01321	0.0177	0.03206	0.00332	0.01445	0.0177
10	184.80	0.0114	0.01365	0.01603	0.00316	0.01153	0.01365
11	201.60	0.0096	0.0096	0	0.003	0.0086	0.0096

		Columna:		C-5	Pisos:		6-8
Punto	**P, tonf**	**a, rad**	**b, rad**	**c**	**IO, rad**	**LS, rad**	**CP, rad**
1	33.60	0.032	0.06	0.2	0.005	0.045	0.06
2	50.40	0.0298	0.055	0.18	0.0048	0.0414	0.055
3	67.20	0.0276	0.05	0.16	0.0046	0.0378	0.05
4	84.00	0.0254	0.045	0.14	0.0044	0.0342	0.045
5	100.80	0.0232	0.04	0.12	0.0042	0.0306	0.04
6	117.60	0.021	0.035	0.1	0.004	0.027	0.035
7	134.40	0.0188	0.03	0.08	0.0038	0.0234	0.03
8	151.20	0.0166	0.025	0.06	0.0036	0.0198	0.025
9	168.00	0.0144	0.02	0.04	0.0034	0.0162	0.02
10	184.80	0.0122	0.015	0.02	0.0032	0.0126	0.015
11	201.60	0.01	0.01	0	0.003	0.009	0.01



Rótula Plástica por flexocompresión en Muros de Corte

Diagramas Momento-Rotación P-1@P-4 (PISO 1)

1. Rótula por flexión Eje Fuerte (M3)

$t_w := 25\ cm$ — *Espesor del alma del muro, in*

$l_w := 300\ cm$ — *Longitud total del muro en la dirección del cortante, in*

$A_s := 10 \cdot 2.84\ cm^2$ — *Área de refuerzo a tracción, in²*

$A'_s := 10 \cdot 2.84\ cm^2$ — *Área de refuerzo a compresión, in²*

$V_1 := 88.03\ tonnef$ — *Cortante de diseño P-1, lb*

$V_2 := 99.10\ tonnef$ — *Cortante de diseño P-2, lb*

$V_3 := 85.18\ tonnef$ — *Cortante de diseño P-3, lb*

$V_4 := 96.08\ tonnef$ — *Cortante de diseño P-4, lb*

$s := 10\ cm$ — *Estribo ϕ 3/8" (Elementos de borde)*

$f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$\beta_1 := 0.85$

$f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$E_s := 2 \cdot 10^6\ \frac{kgf}{cm^2}$

Elementos de borde:

[b]A boundary element shall be considered confined where transverse reinforcement exceeds 75% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed $8d_b$. It shall be permitted to take modeling parameters and acceptance criteria as 80% of confined values where boundary elements have at least 50% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed $8d_b$. Otherwise, boundary elements shall be considered not confined.

$d_b := \frac{3}{4}\ in$ $\quad s_{máx} := 8\ d_b = 15.24\ cm \quad > \quad s = 10\ cm$ $\quad \therefore$ *Se consideran confinados*

a. P1=0.10f'cAg

$A_g := t_w \cdot l_w = 7500\ cm^2$

$P := 0.10\ f'_c \cdot A_g = 157.5\ tonnef$

Condición i (Tabla 10-19)

$$\frac{(A_s - A'_s) \cdot f_y + P}{t_w \cdot l_w \cdot f'_c} = 0.1$$

$$\frac{V_1}{t_w \cdot l_w \cdot \sqrt{f'_c}} = \frac{194072.9294}{9.8425 \cdot 118.1102 \cdot \sqrt{2986.9021}} = 3.0547 \quad < 4$$

$$\frac{V_2}{t_w \cdot l_w \cdot \sqrt{f'_c}} = \frac{218478.1018}{9.8425 \cdot 118.1102 \cdot \sqrt{2986.9021}} = 3.4388 \quad < 4$$

$$\frac{V_3}{t_w \cdot l_w \cdot \sqrt{f'_c}} = \frac{187789.7549}{9.8425 \cdot 118.1102 \cdot \sqrt{2986.9021}} = 2.9558 \quad < 4$$

$$\frac{V_4}{t_w \cdot l_w \cdot \sqrt{f'_c}} = \frac{211820.1415}{9.8425 \cdot 118.1102 \cdot \sqrt{2986.9021}} = 3.334 \quad < 4$$

Conversiones:

$P = 347228.0629\ lbf$

$t_w = 9.8425\ in$

$l_w = 118.1102\ in$

$f'_c = 2986.9021\ \frac{lbf}{in^2}$

$V_1 = 194072.9294\ lbf$

$V_2 = 218478.1018\ lbf$

$V_3 = 187789.7549\ lbf$

$V_4 = 211820.1415\ lbf$

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—R/C Shear Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation[a] (radians) Performance Level		
			a	*b*	*c*	IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c'}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$	Confined Boundary[b]	0.015					
≤0.1	≤4	Yes	0.010	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.009	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.005	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.008	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.006	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.003	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004

De la Tabla, los parámetros de modelación corresponden a la primera fila:

$a := 0.010 \qquad b := 0.020 \qquad c := 0.75 \qquad IO := 0.005 \qquad LS := 0.015 \qquad CP := 0.020$

b. P2=0.15f'cAg

$P := 0.15\ f'_c \cdot A_g = 236.25\ tonnef$

Condición i (Tabla 10-19)

$$\frac{(A_s - A'_s)\cdot f_y + P}{t_w \cdot l_w \cdot f'_c} = 0.15$$

De la Tabla, los parámetros de modelación corresponden a la interpolación de la primera y tercera fila:

$cvar1 := 0.1 \qquad x1 := 0.010 \qquad y1 := 0.020 \qquad z1 := 0.75 \qquad m1 := 0.005 \qquad n1 := 0.015 \qquad p1 := 0.020$

$cvar2 := 0.25 \qquad x2 := 0.005 \qquad y2 := 0.012 \qquad z2 := 0.60 \qquad m2 := 0.003 \qquad n2 := 0.009 \qquad p2 := 0.012$

$c_{buscado} := 0.15$

$$a := (c_{buscado} - cvar1)\cdot\left(\frac{x2 - x1}{cvar2 - cvar1}\right) + x1 \qquad a = 0.0083$$

$$b := (c_{buscado} - cvar1)\cdot\left(\frac{y2 - y1}{cvar2 - cvar1}\right) + y1 \qquad b = 0.0173$$

$$c := (c_{buscado} - cvar1)\cdot\left(\frac{z2 - z1}{cvar2 - cvar1}\right) + z1 \qquad c = 0.7$$

$$IO := (c_{buscado} - cvar1)\cdot\left(\frac{m2 - m1}{cvar2 - cvar1}\right) + m1 \qquad IO = 0.0043$$

$$LS := (c_{buscado} - cvar1)\cdot\left(\frac{n2 - n1}{cvar2 - cvar1}\right) + n1 \qquad LS = 0.013$$

$$CP := (c_{buscado} - cvar1)\cdot\left(\frac{p2 - p1}{cvar2 - cvar1}\right) + p1 \qquad CP = 0.0173$$

El procedimiento es el mismo para cada nivel de carga axial, a continuación se muestran los resultados obtenidos para todos los muros de corte:

Punto	P, tonf	a, rad	b, rad	c	IO, rad	LS, rad	CP, rad
1	157.50	0.01	0.02	0.75	0.005	0.015	0.02
2	236.25	0.0083	0.0173	0.7	0.0043	0.013	0.0173
3	315.00	0.0067	0.0147	0.65	0.0037	0.011	0.0147
4	393.75	0.005	0.012	0.6	0.003	0.009	0.012
5	472.50	0.005	0.012	0.6	0.003	0.009	0.012
6	551.25	0.005	0.012	0.6	0.003	0.009	0.012
7	630.00	0.005	0.012	0.6	0.003	0.009	0.012

2. Rótula por flexión Eje Débil (M2)

$b := 300\ cm$
$h := 25\ cm$
$A_s := (20 \cdot 2.84 + 6 \cdot 2 + 16 \cdot 0.71)\ cm^2 = 80.16\ cm^2$

$V_1 := 1.771\ tonnef$
$V_2 := 1.318\ tonnef$
$V_3 := 2.553\ tonnef$
$V_4 := 1.586\ tonnef$

$s := 10\ cm$ *estribo ϕ 3/8" (Zona de confinamiento)*
$A_b := 0.71\ cm^2$
$A_v := 2 \cdot A_b = 1.42\ cm^2$

a. P1=0.10f'cAg

$A_g := b \cdot h = 7500\ cm^2$

$P := 0.10\ f'_c \cdot A_g = 157.5\ tonnef$

Condición ii (Tabla 10-8)

$$\frac{P}{A_g \cdot f'_c} = 0.1$$

$$\rho := \frac{A_v}{b \cdot s} = 0.00047 \qquad < 0.0005$$

$$d := \left(h - 2.5\ cm - 0.5 \cdot \frac{3}{4}\ in\right) = 0.2155\ m$$

$$\frac{V_1}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}} = \frac{0.0174}{3 \cdot 0.2155 \cdot \sqrt{20.594}} = 0.0059 \qquad < 0.25$$

Conversiones:

$P = 1.5445\ MN$
$A_g = 0.75\ m^2$
$f'_c = 20.594\ MPa$

$$\frac{1.5445}{0.75 \cdot 20.594} = 0.1$$

$V_1 = 0.0174\ MN$
$V_2 = 0.0129\ MN$
$V_3 = 0.025\ MN$
$V_4 = 0.0156\ MN$

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions			Modeling Parameters[a]: Plastic Rotations Angle (radians)		Modeling Parameters[a]: Residual Strength Ratio	Acceptance Criteria[a]: Plastic Rotations Angle (radians), Performance Level		
			a	b	c	IO	LS	CP
Condition ii.[b]								
$\frac{P}{A_g f'_c}$ [c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ [d]						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

De la Tabla, los parámetros de modelación corresponden a la quinta fila:

$a := 0.012 \qquad b := 0.012 \qquad c := 0.2 \qquad IO := 0.005 \qquad LS := 0.007 \qquad CP := 0.008$

b. P2=0.15f'cAg

$P := 0.15\ f'_c \cdot A_g = 236.25\ tonnef$

Condición ii (Tabla 10-8)

$$\frac{P}{A_g \cdot f'_c} = 0.15$$

De la Tabla, los parámetros de modelación corresponden a la interpolación de la quinta y séptima fila:

$cvar1 := 0.1$ $x1 := 0.012$ $y1 := 0.012$ $z1 := 0.2$ $m1 := 0.005$ $n1 := 0.010$ $p1 := 0.012$

$cvar2 := 0.6$ $x2 := 0.004$ $y2 := 0.004$ $z2 := 0$ $m2 := 0.002$ $n2 := 0.003$ $p2 := 0.004$

$c_{buscado} := 0.15$

$$a := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{x2 - x1}{cvar2 - cvar1}\right) + x1 \qquad a = 0.0112$$

$$b := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{y2 - y1}{cvar2 - cvar1}\right) + y1 \qquad b = 0.0112$$

$$c := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{z2 - z1}{cvar2 - cvar1}\right) + z1 \qquad c = 0.18$$

$$IO := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{m2 - m1}{cvar2 - cvar1}\right) + m1 \qquad IO = 0.0047$$

$$LS := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{n2 - n1}{cvar2 - cvar1}\right) + n1 \qquad LS = 0.0093$$

$$CP := (c_{buscado} - cvar1) \cdot \left(\frac{p2 - p1}{cvar2 - cvar1}\right) + p1 \qquad CP = 0.0112$$

El procedimiento es el mismo para cada nivel de carga axial, a continuación se muestran los resultados obtenidos para todos los muros de corte:

Punto	P, tonf	a, rad	b, rad	c	IO, rad	LS, rad	CP, rad
1	157.50	0.012	0.012	0.2	0.005	0.007	0.008
2	236.25	0.0112	0.0112	0.18	0.0047	0.0093	0.0112
3	315.00	0.0104	0.0104	0.16	0.0044	0.0086	0.0104
4	393.75	0.0096	0.0096	0.14	0.0041	0.0079	0.0096
5	472.50	0.0088	0.0088	0.12	0.0038	0.0072	0.0088
6	551.25	0.008	0.008	0.1	0.0035	0.0065	0.008
7	630.00	0.0072	0.0072	0.08	0.0032	0.0058	0.0072

Diagramas Cortante-Desplazamiento P-1@P-4 (PISO 1)

1. Eje Fuerte (V2)

$t_w := 25\ cm$ *Espesor del alma del muro, in*

$l_w := 300\ cm$ *Longitud total del muro en la dirección del cortante, in*

$A_s := 10 \cdot 2.84\ cm^2$ *Área de refuerzo a tracción, in²*

$A'_s := 10 \cdot 2.84\ cm^2$ *Área de refuerzo a compresión, in²*

$V_1 := 88.03\ tonnef$ *Cortante de diseño P-1, lb*

$V_2 := 99.10\ tonnef$ *Cortante de diseño P-2, lb*

$V_3 := 85.18\ tonnef$ *Cortante de diseño P-3, lb*

$V_4 := 96.08\ tonnef$ *Cortante de diseño P-4, lb*

$f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$\beta_1 := 0.85$

$f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$E_s := 2 \cdot 10^6\ \frac{kgf}{cm^2}$

Para muros de corte donde el comportamiento inelástico es gobernado por corte, la carga axial debe ser menor que 0.15Agf'c

$A_g := t_w \cdot l_w = 7500\ cm^2$

$0.15\ f'_c \cdot A_g = 236.25\ tonnef$

$P := 0.15\ f'_c \cdot A_g = 236.25\ tonnef$

Condición i (Tabla 10-20)

$$\frac{(A_s - A'_s) \cdot f_y + P}{t_w \cdot l_w \cdot f'_c} = 0.15$$

Table 10-20. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—R/C Shear Walls and Associated Components Controlled by Shear

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians)[a]			Strength Ratio		Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians)[a] Performance Level		
	d	*e*	*g*	*c*	*f*	IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments[b]								
$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f'_c} \le 0.05$	1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.40	1.5	2.0
$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f'_c} > 0.05$	0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.75	1.0

