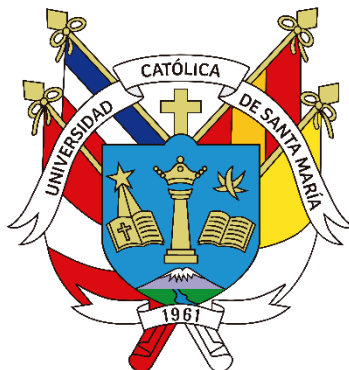


Universidad Católica de Santa María
Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**Análisis por colapso progresivo y propuestas de medidas para evitarlo para
una institución educativa en el distrito de Cayma-Arequipa, 2025**

Tesis presentada por los Bachilleres:

Aduvire Llerena, Josue Fabricio

ORCID: 0009-0008-8355-205X

Garcia Mansilla, Chantal Nikole

ORCID: 0009-0001-3755-6796

para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

Asesor:

Ing. Chavez Vega, Oscar Felix

ORCID: 0000-0002-2281-2013

Arequipa - Perú

2025

UCSM-ERP

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

INGENIERIA CIVIL

TITULACIÓN CON TESIS

DICTAMEN APROBACIÓN DE BORRADOR

Arequipa, 14 de Octubre del 2025

Dictamen: 013629-C-EPIC-2025

Visto el borrador del expediente 013629, presentado por:

2020176021 - ADUVIRE LLERENA JOSUE FABRICIO

2020202252 - GARCIA MANSILLA CHANTAL NIKOLE

Titulado:

**ANÁLISIS POR COLAPSO PROGRESIVO Y PROPUESTAS DE MEDIDAS PARA EVITARLO PARA
UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA EN EL DISTRITO DE CAYMA-AREQUIPA,2025**

Nuestro dictamen es:

APROBADO

Titulo Profesional/Titulo de Segunda Especialidad/Grado Académico a optar:

INGENIERO CIVIL

**42839424 - ROSAS ESPINOZA JORGE
DICTAMINADOR**



**29412437 - UGARTE CALDERON ENRIQUE ALFONSO
DICTAMINADOR**



**72476554 - BUSTAMANTE MORA BORIS ANDRE
DICTAMINADOR**



2 Análisis por colapso progresivo y propuestas de medidas para evitarlo para una institución educativa en el distrito de Cayma-Arequipa, 2025

INFORME DE ORIGINALIDAD

19%	18%	4%	7%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	7%
2	repositorio.unu.edu.pe Fuente de Internet	3%
3	repositorio.upn.edu.pe Fuente de Internet	3%
4	Submitted to Universidad Católica San Pablo Trabajo del estudiante	1%
5	repositorio.usil.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	Olivos Lara, Omar Eduardo. "Proteccion sismica de edificaciones hospitalarias peruanas por aislamiento sismico.", Pontificia Universidad Catolica del Peru - CENTRUM Catolica (Peru), 2020 Publicación	1%
7	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	1%
8	Submitted to Universidad San Ignacio de Loyola Trabajo del estudiante	1%

Dedicatoria

Primeramente, a Dios por brindarme la fortaleza para perseverar en mis metas y objetivos durante toda esta etapa en mi formación profesional.

A mis padre, Antonio y Ruby, por su confianza brindada y apoyo incondicional durante todo este proceso.

A mi hermana Nicolle, por darme la fortaleza y la alegría necesaria durante esta etapa académica.

A mi familia materna y paterna por su compañía durante este proceso y por brindarme su constante motivación.

A Chantal que fue mi compañera durante este proceso y que siempre me mostro su apoyo en los momentos más complicados

A mis amigos y personas más cercanas por hacer de esta experiencia una que quedará grabada en mí.

Aduvire Llerena, Josue Fabricio

A Dios, por ser mi guía constante, por recordarme que la vida es hermosa tanto en los momentos buenos como en los difíciles, y por enseñarme que todo sucede con un propósito perfecto.

A mis padres, Rita y Richard, por su amor incondicional, su apoyo incansable y sus palabras de aliento que me impulsan siempre a dar lo mejor de mí.

A mi mamá Carmen y a mi tía Giana, por llenar mi infancia de alegría, ternura y enseñanzas que llevo en el corazón.

A mi hermanita Tahnne, para que nunca deje de soñar y siempre luche por alcanzar sus metas, sin rendirse jamás.

A toda mi familia, por su unión, sus consejos y por ser parte fundamental de este camino que recién empieza.

A Josué, por estar a mi lado en los momentos más duros, siendo un pilar de apoyo y comprensión.

Y a mis amistades, porque la diversión nunca faltó y su compañía hizo más alegres los desafíos.

Garcia Mansilla, Chantal Nikole

Agradecimientos

A todos aquellos docentes que contribuyeron con nuestra formación profesional.
A todos aquellos que hicieron posible la realización de esta tesis y de manera especial
a nuestra familia y amigos más cercanos.
A todos otros aquellos que contribuyeron y nos brindaron su apoyo durante nuestra
formación profesional.



RESUMEN

El colapso progresivo se da cuando un miembro estructural que forma parte de la estructura falla y compromete a los miembros adyacente a él en primer lugar y posteriormente puede comprometer a toda la estructura.

La presente investigación hace un análisis por colapso progresivo en una institución educativa en el distrito de Cayma que cuenta con 5 bloques y propone soluciones para evitar la falla global de la estructura para ello se guiará de la normativa elaborada por la GSA (General Services Administration) y del libro ‘Colapso progresivo de estructuras’ de Uwe Starossek . Se hace uso del análisis estático no lineal Pushover a fin de simular un comportamiento que incluya la no linealidad.

Los principales parámetros para tomar en cuenta se incluyen en el marco teórico a fin de que los resultados se puedan entender de manera clara, también se consideró ejemplificaciones y comprobaciones con el software computacional.

Se presenta los planos de análisis a fin de poder comprender el comportamiento de cada bloque, a partir de ello se realizaron análisis lineales, no lineales y el análisis por colapso progresivo.

Como resultados por el modelo de asumir la falla local se obtuvieron que para el primer bloque se encontró fallas que desencadenan en fallos de otros elementos en C3, C4, C8, C11, C12, C20, C21, C26, C27, C37, B8, B9, B28, B29, B41, B42, B44, B45, B108 y B116.

En el bloque de 2 estos elementos fueron C3, C6, C8 y C9. En el bloque 3 no se encontró elementos que provoquen colapso progresivo. En el bloque 4 se identificaron los elementos P1C13, P2C3, P2C11, P2C12, P2C13, P2C14 y P2C17 y el . Finalmente, en el bloque 5 se identificaron los elementos P1C5, P1C6, P2C1, P2C3 y P2C6 y se encontró irregularidad por torsión. Los elementos son identificables por las etiquetas mostradas de las figuras en los resultados. Para el caso específico de colapso progresivo por caso sísmico se encontró que el sismo de diseño de la norma E.030 (raro Pushover) supera la capacidad de la estructura del bloque 4 en la dirección ‘y’.

Palabras clave: Colapso progresivo, análisis pushover, concreto armado

ABSTRACT

Progressive collapse occurs when a structural member within a structure fails, first compromising adjacent members and subsequently compromising the entire structure.

This research analyzes the progressive collapse of a five-block educational institution in the Cayma district and proposes solutions to prevent global structural failure. This will be guided by the regulations developed by the GSA (General Services Administration) and by the book 'Progressive collapse of Structures' by Uwe Starossek. Nonlinear static pushover analysis is used to simulate behavior that includes nonlinearity.

The main parameters to be considered in the theoretical framework were identified so that the results could be clearly understood. Examples and verifications using the computer software were also considered.

Analysis plans were presented to understand the behavior of each block. Based on these, linear, nonlinear, and progressive collapse analyses were performed.

The results showed that in the first block, faults that triggered failures of other elements by the 'model of assume local failure' were found at C3, C4, C11, C12, C20, C21, C26, C27, C37, C8, B8, B9, B28, B29, B41, B42, B44, B45, B108, and B116.

In block 2, these elements were C3, C6, C8, and C9. In block 3, no elements that caused progressive collapse were found. In block 4, elements P1C13, P2C3, P2C11, P2C12, P2C13, P2C14, and P2C17 were identified, and irregularities due to torsion and reversing corners were found. Finally, in block 5, elements P1C5, P1C6, P2C1, P2C3, and P2C6 were identified, and irregularities due to torsion were found. The elements are identifiable by the labels shown in the figures in the results section. For the specific case of progressive collapse due to seismic loading, it was found that the design earthquake defined by E.030 standard (rare Pushover case) exceeds the structural capacity of Block 4 in the 'y' direction.

Keywords : Progressive Collapse, pushover analysis, reinforced concrete

ÍNDICE

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

RESUMEN

ABSTRACT

INTRODUCCIÓN 1

CAPÍTULO I..... 2

1.Planteamiento del problema..... 3

1.1.Formulación del problema 3

1.2.Problema 7

1.2.1.Problema general 7

1.2.2.Problema específico..... 8

1.3.Justificación de la investigación..... 8

1.3.1.Justificación metodológica 8

1.3.2.Justificación social..... 8

1.3.3.Justificación económica..... 8

1.3.4.Justificación ambiental 9

1.3.5.Justificación tecnológica..... 9

1.3.6.Justificación política 9

1.3.7.Justificación ética..... 9

1.4.Hipótesis..... 9

1.5.Objetivos de la investigación 9

1.5.1.Objetivos generales..... 9

1.5.2.Objetivos específicos..... 10

1.6.Variables 10

1.6.1.Variable dependiente 10

1.6.2.Variable independiente 10

1.6.3.Matriz de operacionalización de variables 11

1.7.Aporte de la investigación..... 12

1.8.Alcance.....	12
1.9.Limitaciones.....	12
CAPÍTULO II	13
2.Fundamento teórico.....	14
2.1.Estado del arte	14
2.2.Bases teóricas.....	19
2.2.1.Colapso progresivo	19
2.2.2.Falla local	20
2.2.3.Colapso tipo Pancake.....	20
2.2.4.Colapso tipo Domino.....	20
2.2.5.Colapso tipo Zipper	20
2.2.6.Análisis sísmico estático lineal.....	21
2.2.7.Análisis sísmico dinámico lineal	32
2.2.7.1.Análisis dinámico modal espectral.....	32
2.2.8.Análisis Pushover	36
2.2.8.1.Modelos constitutivos de los materiales	38
2.2.8.2.Modelos cíclicos.....	72
2.2.8.3.Diagramas de momento curvatura	73
2.2.8.4.No linealidad de muros estructurales	99
2.2.8.5.Rótulas plásticas.....	101
2.2.8.6.Curva de Capacidad del método Pushover.....	114
2.2.8.7.Distribución de fuerzas laterales	126
2.2.8.8.Espectro de demanda.....	127
2.2.8.9.Curva de capacidad a espectro de capacidad en formato ADRS	130
2.2.8.10.Espectro de demanda en formato ADRS	132
2.2.8.11.Punto de desempeño.....	133
2.2.8.12.Niveles de desempeño.....	141
2.2.9.Metodología de la GSA	144
2.2.9.1.Método de la ruta alternativa.....	145
2.2.9.2.Metodología de la GSA para concreto armado	146
2.2.10.Riesgo sísmico y condiciones eventuales	150
2.2.11.Fundamentos del análisis por colapso progresivo	151

2.2.11.1.Requerimientos de diseño (Design requeriments)	153
2.2.11.2.Objetivos de diseño (Design requeriments)	154
2.2.11.3.Métodos de diseño (Design methods)	156
2.2.11.4.Procedimiento de verificación (verification procedures).....	161
2.2.11.5.Hechos que pueden causar el colapso progresivo	163
2.3.Marco legal.....	165
CAPÍTULO III	166
3.METODOLOGÍA	167
3.1.Enfoque de la investigación	167
3.2.Tipo y diseño.....	167
3.3.Muestra de la investigación.....	168
3.4.Técnicas de recolección de datos	168
3.5.Métodos de análisis de datos.....	168
3.6.Eschema metodológico	169
CAPÍTULO IV.....	170
4.Resultados	171
4.1.Descripción breve de la estructura	171
4.1.1.Bloque 1.....	171
4.1.2.Bloque 2.....	171
4.1.3.Bloque 3.....	172
4.1.4.Bloque 4.....	172
4.1.5.Bloque 5.....	172
4.2.Evaluación de la estructura	176
4.2.1.Evaluación del Bloque 2.....	177
4.2.1.1.Estructuración del bloque 2.....	177
4.2.1.2.Materiales y secciones en el modelo	180
4.2.1.3.Patrones de carga, casos y combinación.	189
4.2.1.4.Modelado de la estructura y asignación de cargas	195
4.2.1.5.Chequeo de la estructura	198
4.2.1.6.Rótulas plásticas Bloque 2	201

4.2.1.7. Análisis sísmico Pushover.....	203
4.2.2. Evaluación del Bloque 1	218
4.2.3. Análisis del Bloque 3	235
4.2.4. Análisis del Bloque 4	254
4.2.5. Análisis del Bloque 5	273
4.3. Análisis por colapso progresivo	294
4.3.1. Análisis por colapso progresivo considerando el método de asumir la falla local	294
4.3.1.1. Análisis del Bloque 2	295
4.3.1.2. Análisis del bloque 1	310
4.3.1.3. Análisis del bloque 3	315
4.3.1.4. Análisis del bloque 4	318
4.3.1.5. Análisis del bloque 5	324
4.3.2. Análisis por colapso progresivo considerando el método de prevenir la falla local	329
CONCLUSIONES	334
RECOMENDACIONES	336
REFERENCIAS	337
ANEXOS	342

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factor de uso	23
Tabla 2 Factor de suelo	24
Tabla 3 Periodos " T_p " y " T_I "	25
Tabla 4 Factor de Reducción.....	26
Tabla 5 Factores de irregularidad en altura I_a	27
Tabla 6 Factores de irregularidad en planta I_p	29
Tabla 7 Límites de irregularidades por zona	30
Tabla 8 Límites para la distorsión de entrepiso	36
Tabla 9 Rótulas plásticas según ASCE 41-17 para vigas.....	103
Tabla 10 Rótulas plásticas según ASCE 41-17 para columnas.....	104
Tabla 11 Rótulas plásticas según ASCE 41-17 para muros.....	105
Tabla 12 Periodos de retorno y probabilidad de excedencia para diversos sismos.....	129
Tabla 13 Tipos de estructuras para hallar el valor de k	137
Tabla 14 Valores de k para diversos tipos de estructuras	137
Tabla 15 Valores de k mínimos.....	138
Tabla 16 Niveles de desempeño por ATC-40 y VISION 2000.....	141
Tabla 17 Desplazamiento recomendados para niveles de desempeño de VISION 2000.....	142
Tabla 18 Clasificación por control de fuerzas o deformaciones	147
Tabla 19 Tabla de reemplazo en la formación de rótulas de vigas	149
Tabla 20 Propiedades columnas del Bloque 2	178
Tabla 21 Irregularidades en altura Bloque 2	198
Tabla 22 Irregularidades en planta Bloque 2	199
Tabla 23 Cortantes estáticos y dinámicos Bloque 2.....	199
Tabla 24 Masa participativa Bloque 2.....	201
Tabla 25 Nivel de desempeño en x Bloque 2.....	216
Tabla 26 Punto de desempeño en x para diversos sismos Bloque 2	216
Tabla 27 Nivel de desempeño en y Bloque 2.....	217
Tabla 28 Punto de desempeño en y para diversos sismos Bloque 2	217
Tabla 29 Propiedades columnas del Bloque 2	220
Tabla 30 Irregularidades en altura Bloque 1	220
Tabla 31 Irregularidades en planta Bloque 1	221
Tabla 32 Cortantes estáticos y dinámicos Bloque 1.....	221

Tabla 33 Masa participativa Bloque 1.....	222
Tabla 34 Nivel de desempeño en x Bloque 1.....	232
Tabla 35 Punto de desempeño en x para diversos sismos Bloque 1	233
Tabla 36 Nivel de desempeño en y Bloque 1.....	233
Tabla 37 Punto de desempeño en y para diversos sismos Bloque 1	234
Tabla 38 Columna Bloque 3-3	239
Tabla 39 Irregularidades en altura Bloque 3	240
Tabla 40 Irregularidades en planta Bloque 3	240
Tabla 41 Cortantes estáticos y dinámicos Bloque 3.....	241
Tabla 42 Masa participativa Bloque 3.....	242
Tabla 43 Nivel de desempeño en x Bloque 3.....	252
Tabla 44 Punto de desempeño en x para diversos sismos Bloque 3	253
Tabla 45 Nivel de desempeño en y Bloque 3.....	253
Tabla 46 Punto de desempeño en y para diversos sismos Bloque 3	253
Tabla 47 Propiedades columnas Bloque 4	256
Tabla 48 Irregularidades en altura Bloque 4	257
Tabla 49 Irregularidades en planta Bloque 4	258
Tabla 50 Cortantes estáticos y dinámicos Bloque 4.....	258
Tabla 51 Masa participativa Bloque 4.....	260
Tabla 52 Nivel de desempeño en x Bloque 4.....	271
Tabla 53 Punto de desempeño en x para diversos sismos Bloque 4	271
Tabla 54 Nivel de desempeño en y Bloque 4.....	271
Tabla 55 Punto de desempeño en y para diversos sismos Bloque 4	272
Tabla 56 Propiedades columnas Bloque 5	279
Tabla 57 Irregularidades en altura Bloque 5	280
Tabla 58 Irregularidades en planta Bloque 5	281
Tabla 59 Cortantes estáticos y dinámicos Bloque 5.....	281
Tabla 60 Masa participativa Bloque 5.....	282
Tabla 61 Nivel de desempeño en y Bloque 5.....	292
Tabla 62 Punto de desempeño en x para diversos sismos Bloque 5	293
Tabla 63 Nivel de desempeño en y Bloque 5.....	293
Tabla 64 Punto de desempeño en y para diversos sismos Bloque 5	293
Tabla 65 Resumen de elementos que fallan por colapso progresivo Bloque 2.....	304
Tabla 66 Resumen de elementos que fallan por colapso progresivo Bloque 1.....	310

Tabla 67 Resumen de elementos que fallan por colapso progresivo Bloque 4..... 320

Tabla 68 Resumen de elementos que fallan por colapso progresivo Bloque 5..... 326



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Impacto contra las Torres Gemelas del 11 de septiembre	4
Figura 2 Colapso del puente Haeng Ju en Seúl.....	4
Figura 3 Colapso de la zona lateral del edificio Ronan Point.....	5
Figura 4 Impacto de Camión contra la columna del puente Caja de Agua en Lima	6
Figura 5 Edificio con peligro de colapso en Miraflores.....	6
Figura 6 Zonificación sísmica y factor de zona	22
Figura 7 Espectro de respuesta para diferentes tasas de amortiguamiento	34
Figura 8 Ejemplo de acelerograma para el análisis tiempo-historia	35
Figura 9 Análisis Pushover	37
Figura 10 Ensayo a la compresión del concreto	38
Figura 11 Deformación unitaria del concreto	39
Figura 12 Curva f_c vs ϵ para diferentes valores de resistencia a la compresión	40
Figura 13 Modelo de Hognestad.....	41
Figura 14 Modelo de Todeschini para f_c 210 kgf/cm ²	43
Figura 15 Modelo de CEB para el concreto.....	44
Figura 16 Modelo de Rüsch.....	45
Figura 17 Confinamiento del concreto.....	45
Figura 18 Modelos para el concreto confinado.....	46
Figura 19 Modelo de Kent y Park.....	47
Figura 20 Modelo de Mander.....	50
Figura 21 Gráfica para el cálculo de f_{cc}	52
Figura 22 Área efectiva para el modelo de Mander.....	54
Figura 23 Propiedades para el concreto en ETABS.....	59
Figura 24 No linealidad del concreto en ETABS	60
Figura 25 Sección para el análisis del modelo de Mander.....	61
Figura 26 Cálculos en Excel para una sección bajo el Modelo de Mander	62
Figura 27 Relación f_{cc}/f_c para una sección bajo el modelo de Mander.....	63
Figura 28 Modelo de Mander para una sección de C.A.....	64
Figura 29 Curva de Mander usando ETABS	64
Figura 30 Modelo elastoplástico perfecto	66
Figura 31 Modelo trilineal para el acero.....	67

Figura 32 Gráfica para el modelo de Park del acero	68
Figura 33 Cálculos para el modelo de Park con Excel	70
Figura 34 Modelo de Park para el acero	70
Figura 35 Modelo de Park con ETABS	71
Figura 36 Datos que toma en cuenta ETABS para el modelo de Park	71
Figura 37 Datos de esfuerzos del acero de un proveedor de acero	72
Figura 38 Ensayos cíclicos para el concreto	73
Figura 39 Diagrama de deformaciones unitarias y curvatura	75
Figura 40 Modelo de Hognestad para diagrama M-C trilineal	80
Figura 41 Modelo elastoplástico para M-C trilineal	81
Figura 42 Sección para un análisis momento-curvatura trilineal.....	82
Figura 43 Sección transformada para M-C estado de agrietamiento	88
Figura 44 Cálculos para el estado de agrietamiento M-C trilineal	89
Figura 45 Diagrama de deformaciones unitarias estado agrietamiento M-C.....	89
Figura 46 Cálculos para el estado de fluencia M-C trilineal.....	90
Figura 47 Diagrama de esfuerzos unitarios y fuerzas para el M-C estado de fluencia.....	91
Figura 48 Cálculos para el estado de rotura M-C trilineal.....	92
Figura 49 Diagrama de esfuerzos unitarios y fuerzas para el M-C estado de rotura	93
Figura 50 Diagrama momento curvatura usando el modelo trilineal.....	94
Figura 51 Modelo de Hognestad importado a SAP 2000 del material del concreto.....	95
Figura 52 Modelo elastoplástico importado a SAP 2000 del material de acero	96
Figura 53 Modelado de la sección usando el Section Designer en SAP 2000.....	97
Figura 54 M-C en SAP 2000.....	97
Figura 55 Diagrama momento curvatura para diferentes cargas axiales	98
Figura 56 No linealidad para muros bajo modelo layered	100
Figura 57 No linealidad para muros bajo modelo rápido para rótulas.....	101
Figura 58 Rótulas plásticas según ASCE 41-17	102
Figura 59 Relación para la rotación entre C y D del ASCE 41-17	108
Figura 60 Valores para las rótulas plásticas de ASCE 41-17 de una viga en voladizo	111
Figura 61 Rótula plástica para una viga según ASCE 41-17	112
Figura 62 Rótula plástica de una viga dividido por M_y según ASCE 41-17	112
Figura 63 Rótula plástico M/M_y según ASCE 41-17	113
Figura 64 Rótula plástica en ETABS según ASCE 41-17	113
Figura 65 Comparación de los modelos de M-C	114

Figura 66 Curva de capacidad Pushover.....	115
Figura 67 Aproximación lineal para la curva de capacidad Pushover.....	117
Figura 68 Columna de 40x40 a usar para demostrar la curva Pushover.....	118
Figura 69 Fuerzas en pórtico de ejemplo para el cálculo de la curva de capacidad	118
Figura 70 Cálculo de los momentos para ejemplificación de la curva de capacidad.....	119
Figura 71 Momentos de la primera fluencia en un elemento.....	120
Figura 72 Desplazamiento nodo de control para la primera fluencia en un elemento.....	121
Figura 73 Momentos después de la formación de la primera rótula.....	122
Figura 74 Momentos para la formación de segunda rótula plástica	123
Figura 75 Desplazamiento en el nodo de control al formarse la segunda rótula	123
Figura 76 Momentos para la formación de tercera rótula plástica.....	124
Figura 77 Desplazamiento en el nodo de control al formarse la tercera rótula	125
Figura 78 Curva de capacidad Pushover ejemplificada para un pórtico.....	126
Figura 79 Espectros de demanda para diversos sismos para periodos hasta 5s.....	130
Figura 80 Espectro de capacidad para un pórtico a partir de la curva de capacidad	132
Figura 81 Espectro de demanda ADRS	133
Figura 82 Punto de desempeño para un caso A	133
Figura 83 Punto de desempeño para un caso B	134
Figura 84 Igualación de áreas para el modelo bilineal del espectro de capacidad.....	135
Figura 85 Modelo bilineal del espectro de capacidad.....	135
Figura 86 Modelo bilineal para caso B punto de desempeño	136
Figura 87 Reducción de espectro para sismo raro	139
Figura 88 Primera iteración para el punto de desempeño	139
Figura 89 Punto de desempeño estimado.....	140
Figura 90 Punto de desempeño para análisis por Vision 2000	140
Figura 91 Nivel de desempeño ejemplificativo VISION 2000.....	142
Figura 92 Objetivos de desempeño VISION 2000	143
Figura 93 Columnas de análisis recomendadas por la GSA	144
Figura 94 Método de la ruta alternativa.....	145
Figura 95 Gráfica para evaluar el control por fuerza o deformación.....	147
Figura 96 Fundamentos del análisis por colapso progresivo	152
Figura 97 Parte del concepto de diseño estructural del Alfred P.Murrah	157
Figura 98 Método de la resistencia local específica	158
Figura 99 Bolardos de protección	159

Figura 100 Modelo de falla local	160
Figura 101 Modificación del sistema estructural por el modelo de asumir la falla local	161
Figura 102 Esquema metodológico.....	169
Figura 103 Etapa constructiva de institución educativa.....	173
Figura 104 Fachada de institución educativa	174
Figura 105 Imagen de fachada con muro de tabiquería	175
Figura 106 Estructuración Bloque 2	177
Figura 107 Vigas del Bloque 2	178
Figura 108 Columnas del Bloque 2.....	178
Figura 109 Detalle típico de Losa	179
Figura 110 Corte típico de losa	179
Figura 111 Material concreto para análisis del Bloque 2.....	180
Figura 112 Propiedades no lineales del concreto del Bloque 2	182
Figura 113 Material acero de refuerzo para análisis del Bloque 2.....	183
Figura 114 Propiedades no lineales del acero del Bloque 2	184
Figura 115 C1 25X45 Bloque 2	185
Figura 116 C2 25X35 Bloque 2	186
Figura 117 VP 25X35 Bloque 2.....	186
Figura 118 VP 25X35 Acero Bloque 2.....	187
Figura 119 VC 25X20 Bloque 2	188
Figura 120 VC 25X20 Bloque 2	188
Figura 121 Patrones de cargas del Bloque 2	189
Figura 122 Coeficiente y valor k del AEL del Bloque 2	190
Figura 123 Masa sísmica Bloque 2	190
Figura 124 Espectro E.030 Bloque 2	191
Figura 125 Caso modal Bloque 2.....	192
Figura 126 Caso espectro de respuesta	193
Figura 127 Casos Bloque 2	194
Figura 128 Combinaciones Bloque 2.....	194
Figura 129 Tipos de Losas	195
Figura 130 Propiedades del modelo de losa.....	196
Figura 131 Losa aligerada unidireccional 20cm Bloque 2	197
Figura 132 Modelado de la estructura Bloque 2	198
Figura 133 Drifts Bloque 2	200

Figura 134 Rótulas automáticas para vigas Bloque 2	201
Figura 135 Rótulas plásticas 0.005 y 0.95 vigas Bloque 2	202
Figura 136 Rótulas plásticas para columnas	202
Figura 137 Definición del caso Pushover Bloque 2.....	203
Figura 138 Formación de rótulas plásticas Bloque 2	205
Figura 139 Ejemplo de una zona donde existen mecanismos de fallas Bloque 2.....	206
Figura 140 Curva de capacidad en x Bloque 2	206
Figura 141 Curva de capacidad en y Bloque 2	207
Figura 142 Punto de desempeño para un sismo frecuente en x Bloque 2.....	208
Figura 143 Punto de desempeño para un sismo ocasional en x Bloque 2	209
Figura 144 Punto de desempeño para un sismo raro en x Bloque 2	210
Figura 145 Punto de desempeño para un sismo muy raro en x Bloque 2	211
Figura 146 Punto de desempeño para un sismo frecuente en y Bloque 2.....	212
Figura 147 Punto de desempeño para un sismo ocasional en y Bloque 2	213
Figura 148 Punto de desempeño para un sismo raro en y Bloque 2	214
Figura 149 Punto de desempeño para un sismo muy raro en y Bloque 2.....	215
Figura 150 Estructuración Bloque 1	218
Figura 151 Vigas Bloque 1	219
Figura 152 Columnas Bloque 1	219
Figura 153 Drifts Bloque 1	222
Figura 154 Ejemplo de una zona donde existen mecanismos de fallas Bloque 1.....	223
Figura 155 Curva de capacidad en x Bloque 1	223
Figura 156 Curva de capacidad en y Bloque 1	224
Figura 157 Punto de desempeño para un sismo frecuente en x Bloque 1.....	225
Figura 158 Punto de desempeño para un sismo ocasional en x Bloque 1	226
Figura 159 Punto de desempeño para un sismo raro en x Bloque 1	227
Figura 160 Punto de desempeño para un sismo muy raro en x Bloque 1	228
Figura 161 Punto de desempeño para un sismo frecuente en y Bloque 1.....	229
Figura 162 Punto de desempeño para un sismo ocasional en y Bloque 1	230
Figura 163 Punto de desempeño para un sismo raro en y Bloque 1	231
Figura 164 Punto de desempeño para un sismo muy raro en y Bloque 1	232
Figura 165 Estructuración Piso 1 Bloque 3	235
Figura 166 Estructuración Piso 2 Bloque 3	236
Figura 167 Vigas Bloque 3	237

Figura 168 Columnas Bloque 3-1	237
Figura 169 Columna Bloque 3-2.....	238
Figura 170 Placa Bloque 3	239
Figura 171 Drifts Bloque 3	241
Figura 172 Ejemplo de una zona donde existen mecanismos de fallas Bloque 3.....	242
Figura 173 Curva de capacidad en x Bloque 3	243
Figura 174 Curva de capacidad en y Bloque 3	244
Figura 175 Punto de desempeño para un sismo frecuente en x Bloque 3.....	245
Figura 176 Punto de desempeño para un sismo ocasional en x Bloque 3	246
Figura 177 Punto de desempeño para un sismo raro en x Bloque 3	247
Figura 178 Punto de desempeño para un sismo muy raro en x Bloque 3	248
Figura 179 Punto de desempeño para un sismo frecuente en y Bloque 3.....	249
Figura 180 Punto de desempeño para un sismo ocasional en y Bloque 3	250
Figura 181 Punto de desempeño para un sismo raro en y Bloque 3	251
Figura 182 Punto de desempeño para un sismo muy raro en y Bloque 3	252
Figura 183 Estructuración Piso 1 Bloque 4	254
Figura 184 Estructuración Piso 2 Bloque 4	255
Figura 185 Columnas Bloque 4-1	256
Figura 186 Vigas Bloque 4	257
Figura 187 Drifts Bloque 4	259
Figura 188 Ejemplo de una zona donde existen mecanismos de fallas Bloque 4.....	260
Figura 189 Curva de capacidad en x Bloque 4	261
Figura 190 Curva de capacidad en y Bloque 4	262
Figura 191 Punto de desempeño para un sismo frecuente en x Bloque 4.....	263
Figura 192 Punto de desempeño para un sismo ocasional en x Bloque 4	264
Figura 193 Punto de desempeño para un sismo raro en x Bloque 4	265
Figura 194 Punto de desempeño para un sismo muy raro en x Bloque 4.....	266
Figura 195 Punto de desempeño para un sismo frecuente en y Bloque 4.....	267
Figura 196 Punto de desempeño para un sismo ocasional en y Bloque 4	268
Figura 197 Punto de desempeño para un sismo raro en y Bloque 4	269
Figura 198 Punto de desempeño para un sismo muy raro en y Bloque 4.....	270
Figura 199 Estructuración Piso 1-1 Bloque 5	273
Figura 200 Estructuración Piso 1-2 Bloque 5	274
Figura 201 Estructuración Piso 2-1 Bloque 5	275

Figura 202 Estructuración Piso 2-2 Bloque 5	276
Figura 203 Vigas Bloque 5-1	277
Figura 204 Vigas Bloque 5-2	278
Figura 205 Columnas Bloque 5-1	279
Figura 206 Placa Bloque 5	280
Figura 207 Drifts Bloque 5	282
Figura 208 Ejemplo de una zona donde existen mecanismos de fallas Bloque 5	283
Figura 209 Curva de capacidad en x Bloque 5	283
Figura 210 Curva de capacidad en y Bloque 5	284
Figura 211 Punto de desempeño para un sismo frecuente en x Bloque 5	285
Figura 212 Punto de desempeño para un sismo ocasional en x Bloque 5	286
Figura 213 Punto de desempeño para un sismo raro en x Bloque 5	287
Figura 214 Punto de desempeño para un sismo muy raro en x Bloque 5	288
Figura 215 Punto de desempeño para un sismo frecuente en y Bloque 5	289
Figura 216 Punto de desempeño para un sismo ocasional en y Bloque 5	290
Figura 217 Punto de desempeño para un sismo raro en y Bloque 5	291
Figura 218 Punto de desempeño para un sismo muy raro en y Bloque 5	292
Figura 219 Definición de grupos para el análisis por colapso progresivo Bloque 2	295
Figura 220 Asignación de la etapa 1 colapso progresivo C1 Bloque 2	296
Figura 221 Asignación de la etapa 2 colapso progresivo C1 Bloque 2	296
Figura 222 Caso para colapso progresivo de C1 Bloque 2	297
Figura 223 Casos para el colapso progresivo Bloque 2	298
Figura 224 Etiquetas de elementos estructurales Bloque 2	299
Figura 225 Secciones que pasan la fluencia por colapso de C2 Bloque 2	300
Figura 226 Secciones que pasan la fluencia por colapso de C3 Bloque 2	300
Figura 227 Secciones que pasan la fluencia por colapso de C5 Bloque 2	301
Figura 228 Secciones que pasan la fluencia por colapso de C6 Bloque 2	301
Figura 229 Secciones que fallan por colapso de C8 Bloque 2	302
Figura 230 Secciones que fallan por colapso de C9 Bloque 2	302
Figura 231 Falla de elementos B10 Y B11 tras falla de C8 Bloque 2	303
Figura 232 Ratios D/C para columnas Bloque 2	303
Figura 233 Colapso C8 miembros tras refuerzo Bloque 2	305
Figura 234 Colapso C9 miembros tras refuerzo Bloque 2	305
Figura 235 Colapso C9 refuerzo miembros adyacentes Bloque 2	306

Figura 236	Chequeo de secciones después de refuerzo	307
Figura 237	Refuerzos por colapso progresivo Bloque 2.....	307
Figura 238	Refuerzo Bloque 2.....	308
Figura 239	Seccion de viga de refuerzo 25x30.....	309
Figura 240	Seccion de viga de refuerzo 25x35.....	309
Figura 241	Etiquetas de los elementos estructurales Bloque 1	310
Figura 242	Refuerzo de Bloque 1	315
Figura 243	Viga de refuerzo Bloque 1.....	315
Figura 244	Labels Piso 1 Bloque 3.....	316
Figura 245	Labels Piso 2 Bloque 3.....	317
Figura 246	Labels Piso 1 Bloque 4.....	318
Figura 247	Labels Piso 2 Bloque 4.....	319
Figura 248	Refuerzo Piso 1 Bloque 4.....	321
Figura 249	Refuerzo Piso 2 Bloque 4.....	322
Figura 250	Muro típico de refuerzo Bloque 4.....	323
Figura 251	Labels Piso 1 Bloque 5.....	324
Figura 252	Labels Piso 2 Bloque 5.....	325
Figura 253	Refuerzo Piso 1 Bloque 5.....	327
Figura 254	Refuerzo Piso 2 Bloque 5.....	328
Figura 255	Muro típico de refuerzo Bloque 5.....	329
Figura 256	Refuerzos con muros estructurales Bloque 4 piso 1 y 2.....	330
Figura 257	Refuerzo muro estructural Bloque 4.....	331

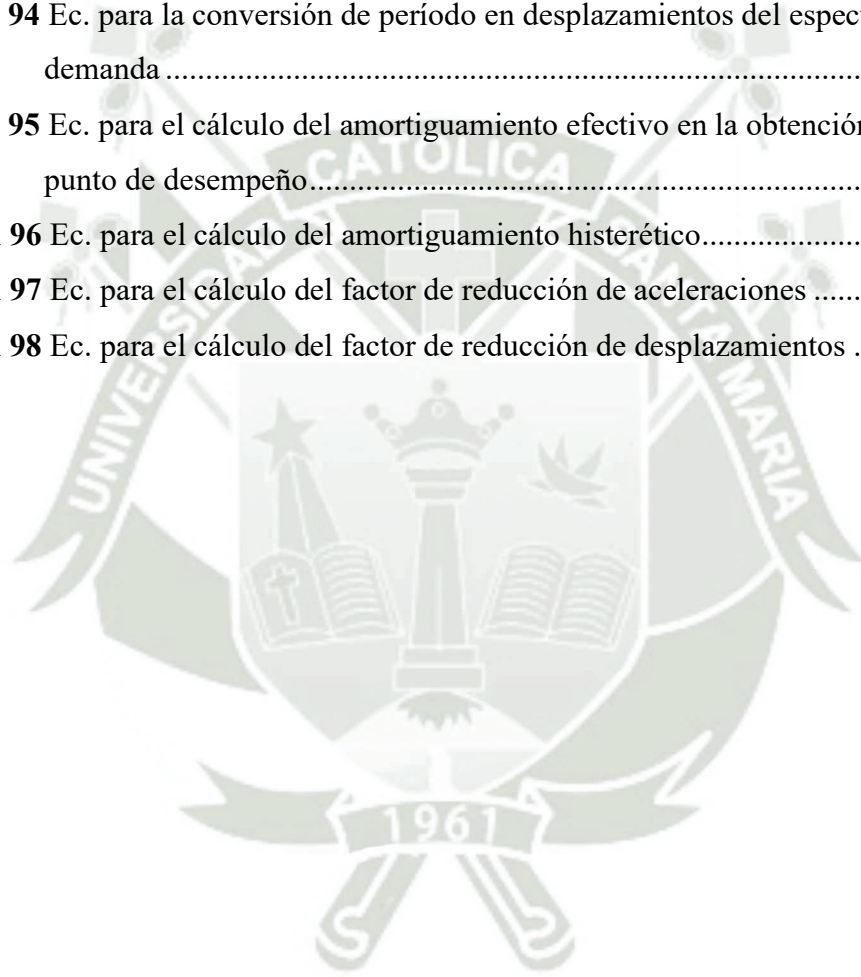
INDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1 Factor C para $T < T_p$	24
Ecuación 2 Factor C para $T_p < T < T_l$	25
Ecuación 3 Factor C para $T > T_l$	25
Ecuación 4 Ec. del periodo de la estructura	26
Ecuación 5 Ec. del cortante basal.....	30
Ecuación 6 Factor de distribución del cortante basal.....	31
Ecuación 7 Ec. para el cálculo de k cuando $T > 0.5$	31
Ecuación 8 Ec. del movimiento amortiguado	32
Ecuación 9 Ec. del movimiento para 1 GDL	33
Ecuación 10 Ec. para el cálculo de autovalores y auto vectores	33
Ecuación 11 Ec. general esfuerzo	39
Ecuación 12 Ec. de la deformación unitaria.....	40
Ecuación 13 Ec. para representar el tramo parabólico en la gráfica del modelo de Hognestad.....	42
Ecuación 14 Ec. de la deformación unitaria para el f'_c del modelo de Hognestad.....	42
Ecuación 15 Ec. para graficar el modelo de Todeschini	43
Ecuación 16 Ec. para representar la parte inicial A-B de modelo de Kent y Park.....	47
Ecuación 17 Ec. para representar la parte B-C de modelo de Kent y Park.....	48
Ecuación 18 Ec. de la pendiente de la línea descendente de B a C.....	48
Ecuación 19 Ec. de la deformación unitaria a $0.5 f'_c$ del concreto no confinado.....	48
Ecuación 20 Ec. de la distancia horizontal entre el concreto confinado y no confinado a $0.5 f'_c$	48
Ecuación 21 Ec. del modelo de Mander - confinado	50
Ecuación 22 Ec. del parámetro dependiente del módulo de elasticidad y del módulo de elasticidad de secante	51
Ecuación 23 Ec. del módulo de elasticidad de secante asociado al concreto confinado.....	51
Ecuación 24 Ec. de la deformación unitaria al valor de f'_c cc	51
Ecuación 25 Ec. para calcular los esfuerzos en dirección x.....	52
Ecuación 26 Ec. para calcular los esfuerzos en dirección y.....	52
Ecuación 27 Ec. del coeficiente que relaciona el área efectiva y el área cuando se alcanza f'_c cc	53
Ecuación 28 Ec. para el área efectiva.....	54

Ecuación 29 Ec. para el área inefectiva.....	55
Ecuación 30 Ec. de la distancia entre caras interiores de aceros longitudinales para la dirección x.....	55
Ecuación 31 Ec. de la distancia entre caras interiores de aceros longitudinales para la dirección y.....	55
Ecuación 32 Ec. del área cuando se llega a f'_{cc}	56
Ecuación 33 Ec. del ratio de área de refuerzo longitudinal con el área del núcleo.....	56
Ecuación 34 Ec. del ratio entre el área de los estribos en x y el área vertical perpendicular entre separación de estribos	56
Ecuación 35 Ec. del ratio entre el área de los estribos en y y el área vertical perpendicular entre separación de estribos	56
Ecuación 36 Ec. de la deformación última del concreto	57
Ecuación 37 Ec. del coeficiente em función al confinamiento	58
Ecuación 38 Ec. del módulo de elasticidad de secante asociado al concreto no confinado....	58
Ecuación 39 Ec. del parámetro dependiente del módulo de elasticidad y del módulo de elasticidad de secante – no confinado	58
Ecuación 40 Ec. del modelo de Mander -no confinado	58
Ecuación 41 Ec. del esfuerzo en el acero	65
Ecuación 42 Ec. para el cálculo de f_s del modelo de Park.....	68
Ecuación 43 Ec. para determinar m	69
Ecuación 44 Ec. del parámetro dependiente de ϵ_{su} y ϵ_{sh}	69
Ecuación 45 Ec. para el cálculo de la curvatura.....	75
Ecuación 46 Ec. para el cálculo de la deformación unitaria del acero	76
Ecuación 47 Ec. para el cálculo de la fuerza en compresión	76
Ecuación 48 Ec. para el cálculo del parámetro a del Bloque de Whitney.....	76
Ecuación 49 Ec. para el cálculo de la fuerza en compresión del bloque de Whitney	77
Ecuación 50 Ec. para el cálculo de la fuerza en tracción	77
Ecuación 51 Ec. para el cálculo del valor de alfa para valores menores a E_{co}	77
Ecuación 52 Ec para el cálculo del valor de alfa para valores mayores a E_{co}	78
Ecuación 53 Ec. para el cálculo de la ubicación de la fuerza resultante para valores menores a E_{co}	78
Ecuación 54 Ec. para el cálculo de la fuerza resultante para valores mayores a e_{co}	78
Ecuación 55 Ec. del área de concreto equivalente para el estado de agrietamiento	82
Ecuación 56 Ec. de la relación modular entre el acero y el concreto.....	83

Ecuación 57 Ec. del eje neutro para el estado de agrietamiento	83
Ecuación 58 Ec. de la inercia agrietada.....	83
Ecuación 59 Ec. del momento de agrietamiento	84
Ecuación 60 Ec. Del esfuerzo de rotura del concreto	84
Ecuación 61 Ec. de la curvatura en el momento del agrietamiento	84
Ecuación 62 Ec. De la deformación unitaria para el agrietamiento	84
Ecuación 63 Ec. del módulo del concreto	85
Ecuación 64 Ec. de deformaciones unitarias del estado de fluencia	85
Ecuación 65 Ec. para el cálculo de la fuerza de compresión del estado de fluencia.....	85
Ecuación 66 Ec. para el cálculo de la fuerza de tracción del estado de fluencia	86
Ecuación 67 Ec. para el cálculo de f_c	86
Ecuación 68 Ec. para el cálculo de f_y	86
Ecuación 69 Ec. para el cálculo del eje neutro del estado de fluencia	86
Ecuación 70 Ec. para la curvatura del estado de fluencia	86
Ecuación 71 Ec. para el cálculo de las deformaciones unitarias del estado de rotura	87
Ecuación 72 Ec. para el cálculo de la fuerza en compresión para el estado de rotura	87
Ecuación 73 Ec. para el cálculo de la fuerza en tracción para el estado de rotura	87
Ecuación 74 Ec. para el cálculo del factor a	87
Ecuación 75 Ec. para el cálculo de b en función de f_c	87
Ecuación 76 Ec. para el cálculo de la curvatura del estado de rotura	88
Ecuación 77 Ec. para el cálculo de la ductilidad	94
Ecuación 78 Ec. para el cálculo del giro en el punto C ASCE 41-17	107
Ecuación 79 Ec. para el cálculo del momento en el punto D ASCE 41-17	107
Ecuación 80 Ec. para el cálculo del giro en el punto E ASCE 41-17	108
Ecuación 81 Ec. para el cálculo del giro en el punto B ASCE 41-17	109
Ecuación 82 Ec. para cálculo del parámetro de relación de cuantías para la obtención de los parámetros de rotación según ASCE 41-17	109
Ecuación 83 Ec. para el cálculo de la cuantía en tracción.....	110
Ecuación 84 Ec. para el cálculo de la cuantía en compresión.....	110
Ecuación 85 Ec. para el cálculo de la cuantía balanceada	110
Ecuación 86 Ec. para el cálculo del tercer parámetro de cortante para el punto C ASCE 41-17	111
Ecuación 87 Ec. para el cálculo de la repartición del cortante basal	127
Ecuación 88 Ec. para el cálculo de la pseudoaceleración para sismo frecuente	128

Ecuación 89 Ec. para el cálculo de la pseudoaceleración para sismo ocasional	128
Ecuación 90 Ec. para el cálculo de la pseudoaceleración para sismo raro.....	128
Ecuación 91 Ec. para el cálculo de la pseudoaceleración para sismo muy raro	128
Ecuación 92 Ec. para la conversión del cortante basal de la curva de capacidad a aceleración	131
Ecuación 93 Ec. para la conversión del desplazamiento de la curva de capacidad a desplazamiento en formato ADRS.....	131
Ecuación 94 Ec. para la conversión de período en desplazamientos del espectro de demanda	132
Ecuación 95 Ec. para el cálculo del amortiguamiento efectivo en la obtención del punto de desempeño.....	136
Ecuación 96 Ec. para el cálculo del amortiguamiento histerético.....	137
Ecuación 97 Ec. para el cálculo del factor de reducción de aceleraciones	138
Ecuación 98 Ec. para el cálculo del factor de reducción de desplazamientos	138



INTRODUCCIÓN

El colapso progresivo de una edificación ocurre cuando uno o más elementos de una estructura falla, lo que desencadena en un fallo global de la estructura comprometiendo incluso a los elementos que no fallan. Cuando sucede esto se genera un colapso desproporcionado, es por ello por lo que en los últimos tiempos se han convertido en un tema de interés para la ingeniería civil y en específico en la rama estructural.

El fallo localizado en un elemento que puede deberse a múltiples factores, dentro de los cuales incluye malas prácticas constructivas, fallos del edificio por un mal diseño, incendios descontrolados que afecten la capacidad estructural de la estructural o incluso eventos externos o atípicos tales como atentados, un ejemplo de esto último sería el atentado contra las Torres Gemelas del World Trade Center.

Analíticamente, cuando un elemento falla las fuerzas que este soportaba se redistribuyen hacia los elementos adyacentes, lo que en muchas oportunidades hace que se supere la capacidad estructural de dichos miembros y por lo tanto la estructura falla eventualmente.

Es importante entender que una edificación puede tener un colapso progresivo cuando se analiza por un evento raro o aislado como atentados, choques de maquinaria pesada u otros o cuando se analiza como consecuencia de acciones sísmica en este segundo caso se debe considerar que preverlo es mucho más difícil pues es muy probable que gran parte de la estructura haya perdido sus condiciones iniciales de resistencia.



CAPÍTULO I

1. Planteamiento del problema

1.1. Formulación del problema

En la actualidad las estructuras están expuestas a muchos eventos anormales como el impacto de vehículos a una columna, incendios provocados por el hombre u otro que conlleve el fallo de un miembro de la estructura.

Son varias las situaciones que tanto en el pasado como en el presente han hecho que los estudios y análisis por colapso progresivo cobren cada vez mayor relevancia, entre algunos de ellos encontramos los siguientes:

- Alta sismicidad en varias regiones del mundo, lo cual incrementa la posibilidad de colapso progresivo en edificaciones con deficiencias estructurales.
- Variabilidad de las circunstancias accidentales que pueden causar el colapso progresivo.
- Construcciones de gran importancia que no toman en cuenta parámetros normativos de diseño o que carecen de una supervisión técnica adecuada.
- Incremento de cargas accidentales tales como remodelaciones sobre usos de espacios o instalaciones adicionales no contempladas en el proyecto original.
- Antecedentes de colapsos estructurales a nivel mundial.

Son varias las situaciones donde se han presentado casos de colapso progresivo.

A nivel global, uno de los ejemplos más claros es la caída de las Torres Gemelas del World Trade Center, el 11 de septiembre del 2001, donde un avión impacto contra la parte superior de la estructura lo que origino minutos después el fallo total de la estructura.

Figura 1

Impacto contra las Torres Gemelas del 11 de septiembre



Nota. Atentado contra las torres Gemelas [Fotografía] .Tomado de BBC (2021)

Otro ejemplo es el caso del puente Haeng-Ju en Seúl, Corea del Sur durante su construcción en el año 1992, el colapso comenzó por el vano principal que era sostenido por un pilar, se cree que el fallo de la estructura del hundimiento de dicho pilar y el daño no se limitó solamente a esa área, sino que se propago a toda la estructura.

Figura 2

Colapso del puente Haeng Ju en Seúl



Nota. Caída del puente Haeng Ju [Fotografía] .Tomado de Gusts of Popular Feeling (2007)

Otro caso más es del edificio Ronan Point en la ciudad de Londres en 1968, donde se cree que una explosión dentro de un piso intermedio del edificio provocó un fallo de la columna de borde de dicho nivel, minutos después toda la zona cerca de este piso y de los demás pisos adyacentes falló.

Figura 3

Colapso de la zona lateral del edificio Ronan Point

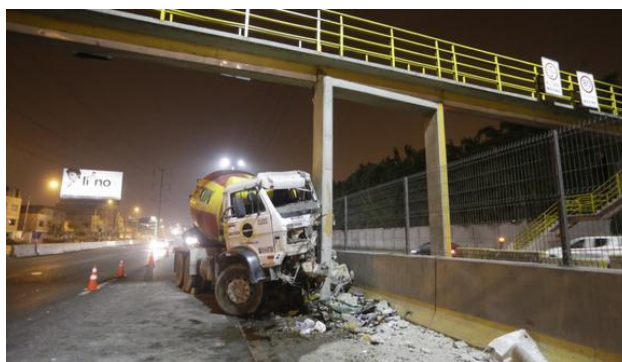


Nota. Fallo en una zona en la estructura del Roman Point [Fotografía] .Tomado de Wikipedia (2018)

A nivel nacional, en el año 2020 en la ciudad de Lima, Perú un camión choco accidentalmente contra una columna del puente Caja de Aguas, lo cual generó el casi inminente derrumbe y colapso progresivo de todo el puente.

Figura 4

Impacto de Camión contra la columna del puente Caja de Agua en Lima



Nota. Choque de un vehículo contra un puente [Fotografía] . Tomado de Correo (2020)

Así como los casos precedentes existen muchas estructuras que pueden fallar en su totalidad si es que eventualmente uno o más de uno de sus elementos fallase. Como por ejemplo una vivienda en Miraflores la cual se puede ver en la siguiente imagen.

Figura 5

Edificio con peligro de colapso en Miraflores



Nota. Edificio con riesgo de colapso [Fotografía] .Tomado de El comercio (2017)

Todos los casos anteriores reflejan la necesidad de analizar las estructuras frente a casos de colapsos progresivos e identificar medidas de mitigación, a fin de salvaguardar vidas humanas y evitar pérdidas materiales.

En el distrito de Cayma – Arequipa se pueden observar muchas edificaciones cuya importancia se clasifica como esencial acorde a la norma E.030, tomando en cuenta la importancia de la evaluación por colapso progresivo de acuerdo a las consideraciones establecidas por las guías y normativas que analizan este problema y el análisis de la institución educativa de la presente investigación cobra relevancia.

1.2. Problema

Según Gadag & Mogali (2024) aproximadamente del 15 al 25% de las edificaciones colapsan de manera total por fallas locales, es decir son desencadenantes de un colapso progresivo

Por otro lado, la informalidad en la construcción de acuerdo con (CAPECO, 2021) puede alcanzar hasta un 80% lo que es un agravante más. Adicionalmente normativas americanas como la FEMA 440 del (Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency, 2005) indican que existe una gran preponderancia aún de los métodos lineales algo que si bien es muy útil no permite comprender tan exactamente cuál es el comportamiento real de las estructuras en comparación si se usa métodos no lineales.

1.2.1. Problema general

Debido a la importancia de la institución educativa que se clasifica según la norma E.030 como una edificación de uso esencial, esta se encuentra agrupada dentro de las edificaciones a las cuales se les da una mayor importancia.

Acorde a los lineamientos de guías extranjeras como la GSA (General Service Administration) así como otras normativas, el análisis por colapso progresivo cobra una mayor relevancia debido a que se hace un principal énfasis en las estructuras cuya importancia es comparable con la categoría de edificaciones esenciales de la E.030.

El análisis por colapso progresivo debe considerar circunstancias o causas que tengan una baja probabilidad de desencadenar un colapso progresivo, esto se logra simulando situaciones hipotéticas dentro de las cuales se evalúa como respondería la estructura frente al fallo o pérdida de algunos de sus miembros estructurales primarios (vigas, columnas o muros estructurales), tomando en consideración lo anterior se vuelve interesante plantear la siguiente pregunta:

¿Cuáles son las vigas, columnas y muros estructurales (elementos primarios de la General Services Administration) que provocan el colapso progresivo en la estructura para una institución educativa en Cayma, Arequipa?

1.2.2. Problema específico

- ¿Cuál es el comportamiento de la estructura cuando se produce un fallo local en un elemento estructural analizado bajo el modelo de prevenir la falla local y bajo el modelo asumir la falla local?
- ¿Cuáles son los elementos estructurales de una institución educativa en el distrito de Cayma-Arequipa que pueden generar un colapso progresivo cuando se hace un análisis tomando en cuenta las consideraciones del sismo y las causas accidentales?

1.3. Justificación de la investigación

1.3.1. Justificación metodológica

La tesis se justifica metodológicamente porque se realizan observaciones, análisis y procesamiento de datos objetivos, todo esto siguiendo una metodología ordenada y continua para una correcta interpretación final de resultados.

1.3.2. Justificación social

Esta investigación tiene justificación social porque ayudará a conocer mejor el comportamiento de las edificaciones cuando un elemento estructural falla, lo que permitirá disminuir el riesgo de colapso de las estructuras y por ende salvaguardar la vida de las personas. Asimismo, la exposición del colegio evaluado es considerable debido a su función educativa, lo cual implica una alta concentración de personas durante gran parte del día. Al estar ubicado en el distrito de Cayma, zona urbana de la ciudad de Arequipa con alta actividad sísmica, se considera prioritario evaluar tanto la vulnerabilidad estructural como el nivel de exposición, con el fin de reducir el riesgo sísmico y prevenir consecuencias humanas y materiales en caso de colapso estructural.

1.3.3. Justificación económica

Esta investigación tiene relevancia económica, ya que ayudara a prevenir el riesgo de colapso en edificaciones y por ende evitar pérdidas económicas.

1.3.4. Justificación ambiental

Las edificaciones al colapsar generan gran cantidad de contaminación nociva al crear escombros perjudiciales para el medio ambiente, si se evita que se reduzca la probabilidad que estas fallen se lograra también evitar la dicha contaminación.

1.3.5. Justificación tecnológica

Esta investigación tiene relevancia tecnológica, ya que permitirá comprender los principios fundamentales del colapso progresivo permitiendo el desarrollo de tecnologías emergentes que puedan facilitar el análisis por colapso progresivo.

1.3.6. Justificación política

Esta investigación tiene relevancia político ,ya que permitan alinearse a la seguridad estructural de las políticas públicas de gestión de riesgo que impulsa el estado. Ya que los colegios tienen espacios vulnerables y necesitan ser evaluados bajo criterios modernos ,como lo es por colapso progresivo.

1.3.7. Justificación ética

Desde una perspectiva ética ,se justifica ya que se quiere proteger la vida humana de niños, adolescentes que diariamente concurren a sus centros educativos donde se busca priorizar la integridad física de cada uno de ellos.

1.4. Hipótesis

Es posible que al analizar el colapso progresivo en una institución educativa en el distrito de Cayma-Arequipa los elementos estructurales que tengan mayores solicitaciones gravitatorias y sísmicas provoquen el colapso total de la estructura mientras que los que tienen las menores cargas no provoquen el colapso total de la estructura.

1.5. Objetivos de la investigación

1.5.1. Objetivos generales

Analizar por colapso progresivo una institución educativa y proponer medidas para evitarlo en el distrito de Cayma-Arequipa, 2025.

1.5.2. Objetivos específicos

- Analizar el comportamiento de la estructura por colapso progresivo cuando se utiliza el modelo de prevenir la falla local y cuando se utiliza el modelo de asumir la falla local .
- Analizar qué elementos estructurales dentro de la estructuración en una institución educativa en el distrito de Cayma-Arequipa pueden desencadenar un colapso progresivo cuando se considera las condiciones sísmicas y las causas accidentales.

1.6. Variables

1.6.1. Variable dependiente

- Vulnerabilidad al colapso progresivo

1.6.2. Variable independiente

- Propiedades de los materiales
- Propiedades de la estructura

1.6.3. Matriz de operacionalización de variables

<i>Variable</i>	<i>Dimensiones</i>	<i>Indicadores</i>	<i>Metodología</i>	<i>Tipo de Variable</i>
Vulnerabilidad al colapso progresivo	Fallo de elementos estructurales	Disminución de la capacidad de carga	Tipo: Cuantitativa Diseño: No experimental	Dependiente
		Desplazamientos excesivos		
		Ratio de demanda capacidad		
		Formación de rótulas plásticas		
Propiedades de los materiales	Fallo global de la estructura	Evaluación de la resistencia al colapso	Tipo: Cuantitativa Diseño: No experimental	Independiente
		Resistencia a la compresión		
		Módulo de Elasticidad		
		Límite de fluencia		
Propiedades de la estructura	Propiedades del concreto	Módulo de Elasticidad	Tipo: Cuantitativa Diseño: No experimental	Independiente
		Centro de masa, rigidez		
		Carga soportada por cada elemento		
		Rigidez de la estructura		
Propiedades de la estructura	Propiedades Estructurales	Periodo de la estructura	Tipo: Cuantitativa Diseño: No experimental	Independiente

1.7. Aporte de la investigación

La presente investigación ayuda a comprender como las estructuras colapsan progresivamente cuando uno o más elementos estructurales fallan y desencadenan en el fallo global de la estructura, utilizando conceptos y recomendaciones de normativas extranjeras tales como la proporcionada por la GSA (General Services Administration) ante la falta de normativa peruana, lo que permitirá establecer un caso de estudio que analice estas condiciones en las edificaciones incluyendo la no linealidad, esto podría permitir que se entienda mejor el comportamiento de las estructuras frente al colapso progresivo.

1.8. Alcance

La presente investigación solo evalúa una institución educativa en el distrito de Cayma-Arequipa tomando en cuenta la planta arquitectónica y propiedades de los materiales de construcción, así como la estructuración del colegio. La presente investigación no incluye la evaluación del costo que suponen los refuerzos propuestos.

1.9. Limitaciones

- Este estudio no analiza edificaciones donde se utilice materiales como perfiles metálicos, madera o albañilería.
- Los datos de propiedades de materiales y suelo se obtienen del expediente técnico no se realizan ensayos in situ.
- El presente estudio se evalúa solo bajo el método de asumir la falla local o prevenir la falla local esto está basado según la guía de la GSA (General Service Administration) y Starossek.



CAPÍTULO II

2. Fundamento teórico

2.1. Estado del arte

Quinto & Chaverra (2022) en su investigación titulada "ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) Y PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO EN UNA EDIFICACIÓN DE TRES PISOS EXISTENTE – REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA Y CASO EJEMPLO" tiene como objetivo realizar un análisis estático no lineal o análisis Pushover a una edificación de tres pisos existente en la ciudad de Medellín, Antioquía, Colombia la cual se encuentra en una zona de alta sismicidad, dicha estructura tiene como sistema estructural el sistema aporticado.

Para hacer el análisis se evalúan los espectros de capacidad y las curvas de fragilidad de la estructura, incluyendo efectos de segundo orden tales como el efecto P-Delta.

Se evalúa el comportamiento de los materiales en estado de fluencia y además se consideran efectos de fisuración y desgaste de los materiales. Mediante la ayuda del análisis Pushover se evalúa la capacidad de la edificación, analizando si este se comporta dentro del rango elástico, y para el análisis no lineal se induce a la pérdida de rigidez de los elementos estructurales hasta alcanzar el límite de resistencia de la estructura.

La demanda de la estructura se cuantifica mediante el control de las derivas estipuladas en la norma NSR-10 para un periodo de diseño de sismo de 475 años y haciendo uso del análisis dinámico modal espectral.

Finalmente, en dicha investigación se calcula el desempeño considerando los valores de capacidad y demanda.

Como resultado, se obtiene que para dicha edificación analizada se encuentran las formaciones de rótulas plásticas en las vigas, manteniendo el nivel de seguridad de la edificación; sin embargo, deja como resultado final que este tipo de análisis toma relevancia cuando se trata de edificaciones esenciales comparables a las edificaciones tipo A del RNE o para edificaciones de altura media, como es el caso de estudio de la presente investigación.

Binay & Laud (2023) en su investigación titulada " A STUDY ON CRITICAL SEISMIC DEMAND PARAMETERS OF REINFORCED CONCRETE BUILDING USING NONLINEAR STATIC ANALYSIS" que tiene como objetivo analizar una serie de edificios en el norte de la India mediante el método Pushover; para ello considera las edificaciones de planta regular, cuyo sistema estructural es de hormigón armado. El autor

hace varios modelos considerando la misma planta arquitectónica, pero altura diferente desde 6 hasta 12 pisos; se hace uso del software SAP 2000 para simular la curva de capacidad de la estructura e inducirla a fallar eventualmente para así analizar la curva de demanda-capacidad.

Los resultados dan como conclusión que la fuerza cortante basal, así como otros parámetros sísmicos, se deben en gran medida a la relación entre las dimensiones de la planta y la altura de la edificación.

Ocaña (2016) en su investigación titulada "ANÁLISIS NO LINEAL DE UN MARCO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DISEÑADO A EJES Y CON UNA EXCENRICIDAD ENTRE EJES" en Puebla, México, tiene como objetivo analizar mediante el método no lineal un marco de un edificio de concreto reforzado, diseñado a ejes y con una excentricidad entre ejes, con el objetivo de comparar y manifestar cuál es el mejor desempeño estructural en resultados de desplazamiento lateral del diseño a ejes o excentricidades entre ejes. Mediante la metodología lineal y no lineal (Pushover) se analizarán ambos casos mencionados, 4 modelados para una edificación de 10 niveles con ayuda del software SAP2000 v14, el espectro de respuesta del sismo ocurrido el 14 de septiembre de 1995 con una magnitud de 7.2 y el software Drain 2D. Se concluye que para la edificación de estudio sin excentricidades con análisis lineal y no lineal se cumplen las distorsiones según las restricciones del reglamento mexicano.

Pulido (2020) en su investigación titulada "COMPORTAMIENTO Y ANÁLISIS NO LINEAL DE EDIFICIOS SÍMTRICOS DE CONCRETO REFORZADO" tiene como objetivo analizar el comportamiento no lineal de edificaciones simétricas de concreto reforzado en Bogotá, Colombia. Con la finalidad de conocer el comportamiento estructural de la edificación de estudio de concreto reforzado al momento que llegan al rango inelástico mediante la metodología no lineal Pushover con una edificación simétrica con regularidad en planta y altura con ayuda de SAP 2000. Concluyendo que los métodos no lineales presentan resultados favorables.

Fernández (2018) en su investigación titulada "ANÁLISIS PUSHOVER PARA EVALUAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA EN EL CENTRO POBLADO YUNGASUYO, PROVINCIA UTCUBAMBA - AMAZONAS" tiene como objetivo el análisis de una institución educativa ubicada en Yungasuyo,

Amazonas, Perú, empleando el método Pushover; para ello utiliza criterios de rótulas plásticas con el objetivo de modelar la no linealidad siguiendo los parámetros de la norma ASCE 41-13.

Para evaluar el desempeño utiliza el espectro de capacidad regulado por la norma ATC-40. La estructura que se analiza en esta investigación responde a una cuyo sistema estructural es de concreto armado, y cuyos valores de irregularidad estructural se consideran como 1. Es decir, los valores "Ia" e "Ip" de la norma E.030 del RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones) son iguales a 1.

El estudio tiene como conclusiones que la edificación analizada no cumple con ninguno de los criterios mínimos o necesarios establecidos por el RNE o por los reglamentos americanos FEMA y ATC-40, proponiendo así un reforzamiento estructural para la edificación.

Gadag & Mogali (2024) titulada “ANALYSIS OF PROGRESSIVE COLLAPSE OF BUILDING USING ETABS” tiene como objetivo analizar el colapso progresivo de una estructura de concreto armado mediante el uso de análisis estático lineal con base en las directrices IS 1893 – (Parte I) – 2016 y Probabilistic Seismic Hazard Assessment (PSHA). El análisis utilizó el Demand Capacity Ratio (DCR) como indicador de la resistencia estructural al colapso progresivo. Mediante dos modelos tridimensionales de edificios utilizando el software ETABS 2020, diseñados bajo las normas IS 456-2000 e IS 875-parte II. El primero se basó en la norma IS 1893 (parte 1) - 2016 para cargas sísmicas, y el segundo utilizó las pautas PSHA para asignar las cargas sísmicas. Se analizaron los valores de DCR en las columnas y vigas para evaluar su resistencia al colapso progresivo, tras la eliminación de columnas periféricas y de esquina en el primer piso. Los valores de DCR se calcularon y compararon entre ambos modelos. Concluyendo que los modelos diseñados con las pautas IS 1893 (parte 1) - 2016 mostraron un valor de DCR más bajo, lo que indica una mayor resistencia al colapso progresivo y un mayor margen de seguridad. También los valores de DCR obtenidos para ambos modelos cumplieron con los requisitos de la norma GSA 2016, demostrando una buena estabilidad estructural. Se concluyó que los modelos diseñados con las pautas IS 1893 (parte 1) - 2016 mostraron un valor de DCR más bajo, lo que indica una mayor resistencia al colapso progresivo y un mayor margen de seguridad.

Rayne & Estrada (2022) en su investigación titulada “ANÁLISIS DEL COLAPSO PROGRESIVO DE UN PÓRTICO DE CONCRETO ARMADO ANTE LA REMOCIÓN

DE UNA COLUMNA” tiene como objetivo es analizar y comprender el mecanismo de colapso progresivo en un pórtico de concreto armado de manera numérica. Para ello, se utiliza un software de simulación (ABAQUS CAE 22) para estudiar cómo un pórtico de concreto armado puede reaccionar ante la remoción de una columna, y cómo este cambio impacta en los mecanismos de transporte de carga secundarios. El fin último es evaluar si este tipo de pórticos puede ayudar a disminuir la gravedad del colapso progresivo en caso de que ocurra. Mediante tres modelos con un enfoque cuantitativo, el primero de modelo P2 trata de un pórtico de concreto armado de dos luces, simulado en el software ABAQUS CAE 22. Este modelo se somete a la remoción de una columna para analizar su comportamiento ante el colapso progresivo, el segundo y tercero de modelado Es1 y Es2 respectivamente de dos pórticos de una edificación peruana localizada en Miraflores. A estos se les realiza el mismo análisis para evaluar sus respuestas ante la pérdida de una columna central. El análisis se centró en cómo los pórticos distribuyen las cargas secundarias tras la pérdida de una columna y cómo el daño se propaga hasta el colapso total del espécimen. Concluyendo que la remoción de una columna afecta la estabilidad del pórtico, el diseño de estos elementos permite una distribución alternativa de cargas que puede retrasar o incluso prevenir un colapso completo en ciertas circunstancias. Además, el uso del software ABAQUS CAE 22 demostró ser una herramienta efectiva para analizar y simular el comportamiento de los pórticos ante escenarios de colapso progresivo. Este tipo de simulación permite prever cómo los elementos estructurales pueden comportarse frente a eventos extremos.

Adam & Calderón (2020) en su investigación titulada “PLANTEAMIENTO DE UN EXPERIMENTO DE COLAPSO PROGRESIVO, EN UN EDIFICIO CON ESTRUCTURA PREFABRICADA DE HORMIGÓN” tiene como objetivos principales de este estudio es llenar el vacío en la investigación sobre el comportamiento de estructuras de hormigón prefabricado frente a un colapso progresivo. Dado que la mayoría de los estudios previos se han centrado en estructuras de edificación de otros materiales o en escalas más pequeñas, se propone realizar un experimento a escala 1:1 en tres dimensiones que permita estudiar los mecanismos resistentes y el comportamiento de los diversos elementos de la estructura. El diseño del experimento permitirá analizar las casuísticas que pueden surgir en este tipo de estructuras, estudiar cómo los diferentes componentes (pilares, vigas y forjados) contribuyen a la resistencia ante el colapso progresivo, y obtener datos experimentales sobre el comportamiento global de la estructura. Estos datos serán fundamentales para la calibración de modelos numéricos en futuros trabajos de investigación sobre el tema.

Concluyendo que los datos obtenidos serán clave para calibrar modelos numéricos, mejorando el diseño y seguridad de las estructuras de hormigón prefabricado en el futuro.

Elkady & Augusthus (2024) en este artículo titulado “PROGRESSIVE COLLAPSE: PAST, PRESENT, FUTURE AND BEYOND” nos habla que en los últimos años ha aumentado considerablemente el interés por estudiar el colapso progresivo en estructuras, lo que ha llevado a la creación y mejora de normas en los códigos de construcción. Aunque existen revisiones previas, muchas investigaciones recientes no han sido suficientemente abordadas. Este trabajo recopila y resume los avances más relevantes, incluyendo casos históricos, tipos de colapso, normativas, métodos de análisis, y estrategias de prevención. También se destacan nuevas herramientas como simulaciones con motores físicos, videojuegos y el uso de inteligencia artificial. Además, se presta atención a estructuras menos estudiadas como las de madera y modulares. Esta revisión permite tener una visión general del estado actual del tema y aporta una base sólida para futuras investigaciones.

Wang & Zhang (2014) en este artículo titulado “A REVIEW ON PROGRESSIVE COLLAPSE OF BUILDING STRUCTURES” este trabajo tuvo como objetivo principal hacer una revisión completa sobre los avances más recientes en el estudio del colapso progresivo en edificaciones, que es un tipo de fallo estructural en cadena que puede llevar al colapso total del edificio a partir de una falla localizada, muchas veces causada por acciones accidentales. Para lograr ese objetivo, se utilizaron tres enfoques diferentes: el experimental, el numérico y el teórico. En la parte experimental, como no siempre es posible hacer ensayos a escala real por lo costoso y complejo que resulta, se trabajó con modelos reducidos de elementos estructurales o subestructuras para observar cómo se comportan los materiales, cómo se deforman y dónde aparecen los daños. En cuanto a las simulaciones numéricas, se emplearon métodos como el de elementos finitos y elementos discretos para estudiar cómo se comportan edificios completos ante este tipo de colapso. Por último, desde el punto de vista teórico, se crearon modelos simplificados que ayudan a estimar cuánta resistencia necesita tener una estructura y qué tan robusta puede ser frente a fallas puntuales. Los resultados de todos estos estudios han sido muy útiles porque han permitido mejorar los criterios de diseño estructural, haciéndolos más seguros y eficientes. Como conclusión, el trabajo destaca la importancia de combinar los tres enfoques: experimental, numérico y teórico, para poder entender mejor el colapso progresivo y así diseñar estructuras que sean mucho más seguras y resistentes ante este tipo de fallos.

Beshara & Mahmoud (2023) los objetivos de este trabajo fueron estudiar la capacidad de carga de ensamblajes viga-columna de concreto reforzado ante situaciones de colapso progresivo, específicamente cuando se elimina una columna interior, y también analizar cómo influyen el tipo de detallado del refuerzo (sísmico o no) y la presencia de alas de concreto en el comportamiento estructural. Para eso, se hizo una metodología experimental usando siete modelos a escala reducida (de un cuarto del tamaño real), los cuales fueron diseñados según el código egipcio y sometidos a cargas verticales de forma monótona sobre el muñón de la columna eliminada. Las columnas externas se mantuvieron fijas para evitar movimientos, y durante cada etapa de carga se midieron cosas como la deflexión, las deformaciones en el concreto y el acero, y la capacidad de carga. Los resultados mostraron que la acción de arqueado compresivo (CAA) mejora bastante la capacidad de flexión del sistema, y que esta mejora depende del refuerzo longitudinal, del tipo de detallado y de si había o no alas de concreto. En conclusión, el estudio demostró que tanto el diseño del refuerzo como los mecanismos internos como la CAA y la acción de catenaria son claves para resistir el colapso progresivo, y los resultados experimentales coincidieron bien con los modelos teóricos utilizados para validarlos.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Colapso progresivo

El colapso progresivo es la falla de uno o unos cuantos elementos estructurales que provocan la falla de otros elementos Starossek (2016).