De la Tabla, los parámetros de modelación corresponden a la segunda fila:

$d := 0.0075$ $e := 0.01$ $c := 0$ $IO := 0.004$ $LS := 0.0075$ $CP := 0.01$

En término de desplazamientos: $h = 3\ m$

$\Delta d := d \cdot h = 0.0225\ m$ $\Delta e := e \cdot h = 0.03\ m$ $c = 0$

$\Delta IO := IO \cdot h = 0.012\ m$ $\Delta LS := LS \cdot h = 0.0225\ m$ $\Delta CP := CP \cdot h = 0.03\ m$

2. Cortante de Fluencia Eje Fuerte (V2)

2.1 P-1 y P-3

$s := 0.175\ m$

$A_b := 0.71\ cm^2$

$A_v := 2 \cdot A_b = 1.42\ cm^2 \qquad t_w = 25\ cm$

$$\rho_h := \frac{A_v}{t_w \cdot s} = 0.0032$$

$A_{cw} := t_w \cdot l_w = 7500\ cm^2$

$V_s := A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y = 102.24\ tonnef$

$d := 0.8 \cdot l_w = 240\ cm$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot t_w \cdot d = \frac{0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 240}{1000} = 46.0826$$

$V_c := 46.0826\ tonnef$

$V_n := V_c + V_s = 148.3226\ tonnef$

2.2 P-2 y P-4

$s := 0.15\ m$

$A_b := 0.71\ cm^2$

$A_v := 2 \cdot A_b = 1.42\ cm^2 \qquad t_w = 25\ cm$

$$\rho_h := \frac{A_v}{t_w \cdot s} = 0.0038$$

$A_{cw} := t_w \cdot l_w = 7500\ cm^2$

$V_s := A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y = 119.28\ tonnef$

$d := 0.8 \cdot l_w = 240\ cm$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot t_w \cdot d = \frac{0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 240}{1000} = 46.0826$$

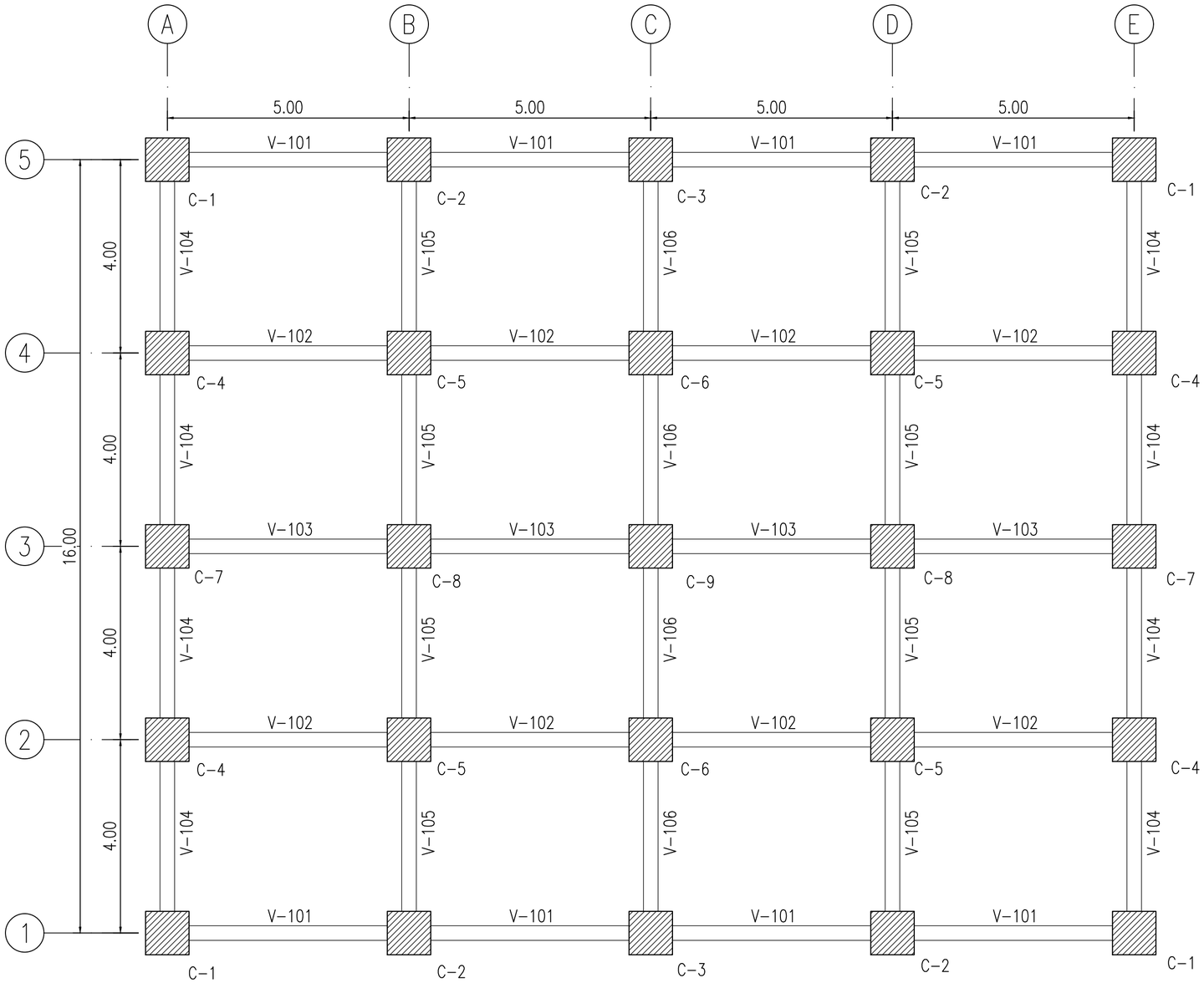
$V_c := 46.0826\ tonnef$

$V_n := V_c + V_s = 165.3626\ tonnef$

ANEXO N° 06

PLANOS

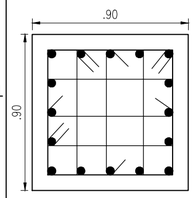
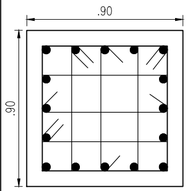
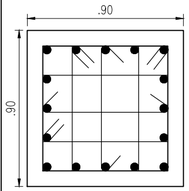
SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS



PLANTA TIPICA

ESCALA 1:75

CUADRO DE COLUMNAS

TIPO / NIVEL	C-1, C-2, C-3	C-4, C-5, C-6	C-7, C-8, C-9
1°- 8° NIVEL			
Refuerzo	16 ø 1"	16 ø 1"	16 ø 1"
Estribos	3 ⬡ +2 ⬭ 1/2"	3 ⬡ +2 ⬭ 1/2"	3 ⬡ +2 ⬭ 1/2"
	1@.05, 9@.10, Rto.@.20 C/E	1@.05, 9@.10, Rto.@.20 C/E	1@.05, 9@.10, Rto.@.20 C/E

DETALLE DE COLUMNAS

ESCALA 1:25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS EMPLEADAS EN EL DISEÑO: NTE E.020 (2006), NTE E.030 (2018), NTE E.060 (2009)

A. CONCRETO
- MUROS, COLUMNAS, VIGAS — f'c=210 kg/cm2

B. ACERO
- FIERRO CORRUGADO — fy=4200 kg/cm2, ASTM A615 – GRADO 60

C. RECUBRIMIENTOS
- COLUMNAS — 4 cm
- VIGAS ESTRUCTURALES — 4 cm

D. CARGAS
- ACABADOS Y PISOS — 0.10 tonf/m2
- TABIQUERÍA (1° AL 7° NIVEL) — 0.10 tonf/m2
- SOBRECARGA (TODOS LOS NIVELES) — 0.25 tonf/m2 (OFICINAS)

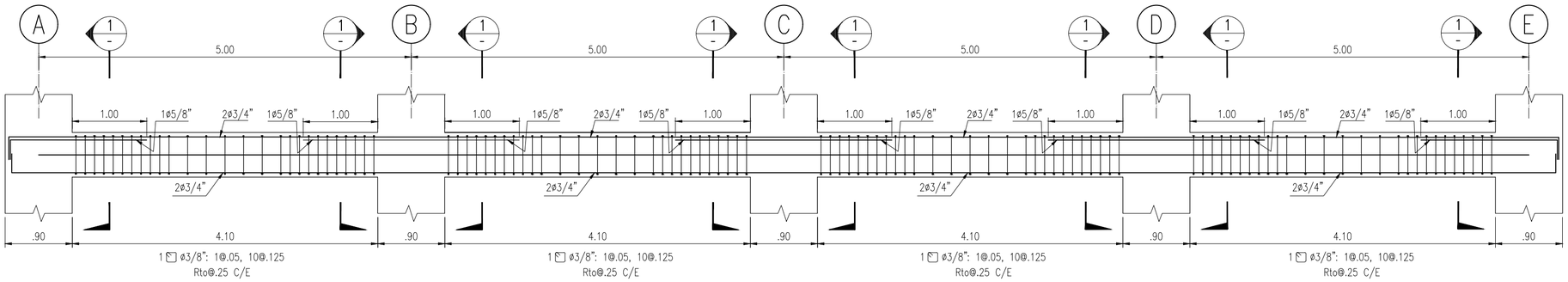
E. PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE
- FACTOR DE ZONA — Z=0.35 (ZONA 3)
- FACTOR DE SUELO — S=1.15, Tp=0.60 seg (S2)
- FACTOR DE USO — U=1.0 (EDIFIC. COMÚN)
- SISTEMA ESTRUCTURAL
  - PORTICOS (DIR. X-X)
  - PORTICOS (DIR. Y-Y)
- PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA (DEL ANÁLISIS DINÁMICO)
  - T_X=0.738 seg
  - T_Y=0.689 seg
- FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA
  - C_X=2.0325
  - C_Y=2.1771
- COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN R_0 — R_{0X} = R_{0Y} = 8
- IRREGULARIDAD EN PLANTA — I_{PX} = I_{PY} = 1
- IRREGULARIDAD EN ALTURA — I_{AX} = I_{AY} = 1
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN R — R_X = R_Y = 8
- CORTANTE BASAL DE DISEÑO (80% DEL CORTANTE ESTÁTICO-ESTRUCTURA REGULAR)
  - V_X=257.924 tonf
  - V_Y=276.267 tonf

F. ESTRUCTURA
- PESO SÍSMICO (100%CM + 25%CV) — 3152.764 tonf
- DERIVAS MÁXIMAS DE ENTREPISO — $H_{ENTREPISO}$=3.00 m

NIVEL	DIRECCIÓN X-X	DIRECCIÓN Y-Y
8	0.00283	0.00262
7	0.00387	0.00367
6	0.00504	0.00484
5	0.00606	0.00586
4	0.00672	0.00655
3	0.00674	0.00664
2	0.00568	0.00568
1	0.00266	0.00272

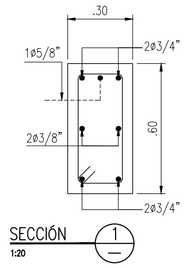
NOTA:
LOS PLANOS MUESTRAN EL DETALLE DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA EVALUAR EL DESEMPEÑO SISMICO: VIGAS Y COLUMNAS.

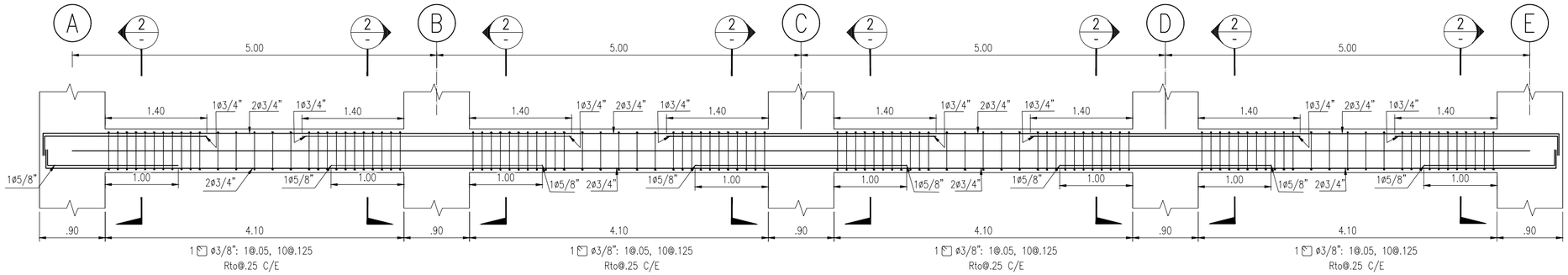
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	TESIS: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES DISEÑADO CON LA NORMA E.030	DIRECTOR DE TESIS: ING. HERBER FERNANDO CALLA ARANDA TESISTAS: BACH. JOHANNY FERNANDO CHOQUE SUCASACA BACH. EDWARD DEYVIZ LUQUE SOLIS	PLANO: ELEVACIÓN VIGAS EJES 1 Y 5 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS	ESCALA: INDICADA FECHA: JUNIO 2019 CÓDIGO PLANO: E-01 1 DE 12



V-101 (.30x.60)

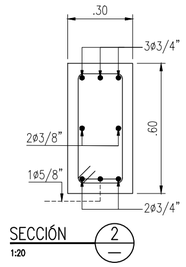
ESCALA 1:50

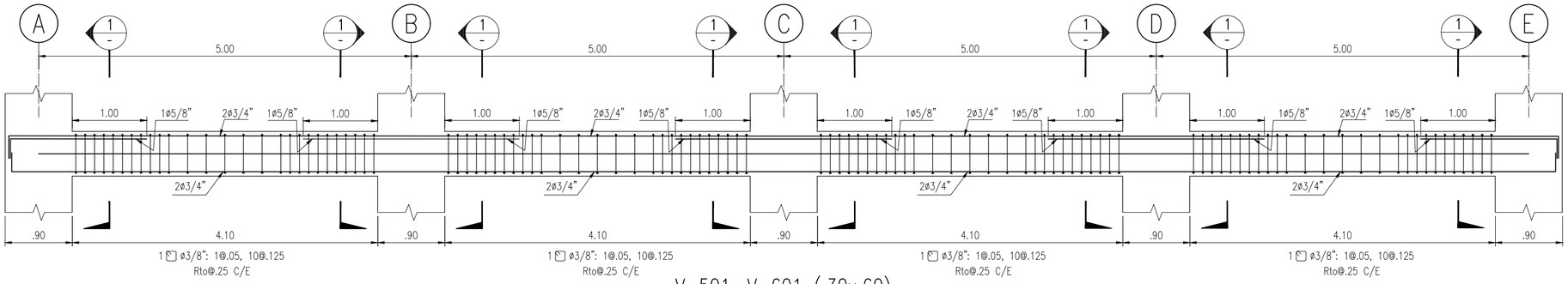




V-201, V-301, V-401 (.30x.60)

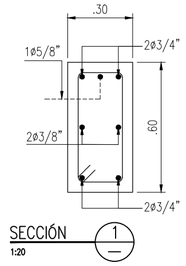
ESCALA 1:50

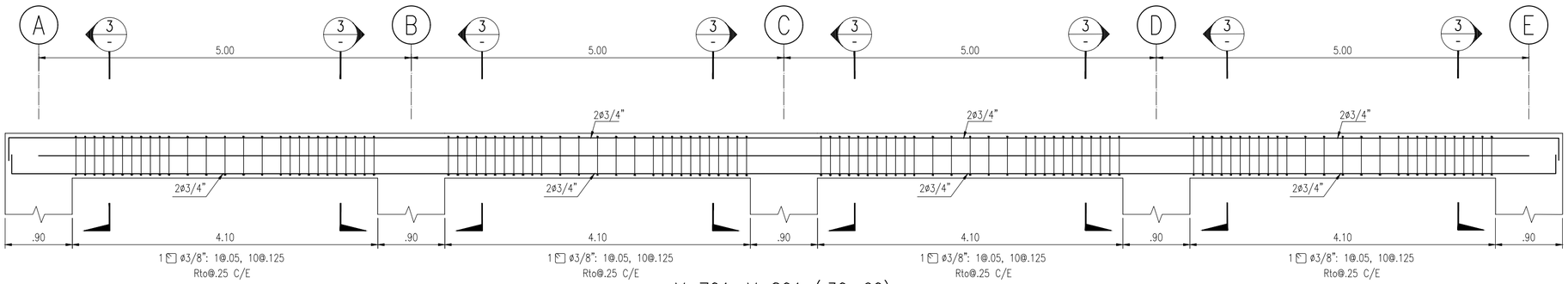




V-501, V-601 (.30x.60)

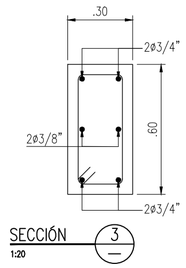
ESCALA 1:50





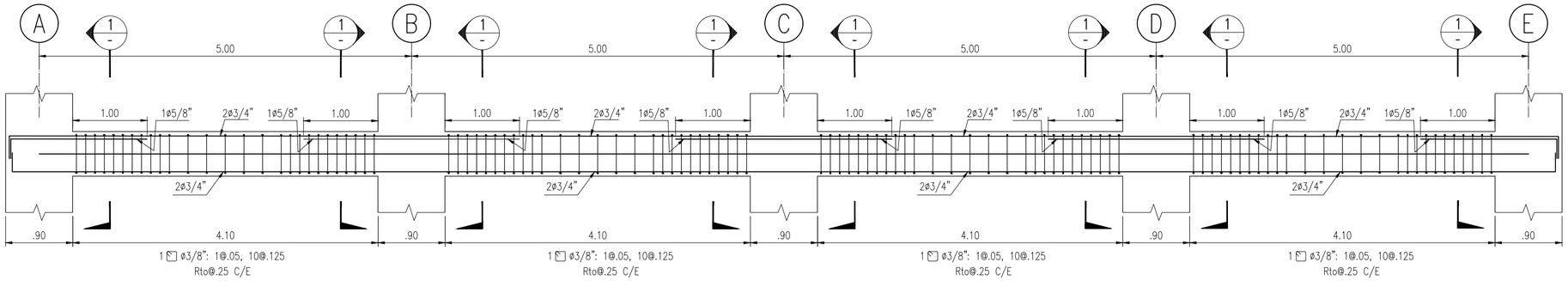
V-701, V-801 (.30x.60)

ESCALA 1:50



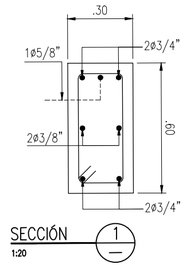
NOTA:
LOS PLANOS MUESTRAN EL DETALLE DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA EVALUAR EL DESEMPEÑO SISMICO: VIGAS Y COLUMNAS.

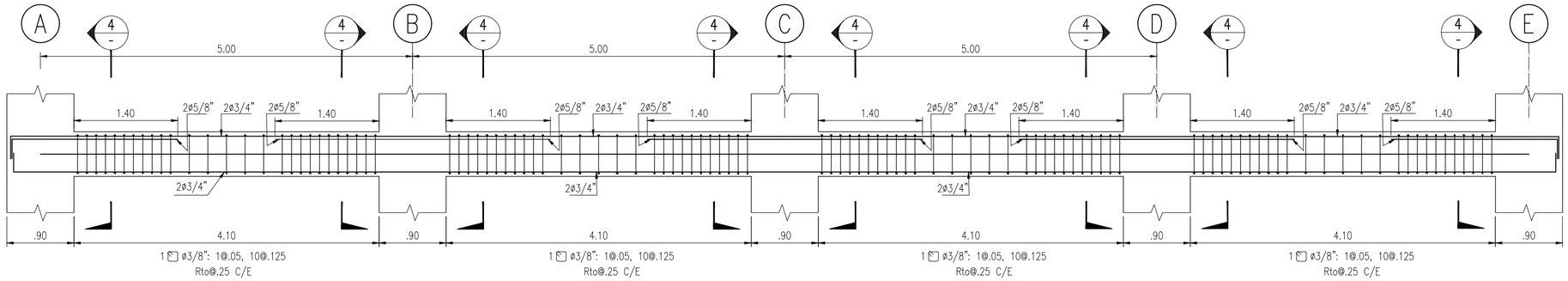
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	TESIS ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES DISEÑADO CON LA NORMA E.030	DIRECTOR DE TESIS ING. HERBER FERNANDO CALLA ARANDA TESISTAS BACH. JOHANNY FERNANDO CHOQUE SUCASACA BACH. EDWARD DEYVIZ LUQUE SOLIS	PLANO ELEVACIÓN VIGAS EJES 1 Y 5 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS	ESCALA INDICADA FECHA JUNIO 2019 CÓDIGO PLANO E-02 2 DE 12



V-102 (.30x.60)

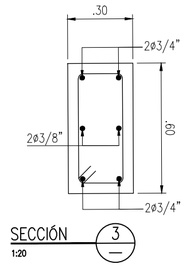
ESCALA 1:50

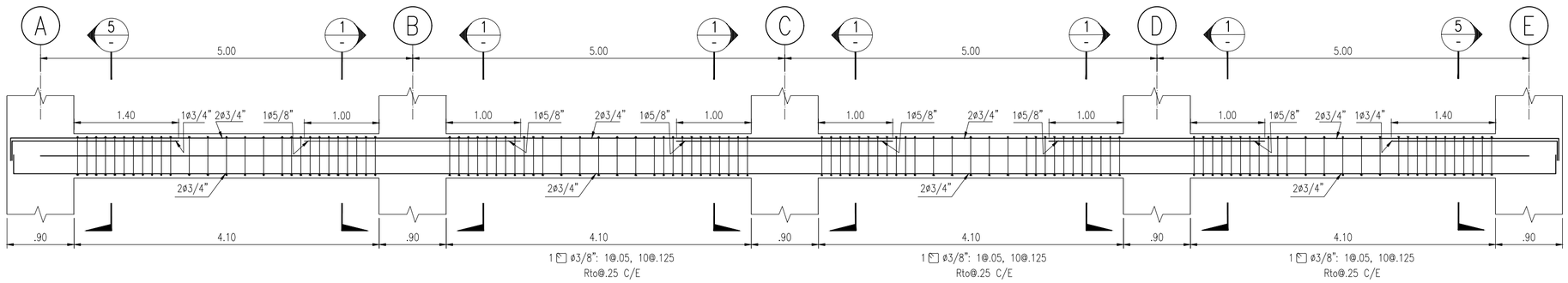




V-202, V-302, V-402 (.30x.60)

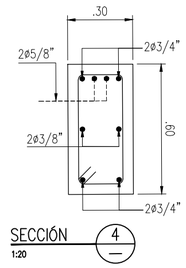
ESCALA 1:50

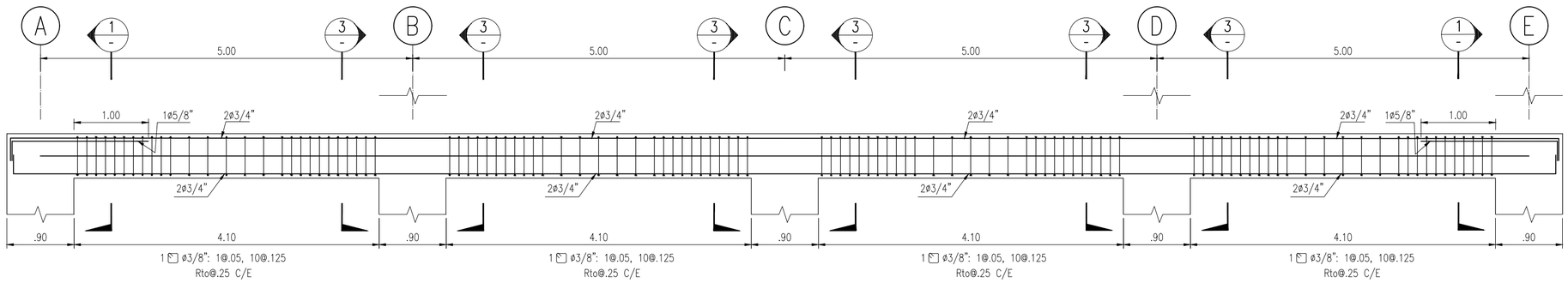




V-502, V-602 (.30x.60)

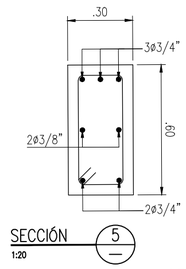
ESCALA 1:50





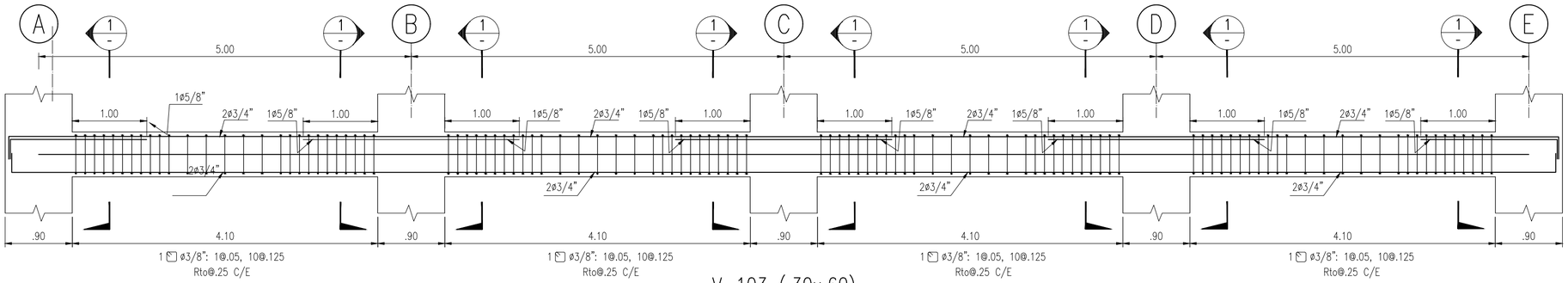
V-702, V-802 (.30x.60)

ESCALA 1:50



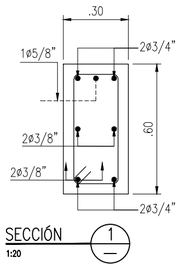
NOTA:
LOS PLANOS MUESTRAN EL DETALLE DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA EVALUAR EL DESEMPEÑO SISMICO: VIGAS Y COLUMNAS.