Este puede llevar a su vez un colapso desproporcionado de la estructura por lo que otros autores lo engloban como el fallo de la estructura debido a un fallo en un miembro estructural o fallo global a causa de un fallo local.

El problema del colapso progresivo también puede ser asociado a una falta de resistencia local, el edificio SPACE en Colombia fue un ejemplo claro de ello.

El colapso progresivo también se asocia al fallo global de la estructura pues si bien en el momento del diseño se asocia factores de seguridad para cada elemento, no existe como tal un factor de seguridad que asegure la continuidad funcional de la estructura si un elemento colapsase.

2.2.2. Falla local

Se denomina falla local al fallo concentrado en un elemento estructural, este puede fallar por múltiples razones dentro de las cuales se incluye falta de resistencia del elemento, eventos externos como atentados, incendios, o fallos dentro del proceso constructivo.

La falla local de un elemento puede desencadenar una falla global de la estructura lo que puede poner en riesgo la vida de las personal y original múltiples pérdidas materiales y económicas.

2.2.3. Colapso tipo Pancake

Este colapso fue apreciable en gran medida en el atentado contra las Torres Gemelas, al colisionar los aviones contra la parte superior de la torre y el posterior incendio origino que las columnas pierdan capacidad de resistencia estructural, esto origino que eventualmente la losa que soportaban las columnas falle, al caer este piso la energía potencial se transformó en energía cinética y causo el fallo del piso inferior el cual fallo debido a la transferencia de la fuerza por el impacto del piso superior.

Este suceso se repitió en toda la estructura y finalmente toda esta terminó colapsando repentinamente.

2.2.4. Colapso tipo Domino

Una idea bastante cercana para este tipo de colapso es el del propio juego de domino donde a causa de la caída de una ficha el resto de las fichas empiezan a caer en seguida.

Este tipo de colapso se puede presentar en las torres de alta tensión donde el fallo de una de ellas puede provocar el fallo de las otras si es que no hay una suficiente distancia que prevea la proyección de la caída.

Los elementos suelen fallar inclinándose a un lado respecto a su eje central y afectando a un elemento específico cerca de su radio de impacto.

2.2.5. Colapso tipo Zipper

Este fallo es típico de estructuras como puentes colgantes donde la falla de un cable puede involucrar el colapso de todo el puente.

Prueba de ello es el fallo del Puente Tacoma Narrows en 1940 como lo menciona Starossek (2016) donde el fallo de las conexiones entre los tirantes y el cable principal debido

al viento excesivo provoco que el tablero no pueda ser soportado por los cables restantes y eventualmente falle.

En este tipo de colapso las estructuras fallan debido a que los miembros que soportan una carga no pueden soportar la fuerza que se ejerce en ellos cuando uno de sus elementos falla.

2.2.6. Análisis sísmico estático lineal

Este análisis constituye el más simple para la evaluación de edificaciones y se evalúa a través de fuerzas actuantes en el centro de masas, sin embargo, presenta limitaciones como la siguiente:

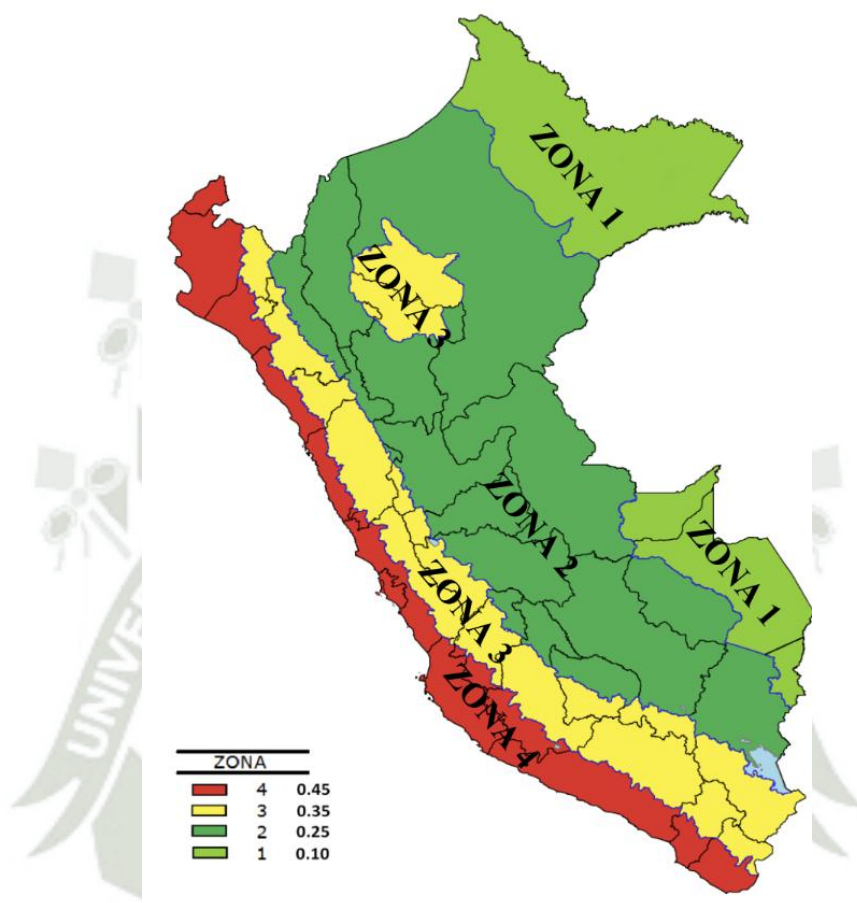
- Solo es usable para edificaciones regulares e irregulares en la zona 1, para el resto de las zonas se deberá verificar la regularidad de la estructura acorde a los acápites de la norma E.030. En estructuras de muros portantes no se puede usar para estructuras de más de 15m.

Este análisis es sencillo pues se basa en parámetros definidos por la norma E.030, en específico los valores de Z (factor de zona), U (factor de uso), C (coeficiente de amplificación dinámico), S (factor de suelo) y R (factor de reducción).

El factor Z se da según la siguiente imagen y los anexos de la norma E.030:

Figura 6

Zonificación sísmica y factor de zona



Nota. Tomado de Norma E.030 (2018)

En la imagen anterior podemos ver un mapa con 4 zonificaciones y valores asignados en una leyenda en el lado izquierdo, este valor representa la aceleración máxima horizontal para suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018). Este valor representa una fracción de la aceleración de la gravedad

Para el caso del factor U se puede considerar la siguiente tabla en función de la edificación que se construya:

Tabla 1
Factor de uso

Categoría de la edificación y factor "U"		
Categoría	Descripción	Factor U
A Edificaciones esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	(*)
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1.5
B Edificaciones importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificaciones comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D Edificaciones temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	(**)

Nota. Tomado de Norma E.030 (2018)

* Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es como mínimo 1,5.

** En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Para la presente investigación se debe tomar en cuenta un valor de 1.5, adicionalmente se debe tomar en cuenta que en caso una estructura este aislada sísmicamente se puede considerar un valor de 1.

El factor S se define según el EMS (estudio de mecánica de suelos), en general los perfiles pueden ser S_0 , S_1 , S_2 o S_3 la norma E.030 da los parámetros a considerar para definir en que categoría está el suelo, el factor de suelo toma en cuenta el factor Z y se define bajo la siguiente tabla:

Tabla 2

Factor de suelo

Factor de suelo "S"					
Zona	Suelo	S_0	S_1	S_2	S_3
	Z4	0.8	1.00	1.05	1.10
	Z3	0.8	1.00	1.15	1.20
	Z2	0.8	1.00	1.20	1.40
	Z1	0.8	1.00	1.60	2.00

Nota. Tomado de Norma E.030 (2018)

El factor C según (norma E.030 , 2018),se define con las siguientes fórmulas:

Ecuación 1

Factor C para $T < T_p$

$$C = 2.5 \text{ si } T < T_p \quad (1)$$

Ecuación 2

Factor C para $T_p < T < T_l$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \text{ si } T_p < T < T_l \quad (2)$$

Ecuación 3

Factor C para $T > T_l$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p T_l}{T^2} \right) \text{ si } T > T_l \quad (3)$$

Los valores de T_p y T_l están asociados al suelo y son calculables bajo la siguiente tabla:

Tabla 3

Periodos " T_p " y " T_l "

Periodos " T_p " y " T_l "				
Perfil del suelo				
	S0	S1	S2	S3
T_p	0.30	0.40	0.60	1.00
T_l	3.00	2.50	2.00	2.60

Nota. Tomado de Norma E.030 (2018)

El valor de T_p se interpreta como la zona donde se presenta las máximas aceleraciones del espectro de la norma E.030 es decir es la meseta de la gráfica el periodo de transición entre T_p y T_l se caracteriza por una caída en las aceleraciones mientras que cuando se supera el valor de T_l se alcanzan los desplazamientos máximo pues la aceleración se reduce en forma de asíntota y los periodos crecen, pero sin provocar mayores desplazamientos acorde a la fórmula de $S_d = S_a/w^2$

El valor de T (periodo de la estructura) se calcula por un análisis dinámico o bajo la siguiente fórmula , según (norma E.030 , 2018):

Ecuación 4

Ec. del periodo de la estructura

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (4)$$

Donde:

h_n = altura de la edificación

C_T = factor dependiente del sistema estructural

El valor de C_T será 35 para pórticos de concreto armado sin muros de corte, 45 para pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras y 60 para sistemas de muros estructurales, duales o de ductilidad limitada de concreto armado.

El factor R trata de emular la parte en la incursión inelástica de la estructura y se toma en consideración a lo siguiente:

Tabla 4

Factor de Reducción

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7 (**)

Nota. Tomado de Norma E.030 (2018)

(*) Estos coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permiten la disipación de energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se permite el uso de pórticos independientes.

(**) Valor aplicable para diseño por esfuerzos admisibles.

Este factor denominado R0 se tiene que multiplicar por los factores de irregularidad en altura y planta definido por:

Tabla 5

Factores de irregularidad en altura Ia

Irregularidades estructurales en altura	Factor de irregularidad Ia
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez 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 tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.	0.75
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
Irregularidad Extrema de Rigidez Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.	0.50
Irregularidad Extrema de Resistencia Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0.90

Irregularidades estructurales en altura	Factor de irregularidad I _a
Irregularidad Geométrica 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 se aplica en azoteas ni en sótanos.	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular 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.	0.80
Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supera el 25% de la fuerza cortante total.	0.60

Nota. Tomado de Norma E.030 (2018)

Tabla 6
Factores de irregularidad en planta Ip

Irregularidades estructurales en planta	Factor de irregularidad Ip
Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 7.	0.75
Irregularidad Torsional Extrema Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 7.	0.60
Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.	0.90
Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0.85
Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.	0.90

Nota. Tomado de Norma E.030 (2018)

No se podrá tener irregularidades para ciertas zonas sísmicas aclaradas en la tabla N° 10 de la norma (Tabla 7) como se ve a continuación:

Tabla 7

Límites de irregularidades por zona

Categoría y regularidad de las edificaciones		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4,3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Nota. Tomado de Norma E.030 (2018)

El factor R_0 se deberá multiplicar por I_a y I_p obteniendo así el factor de reducción R , si hubiera varias irregularidades se considerará el valor menor.

Obtenido estos parámetros se estima el peso de la edificación el cual se calcula como el 100% de la carga muerta más el 50 % de la carga viva en edificaciones A y B y el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva para edificaciones tipo C.

Finalmente, el cortante basal se calcula como , según (norma E.030 , 2018):

Ecuación 5

Ec. del cortante basal

$$V = \frac{ZUCS}{R} P \quad (5)$$

Donde:

V = cortante basal

Z = factor de zona

U = factor de uso

C = coeficiente de amplificación dinámica

S = factor de suelo

R = factor de reducción

P = peso de la edificación

Finalmente, el cortante basal según (norma E.030 , 2018) se distribuirá a los pisos acorde a:

Ecuación 6

Factor de distribución del cortante basal

$$\alpha_i = \frac{P_i h_i^k}{\sum_1^n P_i h_i^k} \quad (6)$$

Donde:

α_i = factor de distribución del cortante basal

P_i = peso de cada piso

h_i = altura de cada piso

El valor de k dependerá del periodo T si este es menor o igual a 0.5 segundos k será 1 de lo contrario k sera, según (norma E.030 , 2018) :

Ecuación 7

Ec. para el cálculo de k cuando $T > 0.5$

$$0.75 + 0.5T \leq 2 \quad (7)$$

Definido cada valor de fuerza actuante en el centro de masas se podrá calcular el diagrama de cortantes y momentos, así como distribuir la fuerza a los elementos estructurales en base a sus propiedades geométricas y de resistencia.

2.2.7. Análisis sísmico dinámico lineal

2.2.7.1. Análisis dinámico modal espectral

Se puede tomar en cuenta este análisis cuando se tenga algunas de las limitaciones al análisis sísmico estático o cuando se desee usar los resultados obtenidos para otro tipo de análisis como el de tipo Pushover que se verá más adelante.

Para comprender este tipo de análisis se debe entender que todo parte básicamente de la ecuación del movimiento donde se experimenta aceleración, amortiguamiento y desplazamiento la ecuación del movimiento en términos sencillos para una estructura se puede escribir como , según (Kumar Chopra, 2014)

Ecuación 8

Ec. del movimiento amortiguado

$$M\ddot{u} + c\dot{u} + Ku = 0 \quad (8)$$

Donde:

M = matriz de masas

c = amortiguamiento de la estructura

K = matriz de rigidez

Esa ecuación puede deducirse a partir del análisis según la segunda ley de Newton considerando que la masa y la rigidez son las propiedades dinámicas de la estructura, es importante comprender que el amortiguamiento (disipación de energía) es un tema muy complejo pues es difícil predecir exactamente en que partes de la estructura se producirá la disipación de energía y en que escala. Es por ello por lo que debido a análisis de diversas estructuras la norma E.030 propone que se considere un valor de 5%.

La matriz de rigidez puede obtenerse según el número de grados de libertad que se considere, la condensación estática es un método muy usual que se calcula para hallarla.

La matriz de masa se obtendrá a partir del peso de cada piso, finalmente la solución de u se define por, según (Kumar Chopra, 2014):

Ecuación 9

Ec. del movimiento para 1 GDL

$$u = \phi \sin \omega t \quad (9)$$

Donde:

u = desplazamiento

ϕ = modo

ω = frecuencia natural

t =tiempo

Es importante entender que dicha solución corresponde para un sistema de un grado de libertad y sin amortiguamiento, al considerar este y considerar varios grados de libertad la ecuación se vuelve compleja como se hace alusión en (Kumar Chopra, 2014).

Tomando esta ecuación en cuenta solo considerando las propiedades dinámicas de la estructura y reemplazando en la ecuación del movimiento la ecuación queda reducida a:

Ecuación 10

Ec. para el cálculo de autovalores y auto vectores

$$K\phi = \omega^2 M \quad (10)$$

Esta ecuación es resuelta por el problema del autovalor y del autovector donde los autovalores serán las frecuencias naturales al cuadrado y los auto vectores serán los modos de vibración.

Cuando se estudia sistemas de un grado de libertad se obtiene una solución más sencilla en comparación a cuando se estudia sistemas de varios grados de libertad.

Sin embargo, es importante tomar en cuenta que los modos de una estructura son independientes uno de otro al cumplirse la propiedad de ortogonalidad donde se premultiplica la matriz de masas, por la transpuesta del modo y se multiplica posteriormente por el modo.

Cuando se resuelve esto en la ecuación del movimiento para la matriz de masas y rigidez se llega a la conclusión de que una matriz de $n \times n$ podrá ser reducida a una de $n \times 1$ pues cuando $i \neq j$ los valores se hacen 0 y cuando $i = j$ se hacen valores diferentes de cero.

Considerando la propiedad ortogonalidad y los sustentos matemáticos descritos en el libro de (Kumar Chopra, 2014), se puede llegar a la conclusión de que los modos son

independientes uno de otro lo que permite que la estructura se pueda representar a través de la sumatoria de los modos a través de criterios de combinación modal.

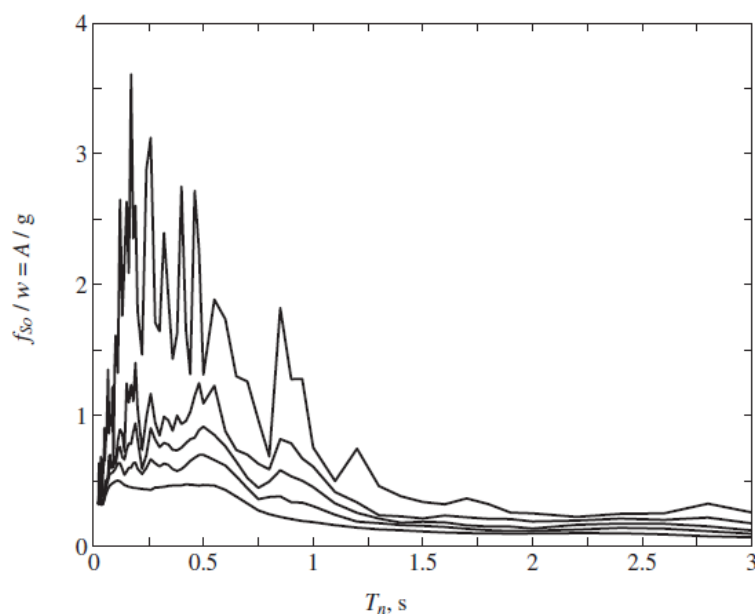
A fin de que se obtenga un comportamiento cercano a la realidad la norma E.030 impone considerar un factor de suma de masas participativas de 90%, considerándose siempre los primeros 3 al menos.

Como se mencionó antes el amortiguamiento y la aceleración del terreno generarían que la solución de la ecuación del movimiento sea compleja, es por ello por lo que a través de los años se ha simplificado estos dos parámetros a través de un espectro de respuesta, este último es una gráfica que muestra los valores máximos de desplazamiento, velocidad o aceleración en función del periodo de una estructura para sistemas de un grado de libertad. El espectro se puede usar gracias a que los modos son independientes por la propiedad de ortogonalidad descrita anteriormente.

En la siguiente imagen se observa un espectro para diferentes tasas de amortiguamiento:

Figura 7

Espectro de respuesta para diferentes tasas de amortiguamiento



Nota. Tomado de Kumar Chopra (2014)

De la imagen anterior, la relación entre la respuesta espectral y la tasa de amortiguamiento son inversas es decir a mayor tasa de amortiguamiento el espectro será más pequeño y a menor tasa de amortiguamiento el espectro será más grande.

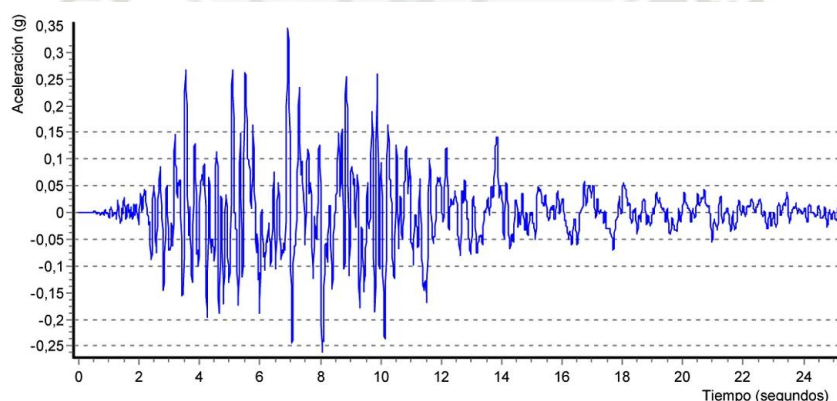
El análisis dinámico modal espectral tiene como objetivo establecer el valor del cortante basal, los modos de vibración, los desplazamientos y compararlos con los límites de distorsión de la norma E.030.

Adicionalmente se puede considerar un análisis dinámico lineal tiempo-historia este análisis consiste en tomar registros de aceleraciones de terrenos que incluyan evaluación en la dirección x e y, y formar espectros de pseudoaceleraciones, los artículos 29 y 30 de la norma hablan sobre analizar e interpretar estos resultados.

Se ve a continuación un ejemplo de acelerograma:

Figura 8

Ejemplo de acelerograma para el análisis tiempo-historia



Nota. Tomado de CDV Ingeniería Antisísmica (2018)

Una manera de garantizar de que la estructura se comporte adecuadamente durante un sismo será hacer la verificación de las distorsiones de entrepiso las cuales tienen sus límites según el material predominante acorde a la siguiente tabla:

Tabla 8
Límites para la distorsión de entrepiso

Límites para la distorsión del entrepiso	
Material Predominante	($\Delta i / h_{ei}$)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota. Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial son establecidos por el proyectista, pero en ningún caso exceden el doble de los valores de esta Tabla. Tomado de Norma E.030 (2018)

2.2.8. Análisis Pushover

Los modelos lineales son una buena aproximación para cuando se diseñan estructuras nuevas, sin embargo cuando se hacen análisis de estructuras complejas ya sea por irregularidad de la estructura, por ser una estructura importante, porque es muy alto o cuando se requieren hacer análisis no lineales para simular la realidad para la presente investigación se requiere este tipo de análisis que nos permiten tener una mayor precisión y que también nos brinden una mayor comprensión del comportamiento de la edificación.

Dentro de los métodos no lineales se tiene el análisis estático no lineal y el análisis dinámico no lineal.

El segundo ofrece aún más precisión que el primero, pero no por ello el primero no deja de ofrecer data confiable y sobre todo lo que hace que sea muchas veces preferido es su tiempo de procesamiento en programas de computación. El análisis Pushover por lo general demora en procesar más tiempo que los métodos lineales sin embargo es un tiempo aceptable y muchas veces no requiere gran capacidad del computador, por ejemplo una estructura de mediana altura puede ser analizada en 3 a 20 minutos según el tipo de computador disponible, mientras que el análisis dinámico no lineal puede tardar días y puede requerir procesadores de mayor potencia, lo que en términos sencillos no lo hace muy práctico pues es bien sabido que un diseño y análisis estructural muchas veces requiere modificaciones continuas del proyecto antes de detallarse en planos constructivos.

Teniendo en consideración lo anterior el análisis estático no lineal "Pushover" es una gran opción.

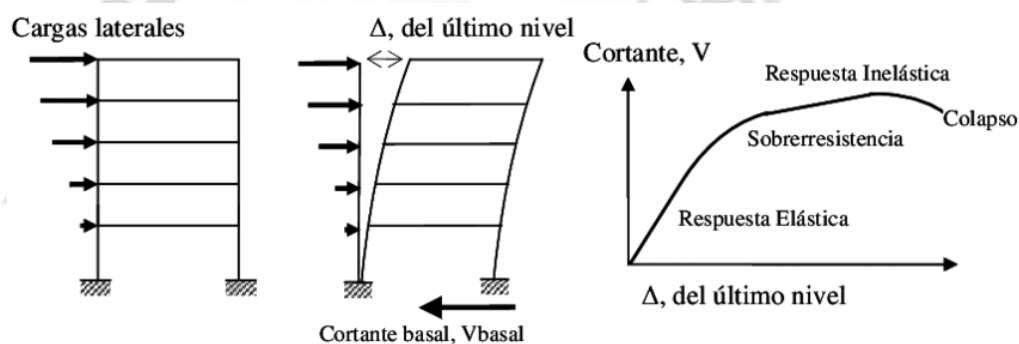
Este análisis tiene como objetivos analizar el nivel de desempeño de la estructura a través del punto de desempeño para ello distribuye fuerzas laterales en los diferentes niveles, similar a un análisis estático lineal a fin de aumentar estas cargas de manera progresiva hasta que la estructura falle completamente, esto se denominará más adelante como la curva de capacidad de la estructura.

Por otro lado, este análisis permite analizar la estructura para sismos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros lo que conlleva una gran ventaja frente a métodos lineales.

La siguiente imagen ilustra mejor el concepto del método Pushover.

Figura 9

Análisis Pushover



Nota. Tomado de Arango Moreno & Duque (2009)

El análisis Pushover incluye varias cosas dentro de las principales para el entendimiento se necesita considerar las siguientes:

- Comportamiento inelástico de los materiales
- Comportamiento inelástico de las secciones (diagramas de momento curvatura)
- Rótulas plásticas
- Curva de capacidad de la estructura
- Espectro de demanda
- Conversión de curva de capacidad y espectro de demanda a modelos ADRS
- Punto de desempeño
- Nivel de desempeño

A continuación, se describe de manera detallada cada una de esas características y se ejemplifica a fin de que en la parte del análisis se tenga una plena comprensión.

2.2.8.1. Modelos constitutivos de los materiales

2.2.8.1.1. Modelos constitutivos para el concreto

2.2.8.1.1.1 Ensayos de resistencia a compresión del concreto

Es importante entender primeramente cuales son los componentes que se analizan dentro de los modelos constitutivos para el concreto, para ello los ensayos elaborados por diversos autores toman en consideración dos principales parámetros.

2.2.8.1.1.2 Resistencia a la compresión

Capacidad que tiene el concreto para resistir fuerzas de compresión antes de fracturarse, se expresa en unidades de fuerza por longitud al cuadrado. Para el cálculo de la resistencia se ensaya cilindros de concreto con medidas estandarizadas y se usa una carga gradual hasta que se produzca la falla. Lo anterior se ilustra mejor en la siguiente imagen:

Figura 10

Ensayo a la compresión del concreto



Nota. Tomado de ACI México (2013)

Como se puede observar en la imagen anterior una prensa que simula las condiciones de una carga incremental, comprime la probeta hasta ocasionar su falla, esta fuerza se registra

y se mide el área de sección transversal de la probeta obteniendo el esfuerzo con la siguiente fórmula:

Ecuación 11

Ec. general esfuerzo

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (11)$$

Donde:

σ = esfuerzo a la compresión para fines posteriores se representa bajo f'_c

F = fuerza registrada en la prensa que produce el fallo

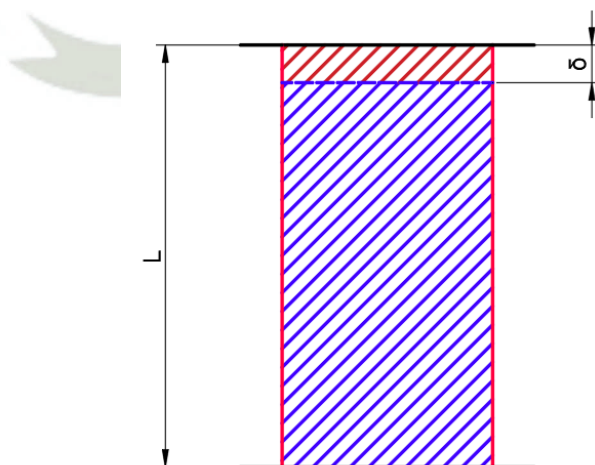
A = área de la sección transversal de la probeta

2.2.8.1.1.3 Deformación unitaria

Esta se mide con la deformación registrada en el concreto por unidad de longitud, en la siguiente imagen se ilustra el concepto

Figura 11

Deformación unitaria del concreto



Nota. Elaboración propia

Suponiendo que la probeta inicialmente tiene una longitud L y luego al comprimirse se deforma una longitud δ cuando se alcanza el esfuerzo máximo, la deformación unitaria se definirá por

Ecuación 12

Ec. de la deformación unitaria

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L} \quad (12)$$

Donde:

ε = deformación unitaria

δ = deformación

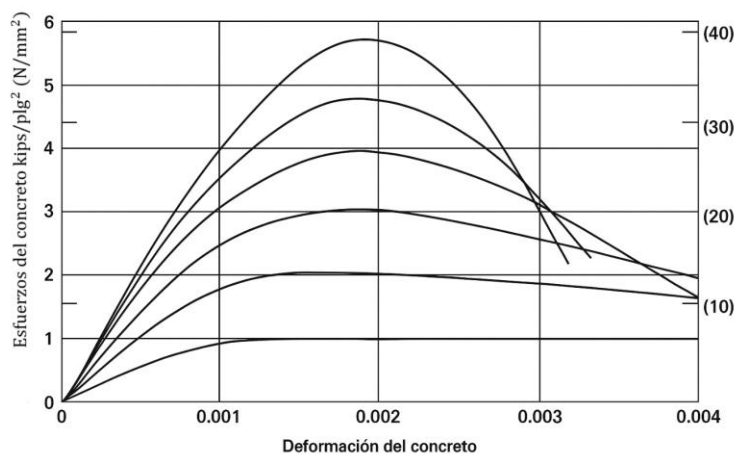
L = longitud inicial

2.2.8.1.1.4 Modelos de comportamiento del concreto

Definido lo anterior, son varios los autores que han desarrollado una curva que relacionan la resistencia del concreto con la deformación unitaria para diferentes f'_c en la siguiente imagen se puede observar de mejor manera esto:

Figura 12

Curva f'_c vs ε para diferentes valores de resistencia a la compresión



Nota. Tomado de Park & Pauley (1988)

De las curvas anteriores se puede ver que la curva tiende a ser lineal hasta la mitad de la resistencia máxima, cuando se llega a la resistencia máxima el concreto no presenta una zona de fluencia donde soporte la carga, sino que por el contrario falla abruptamente.

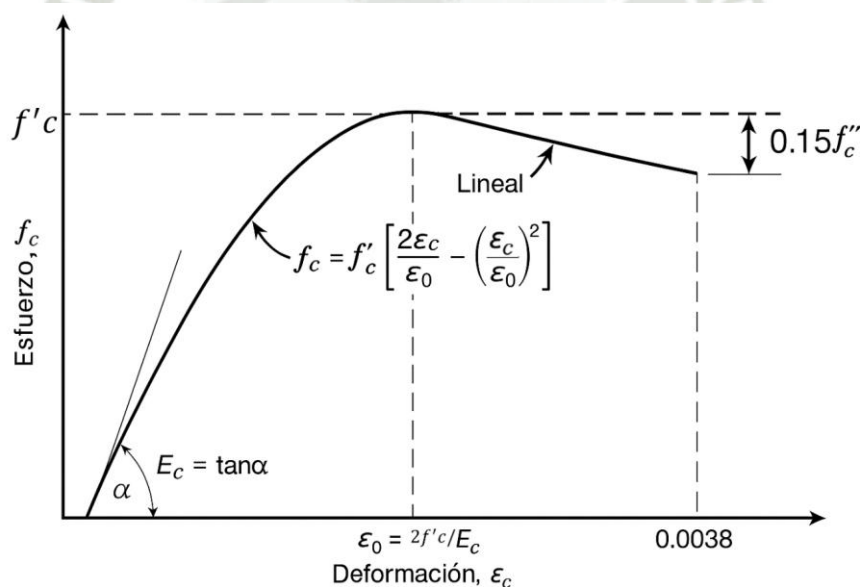
A partir de lo anterior surgen diversos modelos constitutivos que definen al concreto mediante un rango lineal y mediante un rango no lineal tanto para modelo de concreto no confinado como para concreto confinado, es decir aquellos donde se tiene estribos o zunchos y donde no.

A. Modelos para concreto no confinado

➤ Modelo de Hognestad

Figura 13

Modelo de Hognestad



Nota. Tomado de Park & Pauley (1988)

Como se puede ver en la figura previa, el primer tramo hasta la máxima resistencia a la compresión se define como un tramo parabólico, mientras que el segundo tramo es un tramo lineal. La ecuación para hallar diversos valores antes de la resistencia máxima se define por , según (Park & Pauley , 1988):

Ecuación 13

Ec. para representar el tramo parabólico en la gráfica del modelo de Hognestad

$$f_c = f'_c \left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right) \quad (13)$$

Y ε_0 se calcula por

Ecuación 14

Ec. de la deformación unitaria para el f'_c del modelo de Hognestad

$$\varepsilon_0 = \frac{2f'_c}{Ec} \quad (14)$$

Donde:

ε_c = deformación unitaria

ε_0 = deformación unitaria para el f'_c

f'_c = resistencia máxima a la compresión del concreto

Ec = módulo de elasticidad del concreto calculable por $15100\sqrt{f'_c}$ y aproximable con $15000\sqrt{f'_c}$

f_c = resistencia a la compresión a cierta deformación unitaria

Una vez que se alcanza el valor de f'_c el concreto según este modelo cae linealmente un valor de $0.15f'_c$ alcanzando una deformación unitaria de 0.0038, un valor de 0.003 también es aceptable.

➤ Modelo de Todeschini

Propuesto en 1964 estima que el concreto presenta su máxima resistencia a la compresión para una deformación unitaria de 0.002 y falla al alcanzar una deformación unitaria aproximada de 0.003.

La ecuación que describe la parábola es la que se describe a continuación:

Ecuación 15

Ec. para graficar el modelo de Todeschini

$$f_c = \frac{2(\varepsilon_0/\varepsilon_c)}{1 + 2(\varepsilon_0/\varepsilon_c)^2} f'_c \quad (15)$$

Donde:

ε_c = deformación unitaria

ε_0 = deformación unitaria para el f'_c (0.002)

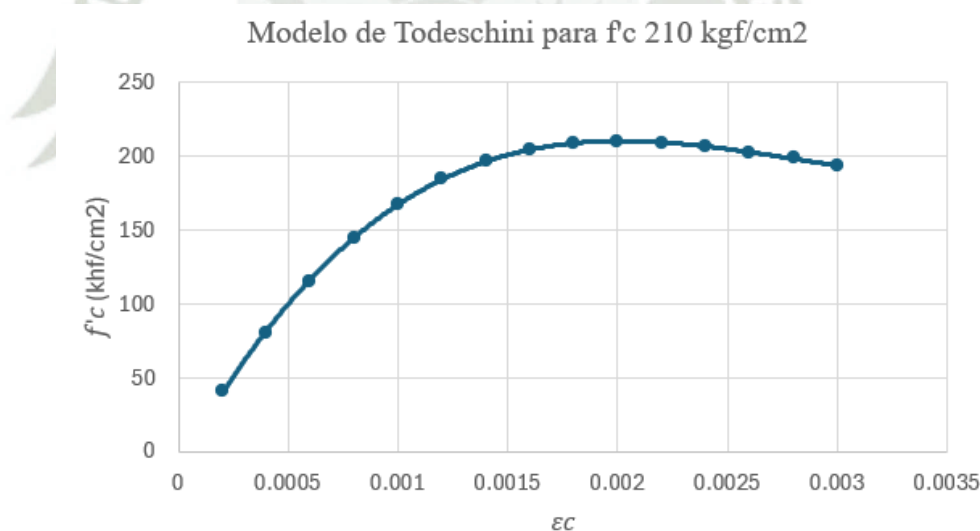
f'_c = resistencia máxima a la compresión del concreto

f_c = resistencia a la compresión a cierta deformación unitaria

La siguiente gráfica muestra gráficamente la ecuación para un valor de f'_c 210 kgf/cm².

Figura 14

Modelo de Todeschini para f'_c 210 kgf/cm²



Nota. Elaboración propia

➤ Modelo de CEB

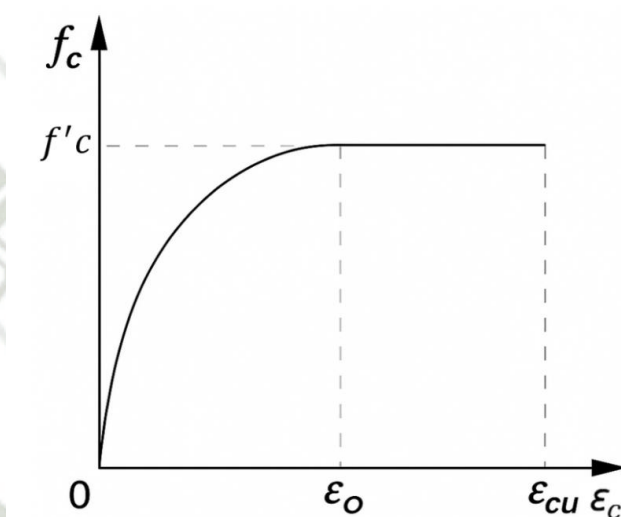
El comité europeo en 1978 propone el siguiente modelo que dice que el concreto alcanza su resistencia máxima la compresión a un valor de deformación unitaria de 0.002 y falla a una

deformación unitaria de 0.0035, este modelo guarda similaridad con el modelo de Hognestad hasta el valor de f'_c y a partir de allí se comporta linealmente hasta su falla.

La ecuación para el primer tramo entonces es la misma que la de Hognestad, la curva de comportamiento es la siguiente:

Figura 15

Modelo de CEB para el concreto

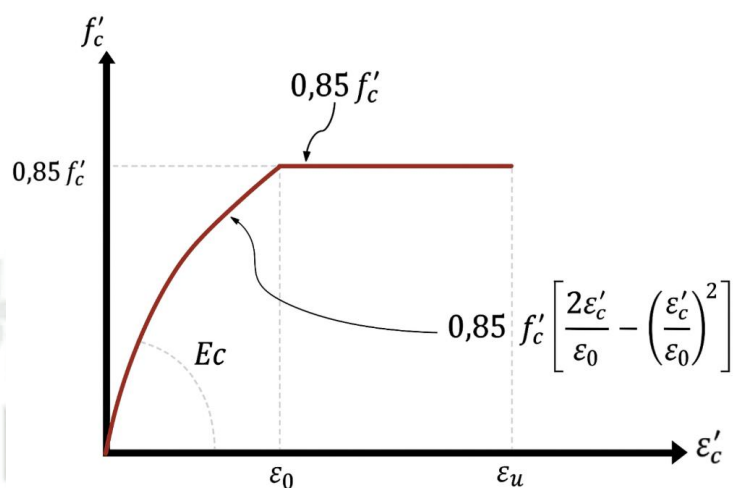


Nota. Tomado de Villagrán, Vera, & Posada (2013)

➤ **Modelo de Rüschi**

Este modelo es una combinación entre el modelo de Hognestad y el modelo CEB, la forma de la curva es similar a la de CEB y la fórmula de la parábola es la de Hognestad con la diferencia de que el valor máximo de f'_c debe ser tomado como el 85 % del valor máximo al que falla.

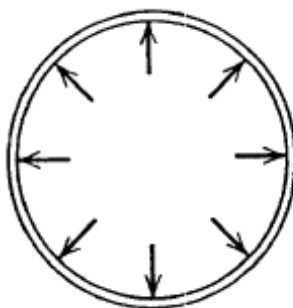
La gráfica a continuación explica este concepto.

Figura 16
Modelo de Rüschi


Nota. Tomado de Carrera Llor (2018)

B. Modelos para concreto confinado

Cuando el concreto es confinado los estribos o zunchos permiten que el concreto se apoye en ellos al someterse a las cargas.

Figura 17
Confinamiento del concreto


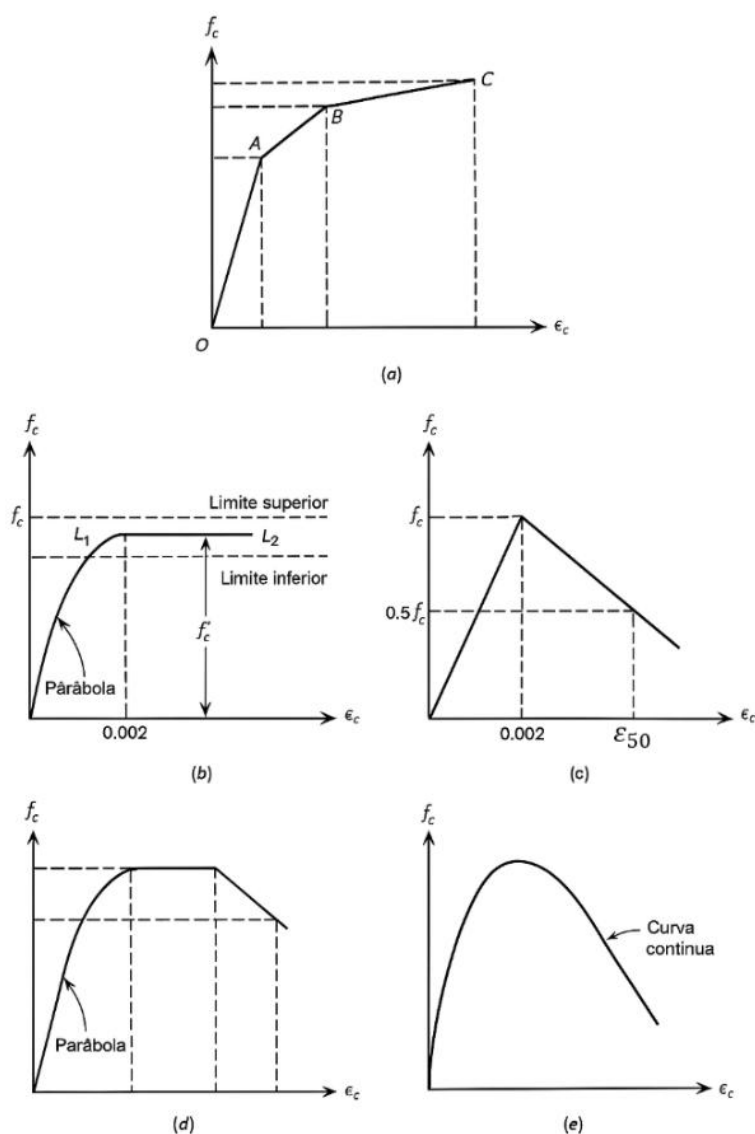
Nota. Tomado de Park & Pauley (1988)

Algunos autores mencionan que este confinamiento puede aumentar la resistencia a la compresión del concreto sin embargo este valor es despreciable,

Al igual que para el concreto no confinado varios autores han propuesto curvas para describir el comportamiento del concreto, en la siguiente imagen se ve alguna de estas propuestas.

Figura 18

Modelos para el concreto confinado



Nota. Tomado de Park & Pauley (1988)

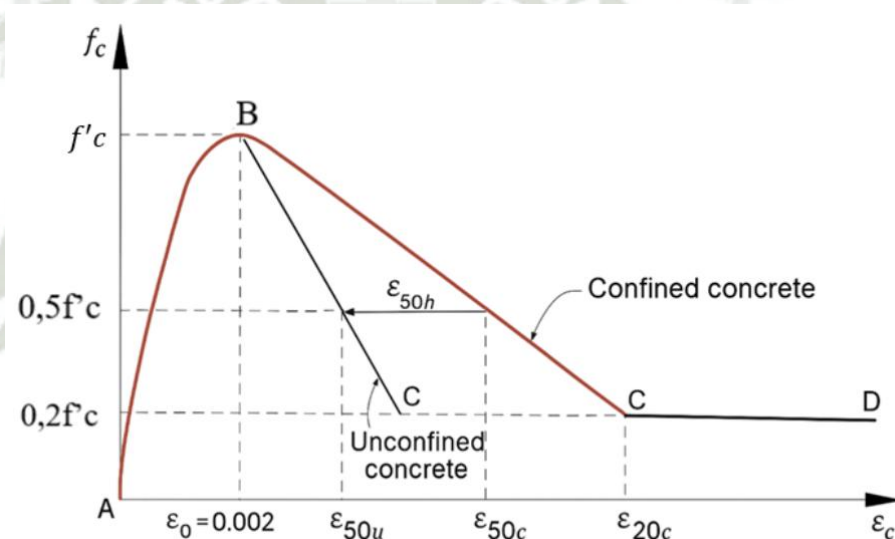
➤ Modelos de Kent y Park

A partir de los modelos anteriores Kent y Park propusieron una curva que describe al concreto confinado por estribos rectangulares tomando en cuenta lo mejor de dichos modelos y tratando de generar una curva que describa un comportamiento más preciso (Park & Pauley, 1988)

La siguiente gráfica muestra la experiencia desarrollada por Kent y Park:

Figura 19

Modelo de Kent y Park



Nota. Tomado de Kent & Park (1969)

Como se ve la gráfica para concreto confinado se describe por tres tramos AB, BC y CD para el primer tramo la ecuación que rige la parábola es la siguiente:

Ecuación 16

Ec. para representar la parte inicial A-B de modelo de Kent y Park

$$f_c = f'_c \left(\frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right) \quad (16)$$

Donde:

ε_c = deformación unitaria

f'_c = resistencia máxima a la compresión del concreto B

f_c = resistencia a la compresión a cierta deformación unitaria

Para el tramo BC la ecuación que describe el comportamiento lineal es:

Ecuación 17

Ec. para representar la parte B-C de modelo de Kent y Park

$$f_c = f'_c(1 - Z(\varepsilon_c - 0.002)) \quad (17)$$

Z a su vez se calcula por

Ecuación 18

Ec. de la pendiente de la línea descendente de B a C

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002} \quad (18)$$

Ecuación 19

Ec. de la deformación unitaria a $0.5 f'_c$ del concreto no confinado

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002 f'_c}{f'_c - 1000} \quad (19)$$

Ecuación 20

Ec. de la distancia horizontal entre el concreto confinado y no confinado a $0.5 f'_c$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b''}{s_h}} \quad (20)$$

Donde:

s_h = espaciamiento de los estribos

b'' = ancho del núcleo confinado

ρ_s = relación de volumen del estribo y del núcleo confinado

ε_{50h} = distancia horizontal entre el concreto confinado y no confinado a $0.5f'_c$

ε_{50u} = deformación unitaria a $0.5 f'_c$ del concreto no confinado

Z = pendiente de la línea descendente de B a C

f'_c = resistencia máxima a la compresión del concreto

Para el tramo CD el tramo es horizontal con valor de $0.2 f'_c$.

➤ **Modelo de Mander**

Este modelo es el más representativo y el que se usa con más frecuencia es ampliamente respaldado por autores como Park, Pauley, Priestley, Seible, Saatcioglu entre otros.

Su importancia radica en los experimentos que hizo Mander donde se demostró que el confinamiento del concreto no solo producía el aumento de la deformación unitaria última, sino que generaba un aumento considerable en la resistencia del concreto.

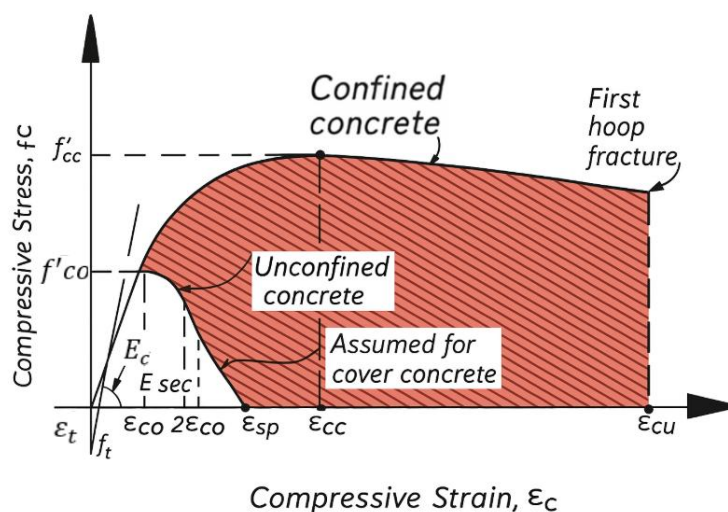
La investigación realizada en 1983 fue mejorada después por otros autores sobre todo para evaluar el tramo lineal después de la resistencia f'_{cc} máxima del concreto confinado, dentro de ello la ecuación más aceptable para dicho tramo es la propuesta por Priestley en 1988.

El modelo de Mander no solo se puede usar como principio para las diversas investigaciones, sino que además actualmente los principales softwares de cálculo estructural lo analizan para simular el comportamiento del concreto.

La curva de comportamiento para concreto no confinado y confinado que propuso Mander es la que se observa a continuación:

Figura 20

Modelo de Mander



Nota. Tomado de Priestley, Mander, & Park (1988)

Como las anteriores investigaciones las ecuaciones que se proponen son guiadas por ensayos experimentales, validadas después por otros investigadores.

Para el caso del modelo de Mander la ecuación que describe todo el tramo es:

Ecuación 21

Ec. del modelo de Mander - confinado

$$f_c = \frac{f'_{cc} * r \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)}{r - 1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^r} \quad (21)$$

Donde:

f'_{cc} = resistencia a la compresión máxima para concreto confinado

f_c = resistencia a la compresión para diversos valores de ϵ_c

r = parámetro dependiente del módulo de elasticidad y del módulo de elasticidad de secante

ϵ_c = deformación unitaria

ϵ_{cc} = deformación unitaria al valor de f'_{cc}

El cálculo de r se define por:

Ecuación 22

Ec. del parámetro dependiente del módulo de elasticidad y del módulo de elasticidad de secante

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (22)$$

Y E_{sec} se define por:

Ecuación 23

Ec. del módulo de elasticidad de secante asociado al concreto confinado

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (23)$$

Donde:

E_{sec} = módulo de elasticidad de secante asociado al concreto confinado

E_c = módulo de elasticidad del concreto

El valor de ϵ_{cc} está definido por la siguiente ecuación:

Ecuación 24

Ec. de la deformación unitaria al valor de f'_{cc}

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left(1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right) \quad (24)$$

Donde:

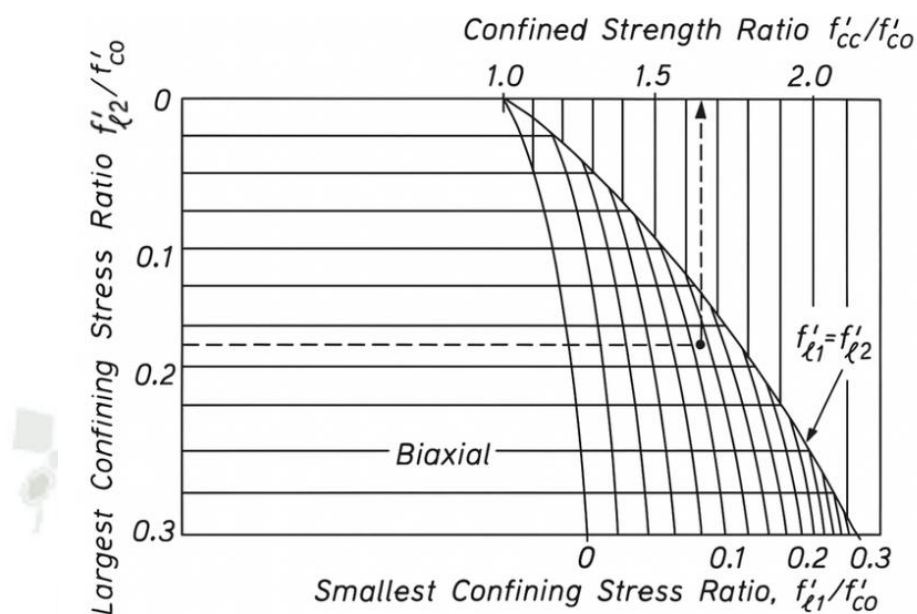
$\epsilon_{co} = 0.002$ (valor aceptado de deformación unitaria para el concreto no confinado en base a modelos como el de Hognestad)

f'_{co} = valor de resistencia a la compresión máxima para concreto no confinado, es el valor de f'_c

Si se analiza las ecuaciones anteriores todo depende de calcular el valor de f'_{cc} para ello, Mander propone una gráfica en donde se relaciona esfuerzos que dependen del módulo de fluencia del acero para cada dirección.

Figura 21

Gráfica para el cálculo de f'_{cc}



Nota. Tomado de Priestley, Mander, & Park (1988)

A partir de la gráfica anterior se analizan los esfuerzos en ambas direcciones del plano y se coloca el mayor entre f'_c en el lado vertical de la gráfica y el menor entre f'_c en el lado horizontal.

Las ecuaciones para calcular los esfuerzos en cada dirección son:

Ecuación 25

Ec. para calcular los esfuerzos en dirección x

$$f'_{lx} = k_e p_{sx} f'_y \quad (25)$$

Ecuación 26

Ec. para calcular los esfuerzos en dirección y

$$f'_{ly} = k_e p_{sy} f'_x \quad (26)$$

Donde:

$f'lx$ = esfuerzo del confinamiento para la dirección x

$f'ly$ = esfuerzo del confinamiento para la dirección y

k_e = coeficiente que relaciona el área efectiva y el área cuando se alcanza $f'cc$

p_{sx} = ratio entre el área de los estribos en x y el área vertical perpendicular entre separación de estribos

p_{sy} = ratio entre el área de los estribos en y y el área vertical perpendicular entre separación de estribos

$f'y$ = esfuerzo de fluencia

La ecuación que calcula k_e es:

Ecuación 27

Ec. del coeficiente que relaciona el área efectiva y el área cuando se alcanza $f'cc$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (27)$$

Donde:

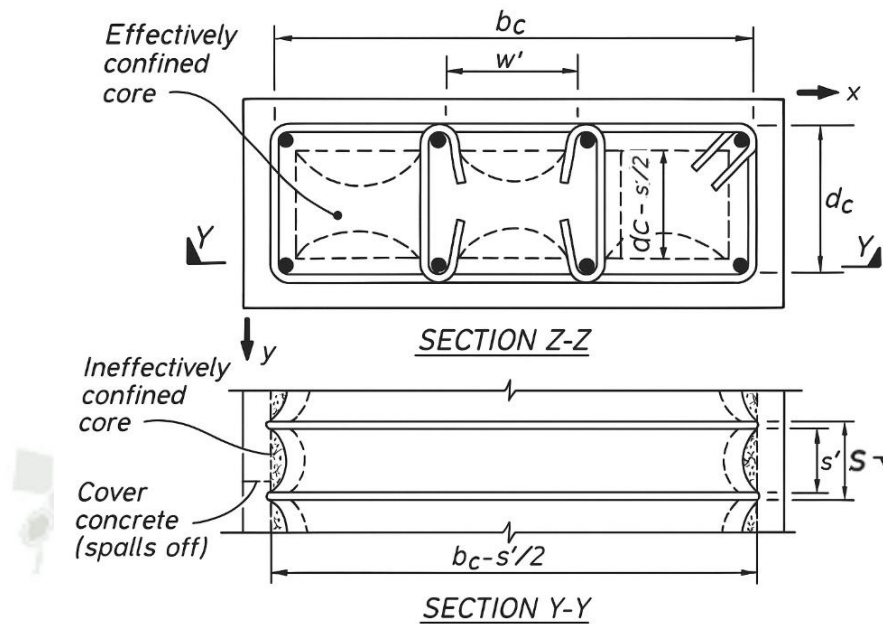
A_e = área efectiva

A_{cc} = área cuando se llega a $f'cc$

El área efectiva es aquella que se considera donde los estribos no llegan a tener una gran incidencia y el concreto se comporta de manera no confinada la siguiente imagen ilustra de mejor manera esto para una sección dada:

Figura 22

Área efectiva para el modelo de Mander



Nota. Tomado de Priestley, Mander, & Park (1988)

Donde para el cálculo de A_e en la sección z-z se puede ver que la línea punteada hacia el estribo representa el área efectiva y de la línea punteada hacia adentro el área inefectiva.

La imagen de la sección y-y representa el área efectiva para la separación de estribos visto verticalmente.

Considerando la imagen previa el cálculo de A_e está dado por:

Ecuación 28

Ec. para el área efectiva

$$A_e = (b_c d_c - A_{inef}) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right) \quad (28)$$

Donde:

b_c = largo del núcleo interno

d_c = ancho del núcleo interno

A_{inef} = área inefectiva

s' = separación entre caras interiores de estribos

El área inefectiva está dada por:

Ecuación 29

Ec. para el área inefectiva

$$A_{inef} = 2(N_{rtx} - 1) \frac{w_x^2}{6} + 2(N_{rty} - 1) \frac{w_y^2}{6} \quad (29)$$

Donde:

N_{rtx} = líneas de estribo en la dirección x

N_{rty} = líneas de estribo en la dirección y

w_x = distancia entre caras interiores de aceros longitudinales para la dirección x

w_y = distancia entre caras interiores de aceros longitudinales para la dirección y

Para entender mejor para calcular el valor de N_{rtx} y N_{rty} bastaría con pasar una recta perpendicular a cada eje y ver en cuantos puntos corta a los estribos, mientras que los valores de w_x y w_y son similares a w' de la sección z-z para cada dirección.

Adicionalmente a la manera gráfica para calcular w_x y w_y se puede usar la siguiente fórmula:

Ecuación 30

Ec. de la distancia entre caras interiores de aceros longitudinales para la dirección x

$$w_x = \frac{b_c - \phi_e - 2\phi_{ve} - (\#varillasx - 2)\phi_{vix}}{\#varillasx - 1} \quad (30)$$

Ecuación 31

Ec. de la distancia entre caras interiores de aceros longitudinales para la dirección y

$$w_y = \frac{d_c - \phi_e - 2\phi_{ve} - (\#varillasy - 2)\phi_{vty}}{\#varillasy - 1} \quad (31)$$

Donde:

ϕ_e = diámetro del estribo que rodea al núcleo

ϕ_{ve} = diámetro de las varillas externas

ϕ_{vix} = diámetro de las varillas internas en x

ϕ_{vty} = diámetro de las varillas internas en y

#varillas_x = número de varillas en x

#varillas_y = número de varillas en y

Una vez calculada el área efectiva se calcula A_{cc} bajo la siguiente expresión:

Ecuación 32

Ec. del área cuando se llega a f'_{cc}

$$A_{cc} = b_c d_c (1 - \rho_{cc}) \quad (32)$$

El cálculo de ρ_{cc} se da por:

Ecuación 33

Ec. del ratio de área de refuerzo longitudinal con el área del núcleo

$$\rho_{cc} = \frac{\sum A_{vl}}{(d_c - \phi_e)(b_c - \phi_e)} \quad (33)$$

Donde:

ρ_{cc} = ratio de área de refuerzo longitudinal con el área del núcleo

$\sum A_{vl}$ = sumatoria del área de las varillas longitudinales

Una vez calculado k_e se calcula p_x y p_y con las siguientes fórmulas:

Ecuación 34

Ec. del ratio entre el área de los estribos en x y el área vertical perpendicular entre separación de estribos

$$p_{sx} = \frac{N_{rtx} \pi \phi_e^2}{4 d_{cs}} \quad (34)$$

Ecuación 35

Ec. del ratio entre el área de los estribos en y y el área vertical perpendicular entre separación de estribos

$$p_{sy} = \frac{N_{rty} \pi \phi_e^2}{4 b_c s} \quad (35)$$

Donde:

s = separación entre estribos

Finalmente f'_y depende del acero a utilizarse, generalmente se usa el A60 con f'_y 4200 kgf/cm².

Calculado $f'_l x$ y $f'_l y$ se divide cada valor por f'_c y se procede a hacer la intersección en el gráfico de Mander, este nos dará un valor o coeficiente que relaciona cuantas veces la resistencia máxima a la compresión para concreto confinado es a la resistencia máxima a la compresión para concreto no confinado. Con esto se tiene ya la gráfica para el modelo de Mander para el concreto.

Finalmente, para la última parte de la gráfica (parte lineal) la ecuación a usarse es la misma, y solo se debe calcular la deformación máxima del concreto confinado lo que se denomina ϵ_{cu} .

Pristley propone la siguiente expresión:

Ecuación 36

Ec. de la deformación última del concreto

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 p_s \frac{f'_y \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (36)$$

Donde:

ϵ_{cu} = deformación última del concreto

p_s = coeficiente en función al confinamiento

ϵ_{su} = deformación última del acero

Para calcular ϵ_{su} se puede seguir la fórmula de deformación unitaria y ϵ_{su} estaría definida por la deformación última del acero entre la longitud inicial de la barra, similar a lo del concreto, existen también valores propuesto ya para ϵ_{su} .

El cálculo de p_s se da por la siguiente fórmula:

Ecuación 37

Ec. del coeficiente en función al confinamiento

$$p_s = \frac{\pi \frac{\phi_e^2}{4} N_{rtx} d_c + \pi \frac{\phi_e^2}{4} N_{rty} b_c}{d_c b_c s} \quad (37)$$

Para concreto no confinado las ecuaciones al tomar en cuenta que f'_{cc} y f'_c son iguales la ecuación se reduce a:

Ecuación 38

Ec. del módulo de elasticidad de secante asociado al concreto no confinado

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{co}} \quad (38)$$

Ecuación 39

Ec. del parámetro dependiente del módulo de elasticidad y del módulo de elasticidad de secante – no confinado

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (39)$$

Ecuación 40

Ec. del modelo de Mander -no confinado

$$f_c = \frac{f'_c * r \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)}{r - 1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^r} \quad (40)$$

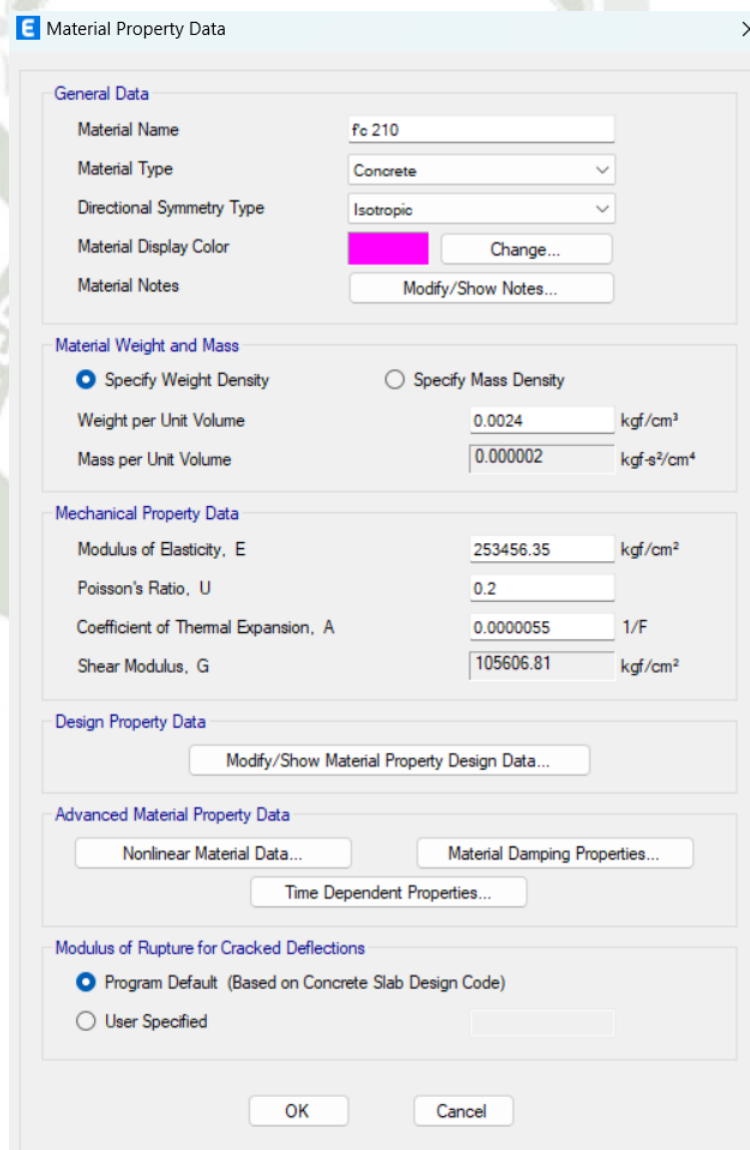
Terminado esto ya se puede tener la curva de Mander para cualquier valor de f'_c , adicionalmente el valor de ϵ_{sp} (deformación última para concreto no confinado) se estima en 0.005.

➤ Definición de modelo para el concreto en ETABS

Para definir el comportamiento del concreto en el rango lineal y no lineal, el programa ETABS ofrece ayuda en ese aspecto, la siguiente imagen muestra dicha ventana gráfica en ETABS.

Figura 23

Propiedades para el concreto en ETABS



Nota. Elaboración propia

La imagen anterior responde a las características cuando se analiza el concreto en el rango lineal, ETABS ofrece la posibilidad de modelar el material como isotrópico (mismas características en cualquier sentido) u ortotrópico (las propiedades del material varían según la

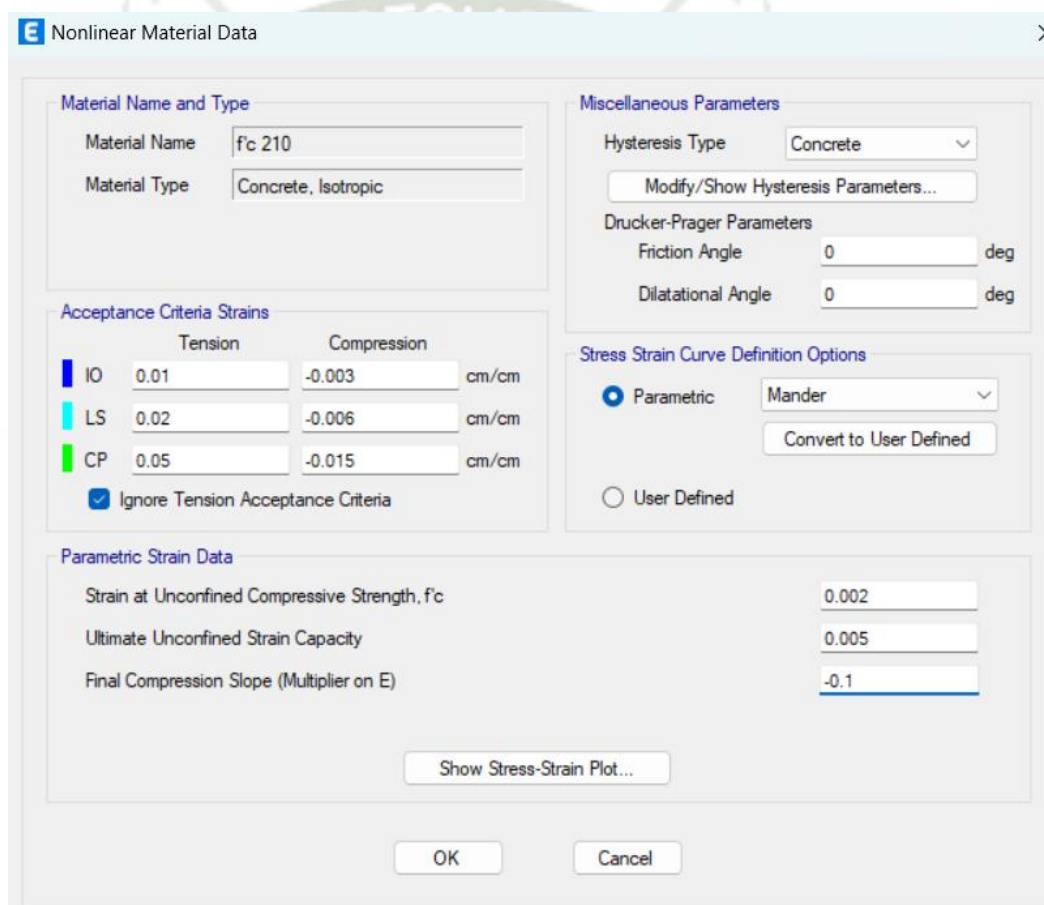
dirección), por lo general el concreto se modelo como un material isotrópico, esto ayuda a que se simplifique el análisis, algunos tipos de material ortotrópico son la madera.

El módulo de Poisson ν para concreto se puede tomar entre valores de 0.16 a 0.21; 0.2 es un valor aceptable para la mayoría de los cálculos.

Para modelar la no linealidad del elemento ETABS nos ofrece un apartado especial el cual tiene la siguiente ventana gráfica:

Figura 24

No linealidad del concreto en ETABS



Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior, el programa define dos modelos para simular el comportamiento no lineal el de Mander y el modelo simple, generalmente se suele usar el modelo de Mander, al ser el concreto un material frágil se suele ignorar su resistencia a la tracción, mientras que los

datos de aceptación (ocupación inmediata, línea de seguridad y prevención al colapso) están relacionados a parámetros que recomiendan ATC-40 y VISION-2000 más adelante se ahondará con más detalle en ellos.

El modelo de histéresis generalmente se suele usar para elaborar un análisis dinámico no lineal, al representar estas cargas que varían en el tiempo acorde al sismo.

Finalmente, acorde al modelo de Mander, se puede asumir valores de 0.002 para deformación unitaria cuando se alcanza f'_c y 0.005 que representa la deformación última para concreto no confinado.

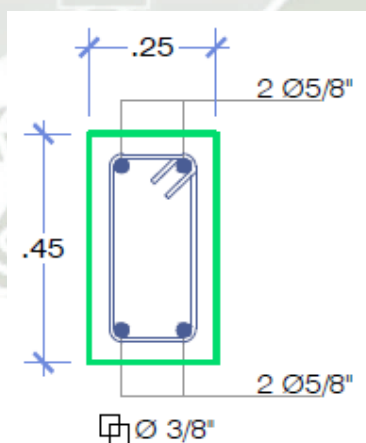
➤ **Análisis de la curva de Mander haciendo una comparativa con ETABS**

A continuación, se muestra una sección cuyos cálculos se hicieron con el uso de Excel siguiendo las fórmulas para el Modelo de Mander y se hace una comparativa con el programa ETABS.

Se propone la siguiente sección:

Figura 25

Sección para el análisis del modelo de Mander



Nota. Elaboración propia

Los cálculos con Excel son los siguientes:

Figura 26

Cálculos en Excel para una sección bajo el Modelo de Mander

Modelo de Mander			
f'_y (kgf/cm ²)	4200	w_x (cm)	11.92
ϕ_e (cm)	0.9525	w_y (cm)	31.92
ϕ_{ve} (cm)	1.5875	A_{inef} (cm ²)	386.99
#varillasx	2	A_e (cm ²)	120.25
ϕ_{vix} (cm)	0	ρ_{cc}	0.0151
ϕ_{viy} (cm)	0	A_{cc} (cm ²)	569.74
#varillasy	2	k_e	0.21
b (cm)	25	p_{sx}	0.0040
h (cm)	45	p_{sy}	0.0089
r (cm)	4	f'_{lx} (kgf/cm ²)	3.50
b_c (cm)	16.0475	f'_{ly} (kgf/cm ²)	7.87
d_c (cm)	36.0475	f'_{lx}/f'_c	0.017
N_{rtx}	2	f'_{ly}/f'_c	0.037
N_{rty}	2	f'_{cc}/f'_c	1.13
s (cm)	10	f'_{cc} (kgf/cm ²)	237.3
s' (cm)	9.0475	ϵ_{co}	0.002
$\sum A_{vl}$ (cm ²)	8	ϵ_{cc}	0.0033
f'_c (kgf/cm ²)	210	E_{sec} (kgf/cm ²)	71909.09
E_c	217370.65	r	1.494
p_s	0.0128	ϵ_{cu}	0.0358
E_{sec} no conf	105000	r no conf	1.93

Nota. Elaboración propia

Dado que los valores de los esfuerzos de confinamiento son:

- $f'_{lx}/f'_c = 0.017$
- $f'_{ly}/f'_c = 0.037$

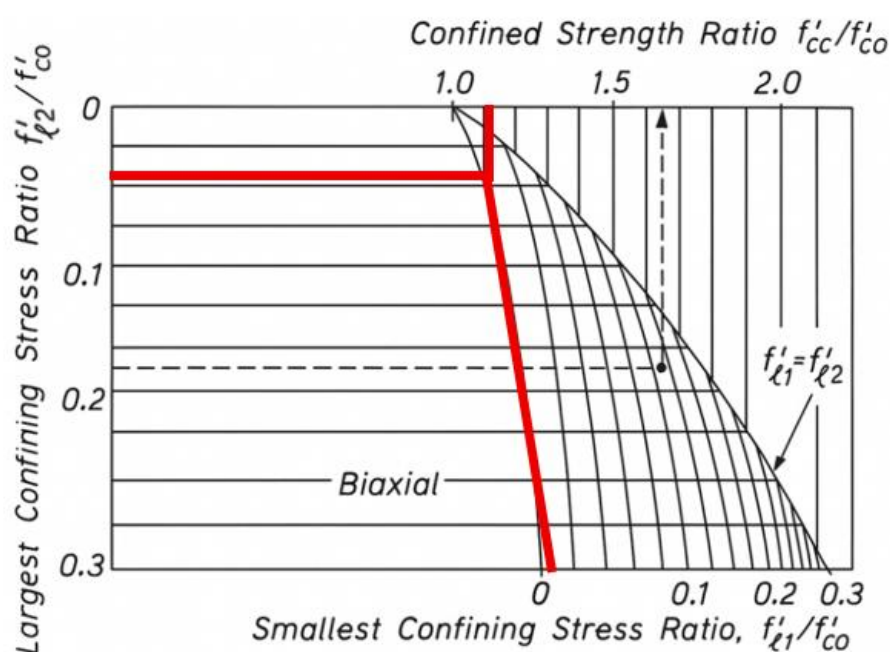
Usando la gráfica de Mander y Park, se localiza el punto correspondiente en el eje X y eje Y. A partir de ese punto, se determina el valor del “confined strength ratio”, f'_{cc}/f'_c , el cual resulta ser aproximadamente 1.13.

Para obtener la resistencia confinada del concreto, f'_{cc} , simplemente se multiplica dicho coeficiente por la resistencia del concreto sin confinar:

$$f'_{cc} = 1.13 \times f'_c = 237.3 \text{ kg/cm}^2, \text{ (Expresado en la tabla de calculo anterior)}$$

Figura 27

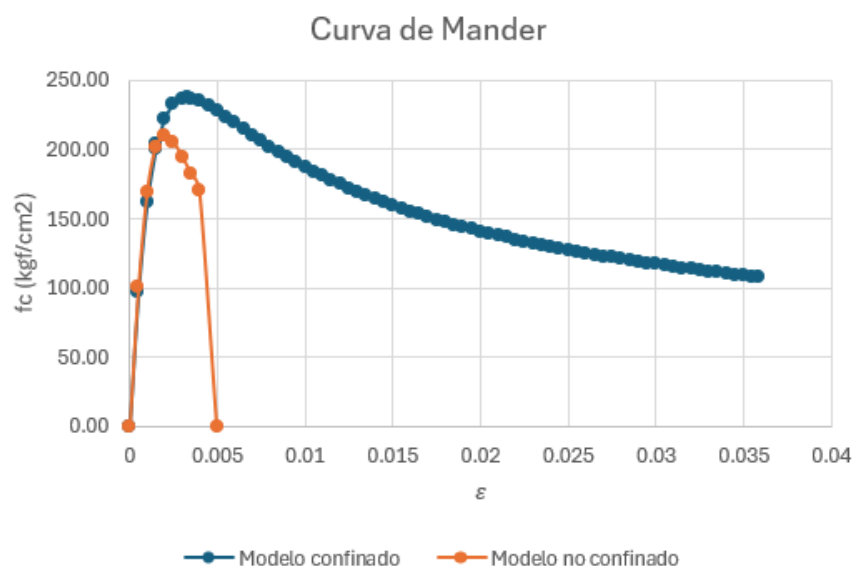
Relación f'_{cc}/f'_c para una sección bajo el modelo de Mander



Nota. Elaboración propia

Figura 28

Modelo de Mander para una sección de C.A

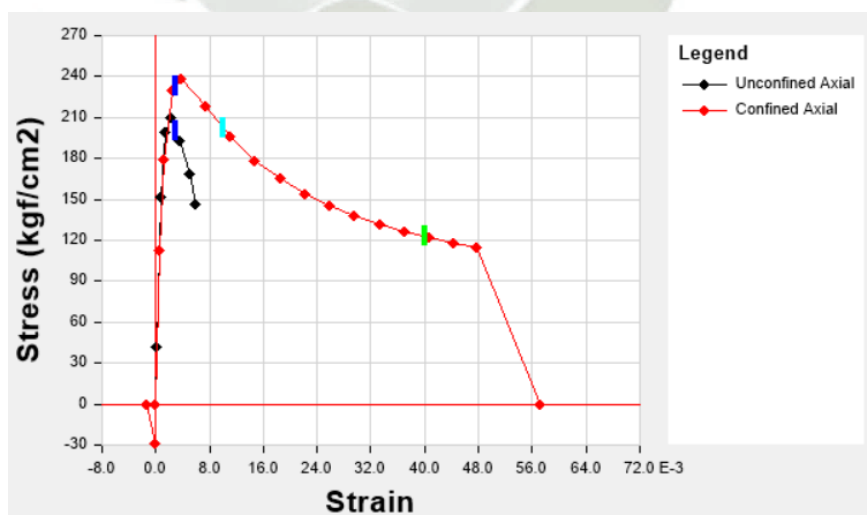


Nota. Elaboración propia

Comprobaremos ahora estos cálculos con ETABS.

Figura 29

Curva de Mander usando ETABS



Nota. Elaboración propia

Como se puede ver se tiene resultados muy similares, ya que ambos muestran patrones comparables de cómo el confinamiento afecta la resistencia del concreto, la diferencia puede deberse a la lectura en el gráfico de Mander o a procesos internos del software.

2.2.8.1.1.5 Modelos constitutivos para el acero

Se distingue principalmente tres modelos para el acero de refuerzo.

A. Modelo elastoplástico perfecto

Este es el modelo más simple, consta de una curva lineal que sigue y cumple con la ley de Hooke la cual es:

Ecuación 41

Ec. del esfuerzo en el acero

$$f_y = E_s \varepsilon_s \quad (41)$$

Donde:

f_y = esfuerzo en el acero

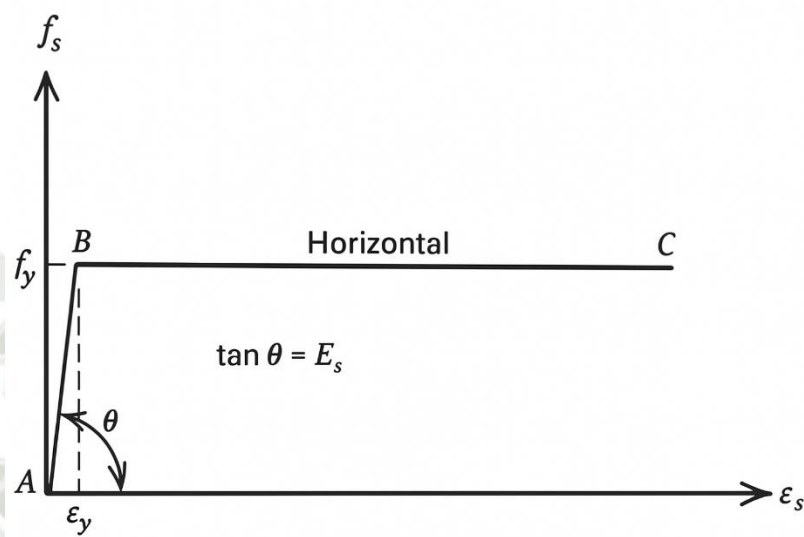
E_s = módulo de elasticidad del acero

ε_s = deformación unitaria del acero

El problema con este modelo es que no muestra que se produzca un esfuerzo último del acero, sino que considera como el esfuerzo máximo soportable el esfuerzo de fluencia, la imagen siguiente muestra esto:

Figura 30

Modelo elastoplástico perfecto



Nota. Tomado de Park & Pauley (1988)

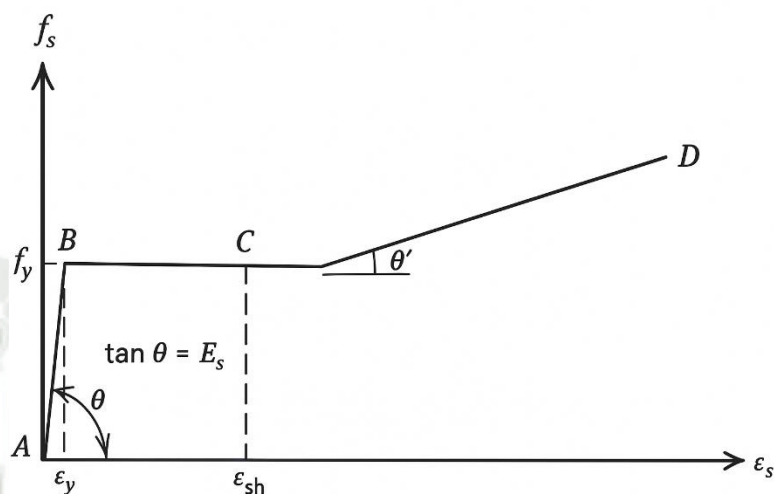
B. Modelo trilineal

Este modelo simplifica el comportamiento del acero en tres tramos, el tramo lineal, el tramo de fluencia y el tramo de endurecimiento, este modelo describe con buena exactitud los dos primeros tramos, y el último trata de hacer una aproximación lineal para el modelo.

La siguiente figura describe a este modelo:

Figura 31

Modelo trilineal para el acero



Nota. Tomado de Park & Pauley (1988)

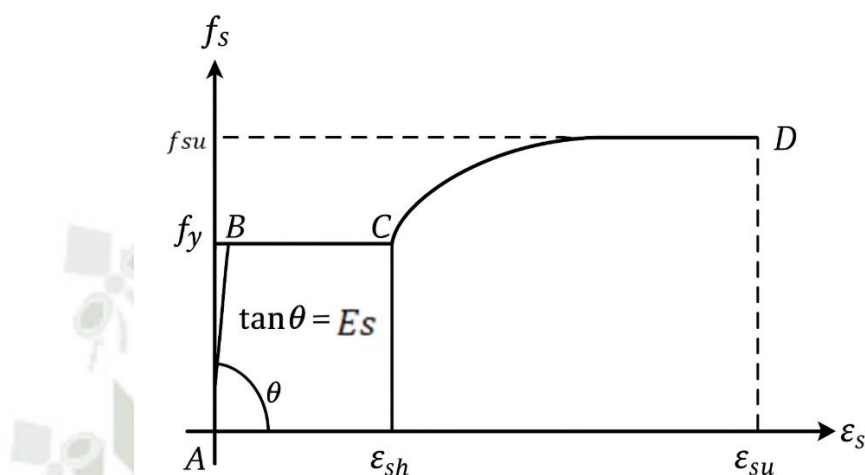
A través de diferentes ensayos se han aceptado como rango de valores para ϵ_{sh} (deformación antes de la zona de endurecimiento) 0.02 a 0.03 y para ϵ_{su} (deformación última) 0.1 a 0.12. El valor típico de f_y es 4200 kgf/cm² y f_{su} de 6200 kgf/cm². Aceros Arequipa, el principal distribuidor de acero en la ciudad recomienda un valor de 0.027 para ϵ_{sh} , 0.1 para ϵ_{su} , 4200 kgf/cm² para f_y y 6200 kgf/cm² para f_{su} .

C. Modelo de curva completa de Park

Este modelo es uno de los que describe de mejor manera el comportamiento del acero, al igual que el modelo trilineal sus dos primeras líneas son casi iguales, sin embargo, al final en el estado de endurecimiento se describe una curva no lineal. La gráfica de dicho modelo es la siguiente:

Figura 32

Gráfica para el modelo de Park del acero



Nota. Tomado de Park & Pauley (1988)

La primera parte de la gráfica se puede estudiar con la ecuación de Hooke descrita anteriormente es aceptable tomar un valor de módulo de elasticidad de 2000000 kgf/cm² para el acero, la segunda parte al mantenerse f_y constante se puede tomar valores de fichas técnicas como la de aceros Arequipa, valores mencionados en el modelo trilineal, para la parte de la curva se pueden seguir las siguientes ecuaciones descritas por Park:

Ecuación 42

Ec. para el cálculo de f_s del modelo de Park

$$f_s = f_y \left(\frac{m(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2}{60(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\epsilon_s - \epsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right) \quad (42)$$

El valor de m es calculable por:

Ecuación 43

Ec. para determinar m

$$m = \frac{\left(\frac{f'su}{f'y}\right) (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r <^2} \quad (43)$$

Y r se calcula por:

Ecuación 44

Ec. del parámetro dependiente de ε_{su} y ε_{sh}

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (44)$$

Donde:

r = parámetro dependiente de ε_{su} y ε_{sh}

m = parámetro dependiente de $f'su$, $f'y$, ε_{su} y ε_{sh}

f_s = esfuerzo del acero a cualquier ε

➤ Análisis de la curva de Park para el acero y comparativa con ETABS

ETABS permite usar un modelo del usuario o el modelo de Park para este caso se hará un cálculo mediante Excel del modelo de Park y se comparará con ETABS.

Los cálculos con Excel son los siguientes:

Figura 33

Cálculos para el modelo de Park con Excel

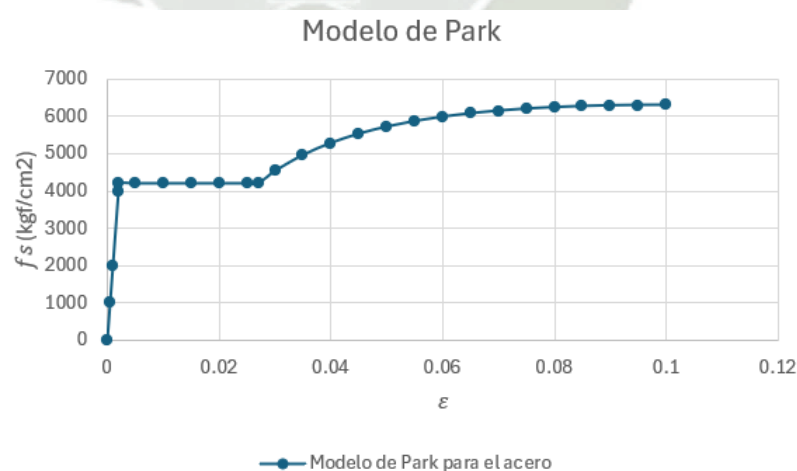
Modelo de Mander	
E_s (kgf/cm ²)	2000000
ε_{sh}	0.027
ε_{su}	0.1
f'_y (kgf/cm ²)	4200
f'_{su} (kgf/cm ²)	6200
r	0.073
m	120.62

Nota. Elaboración propia

Con los resultados determinados se procede a graficar el modelo de Park

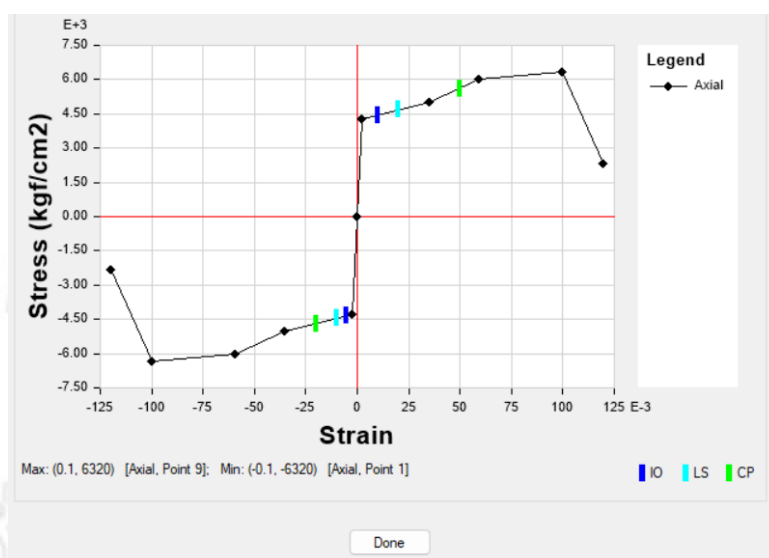
Figura 34

Modelo de Park para el acero



Nota. Elaboración propia

El menú de ETABS para el acero es similar al de concreto por lo que ahora iremos directamente con la comprobación estos cálculos con ETABS.

Figura 35
Modelo de Park con ETABS


Nota. Elaboración propia

Como se puede ver se tiene resultados similares, sin embargo, ETABS toma en cuenta estos datos:

Figura 36
Datos que toma en cuenta ETABS para el modelo de Park

Design Properties for Rebar Materials		
Minimum Yield Strength, F_y	4200	kgf/cm ²
Minimum Tensile Strength, F_u	6200	kgf/cm ²
Expected Yield Strength, F_{ye}	4280	kgf/cm ²
Expected Tensile Strength, F_{ue}	6320	kgf/cm ²

Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior, el valor 4200 kgf/cm², representa la resistencia mínima a fluencia del acero. Es el esfuerzo mínimo necesario para que el acero comience a deformarse plásticamente. Mientras que 6200 kgf/cm², indica la resistencia mínima a tracción del acero, es decir, el esfuerzo máximo que puede soportar antes de romperse. El valor 4280 kgf/cm²

,es la resistencia esperada a fluencia, considerando posibles variaciones positivas de fábrica. Finalmente, el valor 6320 kgf/cm^2 , representa la resistencia a tracción esperada, también con base en posibles excedencias respecto al mínimo especificado.

Estos datos son también dados por el proveedor, como se ve a continuación:

Figura 37

Datos de esfuerzos del acero de un proveedor de acero

Fierro Corrugado ASTM A615 – GRADO 60 / NTP 341.031 – GRADO 420		
DENOMINACIÓN: Fierro Corrugado ASTM A615-Grado 60 / NTP 341.031 - Grado 60.	PROPIEDADES MECÁNICAS: Limite de Fluencia (f_y) Resistencia a la Tracción (R) Relación R/ f_y Alargamiento en 200 mm: Diámetros: 6mm, 8mm 3/8", 12 mm, 1/2", 5/8" y 3/4" 1" 1 3/8"	= 420 MPa (4, 280 kg/cm ²) mínimo = 620 MPa (6, 320 kg/cm ²) mínimo ≥ 1.25 (sismo resistencia). = 11% mínimo(*). = 14% mínimo(*). = 12% mínimo. = 12% mínimo.
DESCRIPCIÓN: Barras de acero rectas de sección circular, con resaltes Hi-bond de alta adherencia con el concreto.		
USOS: Se utiliza en la construcción de edificaciones de concreto armado de todo tipo en viviendas, edificios, puentes, obras industriales, etc.		

Nota. Tomado de Aceros Arequipa

Siguiendo un criterio conservador se importará los datos de Excel al modelo de ETABS.

2.2.8.2. Modelos cíclicos

Según (Bustamante Mora, 2015) estos ensayos ayudan a comprender de mejor manera el comportamiento de los materiales frente a un sismo, ya que esfuerzan a los materiales en más de una dirección, el modelamiento de los materiales antes mencionados trata en cierta medida de desarrollar un envolvente que evalúe y analice el comportamiento de los materiales en su estado último y se aproxime en lo más posible al comportamiento del concreto frente a un sismo.

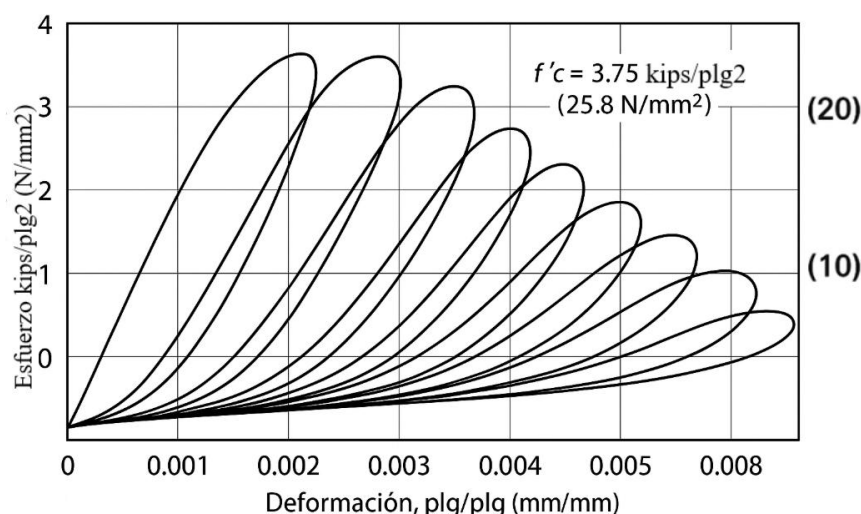
El estudio de los modelos cíclicos donde el concreto forma ciclos de histéresis es muy complejo por las propias condiciones del concreto, es por ello por lo que todos los autores anteriores lo analizan como un modelo donde se trata de expresar una envolvente del

comportamiento cíclico, debido a que un análisis cíclico simula condiciones de carga y descarga. Un análisis para este tipo de comportamiento podría ser el análisis no lineal tiempo-historia.

Del mismo modo el acero también puede ser sometido a cargas cíclicas que definen un comportamiento histérico, de igual manera estos modelos son útiles cuando se realiza un análisis no lineal tiempo historia.

Figura 38

Ensayos cíclicos para el concreto



Nota. Tomado de Park & Pauley (1988)

En la imagen anterior, la imagen muestra el comportamiento cíclico de histéresis del concreto que está sujeto a cargas cíclicas. Estos modelos cíclicos son usados para predecir la respuesta del material en condiciones de carga repetitiva.

2.2.8.3. Diagramas de momento curvatura

Partiendo del ejemplo más sencillo cuando se analiza vigas simplemente armadas a flexión, se analiza la sección de la viga para determinar cuál es el momento nominal máximo que puede soportar la sección, cuando se halla este momento se supone que el acero tiene una fluencia f_y y el concreto alcanza la deformación unitaria a 0.003. Por otro lado, cuando se hacen estos cálculos se toma en cuenta que la sección presente una falla dúctil, en términos

numéricos que el acero alcance una deformación unitaria de 0.005 antes de que el concreto alcanza el 0.003. Para ello diversos códigos de diseño alrededor del mundo, así como la norma E.060 de Perú indican que se debe tener una cuantía máxima que es un porcentaje de la cuantía balanceada (condición de falla cuando fallan simultáneamente el acero y el concreto).

Si bien estos parámetros permiten controlar una falla frágil no se puede predecir exactamente cuánto es la ductilidad de la sección desde que el acero empieza a fluir por otro lado, el modelo de Whitney supone que se asuma un modelo constitutivo del acero perfectamente elástico, lo cual deja de lado la gran capacidad que tiene el material de ductilizarse.

Precisamente el diagrama de momento curvatura es un diagrama que da respuesta a estas preguntas, este diagrama analiza el momento nominal de la sección para cada valor de deformaciones unitarias del acero y el concreto permitiéndonos evaluar bajo cualquier modelo constitutivo antes descrito el comportamiento del concreto y el acero.

Hacer este tipo de diagramas permite que se pueda tomar en cuenta la no linealidad de la sección al someterse al momento, y por ende tener una mejor representación del comportamiento de la estructura frente a cargas sumamente grandes como los sismos.

Hacer este tipo de diagramas permite que se pueda tomar en cuenta la no linealidad de la sección al someterse al momento, y por ende tener una mejor representación del comportamiento de la estructura frente a cargas sumamente grandes como los sismos.

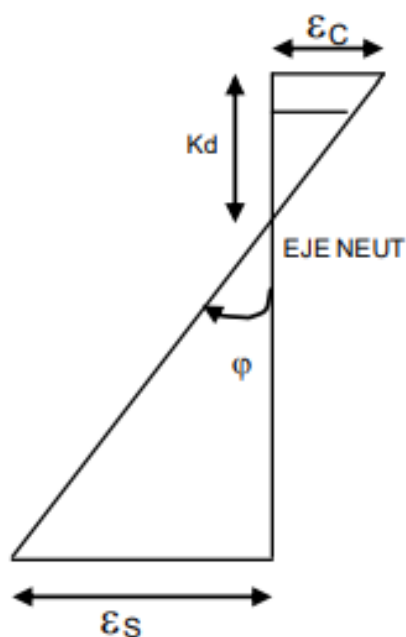
2.2.8.3.1. Curvatura

Para fines del diagrama de momento curvatura según (Park & Pauley, 1988), la curvatura se entiende como el gradiente del perfil de deformaciones unitarias en una sección de un elemento.

La siguiente gráfica deja entender de mejor manera este concepto:

Figura 39

Diagrama de deformaciones unitarias y curvatura



Nota. Tomado de Urrutia Chala (2005)

Donde del gráfico anterior k_d representa también el valor de 'c' (distancia al eje neutro) y la curvatura se define como el ángulo φ de la imagen. Debido a que las deformaciones son muy pequeñas y tomando en cuenta que 'd' de análisis de vigas a flexión representa el peralte efectivo se puede definir a la curvatura matemáticamente bajo cualquiera de las siguientes expresiones:

Ecuación 45

Ec. para el cálculo de la curvatura

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad \text{o} \quad \varphi = \frac{\varepsilon_s}{d - c} \quad (45)$$

Donde:

φ = curvatura

d = peralte efectivo

El resto de los términos se encuentran más arriba cuando se analiza los diagramas constitutivos del acero y del concreto.

Al igual que cuando se diseñaba vigas a flexión el momento nominal estará dado por el momento que produce la fuerza del concreto o la del acero.

Ahora bien, del diseño de vigas en flexión se sabe también que la relación entre deformaciones unitarias del acero y el concreto se da por:

Ecuación 46

Ec. para el cálculo de la deformación unitaria del acero

$$\epsilon_s = \epsilon_c \frac{d - c}{c} \quad (46)$$

Las ecuaciones para diseño en concreto armado se pueden encontrar en el libro de (Morales Morales, 2016). Para cualquier valor de deformación unitaria se debe cumplir que la sección se encuentre en equilibrio, para el modelo de Whitney se tiene que la ecuación para la fuerza en compresión es:

Ecuación 47

Ec. para el cálculo de la fuerza en compresión

$$C = 0.85 f'_c b a \quad (47)$$

Recordando que a es la profundidad del bloque de compresiones, b es el ancho de la viga o base y también se puede expresar en función de 'c' como:

Ecuación 48

Ec. para el cálculo del parámetro a del Bloque de Whitney

$$a = \beta_1 c \quad (48)$$

Entonces la fórmula de la fuerza en compresión para Whitney es también:

Ecuación 49

Ec. para el cálculo de la fuerza en compresión del bloque de Whitney

$$C = 0.85fcb\beta_1c \quad (49)$$

Más adelante se verá que existe un parámetro α que expresa un valor del área para cada valor de ϵ_c en función a la fórmula de Whitney. Este valor permite expresar al área como un porcentaje del bloque de Whitney, es válido para el modelo de Hognestad o el de Mander para concreto no confinado, para mayor exactitud se debe calcular el área bajo la curva para cada deformación unitaria haciendo el uso de integrales, este parámetro es desarrollado en libros que abarcan más profundamente el fundamento matemático.

La fuerza en tracción es:

Ecuación 50

Ec. para el cálculo de la fuerza en tracción

$$T = fyAs \quad (50)$$

El valor de fy se puede calcular para cualquier valor de deformación unitaria del acero, con las fórmulas del modelo constitutivo.

Como se puede ver teniendo en cuenta que el valor de ϵ_c se propone todo el problema radica en el cálculo de la profundidad del eje neutro.

Anteriormente se habló de un valor α para expresar el área del concreto como una fracción del bloque de Whitney para cada ϵ_c , recordando que ϵ_{co} era la deformación para f'_c y ϵ_{cu} era el valor de deformación última este valor se define por:

Para valores menores o iguales a ϵ_{co} :

Ecuación 51

Ec. para el cálculo del valor de alfa para valores menores a ϵ_{co}

$$\alpha = \frac{\epsilon_c(3\epsilon_{co} - \epsilon_c)}{3\epsilon_{co}^2} \quad (51)$$

Para valores mayores a ϵ_{co} y menores o iguales a ϵ_{cu} :

Ecuación 52

Ec para el cálculo del valor de alfa para valores mayores a Eco

$$\alpha = \frac{40\varepsilon_{co}\varepsilon_{cu} - 31\varepsilon_{co}^2 - 120\varepsilon_c\varepsilon_{cu} + 102\varepsilon_c\varepsilon_{co} + 9\varepsilon_c^2}{120\varepsilon_c(\varepsilon_{co} - \varepsilon_{cu})} \quad (52)$$

La ubicación de la fuerza resultante γ sera una función de c (eje neutro) y se medirá desde la fibra más comprimida en dirección a c la expresión está dada por:

Para valores menores o iguales a ε_{co} :

Ecuación 53

Ec. para el cálculo de la ubicación de la fuerza resultante para valores menores a Eco

$$\gamma = \frac{8\varepsilon_{co} - 3\varepsilon_c}{4(3\varepsilon_{co} - \varepsilon_c)} \quad (53)$$

Para valores mayores a ε_{co} y menores o iguales a ε_{cu} :

Ecuación 54

Ec. para el cálculo de la fuerza resultante para valores mayores a eco

$$\gamma = \frac{51\varepsilon_c^2\varepsilon_{co} - 60\varepsilon_c^2\varepsilon_{cu} + 6\varepsilon_c^3 + 10\varepsilon_{co}^2\varepsilon_{cu} - 10\varepsilon_{co}^3}{\varepsilon_c(40\varepsilon_{co}\varepsilon_{cu} - 31\varepsilon_{co}^2 - 120\varepsilon_c\varepsilon_{cu} + 102\varepsilon_c\varepsilon_{co} + 9\varepsilon_c^2)} \quad (54)$$

Alternativamente se puede imponer la profundidad del eje neutro y el valor de deformación del concreto siguiendo el modelo de Aguiar (2003), el cual propone los siguientes pasos:

- Se selecciona un valor de deformación unitaria para el concreto ε_c
- Se establece la ubicación del eje neutro ' c ' y se calcula las deformaciones mediante una relación de triángulos o mediante el dibujo geométrico a escala, este puede ser manualmente o para tener más precisión en un programa de dibujo.
- Se puede calcular a continuación cada valor de esfuerzos para el concreto y el acero, tomando en cuenta los diagramas constitutivos del acero y del concreto.

- A continuación, se verifica que las fuerzas del acero y del concreto se encuentren en equilibrio, en caso no fuese así se varía el valor de 'c' distancia al eje neutro y se repite el procedimiento de manera iterativa hasta obtener el equilibrio
- Se obtiene el momento de la sección cuando se verifica las fuerzas en equilibrio, y posteriormente se obtiene la curvatura, se repite este proceso hasta alcanzar el valor de deformación unitaria última del concreto según el modelo constitutivo que se utilice.

Debido a que este proceso es reiterativo y si se considera modelos exactos de área calculable bajo integrales, varios autores proponen un modelo trilineal para el diagrama de momento curvatura tomando en cuenta el modelo de Hognestad y el elástico perfecto, para fines prácticos se hará una comprobación con este modelo para demostrar que es cercano a la realidad y se comprobará este valor con SAP 2000, para el cálculo de la estructura SAP 2000 usará los valores según los modelos que se le propongan. Se usa SAP 2000 debido a que para el M-C tiene una interfaz más amigable.

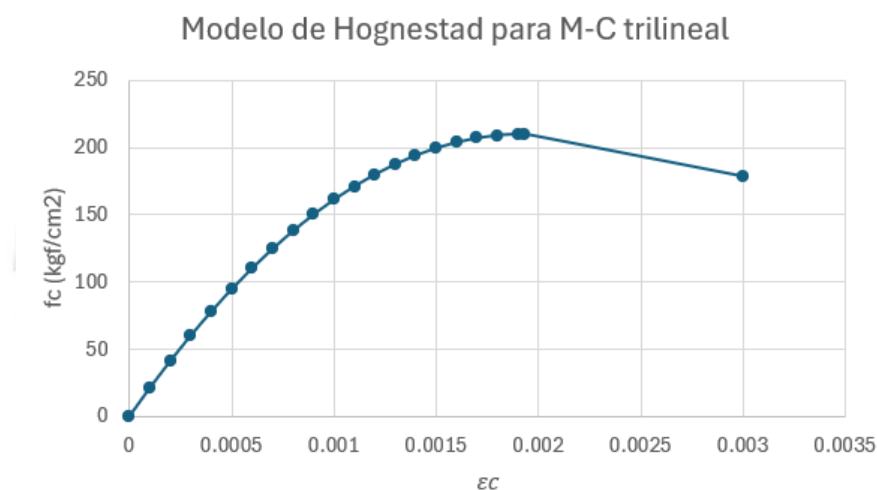
2.2.8.3.2. Diagrama de momento curvatura trilineal

Como se mencionó anteriormente este modelo permite acercarnos a los modelos reales para este caso se hará un ejemplo de una sección de viga simplemente armada usando los modelos constitutivos de Hognestad y el modelo elastoplástico perfecto se presentan a continuación los diagramas constitutivos:

2.2.8.3.2.1 Modelo de Hognestad para desarrollar el diagrama momento-curvatura usando el modelo trilineal

Figura 40

Modelo de Hognestad para diagrama M-C trilineal



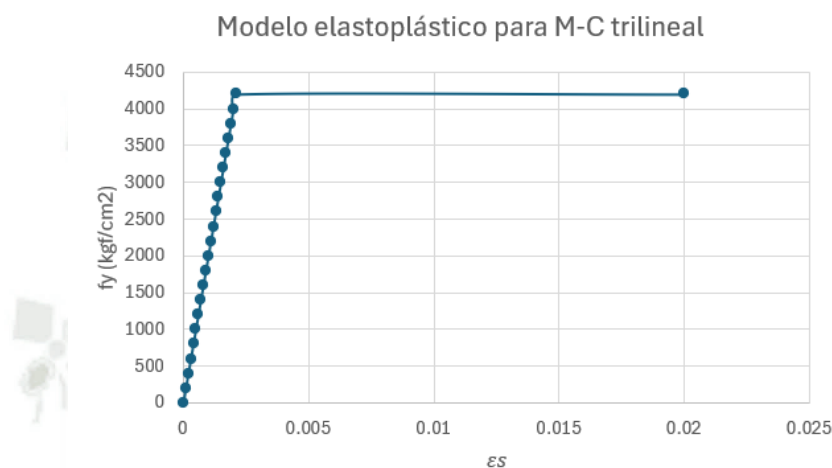
Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior, el modelo considera que el concreto no se comporta de manera completamente lineal, sino que tiene un comportamiento no lineal que se puede describir con una curva trilineal. En este caso, el modelo trilineal se utiliza para construir el diagrama momento-curvatura en el que se evalúan las relaciones entre la deformación de la fibra más comprimida y el esfuerzo de compresión.

2.2.8.3.2.2 Modelo elastoplástico perfecto para desarrollar el diagrama momento- curvatura usando el modelo trilineal

Figura 41

Modelo elastoplástico para M-C trilineal



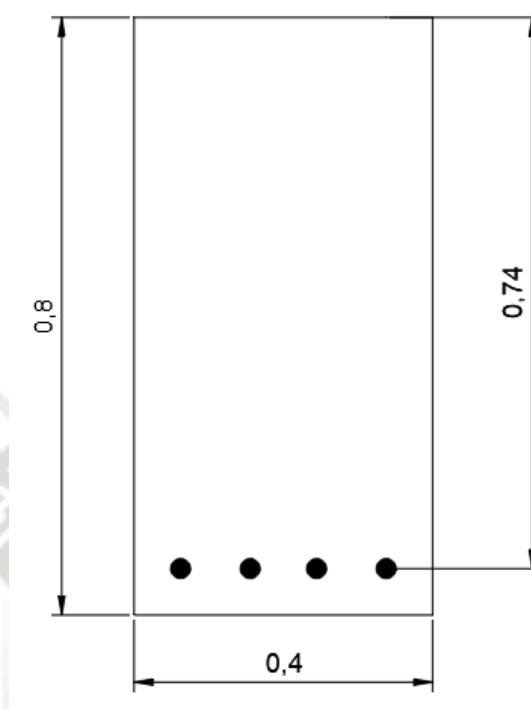
Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior, el modelo elastoplástico describe cómo un material responde bajo cargas que exceden su límite elástico (como sucede en este gráfico). El material tiene una fase inicial elástica en la que el esfuerzo y la deformación están relacionados linealmente, pero una vez que se alcanza el límite de fluencia, la curva se aplana debido a que el material comienza a deformarse de manera plástica.

La sección que se analizará es la siguiente:

Figura 42

Sección para un análisis momento-curvatura trilineal



Nota. Elaboración propia

Las medidas están en metros y todas las varillas son de 1'' además el f'_c es 210 kgf/cm² y el f'_y es 4200 kgf/cm².

2.2.8.3.2.3 Agrietamiento

El primer punto del diagrama que se analiza se refiere al estado de agrietamiento, esto se da cuando el concreto alcanza su valor de f'_r (esfuerzo a la rotura del concreto y se forma las primeras grietas). Para este estado el acero aún no trabaja y la fuerza tracción es asumida en su totalidad por el concreto. Las ecuaciones para describir el momento y la curvatura son:

Cálculo del área equivalente del acero que se expresa bajo la siguiente expresión:

Ecuación 55

Ec. del área de concreto equivalente para el estado de agrietamiento

$$A_c = nA_s \quad (55)$$

Ecuación 56

Ec. de la relación modular entre el acero y el concreto

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (56)$$

Donde:

n = relación modular

E_s = módulo del acero

E_c = módulo del concreto

A_c = área del concreto

A_s = área del acero

El cálculo del eje neutro se da por:

Ecuación 57

Ec. del eje neutro para el estado de agrietamiento

$$c = \frac{bh \left(\frac{h}{2} \right) + A_s(n - 1)d}{bh + A_s(n - 1)} \quad (57)$$

Donde:

b = ancho o base de la sección

h = peralte o altura de la sección

El cálculo de la inercia agrietada por el teorema de Steiner y tomando en cuenta que las barras de acero de por sí solas tienen una inercia despreciable se da por:

Ecuación 58

Ec. de la inercia agrietada

$$I_{ag} = \frac{bh^3}{12} + (bh) \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 + A_s(n - 1)(d - c)^2 \quad (58)$$

Donde:

I_{ag} = inercia agrietada

El momento agrietado considerando que el esfuerzo es $f'r$ de la resistencia de materiales se da por:

Ecuación 59

Ec. del momento de agrietamiento

$$M_{ag} = \frac{f'rI_{ag}}{h - c} \quad (59)$$

Ecuación 60

Ec. Del esfuerzo de rotura del concreto

$$f'r = 2\sqrt{f'c} \quad (60)$$

Donde:

M_{ag} = momento de agrietamiento

$f'r$ = esfuerzo de rotura del concreto

Finalmente considerando que hasta el agrietamiento el comportamiento del concreto es lineal la curvatura es:

Ecuación 61

Ec. de la curvatura en el momento del agrietamiento

$$\phi_{ag} = \frac{\epsilon_{ag}}{h - c} \quad (61)$$

Siguiendo la ley de Hooke ϵ_{ag} es:

Ecuación 62

Ec. De la deformación unitaria para el agrietamiento

$$\epsilon_{ag} = \frac{f'r}{E_c} \quad (62)$$

Ecuación 63

Ec. del módulo del concreto

$$E_c = 15000\sqrt{f'c} \quad (63)$$

Donde:

φ_{ag} = curvatura en el momento del agrietamiento

ε_{ag} = deformación unitaria para el agrietamiento

2.2.8.3.2.4 Fluencia

En esta parte del diagrama de momento curvatura el acero empieza a fluir por lo cual es aceptable suponer un valor de f_y de 4200 kgf/cm² y ε_s 0.0021, por otro lado el concreto podría alcanzar un esfuerzo menor a $0.7 f'c$ o mayor a $0.7 f'c$ pero menor a $f'c$, es importante saber cuál es el esfuerzo que alcanza el concreto porque según (Park & Pauley, 1988) hasta valores de $0.7 f'c$ se puede aceptar un bloque de esfuerzos triangular, si el valor supera $0.7 f'c$ se deberá usar integrales para una parábola y exactitud o el bloque de Whitney afectado por α para una aproximación, para ello se supone un valor de 'c' y se va variando hasta que haya equilibrio.

Las ecuaciones para este estado son:

Ecuación 64

Ec. de deformaciones unitarias del estado de fluencia

$$\frac{\varepsilon_s}{d - c} = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (64)$$

Ecuación 65

Ec. para el cálculo de la fuerza de compresión del estado de fluencia

$$C = f'c \frac{b}{2} c \quad (65)$$

Ecuación 66

Ec. para el cálculo de la fuerza de tracción del estado de fluencia

$$T = A_s f'_y \quad (66)$$

Si se supone que el f'_c no alcanza $0.7 f'_c$ sería:

Ecuación 67

Ec. para el cálculo de f'_c

$$f'_c = E_c \varepsilon_c \quad (67)$$

Ecuación 68

Ec. para el cálculo de f'_y

$$f'_y = E_s \varepsilon_s \quad (68)$$

Al igualar y despejar nos queda la siguiente ecuación:

Ecuación 69

Ec. para el cálculo del eje neutro del estado de fluencia

$$c^2 + \frac{2A_s n}{b} c - \frac{2A_s n d}{b} = 0 \quad (69)$$

Calculado el eje neutro se puede calcular la deformación unitaria del concreto y posteriormente comprobar el f'_c . El momento nominal será tomado como la fuerza en tracción o compresión multiplicada por la distancia a donde actúa la otra fuerza.

La curvatura se calcula por:

Ecuación 70

Ec. para la curvatura del estado de fluencia

$$\varphi_{fl} = \frac{\varepsilon_{fl}}{d - c} \quad (70)$$

2.2.8.3.2.5 Rotura

Este estado se da cuando el concreto alcanza su deformación unitaria máxima, para el modelo constitutivo que se analiza es 0.003. Las ecuaciones son las que se usan normalmente para el diseño de vigas a flexión.

Siendo estas:

Ecuación 71

Ec. para el cálculo de las deformaciones unitarias del estado de rotura

$$\frac{\epsilon_s}{d - c} = \frac{\epsilon_{cu}}{c} \quad (71)$$

Ecuación 72

Ec. para el cálculo de la fuerza en compresión para el estado de rotura

$$C = 0.85 f'_c b a \quad (72)$$

Ecuación 73

Ec. para el cálculo de la fuerza en tracción para el estado de rotura

$$T = A_s f'_y \quad (73)$$

Ecuación 74

Ec. para el cálculo del factor a

$$a = \beta_1 c \quad (74)$$

β_1 es un factor dependiente del f'_c siempre por lo menos 0.65 y como máximo 0.85 se define por:

Ecuación 75

Ec. para el cálculo de b en función de f'_c

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right) \quad (75)$$

El momento nominal sera tomado como la fuerza en tracción o compresión multiplicada por la distancia a donde actúa la otra fuerza.

La curvatura será:

Ecuación 76

Ec. para el cálculo de la curvatura del estado de rotura

$$\varphi_{rot} = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (76)$$

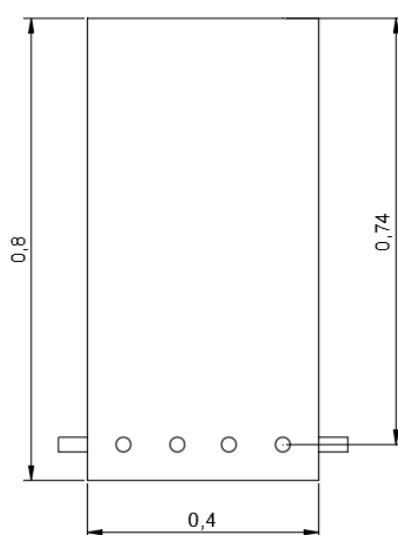
Para el caso del ejemplo los diagramas y cálculos para cada estado son los siguientes:

2.2.8.3.2.6 Cálculo para el agrietamiento

En este caso, la sección rectangular sometida a esfuerzo de 0.8 x 0.4 m con una distancia desde la fibra de compresión hasta el centro de gravedad del acero es de 0.74 .Tiene una resistencia a compresión del concreto f'_c , resistencia a la fluencia del acero f'_y , módulo de elasticidad del concreto E_c , módulo de elasticidad del acero E_s y área de la sección de acero A_s ;respectivamente en la tabla siguiente:

Figura 43

Sección transformada para M-C estado de agrietamiento

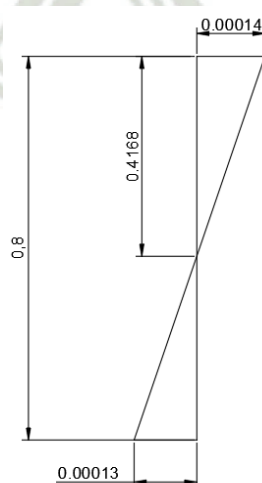


Nota. Elaboración propia

Figura 44
Cálculos para el estado de agrietamiento M-C trilineal

Agrietamiento	
f_c (kgf/cm ²)	210
f_y (kgf/cm ²)	4200
b (cm)	40
h (cm)	80
d (cm)	74
A_s (cm ²)	20.27
E_c (kgf/cm ²)	217370.651
E_s (kgf/cm ²)	2000000
n	9.201
c (cm)	41.68
I_{ag} (cm ⁴)	1889326.50
f_r (kgf/cm ²)	28.98
M_{ag} (kgf.cm)	1428921.02
M_{ag} (tnf.m)	14.29
ϵ_{ag}	0.00013
φ_{ag} (1/cm)	0.00000348
φ_{ag} (1/m)	0.00034794

Nota. Elaboración propia

Figura 45
Diagrama de deformaciones unitarias estado agrietamiento M-C


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior ,el diagrama de deformación unitaria es importante para entender como varia la deformación a lo largo de la altura de la sección. Finalmente, el resultado del cálculo de agrietamiento ($\epsilon_{ag} = 0.00013$) se encuentra en la tabla anterior.

2.2.8.3.2.7 Cálculo para la fluencia

Figura 46

Cálculos para el estado de fluencia M-C trilineal

Fluencia	
c (cm)	22.02
c ec.cuad	0.000
b (cm)	40
h (cm)	80
ϵ_s	0.0021
ϵ_c	0.00089
f _c compr. (kgf/cm ²)	193.327824
0.7f _c	147
c supuesto (cm)	27.353
ϵ_c	0.00123
ϵ_0 Hognestad	0.0019
α	0.50
γ	0.64
T (tnf)	85.13
f _c (kgf/cm ²)	182.38
C (tnf)	85.13
M _{fl} (tnf.m)	47.99
ϕ_{fl} (1/m)	0.0045019

Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior, a partir de los datos disponibles en la tabla (procedentes de una hoja de cálculo), se usó un análisis por compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas internas, considerando el modelo parabólico de Hognestad para el concreto comprimido. Este modelo se parametriza mediante los coeficientes $\alpha = 0.5$, $\gamma = 0.64$, y una deformación límite $\epsilon_0 = 0.0019$.

Con base en los valores de deformación del acero y del concreto ($\varepsilon_s = 0.0021$, $\varepsilon_c = 0.00123$), se determinó la posición del eje neutro $c = 27.35 \text{ cm}$, así como la altura equivalente del bloque comprimido $a = \gamma \cdot c = 17.5 \text{ cm}$.

El equilibrio interno se logró con fuerzas de tracción y compresión iguales:

$$T = C = 85.13 \text{ tnf}$$

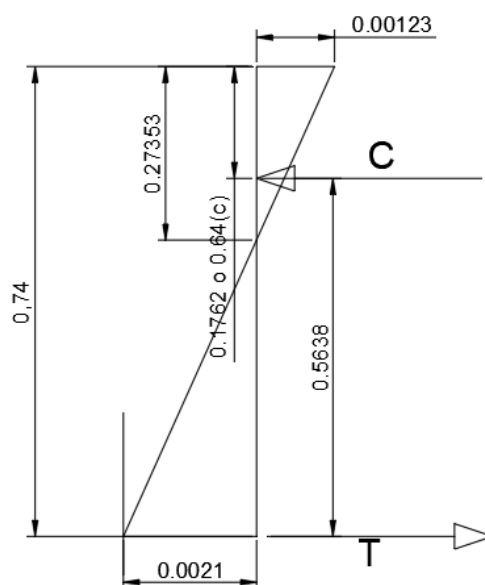
La distancia entre estas fuerzas ($z = 0.5638 \text{ m}$) permitió calcular el momento resistente para este estado:

$$M_f = T \cdot z = 47.99 \text{ tnf}$$

Este proceso se resume gráficamente en el diagrama de esfuerzos unitarios y fuerzas internas mostrado a continuación, el cual ilustra la distribución no lineal del concreto en compresión y la localización de las fuerzas T y C :

Figura 47

Diagrama de esfuerzos unitarios y fuerzas para el M-C estado de fluencia



Nota. Elaboración propia

No confundir el diagrama de esfuerzos unitarios con el de fuerzas, la gráfica se usa para fines de comprensión de esta.

2.2.8.3.2.8 Cálculo para la rotura

Figura 48

Cálculos para el estado de rotura M-C trilineal

Rotura	
a (cm)	11.92
c (cm)	14.03
M _{ro} (tnf.m)	57.92
φ_{rot} (1/m)	0.0213881

Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior ,se analiza la misma sección de concreto reforzado para el estado límite último (rotura), condición en la que el concreto comprimido alcanza su deformación máxima de falla.

A partir del diagrama de deformaciones, se verifica que:

- $\varepsilon_c = 0.003$ (*Deformación de falla del concreto*)
- $\varepsilon_s = 0.0128$ (*el acero sigue deformándose después de la fluencia*)

Esto confirma que la sección ha alcanzado el estado de rotura.

Con estos valores, y usando la compatibilidad de deformaciones, se determina:

- Profundidad del eje neutro: $c = 14.03 \text{ cm}$
- Altura del bloque comprimido: $a = 11.92 \text{ cm}$

Se equilibran las fuerzas internas T y C, separadas por un brazo de palanca $z = 0.6864 \text{ cm}$, con lo que se calcula el momento resistente último:

$$M_{rot} = T \cdot z = 57.92 \text{ tnf} \cdot \text{m}$$

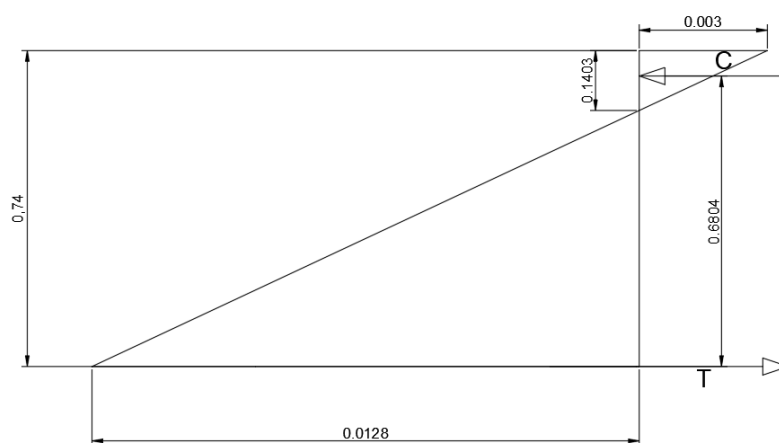
Finalmente, la curvatura asociada a este estado es:

$$\varphi_{rot} = \frac{\varepsilon_s}{d - c} = 0.213881 \left(\frac{1}{m} \right)$$

El siguiente diagrama muestra la distribución de deformaciones y fuerzas internas para el estado de rotura:

Figura 49

Diagrama de esfuerzos unitarios y fuerzas para el M-C estado de rotura

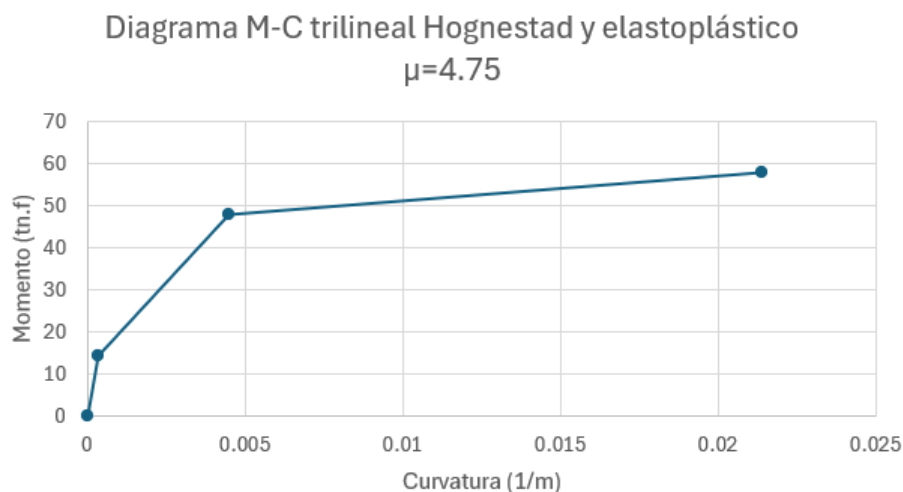


Nota. Elaboración propia

Finalmente tenemos el diagrama de momento curvatura siguiendo un modelo trilineal y usando el modelo de Hognestad y el modelo elastoplástico perfecto.

Figura 50

Diagrama momento curvatura usando el modelo trilineal



Nota. Elaboración propia

El valor de μ en la gráfica se denomina ductilidad y se calcula por:

Ecuación 77

Ec. para el cálculo de la ductilidad

$$\mu = \frac{\varphi_{rot}}{\varphi_{fl}} \quad (77)$$

Un valor aceptable que garantiza una buena ductilidad de la sección es un valor mayor a 4 para este caso según esa recomendación la sección tendría buena ductilidad.

2.2.8.3.3. Diagrama momento curvatura en SAP 2000

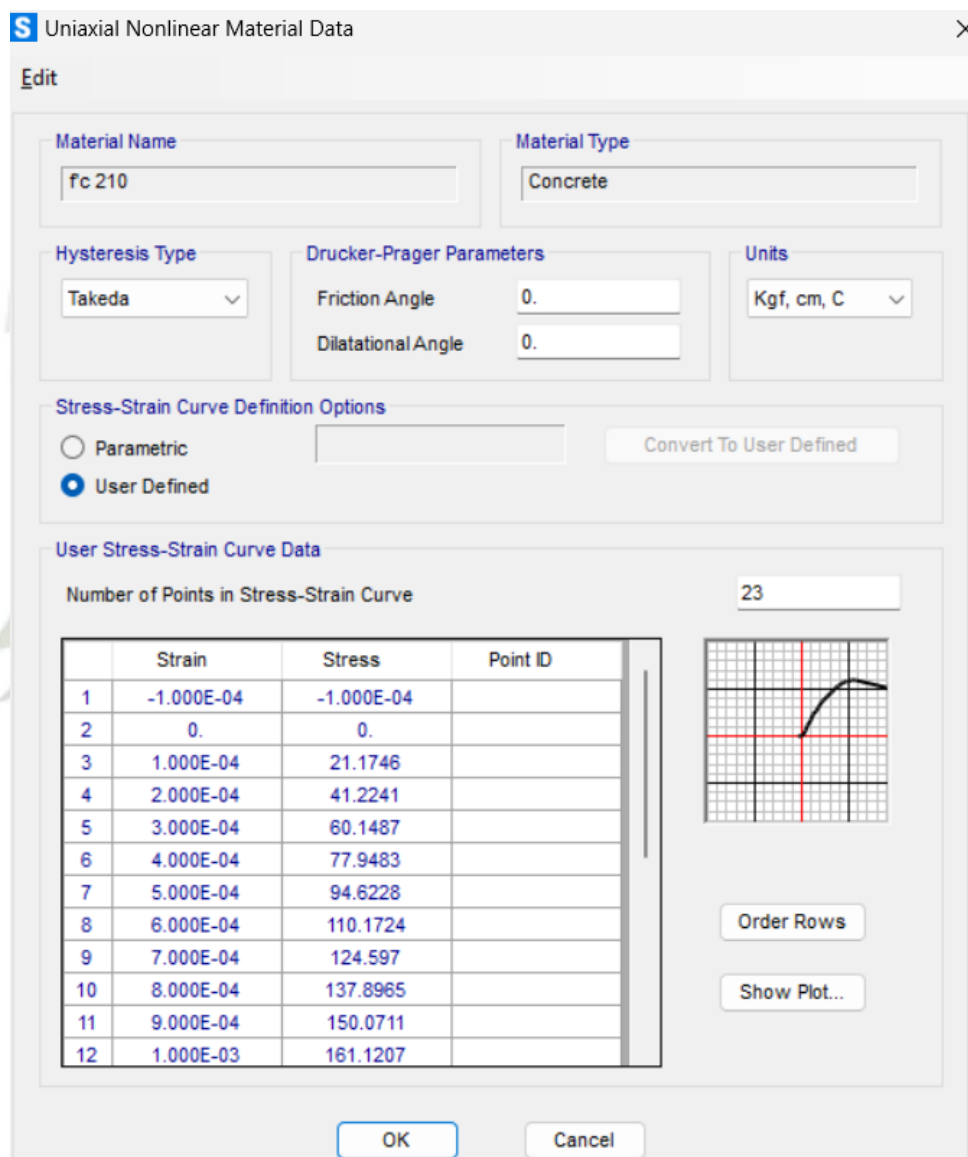
A fin de revisar que se tenga resultados similares en el software, se procederá a importar los modelos constitutivos generados y generar el Diagrama M-C.

En la siguiente imagen, se creó un material no lineal para el concreto. Luego se definió la curva esfuerzo deformación en 23 puntos de la curva real del concreto. Esta curva representa

el comportamiento no lineal del concreto ,comenzando desde cero hasta su esfuerzo máximo para luego descender .

Figura 51

Modelo de Hognestad importado a SAP 2000 del material del concreto



Uniaxial Nonlinear Material Data

Edit

Material Name: Material Type:

Hysteresis Type: Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: Dilatational Angle: Units:

Stress-Strain Curve Definition Options: ☐ Parametric ☒ User Defined

User Stress-Strain Curve Data: Number of Points in Stress-Strain Curve:

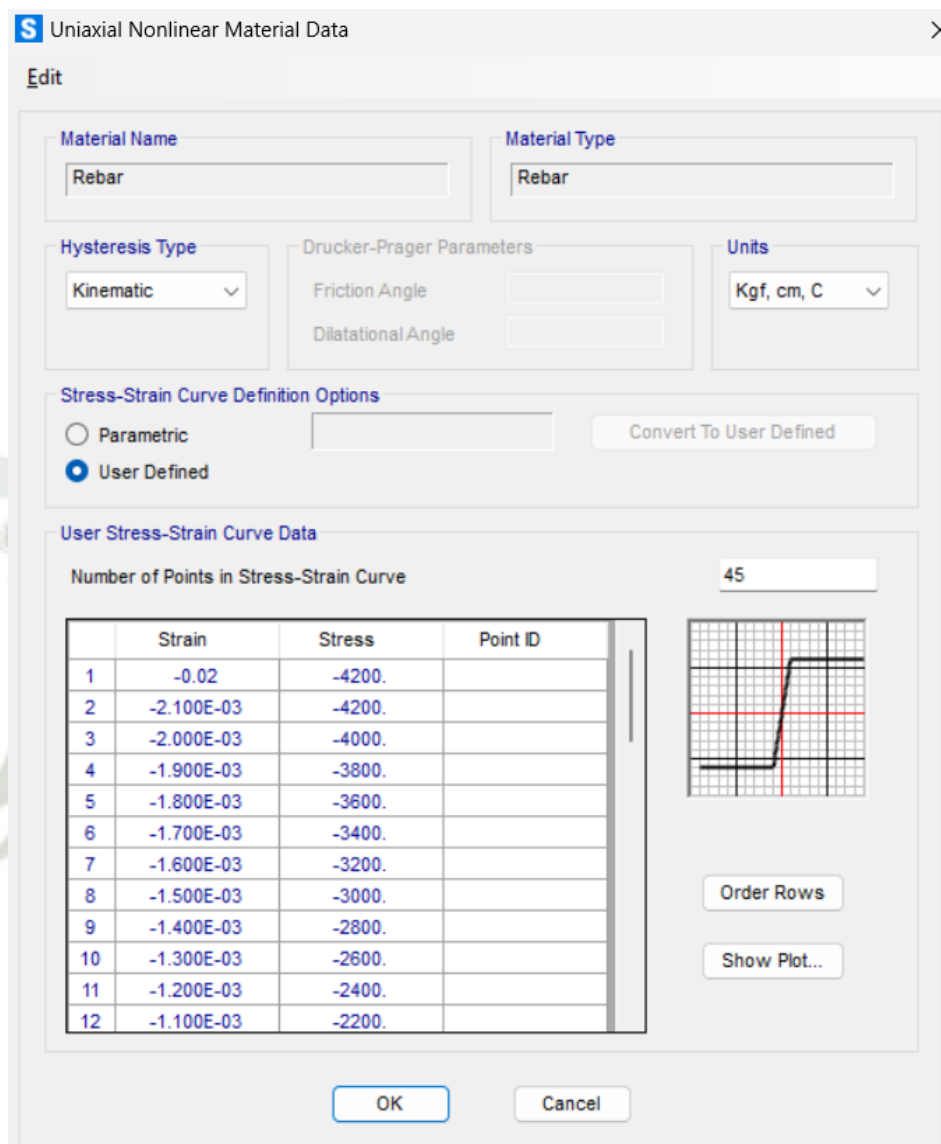
	Strain	Stress	Point ID
1	-1.000E-04	-1.000E-04	
2	0.	0.	
3	1.000E-04	21.1746	
4	2.000E-04	41.2241	
5	3.000E-04	60.1487	
6	4.000E-04	77.9483	
7	5.000E-04	94.6228	
8	6.000E-04	110.1724	
9	7.000E-04	124.597	
10	8.000E-04	137.8965	
11	9.000E-04	150.0711	
12	1.000E-03	161.1207	

Nota. Elaboración propia

En la siguiente imagen, se creó un material para el acero, luego se definió un tabla de 45 puntos que grafican el comportamiento real del acero, tanto el comportamiento plástico y posible endurecimiento o ablandamiento después de la fluencia.

Figura 52

Modelo elastoplástico importado a SAP 2000 del material de acero



Uniaxial Nonlinear Material Data

Edit

Material Name
Rebar

Material Type
Rebar

Hysteresis Type
Kinematic

Drucker-Prager Parameters
Friction Angle
Dilatational Angle

Units
Kgf, cm, C

Stress-Strain Curve Definition Options
☐ Parametric
☒ User Defined

User Stress-Strain Curve Data
 Number of Points in Stress-Strain Curve: 45

	Strain	Stress	Point ID
1	-0.02	-4200.	
2	-2.100E-03	-4200.	
3	-2.000E-03	-4000.	
4	-1.900E-03	-3800.	
5	-1.800E-03	-3600.	
6	-1.700E-03	-3400.	
7	-1.600E-03	-3200.	
8	-1.500E-03	-3000.	
9	-1.400E-03	-2800.	
10	-1.300E-03	-2600.	
11	-1.200E-03	-2400.	
12	-1.100E-03	-2200.	

Order Rows
Show Plot...

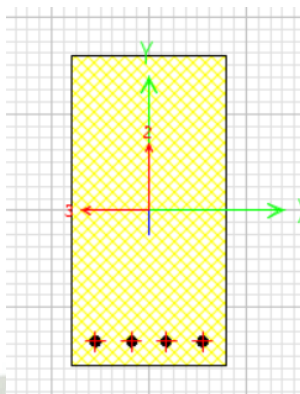
OK Cancel

Nota. Elaboración propia

Se ve una simetría en el modelo porque la rama de valores negativos funciona cuando el software analiza acero en compresión, como por ejemplo en el diseño de vigas con acero en compresión. Para este caso igual podría ser suficiente con solo tomar la parte negativa.

Figura 53

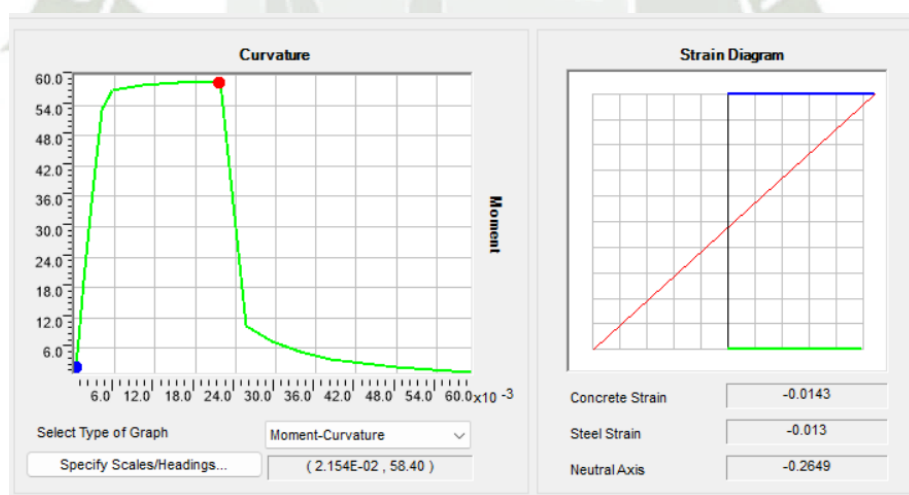
Modelado de la sección usando el Section Designer en SAP 2000



Nota. Elaboración propia

Figura 54

M-C en SAP 2000



Nota. Elaboración propia

Como se puede ver los resultados que entrega el modelo trilineal son muy cercanos a los que se obtiene, el programa ETABS también tiene posibilidad de modelar el M-C, pero no tiene tantas opciones como SAP 2000.

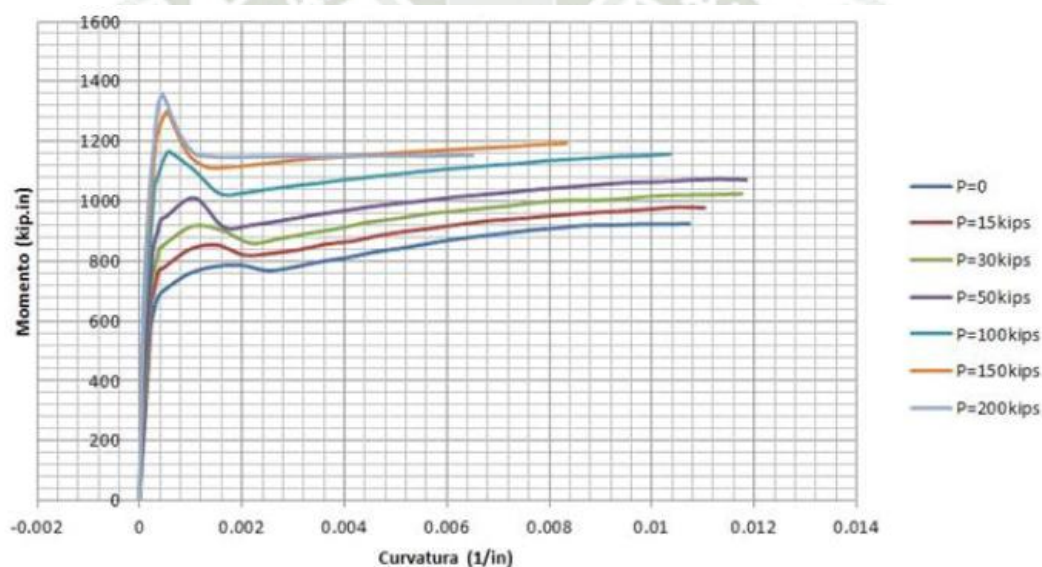
Bajo la premisa anterior se puede cargar cualquier modelo al programa ETABS o SAP y estos estimarán internamente el M-C para cada sección de los elementos estructurales.

2.2.8.3.4. Efecto de la carga axial

Para columnas y placas cuando se tiene carga axial esta se suma a los esfuerzos de compresión es de suponer entonces que el momento de equilibrio deberá ser mayor y el valor del eje neutro deberá subir respecto a si no se considerará estas cargas, lo que consecuentemente provocaría una menor curvatura. Programas de cálculo estructural como SAP 2000 o ETABS permiten simular estas condiciones, así como hay autores que han elaborado sus propios modelos en softwares de programación, a continuación, se puede ver una imagen que evidencia esto:

Figura 55

Diagrama momento curvatura para diferentes cargas axiales



Nota. Tomado de Bustamante Mora (2015)

Como se puede ver a mayor carga axial, el momento va aumentando, pero la curvatura va disminuyendo y esto tiene todo lógica pues se está comprimiendo al concreto por lo que se está induciendo a una falla frágil cada vez que se sigue aumentando la carga.

Adicionalmente algunos autores incorporan el efecto del cortante en el M-C debido a que un elemento podría fallar por corte antes que por flexión y no se podría alcanzar la ductilidad deseada, pero considerando que uno de los objetivos de las normas de diseño es evitar el fallo por cortante y debido al tipo de análisis que se está haciendo no se considerará este efecto para esta investigación y se asegurará que los elementos no fallen por corte.

2.2.8.3.5. Importancia del diagrama M-C

Son varios los usos que tiene el cálculo del diagrama M-C, (Aguiar Falconi, 2003) menciona los siguientes:

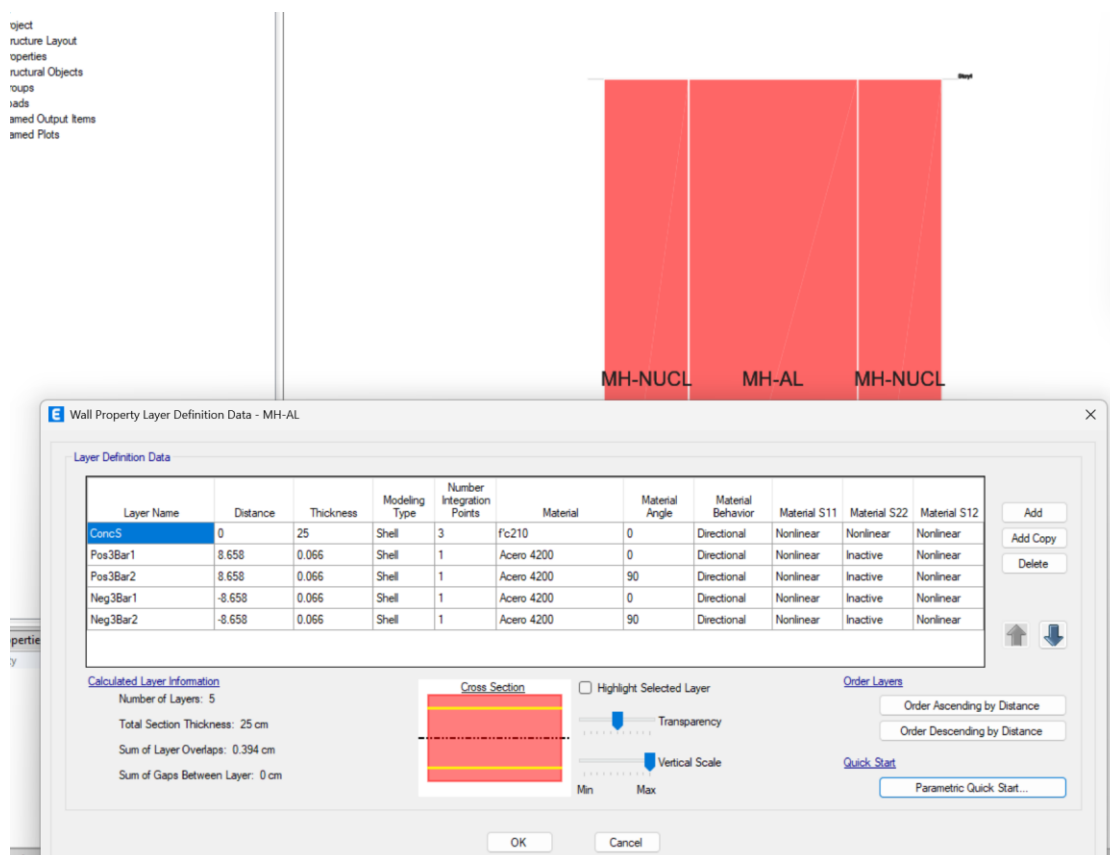
- Ductilidad: se puede calcular la ductilidad como en el ejemplo mostrado lo que permitirá que cuanto más grande sea este valor se garantiza que el elemento estructural es más dúctil.
- Reserva de ductilidad: normalmente el momento que producen los sismos o fuerzas grandes en las secciones no deberían alcanzar la curvatura última estimar que curvatura se alcanza con el momento a causa de un sismo permitiría calcular cual es la reserva de ductilidad.
- Redistribución de momentos: las normativas internacionales permiten aumentar o disminuir los momentos en ciertos tramos de los elementos estructurales, para que este tramo no se suelte a la deriva es muy útil conocer cuan dúctil es una sección.

2.2.8.4. No linealidad de muros estructurales

A fin de modelar la no linealidad de muros estructurales los muros deben modelarse como elementos definidos por segmentos o etapas más específicamente se debe tomar en cuenta los extremos o las partes esquineras del muro y la parte central del muro o alma, para ello el software computacional permite hacer este tipo de modelamiento de dos maneras. La primera es dividir el muro por segmentos y asignar las propiedades mediante Layered Shell que asigna las propiedades no lineales del muro a cada parte de él, a continuación, se muestra la imagen de un muro asignado bajo estas condiciones:

Figura 56

No linealidad para muros bajo modelo layered



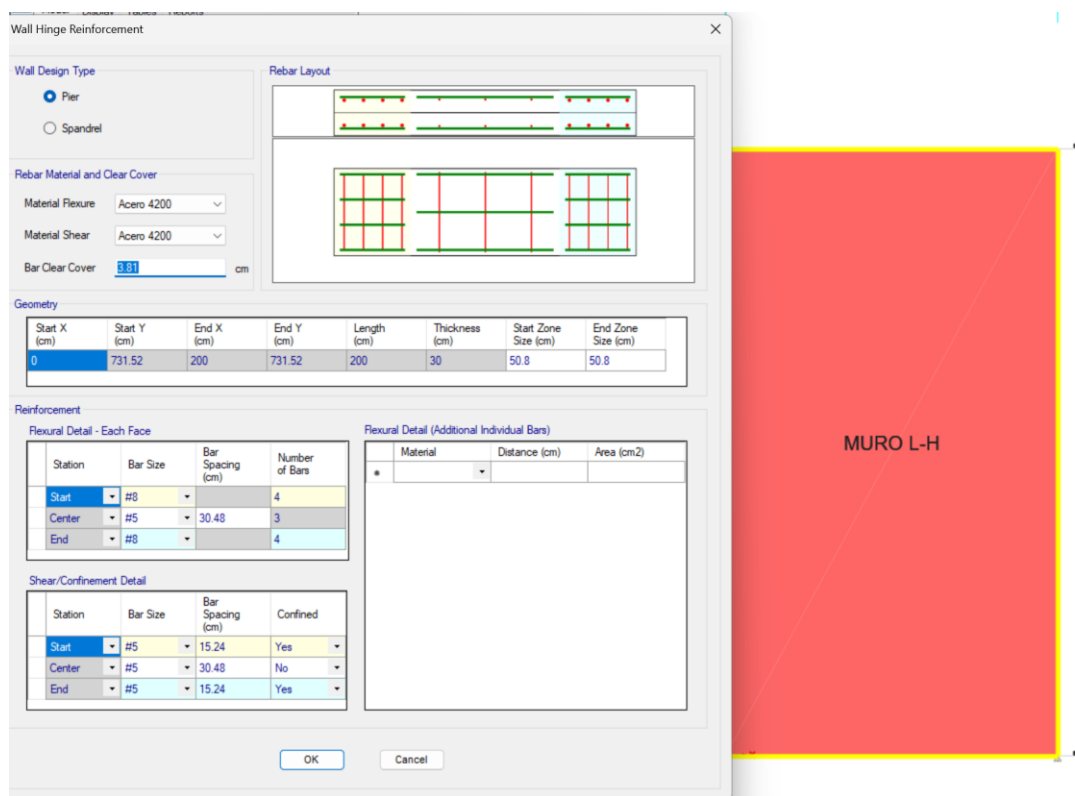
Nota. Elaboración propia

Para la presente investigación se usará una herramienta rápida que ofrece el software cuando el espesor del muro no difiere de la zona central en comparación a los extremos, esta herramienta permite asignar el muro por zonas similar a la opción layered, pero sin tener que dividir el muro es decir es un procesamiento más rápido, lo único a tomar en cuenta como se menciono es que el espesor debería quedar definido de manera uniforme como en esta investigación caso contrario la opción layered es mejor.