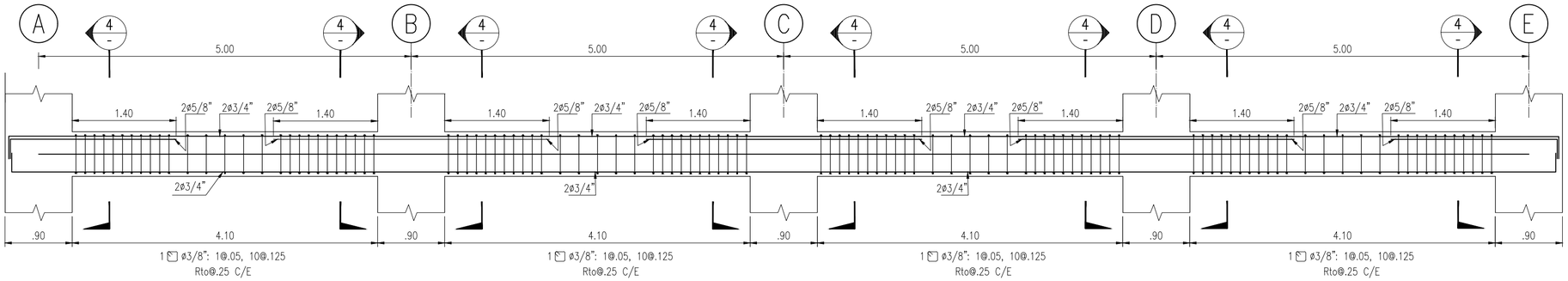
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	TESIS ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES DISEÑADO CON LA NORMA E.030	DIRECTOR DE TESIS ING. HERBER FERNANDO CALLA ARANDA TESISTAS BACH. JOHANNY FERNANDO CHOQUE SUCASACA BACH. EDWARD DEYVIZ LUQUE SOLIS	PLANO ELEVACIÓN VIGAS EJES 2 Y 4 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS	ESCALA INDICADA FECHA JUNIO 2019 CÓDIGO PLANO E-03 3 DE 12



V-103 (.30x.60)

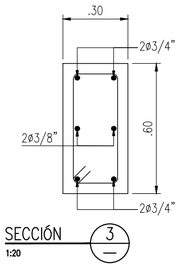
ESCALA 1:50

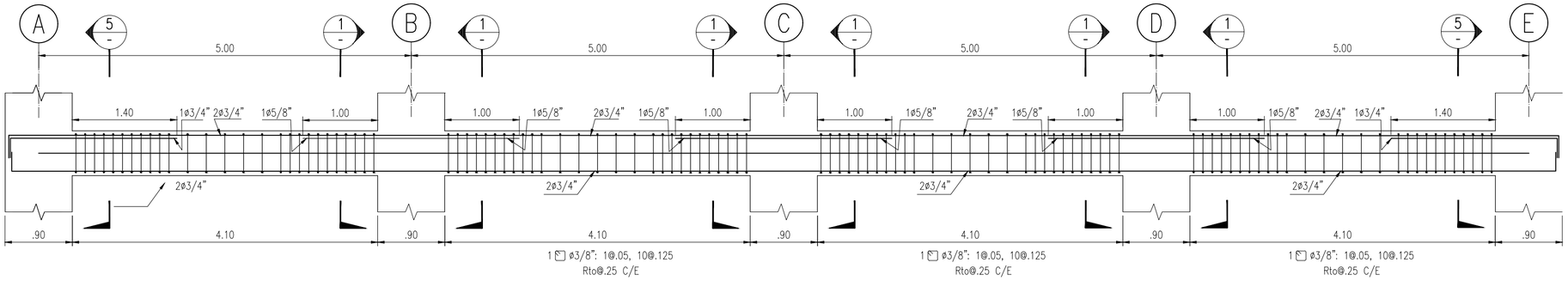




V-203, V-303, V-403 (.30x.60)

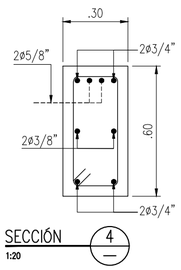
ESCALA 1:50

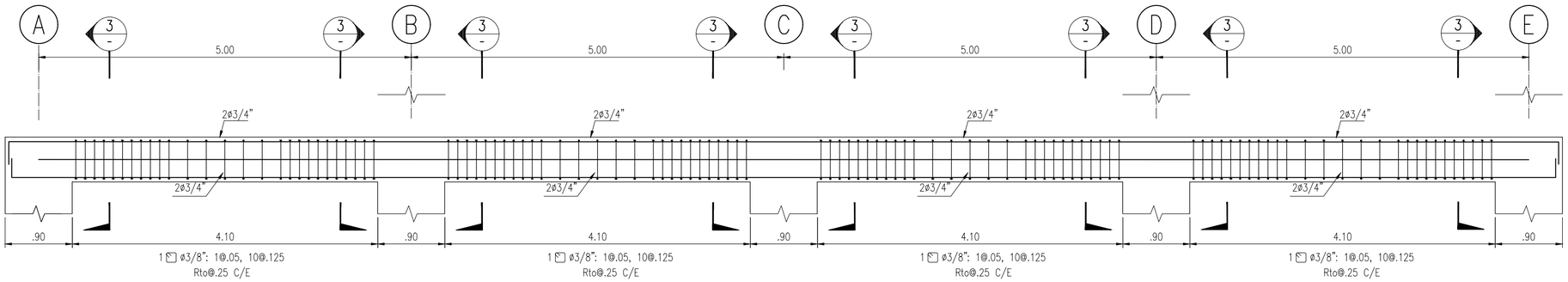




V-503, V-603 (.30x.60)

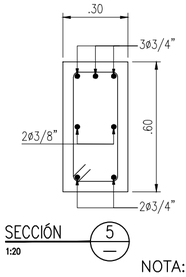
ESCALA 1:50





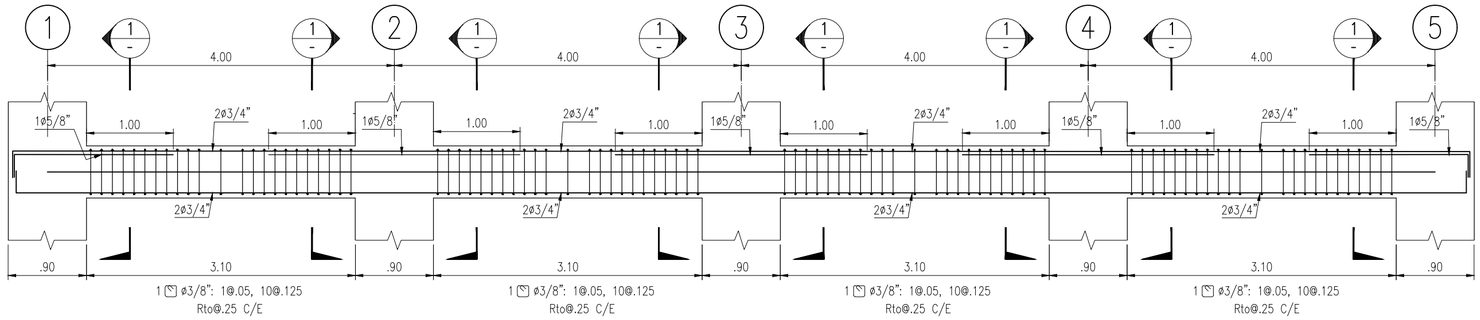
V-703, V-803 (.30x.60)

ESCALA 1:50



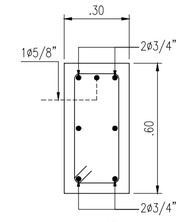
NOTA:
LOS PLANOS MUESTRAN EL DETALLE DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA EVALUAR EL DESEMPEÑO SISMICO: VIGAS Y COLUMNAS.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	TESIS ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES DISEÑADO CON LA NORMA E.030	DIRECTOR DE TESIS ING. HERBER FERNANDO CALLA ARANDA TESISTAS BACH. JOHANNY FERNANDO CHOQUE SUCASACA BACH. EDWARD DEYVIZ LUQUE SOLIS	PLANO ELEVACIÓN VIGAS EJE 3 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS	ESCALA INDICADA FECHA JUNIO 2019 CÓDIGO PLANO E-04 4 DE 12

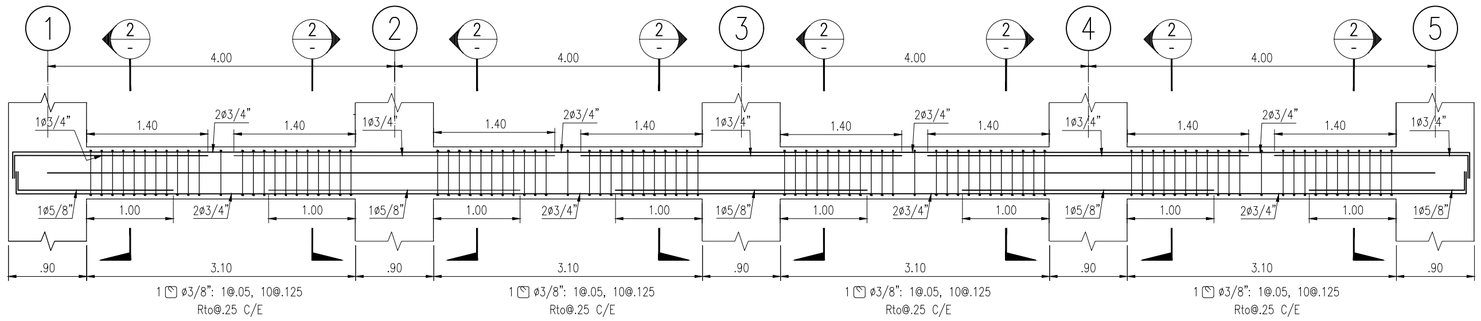


V–104; V–105; V–106 (.30x.60)

ESCALA 1:50

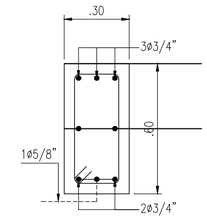


SECCIÓN 1/1
1:20

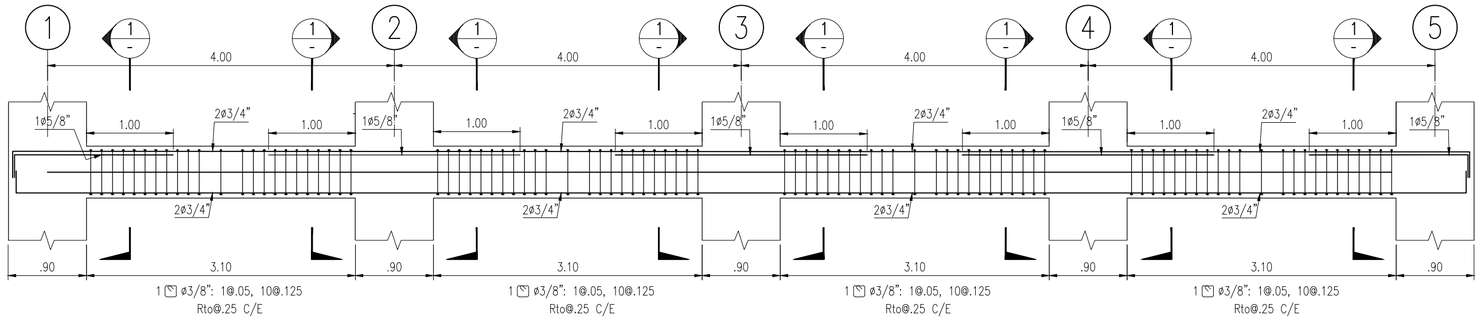


V–204, V–304, V–404; V–205, V–305, V–405;V–206, V–306, V–406 (.30x.60)

ESCALA 1:50

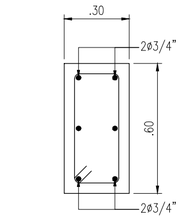


SECCIÓN 2/2
1:20

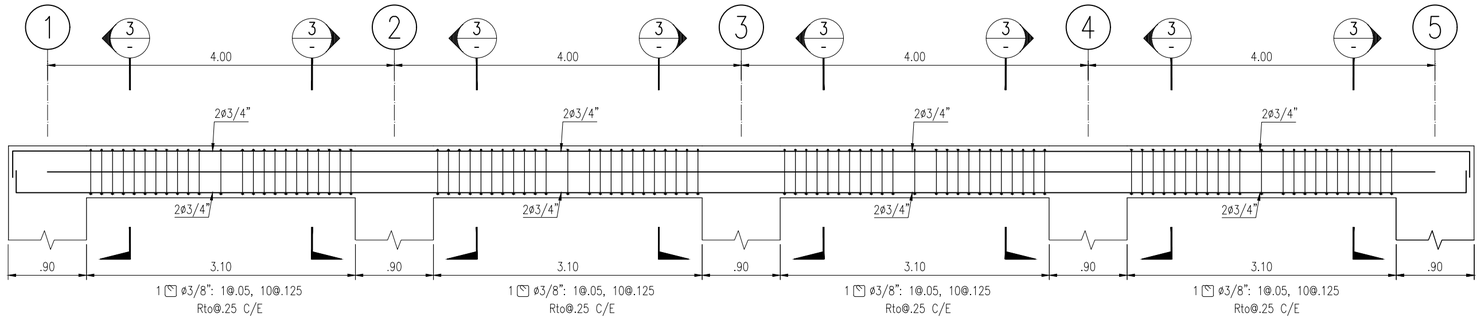


V–504, V–604; V–505, V–605; V–506, V–606 (.30x.60)

ESCALA 1:50



SECCIÓN 3/3
1:20



V–704, V–804; V–705, V–80; V–706, V–806 (.30x.60)

ESCALA 1:50

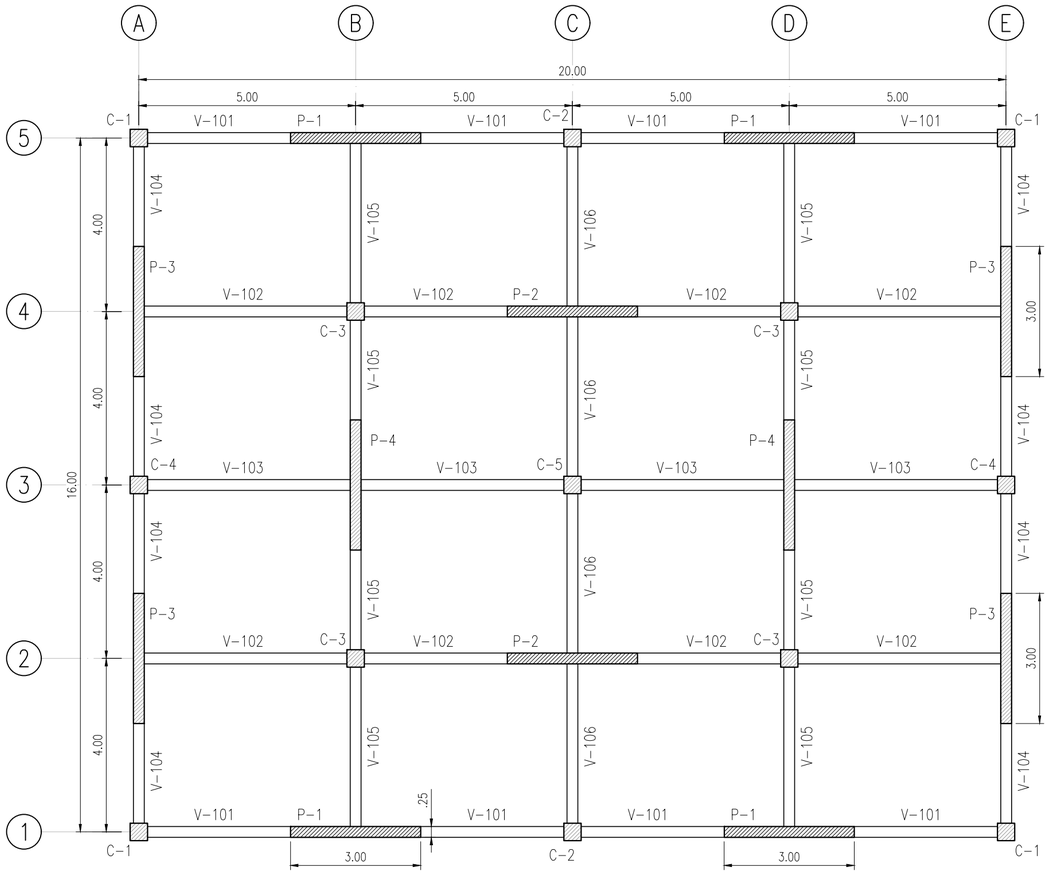
NOTA:
LOS PLANOS MUESTRAN EL DETALLE DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA EVALUAR EL DESEMPEÑO SISMICO: VIGAS Y COLUMNAS.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	TESIS ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES DISEÑADO CON LA NORMA E.030	DIRECTOR DE TESIS ING. HERBER FERNANDO CALLA ARANDA TESISTAS BACH. JOHANNY FERNANDO CHOQUE SUCASACA BACH. EDWARD DEYVIZ LUQUE SOLIS	PLANO ELEVACIÓN VIGAS EJES A, B, C, D Y E SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS	ESCALA INDICADA FECHA JUNIO 2019 CÓDIGO PLANO E-05 5 DE 12