La siguiente imagen lo ilustra de mejor manera:

Figura 57

No linealidad para muros bajo modelo rápido para rótulas



Nota. Elaboración propia

2.2.8.5. Rótulas plásticas

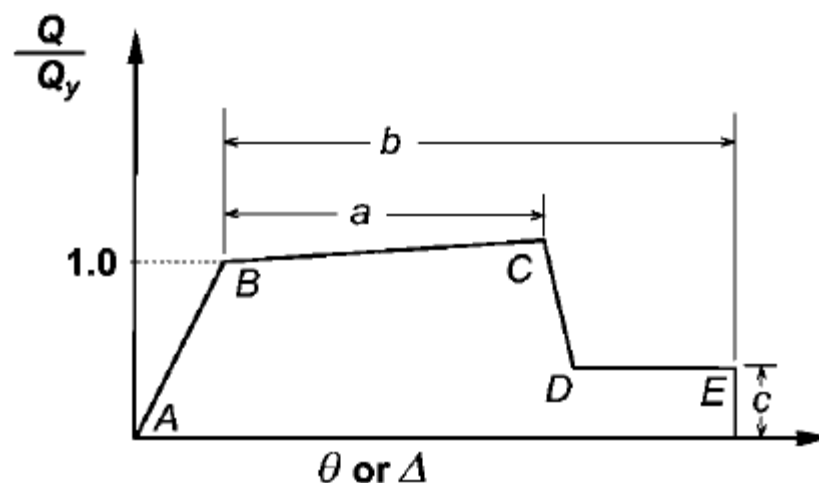
Debido a la variabilidad que puede haber en las secciones códigos como el ASCE 41 propone modelos de rótulas plásticas estas relacionan el momento y la rotación a través de una gráfica. En las rótulas plásticas se libera a la sección de momento y se deja que gire libremente hasta alcanzar su giro último

A partir de allí se podrá modelar en qué momento cada sección alcanza la fluencia y empieza a entrar en la zona de ductilidad.

En general el modelo que propone ASCE 41 es el siguiente:

Figura 58

Rótulas plásticas según ASCE 41-17



Nota. Tomado de American Society of Civil Engineers (2017)

Los principales puntos del modelo de ASCE 41-17 son los siguientes:

- A: en este punto marca el inicio del trabajo de la sección y cuando el momento es cero y no existe rotación, ya que desde el inicio la estructura se encuentra sometida a cargas gravitatorias. El tramo de A a B representa el tramo lineal que típicamente se usa en análisis estáticos o dinámicos lineales.
- B: en este punto se ha alcanzado la fluencia, típicamente este valor en el momento se representa con 1 debido a que ASCE 41-17 hace una relación entre el momento de fluencia dividido entre sí mismo. El tramo de B a C representa la no linealidad o la parte dúctil idealizada mediante una línea, similar a cuando se analizó la parte de la ductilidad en el diagrama M-C.
- C: en este punto se ha alcanzado el fin de la capacidad útil o existe un daño significativo.
- D: en este punto la resistencia se degrada y la sección está próxima al colapso, en este punto además la sección posee un momento residual.
- E: en este punto se ha alcanzado el colapso total

Para el cálculo de a , b y c ASCE 41-17 propone los siguientes valores en función de las características de la sección y el elemento.

Para vigas de concreto armado se tiene:

Tabla 9

Rótulas plásticas según ASCE 41-17 para vigas

Condiciones			Parámetros de modelamiento			Criterio de aceptación		
			Angulo de rotación plástica (rad)		Ratio residual de fuerza	Angulo de rotación plástica (rad)		
			a	b	c	Nivel de desempeño		
						IO	LS	CP
Condición i. Vigas controladas por flexión								
(p-p)/p _{bal}	Refuerzo transversal	V/(bd√f _c)						
≤ 0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 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	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 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
Condición ii. Vigas controladas por corte								
Separación de estribos ≤ d/2			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Separación de estribos > d/2			0.003	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condición iii. Vigas controladas por inadecuada longitud de desarrollo								
Separación de estribos ≤ d/2			0.003	0.02	0	0.0015	0.01	0.02
Separación de estribos > d/2			0.003	0.01	0	0.0015	0.005	0.01
Condición iv. Vigas controladas por inadecuado empotramiento en el nudo								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Nota. Tomado de American Society of Civil Engineers (2017)

Considerar lo siguiente para la tabla anterior según ASCE 41-17:

Los valores de f'_c está expresado en unidades de lb/in² (MPa).

Los valores intermedios entre los listados en la tabla deben determinarse mediante interpolación lineal.

Cuando se presentan más de una de las condiciones i, ii, iii y iv en un mismo componente, se debe utilizar el valor numérico mínimo apropiado de la tabla.

Las abreviaciones “C” y “NC” corresponden a refuerzo transversal conforme y no conforme, respectivamente.

Para columnas de concreto armado se tiene:

Tabla 10

Rótulas plásticas según ASCE 41-17 para columnas

Condiciones			Parámetros de modelamiento			Criterio de aceptación		
			Angulo de rotación plástica (rad)		Ratio residual de fuerza c	Angulo de rotación plástica (rad)		
			a	b		Nivel de desempeño		
						IO	LS	CP
Condición i.								
P/(Agf _c)	p=As/(bs)							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.06	0.2	0.005	0.045	0.06
≥ 0.6	≥ 0.006		0.01	0.01	0	0.003	0.009	0.01
≤ 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	0.002	0.004	0.005
Condición ii.								
P/(Agf _c)	p=As/(bs)	V/(bd√f _c)						
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032	0.06	0.2	0.005	0.045	0.06
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.025	0.06	0.2	0.005	0.045	0.06
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.01	0.01	0	0.003	0.009	0.01
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.008	0.008	0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≥ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.01	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	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≥ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0	0	0	0	0	0
Condición iii.								
P/(Agf _c)	p=As/(bs)							
≤ 0.1	≥ 0.006		0	0.06	0	0	0.045	0.06
≥ 0.6	≥ 0.006		0	0.008	0	0	0.007	0.008
≤ 0.1	≥ 0.0005		0	0.006	0	0	0.005	0.006
≥ 0.6	≥ 0.0005		0	0	0	0	0	0
Condición iv. Columnas controladas por desarrollo inadecuado								
P/(Agf _c)	p=As/(bs)							
≤ 0.1	≥ 0.006		0	0.06	0.4	0	0.045	0.06
≥ 0.6	≥ 0.006		0	0.008	0.4	0	0.007	0.008
≤ 0.1	≥ 0.0005		0	0.006	0.2	0	0.005	0.006
> 0.6	> 0.0005		0	0	0	0	0	0

Nota. Tomado de American Society of Civil Engineers (2017)

Considerar lo siguiente para la tabla anterior según ASCE 41-17:

Los valores de f'_c está expresado en unidades de lb/in² (MPa)

Los valores intermedios entre los listados en la tabla deben determinarse mediante interpolación lineal.

Para muros de concreto armado se tiene:

Tabla 11

Rótulas plásticas según ASCE 41-17 para muros

Condiciones			Parámetros de modelamiento			Criterio de aceptación		
			Angulo de rotación plástica (rad)		Ratio residual de fuerza c	Angulo de rotación plástica (rad)		
			a	b		Nivel de desempeño		
						IO	LS	CP
i. Muros de corte								
$((As - As')f_y + P)/(tlf_c)$	$V/(tl\sqrt{f_c})$	Borde Confinado	0.015					
≤ 0.1	≤ 4	Si	0.01	0.02	0.75	0.005	0.015	0.02
≤ 0.1	≥ 6	Si	0.009	0.015	0.4	0.004	0.01	0.015
≥ 0.25	≤ 4	Si	0.005	0.012	0.6	0.003	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Si	0.008	0.01	0.3	0.0015	0.005	0.01
≤ 0.1	≤ 4	No	0.006	0.015	0.6	0.002	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.003	0.01	0.3	0.002	0.006	0.01
≥ 0.25	≤ 4	No	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.2	0.001	0.002	0.004
i. Muros de corte con vigas de acople				0.05				
Refuerzo longitudinal y transversal		$V/(tl\sqrt{f_c})$						
Refuerzo longitudinal		≤ 3	0.025	0.04	0.75	0.01	0.025	0.05
convencional con refuerzo transversal conforme		≥ 6	0.02	0.035	0.5	0.005	0.02	0.04
Refuerzo longitudinal		≤ 3	0.02	0.025	0.5	0.006	0.02	0.035
convencional con refuerzo transversal no conforme		≥ 6	0.01	0.05	0.25	0.005	0.01	0.025
Refuerzo diagonal		NA	0.03	0.05	0.006	0.006	0.03	0.05

Nota. Tomado de American Society of Civil Engineers (2017)

Considerar lo siguiente para la tabla anterior según ASCE 41-17:

Los valores de f'_c está expresado en unidades de lb/in² (MPa)

Los valores intermedios entre los listados en la tabla deben determinarse mediante interpolación lineal.

Un elemento de borde se considerará confinado cuando el refuerzo transversal exceda el 75 % de los requisitos establecidos en ACI 318 y el espaciamiento del refuerzo transversal no exceda 8 veces el diámetro de la barra (8d). Se permite tomar los parámetros de modelado y los criterios de aceptación como el 80 % de los valores correspondientes a elementos confinados cuando los elementos de borde cumplan al menos el 50 % de los requisitos del ACI 318 y el espaciamiento del refuerzo transversal no exceda 8d. En caso contrario, los elementos de borde se considerarán no confinados.

Para vigas de acople con una luz de 6 pies 0 pulgadas (aprox. 1.83 m), con refuerzo inferior continuo hacia los muros de apoyo, se permite duplicar los valores de los criterios de aceptación para los niveles de desempeño de Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP).

El refuerzo longitudinal convencional consiste en acero superior e inferior paralelo al eje longitudinal de la viga de acople. El refuerzo transversal de confinamiento consiste en: (a) estribos cerrados a lo largo de toda la longitud de la viga de acople con espaciamiento ≤ 8 pulgadas, y (b) resistencia de los estribos cerrados ≥ 2.5 % de la resistencia cortante requerida para la viga de acople.

Tomando en cuenta el modelo propuesto por ASCE 41-17, es posible definir todos los puntos del diagrama de capacidad de la siguiente manera:

- **Punto A:**

Representa el inicio del análisis. En este punto, tanto el momento como la rotación son nulos, ya que solo están presentes las cargas gravitacionales.

- **Punto B:**

Aquí se alcanza el momento en el que la sección comienza a fluir plásticamente. Este valor se conoce como momento de fluencia (M_y) y está asociado a una rotación de fluencia (θ_y). Marca el límite entre el comportamiento elástico y el inelástico.

- **Punto C:**

Corresponde al momento último (M_u) de la sección. La rotación en este punto es la suma de la rotación de fluencia más el parámetro “a” dado por ASCE 41-17, es decir:

Ecuación 78

Ec. para el cálculo del giro en el punto C ASCE 41-17

$$\theta_C = \theta_y + a \quad (78)$$

- **Punto D:**

A partir de este punto, la sección comienza a perder capacidad resistente.

El momento residual se estima como un porcentaje del momento de fluencia, usando el factor “c” que se obtiene de las tablas:

Ecuación 79

Ec. para el cálculo del momento en el punto D ASCE 41-17

$$M_D = c \times M_y \quad (79)$$

La rotación puede permanecer constante con respecto al punto C, aunque también puede incrementarse ligeramente si se usan los criterios recomendados por FEMA 440.

Figura 59

Relación para la rotación entre C y D del ASCE 41-17



Nota. Elaboración propia

- **Punto E:**

Se considera que la sección ha fallado completamente. El **momento** se mantiene igual que en el punto D. La **rotación final** se calcula sumando el parámetro “b” a la rotación de fluencia:

Ecuación 80

Ec. para el cálculo del giro en el punto E ASCE 41-17

$$\theta_E = \theta_y + b \quad (80)$$

2.2.8.5.1. Modelo de rótula plástica para una viga

Para entender de mejor manera esto se calculará la gráfica del modelo de rótula plástica para una viga en volado.

La sección para analizar es la misma para la que se hizo el diagrama de momento curvatura, la longitud del volado son 3 metros. Se considerará que se hará una separación de estribos de 20 cm. y que el estribo tiene 2 ramas en cada dirección y el acero que se uso es de 3/8”.

- **Punto A**

En este punto el momento es 0 y la rotación es 0.

- **Punto B**

De lo anterior en este punto el momento de fluencia es 47.99 tonf.m, para fines prácticos la rotación puede calcularse según ASCE como:

Ecuación 81

Ec. para el cálculo del giro en el punto B ASCE 41-17

$$\theta = \phi L_p \quad (81)$$

Donde:

L_p =longitud plástica

Esta se puede estimar como 0.5 h, es decir considerando que para ese momento obtuvimos una curvatura de 0.0045 la rotación se puede estimar como 0.00225, sin embargo, como se verá más adelante generalmente esta rotación tiene un valor muchísimo menor al valor de rotación última, por ello los programas como ETABS al hacer cálculos automáticos suelen ignorarlo.

- **Punto C**

Llegado a este punto tenemos que calcular los valores de la tabla ASCE 41-17, el primer parámetro a comprobar es el siguiente:

Ecuación 82

Ec. para cálculo del parámetro de relación de cuantías para la obtención de los parámetros de rotación según ASCE 41-17

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \quad (82)$$

Donde:

ρ = cuantía del acero en tracción

ρ' = cuantía del acero en compresión

ρ_{bal} = cuantía balanceada

Las fórmulas de las cuantías son:

Ecuación 83

Ec. para el cálculo de la cuantía en tracción

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (83)$$

Ecuación 84

Ec. para el cálculo de la cuantía en compresión

$$\rho' = \frac{A's}{bd} \quad (84)$$

Ecuación 85

Ec. para el cálculo de la cuantía balanceada

$$\rho_{bal} = \frac{0.85f'_c\beta_1}{f'_y} \left(\frac{6000}{6000 + f'_y} \right) \quad (85)$$

La cuantía balanceada para un f'_c 210 kgf/cm² y un f'_y 4200 kgf/cm² es 0.02125.

Para el ejemplo en cuestión la cuantía del acero en compresión es 0 pues no hay acero en compresión, la cuantía del acero en tracción es 0.00685. La relación entre las cuantías es 0.3224.

Para chequear el segundo parámetro se evalúa que hay 2 opciones C que corresponde a conforme y NC que corresponde a no conforme, para que la sección sea conforme se debe cumplir lo siguiente:

- Que s (separación entre estribos) sea menor a $d/3$.
- Que V_s sea mayor a $\frac{3}{4}$ del $V_{diseño}$.

La primera condición si se cumple, la segunda el cortante de diseño suponiendo que actúe una carga aproximada puntual de 16 tnf en el extremo para equilibrar el momento de 48 tnf.m el cortante sería 16 tnf, mientras que el cortante resistente por el acero sería 22.03 tnf. Por lo tanto, la segunda condición también se cumpliría, en consecuencia, la sección se considera conforme C.

En el tercer parámetro la relación se da por:

Ecuación 86

Ec. para el cálculo del tercer parámetro de cortante para el punto C ASCE 41-17

$$\frac{Vd}{b_w d \sqrt{f'c}} \quad (86)$$

Recordando que $f'c$ se debe ingresar en MPa para este caso este valor es 0.117, teniendo estos tres parámetros entrando a la tabla se tiene que:

Figura 60

Valores para las rótulas plásticas de ASCE 41-17 de una viga en voladizo

≤ 0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 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

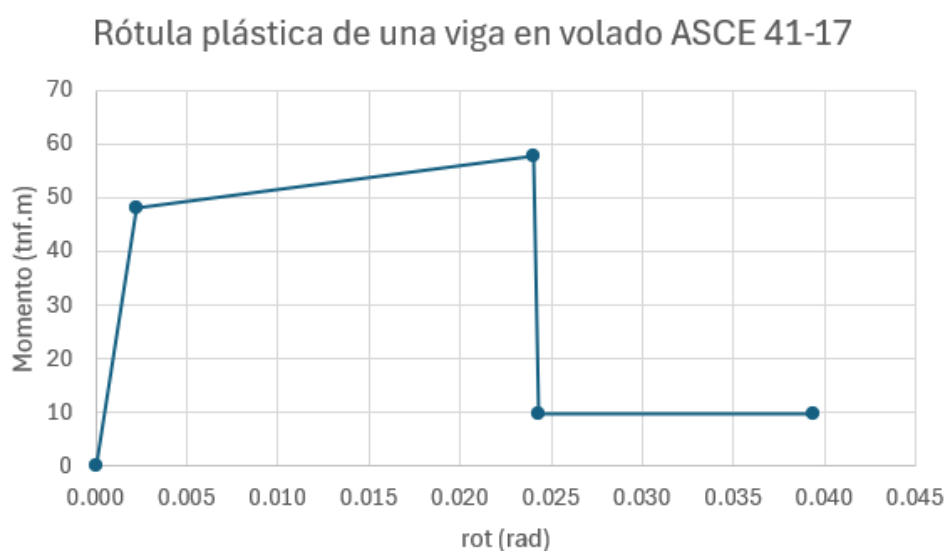
Nota. Elaboración propia

Al estar entre estos dos valores ASCE 41-17 nos dice que se debe hacer una interpolación haciendo esta interpolación se obtiene los siguientes valores:

- a:0.021776
- b:0.037104
- c:0.2
- IO:0.006776
- LS:0.021776
- CP:0.037104

De donde los tres últimos parámetros responden a la ocupación inmediata (IO), línea de seguridad (LS) y prevención al colapso (CP) lo cual se detallará más adelante.

Obteniendo esto podemos hacer la gráfica para la rótula plástica de esa viga.

Figura 61
Rótula plástica para una viga según ASCE 41-17


Nota. Elaboración propia

Los puntos escalados serán:

Figura 62
Rótula plástica de una viga dividido por M_y según ASCE 41-17

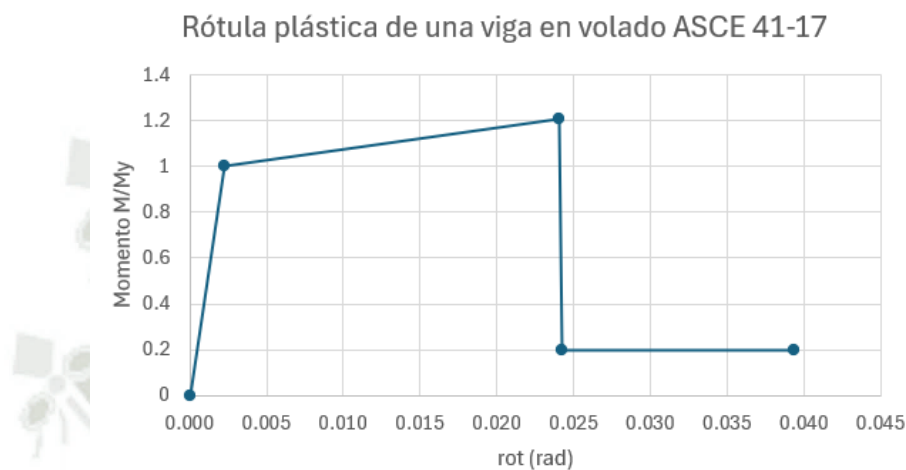
Punto	M (tnf.m)	rot (rad)
A	0	0.00000
B	1	0.00225
C	1.21	0.02403
D	0.2	0.02427
E	0.2	0.03935

Nota. Elaboración propia

La gráfica será:

Figura 63

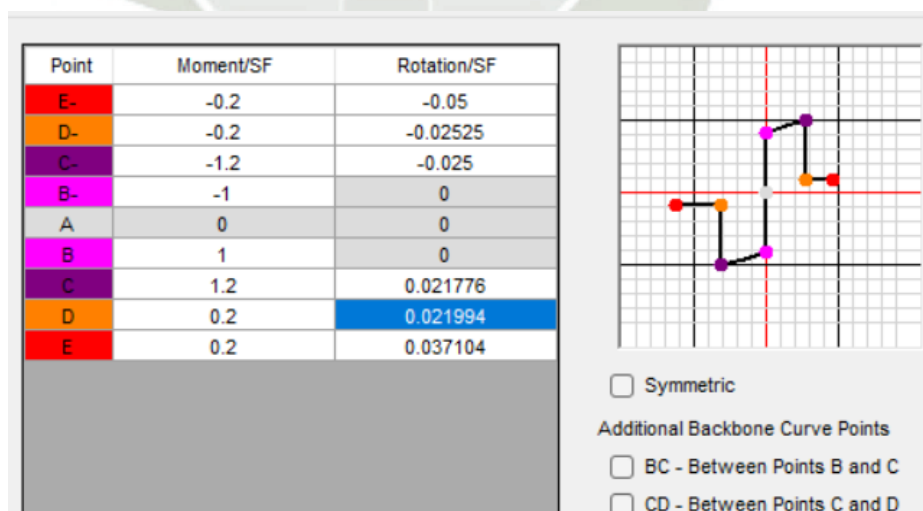
Rótula plástica M/M_y según ASCE 41-17



Nota. Elaboración propia

Figura 64

Rótula plástica en ETABS según ASCE 41-17



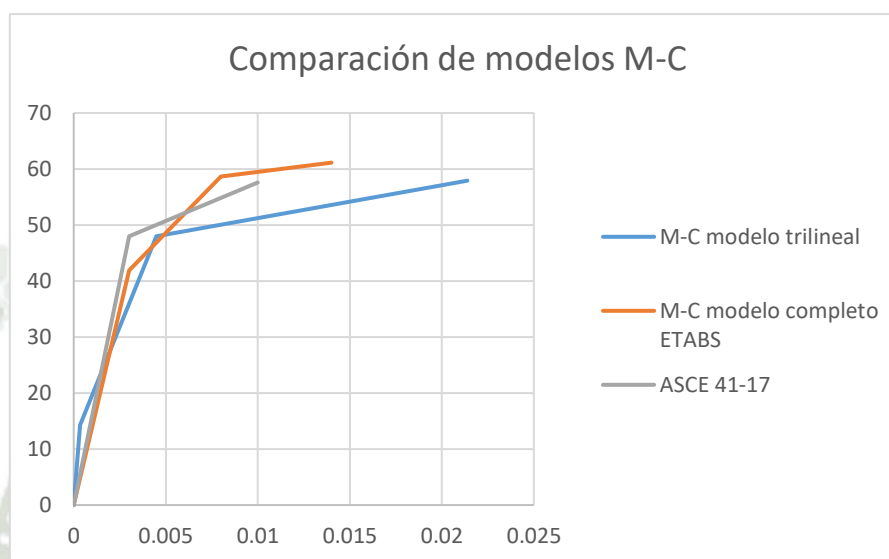
Nota. Elaboración propia

Como se ve ETABS cuando genera la rótula de forma automática no considera el giro de fluencia inicial ya que es muy pequeño en comparación con el resto de los giros.

Finalmente se aprecia una comparativa entre los modelos de ETABS, el modelo trilineal y el modelo de ASCE 41-17 de donde a partir de los giros se obtuvo la curvatura de manera aproximada considerando la fórmula que incluye la longitud plástica.

Figura 65

Comparación de los modelos de M-C



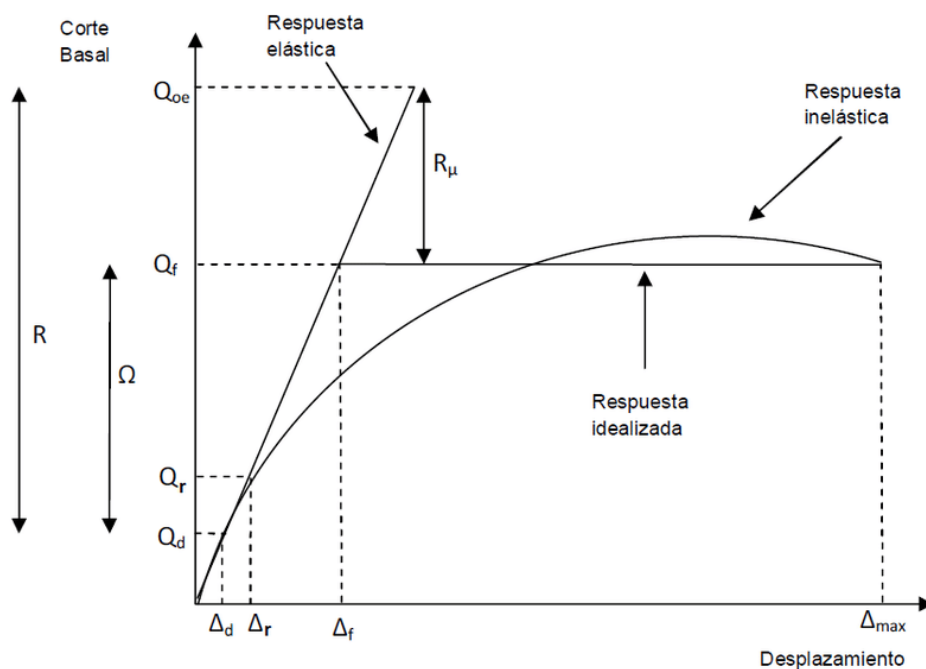
Nota. Elaboración propia

Como se puede ver se tiene resultados aproximados las diferencias varían justamente en que para el modelo trilineal se toma en cuenta solo tres puntos, el software considera toda la curva en base a un cálculo similar al de alfa y ASCE 41-17 calcula los giros y se puede estimar la curvatura a partir de ellos.

2.2.8.6. Curva de Capacidad del método Pushover

Uno de los principales propósitos del análisis Pushover es la obtención y evaluación de la curva de capacidad de la estructura la cual relaciona el cortante basal con el desplazamiento controlado a través de un nodo.

La siguiente figura ilustra algunos conceptos claves a entender:

Figura 66
Curva de capacidad Pushover


Nota. Tomado de Gonzales Retamal (2013)

Como se puede ver en dicha imagen se observa la respuesta lineal, la que generalmente se suele utilizar y la respuesta no lineal. R_μ representa el factor de reducción propuesto en la norma E.030 de tal manera que se pueda aproximar la respuesta no lineal, sin embargo, vemos que se ignora gran parte de la parte inelástica, la parte inelástica se puede modelar mediante un modelo idealizado como se describe, sin embargo, un mejor método de aproximación es el siguiente:

- Se propone fuerzas inerciales para cada nivel, similar a cuando se establece un análisis estático lineal.
- Se calcula el cortante basal y se define un nodo de control generalmente el del último nivel para verificar el desplazamiento.
- A partir del diagrama momento curvatura se puede calcular el momento de fluencia para cada sección.

- Las fuerzas inerciales producirán momentos en los elementos estructurales, se debe incrementar estas fuerzas y recalcular el cortante basal hasta que un elemento alcanza el momento de fluencia.
- En ese momento se considera una rótula plástica concentrada a una longitud según el elemento estructural, o se libera a esa zona del elemento de momento.
- Se vuelve a considerar fuerzas inerciales pequeñas, tomando en cuenta ya la liberación al momento de donde se alcanzó el momento de fluencia.
- Se calcula nuevamente los momentos para el resto de los elementos y se suman con los que obtuvieron con las primeras cargas, así como los desplazamiento y rotaciones.
- El proceso continúa hasta que se vuelva a alcanzar un momento de fluencia en otra sección, en ese momento se sumara el primer cortante basal donde se obtuvo el primer momento de fluencia en algún elemento y el cortante basal donde se obtuvo el segundo momento de fluencia para el segundo elemento o para el mismo elemento, pero en otra zona.
- Se sumarán cortantes basales, desplazamientos, rotaciones, momento, etc.
- El proceso se repetirá hasta que todas las secciones hayan alcanzado la fluencia o hasta que alguna haya rotado más allá de la rotación según las tablas ASCE 41-17 u obtenido a partir de la curvatura.
- De esta manera se aproximará la curva en tramos lineales muy pequeños lo que permitirá calcular cual es el cortante basal que causa la plastificación de todas las secciones o el fallo de alguna y el desplazamiento en un nodo de control.

La siguiente imagen según la gráfica anterior muestra mejor esto:

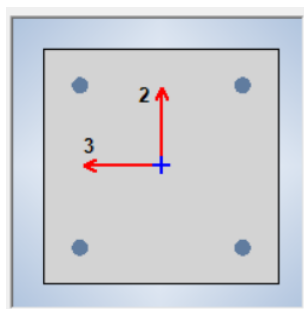
Aproximación lineal para la curva de capacidad Pushover



Las vigas son de 25x30 cm y las columnas de 40x40 cm y acero de 1". La sección de la viga es con aceros longitudinales de 1", la sección de la columna es la siguiente:

Figura 68

Columna de 40x40 a usar para demostrar la curva Pushover

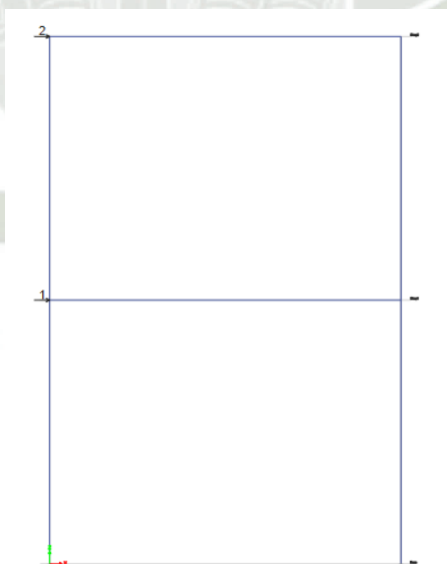


Nota. Elaboración propia

Se supondrá un momento de fluencia de 4 tonf.m para la viga y de 12 tonf.m para la columna, para iniciar el cálculo la fuerza es horizontal de 2 tonf para el segundo nivel y de 1 tonf para el primer nivel. El pórtico es el siguiente:

Figura 69

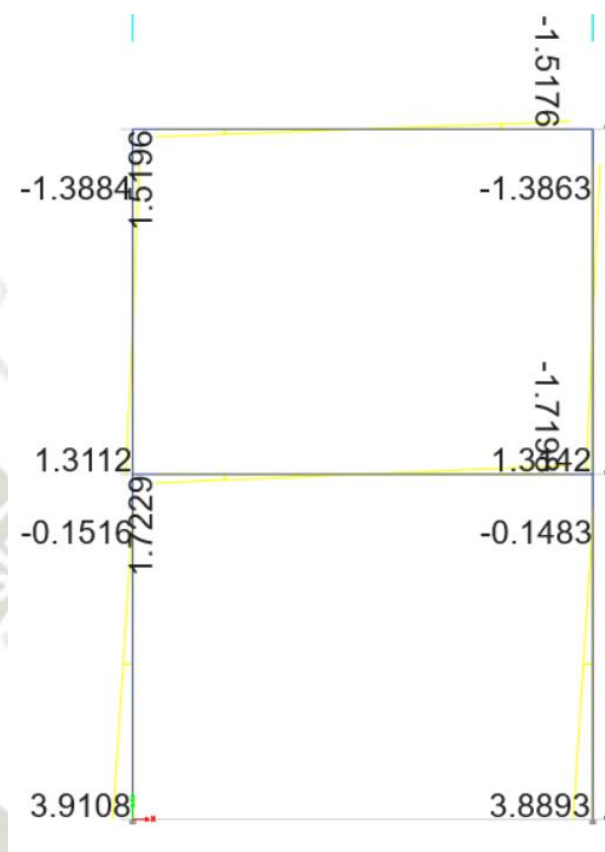
Fuerzas en pórtico de ejemplo para el cálculo de la curva de capacidad



Nota. Elaboración propia

Figura 70

Cálculo de los momentos para ejemplificación de la curva de capacidad



Nota. Elaboración propia

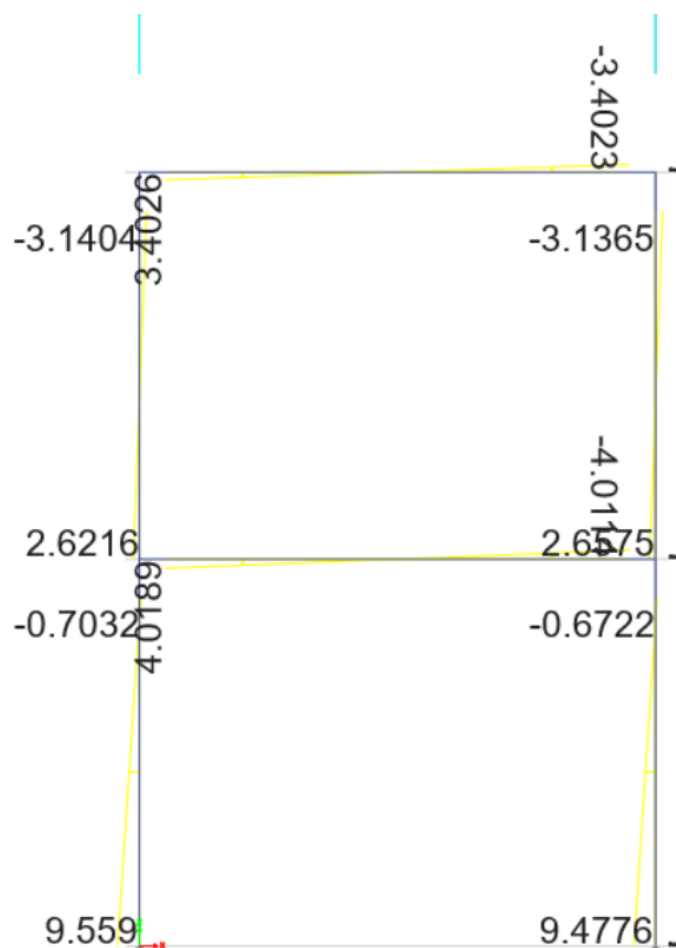
Para este caso el cortante basal sería 3 tonf aumentaremos la carga en ETABS proporcionalmente hasta que se alcance el momento de 4 tonf.m en vigas o 12 tonf.m en columnas.

Luego de cambiar las cargas se encontró un valor cercano a 4 tnf.m con las cargas de 4.27 tonf para el segundo nivel y de 3.27 tonf para el primer nivel haciendo un cortante basal de 7.54 tonf, el desplazamiento en el nodo de control se calculó en 1.36 cm.

En las siguientes imágenes se ve esto:

Figura 71

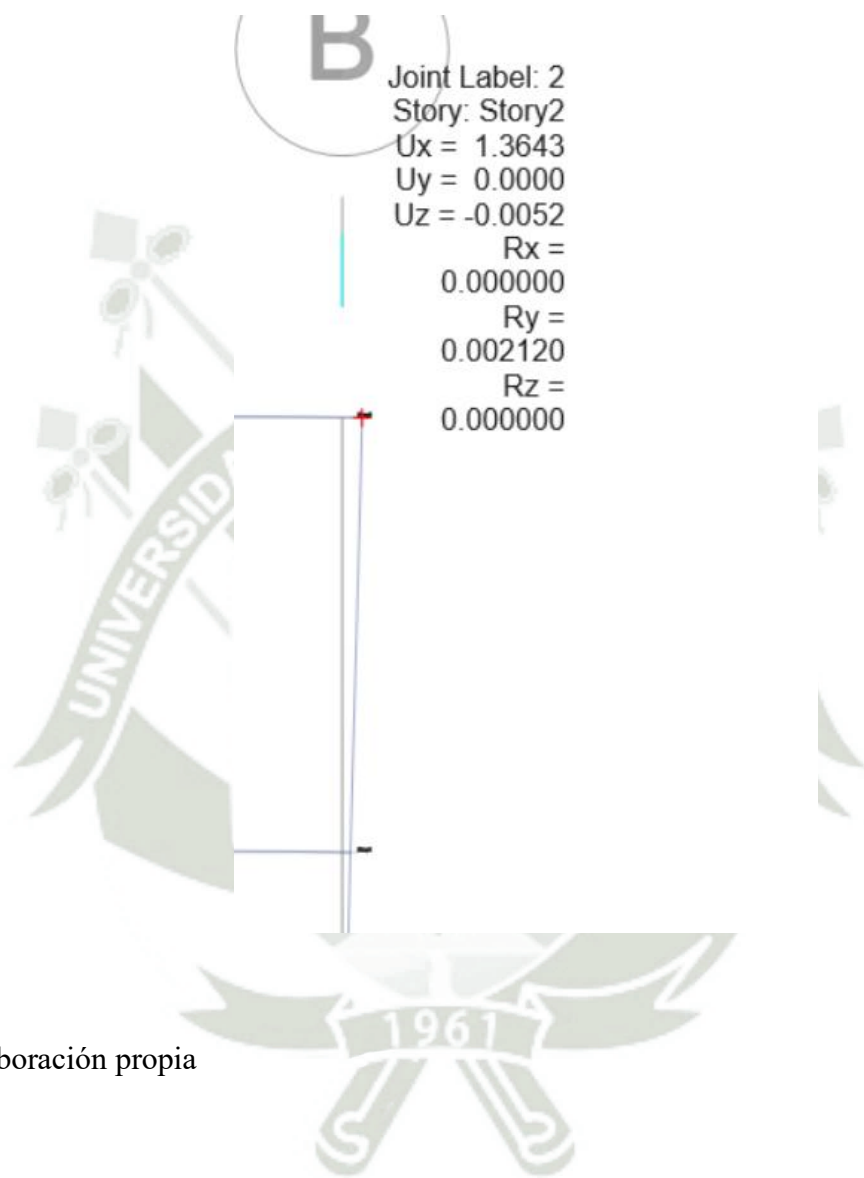
Momentos de la primera fluencia en un elemento



Nota. Elaboración propia

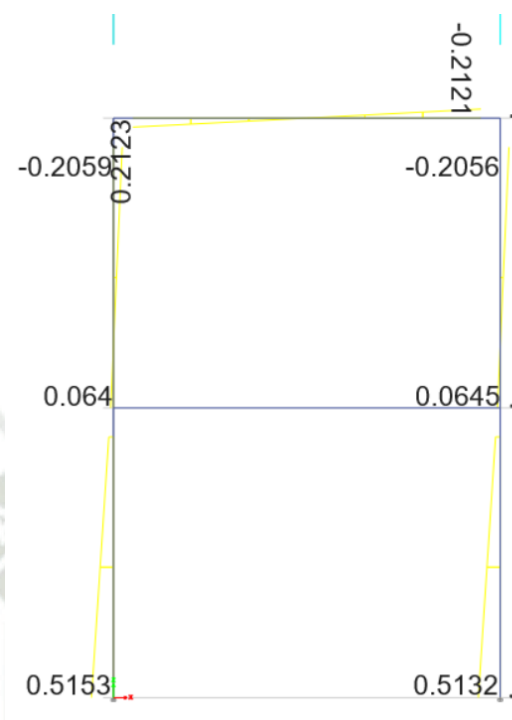
Figura 72

Desplazamiento nodo de control para la primera fluencia en un elemento



Nota. Elaboración propia

Se continúa el proceso liberando en los extremos a la viga de momento pues en ambos se llegó a 4 tnf.m y se reinicia con una carga baja. Supongamos 0.2 tnf y 0.1 tnf.

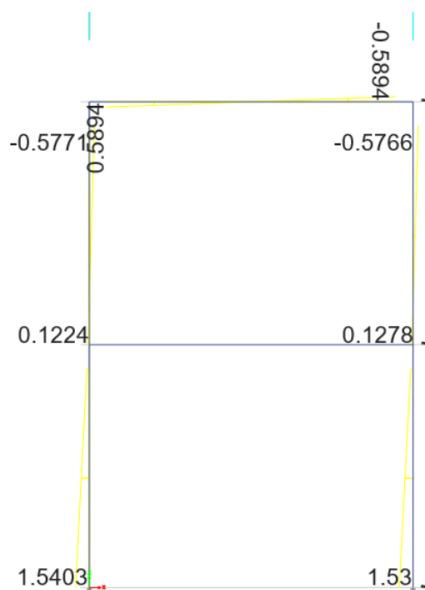
Figura 73
Momentos después de la formación de la primera rótula

Nota. Elaboración propia

Como se ve, ya no existe momento en la viga del primer piso pues se la libero de momento simulando la rótula plástica. Estos momentos hallados se suman a los anteriores y se evalúa si alguna viga llevo a 4 tonf.m o una columna a 12 tonf.m. Como esto no sucedió se aumenta un poco más la carga. Se verá más adelante que hay manera de determinar cómo suponer las cargas laterales y en qué proporción.

Haciendo el proceso encontramos que una carga de 0.52 tonf y 0.42 tonf lo que hacen un cortante basal de 0.94 tonf ,harán que el momento en la viga superior sea 0.6 tonf.m lo que sumado al momento anterior hace que esta viga llegue también a 4 tonf.m y se forme una rótula en la viga del 2do nivel, el desplazamiento para el nodo de control es 0.25 cm.

Figura 74

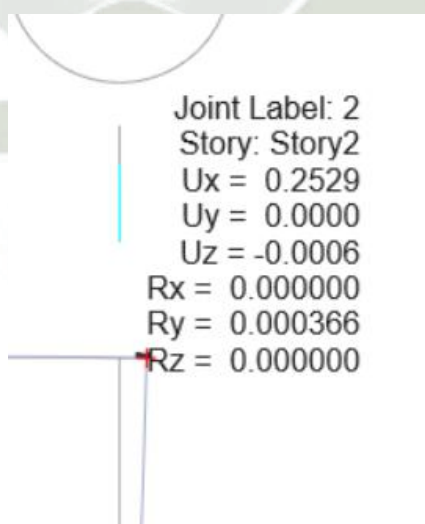
Momentos para la formación de segunda rótula plástica



Nota. Elaboración propia

Figura 75

Desplazamiento en el nodo de control al formarse la segunda rótula



Nota. Elaboración propia

Teniendo ya esta información diríamos que tenemos dos pares ordenados el primero fue el cortante basal de 7.54 tonf y el desplazamiento de 1.36 cm, mientras que el segundo sería la suma de este primer cortante basal más el segundo cortante basal lo que daría 7.54 más 0.94 dando como resultado 8.47 tonf y el desplazamiento sería la suma igualmente 1.36 más 0.25 dando un total de 1.51 cm. Para el tercer par ordenado se sumaría el segundo par ordenado más el nuevo cortante basal obtenido de la siguiente rótula que se forme y el desplazamiento para ese caso.

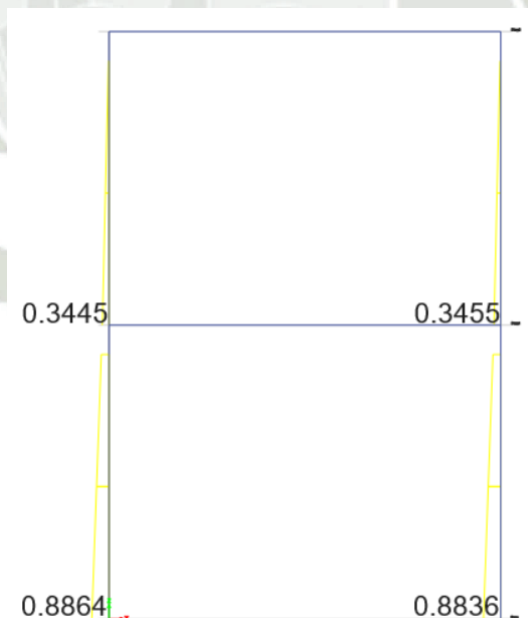
Explicado ya el proceso se procede a mencionar los resultados.

Para el tercer par ordenado las fuerzas fueron 0.23 tonf y 0.13 tonf dando un cortante basal de 0.36 tonf debido a que los valores de los 3 momentos en el empotramiento de la columna del primer nivel son cercanos se supondrá que ahí se forman instantáneamente las rótulas plásticas, al sumar los tres momentos se llega a 12 tonf.m y se forma la rótula plástica.

El desplazamiento en el nodo de control es 0.21 cm.

Figura 76

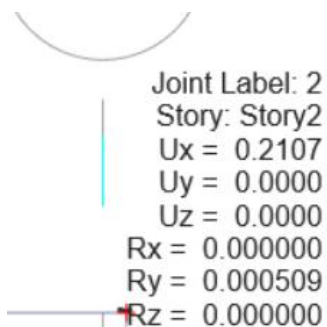
Momentos para la formación de tercera rótula plástica



Nota. Elaboración propia

Figura 77

Desplazamiento en el nodo de control al formarse la tercera rótula



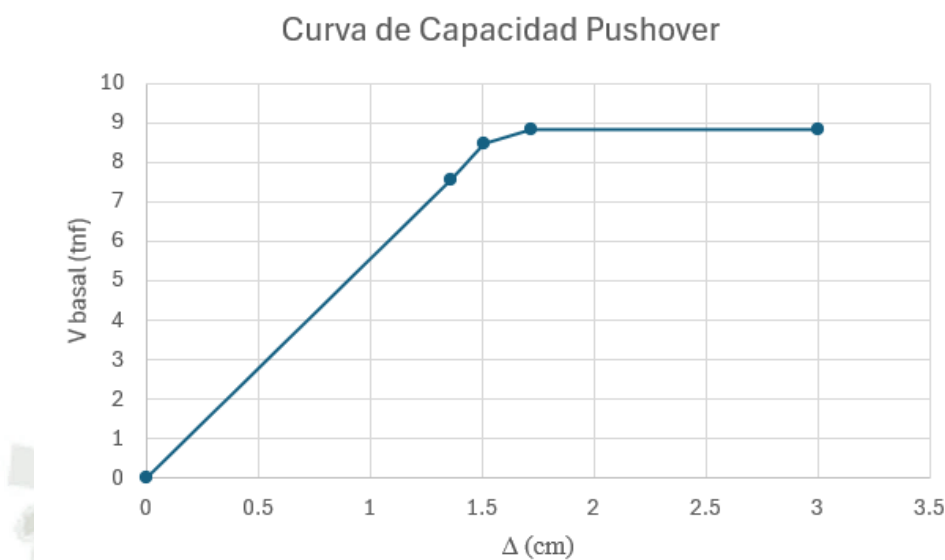
Nota. Elaboración propia

El tercer par ordenado es 8.83 tonf y 1.72 cm.

Para los siguientes pares ordenados debido a que la fuerza que se aumenta en el cortante basal es poca y el desplazamiento es grande, una buena aproximación de la curva es la siguiente:

Figura 78

Curva de capacidad Pushover ejemplificada para un pórtico



Nota. Elaboración propia

Debido a que las estructuras de concreto armado tienen más elementos el primer par ordenado será una línea más corta y se harán más puntos sucesivos mientras se forman rótulas plásticas en los diversos elementos.

Los programas de cálculo estructural hacen este cálculo de manera reiterativa, debido a la complejidad de tantas iteraciones el análisis de esta curva de capacidad puede demorar más si una estructura es más compleja, sin embargo, la capacidad de los ordenadores de hoy en día permite que este cálculo se haga de manera más rápida.

2.2.8.7. Distribución de fuerzas laterales

En el ejemplo anterior se distribuye la fuerza lateral de manera aleatoria, sin embargo, esta se debe distribuir siguiendo alguna de las siguientes recomendaciones:

- Se puede distribuir la fuerza de manera escalonada similar a un análisis estático lineal, esto es válido cuando el primer modo fundamental tiene una masa participativa mayor al 75%. La fuerza cortante basal se puede calcular mediante un análisis lineal sísmico estático o para mayor precisión mediante un análisis dinámico lineal.

- Para la segunda forma se multiplica el valor normalizado del primer modo fundamental por cada piso (siempre que el periodo sea menor a 1 segundo) por el peso del nivel y se divide entre la sumatoria de todas las multiplicaciones de los modos con valores normalizados por el peso de cada nivel, a partir de allí se obtendrá un coeficiente este valor se multiplica por la cortante basal. También similar al análisis estático lineal solo que la fórmula se reduce a:

Ecuación 87

Ec. para el cálculo de la repartición del cortante basal

$$F_{x,y} = \frac{w_{x,y} \phi_{x,y}}{\sum w_{x,y} \phi_{x,y}} V \quad (87)$$

2.2.8.8. Espectro de demanda

Comúnmente cuando se diseñan estructuras y se analizan bajo acciones sísmicas se suele evaluar el efecto del sismo a través de un espectro, este espectro representa la demanda que tendrá la estructura frente a cargas sísmicas.

Para el caso del análisis Pushover existen metodologías que definen espectros de demanda a los que se someterá la estructura, esto debido a que las condiciones de desempeño que se verán más adelante tratan de evaluar la estructura frente a diferentes casos de sismo.

Una de estas metodologías que es ampliamente usada es la propuesta por el Comité Visión 2000, esta propuesta desarrollada por la Asociación estructural de ingenieros de California (Structural Engineers Association of California, 1999), clasifica a los sismos como frecuente, ocasional, raro y muy raro.

El cálculo para el espectro de demanda de estos sismos es similar al que se hace para un análisis dinámico lineal modal espectral de acuerdo con la norma E.030, sin embargo, se debe tomar en cuenta que estos espectros no se dividen por el factor de reducción R esto debido a que posteriormente se hace una reducción del espectro tomando en cuenta otros parámetros por lo que si se pudiera decir estos espectros toman en consideración pseudoaceleraciones elásticas.

Los parámetros para definir estas pseudoaceleraciones se dan por las siguientes fórmulas:

Para sismo frecuente:

Ecuación 88

Ec. para el cálculo de la pseudoaceleración para sismo frecuente

$$Sa1 = 0.33Sae \quad (88)$$

Para sismo ocasional:

Ecuación 89

Ec. para el cálculo de la pseudoaceleración para sismo ocasional

$$Sa2 = 1.40Sa1 \quad (89)$$

Para sismo raro:

Ecuación 90

Ec. para el cálculo de la pseudoaceleración para sismo raro

$$Sa3 = Sae \quad (90)$$

Para sismo muy raro:

Ecuación 91

Ec. para el cálculo de la pseudoaceleración para sismo muy raro

$$Sa4 = 1.3Sae \quad (91)$$

Tabla 12

Periodos de retorno y probabilidad de excedencia para diversos sismos.

Sismo	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia en 50 años %
Frecuente	43	69%
Ocasional	75	50%
Raro	475	10%
Muy raro	1000	5%

Nota. Tomado de Aguiar Falconi (2003)

Donde:

S_{ae} = pseudoaceleración según la norma E.030 sin tomar en cuenta el factor R

S_{a1} = pseudoaceleración para sismo frecuente

S_{a2} = pseudoaceleración para sismo ocasional

S_{a3} = pseudoaceleración para sismo raro

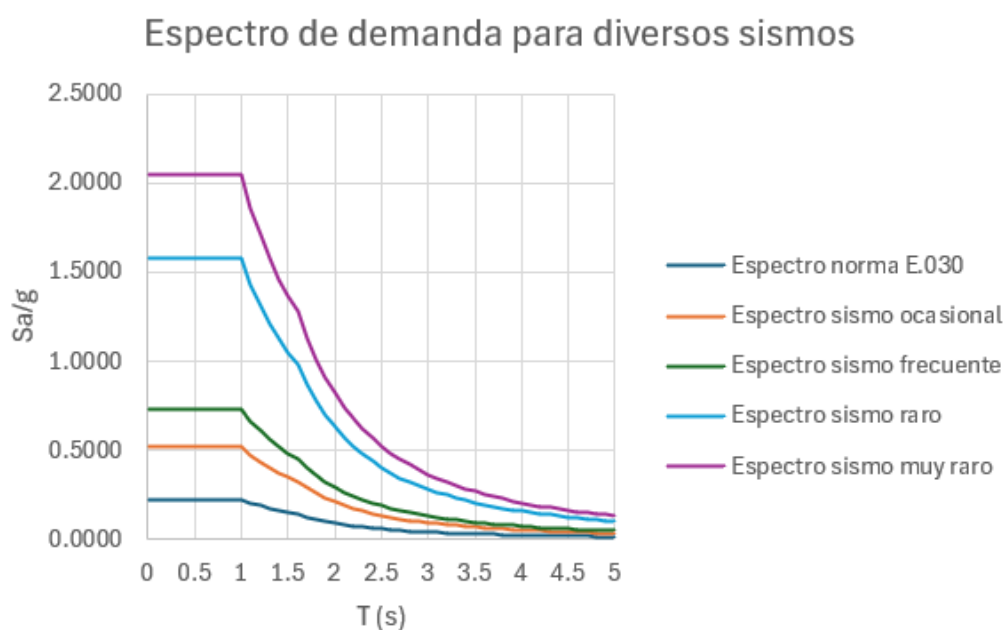
S_{a2} = pseudoaceleración para sismo muy raro

Se ha de mencionar que para el espectro se evaluará sin tomar en consideración la gravedad, más adelante las posteriores fórmulas permitirán entender el porqué.

Para el ejemplo, se evaluará los espectros para Cayma, Arequipa considerando un suelo tipo S3, edificación de uso esencial y sistema dual en concreto armado sin irregularidades. Siendo los parámetros Z:0.35 U:1.5 C: variable S:1.2 R:7, T_p y T_l por tablas de la E.030 son 1 y 1.6 respectivamente.

Figura 79

Espectros de demanda para diversos sismos para periodos hasta 5s



Nota. Elaboración propia

El análisis Pushover consta entre otros saber cuál es el desempeño de la estructura, esto según algunas metodologías se logran haciendo la intersección entre los espectros de demanda y la curva de capacidad, sin embargo, para poder hacerlo debe existir una compatibilidad de unidades, para ello el ATC-40 propone una manera de convertir los espectros y la curva en relaciones de pseudoaceleraciones y desplazamientos.

2.2.8.9. Curva de capacidad a espectro de capacidad en formato ADRS

La metodología ATC-40 propone convertir la curva de capacidad a espectro de capacidad y volverla un formato ADRS (aceleración-desplazamiento espectro de respuesta), para ello se proponen las siguientes fórmulas:

Ecuación 92

Ec. para la conversión del cortante basal de la curva de capacidad a aceleración

$$Sa = \frac{V}{\alpha_1 W} \quad (92)$$

Ecuación 93

Ec. para la conversión del desplazamiento de la curva de capacidad a desplazamiento en formato ADRS

$$Sd = \frac{\Delta techo}{PF1 \phi techo1} \quad (93)$$

Donde:

Sa = pseudoaceleraciones

V = cortante basal para diversos puntos de desplazamiento (curva de capacidad Pushover)

W = peso sísmico

α_1 = coeficiente de masa modal para el modo 1

Sd = desplazamientos

$\Delta techo$ = desplazamiento del techo (curva de capacidad Pushover)

$PF1$ = factor de participación modal del modo 1

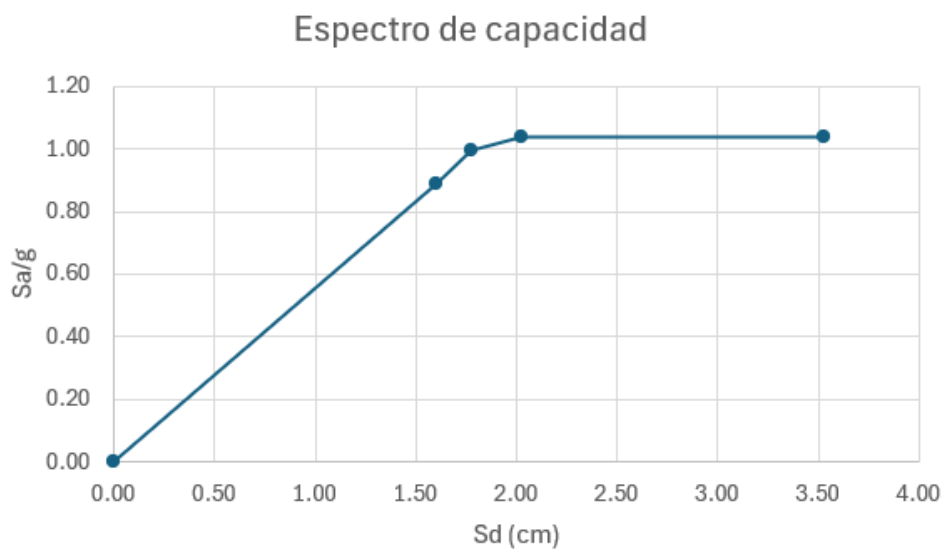
$\phi techo1$ = amplitud del primer modo

Con la curva de capacidad que se elaboró previamente se convertirá está a un espectro de capacidad a modo de ejemplo, se supondrá que α_1 y $PF1$ son 0.85 que W es 10 tonf y que $\phi techo1$ es 1.

Con ello y usando las fórmulas se tiene la siguiente gráfica:

Figura 80

Espectro de capacidad para un pórtico a partir de la curva de capacidad



Nota. Elaboración propia

2.2.8.10. Espectro de demanda en formato ADRS

Ahora se transformará el espectro de demanda a formato ADRS. Considerando que ya se cuenta con pseudoaceleraciones se deberá transformar el periodo en desplazamientos la fórmula está dada por:

Ecuación 94

Ec. para la conversión de período en desplazamientos del espectro de demanda

$$Sd = \frac{T^2}{4\pi^2} Sag \quad (94)$$

Donde:

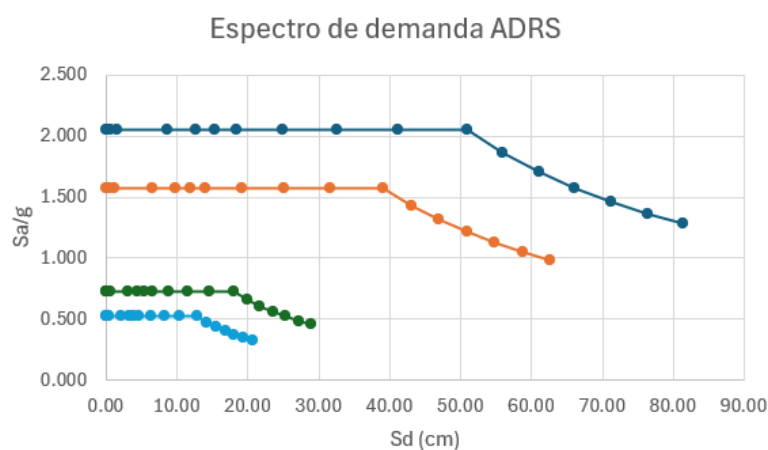
T = periodos de los espectros de demanda

g = gravedad

La gráfica según esa fórmula para los 4 espectros de demanda evaluados anteriormente es la siguiente:

Figura 81

Espectro de demanda ADRS



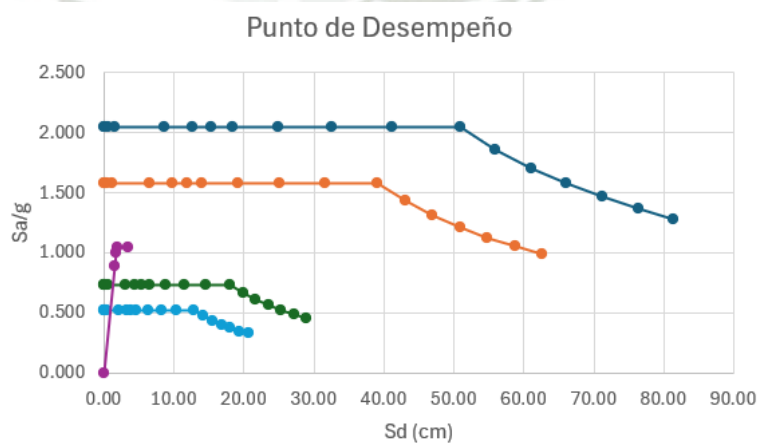
Nota. Elaboración propia

2.2.8.11. Punto de desempeño

Una vez que tenemos la curva de capacidad y el espectro de demanda en formato ADRS, se debe hacer la intersección tal como se muestra a continuación:

Figura 82

Punto de desempeño para un caso A



Nota. Elaboración propia

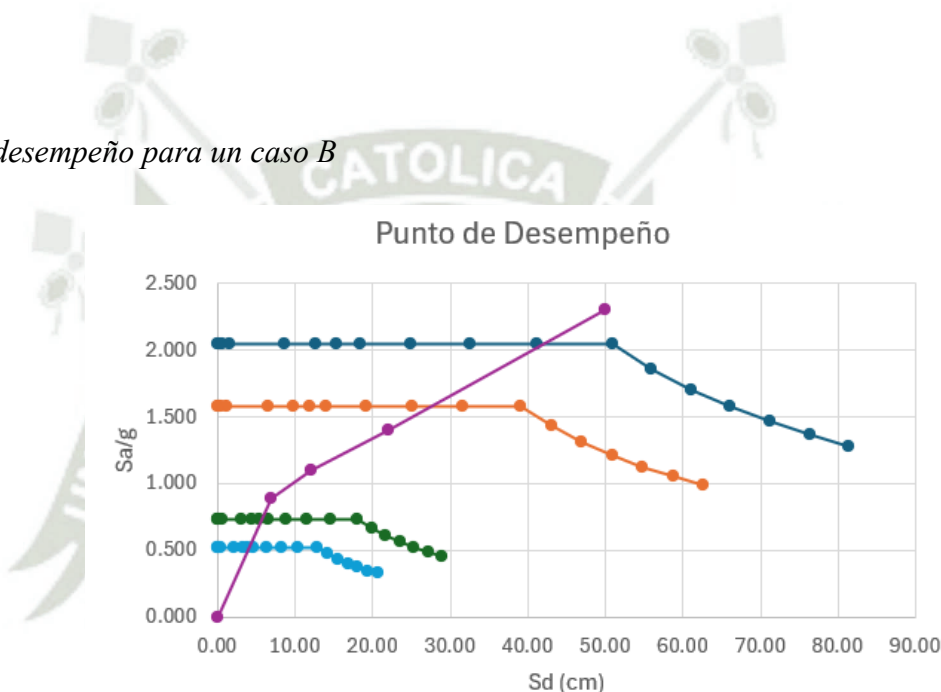
Como vemos debido a que se simuló el ejemplo para un pórtico, la curva de capacidad apenas trabajaría en el rango elástico para sismo frecuente y ocasional y la intersección con esos sismos sería su punto de desempeño que se analizará posteriormente.

Pero al analizar una estructura más compleja puede pasar que la parte donde intercepten las curvas se de en la parte inelástica de la curva de capacidad, para ello aumentaremos el desplazamiento en gran medida para ver qué pasa, así como su pseudoaceleración.

La imagen siguiente muestra esto:

Figura 83

Punto de desempeño para un caso B



Nota. Elaboración propia

Como vemos en este caso esa curva de capacidad seguiría dentro del rango lineal para un sismo frecuente y ocasional, pero para un sismo raro y muy raro incursiona en su rango inelástico, cuando esto sucede se debe reducir el espectro a modo de simular la parte inelástica que no se consideró inicialmente en el espectro. Asimismo, cuando como en el caso B no existe intersección se debe reducir el espectro.

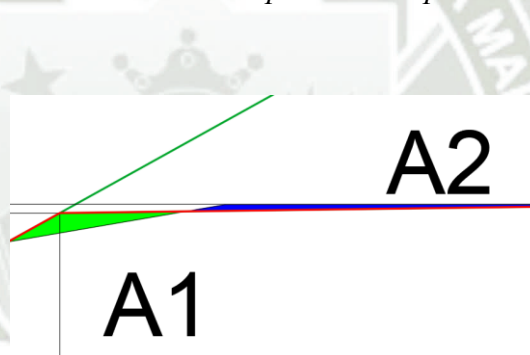
El proceso para encontrar el espectro de capacidad reducido consiste en proponer un punto de desempeño de la estructura cuando este punto de desempeño intercepte o haya una diferencia menor del 5 % del espectro reducido se podrá asumir que ese punto es el punto de desempeño, para ello se debe seguir los siguientes pasos según el ATC-40:

- Se debe empezar definiendo un modelo bilineal que represente la curva de capacidad de la estructura, para lograr esto se traza una línea recta que parte desde el origen con pendiente, igual a la rigidez inicial o formación de la primera rótula plástica.
- Se define un punto de desempeño, y se corta con la recta inicialmente trazada, las áreas que se formen por encima del espectro de capacidad deben ser iguales. Esto representa que ambos modelos tengan la misma energía.
- El proceso se repite hasta que las áreas se igualen.

Para el ejemplo que tenemos este modelo quedaría así suponiendo una S_a/g de 1.04 y un S_d de 2.52 cm, eso se ve en la siguiente imagen:

Figura 84

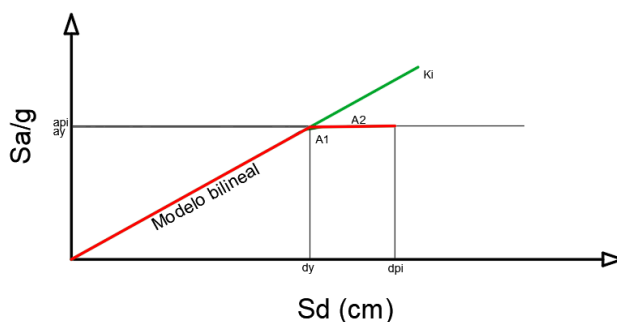
Igualación de áreas para el modelo bilineal del espectro de capacidad



Nota. Elaboración propia

Figura 85

Modelo bilineal del espectro de capacidad



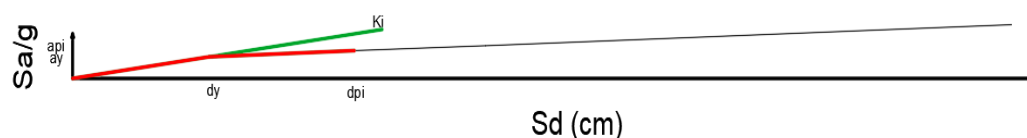
Nota. Elaboración propia

Para el ejemplo que tenemos este modelo quedaría así suponiendo una Sa/g de 1.04 y un Sd de 2.52 cm, eso se ve en la siguiente imagen:

Para la suposición que vimos en el caso B donde se trabajaría en el rango inelástico el modelo bilineal quedaría así, proponiendo un valor de Sa/g 1.19 y Sd 15 cm:

Figura 86

Modelo bilineal para caso B punto de desempeño



Nota. Elaboración propia

Según la gráfica a escala el valor de ay es 0.92 y dy 7.27 cm.

Para reducir el espectro de capacidad se supone que la estructura tiene que disipar energía lo cual se denomina amortiguamiento, este se expresa en forma de suma de dos términos la primera relacionado al amortiguamiento inherente de la estructura y la segunda al amortiguamiento histerético, por el amortiguamiento expresado como la suma de estos dos términos se calcula como, según (ATC-40):

Ecuación 95

Ec. para el cálculo del amortiguamiento efectivo en la obtención del punto de desempeño

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 \quad (95)$$

Donde:

β_{eff} = amortiguamiento efectivo

β_0 = amortiguamiento histerético

El valor de β_0 evaluado en función de ay , dy , api y dpi es aproximable bajo:

Ecuación 96

Ec. para el cálculo del amortiguamiento histerético

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{4(ay_{dpi} - dy_{api})}{\frac{ap_{idpi}}{2}} \quad (96)$$

Donde:

ay, dy = puntos donde se transiciona hacia el rango inelástico en el modelo bilineal

api, dpi = punto de desempeño propuesto

El valor de k responde al tipo de estructura:

Tabla 13

Tipos de estructuras para hallar el valor de k

Tipo de Estructura	Característica
A	Estructuras nuevas
B	Estructuras con daño moderado
C	Estructuras con daño severo

Nota. Tomado de ATC-40

Este valor para las estructuras se calculó bajo las siguientes fórmulas:

Tabla 14

Valores de k para diversos tipos de estructuras

Tipo A	Tipo B	Tipo C
Si $\beta_0 \leq 16.25\%$ $k = 1$	Si $\beta_0 \leq 25\%$ $k = 0.67$	Siempre es 0.33
Si $\beta_0 > 16.25\%$ k = 1.13 $-\frac{0.51(ay_{dpi} - dy_{api})}{ap_{idpi}}$	Si $\beta_0 > 25\%$ k = 0.845 $-\frac{0.446(ay_{dpi} - dy_{api})}{ap_{idpi}}$	Siempre es 0.33

Nota. Tomado de ATC-4

Asimismo, k no puede ser menor de

Tabla 15

Valores de k mínimos

Tipo de Estructura	k SRA	k SRV
A	0.33	0.50
B	0.44	0.56
C	0.56	0.67

Nota. Tomado de ATC-40

El valor de 5 es del 5 % similar al propuesto en la norma E.030.

En base al punto api y dpi se reduce el espectro de demanda usando las siguientes fórmulas, según (ATC-40):

Ecuación 97

Ec. para el cálculo del factor de reducción de aceleraciones

$$SRA = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \quad (97)$$

Ecuación 98

Ec. para el cálculo del factor de reducción de desplazamientos

$$SRV = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \quad (98)$$

Donde:

SRA = factor de reducción de las aceleraciones

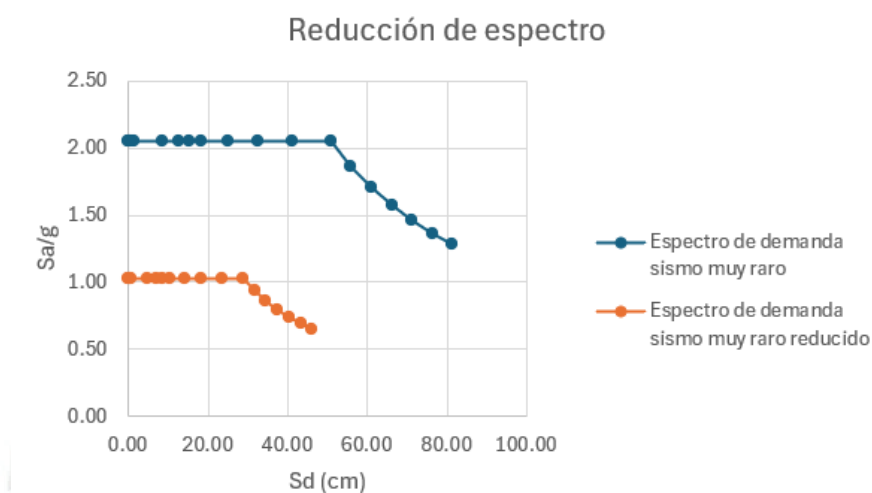
SRV = factor de reducción de los desplazamientos

Los valores de Sa/g y Sd deberán dividirse entre SRA y SRV respectivamente.

Como ejemplificación se trabajará con el sismo muy raro, suponiendo que la estructura es de tipo A, quedando reducido así:

Figura 87

Reducción de espectro para sismo raro

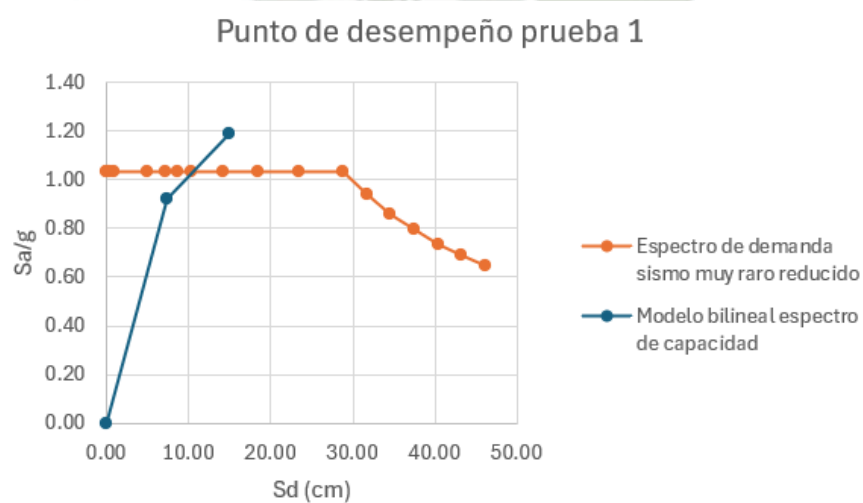


Nota. Elaboración propia

Al hacer la intersección con el modelo bilineal quedaría así:

Figura 88

Primera iteración para el punto de desempeño

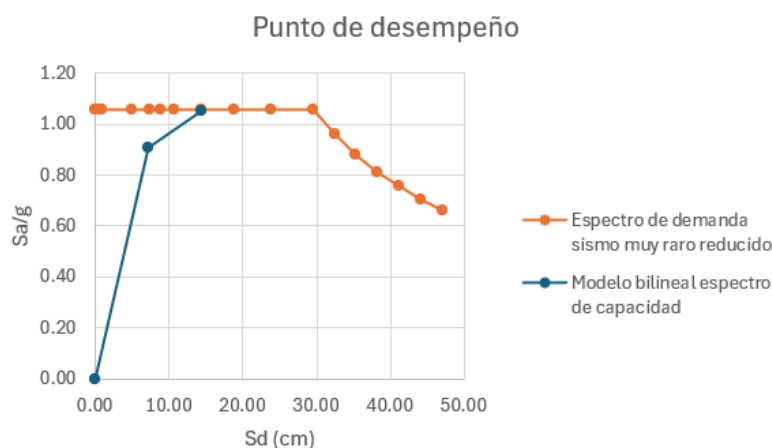


Nota. Elaboración propia

El punto donde ocurre la intersección no deberá de variar en relación con un $\pm 5\%$ de api y dpi propuestos, por ejemplo, en este caso no se cumple ello por lo cual repetimos el proceso, el punto de desempeño estimado quedaría así:

Figura 89

Punto de desempeño estimado

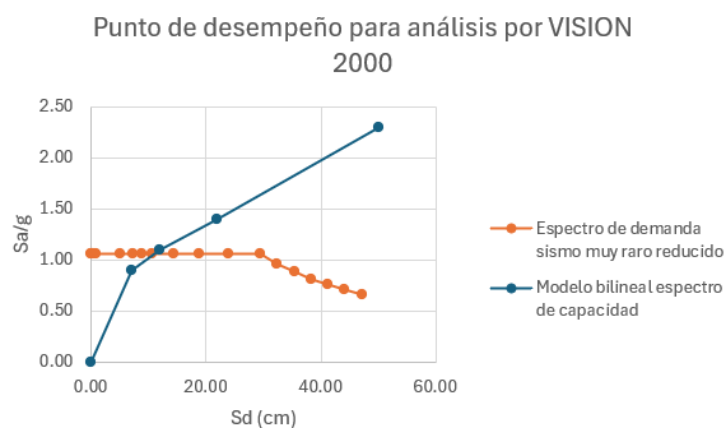


Nota. Elaboración propia

Este punto corresponde a api 1.05 y dpi 14.46 cm, teniendo en cuenta esto se toma ahora toda la curva de capacidad incluyendo el punto de desempeño.

Figura 90

Punto de desempeño para análisis por Vision 2000



Nota. Elaboración propia

Cabe destacar que estos ejemplos son casos ficticios y en la vida real es muy raro que una estructura tenga un desempeño tan bajo para un sismo muy raro, el principal objetivo de la ejemplificación es el entendimiento del procedimiento y la metodología Pushover.

2.2.8.12. Niveles de desempeño

Las metodologías de nivel de desempeño más usadas son:

Tabla 16

Niveles de desempeño por ATC-40 y VISION 2000

	<i>ATC-40</i>	<i>VISION-2000</i>
<i>Operacional/Completamente operacional</i>	No hay impedimento de ocupación de la edificación.	Todos los sistemas se mantienen en funcionamiento y de haber daños estos son mínimos.
<i>Ocupación inmediata/ocupacional</i>	<i>ATC-40</i> La edificación debe ser capaz de estar operativa instantáneamente después de un sismo.	<i>VISION-2000</i> No hay daño significativo
<i>Seguridad de vida</i>	Se debe prevenir la pérdida de vidas humanas	Margen de seguridad previo al colapso. Se requiere la desocupación inmediata.
<i>Estabilidad estructural/Prevención al colapso</i>	Margen de seguridad mínimo	Daño estructural severo, la estructura está muy próxima a colapsar.

Nota. Tomado de ATC-40 y VISION 2000

Tenido el punto de desempeño ya definido se puede evaluar con el modelo presentado por VISION 2000 el cual se presenta a continuación:

Para los desplazamientos para diversos niveles de seguridad se tiene las siguientes recomendaciones en base a Δy y Δu que son los desplazamientos por fluencia y desplazamiento último de la curva de capacidad original:

Tabla 17

Desplazamiento recomendados para niveles de desempeño de VISION 2000

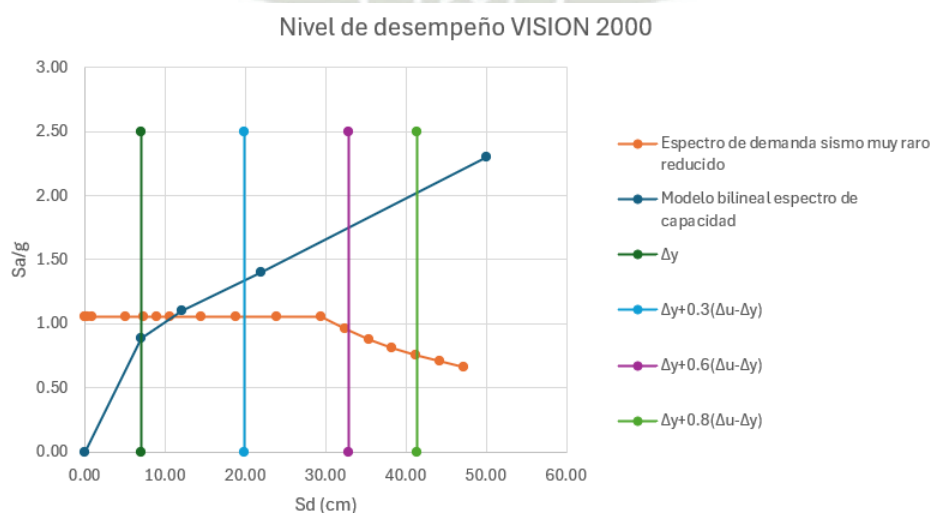
Nivel de desempeño VISION 2000	Desplazamiento
Operacional	Δy
Ocupación inmediata	$\Delta y + 0.3(\Delta u - \Delta y)$
Seguridad de vida	$\Delta y + 0.6(\Delta u - \Delta y)$
Prevención al colapso	$\Delta y + 0.8(\Delta u - \Delta y)$

Nota. Tomado de VISION 2000

Tomando en cuenta eso se tendría la siguiente gráfica:

Figura 91

Nivel de desempeño ejemplificativo VISION 2000

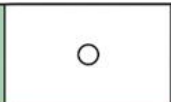
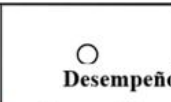
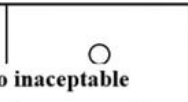
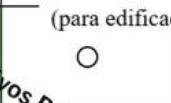
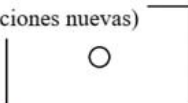


Nota. Elaboración propia

Para este caso la "edificación" se encontraría en nivel de ocupación inmediata para un sismo muy raro, este nivel de desempeño se verifica con los siguientes parámetros de VISION 2000:

Figura 92

Objetivos de desempeño VISION 2000

		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención de colapso
Sismo de Diseño	Frecuente (43 años)				
	Ocasional (72 años)				
	Raro (475 años)				
	Muy Raro (970 años)				

Nota. Tomado de Structural Engineers Association of California (1999)

Según esto la edificación cumpliría objetivos de seguridad críticas, es deseable que esto se cumple en edificaciones esenciales como son hospitales o colegios, que se llegue a objetivos esenciales en edificaciones B de la norma E.030 y a objetivos básicos en edificaciones C de la norma E.030.

Este tipo de análisis ayuda no solo a hacer un análisis general de la edificación y chequear que la edificación no falle basándose en parámetros como los drifts, sino que más bien identifica cual son los elemento que pueden tener una falla más temprana y donde posiblemente se necesite reforzar la estructura.

El uso del análisis Pushover sirve para muchos propósitos, para el presente caso permitirá entender de mejor manera el análisis de colapso progresivo.

2.2.9. Metodología de la GSA

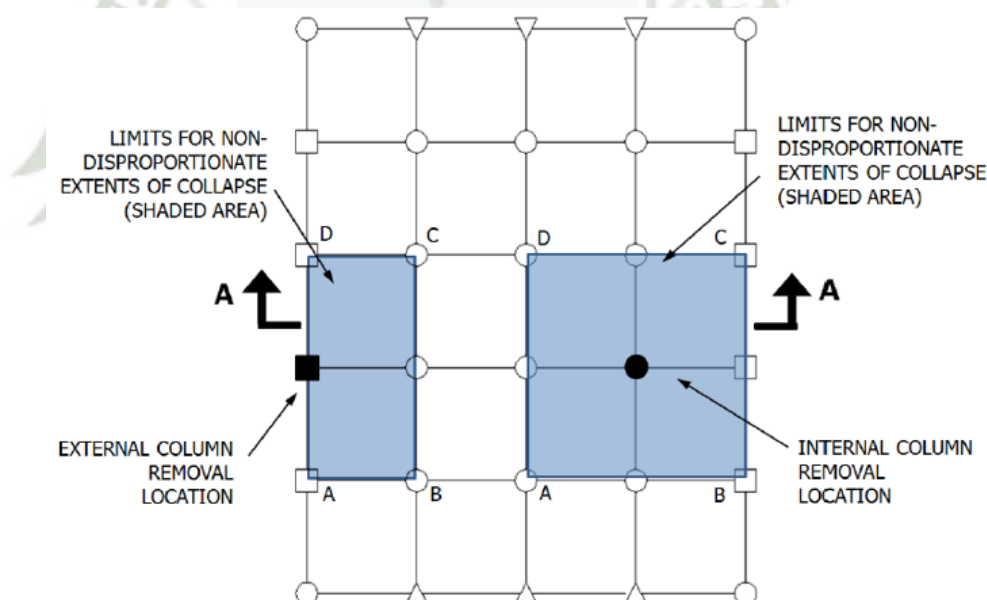
La metodología de la GSA (General Service Administration), (2013) fue propuesta en el año 2013 y revisada en el año 2016, esta metodología basa cierta información en la norma ASCE-41 y también cita en ciertos pasajes a la norma ACI-318.

La normativa de la GSA propone tres modelos de análisis para el colapso progresivo de estructuras: el análisis estático lineal, el análisis estático no lineal y el análisis dinámico no lineal. Para la presente investigación se toma en cuenta el análisis lineal estático y el no lineal estático como parte del entendimiento del método Pushover.

La GSA propone ciertos elementos que se deben analizar en estructuras de concreto armado.

Figura 93

Columnas de análisis recomendadas por la GSA



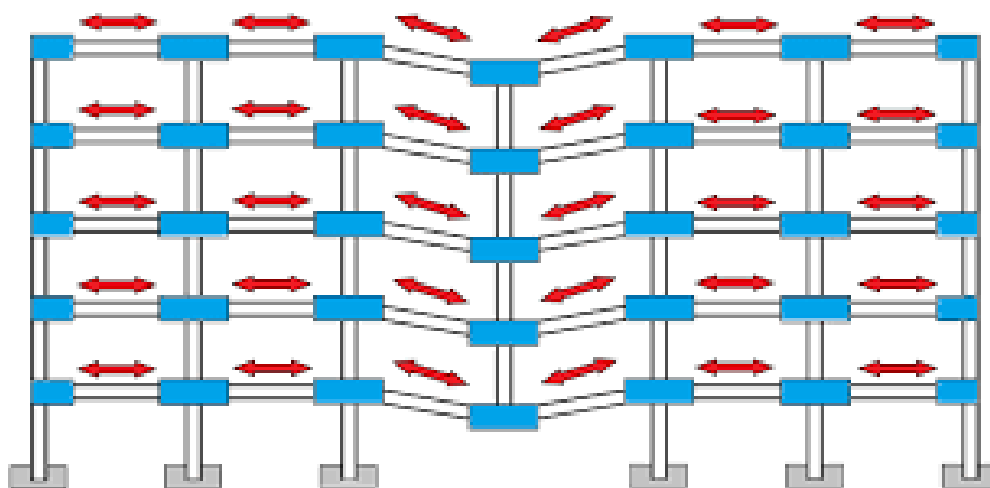
Nota. Tomado de GSA (2013)

2.2.9.1. Método de la ruta alternativa

El método de la ruta alternativa consiste en cómo se distribuyen las cargas cuando un elemento estructural es removido tal como se muestra en la siguiente imagen:

Figura 94

Método de la ruta alternativa



Nota. Tomado de Farokhi Nejad, Faridmehr, Hanim Osman, & Bin Tahir (2015)

El elemento que se remueve por cualquier situación transmitirá sus fuerzas hacia el resto de los elementos, por ello es importante comprender que no será lo mismo que una columna sea removida durante el análisis a que la estructura se modele desde el inicio sin ella.

Para la presente investigación se utiliza la opción de construcción no lineal por etapas (non linear staged construction) a fin de que se puedan tener cálculos que se asemejen más a lo que pasaría por colapso progresivo.

El método de la ruta alternativa es usado ampliamente en guías de diseño como la GSA, la redundancia puede ser un elemento clave en el comprendimiento de redistribución de fuerzas pues a mayores elementos que puedan absorber la carga que se redistribuye se evitará que algunas de ellos fallen subsecuentemente.

Para emplear el método del colapso progresivo la GSA se recomienda emplear la mayoración de cargas y la disminución de resistencia similar a los análisis tradicionales, pero tomando en cuenta la redistribución de cargas como se mencionó antes.

Por otro lado debido a que se analiza los elementos por colapso progresivo recomienda que los elementos primarios (vigas, columnas y muros) sean quienes reciban las cargas completas de los elementos secundarios (losas de distintos tipos) esto se logra modelando las losas como membrane.

2.2.9.2. Metodología de la GSA para concreto armado

La GSA toman en consideración algunos aspectos a fin de poder establecer un guía para el análisis por colapso progresivo de estructuras de concreto armado.

El primer aspecto que se toma en cuenta son los niveles de FSL estos en una comparativa a las normativas peruanas definen la importancia de las edificaciones, la GSA recomienda que los análisis son principalmente necesarios en niveles FSL IV y V los cuales podrían ser equiparables a edificaciones tipo A según la norma E.030.

De la misma manera exige algunas limitaciones en la regularidad de la estructura en caso se desee hacer un análisis sin considerar la no linealidad, sin embargo, ya que para este análisis se está tomando en cuenta las propiedades no lineales la GSA no limita este análisis.

En el caso de elementos de concreto armado la GSA recomienda tomar los elementos que transmiten momentos o cuyas conexiones son continuas como elementos primarios, esto hace referencia principalmente a vigas, columnas y placas.

El resto de los elementos debe tomarse como secundarios como losas, viguetas. El análisis por colapso progresivo se deberá evaluar para elementos primarios, por otro lado, las losas deben transmitir las cargas debiendo ser estas modeladas como tipo membrane esto a recomendación de la GSA.

Los criterios para remoción de columnas pueden seguirse tomando en cuenta algunos esquemas proporcionados por la GSA vistos más arriba, sin embargo, para fines de estos análisis se analizan todos los elementos primarios.

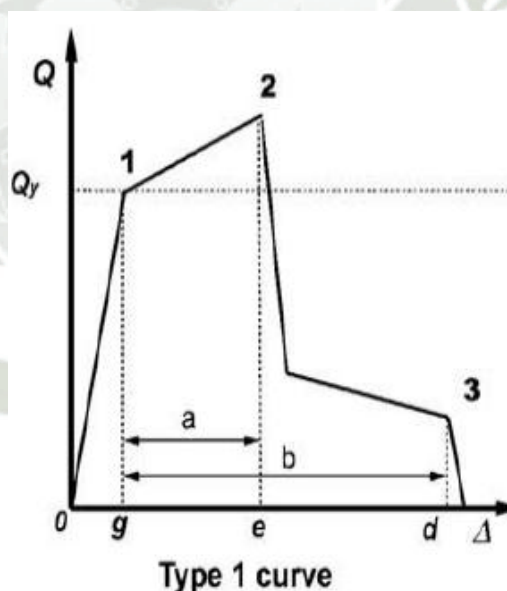
Otro criterio para tomar en consideración es si las secciones están controladas por deformación o por fuerza, típicamente se puede distinguir lo siguiente:

Tabla 18
Clasificación por control de fuerzas o deformaciones

Componente	Acción controlada por deformación	Acción controlada por fuerza
Para Momento		
Vigas	Momento (M)	Cortante (V)
Columnas	M, Carga Axial (P)	P, V
Nudos		V
Conexiones	M	V

Nota. Tomado de American Society of Civil Engineers (2017)

A fin de poder evaluar esto la GSA recomienda evaluarlo bajo las siguientes tablas:

Figura 95
Gráfica para evaluar el control por fuerza o deformación


Nota. Tomado de American Society of Civil Engineers (2017)

Para poder clasificar un elemento primario como controlado por deformación y debe ser mayor a $2g$, como se vio en la parte teórica generalmente esto se puede garantizar cuando se cumple con los límites de la cuantía de la norma E.060.

Inclusive el ETABS muchas veces desprecia el valor de $2g$ cuando a través del momento curvatura se garantiza que existe un control por deformación. Adicionalmente se puede asegurar

con ayuda del diseño de ETABS que el elemento no tenga controles por fuerza axial o fallas por corte.

La GSA pone especial atención y centra los cálculos al factor m el cual se puede definir como un criterio de demanda capacidad, para poder llevar esto a un contexto de normativas propias habría que analizar si es que el colapso de alguna sección lleva al fallo de los elementos por fuerzas de corte, axial, flexión o torsión, esta última principalmente aparece en voladizos.

Es decir, se eliminará la columna y se garantizara que el elemento no falle por corte esto haciendo que el refuerzo que el software propone tras el colapso de un elemento no sobrepase lo que ya se encuentra especificado en el proyecto. El criterio de falla en flexión en las vigas se puede evaluar si es que no se alcanza la rotura total, esto es cuantificable o apreciable a través de las rótulas plásticas. Para el caso de columnas y vigas el corte se evaluará igual que en las vigas chequeando lo diseñado con lo requerido tras el colapso de algún elemento, mientras que la flexión y la carga axial se evalúa a través de los diagramas de interacción los cuales también ETABS evalúa a través de la opción de ratio D/C , la formación de rótulas plásticas también ayuda en la comprensión de esta.

Adicionalmente la GSA recomienda reemplazar los valores de la Tabla 10.7 de ASCE 41-17 (vigas) por lo siguiente:

Tabla 19
Tabla de reemplazo en la formación de rótulas de vigas

Condiciones			Parámetros de modelamiento		Criterio de aceptación
			Angulo de rotación plástica (rad)	Ratio residual de fuerza	Angulo de rotación plástica (rad)
			a	b	c
Condición i. Vigas controladas por flexión					
(p-p)/pbal	Refuerzo transversal	V/(bd√f _c)			
≤ 0	C	≤ 3 (0.25)	0.063	0.1	0.2
≤ 0	C	≥ 6 (0.5)	0.05	0.08	0.2
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.05	0.06	0.2
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.038	0.04	0.2
≤ 0	NC	≤ 3 (0.25)	0.05	0.06	0.2
≤ 0	NC	≥ 6 (0.5)	0.025	0.03	0.2
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.025	0.03	0.2
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.013	0.02	0.2
Condición ii. Vigas controladas por corte					
Separación de estribos ≤ d/2			0.003	0.02	0.2
Separación de estribos > d/2			0.003	0.01	0.2
Condición iii. Vigas controladas por inadecuada longitud de desarrollo					
Separación de estribos ≤ d/2			0.003	0.02	0
Separación de estribos > d/2			0.003	0.01	0
Condición iv. Vigas controladas por inadecuado empotramiento en el nudo					
			0.015	0.03	0.2

Notas. Tomado de General Services Administration (2013)

El propósito de esto se para que las vigas experimenten más capacidad de rotación para que las columnas o muros se analicen de manera más crítica.

A partir de estas clasificaciones o cambios simplemente se debe analizar la capacidad de los elementos para soportar cargas esto se logra a través de la identificación de mecanismos de falla para momento y por diseño bajo normas como ACI-318 o la E.060 para cortante, para carga axial se deberá tomar en cuenta dentro de la formación de rótula por interacción de

momento con axial para columnas y placas. Aunque esta puede no tener tanta influencia si la carga es menor a $0.1f_c A_g$.

En la parte de resultados se obtendrá entonces zonas de mecanismos de falla y se catalogará como falla por momento y se hará uso de la opción de diseño rápido a fin de verificar el cortante.

2.2.10. Riesgo sísmico y condiciones eventuales

El riesgo sísmico se expresa como el producto entre el peligro sísmico, la vulnerabilidad estructural y la exposición de una edificación (INEI, 2019). Este concepto es ampliamente utilizado para estimar las consecuencias potenciales ante un sismo en términos de daños estructurales, pérdidas humanas y materiales.

- **Peligro sísmico:** Hace referencia a la probabilidad de ocurrencia de un sismo severo en una determinada zona. En el caso de esta investigación, el colegio se ubica en el distrito de Cayma, dentro de la zona sísmica 3 del Perú ($Z = 0.35$), de acuerdo con la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).
- **Vulnerabilidad estructural:** Representa la debilidad o a su capacidad de respuesta de una edificación frente a la acción sísmica. En este estudio, la vulnerabilidad fue evaluada mediante análisis no lineal estático (Pushover) y simulaciones de colapso progresivo, identificando elementos críticos como columnas y vigas que podrían inducir un fallo global.
- **Exposición:** Se relaciona con los elementos humanos, físicos y funcionales que podrían verse afectados. La edificación analizada está compuesta por cinco bloques que funcionan como infraestructura educativa. Esta condición implica una exposición significativa ante acciones accidentales debido al número de estudiantes, docentes y personal administrativo que ocupan la estructura diariamente.
- **Condiciones eventuales:** Son las que mayormente se toman en cuenta para análisis por colapso progresivo acorde a recomendaciones de la GSA, principalmente se analiza el colapso de un elemento por causa como explosiones, choques u otros, es decir se toma en cuenta el análisis por cargas gravitatorias, pero haciendo que los elementos incursionen en el rango no lineal por la gran demanda, se evalúan bajo el método de asumir la falla local descrito más adelante.

2.2.11. Fundamentos del análisis por colapso progresivo

En esta sección se define todas las bases que se toman en cuenta para el análisis por colapso progresivo, principalmente bajo los métodos de asumir la falla local y proveerla de robustez mediante el método de la resistencia local específica, los métodos que fueron empleados tienen sus fundamentos en base a las referencias Starossek (2016) y la General Service Administration (2013) así como comentarios de otros artículos que se mencionan en la referencia de Starossek y normas como el Eurocódigo.

El colapso progresivo consiste en evitar que toda la estructura falle cuando se presenta un fallo local sin embargo esto no implica que no se aceptan algunos daños leves o moderados que no comprometan directamente el colapso de toda la estructura en los elementos que sirven como respaldo frente a una falla local.

Los tipos de colapso progresivo se mencionan en el marco teórico de la presente investigación.

La siguiente imagen representa en gran medida las consideraciones que se deben tener para un análisis por colapso progresivo:

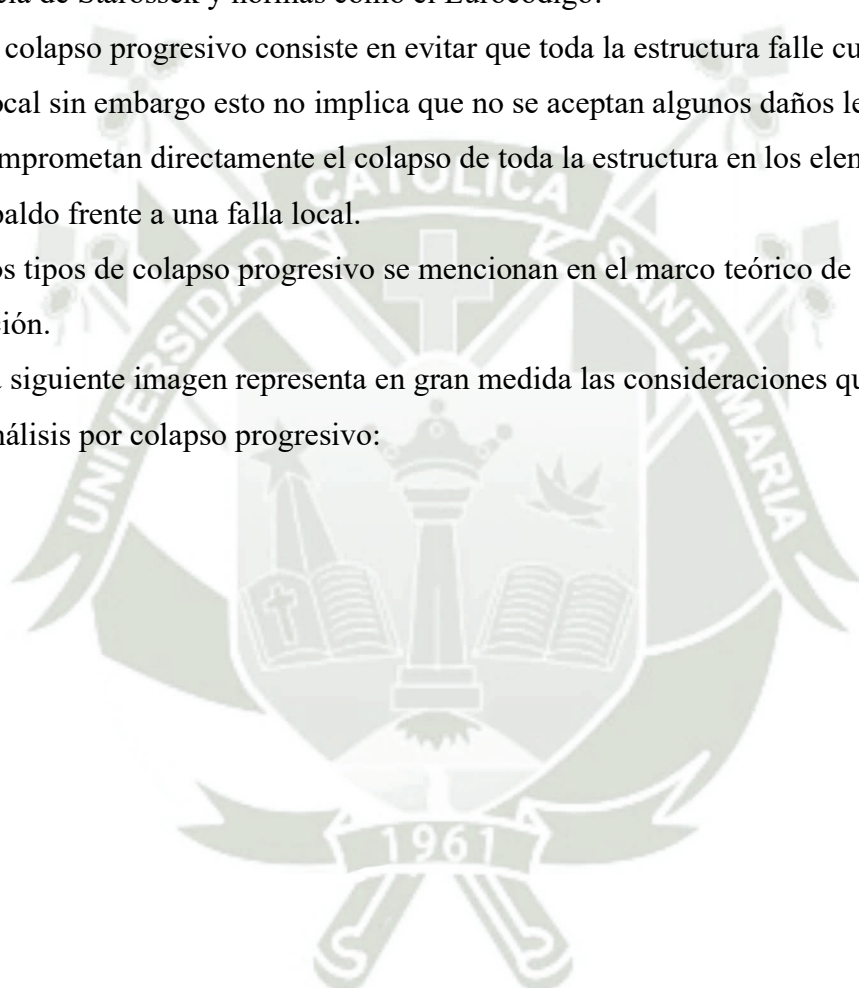
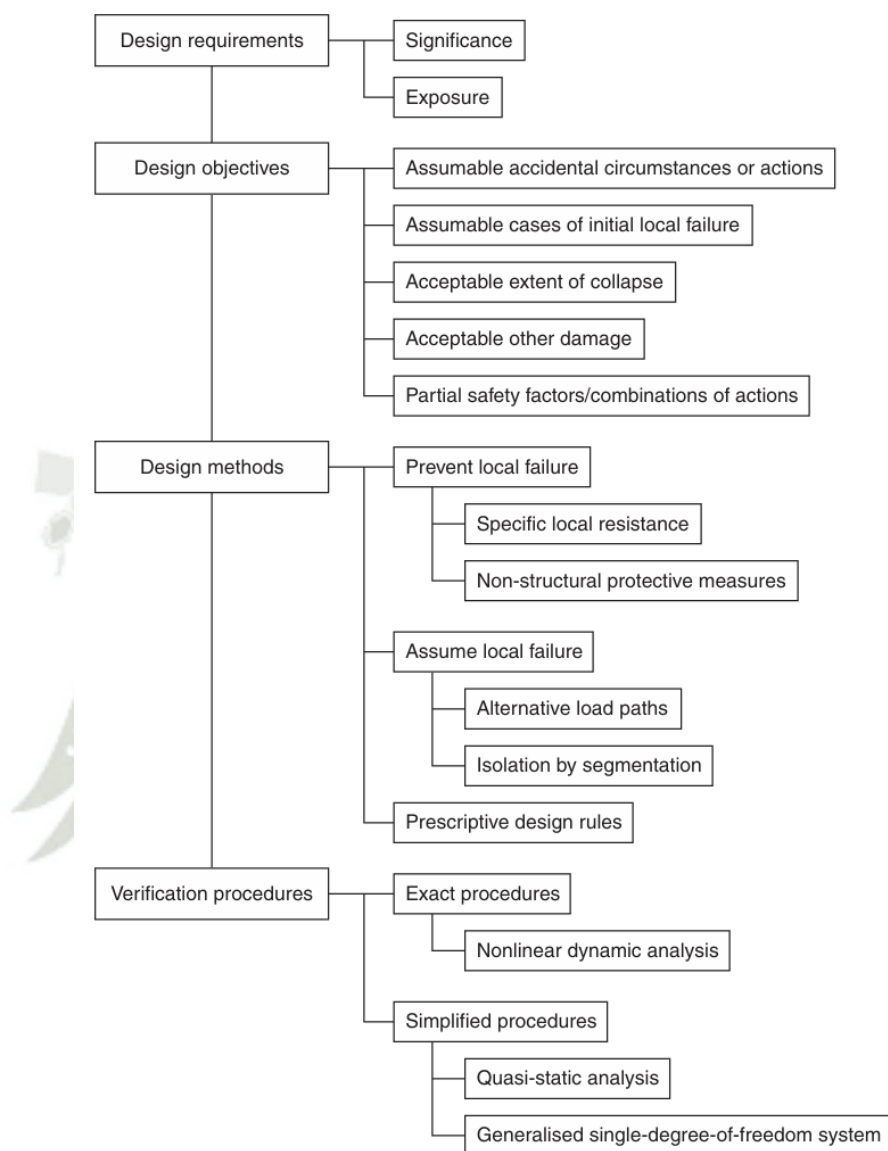


Figura 96
Fundamentos del análisis por colapso progresivo


Nota. Tomado de Starossek (2016)

En la anterior imagen podemos ver las consideraciones que toma Starossek para el análisis por colapso progresivo es importante recalcar que existen consideraciones adicionales que deben ser tomadas en cuenta como por ejemplo la posibilidad de que se pueda hacer un análisis estático lineal o no lineal como lo recomienda la GSA (General Service Administration).

Se presenta a continuación los conceptos de la imagen anterior:

2.2.11.1. Requerimientos de diseño (Design requirements)

Para poder hacer el análisis por colapso progresivo es importante identificar los siguientes dos parámetros:

2.2.11.1.1.Importancia (Significance)

La importancia esta intrínsecamente relacionada a las consecuencias más allá del colapso progresivo pues se debe analizar consecuencias como posibles pérdidas de vidas humanos, daños en infraestructuras que sirvan en casos de desastre o emergencia entre otros, en particular dentro de la metodología propuesta se hace varias comparativas con normativas que clasifican a las estructuras según su importancia como la de la GSA que establece niveles que denomina FSL (estos se cuantifican en 5 escalas donde los de escala I representan los menos importantes y los de escala V los de mayor importancia), para el caso de la presente investigación en particular lo más próximo es lo propuesto por la norma E.030 donde se clasifica a las estructuras como esenciales, importantes y comunes, las instituciones educativas como la de la presente investigación se encuentran dentro de la categoría de edificaciones esenciales.

2.2.11.1.2. Exposición (exposure)

Como menciona Starossek (2016) la exposición de las estructuras debido a acciones indeterminadas o que mayormente no se prevén es imposible de casi imposible de calcular pues son muchas las causas que pueden provocar el fallo de una estructura dejando de lado las que mayormente tomamos en consideración como por ejemplo los sismos, Starossek (2016) afirma que inclusive los posible peligros y las acciones que causen el fallo de una estructura deben ser evaluados usando la previsión y la imaginación, esta idea se reafirma aún más cuando se menciona sobre la necesidad de considerar tantos casos diferentes de fallo inicial como sea posible estableciendo que en muchos casos debido a la variabilidad de causas incluso puede dejarse de lado cuando se hace un análisis de asumir la falla local.

Debido a la gran cantidad de casos que se pueden presentar guías como la GSA recomiendan que se analicen principalmente elementos primarios cuando se hace análisis por colapso progresivo, estos elementos primarios en caso de estructuras como la de la presente investigación son vigas y columnas. Otras consideraciones para el análisis de este tipo de casos es el hecho por el Eurocódigo 1991-1-7 Anexo A que también se menciona en la metodología de la GSA, donde se especifica que este análisis debe hacer removiendo el elemento estructural uno a la vez en cada piso de la estructura.

La presente investigación considera dos escenarios que han sido objeto de análisis un escenario donde la estructura falla por cuestiones sísmicas analizado con el modelo de prevención de la falla local (prevent local failure) y otro bajo circunstancias accidentales u otros escenarios (múltiples causas o escenarios) poco habituales que, aunque tienen una menor probabilidad se vuelven de carácter necesario en un análisis de colapso progresivo. Es importante recalcar que los conceptos anteriores y próximos se pueden usar para estructuras ya diseñadas y que son objeto de análisis por colapso progresivo y con cierto tiempo de vida útil así como para estructuras nuevas.

2.2.11.2. Objetivos de diseño (Design requirements)

Previo a los parámetros a ser tomados en cuenta en cuanto a los objetivos de diseño es importante definir dos conceptos que se mencionan en el análisis por colapso progresivo.

A. Robustez

Acorde a la teoría de colapso progresivo de las referencias tomadas en cuenta se define a la robustez como la insensibilidad a fallas locales. Algunos otros autores lo definen como la capacidad que tiene el elemento estructural que es objeto de análisis de falla inicial a resistir condiciones accidentales.

B. Resistencia al colapso

Acorde a la teoría de colapso progresivo de las referencias tomadas en cuenta se define a la robustez como la insensibilidad a las circunstancias accidentales, la relación entre la robustez y la resistencia al colapso es proporcional pues si se dota de más robustez se aumenta la resistencia al colapso.

Después de tomar en cuenta los dos conceptos previos citados por Starossek (2016) y citado en otras referencias se mencionan los objetivos de diseño a continuación:

2.2.11.2.1. Circunstancias o acciones accidentales asumibles (Assumable accidental circumstances or actions)

Cuando se puede conocer con una gran probabilidad o con una certeza alta cual es la causa que puede provocar la falla de una estructura es posible el análisis de la estructura bajo

esta premisa, por ejemplo, en el caso de un análisis no lineal por sismo se podrá observar que ciertos elementos desarrollan toda su capacidad antes que otros estos son observables a través de la formación de rótulas plásticas.

2.2.11.2.2. Casos asumibles de falla local inicial (Assumable cases of initial local failure)

Debido a la gran cantidad de escenarios por los que puede fallar una estructura (incendios, atentados, explosiones, choques, guerras, tsunamis, erupciones, fallas humanas, fallas en el diseño, fallas en la construcción entre todas otras aquellas que puedan resultar objeto de la previsión a través de la imaginación de situaciones hipotéticas como describe Starossek (2016), la (General Services Administration, 2013) entre otros artículos y normas como el Eurocódigo, muchas veces es poco probable determinar a ciencia cierta cual es la causa del daño que puede llevar al colapso progresivo de la estructura, es por ello que se debe tomar en cuenta lo que pasaría después de la falla estructural de un elemento, las mismas guías antes mencionadas mencionan que este análisis debe hacer simulando la remoción de un elemento estructural y viendo cual es el grado en que esto impacta en la estructura), cuando se asume la falla local inicial de algún elemento la causa de la falla se vuelve irrelevante acorde a lo citado por Starossek (2016) es decir es necesario simular los diferentes casos hipotéticos de fallas de elementos estructurales (vigas y columnas acorde a las recomendaciones de la GSA) a fin de ver qué pasará con la estructura y como limitar el daño de dicha hipotética situación.

2.2.11.2.3. Extensión aceptable del colapso (acceptable extent of collapse)

Este objetivo está ligado directamente a los casos cuando se asume la falla inicial de un elemento por las causas ya mencionadas antes y por la improbabilidad de que se puedan suponer todas las causas probables, la extensión se refiere a la parte de la estructura que se aceptara que colapse la variabilidad de criterios propuestos por los diferentes investigadores varían entre uno y otro un valor propuesto por el Eurocódigo es que la parte que colapse no

supere el 15% del área de la planta donde se produce el fallo local o que no supere 100 m² de área incluyendo dicha planta y las dos adyacentes a ellas, sin embargo este criterio no siempre se puede utilizar pues existirá algunas estructuras que por su naturaleza presenten una dimensión menor de planta.

2.2.11.2.4. Otros daños aceptables (acceptable other damage)

Esto depende netamente acerca de la operabilidad que se requiere en la estructura en la parte que no colapse y está ligado también a la importancia de la edificación que es objeto de análisis por colapso progresivo.

2.2.11.2.5. Uso de factores de seguridad y de combinación de acciones (use of partial safety factors and combinations of actions)

Acorde a las consideraciones de análisis por colapso progresivo este parámetro es uno de los más complicados de establecer y muchas veces algo ilusorio, pues lo que pretende establecer es un factor de seguridad, pero para la estructura en general. Es sabido que en el diseño por capacidad se usan factores de mayoración de las cargas y factores de minoración de las resistencias. Sin embargo y acorde a Starossek (2016) no se toma en cuenta un factor para toda la estructura en general sino que simplemente se limita a los factores para el diseño por capacidad de cada elemento, sin embargo como el mismo autor citado anteriormente explica es casi imposible llegar a un nivel de seguridad uniforme o un valor de factor de seguridad que represente toda la estructura por lo que este y guías como la metodología de la GSA aceptan los tradicionales factores de mayoración en las combinaciones de carga.

2.2.11.3. Métodos de diseño (Design methods)

Tanto cuando se analiza una estructura ya existente como para el diseño de nuevas estructuras se puede tomar en cuenta dos caminos para el análisis por colapso progresivo los cuales se muestran a continuación:

2.2.11.3.1. Prevención de la falla local (prevent local failure)

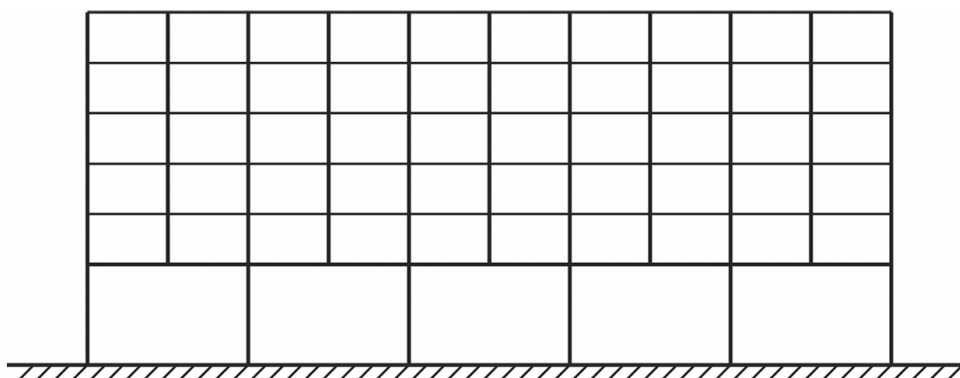
Dentro de esta consideración encontramos dos parámetros importantes a ser tomados en cuenta:

2.2.11.3.1.1 Resistencia local específica (Specific local resistance)

Esta estrategia es un modelo de análisis directo y está ligado netamente a incrementar el nivel de seguridad de un elemento contra una falla local, generalmente este camino se sigue cuando se conoce en gran medida cual es la causa que podría provocar la falla del elemento, la presente investigación considera el caso sísmico al hacer este análisis mediante el modelo estático no lineal se obtendrá en que partes de la estructura se forman las rótulas plásticas y cuales llegan a colapsar en primera instancia, debido a que se obtendrá esta información y que la causa es conocida y se sabe dónde actuara es posible usar este método y aumentar directamente la resistencia del elemento. Las siguientes imágenes ilustran y refuerzan esta idea:

Figura 97

Parte del concepto de diseño estructural del Alfred P. Murrah

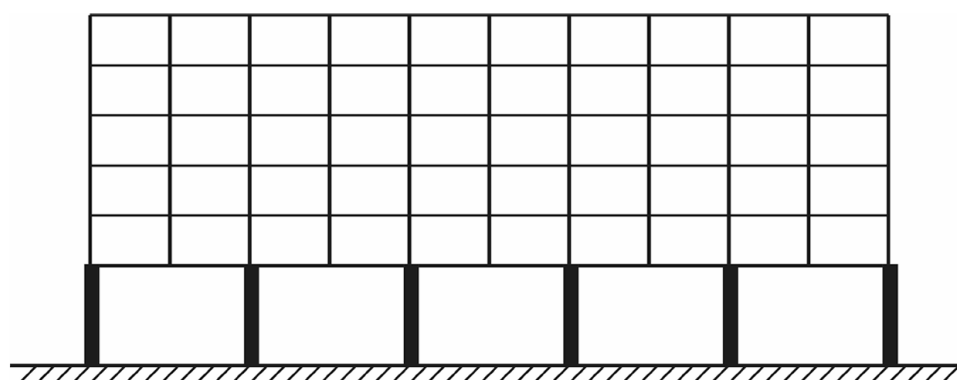


Nota. Tomado de Starossek, (2016)

En la imagen anterior podemos ver un concepto del diseño del edificio Alfred P. Murrah el cual cuenta con vigas de transferencia en la parte superior del primer nivel se ve que todas las columnas son iguales desde el primer hasta el último nivel.

Figura 98

Método de la resistencia local específica



Nota. Tomado de Starossek, (2016)

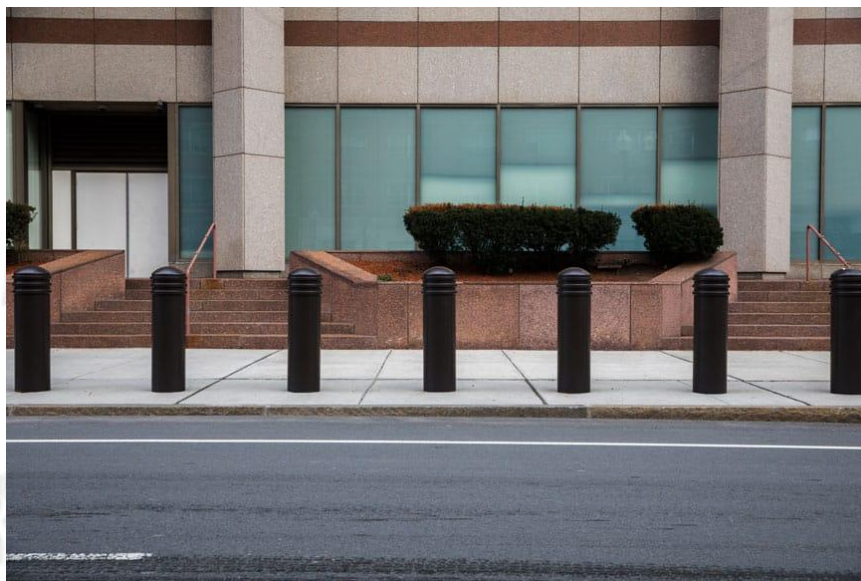
En la imagen anterior se ve que las columnas del primer nivel se les han provisto de una resistencia mayor a la inicial, según esto ante el fallo de alguna de las columnas del primer nivel las otras serán capaces de ‘absorber’ esta carga que inicialmente soportaba alguna de las columnas que pudiesen fallar en el primer nivel. Alternativamente se puede usar la modificación del sistema estructural explicado posteriormente.

2.2.11.3.1.2 Medidas no estructural preventivas (non-structural protective measures)

En general este método de evaluación se considera no directo, consiste en consideraciones de protección de la estructura, pero no directamente en ella sino mediante elementos extremos tales como bolardos para la protección de impactos de vehículos tal como se muestra en la siguiente imagen:

Figura 99

Bolardos de protección



Nota. Barreras que protegen la estructuras contra choques accidentales [Fotografía]. Tomado de Hilscher (2022)

En la imagen anterior se aprecia bolardos de forma casi circular de protección frente a los posibles impactos de vehículos.

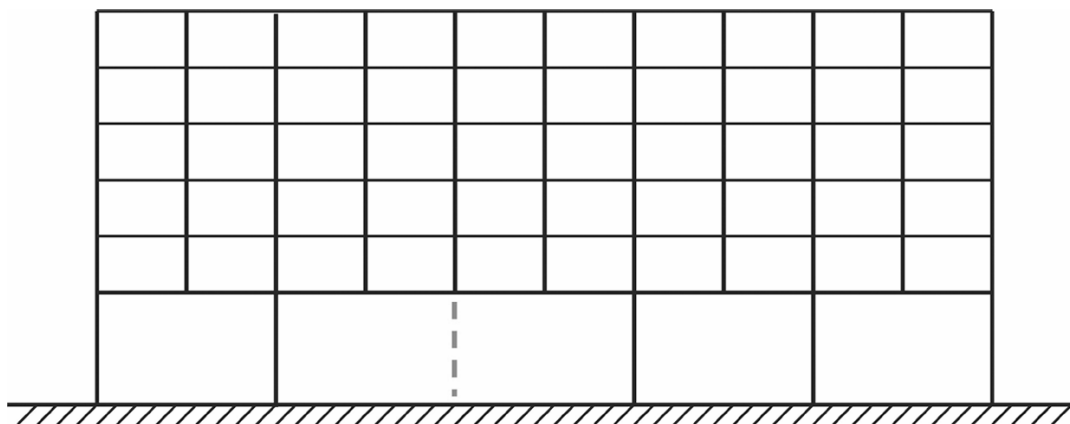
2.2.11.3.2. Asumir la falla local (assume local failure)

Cuando la causa es desconocida o para todas aquellas causas que se desconozca, aunque tengan una mínima probabilidad de ocurrencia se toma en cuenta esta método. Para ello existen dos consideraciones:

2.2.11.3.2.1 Ruta de la carga alternativa (alternative load paths)

Figura 100

Modelo de falla local



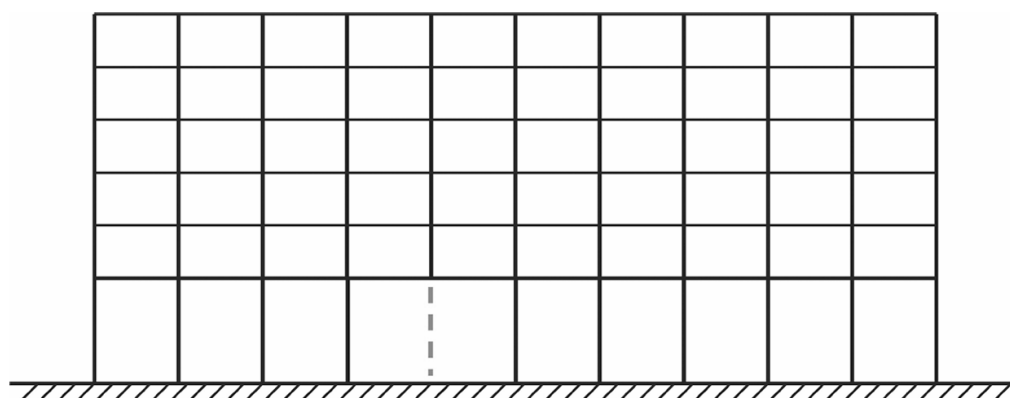
Nota. Tomado de Starossek, (2016)

En la imagen anterior podemos ver el modelo de análisis que consiste en asumir la falla local donde el procedimiento que se sigue en la eliminación de un elemento estructural en este caso la columna con línea punteada, posteriormente a ello se debe analizar qué es lo que pasa con el resto de la estructura teniendo como principal propósito el hecho de que el resto de la estructura no colapse, aunque sí pueda presentar daños leves o moderados que sean posteriormente reparables. Estos modelos se suelen llamar también como el modelo de la ruta alternativa pues las cargas que inicialmente iban al elemento estructural que se eliminará se redistribuye hacia los demás elementos. Bajo este análisis la causa del fallo se vuelve irrelevante debido a que este tipo de consideración se realiza tomando en cuenta las múltiples acciones humanas o naturales que pueden causar el fallo de una estructura y que, aunque a veces con baja probabilidad de suceso puede ocurrir.

Adicionalmente a fin de que la carga que inicialmente iba al elemento que se analizará por colapso se puede proponer la variación del sistema estructural tomando en cuenta también que no tenga una injerencia grande en la arquitectura como se muestra a continuación.

Figura 101

Modificación del sistema estructural por el modelo de asumir la falla local



Nota. Tomado de Starossek (2016)

Este método también es empleado para prevenir la falla local como cuando por ejemplo se implementa un muro estructural para disipar la energía de un sismo que inicialmente disipaba una columna.

2.2.11.3.2 Separación por segmentación (isolation by segmentation)

Este método es principalmente se emplea en puentes.

2.2.11.3.3. Reglas de diseño prescriptivas

El concepto responde a la consideración que se tenga las principales reglas de diseño de estructuras cuando se analiza por colapso progresivo es decir las estructuras adicionalmente deben analizarse bajo las consideraciones comunes como cargas gravitatorias o sísmicas.

2.2.11.4. Procedimiento de verificación (verification procedures)

Este concepto está relacionado a los métodos que se emplean por colapso progresivo se menciona estos con brevedad ya que anteriormente se discutió en la parte del marco teórico donde se mencionó los análisis lineales y no lineales.

2.2.11.4.1. Procedimientos exactos (exact procedures)

2.2.11.4.1.1 Análisis dinámico no lineal (non linear dynamic analysis)

Este análisis evalúa la no linealidad de los materiales sometido a cargas dinámicas en el caso del colapso progresivo por ejemplo cuando en el caso de una explosión dentro de una estructura que haga fallar un elemento estructural, el análisis evalúa como las cargas explosivas se transmiten hacia la estructura a través del tiempo.

Sin embargo, el hecho de no saber exactamente en que parte del elemento puede iniciarse la falla exactamente y cuál es el camino que se sigue durante el fallo hace que el análisis sea muy complejo y a nivel computacional muy demandante.

2.2.11.4.2. Procedimientos simplificados (simplified procedures)

Los modelos por colapso progresivo pueden darse modelando la remoción de cada uno de los elementos cuando se asume la falla local inicial, simulando el corte de conexiones o el corte de secciones sin embargo estos dos últimos requerirían saber exactamente el punto de falla exacto algo muy difícil de predecir por lo que guías como la GSA y normas como el Eurocódigo recomiendan la remoción uno por uno de cada uno de los elementos estructurales de cada piso de las estructuras que se desean analizar, estos elementos son columnas, vigas y muros en el caso de edificaciones de concreto armado acorde a las consideraciones de la GSA (General Service Administration) cuando se hace estos análisis como se mencionó antes y se asume la falla local las acciones que puede provocar la falla son irrelevantes como lo afirma Starossek (2016).

2.2.11.4.2.1 Análisis estáticos (Static analysis)

Este tipo de análisis permiten acercarse de manera cercana a lo que sucede en la realidad y son menos demandantes a nivel computacional.

Alternativamente es también se puede utilizar un análisis lineal estático, sin embargo, este tipo de análisis no permitiría comprender cual es la respuesta completa incluyendo el rango no lineal de los elementos estructurales.

2.2.11.4.2 Sistemas generalizados de un grado de libertad (generalised single degree of freedom system)

Acorde a las referencias de Starossek (2016) este modelo se puede asumir cuando se desea un punto intermedio entre los modelos estáticos y dinámicos, acorde a esa definición las acciones estáticas se pueden escalar a valores que se aproximen más a los dinámicos con factores que se obtienen de analizar la estructura como si solo tuviesen un grado de libertad. Para la presente investigación se usó el modelo estático a fin de tener un análisis no tan complejo pero confiable.

2.2.11.5. Hechos que pueden causar el colapso progresivo

Dentro de la sección anterior se pueden ver algunos hechos que pueden causar colapso progresivo en esta sección se mencionan algunos hechos que podría desencadenar el colapso progresivo de una estructura:

- **Impactos vehiculares:** la colisión de un vehículo dependiente de la magnitud, pero principalmente aquellos de gran tonelaje o aquellos que transportan sustancias como combustible u otros puede originar el colapso progresivo si es que la estructura no cuenta con la suficiente capacidad de resistencia frente al impacto. Este evento, aunque poco común puede comprometer la estabilidad local, asimismo es difícil predecir con exactitud que vehículo exactamente podría impactar en una situación hipotética y exactamente en que parte de la estructura.
- **Explosiones accidentales:** casos como el del Ronan Point nos hacen dar cuenta de que las explosiones accidentales dependiendo de la magnitud pueden conllevar al fallo de un elemento particular y por consecuencia en algunos casos desencadenar en un colapso progresivo, este fenómeno puede tener múltiples orígenes desde acciones involuntarias, hasta acciones con premeditación, es por

ello que se vuelve prácticamente de mucha dificultad determinar el momento preciso y el lugar donde podrán ocurrir.

- **Consideraciones de mala construcción o del terreno:** este tipo de casos esta relacionado a las malas praxis dentro de la construcción como por ejemplo el edificio Space en Colombia donde no se consideró un adecuado diseño estructural y esta estructura fallo por cargas gravitatorias, este tipo de causa está muy sujeto a una correcta supervisión de trabajos en campo, así como un análisis y diseño estructural adecuado.
- **Ataques con explosivos:** este tipo de causa tiene una gran variabilidad y es prácticamente imposible de determinar con precisión pues esta ligado a la voluntad humana de realizar un atentado contra estructuras de uso público o común, a lo largo de la historia se han visto una gran número de casos de este tipo el más conocido de ellos el atentado contra los Torres gemela del WTC, sin embargo a nivel nacional también se han podido experimentar este tipo de situaciones como los atentados terroristas en la época del 80 y 90 y recientes atentados con explosivos en Trujillo en 2025.
- **Acciones sísmicas:** esta causa afecta a las estructuras, aunque estas se analizan previamente dentro de los análisis de estructuras la variabilidad en la intensidad con la que se puede predecir un sismo puede provocar simples remesones hasta colapso de estructuras. Aunque hoy en día existe cada vez una mayor precisión por entender los efectos sísmicos es difícil entender en su totalidad el comportamiento de una estructura pues existen parámetros como el amortiguamiento que son muy difíciles de conocer con exactitud y que mayormente se usan valores recomendados por las normativas como el de 5% en la E.030.
- **Impacto de objetos:** esta causa presenta una ocurrencia poco común pero aun así es posible por ejemplo podemos nombras colisiones de vehículos aéreos, objetos con una masa considerables, ataques en situaciones de guerra, etc.
- **Fenómenos naturales:** existen otros fenómenos naturales diferentes al sismo que podrían provocar el colapso progresivo por ejemplo en estructuras de acero si el viento no se calcula de manera adecuada podría provocar el colapso progresivo de una estructura metálicas, así como fenómenos más raros como huracanes, avalanchas, tornado, etc. A nivel nacional estos últimos tienen una

probabilidad casi nula de poder suceder sin embargo podrían ser de consideración en otras zonas geográficas.

Como los sucesos anteriores existen muchos otros que podrían ser de consideración para un análisis por colapso progresivo inclusive Starossek (2016) menciona que son tantos los eventos y causas que incluso es válido usar la imaginación en el contexto de enumerar las diversas situaciones hipotéticas que podrían generar el colapso progresivo de una edificación.

Asimismo, determinar exactamente la magnitud del evento, así como el lugar donde podrá ocurrir en la estructura y sobretodo hacer resaltar que muchas veces las causas están relacionadas a decisiones humanas hace que sea extremadamente difícil simular cada uno de los escenarios hipotéticos que se podrían realizar. Es por lo que Starossek (2016) sugiere una evaluación de todas estas situaciones mediante el uso del modelo de asumir la falla local, este modelo permite englobar todas las causas y simularlas mediante un modelo en el que se asume este daño inicial y se prevén el colapso progresivo de las estructuras.

Este modelo es de importante trascendencia ya que si no se simulará estos casos se estaría dejando de lado estas situaciones que, aunque de bajo probabilidad aún tiene un pequeño porcentaje de ocurrencia, es por ello que el modelo de asumir la falla local es analizado en varios textos y referencias como artículos científicos la referencia de Starossek, la GSA, el Eurocódigo entre otros.

2.3. Marco legal

La presente investigación cuenta como marco legal las siguientes normas:

- Norma E.020 "Cargas"
- Norma E.030 "Diseño Sismorresistente"
- Norma E.060 "Concreto armado"
- Guía de la GSA (General Services Administration)
- Norma ASCE 41-17
- ATC-40
- Documento de la SEOAC-Vision 2000



CAPÍTULO III

3. METODOLOGÍA

3.1. Enfoque de la investigación

La presente investigación tiene un enfoque cuantitativo pues se analizan modelos numéricos, y se plantean hipótesis previas a los resultados permitiendo un enfoque de evaluación objetiva de los valores estructurales algo característico en este tipo de investigaciones como menciona Hadi et al. (2023), adicionalmente el presente estudio busca estimar la magnitud u ocurrencia de un fenómeno algo que Hernández Sampieri & Mendoza (2018), describen como una característica en este tipo de estudios.

3.2. Tipo y diseño

Tomando en cuenta las características descritas por Hernández Sampieri & Mendoza (2018), el presente documento es de tipo investigativo con un alcance descriptivo ya que detalla el comportamiento estructural, esta aseveración se puede dar debido a que en la presente investigación se encuentran características compatibles con este tipo de investigación como:

- La presente investigación no se limita a aplicar cálculos, sino que busca comprender y poder explicar cuál es el comportamiento estructural cuando se hace un análisis por colapso progresivo este genera nuevos conocimientos pues aporta en aspectos como poder determinar si es recomendable o no el análisis por colapso progresivo bajo condiciones que tienen una mayor probabilidad como los casos sísmicos para poder obtener estas recomendaciones el presente documento analiza más allá la aplicabilidad cálculos pues simula una variedad de casos y a partir de ellos establece recomendaciones generales.
- El presente documento tiene carácter investigativo y alcance descriptivo pues evalúa las condiciones del colapso progresivo tomando en cuenta las consideraciones de la no linealidad, y describe que es lo que sucede con la estructura cuando se simulan varios casos de colapso progresivo, la presente investigación aunque con precedentes importantes es particularmente novedosa en el ámbito nacional pues cuenta con una menor variedad de referencias dentro de los repositorios, artículos científicos nacionales, revistas indexadas, entre otros en comparación a otros tipos de investigaciones, lo cual reafirma que la presente investigación busca generar nuevos conocimientos dentro de su campo de estudio

- La presente investigación permite servir como fuente para futuras investigaciones pues aportan recomendaciones y criterios nuevos para estudios por colapso progresivo algo que no sería factible si solo se tomará en cuenta la aplicación de alguna metodología, es decir este documento a través de su sección de resultados permite establecer algunas recomendaciones que generan conocimiento nuevos y bases para este tipo de análisis

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores y considerando que esta investigación busca aportar nuevos conocimientos dentro del campo del estudio del colapso progresivo y acorde a las diferentes referencias y libros de metodologías de la investigación como Hernández Sampieri & Mendoza (2018), y a Hadi et al. (2023) esta tesis se puede considerar de tipo investigativa.

3.3. Muestra de la investigación

La muestra elegida es una institución educativa en el distrito de Cayma-Arequipa, se eligió esta por representar una edificación esencial según la norma E.030 este tipo de edificaciones son relevantes en estos estudios tal como se menciona en la (General Services Administration (2013) y como lo menciona Starossek (2016). La relevancia de la estructura acorde a las recomendaciones de las referencias antes mencionadas fue el criterio de elección.

3.4. Técnicas de recolección de datos

Se usarán técnica de recolección datos provenientes de la planta de la edificación y del análisis estructural de la edificación.

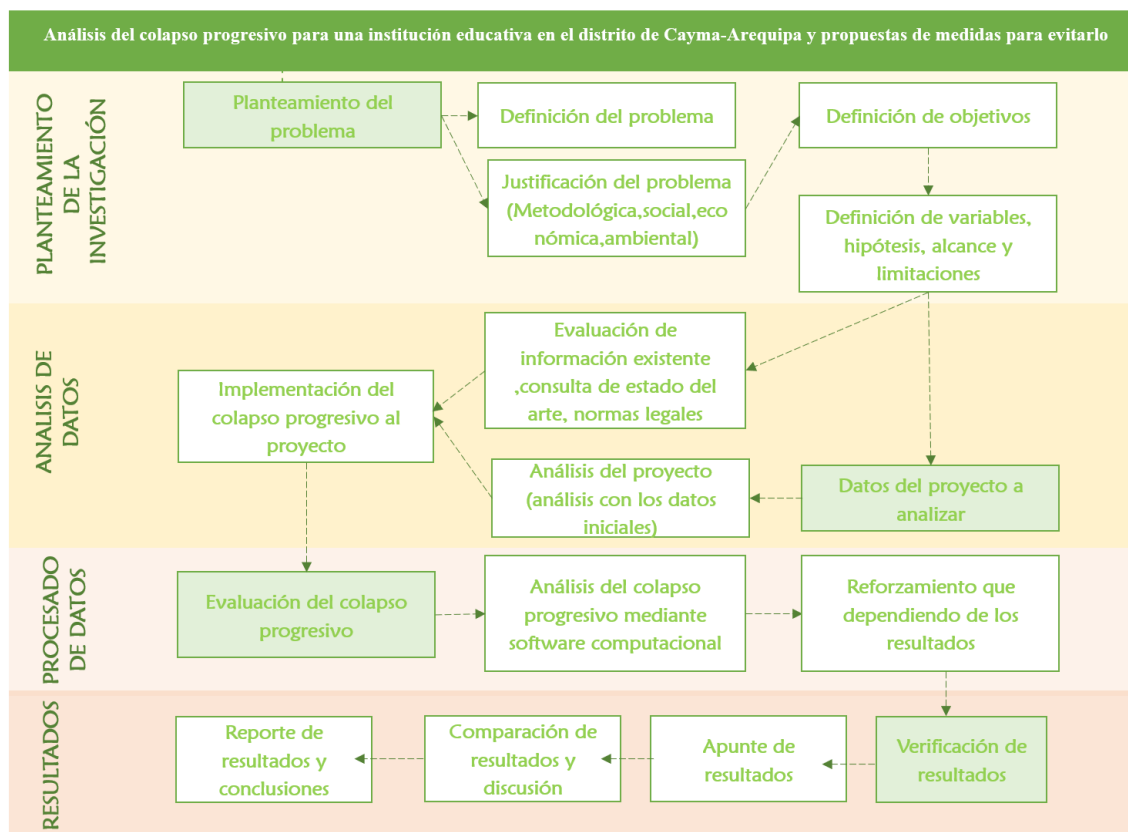
3.5. Métodos de análisis de datos

Se evaluará mediante software de cálculo estructural o en programas que permitan un análisis detallado permitiendo simular el comportamiento de la edificación ante una falla localizada de la estructura y un posterior análisis por colapso progresivo., así como programas de presentación de contenido y redacción de documentos.

3.6. Esquema metodológico

Figura 102

Esquema metodológico



Nota. Elaboración propia



CAPÍTULO IV

4. Resultados

De manera que los resultados sean entendibles y comprensibles y se tenga un orden el presente capítulo consta de 3 secciones:

La primera sección corresponde a una breve descripción de la estructura y la presentación de los planos.

En la segunda sección se presenta la evaluación de la estructura donde se considera también la metodología Pushover.

Por último, en la tercera sección se considera el análisis por colapso progresivo de los diferentes bloques.

Se debe tomar en cuenta que el análisis de la sección 3 de este capítulo tiene sus fundamentos en la sección 2.2.11 a fin de que tenga una base sólida y los análisis respondan a criterios basados en referencias confiables.

4.1. Descripción breve de la estructura

Se va a analizar una institución educativa que está compuesta de 5 bloques cada bloque es estructuralmente independiente uno del otro es decir deben ser analizados por separado, a continuación, se hace una breve descripción de cada bloque y posteriormente a ello se presentan los planos de toda la estructura.

4.1.1. Bloque 1

Se tiene las siguientes características:

- Consta de 1 sola planta con y su uso principal es para aulas de educación
- La altura de piso para el análisis es de 3m.
- Presenta una estructura de concreto armado de vigas y columnas con una losa aligerada unidireccional de 20 cm

4.1.2. Bloque 2

Se tiene las siguientes características:

- Consta de 1 sola planta con y su uso principal es para oficinas de almacenamiento y servicios higiénicos.
- La altura de piso para el análisis es de 3m.
- Presenta una estructura de concreto armado de vigas y columnas con una losa aligerada unidireccional de 20 cm

4.1.3. Bloque 3

Se tiene las siguientes características:

- Consta de 2 plantas y su uso principal es para aulas de educación
- La altura de piso para el análisis es de 3m.
- Presenta una estructura de concreto armado de vigas y columnas con una losa aligerada unidireccional de 20 cm y una losa maciza de 20cm

4.1.4. Bloque 4

Se tiene las siguientes características:

- Consta de 2 plantas y su usos son oficinas de la institución educativa
- La altura de piso para el análisis es de 3m.
- Presenta una estructura de concreto armado de vigas y columnas con una losa aligerada unidireccional de 20 cm y una losa maciza de 20 cm

4.1.5. Bloque 5

Se tiene las siguientes características:

- Consta de 2 plantas y su uso principal es para espacios de usos múltiples
- La altura de piso para el análisis es de 3m.
- Presenta una estructura de concreto armado de vigas y columnas con una losa aligerada unidireccional de 20 cm.

Los bloques para analizar son de concreto armado y cuenta con algunos muros de tabiquería no estructural , a continuación, se presenta algunas imágenes en referencia a ello:

Figura 103

Etapa constructiva de institución educativa.



Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

En la imagen anterior se observa la estructura de concreto armado con muros de tabiquería.

Figura 104

Fachada de institución educativa



Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

En la imagen anterior se observa la fachada de la construcción donde se observa que su estructura es de concreto armado.

Figura 105

Imagen de fachada con muro de tabiquería



Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

En la imagen anterior se observa la fachada de la construcción donde se observa un muro de tabiquería esto es reconocible debido a que las ventanas cortan claramente el muro lo cual haría que no tengan la capacidad de ser portantes asimismo se apreció las juntas de separación entre el muro y la columna

Los planos se presentan en la sección de anexos.

4.2. Evaluación de la estructura

A fin de tener un orden y que se pueda verificar cada parte del proceso en la búsqueda del entendimiento de análisis por colapso progresivo, se procederá a estructurar los bloques de acuerdo con:

- Se presenta los planos de estructuras (planta, columnas, vigas, muros) a ser utilizados para cada bloque.
- Se define los materiales y secciones en el modelo
- Se define los patrones, casos y combinaciones de carga
- Se modela la estructura
- Se chequea la estructura y se extrae información.
- Se define rótulas plásticas considerando un M_u 1.2 veces M_y y tomando en cuenta los parámetros de rotación de ASCE 41-17
- Se realiza el análisis sísmico Pushover para determinar el comportamiento en general de la estructura

A fin de que se entienda claramente el proceso de cada bloque se procederá a evaluar el bloque 2 de la institución educativa al presentar este la estructuración más sencilla. Se detallará explícitamente los procedimientos para este bloque para el resto de los bloques se procederá a hacerlo de manera más resumida. El concreto es f'_c 210 kgf/cm² y se usa acero de 4200 kgf/cm². Las losas tienen una altura típica de 20 cm para todos los bloques y la disposición es igual a la mostrada en el bloque 2, para los bloques 3 y 4 se tienen losas aligeradas como esas en la mayoría y en ciertas partes losas macizas como se verá en los planos de planta.