ANEXO N° 07

PLANOS

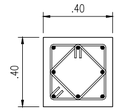
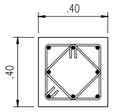
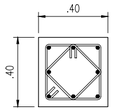
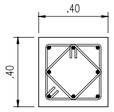
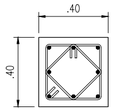
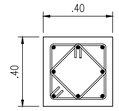
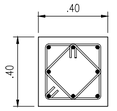
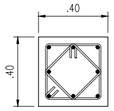
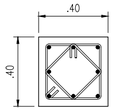
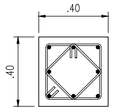
SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES



PLANTA TÍPICA

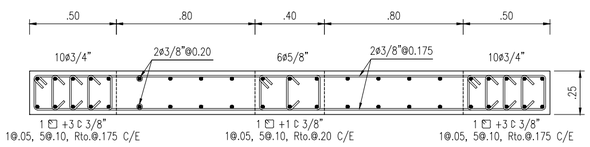
ESCALA 1:100

CUADRO DE COLUMNAS

TIPO / NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
1° AL 5°					
Refuerzo	8ø3/4"	8ø3/4"	8ø3/4"	8ø3/4""	8ø3/4"
Estribos	2 ⬚ 3/8": 1@.05, 5@.10, Rto.@.20 C/E	2 ⬚ 3/8": 1@.05, 5@.10, Rto.@.20 C/E	2 ⬚ 3/8": 1@.05, 5@.10, Rto.@.20 C/E	2 ⬚ 3/8": 1@.05, 5@.10, Rto.@.20 C/E	2 ⬚ 3/8": 1@.05, 5@.10, Rto.@.20 C/E
6° AL 8°					
Refuerzo	8ø5/8"	8ø3/4"	8ø3/4"	8ø3/4"	8ø5/8"
Estribos	2 ⬚ 3/8": 1@.05, 5@.10, Rto.@.20 C/E	2 ⬚ 3/8": 1@.05, 5@.10, Rto.@.20 C/E	2 ⬚ 3/8": 1@.05, 5@.10, Rto.@.20 C/E	2 ⬚ 3/8": 1@.05, 5@.10, Rto.@.20 C/E	2 ⬚ 3/8": 1@.05, 5@.10, Rto.@.20 C/E

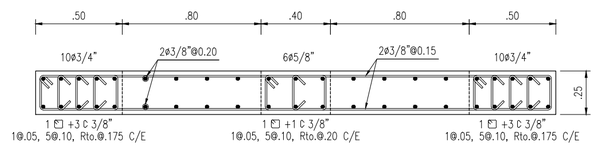
DETALLE COLUMNAS

ESCALA 1:25



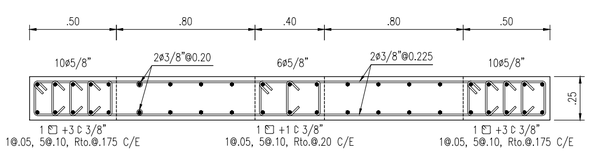
P-1, P-3 (1° Y 2° NIVEL)

ESCALA 1:25



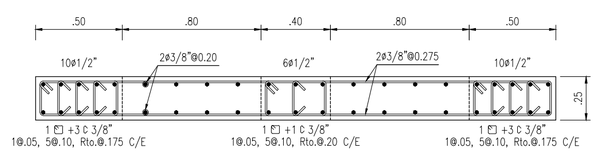
P-2, P-4 (1° Y 2° NIVEL)

ESCALA 1:25



P-1, P-2, P-3, P-4 (3°, 4° y 5° NIVEL)

ESCALA 1:25



P-1, P-2, P-3, P-4 (6°, 7° y 8° NIVEL)

ESCALA 1:25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS EMPLEADAS EN EL DISEÑO: NTE E.020 (2006), NTE E.030 (2018), NTE E.060 (2009)

A. CONCRETO
- MUROS, COLUMNAS, VIGAS — f'c=210 kg/cm2

B. ACERO
- FIERRO CORRUGADO — fy=4200 kg/cm2, ASTM A615 – GRADO 60

C. RECUBRIMIENTOS
- COLUMNAS, Y VIGAS ESTRUCTURALES — 4 cm
- MUROS ESTRUCTURALES — 2.5 cm

D. CARGAS
- ACABADOS Y PISOS — 0.10 tonf/m2
- TABIQUERÍA (1° AL 7° NIVEL) — 0.10 tonf/m2
- SOBRECARGA (TODOS LOS NIVELES) — 0.25 tonf/m2 (OFICINAS)

E. PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE
- FACTOR DE ZONA — Z=0.35 (ZONA 3)
- FACTOR DE SUELO — S=1.15, Tp=0.60 seg (S2)
- FACTOR DE USO — U=1.0 (EDIFIC. COMÚN)
- SISTEMA ESTRUCTURAL
  - MUROS ESTRUCTURALES (DIR. X–X)
  - MUROS ESTRUCTURALES (DIR. Y–Y)
- PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA (DEL ANÁLISIS DINÁMICO)
  - T_X=0.647 seg
  - T_Y=0.676 seg
- FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA
  - C_X=2.318
  - C_Y=2.219
- COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN R_0 — $R_{0X} = R_{0Y} = 6$
- IRREGULARIDAD EN PLANTA — $I_{PX} = I_{PY} = 1$
- IRREGULARIDAD EN ALTURA — $I_{AX} = I_{AY} = 1$
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN R — $R_X = R_Y = 6$
- CORTANTE BASAL DE DISEÑO (80% DEL CORTANTE ESTÁTICO–ESTRUCTURA REGULAR)
  - V_X=305.885 tonf
  - V_Y=292.763 tonf

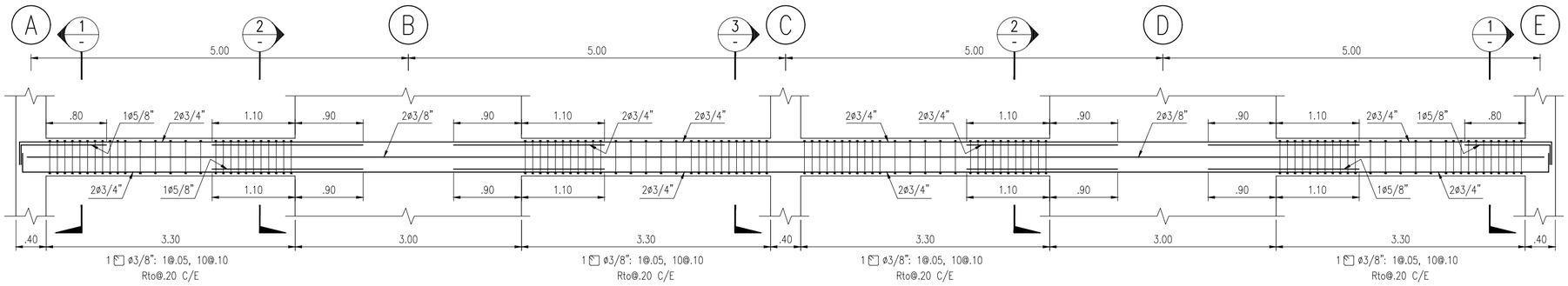
F. ESTRUCTURA
- PESO SÍSMICO (100%CM + 25%CV) — 2458.48 tonf
- DERIVAS MÁXIMAS DE ENTREPISO — $H_{ENTREPISO}$=3.00 m

NIVEL	DIRECCIÓN X–X	DIRECCIÓN Y–Y
8	0.00436	0.00487
7	0.00483	0.00533
6	0.00533	0.00580
5	0.00566	0.00608
4	0.00565	0.00601
3	0.00513	0.00540
2	0.00390	0.00406
1	0.00168	0.00173

NOTA:

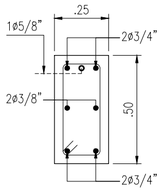
LOS PLANOS PRESENTADOS CONTIENEN ÚNICAMENTE EL RESULTADO DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NECESARIOS PARA REALIZAR LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO: COLUMNAS, MUROS DE CORTE Y VIGAS.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	TESIS: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES DISEÑADO CON LA NORMA E.030	DIRECTOR DE TESIS: ING. HERBER FERNANDO CALLA ARANDA TESISTAS: BACH. JOHANNY FERNANDO CHOQUE SUCASACA BACH. EDWARD DEYVIZ LUQUE SOLIS	PLANO: DETALLE DE COLUMNAS Y PLACAS SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES	ESCALA: INDICADA FECHA: JUNIO 2019 CÓDIGO PLANO: E-06 6 DE 12

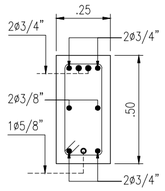


V-101, V-201 (.25x.50)

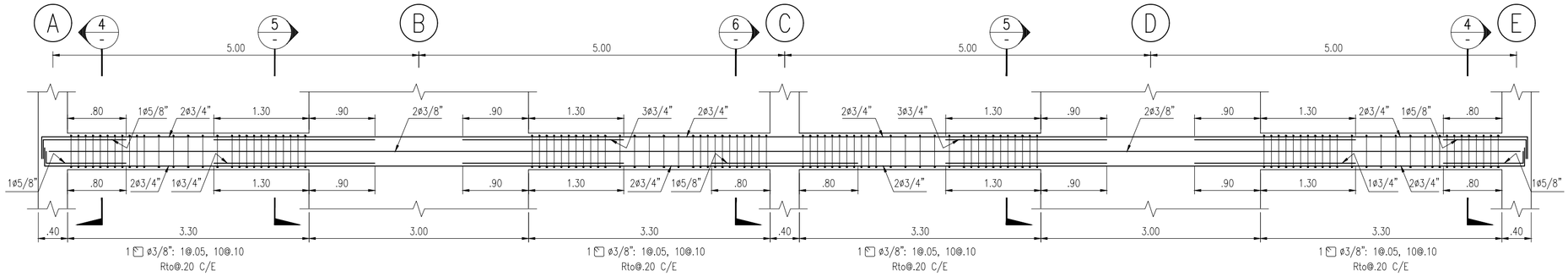
ESCALA 1:50



SECCIÓN 1 / 1:20

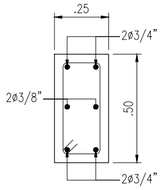


SECCIÓN 2 / 1:20

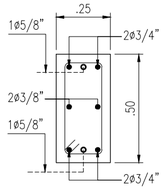


V-301, V-401, V-501 (.25x.50)

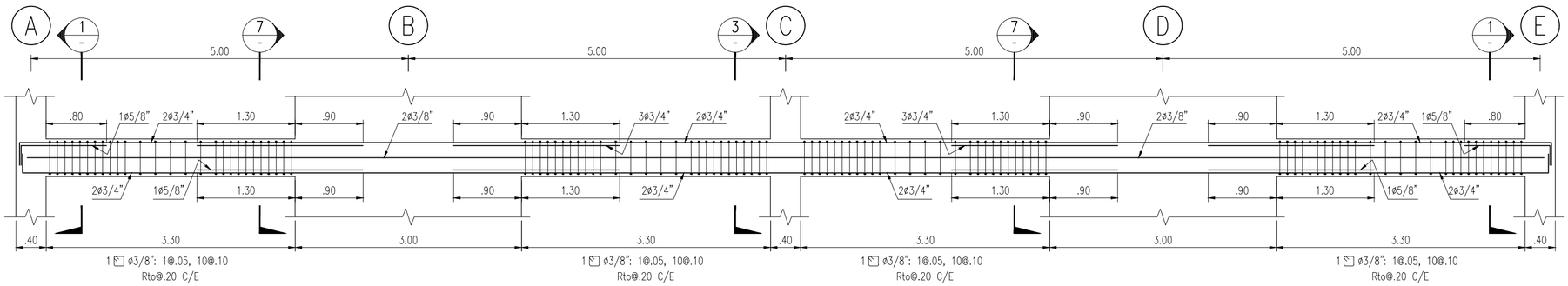
ESCALA 1:50



SECCIÓN 3 / 1:20

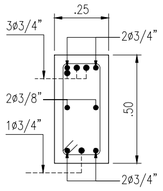


SECCIÓN 4 / 1:20

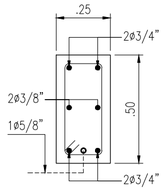


V-601, V-701 (.25x.50)

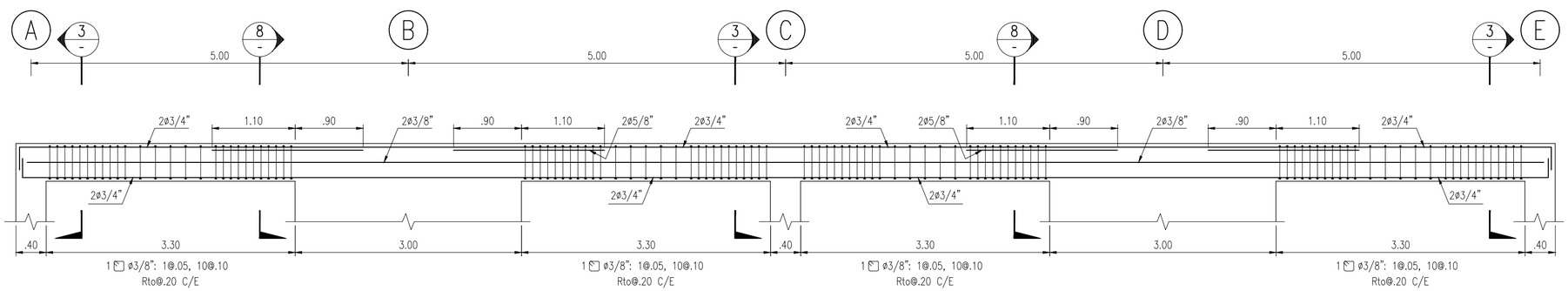
ESCALA 1:50



SECCIÓN 5 / 1:20

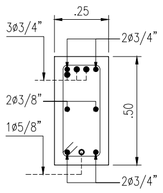


SECCIÓN 6 / 1:20

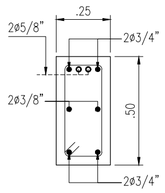


V-801 (.25x.50)

ESCALA 1:50



SECCIÓN 7 / 1:20

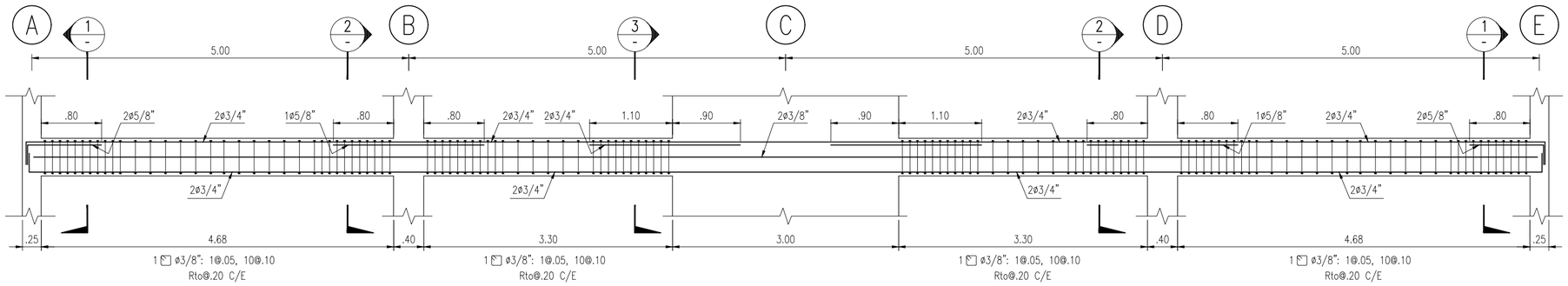


SECCIÓN 8 / 1:20

NOTA:

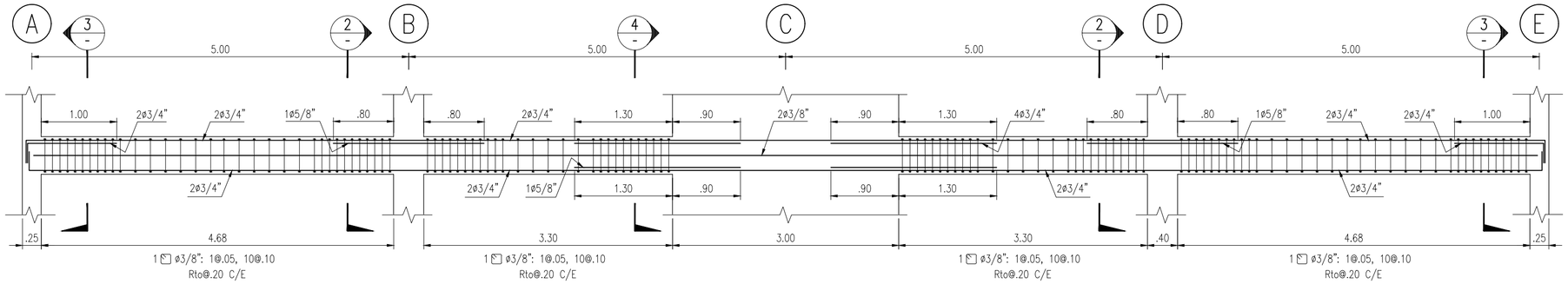
LOS PLANOS PRESENTADOS CONTIENEN ÚNICAMENTE EL RESULTADO DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NECESARIOS PARA REALIZAR LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO: COLUMNAS, MUROS DE CORTE Y VIGAS.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	TESIS ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES DISEÑADO CON LA NORMA E.030	DIRECTOR DE TESIS ING. HERBER FERNANDO CALLA ARANDA TESISTAS BACH. JOHANNY FERNANDO CHOQUE SUCASACA BACH. EDWARD DEYVIZ LUQUE SOLIS	PLANO ELEVACIÓN VIGAS EJES 1 Y 5 SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES	ESCALA INDICADA FECHA JUNIO 2019 CÓDIGO PLANO E-07 7 DE 12



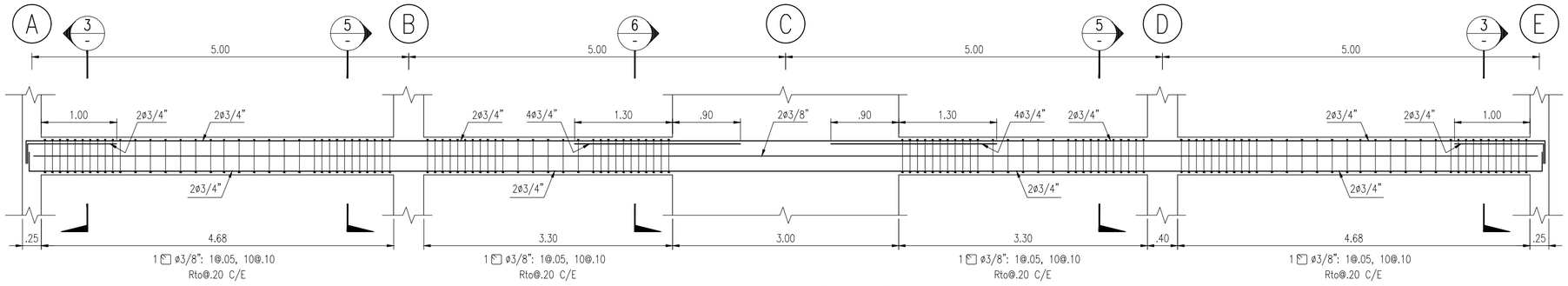
V–102, V–202 (.25x.50)

ESCALA 1:50



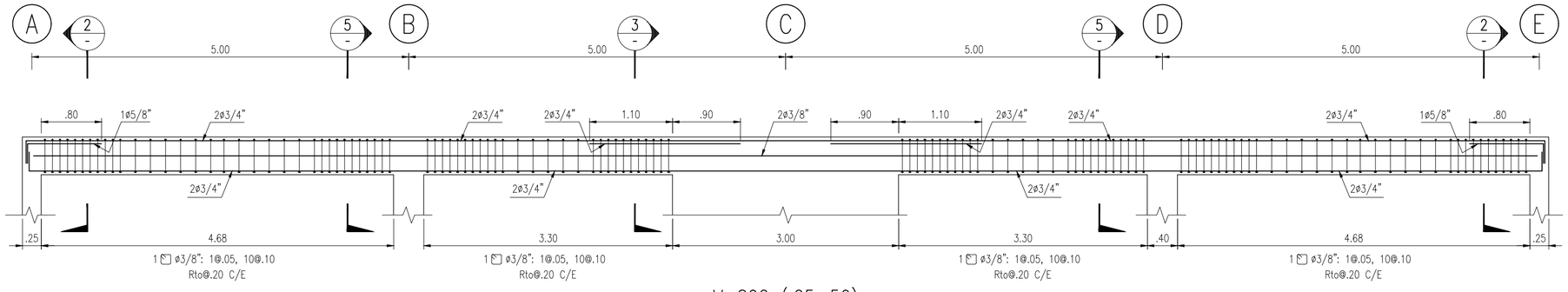
V–302, V–402, V–502 (.25x.50)

ESCALA 1:50



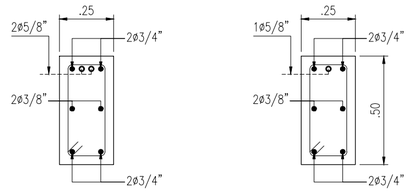
V–602, V–702 (.25x.50)

ESCALA 1:50



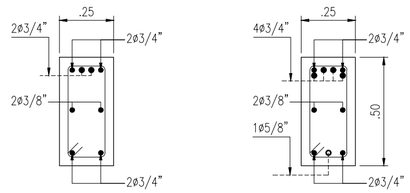
V–802 (.25x.50)

ESCALA 1:50



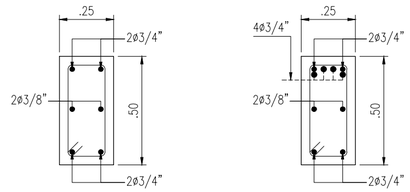
SECCIÓN 1 / 1:20

SECCIÓN 2 / 1:20



SECCIÓN 3 / 1:20

SECCIÓN 4 / 1:20



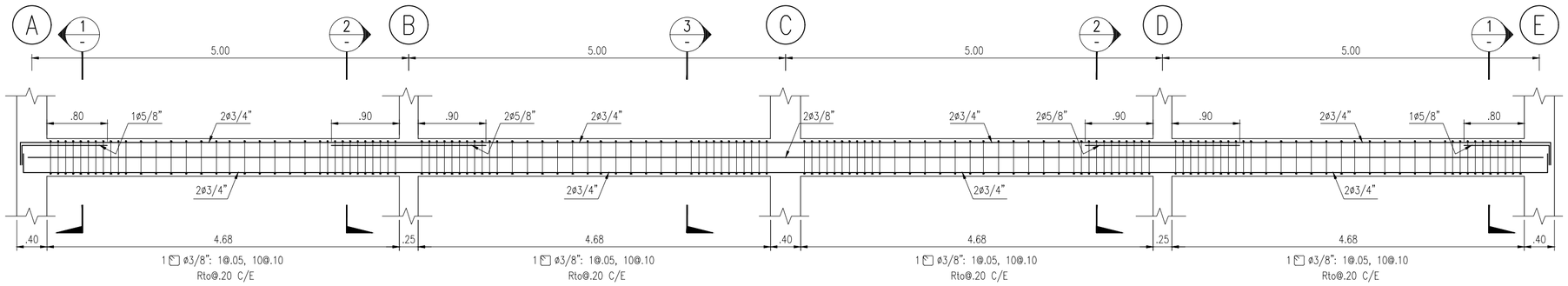
SECCIÓN 5 / 1:20

SECCIÓN 6 / 1:20

NOTA:

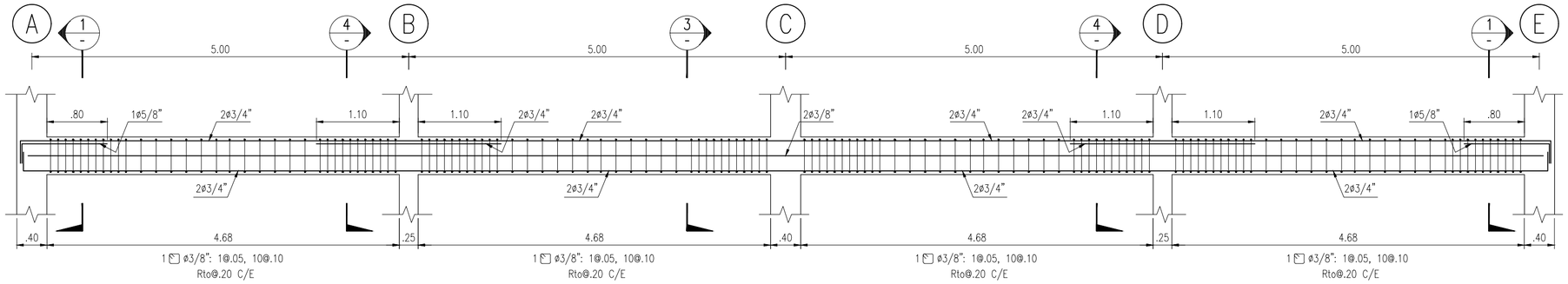
LOS PLANOS PRESENTADOS CONTIENEN ÚNICAMENTE EL RESULTADO DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NECESARIOS PARA REALIZAR LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO: COLUMNAS, MUROS DE CORTE Y VIGAS.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	TESIS ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES DISEÑADO CON LA NORMA E.030	DIRECTOR DE TESIS ING. HERBER FERNANDO CALLA ARANDA TESISTAS BACH. JOHANNY FERNANDO CHOQUE SUCASACA BACH. EDWARD DEYVIZ LUQUE SOLIS	PLANO ELEVACIÓN VIGAS EJES 2 Y 4 SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES	ESCALA INDICADA FECHA JUNIO 2019 CÓDIGO PLANO E-08 8 DE 12



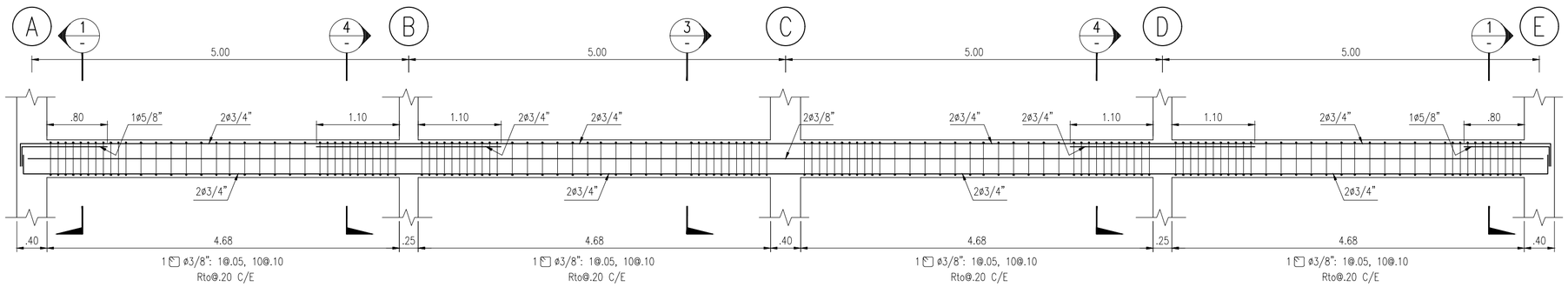
V-103, V-203 (.25x.50)