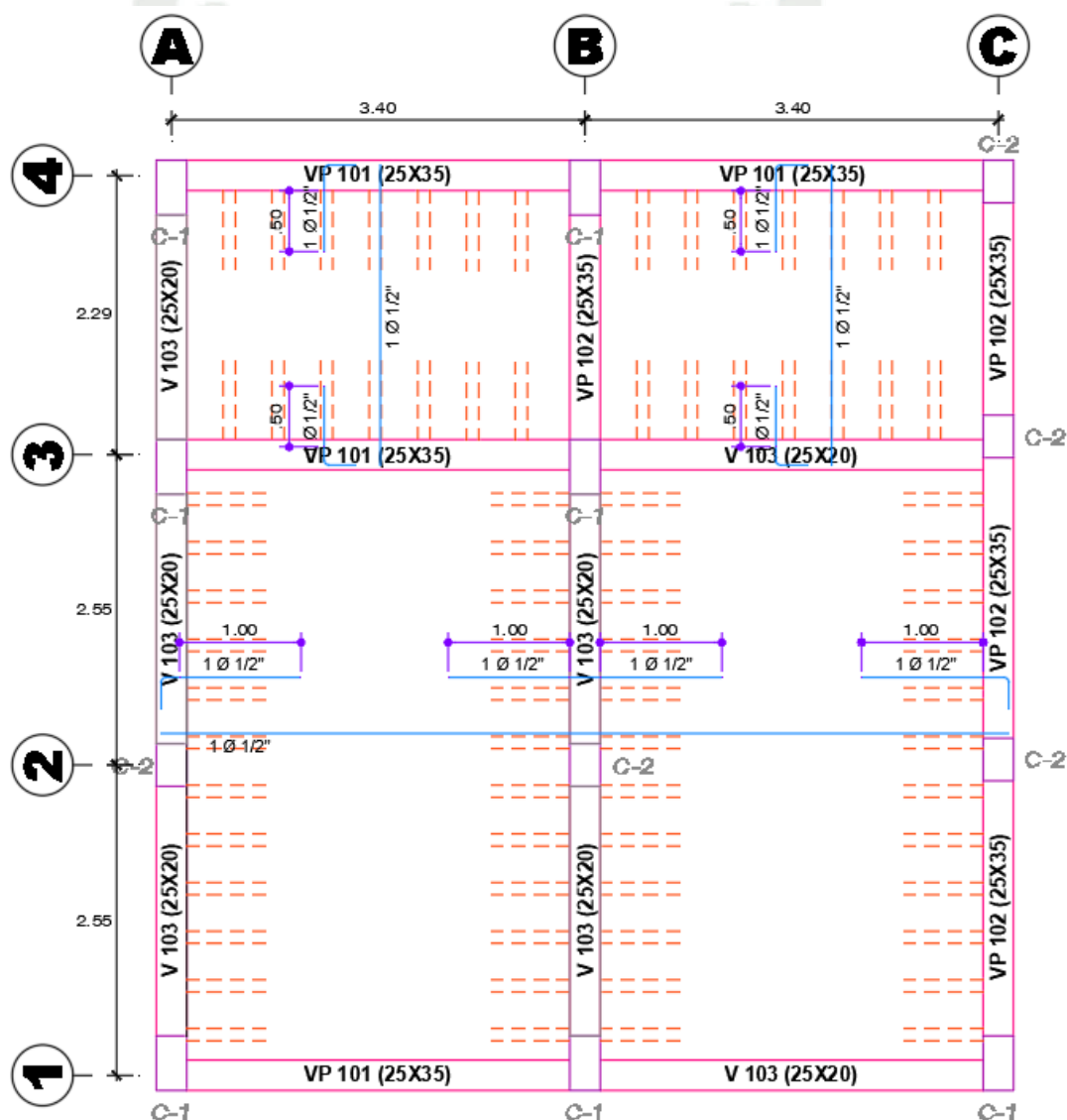
4.2.1. Evaluación del Bloque 2

4.2.1.1. Estructuración del bloque 2

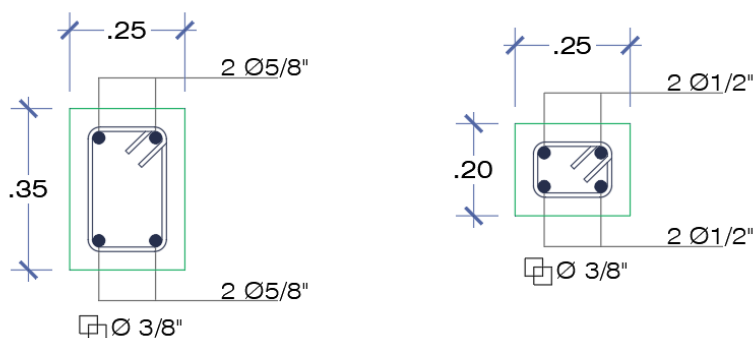
A continuación, se presenta las estructuras de dicho bloque, para una altura de 3m de piso:

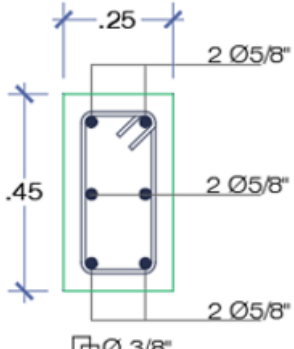
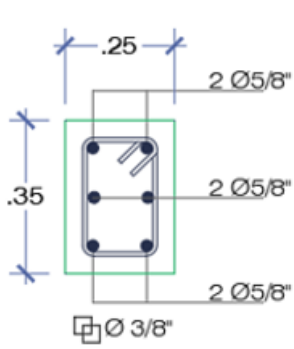
Figura 106

Estructuración Bloque 2



Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Figura 107
Vigas del Bloque 2

Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma
Figura 108
Columnas del Bloque 2

TIPO	C - 1	C - 2
GEOMETRÍA		

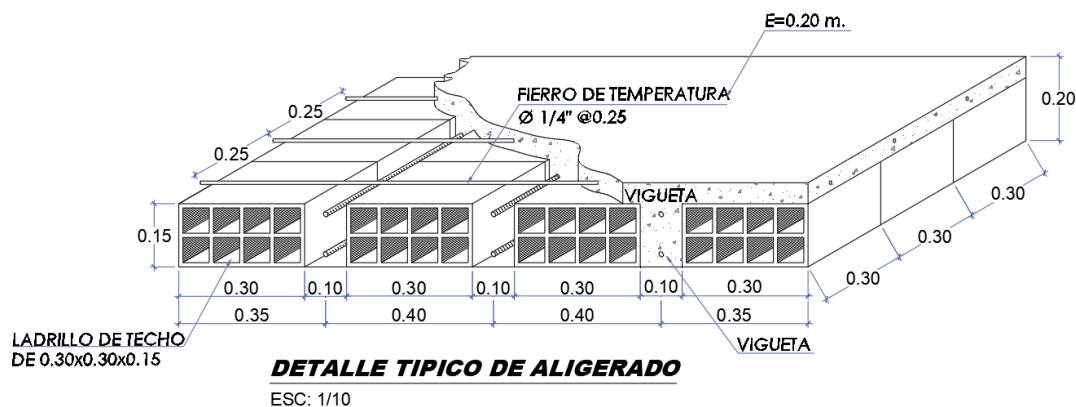
Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma
Tabla 20
Propiedades columnas del Bloque 2

Nivel		C1	C2
1	Sección (cm)	25x45	25x35
	As	6Ø5/8"	6Ø5/8"
	Estribo sep.(m)	Ø3/8" 1@0.05 9@0.1 2@0.15 Resto @0.2	Ø3/8" 1@0.05 9@0.1 2@0.15 Resto @0.2
	Cantidad	2	2

Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Figura 109

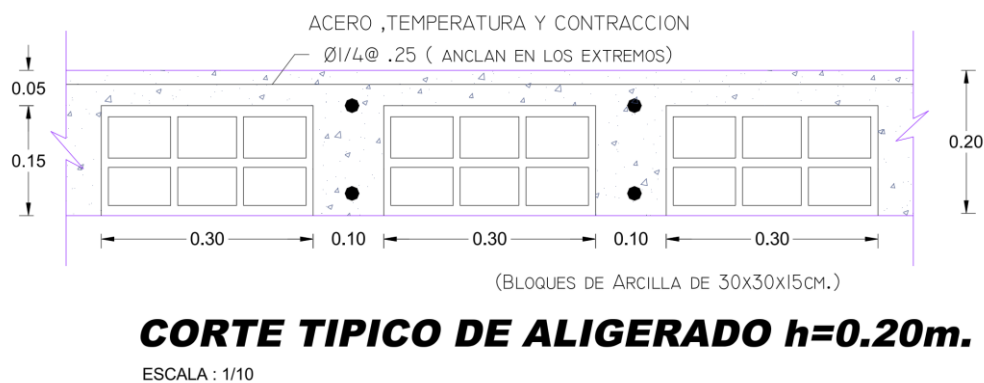
Detalle típico de Losa



Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Figura 110

Corte típico de losa



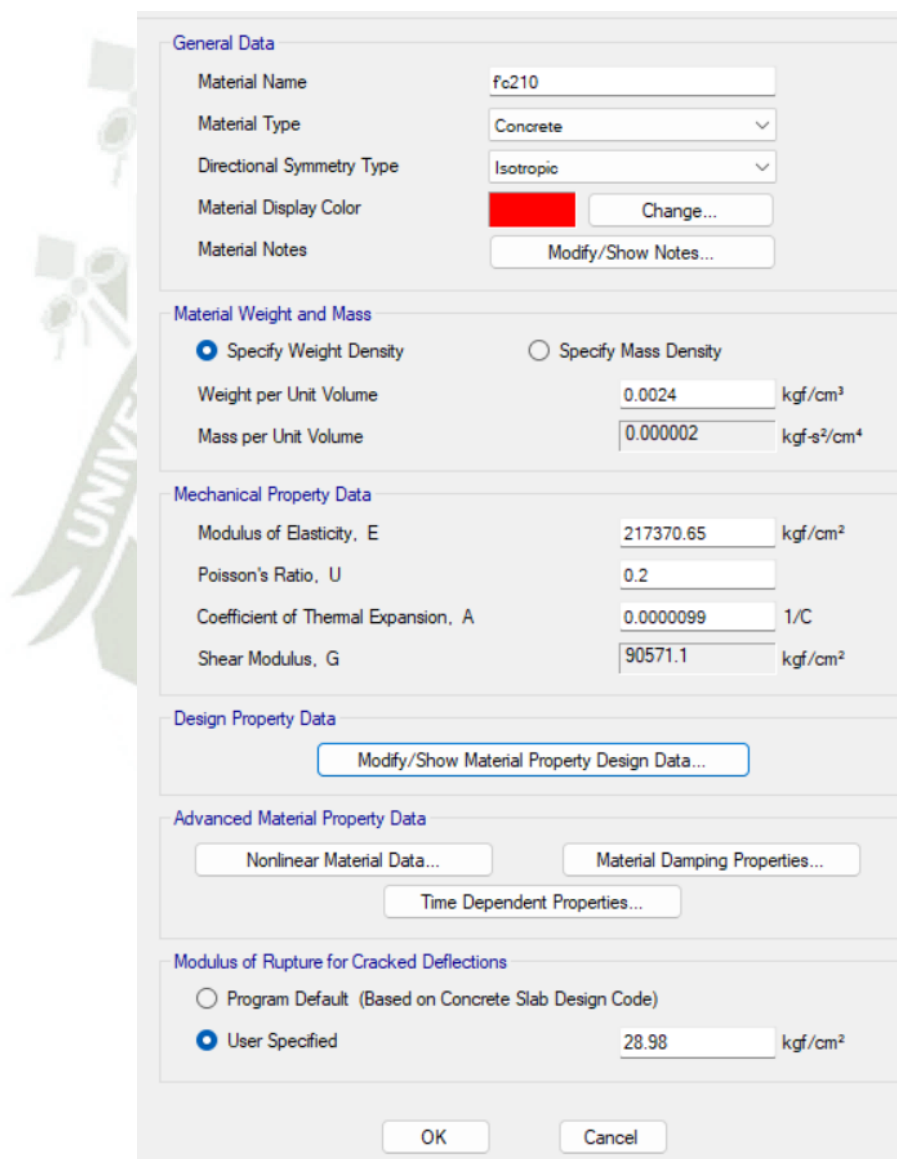
Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

4.2.1.2. Materiales y secciones en el modelo

Definimos el concreto y su modelo no lineal de Mander:

Figura 111

Material concreto para análisis del Bloque 2



The screenshot shows a software interface for defining material properties. The dialog box is titled "General Data" and contains the following sections:

- General Data:**
 - Material Name: fc210
 - Material Type: Concrete (dropdown)
 - Directional Symmetry Type: Isotropic (dropdown)
 - Material Display Color: Red (with a "Change..." button)
 - Material Notes: (with a "Modify/Show Notes..." button)
- Material Weight and Mass:**
 - ☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 0.0024 kgf/cm³
 - Mass per Unit Volume: 0.000002 kgf-s²/cm⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 217370.65 kgf/cm²
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
 - Shear Modulus, G: 90571.1 kgf/cm²
- Design Property Data:**
 - Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:**
 - Nonlinear Material Data...
 - Material Damping Properties...
 - Time Dependent Properties...
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections:**
 - ☐ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)
 - ☒ User Specified: 28.98 kgf/cm²

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior ,se definió un material de concreto identificado como fc210, el cual presenta una resistencia a la compresión de 210 kgf/cm². El material fue modelado como

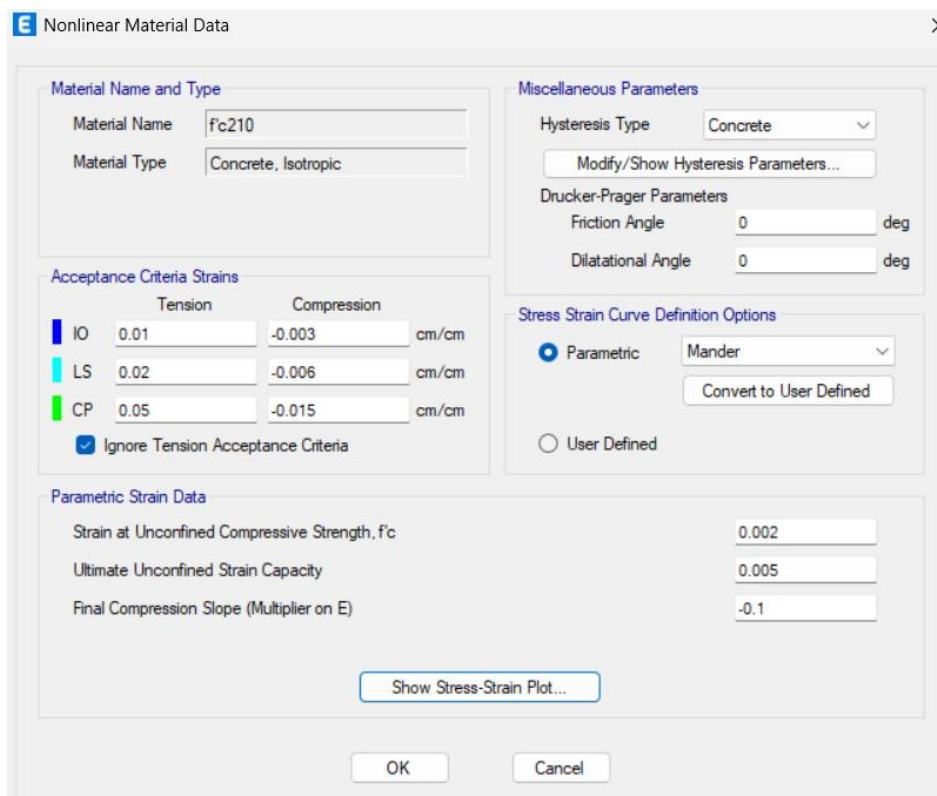
isótropo, lo que implica que sus propiedades mecánicas son uniformes en todas las direcciones.

Se asignó un peso específico de 0.0024 kgf/cm^3 , junto con un módulo de elasticidad de $217,370.65 \text{ kgf/cm}^2$, valor que se encuentra dentro del rango aceptado por normativas como el ACI. Asimismo, se empleó una relación de Poisson de 0.2, un módulo de corte de $90,571.1 \text{ kgf/cm}^2$, y un coeficiente de dilatación térmica de 9.9×10^{-6} por grado Celsius, parámetros fundamentales para simular el comportamiento estructural ante variaciones térmicas y esfuerzos.

Con el fin de representar de forma más precisa la respuesta del concreto fisurado, se definió manualmente un módulo de ruptura de 28.98 kgf/cm^2 . Este valor resulta clave en modelos no lineales, ya que permite capturar con mayor realismo la redistribución de esfuerzos y la propagación de daños que pueden derivar en mecanismos de falla progresiva.

Figura 112

Propiedades no lineales del concreto del Bloque 2



	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.003	cm/cm
LS	0.02	-0.006	cm/cm
CP	0.05	-0.015	cm/cm

Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior, la imagen muestra la configuración del modelo no lineal para el material denominado 'f'c 210', correspondiente a concreto isotrópico. Se ha seleccionado el modelo paramétrico Mander, tanto confinado como no confinado, en simulaciones no lineales.

Se establecieron deformaciones límite en compresión para los distintos niveles de desempeño estructural:

- IO (Ocupación Inmediata): -0.003 cm/cm
- LS (Seguridad de Vida): -0.006 cm/cm
- CP (Prevención de Colapso): -0.015 cm/cm

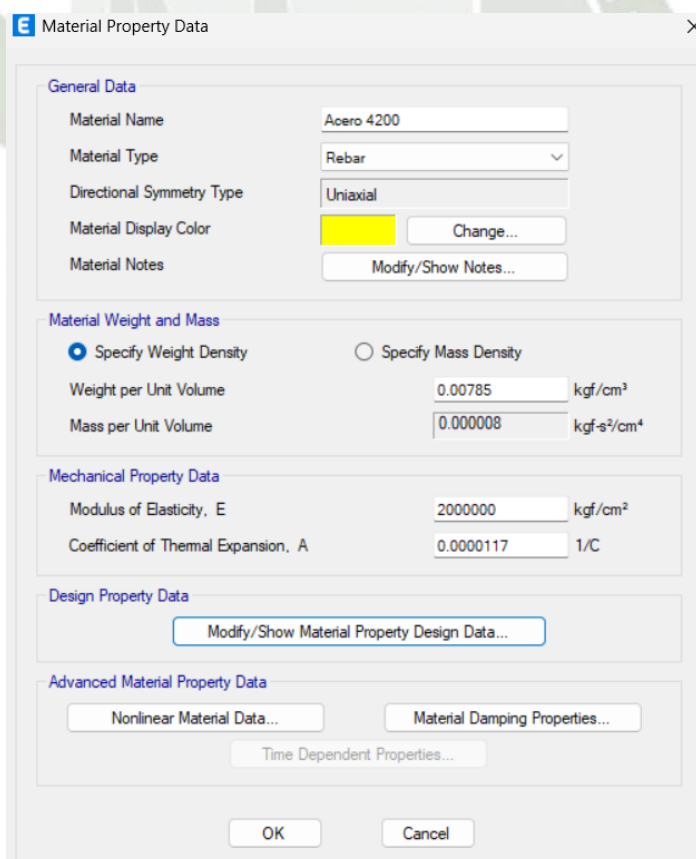
El criterio de aceptación a tracción fue desactivado, considerando que el concreto no tiene un desempeño relevante a tracción en este tipo de análisis.

En cuanto a la deformación correspondiente a la resistencia máxima del concreto, se definió como 0.002 cm/cm, mientras que la deformación última alcanzó los 0.005 cm/cm, indicando la capacidad pos-pico. Finalmente, se usó una pendiente final negativa del -0.1 (multiplicador del módulo de elasticidad), simulando la pérdida de rigidez luego del punto máximo de resistencia.

Definimos el acero e importamos el modelo no lineal que se explicó en el capítulo II, en los modelos constitutivos del acero.

Figura 113

Material acero de refuerzo para análisis del Bloque 2



The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for 'Acero 4200'. The dialog is organized into several sections:

- General Data:**
 - Material Name: Acero 4200
 - Material Type: Rebar (dropdown)
 - Directional Symmetry Type: Uniaxial
 - Material Display Color: Yellow (with 'Change...' button)
 - Material Notes: (with 'Modify/Show Notes...' button)
- Material Weight and Mass:**
 - ☒ Specify Weight Density
 - ☐ Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 0.00785 kgf/cm³
 - Mass per Unit Volume: 0.000008 kgf-s³/cm⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 2000000 kgf/cm²
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C
- Design Property Data:**
 - (Contains a button: 'Modify/Show Material Property Design Data...')
- Advanced Material Property Data:**
 - (Contains buttons: 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...')

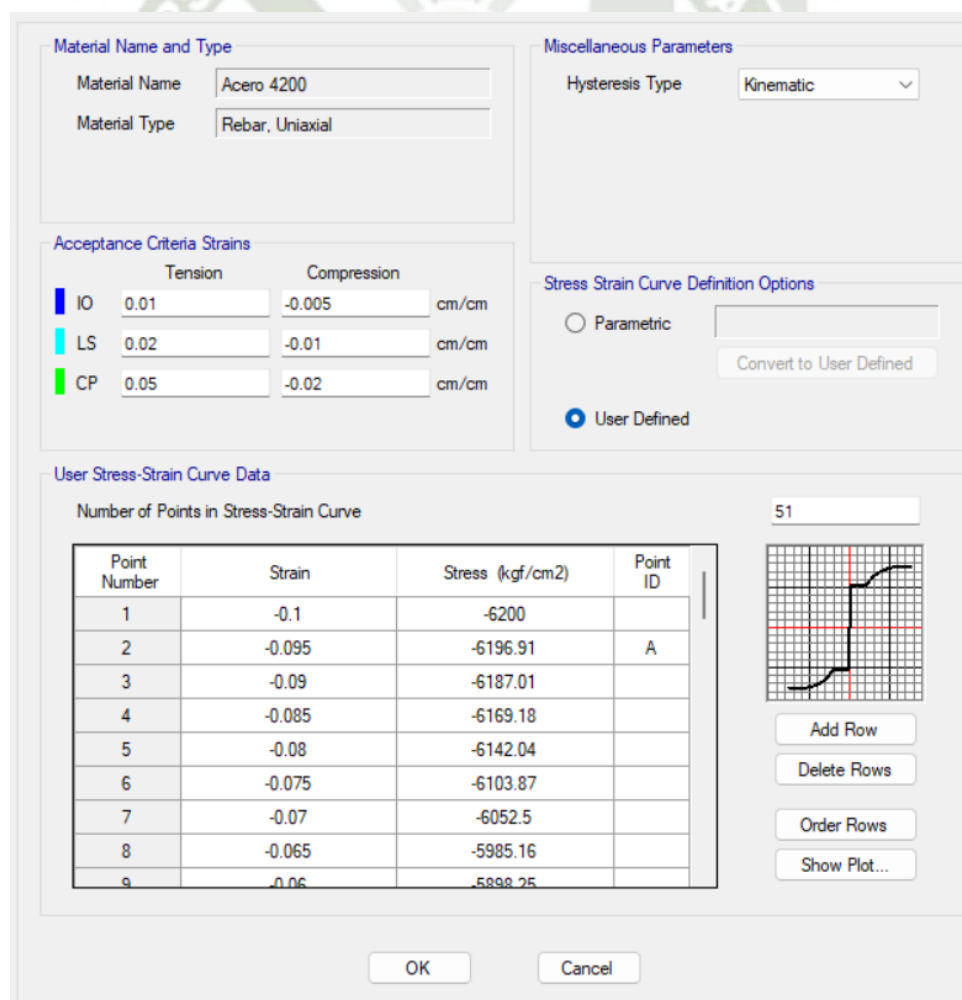
At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior, en el modelo estructural, se definió el material Acero 4200 como acero de refuerzo con comportamiento uniaxial. Se asignó una densidad de 0.00785 kgf/cm³, así como un módulo de elasticidad de 2,000,000 kgf/cm², valor característico del acero utilizado en construcción. También se consideró un coeficiente de expansión térmica de $1.17 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$, importante para reflejar adecuadamente el comportamiento del material frente a cambios de temperatura. Estos valores permiten representar con precisión la respuesta del acero en el análisis de colapso progresivo.

Figura 114

Propiedades no lineales del acero del Bloque 2



Material Name and Type

Material Name: Acero 4200
Material Type: Rebar, Uniaxial

Miscellaneous Parameters

Hysteresis Type: Kinematic

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.005	cm/cm
LS	0.02	-0.01	cm/cm
CP	0.05	-0.02	cm/cm

Stress Strain Curve Definition Options

☐ Parametric
☒ User Defined

User Stress-Strain Curve Data

Number of Points in Stress-Strain Curve: 51

Point Number	Strain	Stress (kgf/cm ²)	Point ID
1	-0.1	-6200	
2	-0.095	-6196.91	A
3	-0.09	-6187.01	
4	-0.085	-6169.18	
5	-0.08	-6142.04	
6	-0.075	-6103.87	
7	-0.07	-6052.5	
8	-0.065	-5985.16	
9	-0.06	-5899.25	

Buttons: Add Row, Delete Rows, Order Rows, Show Plot...

Buttons: OK, Cancel

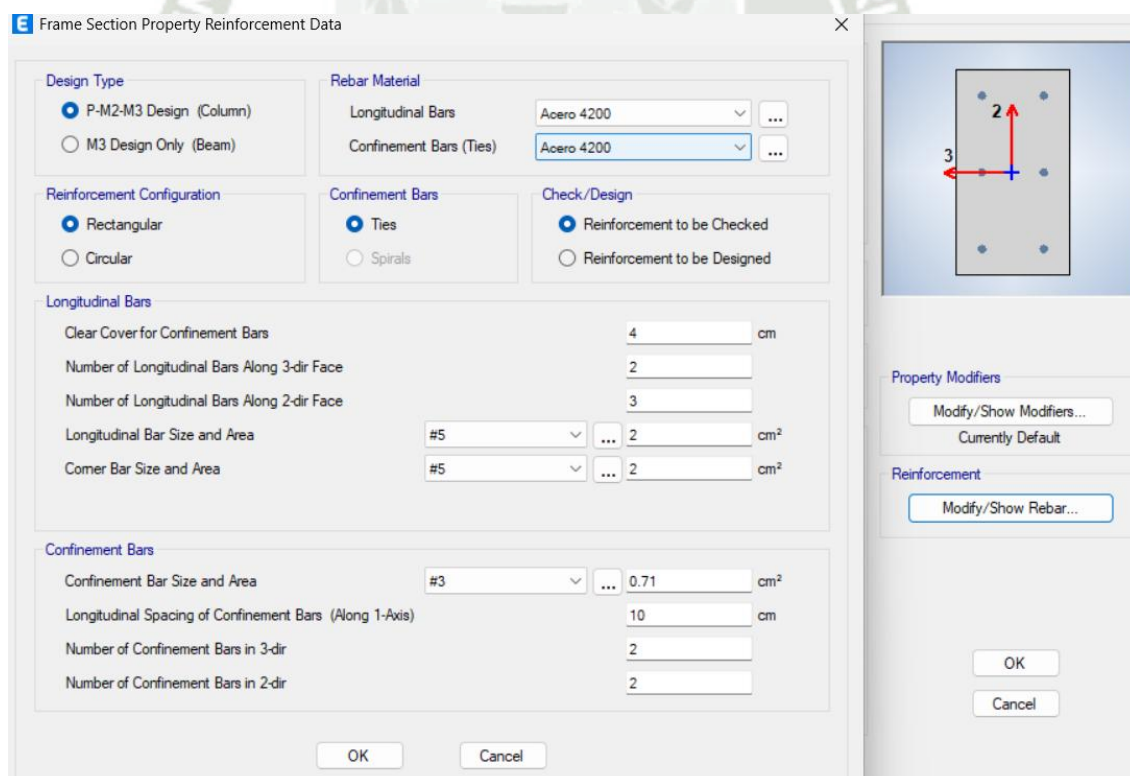
Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior ,se definió el acero de refuerzo como un material uniaxial con comportamiento no lineal, utilizando una curva esfuerzo-deformación personalizada. La histéresis fue modelada como cinemática, adecuada para capturar el comportamiento cíclico del acero bajo cargas repetidas. Además, se establecieron límites de deformación para los niveles de desempeño IO, LS y CP, de acuerdo con criterios de aceptación. Esta caracterización permite representar con mayor fidelidad la respuesta real del material durante escenarios de colapso progresivo.

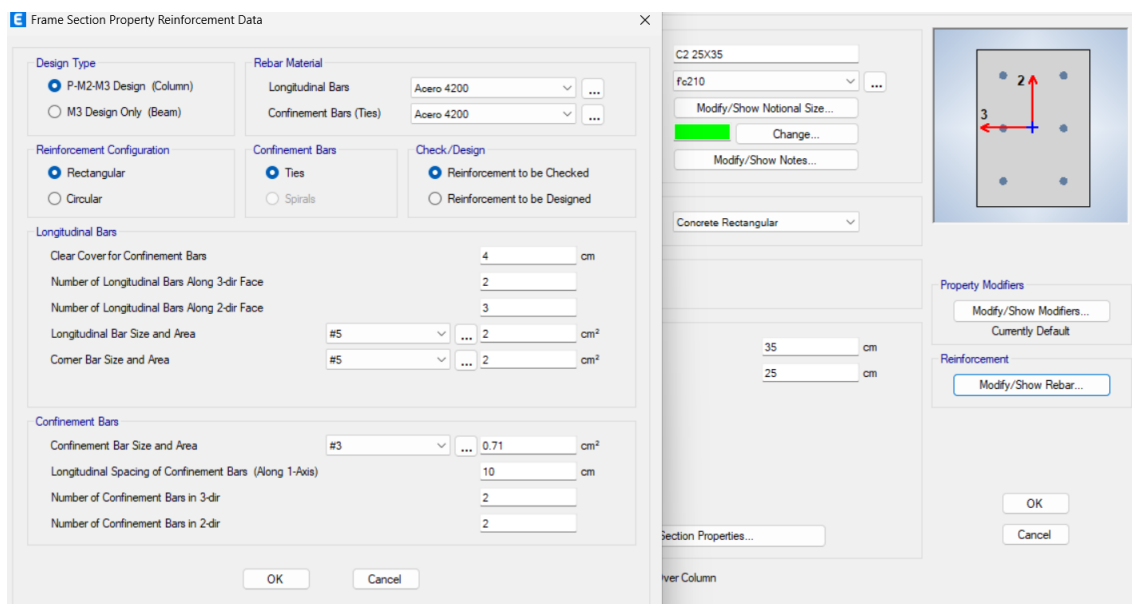
Definimos ahora las secciones, para el caso de las columnas usamos la opción de refuerzo para ser diseñado a fin de obtener los DCR (Demand Capacity ratio).

Figura 115

C1 25X45 Bloque 2

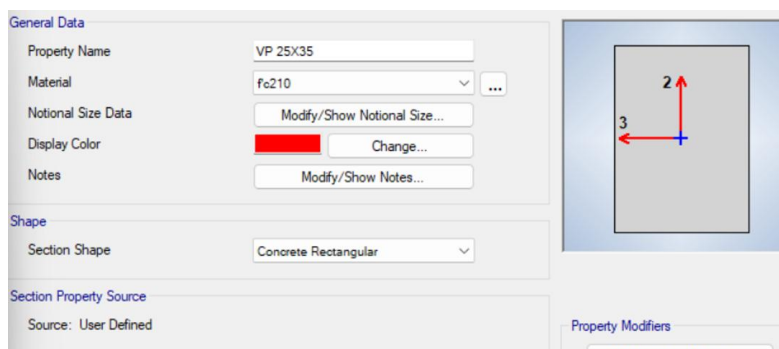


Nota. Elaboración propia

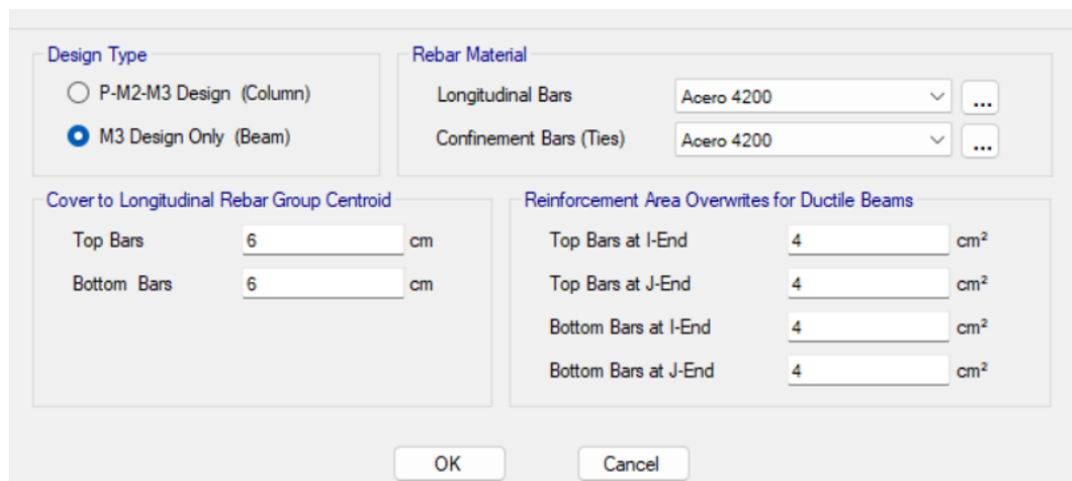
Figura 116
C2 25X35 Bloque 2


Nota. Elaboración propia

Definimos ahora las secciones de vigas se considerará desde ya el área del acero real en la sección de sobreescritura para vigas dúctiles, a fin de que más adelante el programa haga los cálculos, considerando 2 aceros de ½” en cada lado se considera 2.58 cm² en el top y bottom de i y j de la viga de 25x20 para la viga de 25x35 son 4cm² abajo y 4cm² arriba.

Figura 117
VP 25X35 Bloque 2


Nota. Elaboración propia

Figura 118
VP 25X35 Acero Bloque 2


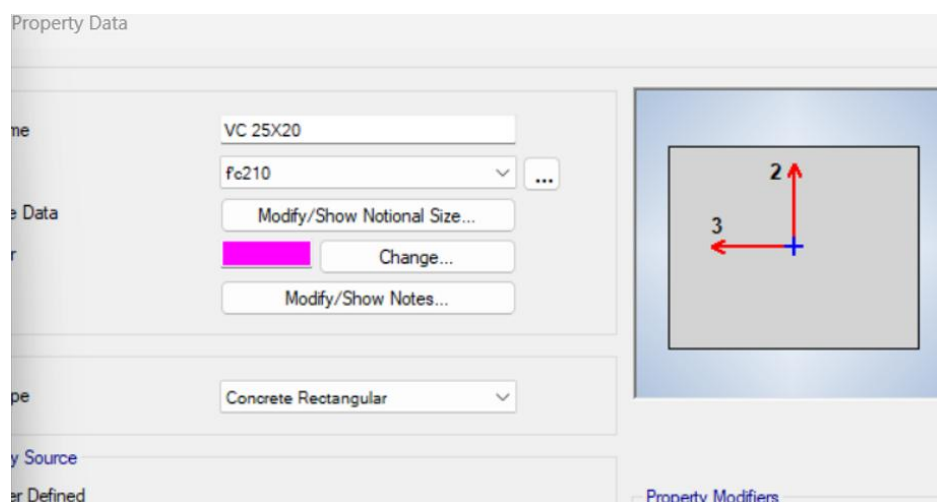
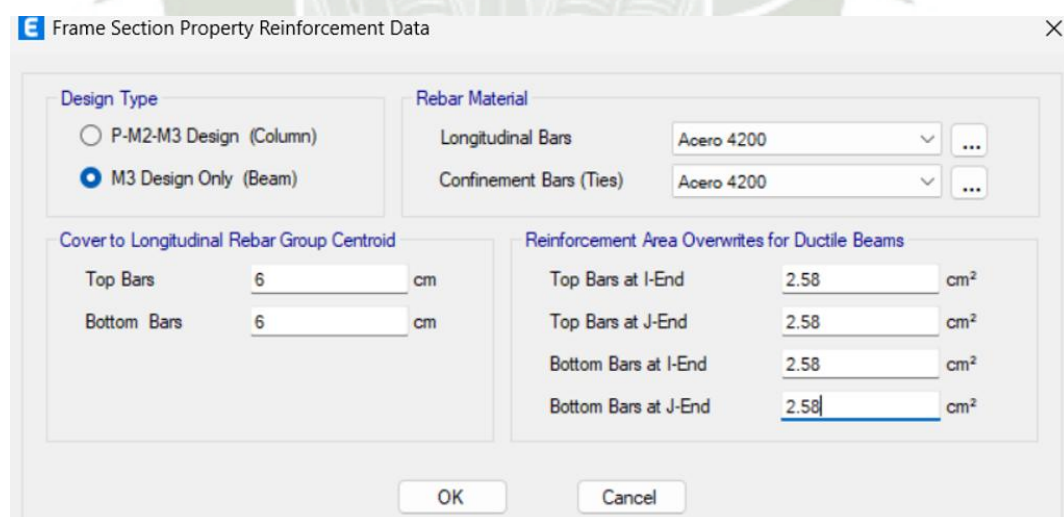
Design Type		Rebar Material	
☐	P-M2-M3 Design (Column)	Longitudinal Bars	Acero 4200
☒	M3 Design Only (Beam)	Confinement Bars (Ties)	Acero 4200

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid		Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams	
Top Bars	6 cm	Top Bars at I-End	4 cm ²
Bottom Bars	6 cm	Top Bars at J-End	4 cm ²
		Bottom Bars at I-End	4 cm ²
		Bottom Bars at J-End	4 cm ²

OK Cancel

Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior, para el diseño de vigas, se seleccionó el tipo de análisis M3, considerando únicamente momentos en flexión. Se utilizó acero 4200 tanto para barras longitudinales como de confinamiento. Se estableció un recubrimiento de 6 cm para las barras superiores e inferiores, y se definieron áreas de refuerzo de 4 cm² en los extremos I y J, tanto en compresión como en tracción. Esta configuración busca representar adecuadamente el comportamiento dúctil de los elementos en el análisis no lineal.

Figura 119
VC 25X20 Bloque 2

Nota. Elaboración propia
Figura 120
VC 25X20 Bloque 2

Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior ,para el diseño de las vigas se seleccionó el análisis de momento simple (M3). Se utilizó acero tipo 4200 para las barras longitudinales y de confinamiento. El

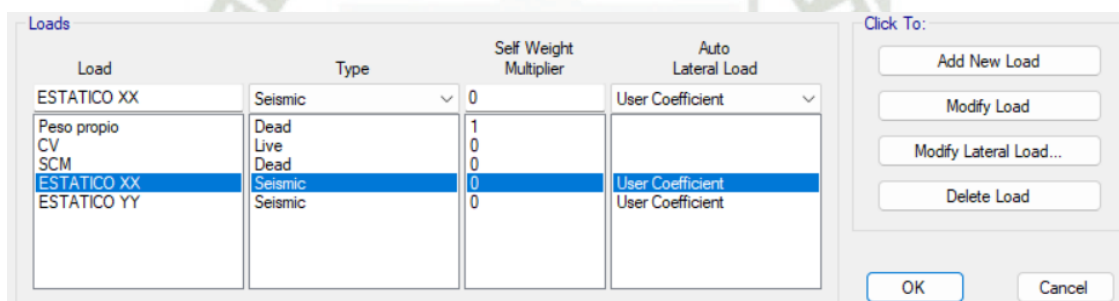
recubrimiento de las barras tanto en la parte superior como inferior es de 6 cm. Las áreas de refuerzo en los extremos I y J para las barras superiores e inferiores fueron definidas en 2.58 cm², asegurando una adecuada capacidad dúctil para el comportamiento estructural bajo cargas.

4.2.1.3. Patrones de carga, casos y combinación.

Se define patrones de carga viva, muerta, sismo estático y dinámico, el resto del análisis se ejecuta más adelante.

Figura 121

Patrones de cargas del Bloque 2



Nota. Elaboración propia

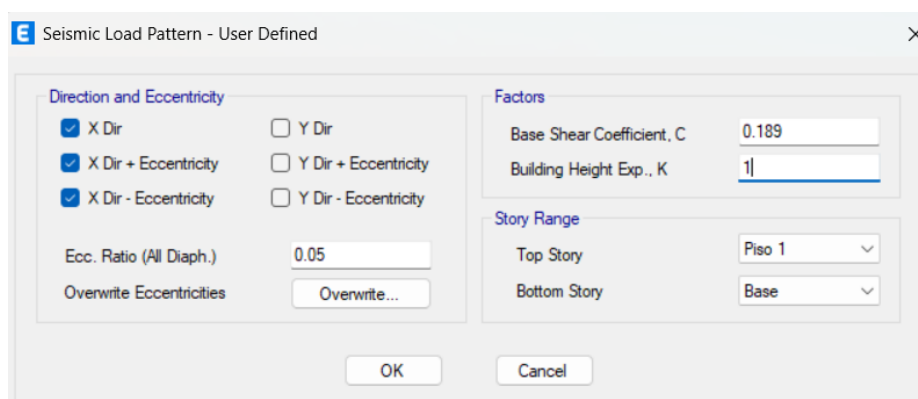
En el caso del patrón de carga sísmico se deberá incluir el coeficiente de ZUCS/R y el valor de k acorde al periodo además de considerar la excentricidad accidental.

El valor de ZUCS/R bajo lo explicado en la parte teórica del análisis sísmico estático tiene los siguientes valores Z=0.35 U=1.5 C=2.5 S=1.15 R=8.

El coeficiente es 0.189 y k=1 según eso se tiene:

Figura 122

Coeficiente y valor k del AEL del Bloque 2



Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

☒ X Dir ☐ Y Dir

☒ X Dir + Eccentricity ☐ Y Dir + Eccentricity

☒ X Dir - Eccentricity ☐ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

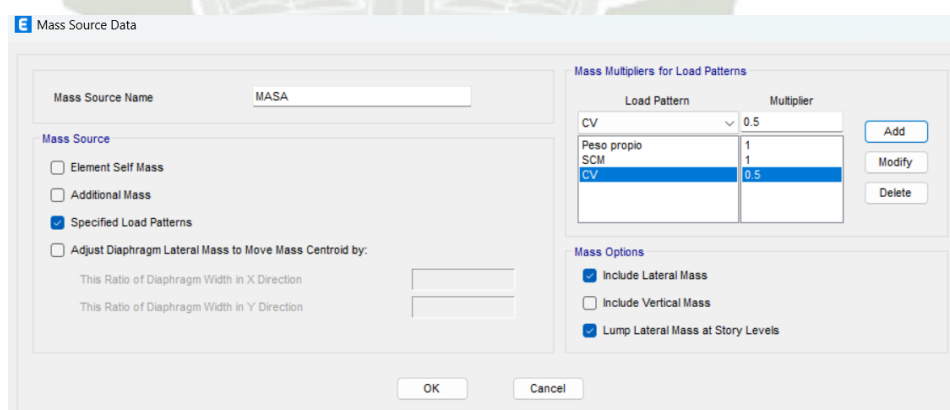
Bottom Story

Nota. Elaboración propia

Crearemos ahora el espectro de respuesta y la masa calculada como 100% CM + 50% CV.

Figura 123

Masa sísmica Bloque 2



Mass Source Data

Mass Source Name

Mass Source

☐ Element Self Mass

☐ Additional Mass

☒ Specified Load Patterns

☐ Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
CV	0.5
Peso propio	1
SCM	1
CV	0.5

Mass Options

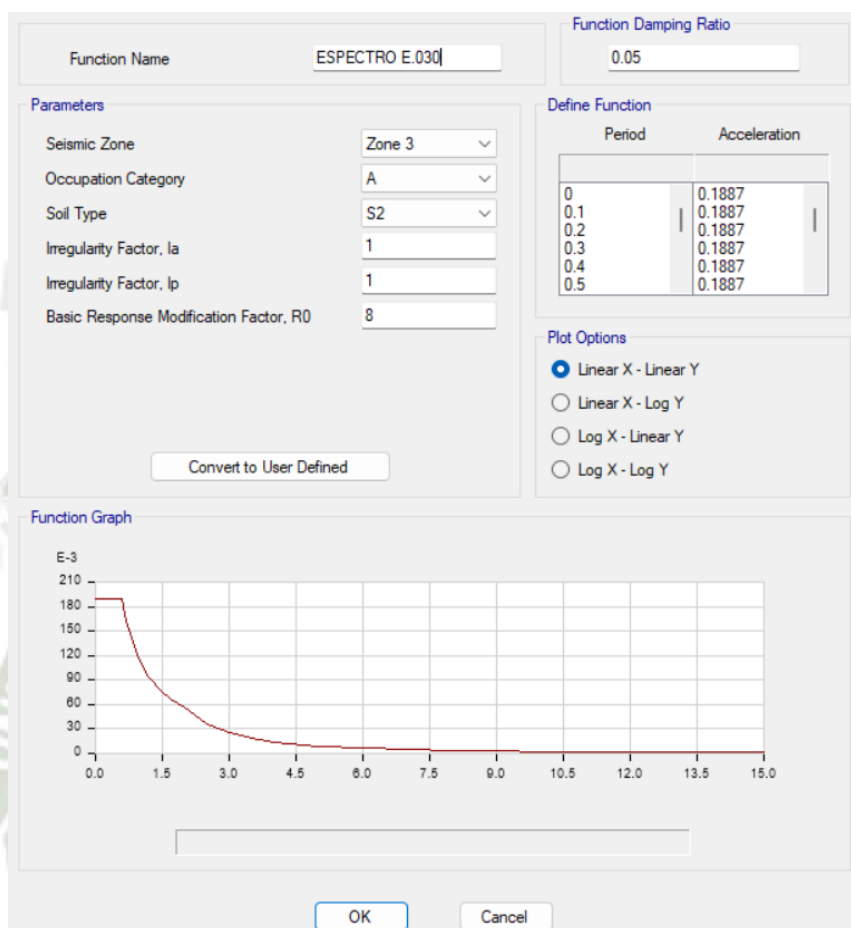
☒ Include Lateral Mass

☐ Include Vertical Mass

☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

Nota. Elaboración propia

El espectro se crea bajo lo indicado en la norma E.030 y lo explicado anteriormente:

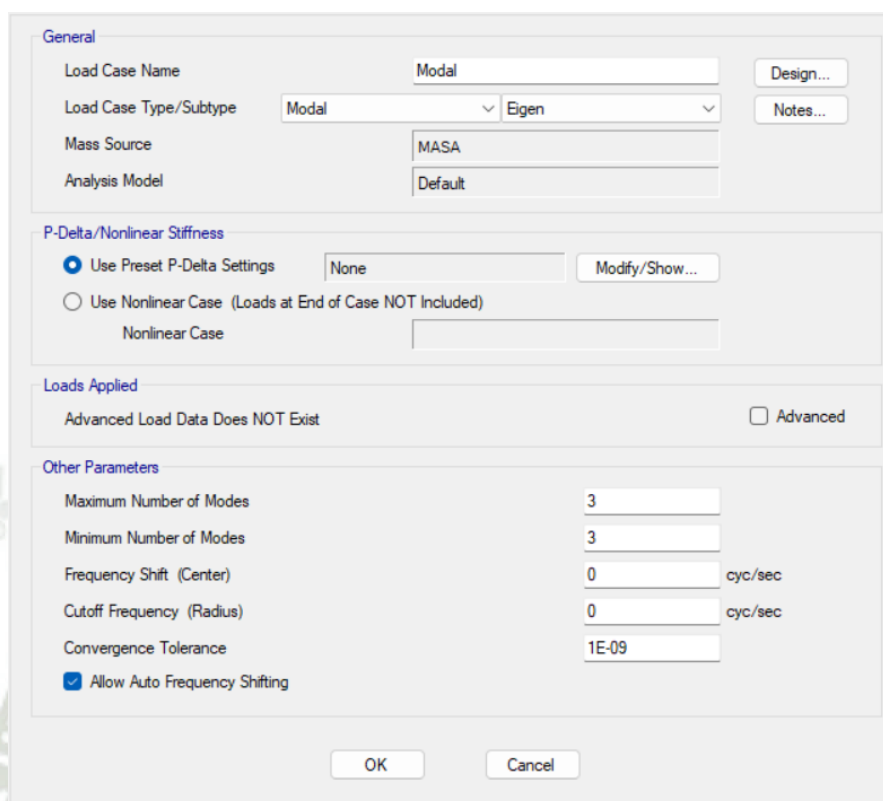
Figura 124
Espectro E.030 Bloque 2


Nota. Elaboración propia

Se crea los casos modales considerando 3 modos por piso y considerando el modelo de auto vectores. El espectro de respuesta se considera amplificando el espectro por el valor de la gravedad en m/s^2 en las dos direcciones principales de análisis, para los modos se usa el criterio de combinación CQC y para la dirección el caso absoluto considerando el sismo primero en una dirección y luego en la otra.

Figura 125

Caso modal Bloque 2



General

Load Case Name: Modal

Load Case Type/Subtype: Modal Eigen

Mass Source: MASA

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

☒ Use Preset P-Delta Settings: None

☐ Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Advanced Load Data Does NOT Exist ☒ Advanced

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 3

Minimum Number of Modes: 3

Frequency Shift (Center): 0 cyc/sec

Cutoff Frequency (Radius): 0 cyc/sec

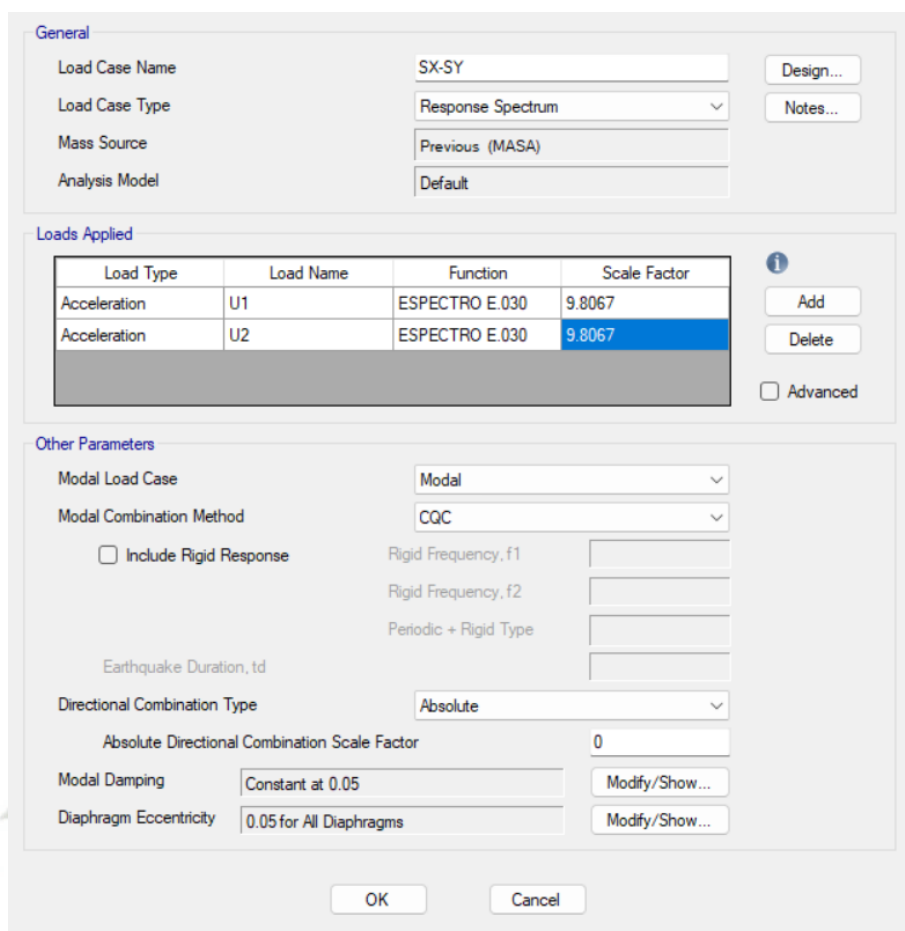
Convergence Tolerance: 1E-09

☒ Allow Auto Frequency Shifting

OK Cancel

Nota. Elaboración propia

Se definió un caso de carga denominado SX-SY basado en el espectro de respuesta para el análisis sísmico. Las cargas de aceleración se emplearon en las direcciones U1 y U2, escaladas por un factor de 9.8067 para representar la gravedad. Se seleccionó el método de combinación modal CQC para obtener una respuesta precisa del sistema estructural. Además, se consideró un amortiguamiento modal constante del 5% y una excentricidad del diafragma del 0.05 para todos los diafragmas, garantizando así un análisis dinámico realista y adecuado para la evaluación del comportamiento frente a sismos.

Figura 126
Caso espectro de respuesta


General

Load Case Name: SX-SY [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Mass Source: Previous (MASA)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO E.030	9.8067
Acceleration	U2	ESPECTRO E.030	9.8067

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 0

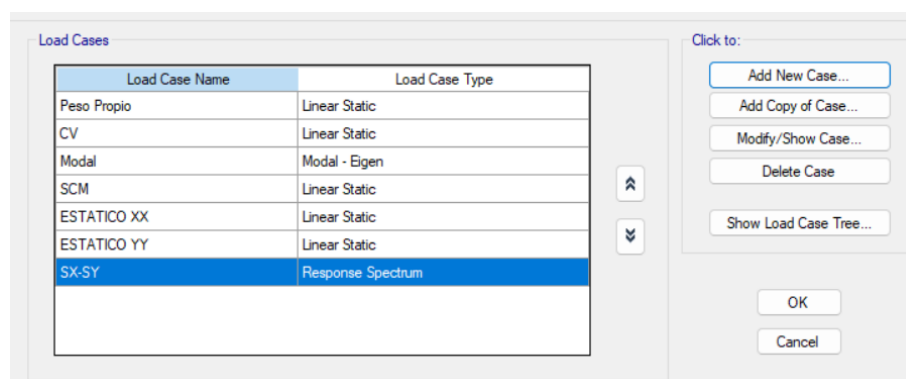
Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Nota. Elaboración propia

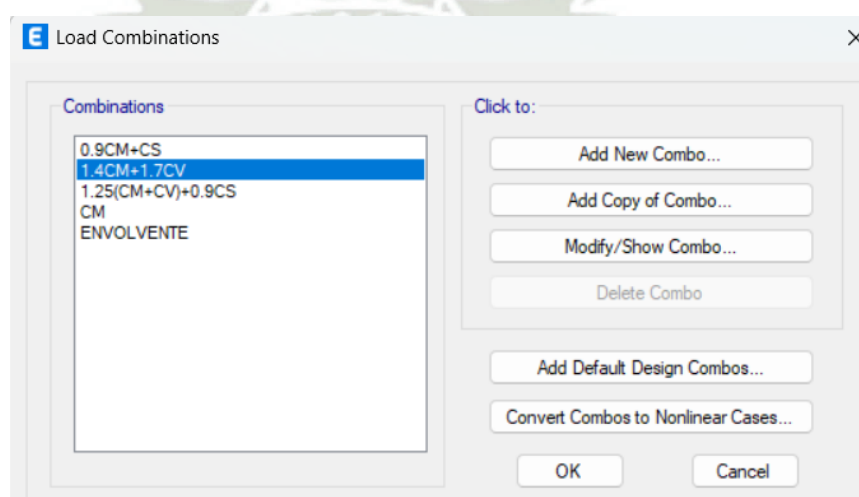
En el modelo se incorporaron diferentes casos de carga para simular diversas condiciones estructurales. Entre ellos, se incluyeron cargas estáticas lineales como peso propio, carga viva (CV), y cargas estáticas en direcciones XX e YY. Además, se definió un caso modal para análisis dinámico, y un espectro de respuesta (SX-SY) que permite evaluar el comportamiento estructural frente a acciones sísmicas.

Figura 127
Casos Bloque 2


Nota. Elaboración propia

Se define ahora las combinaciones:

En el modelo estructural se definieron diversas combinaciones de carga, siguiendo criterios normativos. Estas combinaciones incluyen factores de carga que se emplean al peso propio, cargas muertas, vivas y sísmicas, representando escenarios críticos de diseño. También se creó una combinación envolvente para captar los valores máximos entre los distintos casos.

Figura 128
Combinaciones Bloque 2


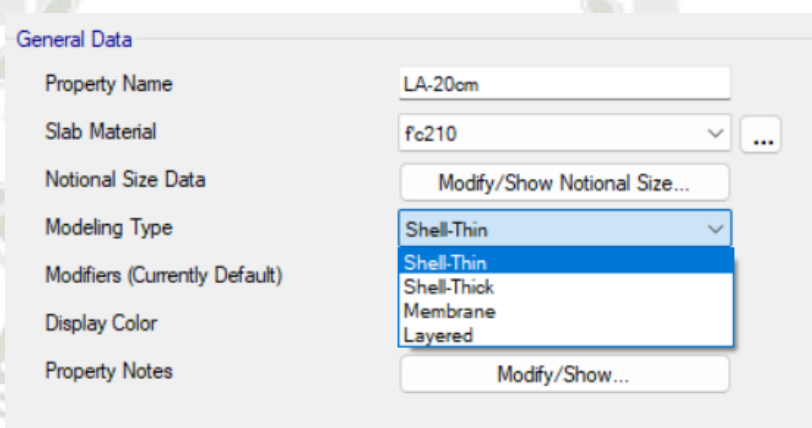
Nota. Elaboración propia

4.2.1.4. Modelado de la estructura y asignación de cargas

Las columnas y vigas se deben definir como conexiones que transmiten momento, se definen por elementos frames, en los bloques donde haya muros se usara los elemento tipo Wall, para el caso de las losas se puede usar una de estas opciones:

Figura 129

Tipos de Losas



Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior, el modelo Shell thin es generalmente apropiado para losas y muros, el modelo Shell thick para zapatas, los modelos Shell se caracterizan por tener traslaciones y rotaciones en las 3 direcciones.

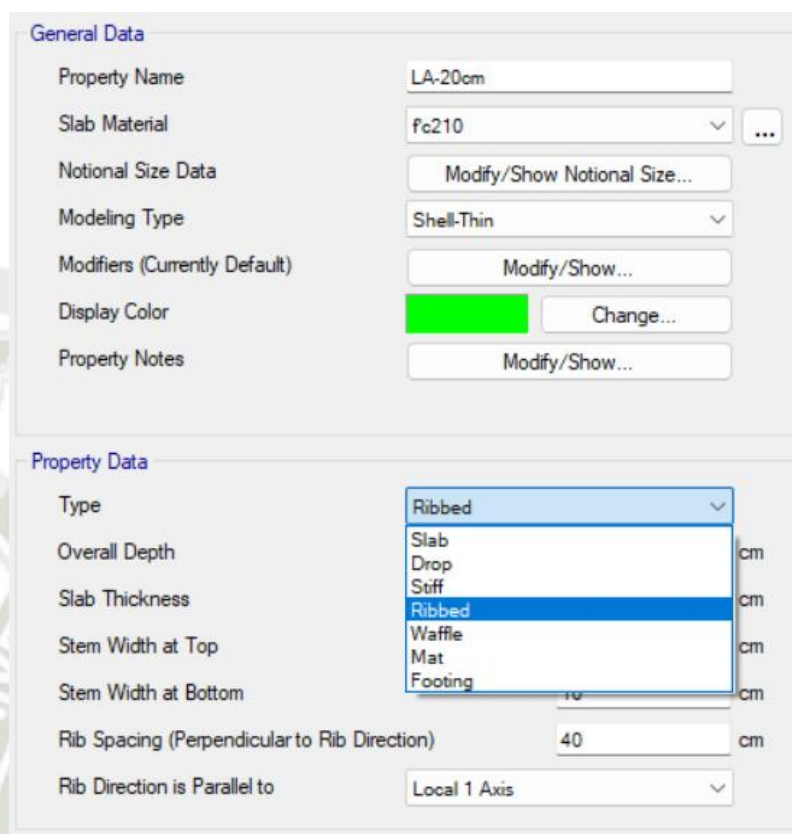
El modelo membrane se usa para evaluar el sismo pues solo cuenta con traslación en direcciones dentro del plano lo que hace que las cargas se transmitan al sistema sismorresistente.

Layered se usa para la discretización de elementos como muros.

Adicionalmente dentro de las losas se tiene lo siguiente:

Figura 130

Propiedades del modelo de losa



General Data

Property Name	LA-20cm
Slab Material	fc210
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	[Color Box] Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data

Type	Ribbed
Overall Depth	cm
Slab Thickness	cm
Stem Width at Top	cm
Stem Width at Bottom	cm
Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction)	40 cm
Rib Direction is Parallel to	Local 1 Axis

Type Dropdown Menu Options:

- Slab
- Drop
- Stiff
- Ribbed** (Selected)
- Waffle
- Mat
- Footing

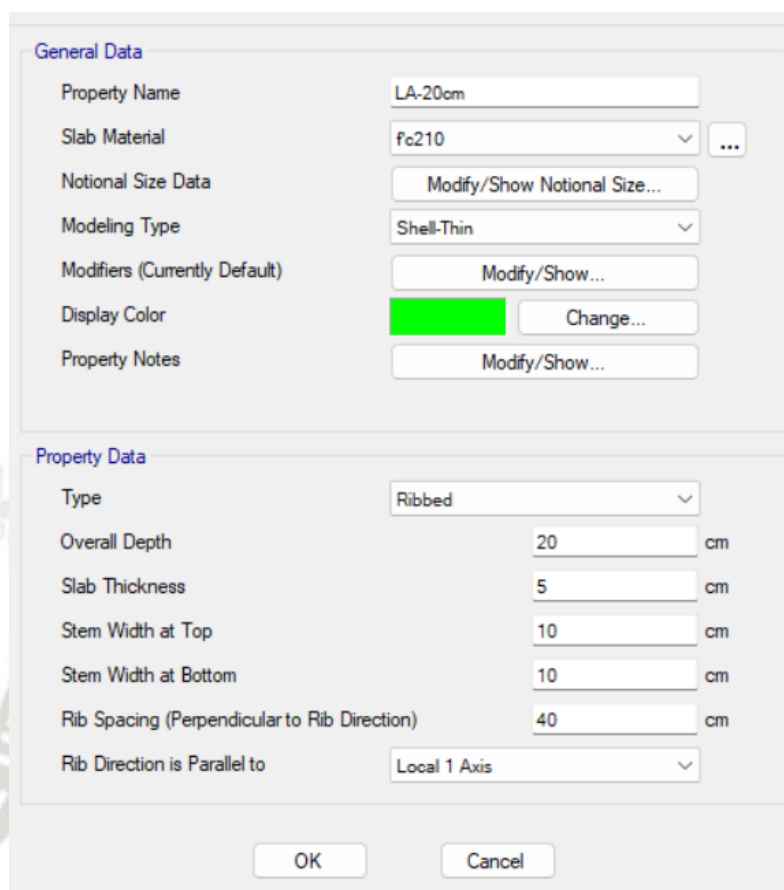
Nota. Elaboración propia

Principalmente se usa las losas slab cuando se usan losas macizas, losas ribbed para losas aligeradas unidireccionales y waffle para losas bidireccionales aligeradas.

La losa aligerada del bloque 2 es:

Figura 131

Losa aligerada unidireccional 20cm Bloque 2



General Data	
Property Name	LA-20cm
Slab Material	fc210
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	 Change...
Property Notes	Modify/Show...

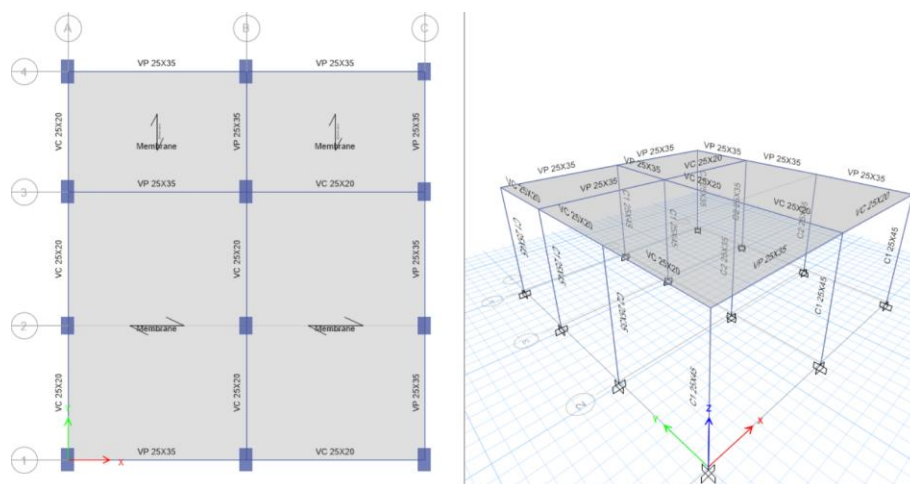
Property Data	
Type	Ribbed
Overall Depth	20 cm
Slab Thickness	5 cm
Stem Width at Top	10 cm
Stem Width at Bottom	10 cm
Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction)	40 cm
Rib Direction is Parallel to	Local 1 Axis

OK Cancel

Nota. Elaboración propia

Se harán también losas tipo membrana y se cambiará según el análisis también se podría hacer una réplica de la edificación a fin de ver las diferencias. Al calcular el programa el peso propio la SCM y la CV se deberá simular sobre las losas.

Tomando en consideración lo anterior se modela la estructura.

Figura 132
Modelado de la estructura Bloque 2

Nota. Elaboración propia

4.2.1.5. Chequeo de la estructura

Se revisará la regularidad de la estructura, aunque según norma esta no debería tener por la zona en la que se encuentra y su importancia. En la siguiente tabla se presenta esta:

Tabla 21
Irregularidades en altura Bloque 2

Irregularidades en Altura	Presenta (No/Si (Valor))
Piso Blando	No
Piso Débil	No
Irregularidad extrema Piso Blando	No
Irregularidad extrema Piso Débil	No
Irregularidad de Masa	No
Irregularidad Geométrica Vertical	No
Discontinuidad Sistemas Sismorresistentes	No
Discontinuidad Extrema Sistemas Sismorresistentes	No

Nota. Elaboración propia

Tabla 22
Irregularidades en planta Bloque 2

Irregularidades en Planta	Presenta (No/Si (Valor))
Irregularidad Torsional	No
Piso Débil	No
Irregularidad extrema Piso Blando	No
Irregularidad extrema Piso Débil	No
Irregularidad de Masa	No
Irregularidad Geométrica Vertical	No
Discontinuidad Sistemas Sismorresistentes	No
Discontinuidad Extrema Sistemas Sismorresistentes	No

Nota. Elaboración propia

Se verificará que el cortante dinámico no sea menor que el 80% del cortante estático.
Del programa se puede extraer los siguientes datos en tonf:

Tabla 23
Cortantes estáticos y dinámicos Bloque 2

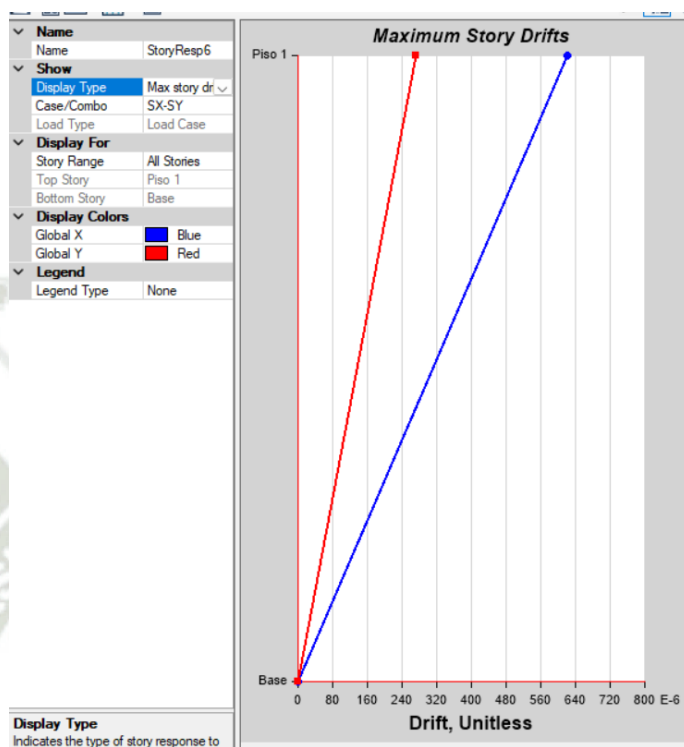
Cortante Estático en X	6.17
Cortante Estático en Y	6.17
Cortante Dinámico en X	5.98
Cortante Dinámico en Y	6.11

Nota. Elaboración propia

En ambos casos se cumple esta condición se chequeará ahora los porcentajes de masa participativa y los drifts.

Figura 133

Drifts Bloque 2



Nota. Elaboración propia

El valor más crítico es de 0.000621, este valor debe ser multiplicado por R y por 0.75 al ser regular la estructura, este resultado da 0.003726 casi la mitad de lo requerido por la norma. Se chequea la masa participativa mayor al 90 %.

Tabla 24
Masa participativa Bloque 2

Ux	Uy	Uz	SumUx	SumUy	SumUz	Rx	Ry	Rz
0.9931	0	0	0.9931	0	0	0	0.9931	0.0066
0.0067	0.0645	0	0.9998	0.0645	0	0.0645	0.0067	0.9267
0.0002	0.9355	0	1	1	0	0.9355	0.0002	0.0667

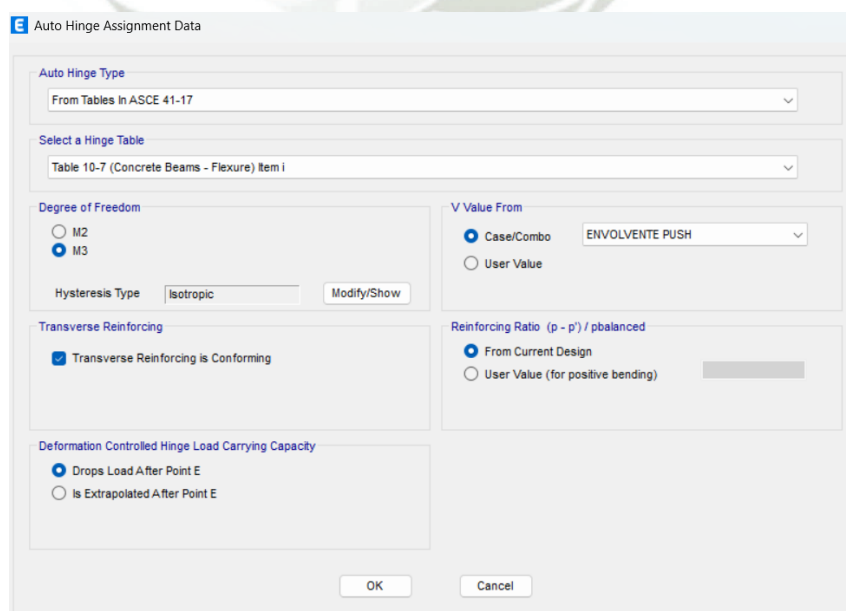
Nota. Elaboración propia

4.2.1.6. Rótulas plásticas Bloque 2

Acorde a la parte teórica se define las rótulas plásticas según las tablas de ASCE 41-17. En ETABS existen dos maneras de hacerlo asignarlas manualmente o mediante tablas, dada la gran cantidad de elementos se asignará las rótulas automáticamente y luego se revisará estas.

Los valores en donde se coloca la articulación varían y existen diversos autores que proponen fórmulas de cálculo, un criterio aceptable es considerarlo al 5 y al 95% de la longitud de los elementos

Asignamos entonces las rótulas de las vigas:

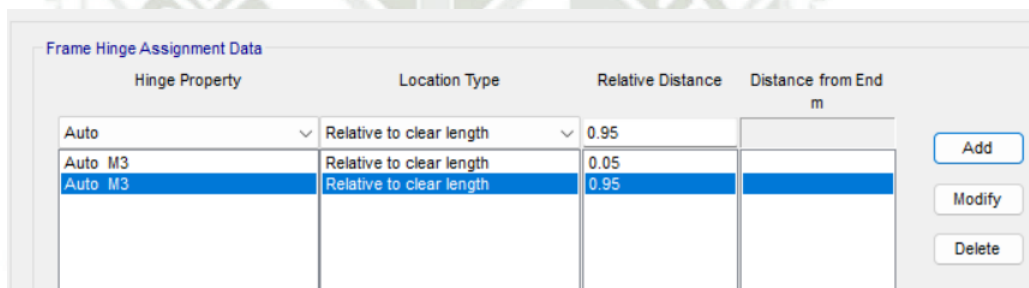
Figura 134
Rótulas automáticas para vigas Bloque 2

Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior ,en este modelo se incorporaron rótulas plásticas de manera automatizada, empleando los criterios establecidos en la norma ASCE 41-17. Se eligió la opción correspondiente a vigas de concreto sometidas a flexión (Tabla 10-7, ítem i), asignando las rótulas en el ítem M3. Se asumió que el refuerzo transversal cumple con los requisitos mínimos, lo que garantiza un adecuado confinamiento.

El valor de corte asociado se extrajo de la combinación de cargas representativa del análisis no lineal estático. Además, se definió que la capacidad resistente disminuye una vez superado el punto límite E, reflejando el comportamiento degradante del elemento bajo deformaciones significativas.

Figura 135

Rótulas plásticas 0.005 y 0.95 vigas Bloque 2



Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End m
Auto	Relative to clear length	0.95	
Auto M3	Relative to clear length	0.05	
Auto M3	Relative to clear length	0.95	

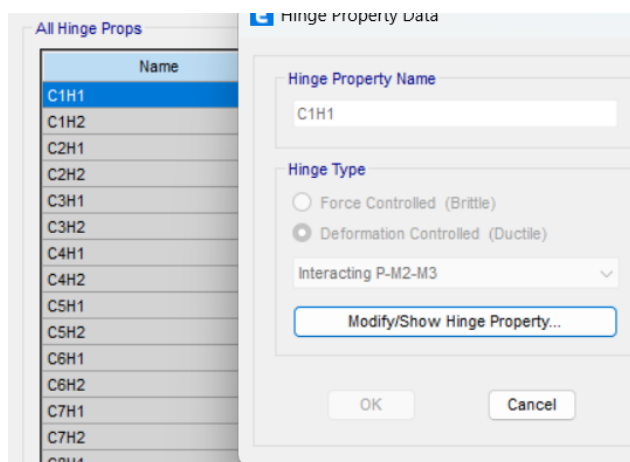
Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior ,en esta fase se asignaron rótulas plásticas a los extremos de las vigas, siguiendo un criterio basado en la longitud libre del elemento. Las articulaciones se ubicaron al 5 % y 95 % de dicha longitud, lo cual permite representar adecuadamente la formación de mecanismos plásticos en zonas críticas. Esta metodología es comúnmente aceptada en análisis no lineales y se alinea con recomendaciones técnicas y normativas para simular el comportamiento real de las estructuras bajo cargas extremas.

Se repite el proceso para las columnas:

Figura 136

Rótulas plásticas para columnas



Nota. Elaboración propia

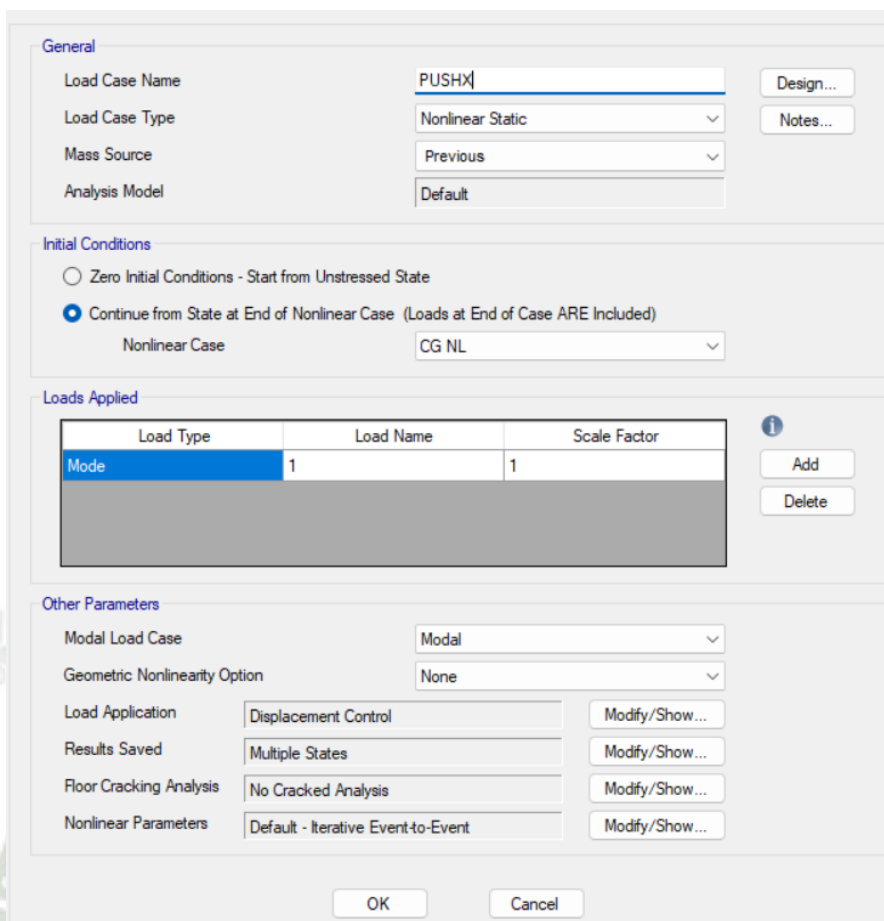
4.2.1.7. Análisis sísmico Pushover

Se incorpora los espectros al modelo para sismo frecuente, ocasiona, raro y muy raro. Luego se analiza siguiendo los pasos especificados para el análisis Pushover.

Se define el caso de carga gravitacional y a partir de ahí los casos Pushover tomando como nodo control algún nodo del último piso.

Figura 137

Definición del caso Pushover Bloque 2



General

Load Case Name: PUSHX

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Design... Notes...

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: CG NL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control

Results Saved: Multiple States

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event

Modify/Show... Modify/Show... Modify/Show... Modify/Show...

OK Cancel

Nota. Elaboración propia

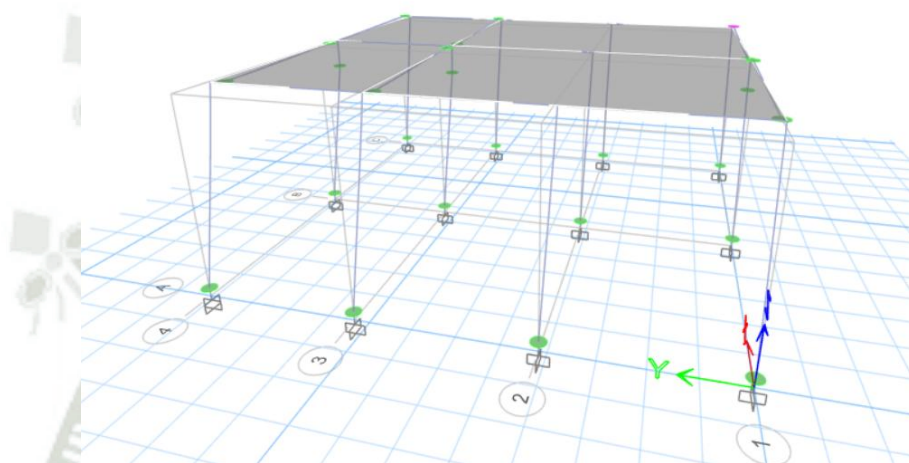
En la imagen anterior, en la imagen se configura un caso de carga no lineal estática denominado *PUSHX*, utilizado para realizar un análisis pushover en la dirección X. Este tipo de análisis permite evaluar el desempeño sísmico de la estructura bajo incrementos controlados de desplazamiento. Se parte del estado final del análisis no lineal gravitacional (*CG NL*), asegurando que se conserven las deformaciones y esfuerzos previos.