ESCALA 1:50



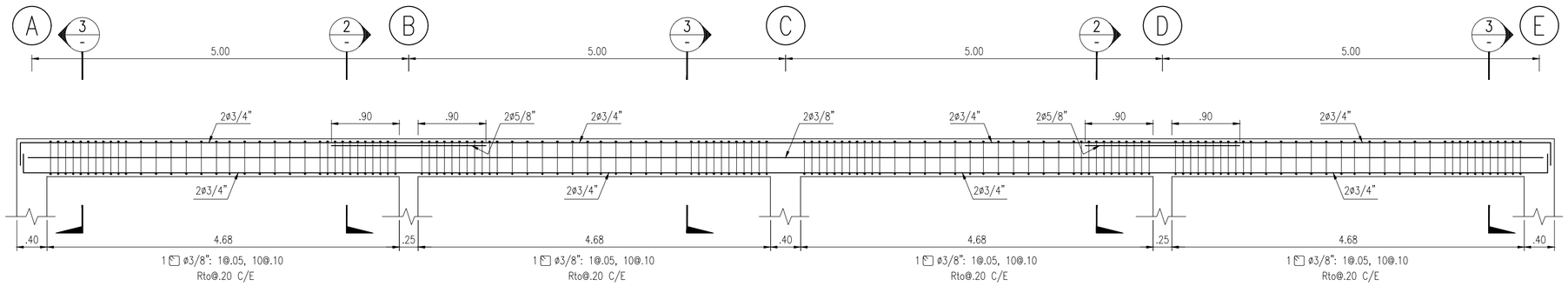
V-303, V-403, V-503 (.25x.50)

ESCALA 1:50



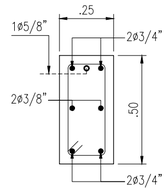
V-603, V-703 (.25x.50)

ESCALA 1:50

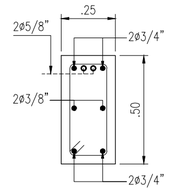


V-803 (.25x.50)

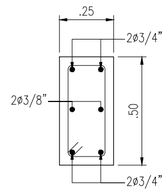
ESCALA 1:50



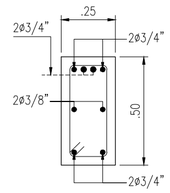
SECCIÓN 1
1:20



SECCIÓN 2
1:20



SECCIÓN 3
1:20

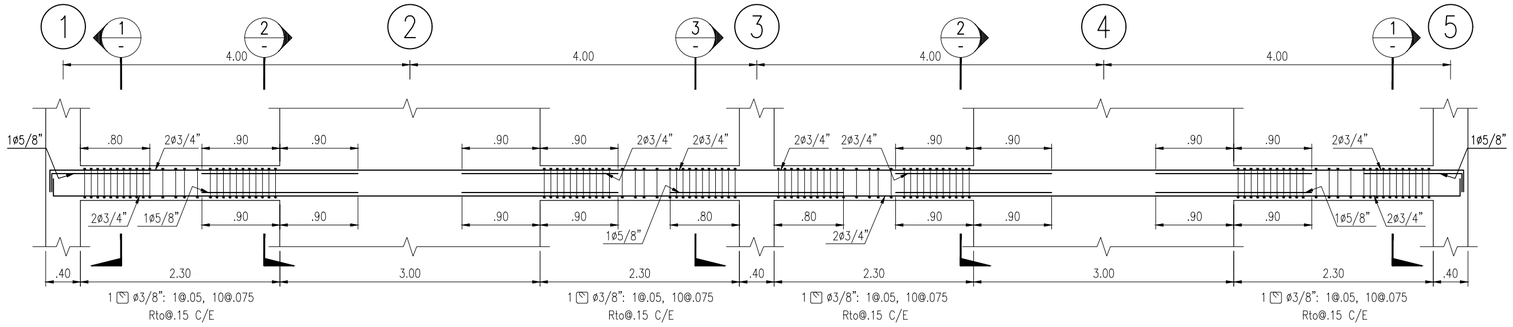


SECCIÓN 4
1:20

NOTA:

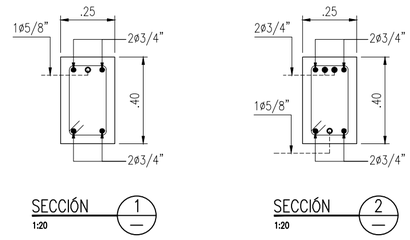
LOS PLANOS PRESENTADOS CONTIENEN ÚNICAMENTE EL RESULTADO DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NECESARIOS PARA REALIZAR LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO: COLUMNAS, MUROS DE CORTE Y VIGAS.

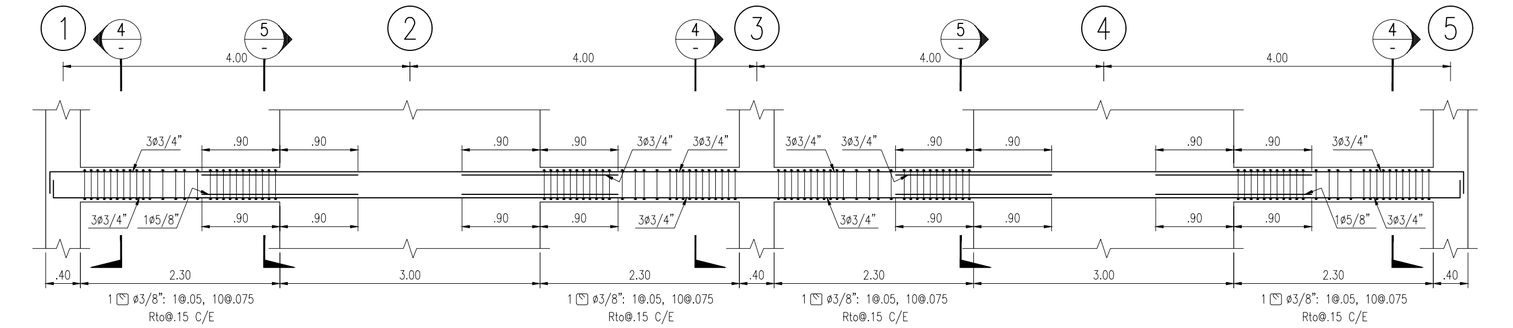
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	TESIS ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES DISEÑADO CON LA NORMA E.030	DIRECTOR DE TESIS ING. HERBER FERNANDO CALLA ARANDA TESISTAS BACH. JOHANNY FERNANDO CHOQUE SUCASACA BACH. EDWARD DEYVIZ LUQUE SOLIS	PLANO ELEVACIÓN VIGAS EJE 3 SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES	ESCALA: INDICADA FECHA: JUNIO 2019 CÓDIGO PLANO: E-09 9 DE 12



V–104, V–204 (.25x.40)

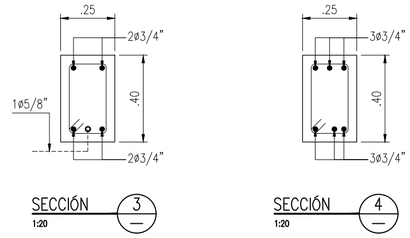
ESCALA 1:50

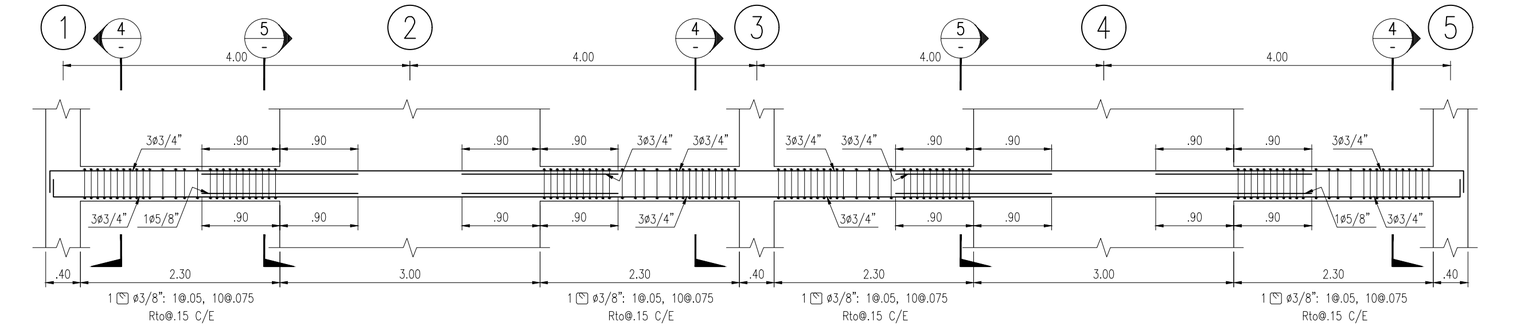




V–304, V–404, V–504 (.25x.40)

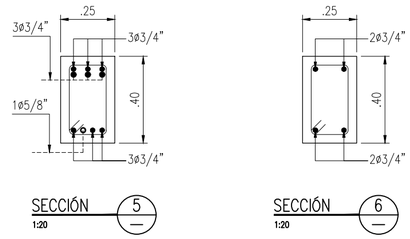
ESCALA 1:50

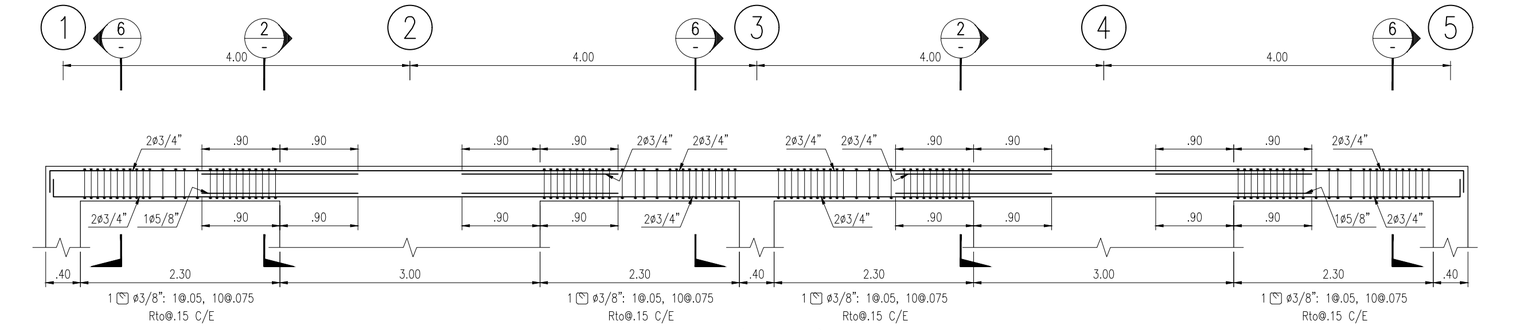




V–604, V–704 (.25x.40)

ESCALA 1:50





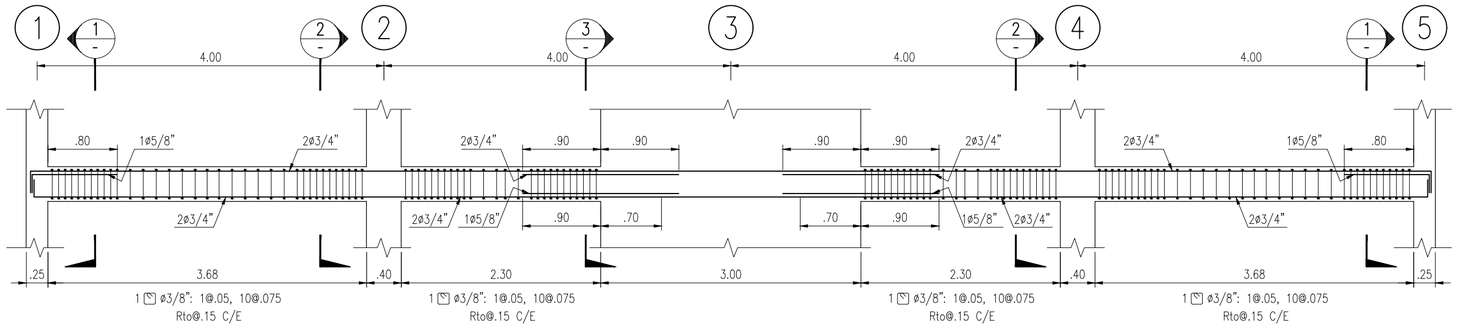
V–804 (.25x.40)

ESCALA 1:50

NOTA:

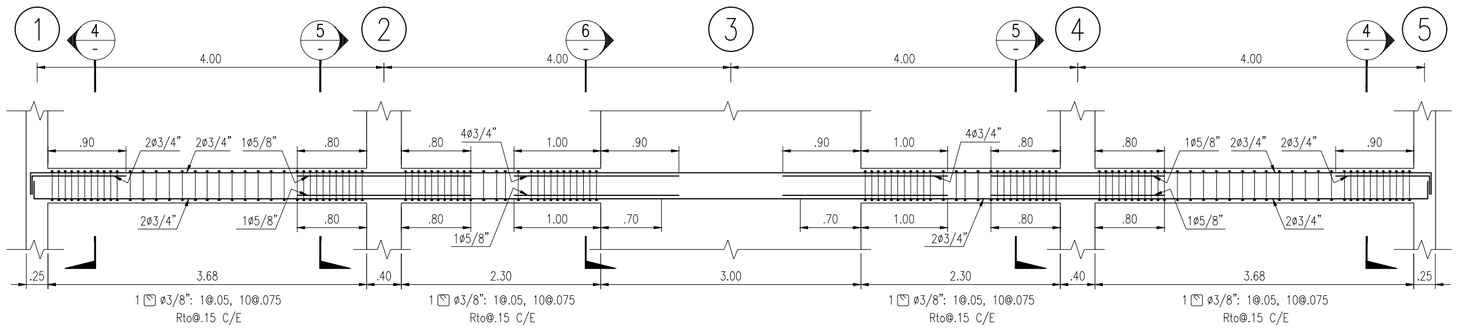
LOS PLANOS PRESENTADOS CONTIENEN ÚNICAMENTE EL RESULTADO DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NECESARIOS PARA REALIZAR LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO: COLUMNAS, MUROS DE CORTE Y VIGAS.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	TESIS ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES DISEÑADO CON LA NORMA E.030	DIRECTOR DE TESIS ING. HERBER FERNANDO CALLA ARANDA TESISTAS BACH. JOHANNY FERNANDO CHOQUE SUCASACA BACH. EDWARD DEYVIZ LUQUE SOLIS	PLANO ELEVACIÓN VIGAS EJES A Y E SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES	ESCALA INDICADA FECHA JUNIO 2019 CÓDIGO PLANO E-10 10 DE 12



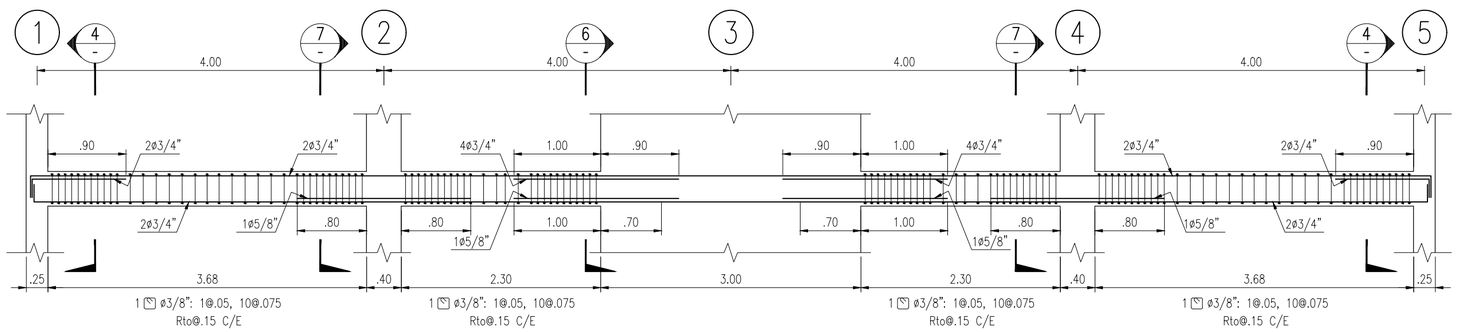
V–105, V–205 (.25x.40)

ESCALA 1:50



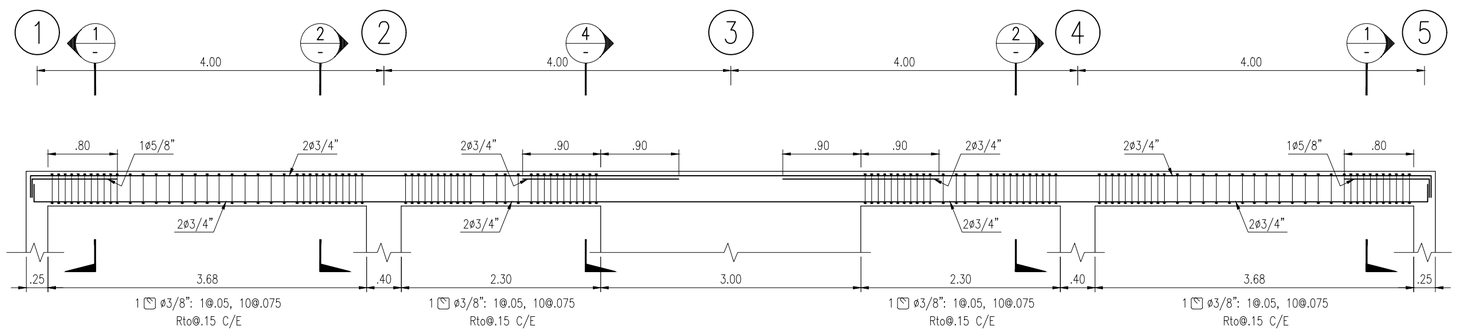
V–305, V–405, V–505 (.25x.40)

ESCALA 1:50



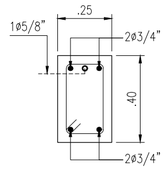
V–605, V–705 (.25x.40)

ESCALA 1:50

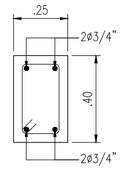


V–805 (.25x.40)

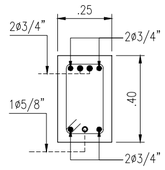
ESCALA 1:50



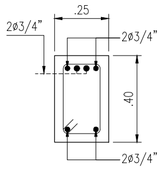
SECCIÓN 1
1:20



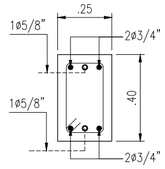
SECCIÓN 2
1:20



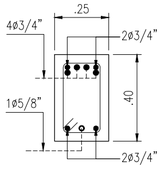
SECCIÓN 3
1:20



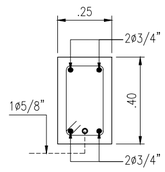
SECCIÓN 4
1:20



SECCIÓN 5
1:20



SECCIÓN 6
1:20

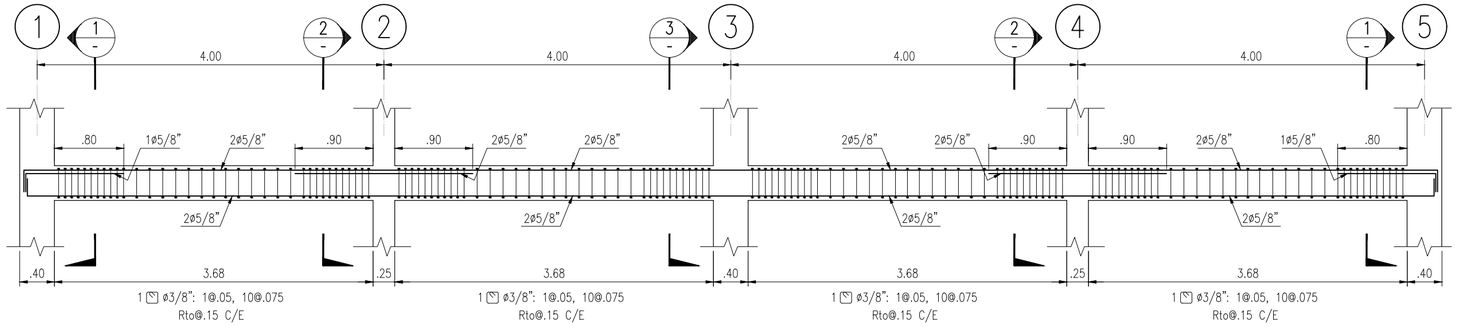


SECCIÓN 7
1:20

NOTA:

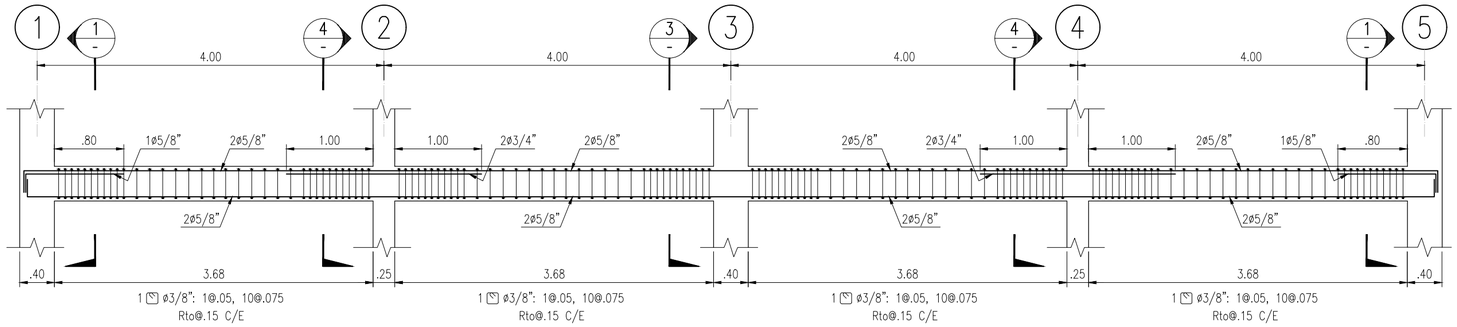
LOS PLANOS PRESENTADOS CONTIENEN ÚNICAMENTE EL RESULTADO DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NECESARIOS PARA REALIZAR LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO: COLUMNAS, MUROS DE CORTE Y VIGAS.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	TESIS ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES DISEÑADO CON LA NORMA E.030	DIRECTOR DE TESIS ING. HERBER FERNANDO CALLA ARANDA TESISTAS BACH. JOHANNY FERNANDO CHOQUE SUCASACA BACH. EDWARD DEYVIZ LUQUE SOLIS	PLANO ELEVACIÓN VIGAS EJES B Y D SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES	ESCALA INDICADA FECHA JUNIO 2019 CÓDIGO PLANO E-11 11 DE 12



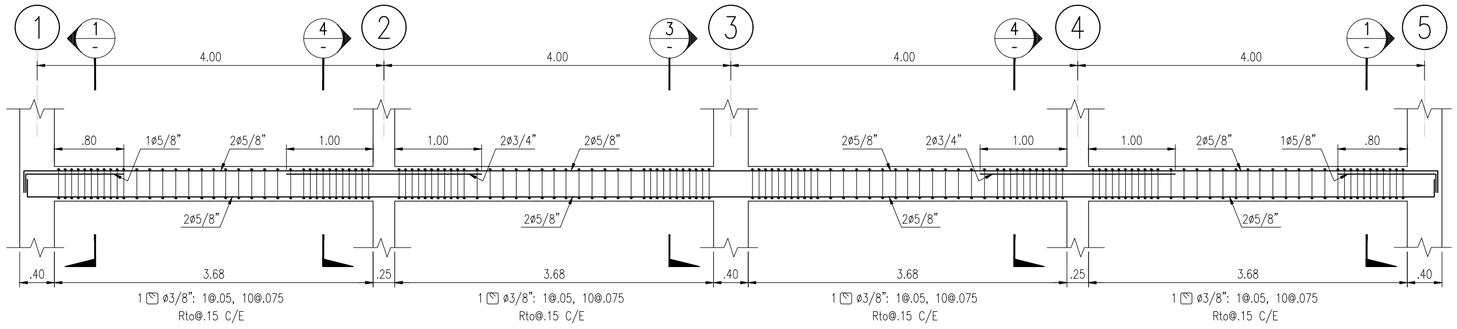
V–106, V–206 (.25x.40)

ESCALA 1:50



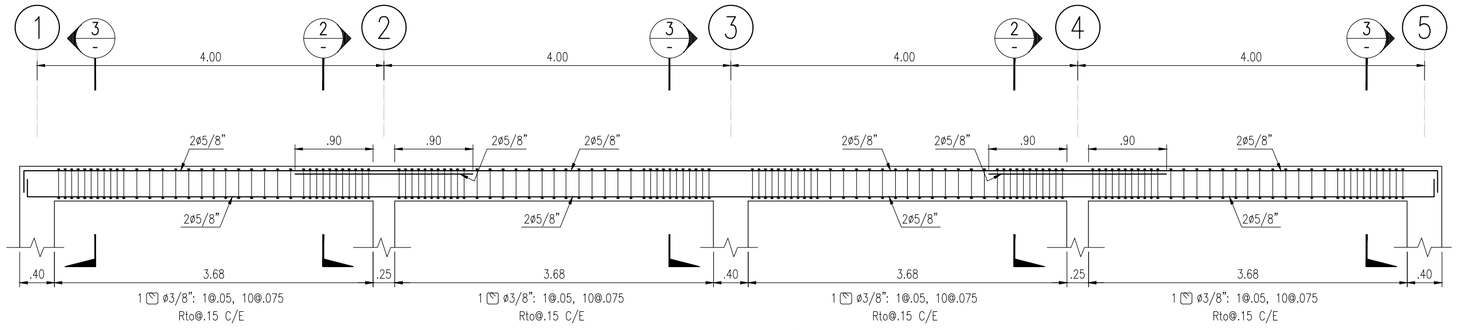
V–306, V–406, V–506 (.25x.40)

ESCALA 1:50



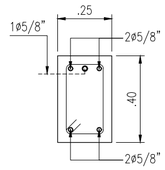
V–606, V–706 (.25x.40)

ESCALA 1:50

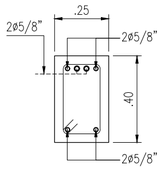


V–806 (.25x.40)

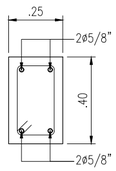
ESCALA 1:50



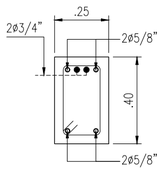
SECCIÓN 1 / 1:20



SECCIÓN 2 / 1:20



SECCIÓN 3 / 1:20



SECCIÓN 4 / 1:20

NOTA:

LOS PLANOS PRESENTADOS CONTIENEN ÚNICAMENTE EL RESULTADO DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NECESARIOS PARA REALIZAR LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO: COLUMNAS, MUROS DE CORTE Y VIGAS.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	TESIS ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES DISEÑADO CON LA NORMA E.030	DIRECTOR DE TESIS ING. HERBER FERNANDO CALLA ARANDA TESISTAS BACH. JOHANNY FERNANDO CHOQUE SUCASACA BACH. EDWARD DEYVIZ LUQUE SOLIS	PLANO ELEVACIÓN VIGAS EJE C SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES	ESCALA INDICADA FECHA JUNIO 2019 CÓDIGO PLANO E-12 12 DE 12