La carga se emplea según la primera forma modal y se controla mediante desplazamiento, permitiendo así observar la evolución del comportamiento estructural ante incrementos laterales progresivos. Se emplea una opción sin efectos geométricos no lineales, y se registran múltiples estados durante la simulación para un análisis detallado de la respuesta estructural.

Tomando en consideración la teoría previa se puede obtener la formación de rótulas plásticas y el punto de desempeño (se ilustra para el sismo muy raro).

Figura 138

Formación de rótulas plásticas Bloque 2

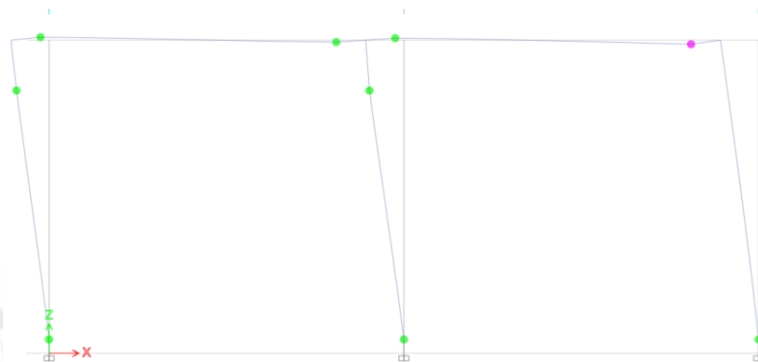


Nota. Elaboración propia

Se puede apreciar algunas zonas propensas a desarrollar fallas a partir de las rótulas plásticas obtenidos del análisis no lineal esto se visualiza como un color morado:

Figura 139

Ejemplo de una zona donde existen mecanismos de fallas Bloque 2

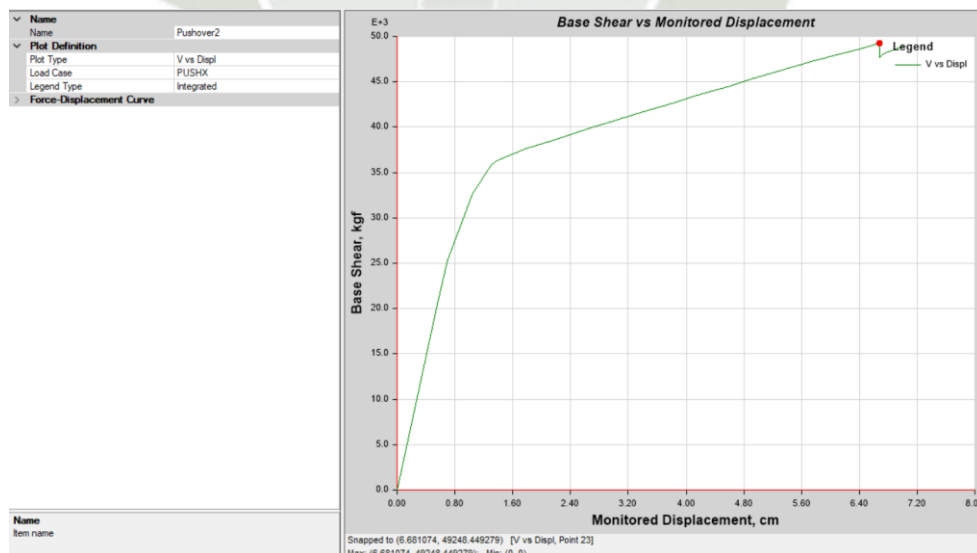


Nota. Elaboración propia

La curva de capacidad permite entender la formación de estos mecanismos ya que al considerar la formación de rótulas plásticas se está induciendo a la estructura a zonas por donde disipará energía.

Figura 140

Curva de capacidad en x Bloque 2

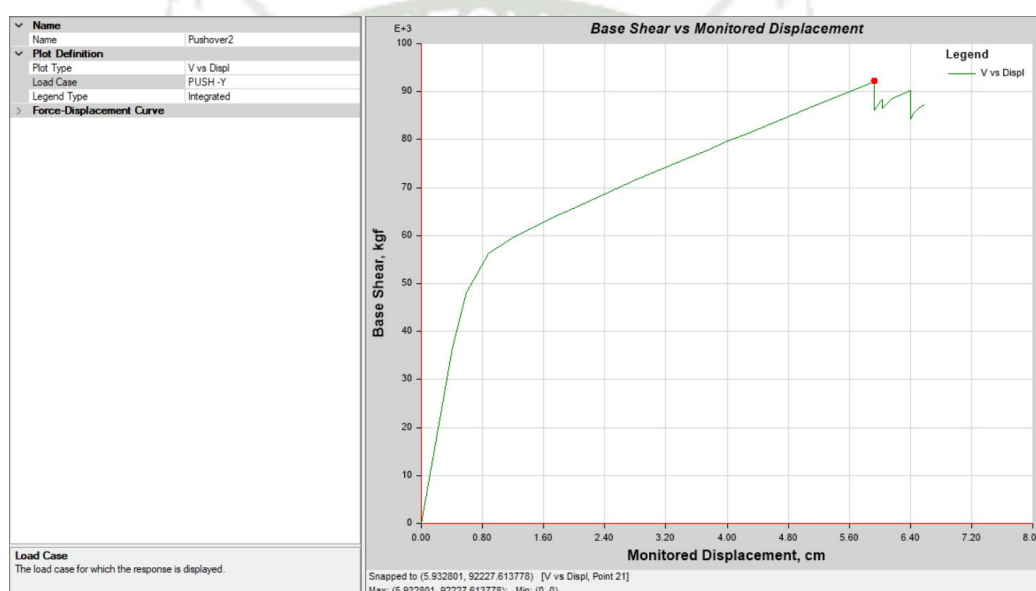


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se muestra la curva de capacidad del bloque 2 en dirección X, obtenida mediante un análisis pushover. La curva representa la relación entre el corte basal y el desplazamiento monitoreado en la parte superior de la estructura. Inicialmente, el comportamiento es lineal, pero al aumentar el desplazamiento se evidencian efectos no lineales por formación de rótulas plásticas. El desplazamiento máximo alcanzado es de 6.68 cm, indicando el punto límite de capacidad estructural bajo cargas laterales crecientes.

Figura 141

Curva de capacidad en y Bloque 2

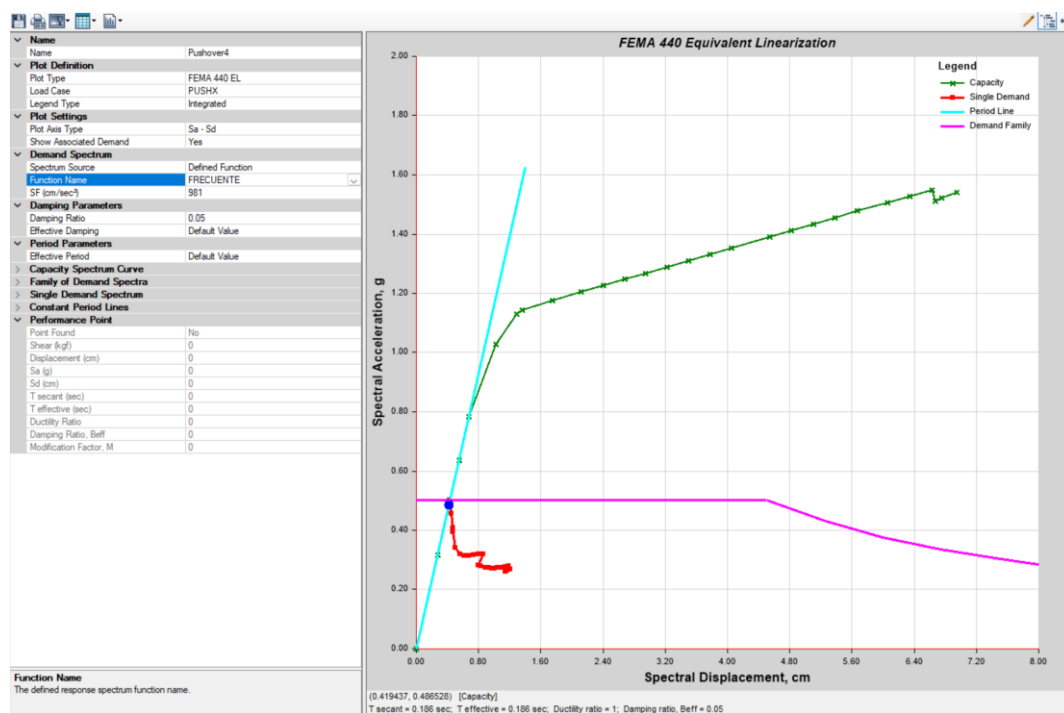


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se muestra la curva de capacidad del bloque 2 en dirección X, obtenida mediante un análisis pushover. El desplazamiento máximo alcanzado es de 5.93 cm, indicando el punto límite de capacidad estructural bajo cargas laterales crecientes.

Figura 142

Punto de desempeño para un sismo frecuente en x Bloque 2

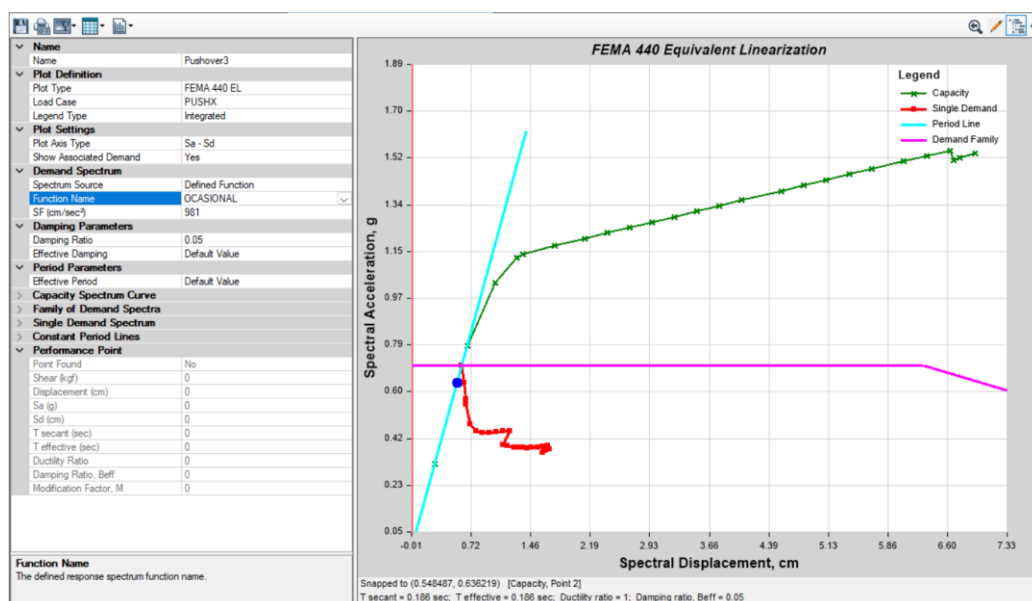


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 2 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo frecuente. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.419 cm.

Figura 143

Punto de desempeño para un sismo ocasional en x Bloque 2

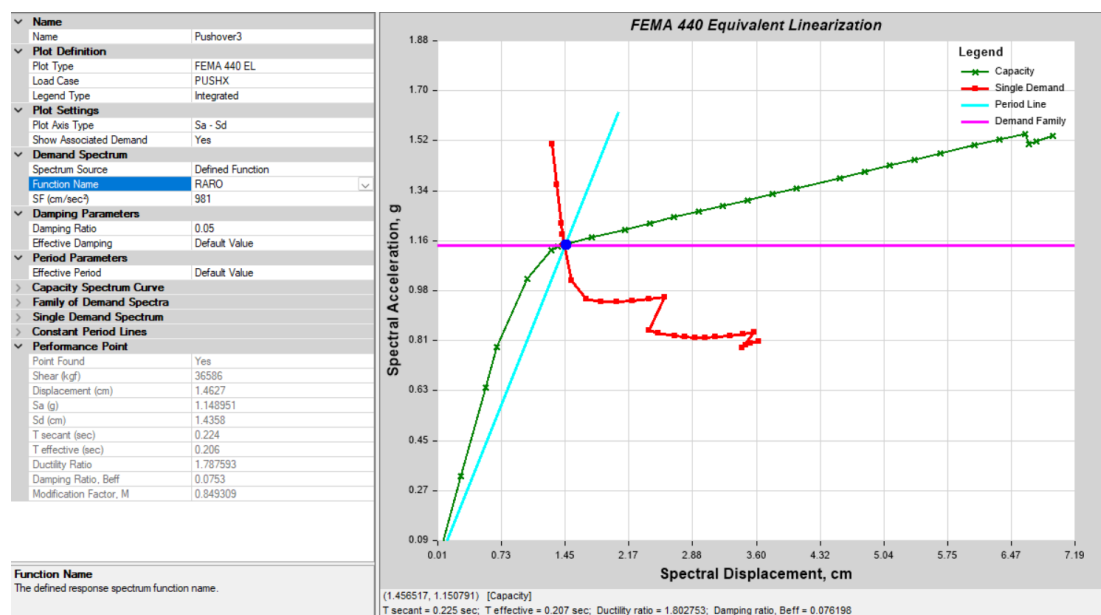


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 2 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo ocasional. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.602 cm.

Figura 144

Punto de desempeño para un sismo raro en x Bloque 2

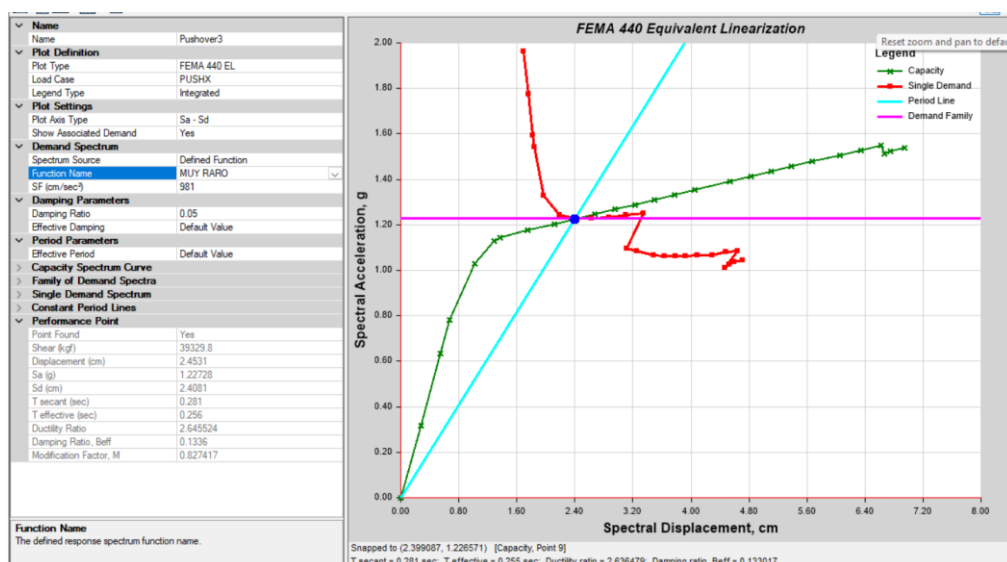


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 2 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo raro. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 1.457 cm.

Figura 145

Punto de desempeño para un sismo muy raro en x Bloque 2

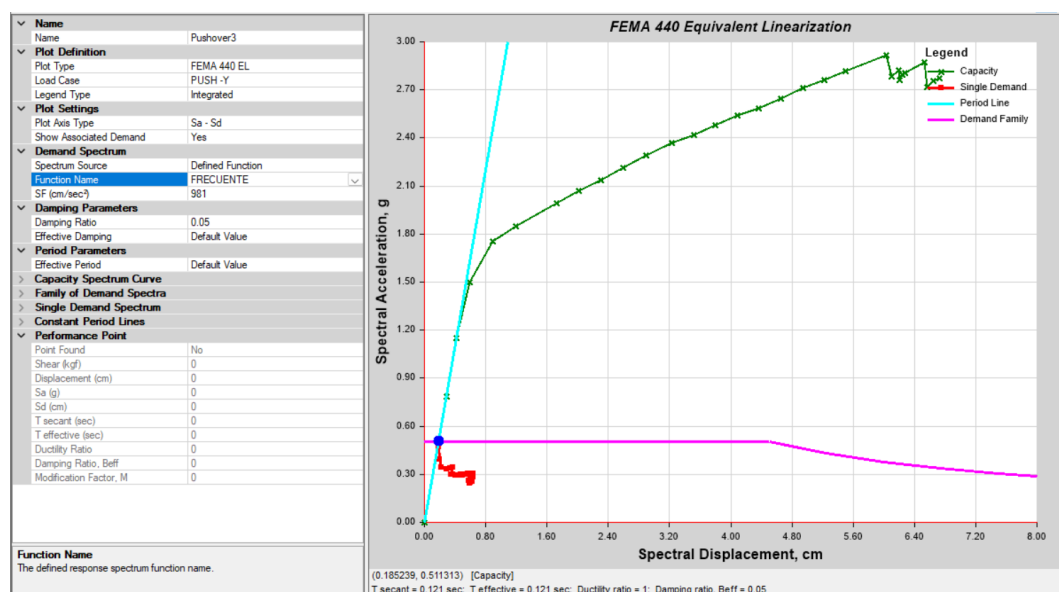


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 2 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo muy raro. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 2.399 cm.

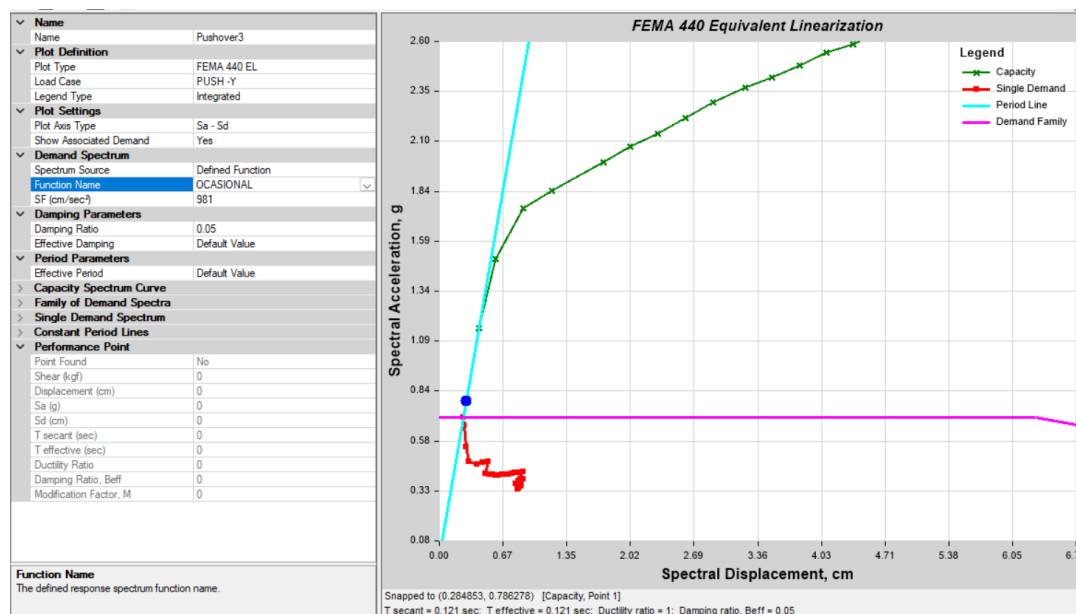
Figura 146

Punto de desempeño para un sismo frecuente en y Bloque 2



Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 2 en dirección Y, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo frecuente. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.185 cm.

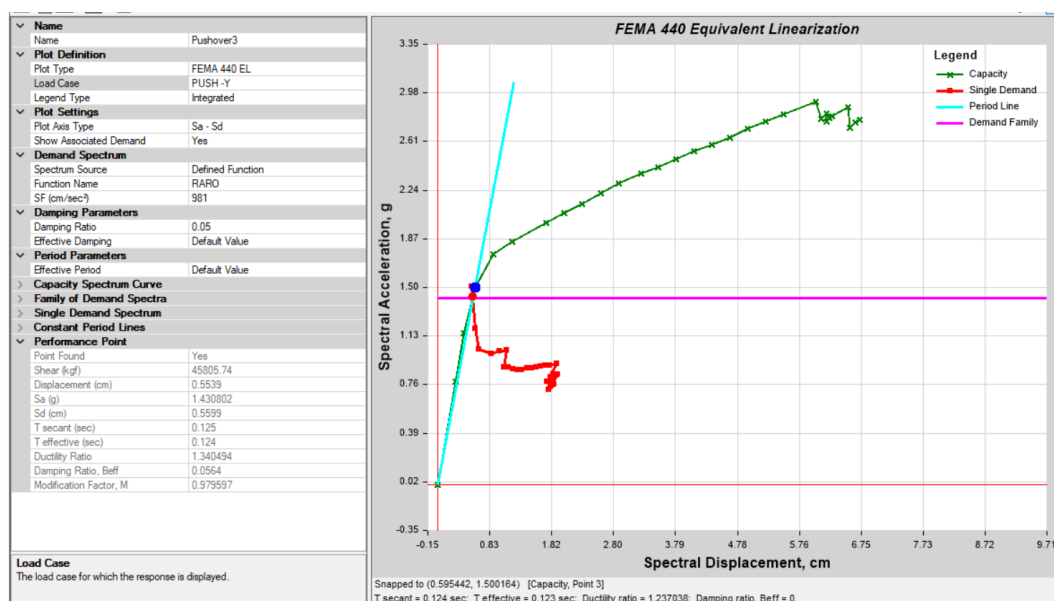
Figura 147
Punto de desempeño para un sismo ocasional en y Bloque 2


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 2 en dirección Y, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo ocasional. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.255 cm.

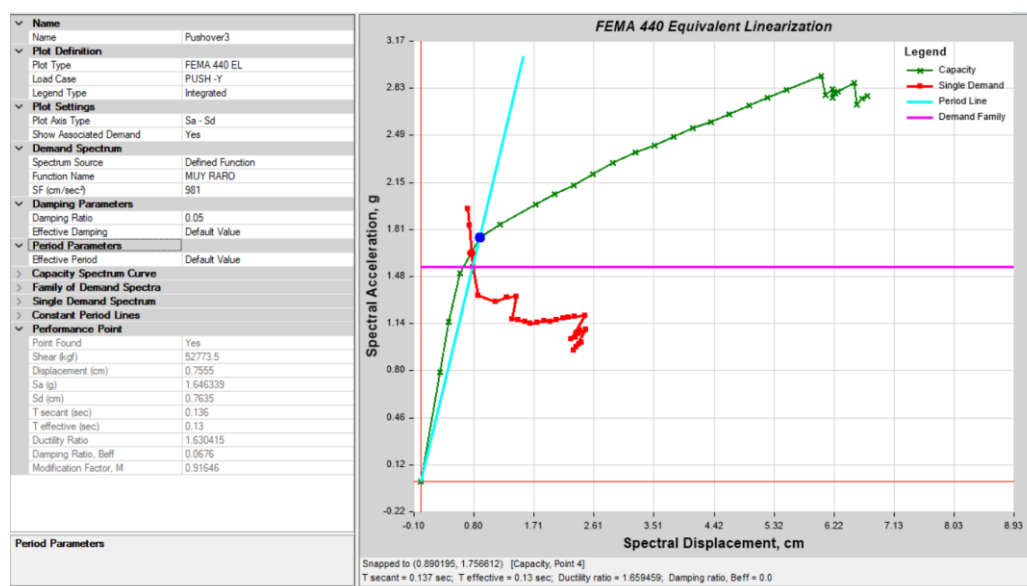
Figura 148

Punto de desempeño para un sismo raro en y Bloque 2



Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 2 en dirección Y, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo raro. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.518 cm.

Figura 149
Punto de desempeño para un sismo muy raro en y Bloque 2


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 2 en dirección Y, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo muy raro. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.780 cm.

La línea de celeste representa el periodo calculado para ese sismo a partir del espectro y la línea roja es la variación de la amortiguación, definida como las iteraciones explicadas en la parte de la obtención del punto de desempeño.

Ahora bien, acorde a VISION 2000 tomando en cuenta que para la curva de capacidad en x el δ_u es 6.63 cm y δ_y es 0.95 se tiene los siguientes valores de nivel de desempeño.

Tabla 25
Nivel de desempeño en x Bloque 2

Nivel de desempeño VISION 2000 Bloque 2	Desplazamiento (cm)
Operacional	0.95
Ocupación inmediata	2.65
Seguridad de vida	4.36
Prevención al colapso	5.49

Nota. Elaboración propia

El punto de desempeño para los diversos sismos es:

Tabla 26
Punto de desempeño en x para diversos sismos Bloque 2

Punto de desempeño Bloque 2	Desplazamiento (cm)
Frecuente	0.43
Ocasional	0.58
Raro	1.43
Muy raro	2.41

Nota. Elaboración propia

Es decir, acorde al análisis anterior frente a sismo frecuente y ocasional la estructura esta operacional y para el caso de sismo raro y muy raro la estructura está en ocupación inmediata algo que acorde a los niveles de desempeño de VISION 2000 se cumple con objetivos esenciales.

Para el caso de la dirección y se hace algo similar considerando que d_y es 0.64 cm y d_u 6.02 cm se tiene lo siguiente:

Tabla 27
Nivel de desempeño en y Bloque 2

Nivel de desempeño VISION 2000 Bloque 2	Desplazamiento (cm)
Operacional	0.64
Ocupación inmediata	2.25
Seguridad de vida	3.87
Prevención al colapso	4.94

Nota. Elaboración propia

Tabla 28
Punto de desempeño en y para diversos sismos Bloque 2

Punto de desempeño Bloque 2	Desplazamiento (cm)
Frecuente	0.18
Ocasional	0.25
Raro	0.55
Muy raro	0.76

Nota. Elaboración propia

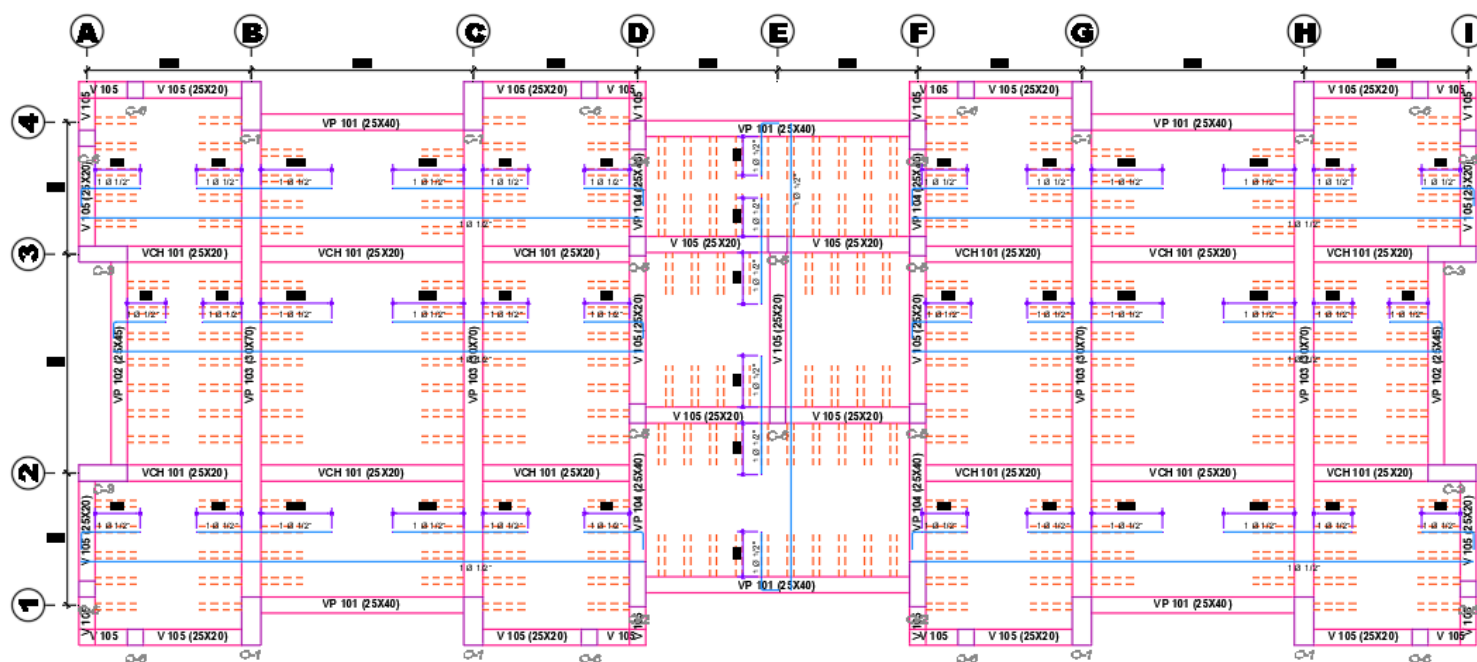
Es decir, los niveles de desempeño cumplen con criterios de seguridad crítica, al considerar el análisis en x e y se considera que la estructura en general cumple con criterios de seguridad esencial.

4.2.2. Evaluación del Bloque 1

Se tiene la siguiente estructuración:

Figura 150

Estructuración Bloque 1



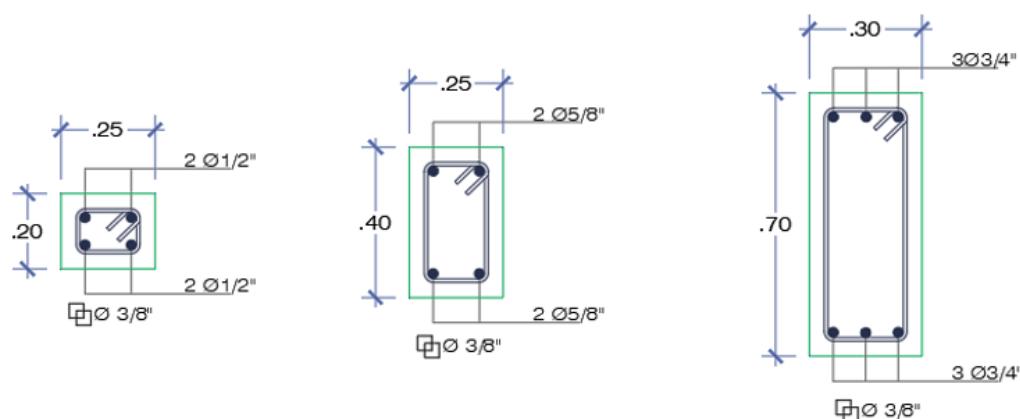
ALIGERADOS PRIMER NIVEL

ESC: 1/50

Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Figura 151

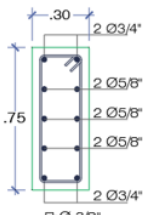
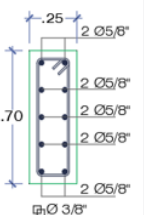
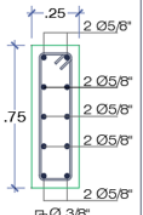
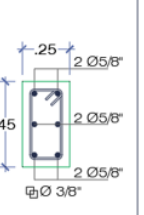
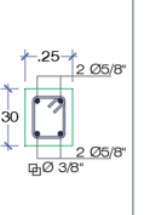
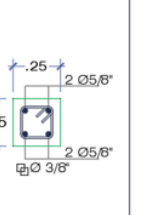
Vigas Bloque 1



Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Figura 152

Columnas Bloque 1

TIPO	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	C - 5	C - 6
GEOMETRIA						

Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Tabla 29
Propiedades columnas del Bloque 2

		Tipo					
Nivel		C1	C2	C3	C4	C5	C6
	Sección (cm)	30x75	25x70	25x75	25x40	25x30	25x25
	As	4Ø3/4"+6Ø5/8"	10Ø5/8"	10Ø5/8"	6Ø5/8"	4Ø5/8"	4Ø5/8"
			Ø3/8"	Ø3/8"	Ø3/8"	Ø3/8"	Ø3/8"
1	Estribo	Ø3/8" 1@0.05	1@0.05	1@0.05	1@0.05	1@0.05	1@0.05
	sep(m)	10@0.1 Resto @0.2	10@0.1 Resto @0.2	7@0.1 Resto @0.2	9@0.1 2@0.15 Resto @0.2	9@0.1 2@0.15 Resto @0.2	7@0.1 3@0.15 Resto @0.2
	Cantidad	8	5	5	5	5	5

Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Los resultados fueron:

Tabla 30
Irregularidades en altura Bloque 1

Irregularidades en Altura	Presenta (No/Si (Valor))
Piso Blando	No
Piso Débil	No
Irregularidad extrema Piso Blando	No
Irregularidad extrema Piso Débil	No
Irregularidad de Masa	No
Irregularidad Geométrica Vertical	No
Discontinuidad Sistemas Sismorresistentes	No
Discontinuidad Extrema Sistemas Sismorresistentes	No

Nota. Elaboración propia

Tabla 31
Irregularidades en planta Bloque 1

Irregularidades en Planta	Presenta (No/Si (Valor))
Irregularidad Torsional	No
Piso Débil	No
Irregularidad extrema Piso Blando	No
Irregularidad extrema Piso Débil	No
Irregularidad de Masa	No
Irregularidad Geométrica Vertical	No
Discontinuidad Sistemas Sismorresistentes	No
Discontinuidad Extrema Sistemas Sismorresistentes	No

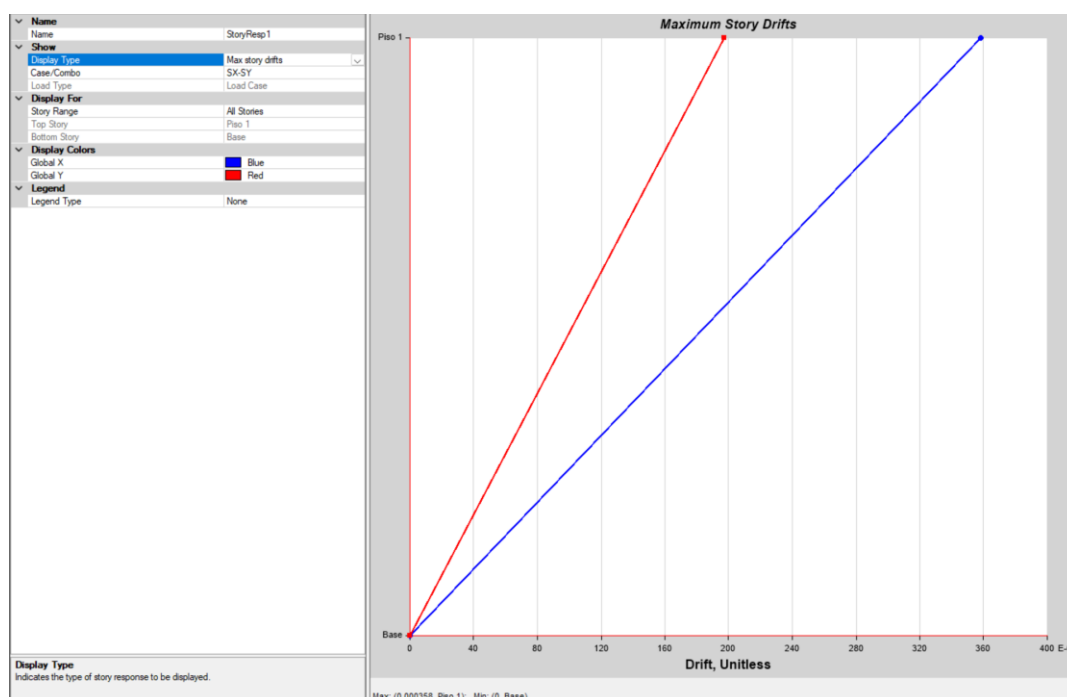
Nota. Elaboración propia

Del programa se puede extraer los siguientes datos en tonf:

Tabla 32
Cortantes estáticos y dinámicos Bloque 1

Cortante Estático en X	23.44
Cortante Estático en Y	23.44
Cortante Dinámico en X	23.40
Cortante Dinámico en Y	23.40

Nota. Elaboración propia

Figura 153
Drifts Bloque 1


Nota. Elaboración propia

El valor más crítico es de 0.00036, este valor debe ser multiplicado por R y por 0.75 al ser regular la estructura, este resultado da 0.00216 menor a lo permitido por la norma E.030.

Se chequea la masa participativa mayor al 90 %.

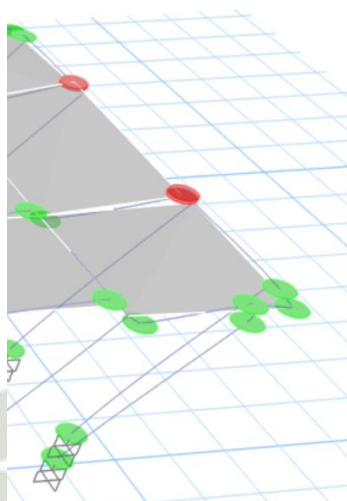
Tabla 33
Masa participativa Bloque 1

Ux	Uy	Uz	SumUx	SumUy	SumUz	Rx	Ry	Rz
1	0	0	1	0	0	0	1	0
0	0	0	1	0	0	0	0	1
0	1	0	1	1	0	01	0	0

Nota. Elaboración propia

Figura 154

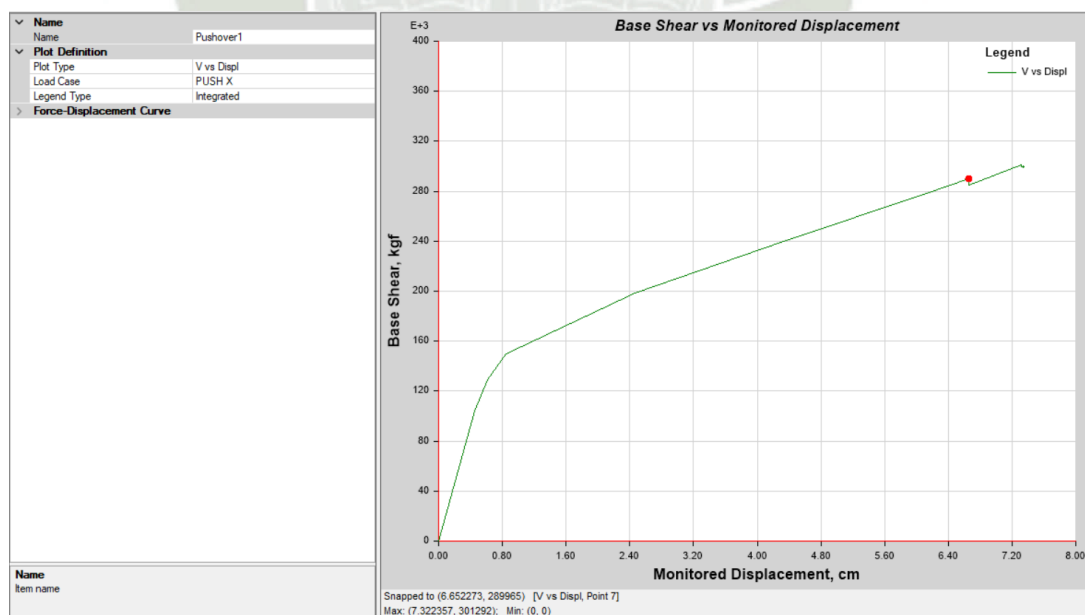
Ejemplo de una zona donde existen mecanismos de fallas Bloque 1



Nota. Elaboración propia

Figura 155

Curva de capacidad en x Bloque 1

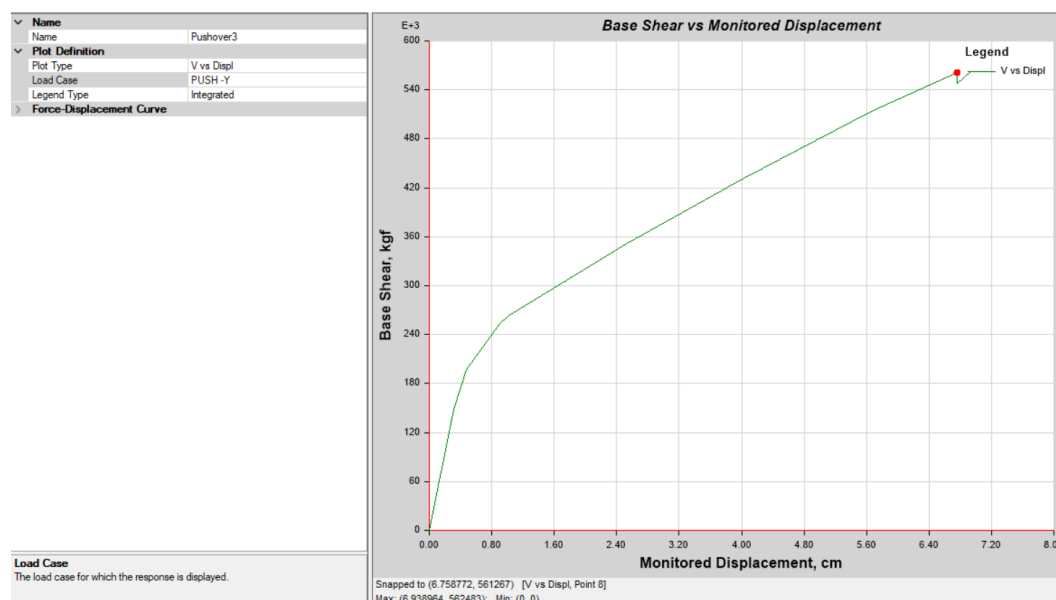


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se muestra la curva de capacidad del bloque 1 en dirección X, obtenida mediante un análisis pushover. El desplazamiento máximo alcanzado es de 6.63 cm, indicando el punto límite de capacidad estructural bajo cargas laterales crecientes.

Figura 156

Curva de capacidad en y Bloque 1

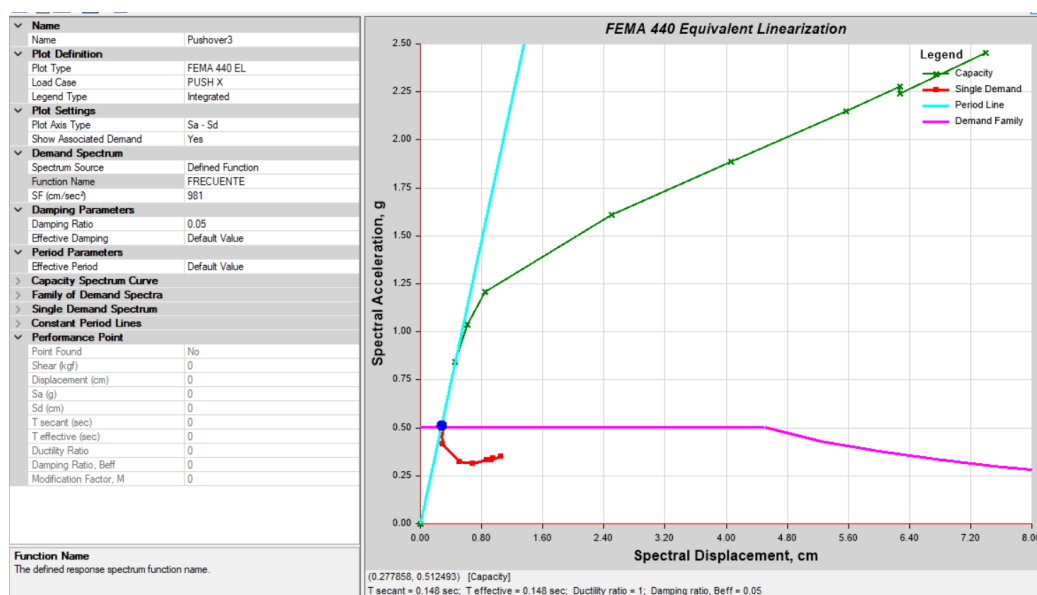


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se muestra la curva de capacidad del bloque 1 en dirección Y, obtenida mediante un análisis pushover. El desplazamiento máximo alcanzado es de 6.76 cm, indicando el punto límite de capacidad estructural bajo cargas laterales crecientes.

Figura 157

Punto de desempeño para un sismo frecuente en x Bloque 1

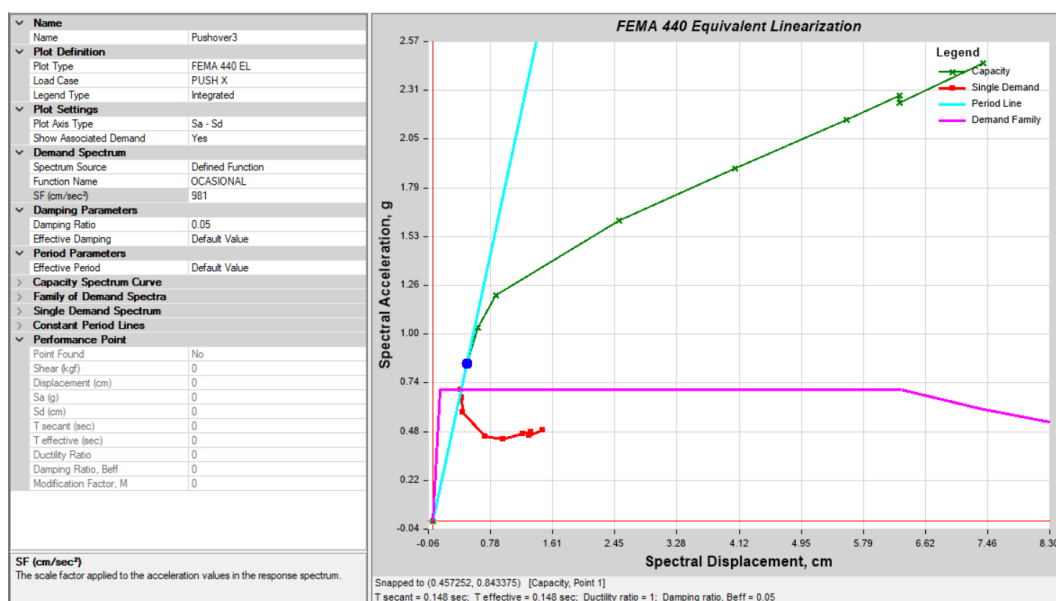


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 1 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo frecuente. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.278 cm.

Figura 158

Punto de desempeño para un sismo ocasional en x Bloque 1

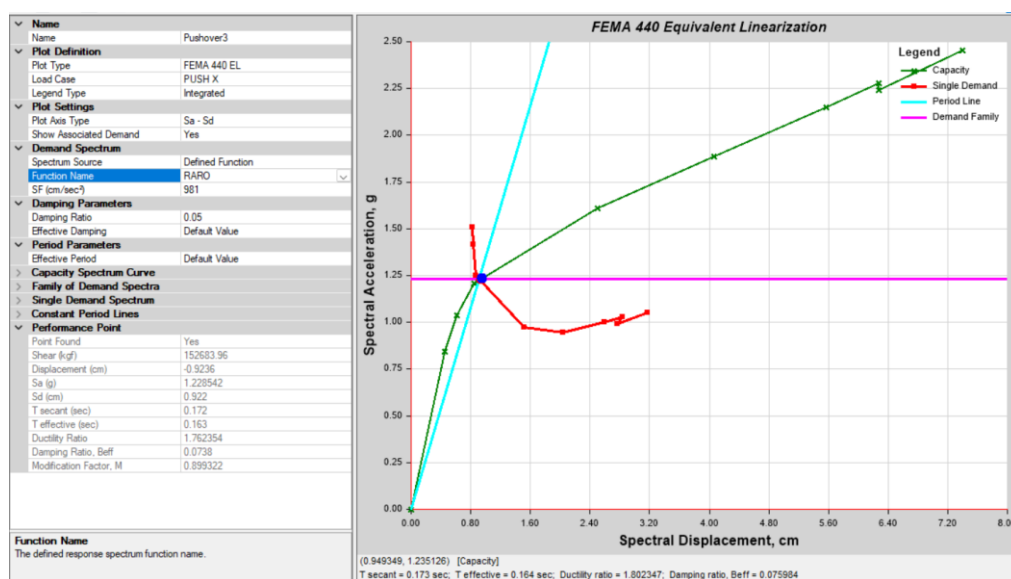


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 1 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo ocasional. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.38 cm.

Figura 159

Punto de desempeño para un sismo raro en x Bloque 1

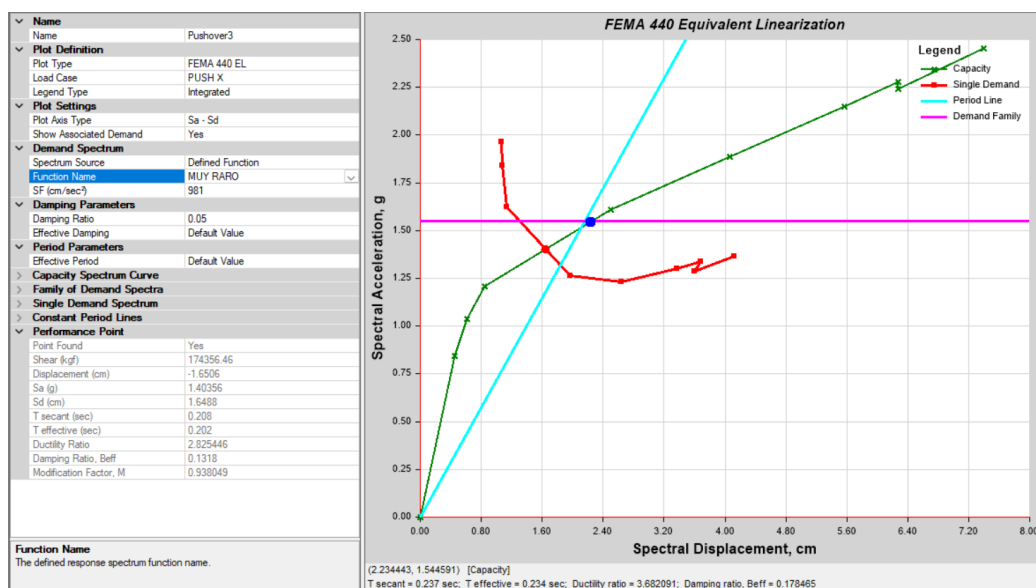


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 1 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo raro. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.95 cm.

Figura 160

Punto de desempeño para un sismo muy raro en x Bloque 1

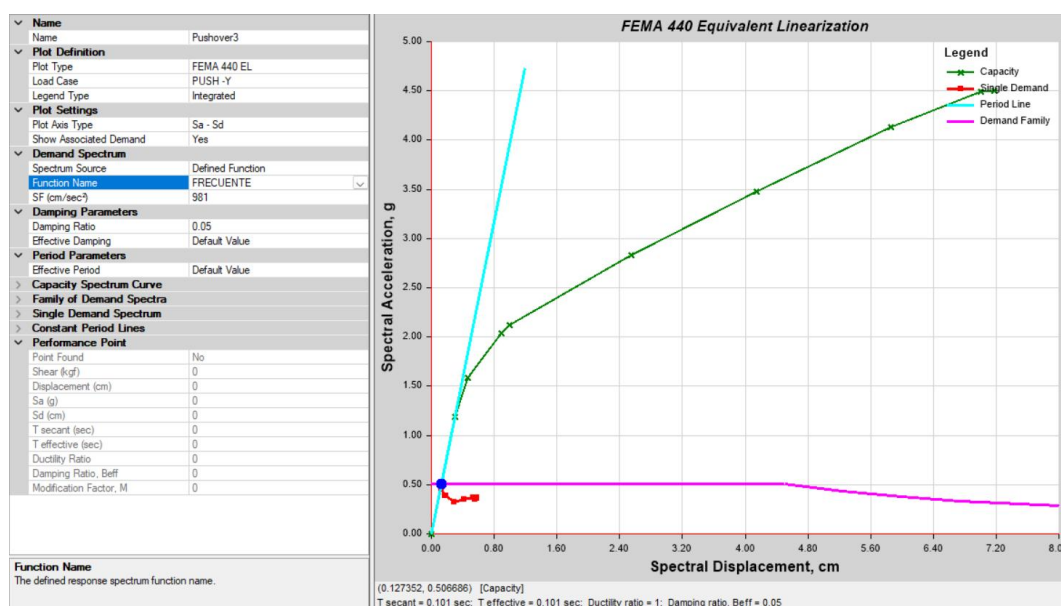


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 1 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo muy raro. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 2.23 cm.

Figura 161

Punto de desempeño para un sismo frecuente en y Bloque 1

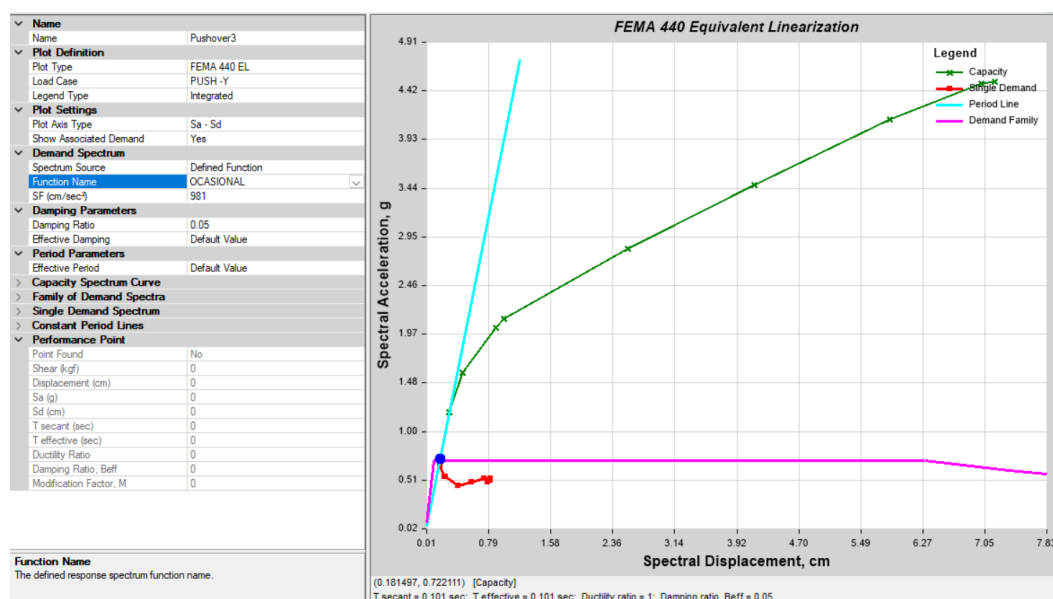


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 1 en dirección Y, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo frecuente. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.127 cm.

Figura 162

Punto de desempeño para un sismo ocasional en y Bloque 1

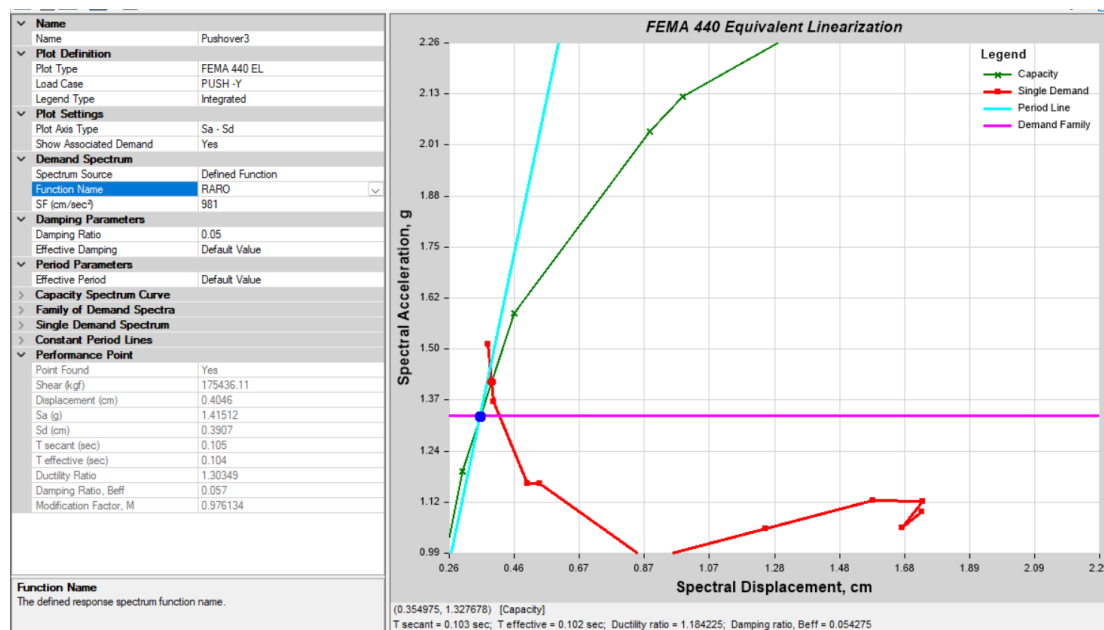


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 1 en dirección Y, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo ocasional. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.181 cm.

Figura 163

Punto de desempeño para un sismo raro en y Bloque 1

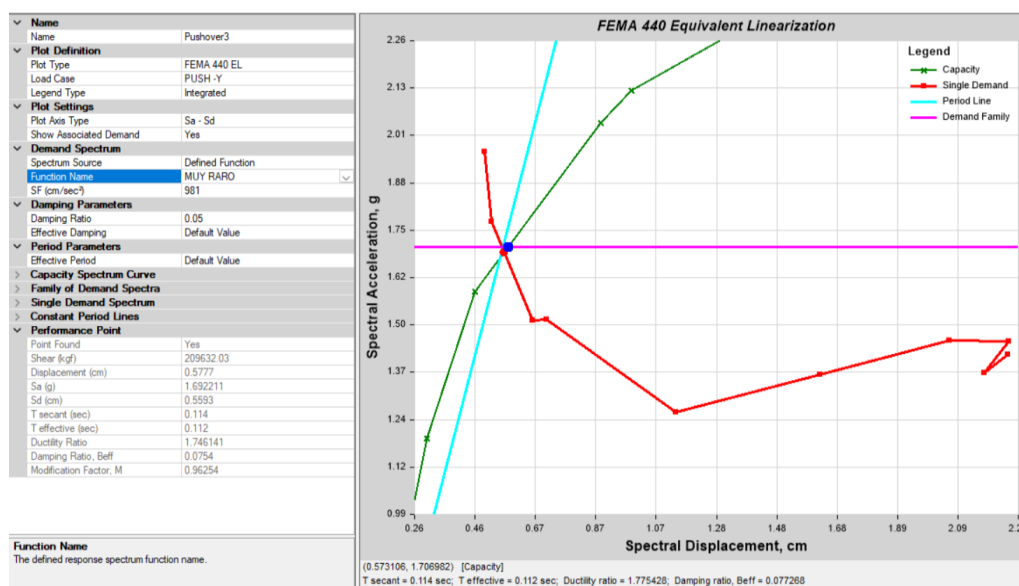


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 1 en dirección Y, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo raro. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.355 cm.

Figura 164

Punto de desempeño para un sismo muy raro en y Bloque 1



Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 1 en dirección Y, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo muy raro. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.573 cm.

Tabla 34

Nivel de desempeño en x Bloque 1

Nivel de desempeño VISION 2000 Bloque 1	Desplazamiento (cm)
Operacional	0.70
Ocupación inmediata	2.48
Seguridad de vida	4.26
Prevención al colapso	5.44

Nota. Elaboración propia

El punto de desempeño para los diversos sismos es:

Tabla 35

Punto de desempeño en x para diversos sismos Bloque 1

Punto de desempeño Bloque 1	Desplazamiento (cm)
Frecuente	0.26
Ocasional	0.37
Raro	0.95
Muy raro	1.65

Nota. Elaboración propia

Tabla 36

Nivel de desempeño en y Bloque 1

Nivel de desempeño VISION 2000 Bloque 1	Desplazamiento (cm)
Operacional	0.53
Ocupación inmediata	2.47
Seguridad de vida	4.42
Prevención al colapso	5.72

Nota. Elaboración propia

El punto de desempeño para los diversos sismos es:

Tabla 37

Punto de desempeño en y para diversos sismos Bloque 1

Punto de desempeño Bloque 1	Desplazamiento (cm)
Frecuente	0.13
Ocasional	0.19
Raro	0.45
Muy raro	0.61

Nota. Elaboración propia

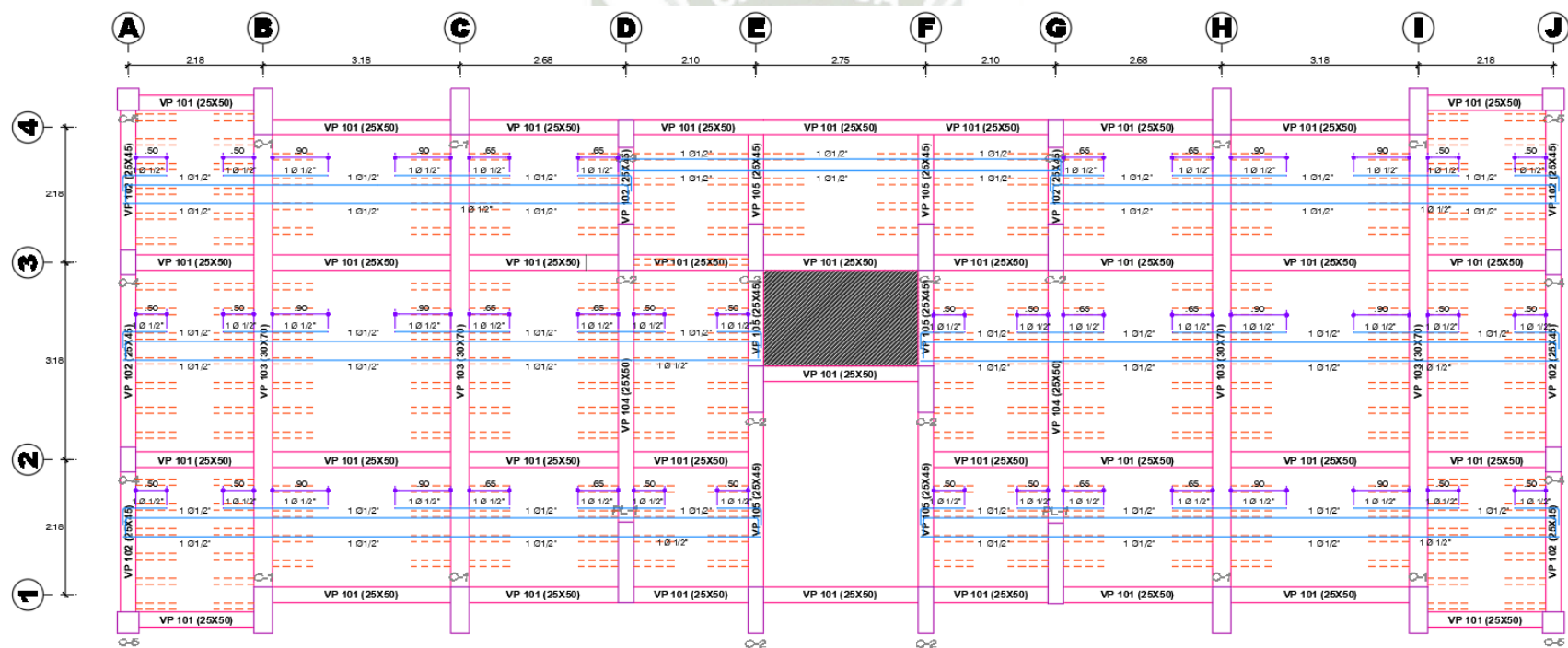
En base a la información se cumple con objetivos de seguridad crítica para dicho bloque.

4.2.3. Análisis del Bloque 3

Se tiene la siguiente estructuración:

Figura 165

Estructuración Piso 1 Bloque 3



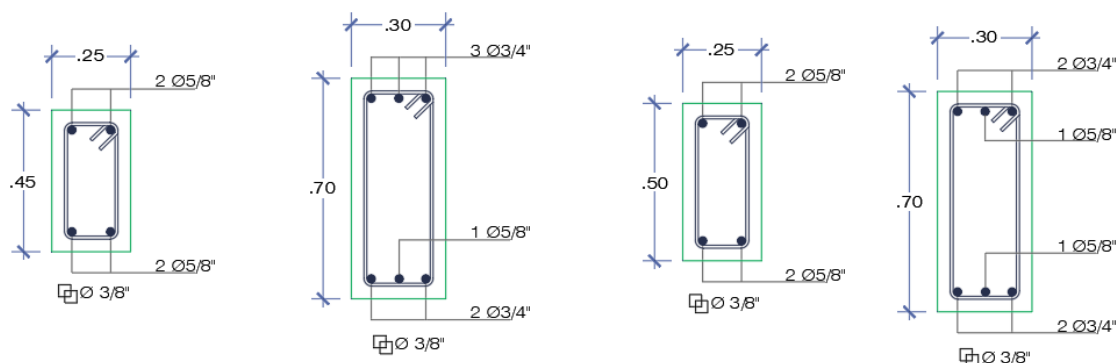
Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Estructuración Piso 2 Bloque 3



Figura 167

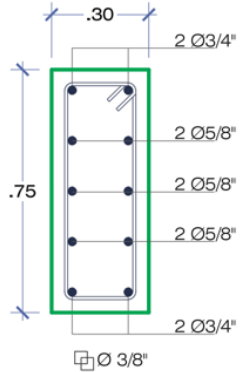
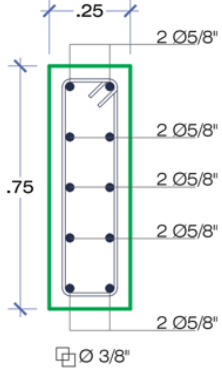
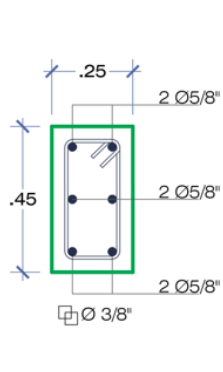
Vigas Bloque 3



Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Figura 168

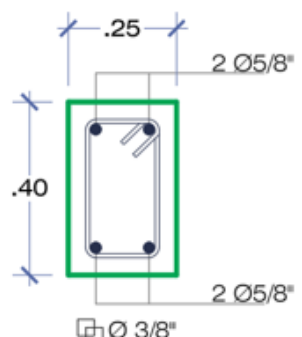
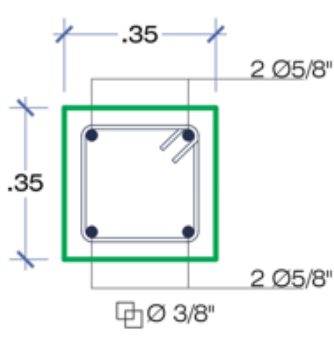
Columnas Bloque 3-1

TIPO	C - 1	C - 2	C - 3
GEOMETRÍA			

Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Figura 169

Columna Bloque 3-2

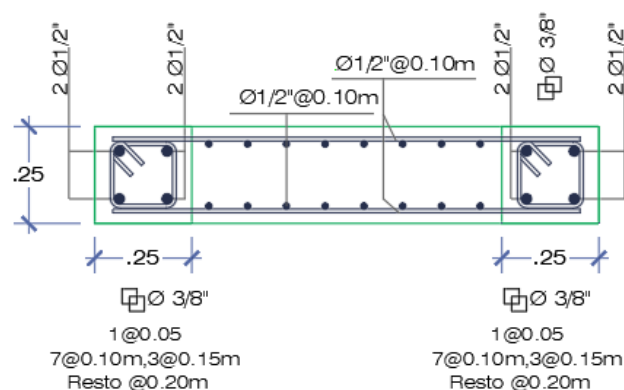
TIPO	C - 4	C - 5
GEOMETRÍA		

Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Tabla 38
Columna Bloque 3-3

		Tipo				
Nivel		C1	C2	C3	C4	C5
	Sección (cm)	30x75	25x75	25x45	25x40	35x35
	As'	4Ø3/4"+6Ø5/8"	10Ø5/8"	6Ø5/8"	4Ø5/8"	4Ø5/8"
1			Ø3/8"	Ø3/8"	Ø3/8"	Ø3/8"
		Ø3/8" 1@0.05	1@0.05	1@0.05	1@0.05	1@0.05
		10@0.1m	10@0.1m	9@0.1m	7@0.1m	7@0.1m
	Estribo sep(m)	Resto @0.2m	Resto @0.2m	2@0.15m	3@0.15m	3@0.15m
	Cantidad	6	5	5	5	5
2	Sección (cm)	30x75	25x75	25x45	25x40	35x35
	As'	4Ø5/8"+6Ø5/8"	10Ø5/8"	6Ø5/8"	4Ø5/8"	4Ø5/8"
			Ø3/8"	Ø3/8"	Ø3/8"	Ø3/8"
		Ø3/8" 1@0.05	1@0.05	1@0.05	1@0.05	1@0.05
	Estribo sep(m)	10@0.1m	10@0.1m	9@0.1m	7@0.1m	7@0.1m
		Resto @0.2m	Resto @0.2m	2@0.15m	3@0.15m	3@0.15m
	Cantidad	6	5	5	5	5

Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Figura 170
Placa Bloque 3

Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Los resultados fueron:

Tabla 39

Irregularidades en altura Bloque 3

Irregularidades en Altura	Presenta (No/Si (Valor))
Piso Blando	No
Piso Débil	No
Irregularidad extrema Piso Blando	No
Irregularidad extrema Piso Débil	No
Irregularidad de Masa	No
Irregularidad Geométrica Vertical	No
Discontinuidad Sistemas Sismorresistentes	No
Discontinuidad Extrema Sistemas Sismorresistentes	No

Nota. Elaboración propia

Tabla 40

Irregularidades en planta Bloque 3

Irregularidades en Planta	Presenta (No/Si (Valor))
Irregularidad Torsional	No
Piso Débil	No
Irregularidad extrema Piso Blando	No
Irregularidad extrema Piso Débil	No
Irregularidad de Masa	No
Irregularidad Geométrica Vertical	No
Discontinuidad Sistemas Sismorresistentes	No
Discontinuidad Extrema Sistemas Sismorresistentes	No

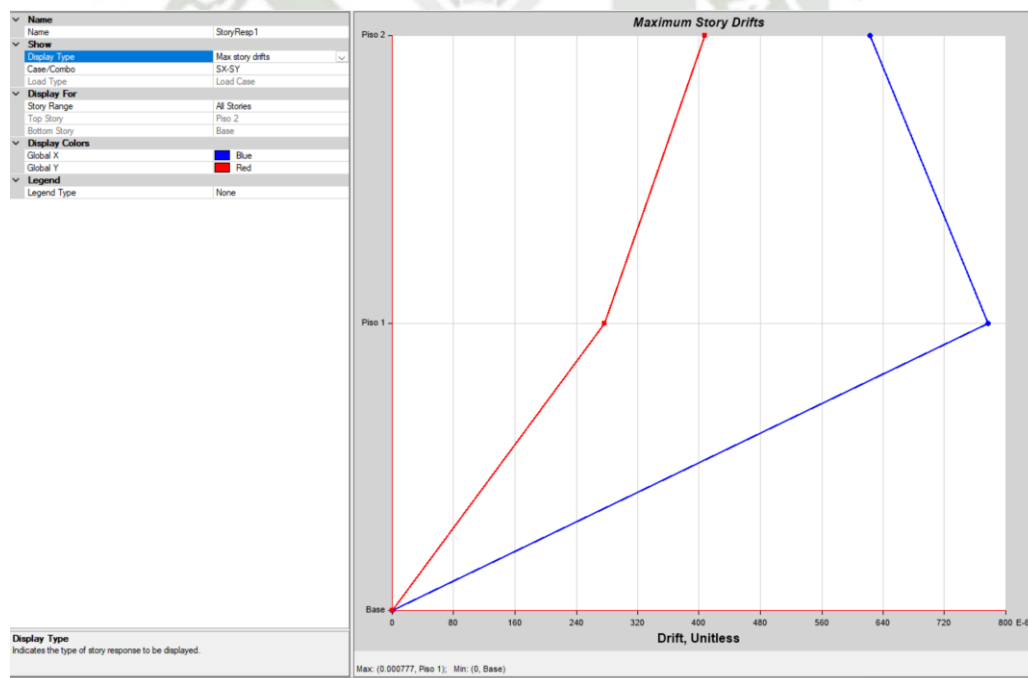
Nota. Elaboración propia

Del programa se puede extraer los siguientes datos en tonf:

Tabla 41
Cortantes estáticos y dinámicos Bloque 3

Cortante Estático en X	60.21
Cortante Estático en Y	68.81
Cortante Dinámico en X	55.77
Cortante Dinámico en Y	58.38

Nota. Elaboración propia

Figura 171
Drifts Bloque 3

Nota. Elaboración propia

El valor más crítico es de 0.00077, este valor debe ser multiplicado por R y por 0.75 al ser regular la estructura, este resultado da 0.004622 menor a lo máximo permitido por la E.030

Se chequea la masa participativa mayor al 90 %.

Tabla 42
Masa participativa Bloque 3

Ux	Uy	Uz	SumUx	SumUy	SumUz	Rx	Ry	Rz
0.9243	0	0	0.9243	0	0	0	0.1831	0.0007
0.0008	0	0	0.9251	0	0	0	0.0001	0.8634
0	0.8326	0	0.9251	0.8326	0	0.3064	0	0
0.0749	0	0	1	0.8326	0	0	0.8166	0.0001
0	0	0	1	0.8326	0	0	0.0002	0.1357
0	0.1674	0	1	1	0	0.6936	0	0

Nota. Elaboración propia

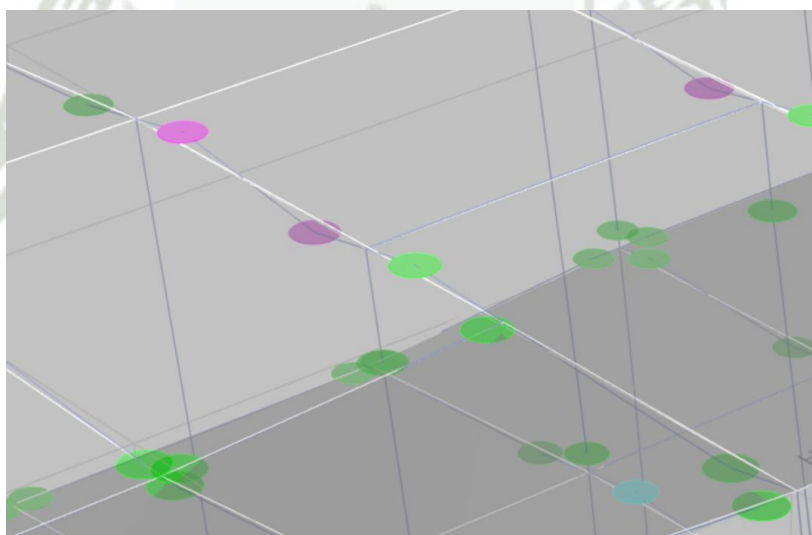
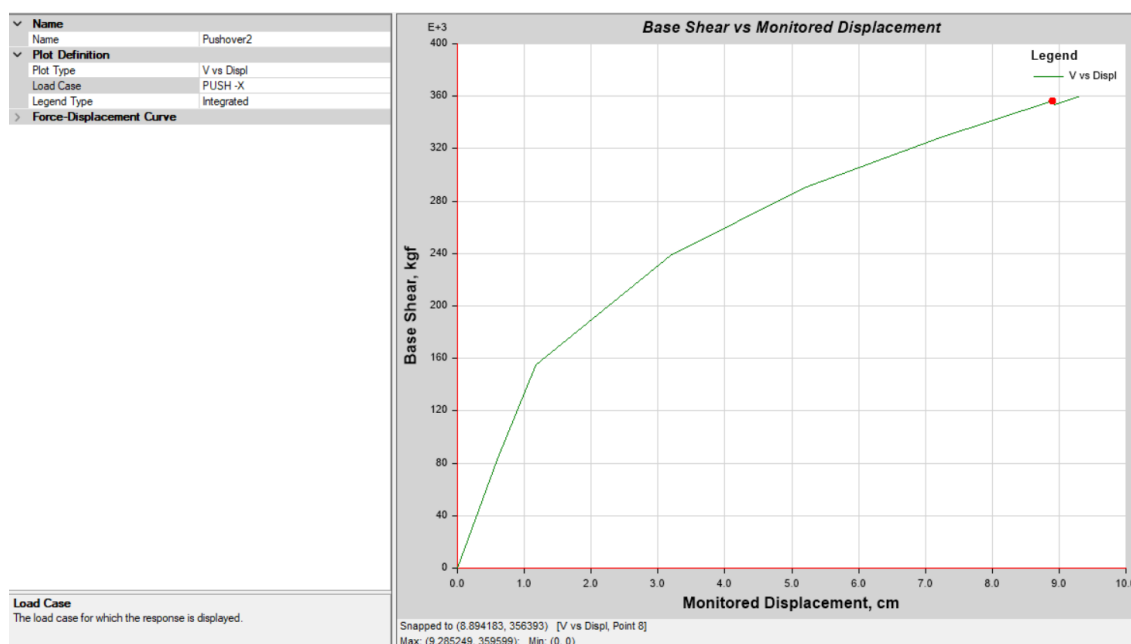
Figura 172
Ejemplo de una zona donde existen mecanismos de fallas Bloque 3

Nota. Elaboración propia

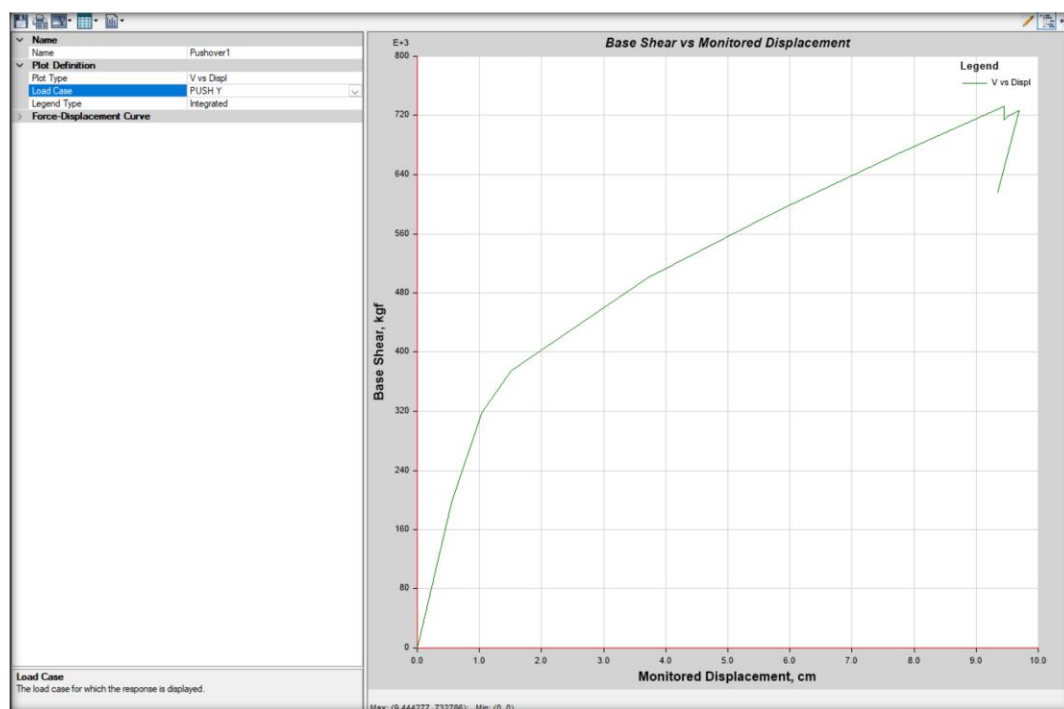
Figura 173

Curva de capacidad en x Bloque 3



Nota. Elaboración propia

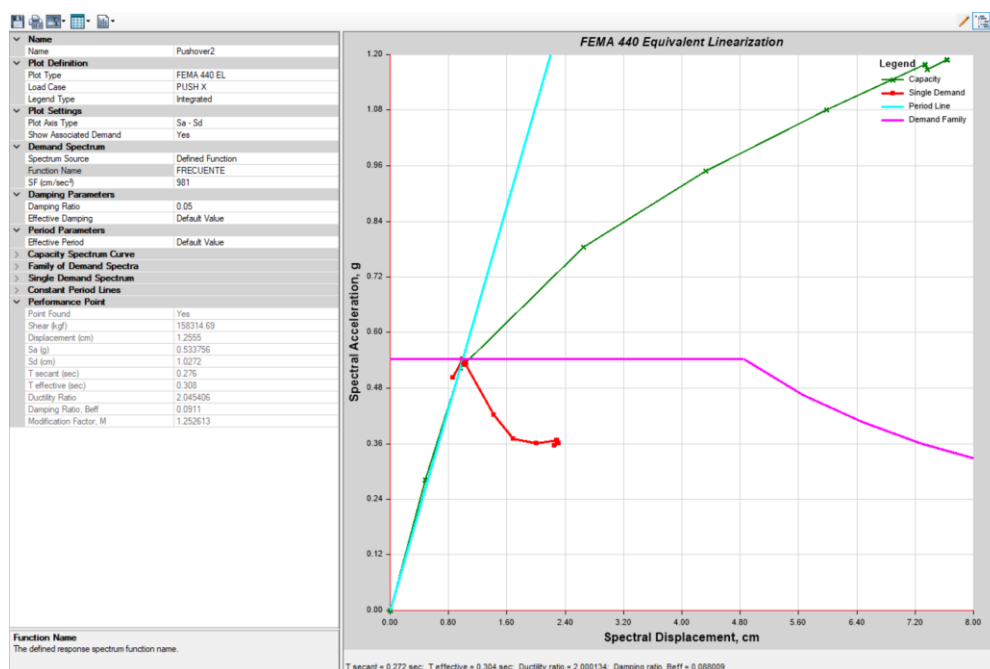
En la imagen anterior se muestra la curva de capacidad del bloque 3 en dirección X, obtenida mediante un análisis pushover. El desplazamiento máximo alcanzado es de 8.89cm, indicando el punto límite de capacidad estructural bajo cargas laterales crecientes.

Figura 174*Curva de capacidad en y Bloque 3**Nota. Elaboración propia*

En la imagen anterior se muestra la curva de capacidad del bloque 3 en dirección Y, obtenida mediante un análisis pushover. El desplazamiento máximo alcanzado es de 9.22 cm, indicando el punto límite de capacidad estructural bajo cargas laterales crecientes.

Figura 175

Punto de desempeño para un sismo frecuente en x Bloque 3

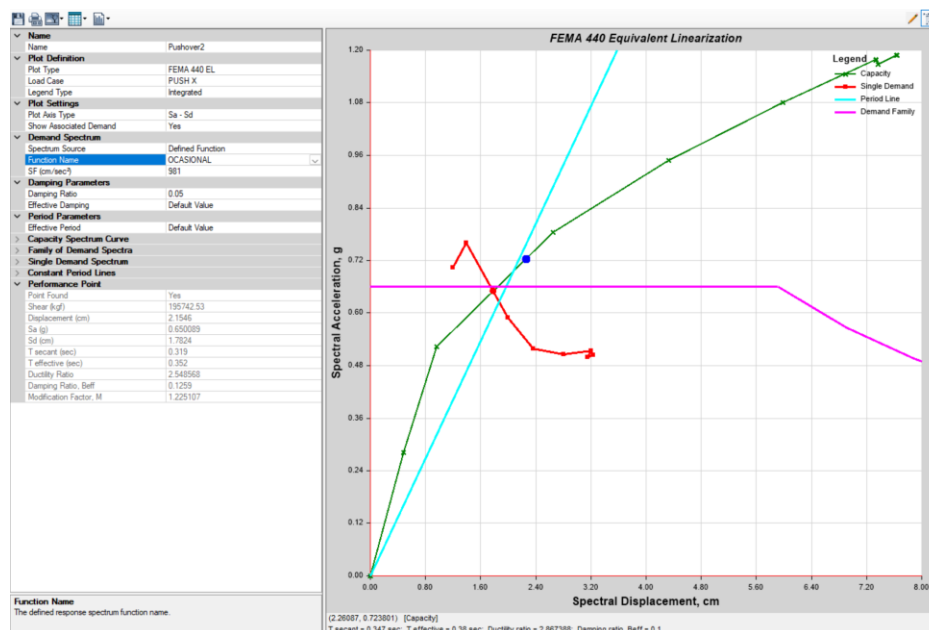


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 3 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo frecuente. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 1.02 cm.

Figura 176

Punto de desempeño para un sismo ocasional en x Bloque 3

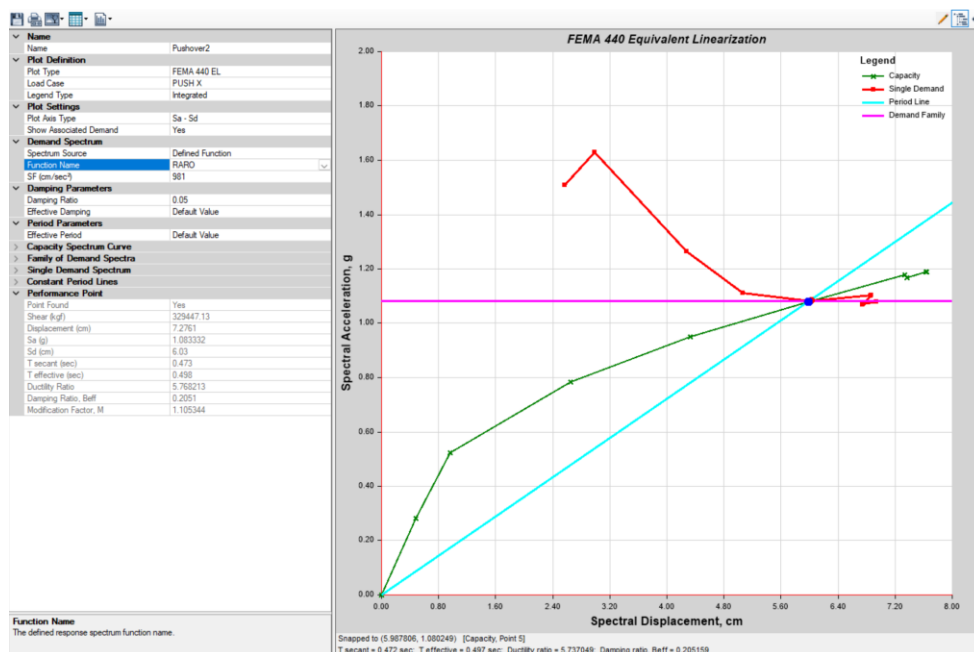


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 3 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo ocasional. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 1.78 cm.

Figura 177

Punto de desempeño para un sismo raro en x Bloque 3

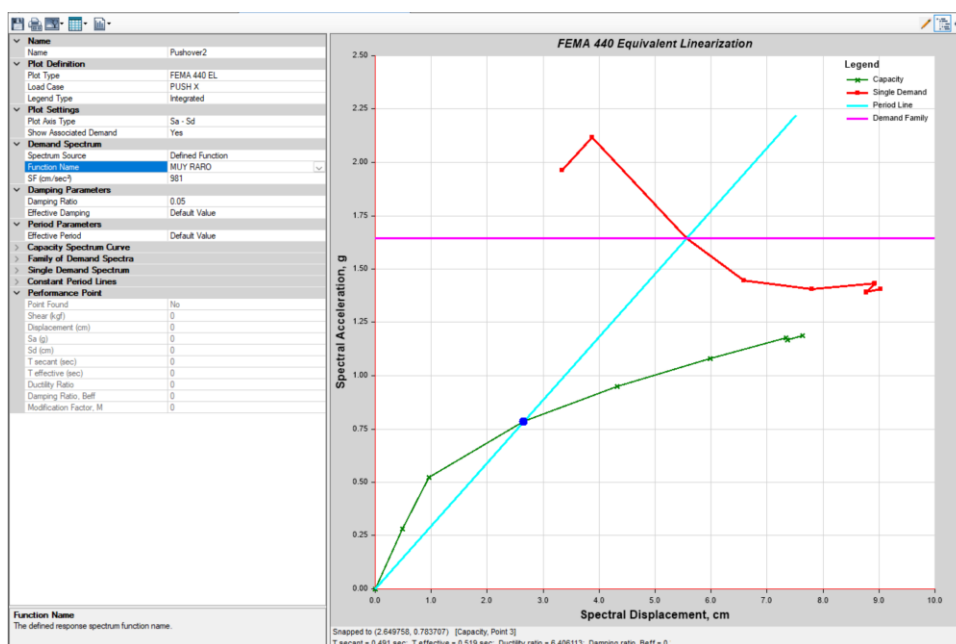


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 3 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo raro. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento espectral de 6.03 cm.

Figura 178

Punto de desempeño para un sismo muy raro en x Bloque 3

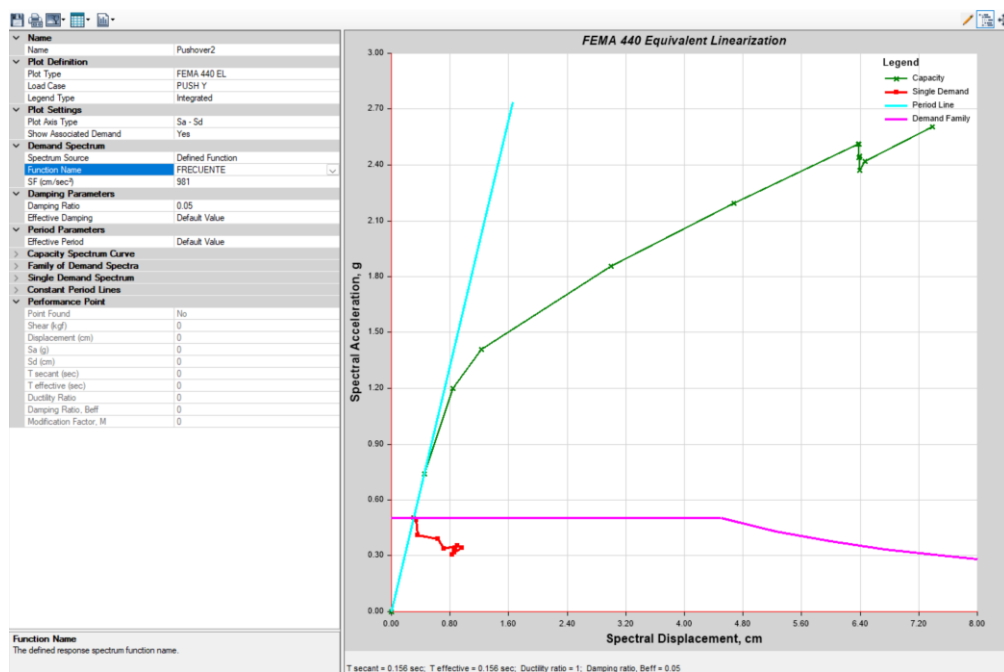


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 3 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo muy raro, en este caso en especial se observa que no existe una intersección entre la curva de verde (curva de capacidad en formato ADRS) y la de morado (espectro de demanda en formato ADRS) lo que significa que la estructura no tiene capacidad de responder frente a las solicitudes de un sismo muy raro es decir la estructura colapsará debido a los efectos del sismo muy raro.

Figura 179

Punto de desempeño para un sismo frecuente en y Bloque 3

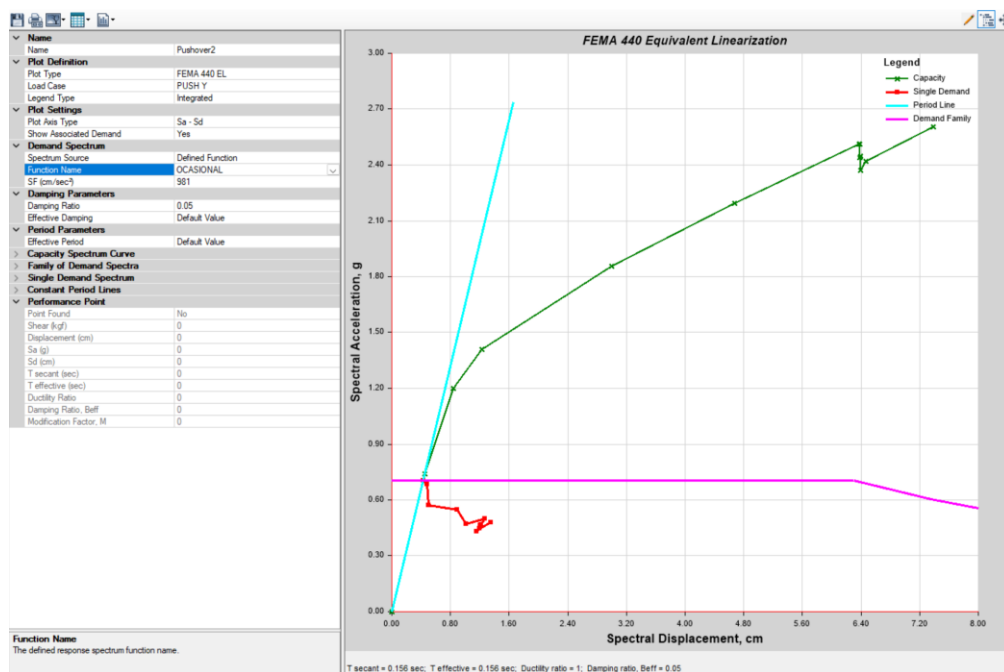


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 3 en dirección Y, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo frecuente. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.32 cm.

Figura 180

Punto de desempeño para un sismo ocasional en y Bloque 3

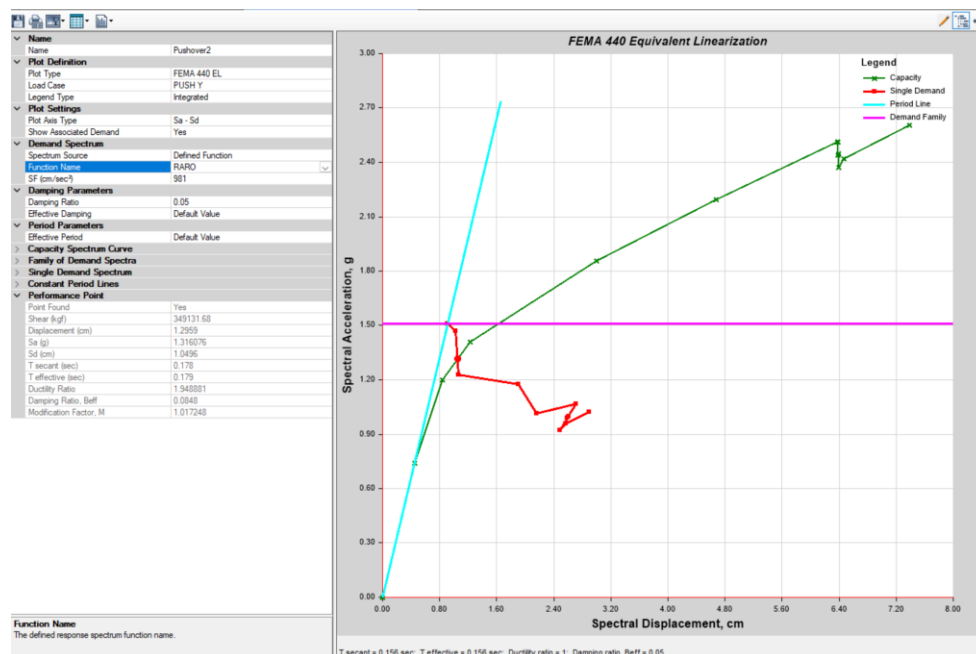


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 3 en dirección Y, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo ocasional. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.44 cm.

Figura 181

Punto de desempeño para un sismo raro en y Bloque 3

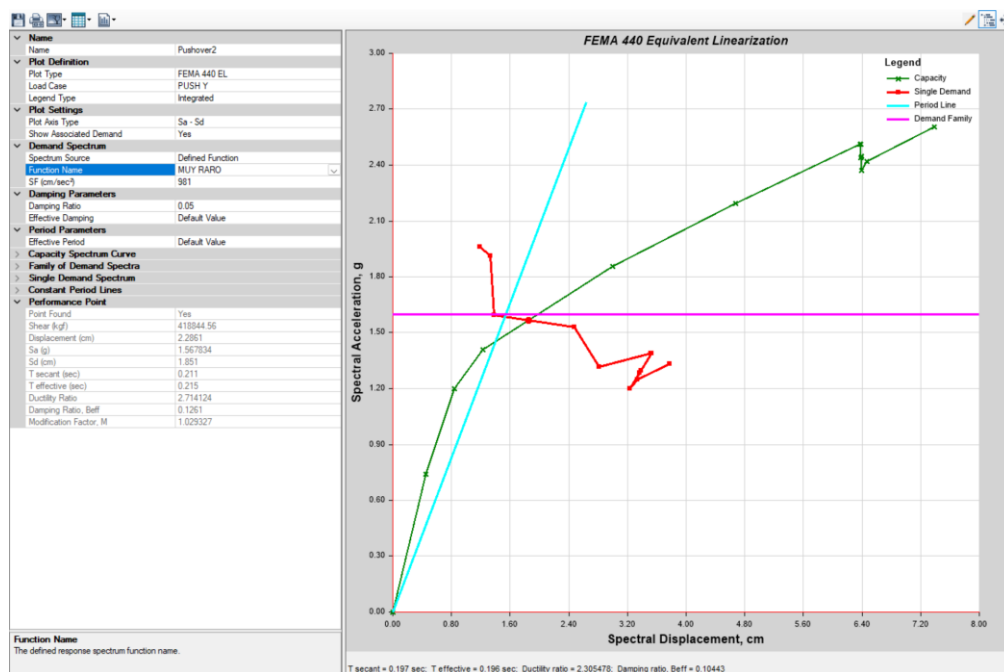


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 3 en dirección Y, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo raro. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 1.02 cm

Figura 182

Punto de desempeño para un sismo muy raro en y Bloque 3



Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 3 en dirección Y, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo muy raro. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 1.88 cm.

Tabla 43

Nivel de desempeño en x Bloque 3

Nivel de desempeño VISION 2000 Bloque 3	Desplazamiento (cm)
Operacional	1.09
Ocupación inmediata	2.96
Seguridad de vida	4.83
Prevención al colapso	6.08

Nota. Elaboración propia

El punto de desempeño para los diversos sismos es:

Tabla 44
Punto de desempeño en x para diversos sismos Bloque 3

Punto de desempeño Bloque 3	Desplazamiento (cm)
Frecuente	1.02
Ocasional	1.78
Raro	6.03
Muy raro	NC-Excede la capacidad

Nota. Elaboración propia

Tabla 45
Nivel de desempeño en y Bloque 3

Nivel de desempeño VISION 2000 Bloque 3	Desplazamiento (cm)
Operacional	0.83
Ocupación inmediata	2.49
Seguridad de vida	4.15
Prevención al colapso	4.60

Nota. Elaboración propia

Tabla 46
Punto de desempeño en y para diversos sismos Bloque 3

Punto de desempeño Bloque 3	Desplazamiento (cm)
Frecuente	0.32
Ocasional	0.44
Raro	1.02
Muy raro	1.88

Nota. Elaboración propia

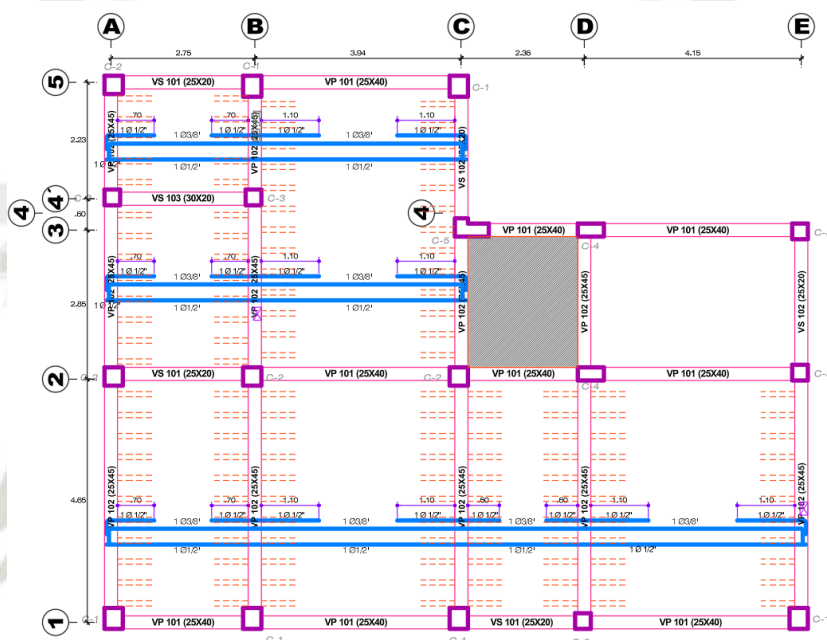
En base a la información se tiene que el diseño es inaceptable.

4.2.4. Análisis del Bloque 4

Se tiene la siguiente estructuración:

Figura 183

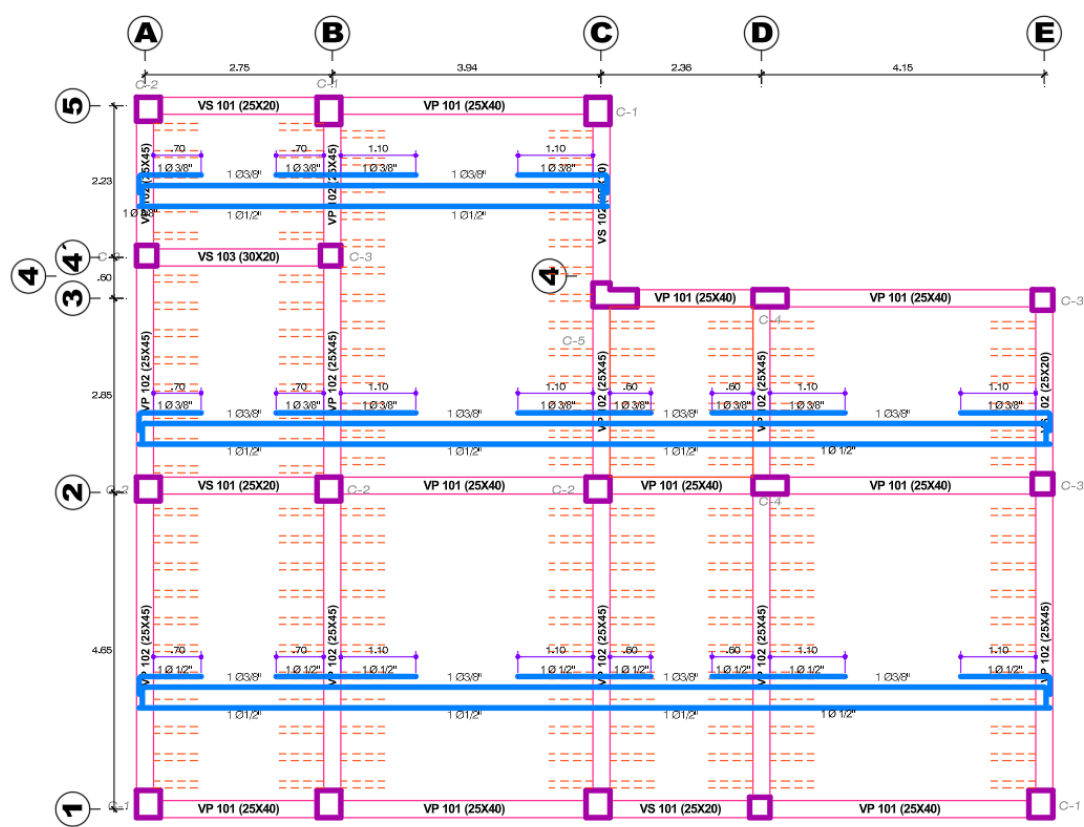
Estructuración Piso 1 Bloque 4



Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Figura 184

Estructuración Piso 2 Bloque 4

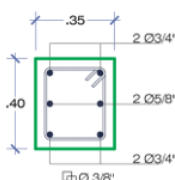
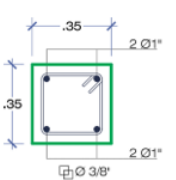
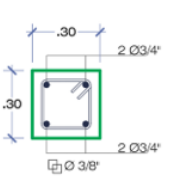
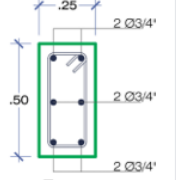
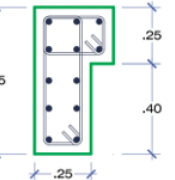


ALIGERADOS SEGUNDO NIVEL

ESC: 1/50

Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

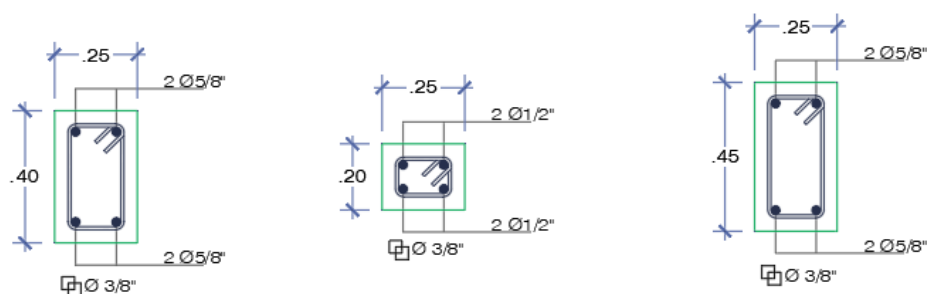
Figura 185
Columnas Bloque 4-1

TIPO	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	C - 5
GEOMETRÍA					

Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma
Tabla 47
Propiedades columnas Bloque 4

		Tipo				
Nivel		C1	C2	C3	C4	C5
1	Sección (cm)	35x40	35x35	30x30	25x50	L 60X35X25
	As'	4Ø3/4"+2Ø5/8"	4Ø1" Ø3/8"	4Ø3/4" Ø3/8"	6Ø3/4" Ø3/8"	12Ø5/8" Ø3/8"
	Ø3/8" 1@0.05	Ø3/8" 1@0.05	1@0.05	1@0.05	1@0.05	Ø3/8" 1@0.05
	Estribo sep(m)	9@0.1m, 2@0.15m Resto @0.2m	9@0.1m, 2@0.15m Resto @0.2m	9@0.1m, 2@0.15m Resto @0.2m	9@0.1m, 2@0.15m Resto @0.2m	10@0.1m, Resto @0.2m
	Cantidad	6	5	5	5	5
2	Sección (cm)	35x40	35x35	30x30	25x50	L 60X35X25
	As'	4Ø3/4"+2Ø5/8"	4Ø1" Ø3/8"	4Ø3/4" Ø3/8"	6Ø3/4" Ø3/8"	12Ø5/8" Ø3/8"
	Ø3/8" 1@0.05	Ø3/8" 1@0.05	1@0.05	1@0.05	1@0.05	Ø3/8" 1@0.05
	Estribo sep(m)	9@0.1m, 2@0.15m Resto @0.2m	9@0.1m, 2@0.15m Resto @0.2m	9@0.1m, 2@0.15m Resto @0.2m	9@0.1m, 2@0.15m Resto @0.2m	10@0.1m, Resto @0.2m
	Cantidad	6	5	5	5	5

Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Figura 186
Vigas Bloque 4


Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Inicialmente se encontró que no se cumple con los drifts en y por otro lado se encuentra irregularidades por torsión en y, y por esquinas entrantes algo no permitido por el tipo de edificación y la zona.

Tabla 48
Irregularidades en altura Bloque 4

Irregularidades en Altura	Presenta (No/Si (Valor))
Piso Blando	No
Piso Débil	No
Irregularidad extrema Piso Blando	No
Irregularidad extrema Piso Débil	No
Irregularidad de Masa	No
Irregularidad Geométrica Vertical	No
Discontinuidad Sistemas Sismorresistentes	No
Discontinuidad Extrema Sistemas Sismorresistentes	No

Nota. Elaboración propia

Tabla 49
Irregularidades en planta Bloque 4

Irregularidades en Planta	Presenta (No/Si (Valor))
Irregularidad Torsional	Si
Piso Débil	No
Irregularidad extrema Piso Blando	No
Irregularidad extrema Piso Débil	No
Irregularidad de Masa	No
Irregularidad Geométrica Vertical	No
Discontinuidad Sistemas Sismorresistentes	No
Discontinuidad Extrema Sistemas Sismorresistentes	No
Esquinas Entrantes	Si

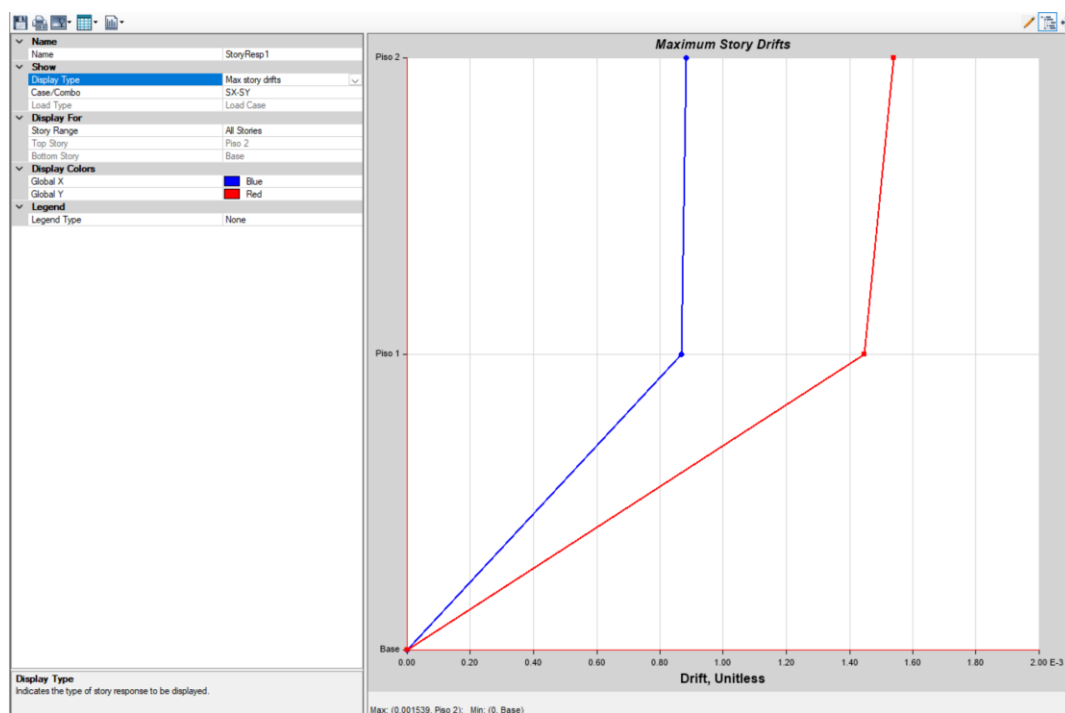
Nota. Elaboración propia

Del programa se puede extraer los siguientes datos en tonf:

Tabla 50
Cortantes estáticos y dinámicos Bloque 4

Cortante Estático en X	18.58
Cortante Estático en Y	22.30
Cortante Dinámico en X	29.08
Cortante Dinámico en Y	31.21

Nota. Elaboración propia

Figura 187
Drifts Bloque 4


Nota. Elaboración propia

El valor más crítico es de 0.001539, este valor debe ser multiplicado por R y por 0.85 al ser irregular la estructura, este resultado da 0.0078 lo que excede a lo máximo permitido por la E.030.

Se chequea la masa participativa mayor al 90 %.

Tabla 51
Masa participativa Bloque 4

Ux	Uy	Uz	SumUx	SumUy	SumUz	Rx	Ry	Rz
0.0492	0.5903	0	0.0492	0.5903	0	0.1446	0.0102	0.2558
0.7582	0.113	0	0.8075	0.7033	0	0.0239	0.18	0.0188
0.0775	0.1933	0	0.885	0.8966	0	0.0306	0.0229	0.6185
0.0086	0.0756	0	0.8936	0.9722	0	0.5675	0.0698	0.0221
0.0599	0.0244	0	0.9535	0.9966	0	0.2016	0.4288	0.0187
0.0465	0.0034	0	1	1	0	0.0317	0.2882	0.0661

Nota. Elaboración propia

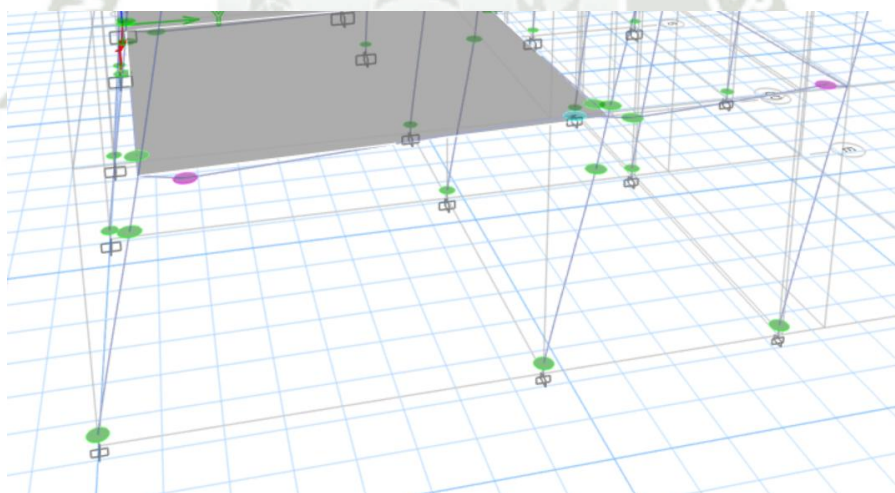
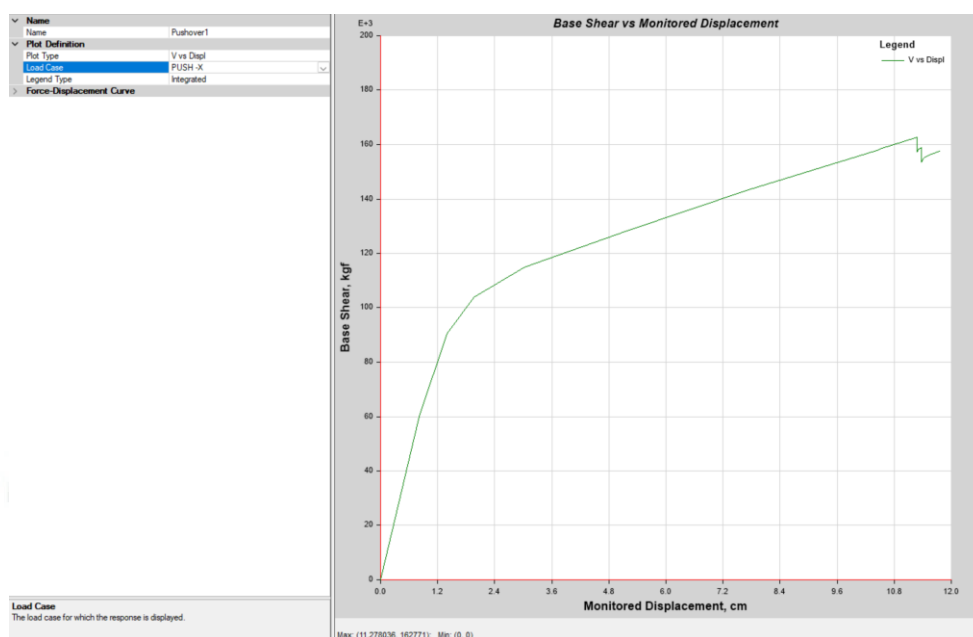
Figura 188
Ejemplo de una zona donde existen mecanismos de fallas Bloque 4

Nota. Elaboración propia

Figura 189

Curva de capacidad en x Bloque 4

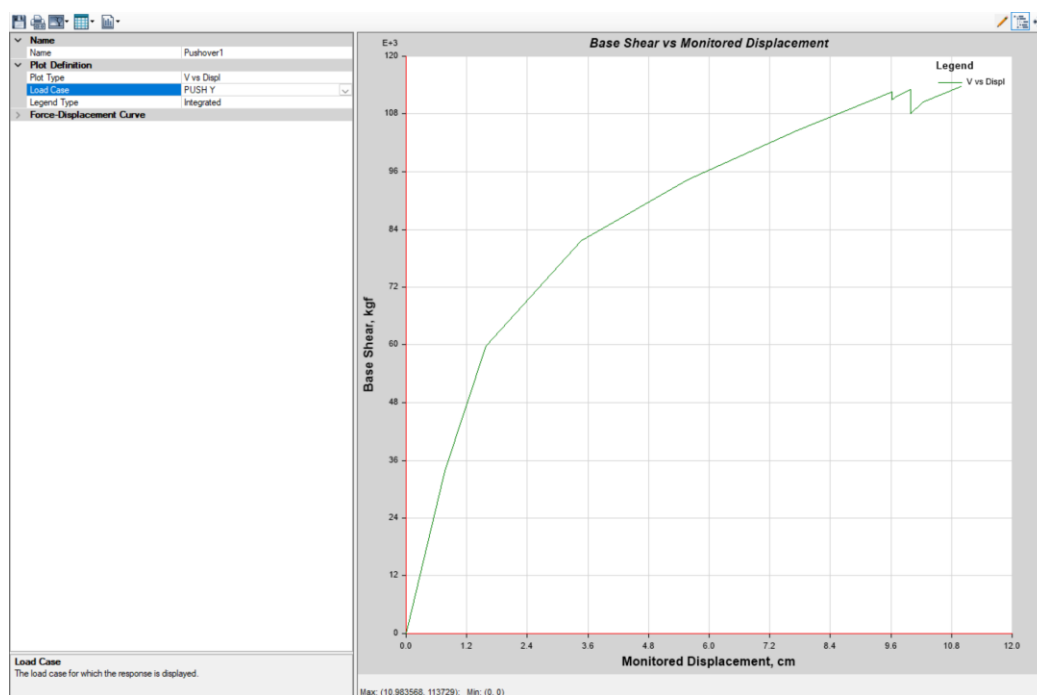


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se muestra la curva de capacidad del bloque 4 en dirección X, obtenida mediante un análisis pushover. El desplazamiento máximo alcanzado es de 11.2 cm, indicando el punto límite de capacidad estructural bajo cargas laterales crecientes.

Figura 190

Curva de capacidad en y Bloque 4

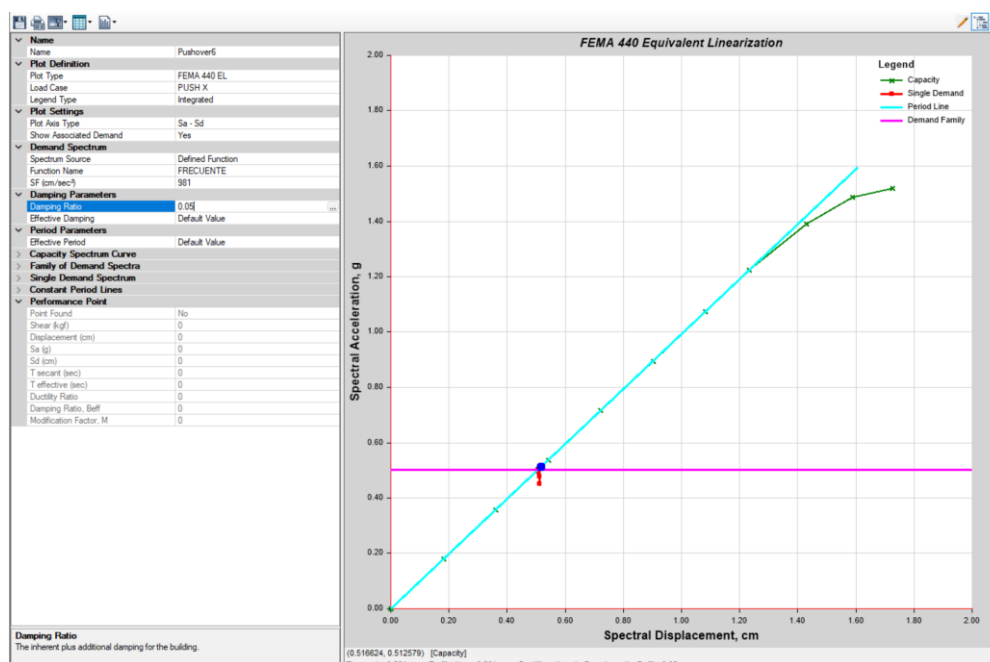


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se muestra la curva de capacidad del bloque 4 en dirección X, obtenida mediante un análisis pushover. El desplazamiento máximo alcanzado es de 9.6 cm, indicando el punto límite de capacidad estructural bajo cargas laterales crecientes.

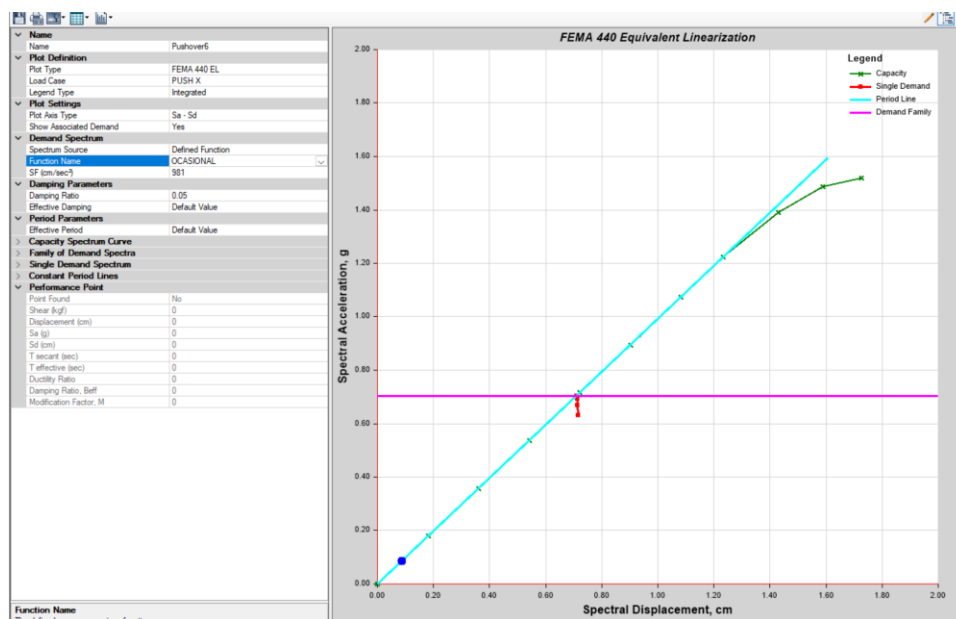
Figura 191

Punto de desempeño para un sismo frecuente en x Bloque 4



Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 4 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo frecuente. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.5 cm.

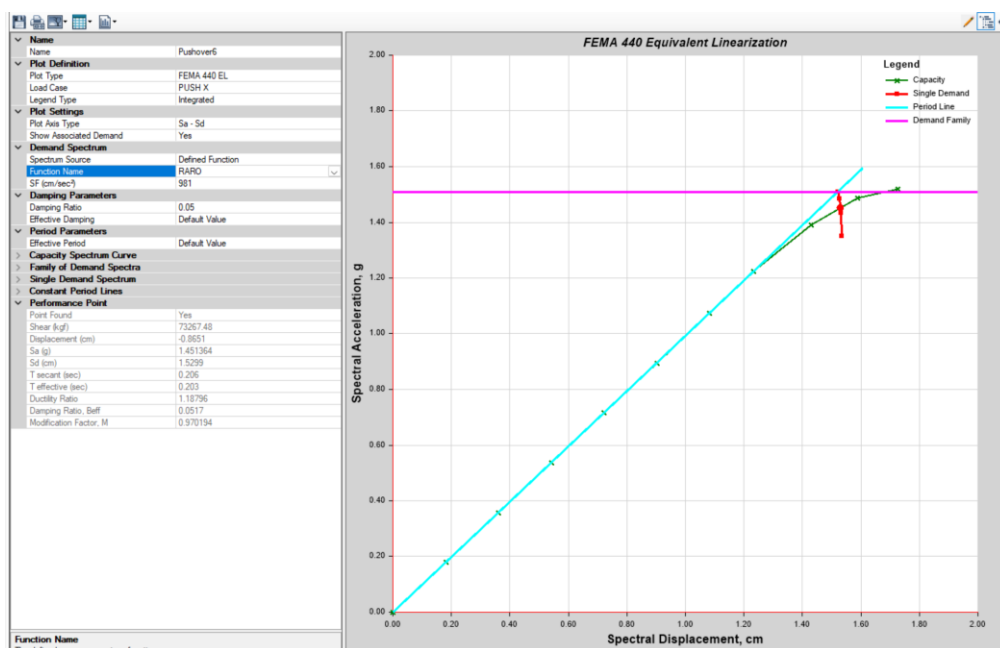
Figura 192
Punto de desempeño para un sismo ocasional en x Bloque 4


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 4 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo ocasional. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.72 cm.

Figura 193

Punto de desempeño para un sismo raro en x Bloque 4

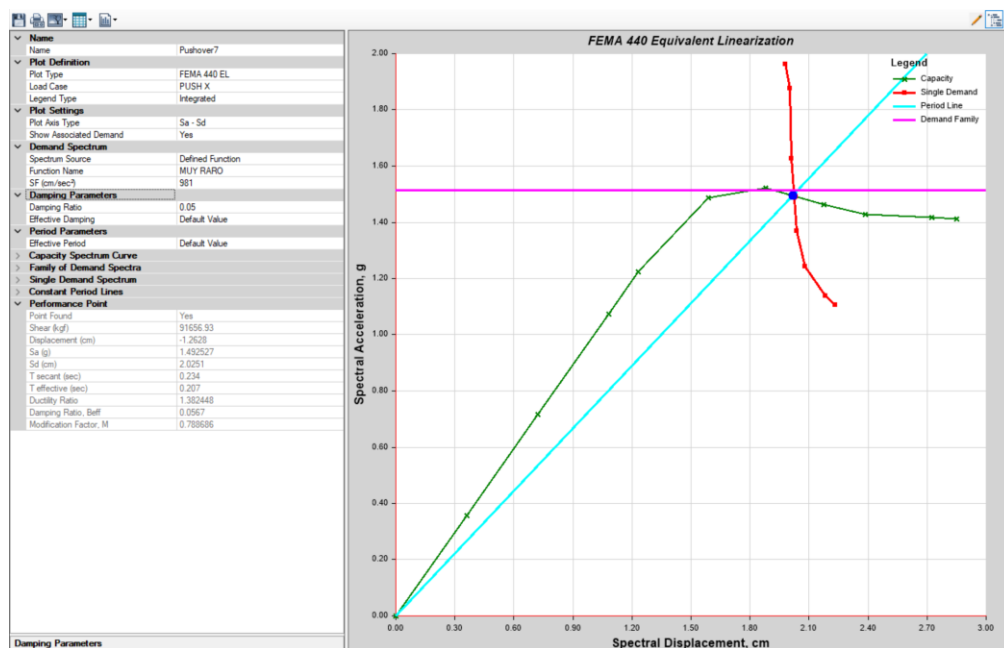


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 4 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo raro. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 1.56 cm.

Figura 194

Punto de desempeño para un sismo muy raro en x Bloque 4

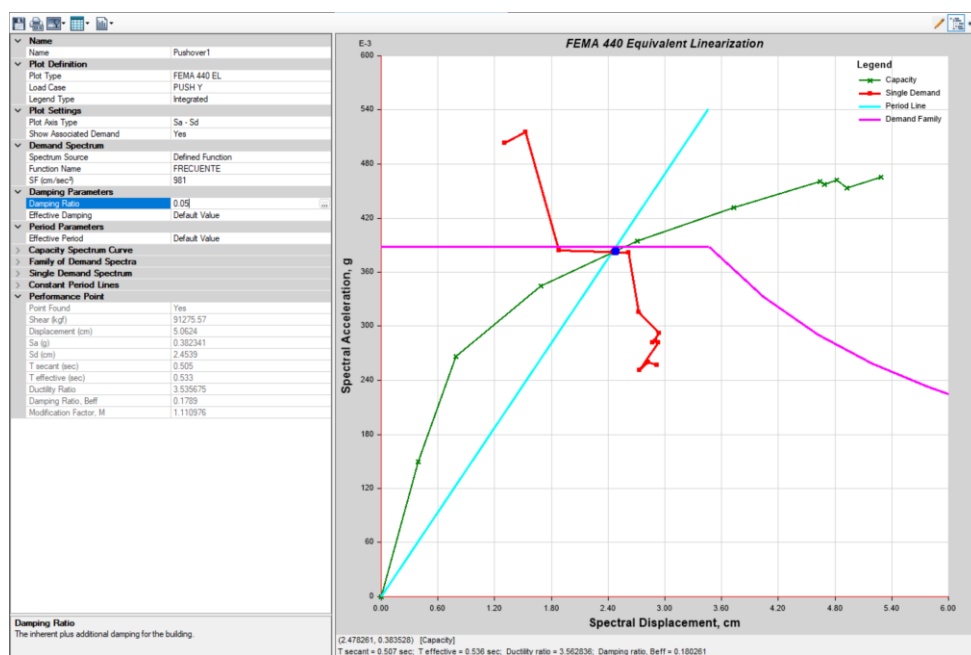


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 4 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo muy raro. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 2.08 cm.

Figura 195

Punto de desempeño para un sismo frecuente en y Bloque 4

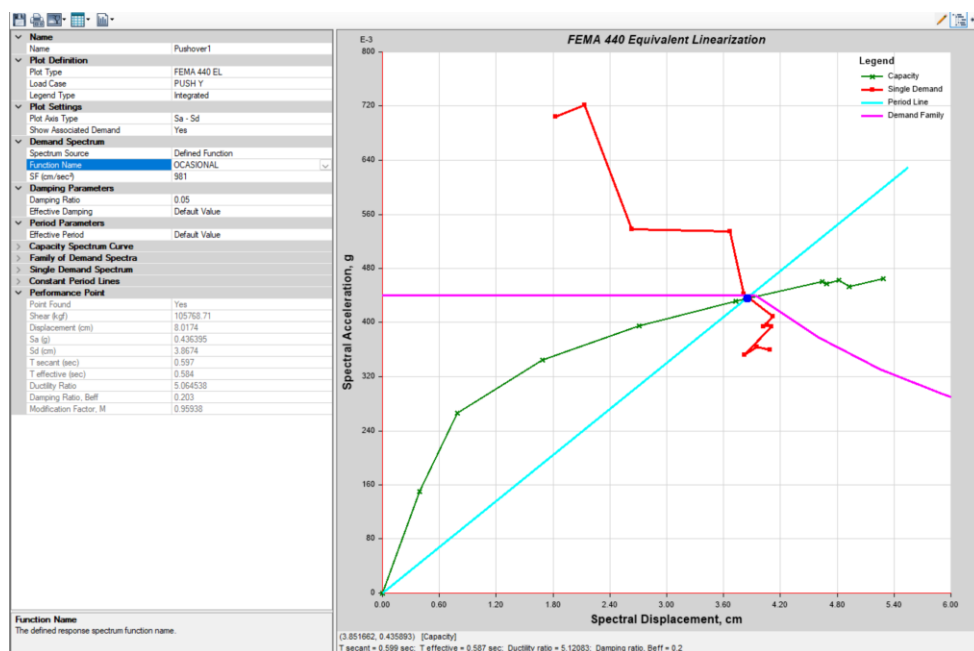


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 4 en dirección Y, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo frecuente. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 2.45 cm.

Figura 196

Punto de desempeño para un sismo ocasional en y Bloque 4

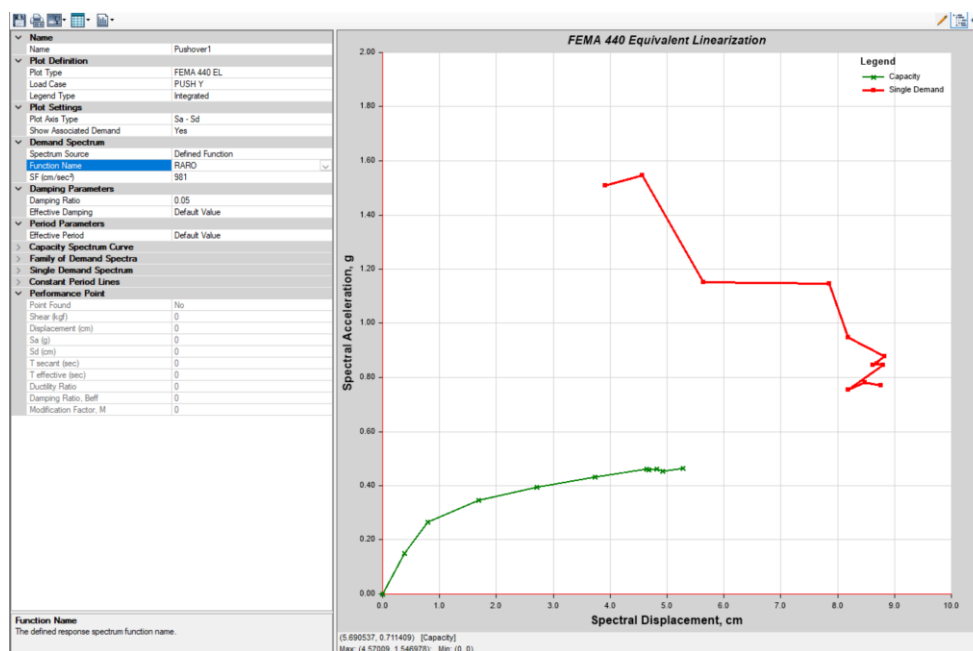


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 4 en dirección Y, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo ocasional. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 3.86 cm.

Figura 197

Punto de desempeño para un sismo raro en y Bloque 4

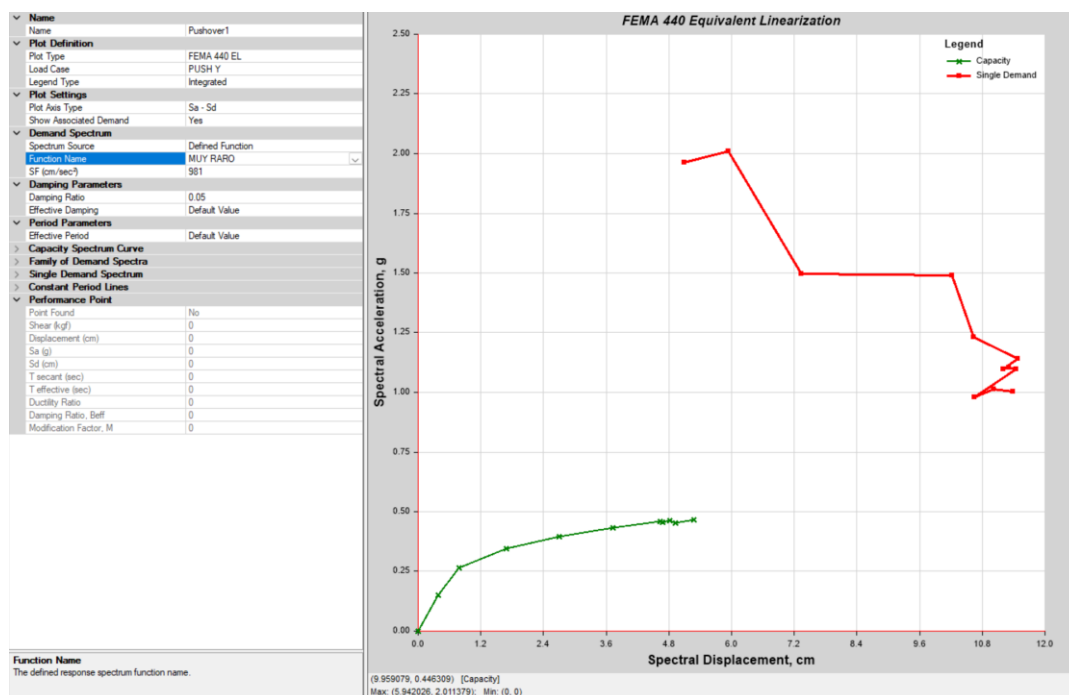


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 3 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo raro (sismo que se analiza con la norma E.030), en este caso en especial se observa que no existe una intersección entre la curva de verde (curva de capacidad en formato ADRS) y la de morado (espectro de demanda en formato ADRS) lo que significa que la estructura no tiene capacidad de responder frente a las solicitudes de un sismo raro es decir la estructura colapsará debido a los efectos del sismo raro.

Figura 198

Punto de desempeño para un sismo muy raro en y Bloque 4



Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 3 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo muy raro, en este caso en especial se observa que no existe una intersección entre la curva de verde (curva de capacidad en formato ADRS) y la de morado (espectro de demanda en formato ADRS) lo que significa que la estructura no tiene capacidad de responder frente a las solicitudes de un sismo muy raro es decir la estructura colapsará debido a los efectos del sismo muy raro.

Tabla 52

Nivel de desempeño en x Bloque 4

Nivel de desempeño VISION 2000 Bloque 4	Desplazamiento (cm)
Operacional	1.09
Ocupación inmediata	2.96
Seguridad de vida	4.83
Prevención al colapso	6.08

Nota. Elaboración propia

El punto de desempeño para los diversos sismos es:

Tabla 53

Punto de desempeño en x para diversos sismos Bloque 4

Punto de desempeño Bloque 4	Desplazamiento (cm)
Frecuente	0.50
Ocasional	0.72
Raro	1.56
Muy raro	2.08

Nota. Elaboración propia

Tabla 54

Nivel de desempeño en y Bloque 4

Nivel de desempeño VISION 2000 Bloque 4	Desplazamiento (cm)
Operacional	0.82
Ocupación inmediata	2.01
Seguridad de vida	3.21
Prevención al colapso	4.01

Nota. Elaboración propia

El punto de desempeño para los diversos sismos es:

Tabla 55

Punto de desempeño en y para diversos sismos Bloque 4

Punto de desempeño Bloque 4	Desplazamiento (cm)
Frecuente	2.45
Ocasional	3.86
Raro	NC-Excede la capacidad
Muy raro	NC-Excede la capacidad

Nota. Elaboración propia

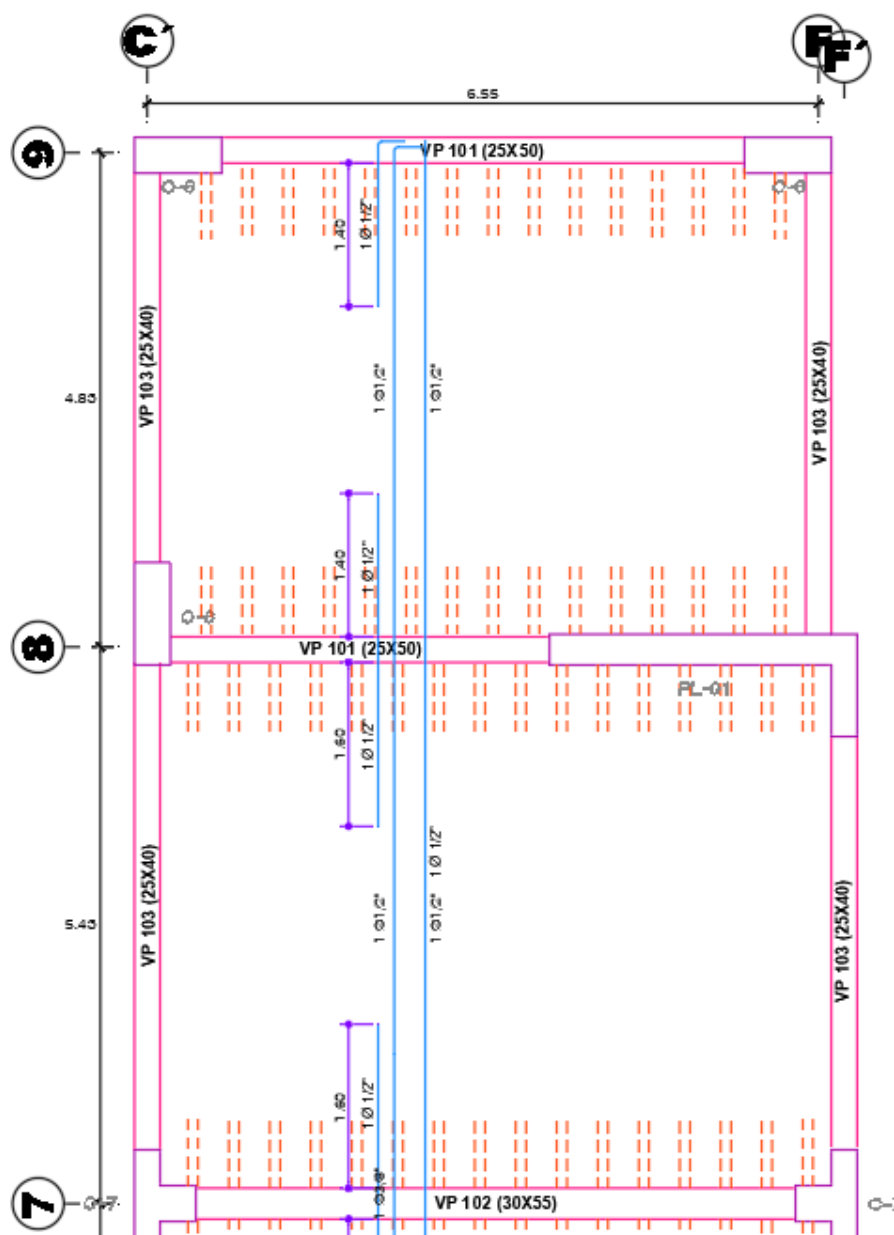
En base a la información se tiene que el diseño es inaceptable.

4.2.5. Análisis del Bloque 5

Se tiene la siguiente estructuración:

Figura 199

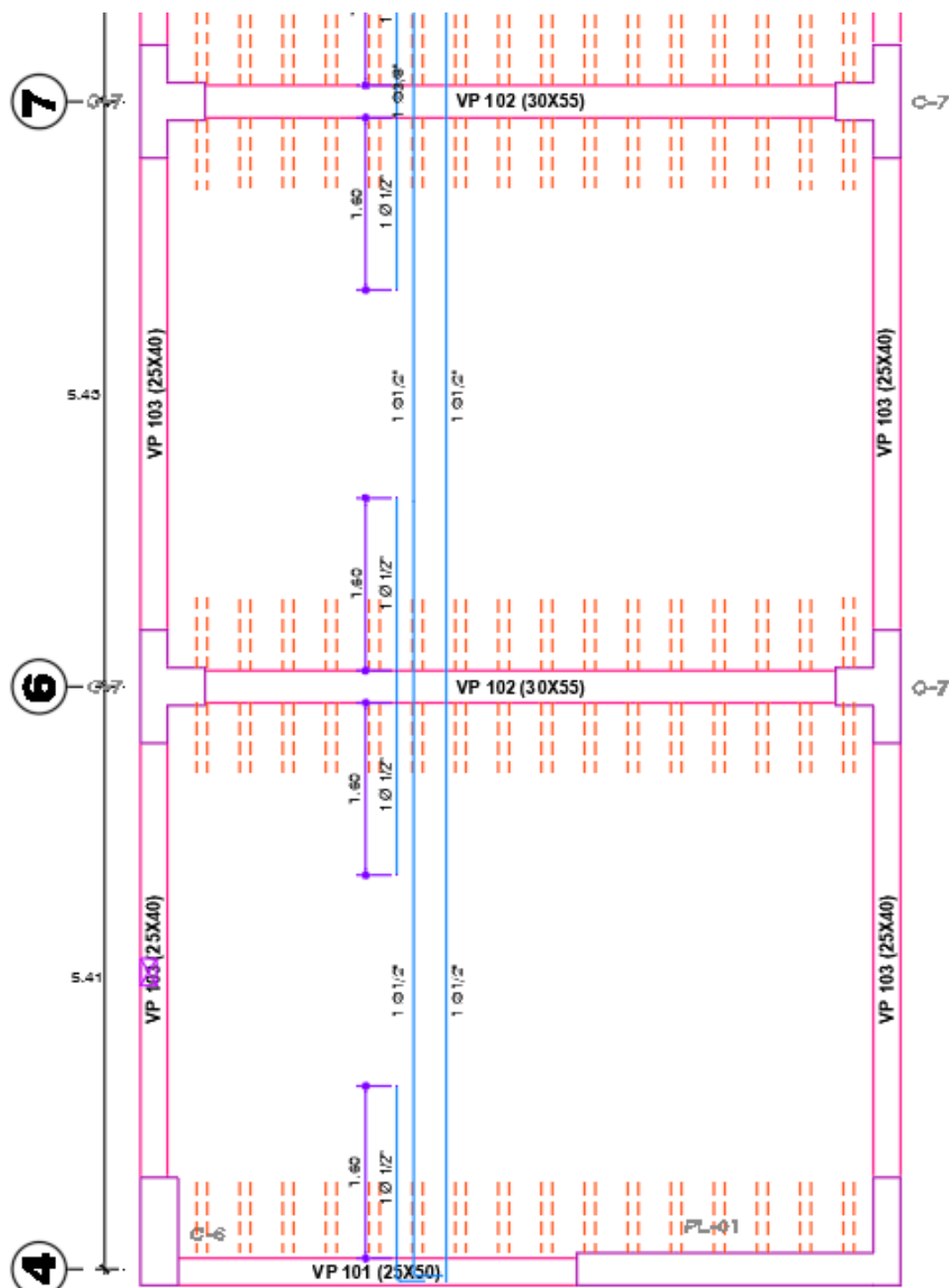
Estructuración Piso 1-1 Bloque 5



Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Figura 200

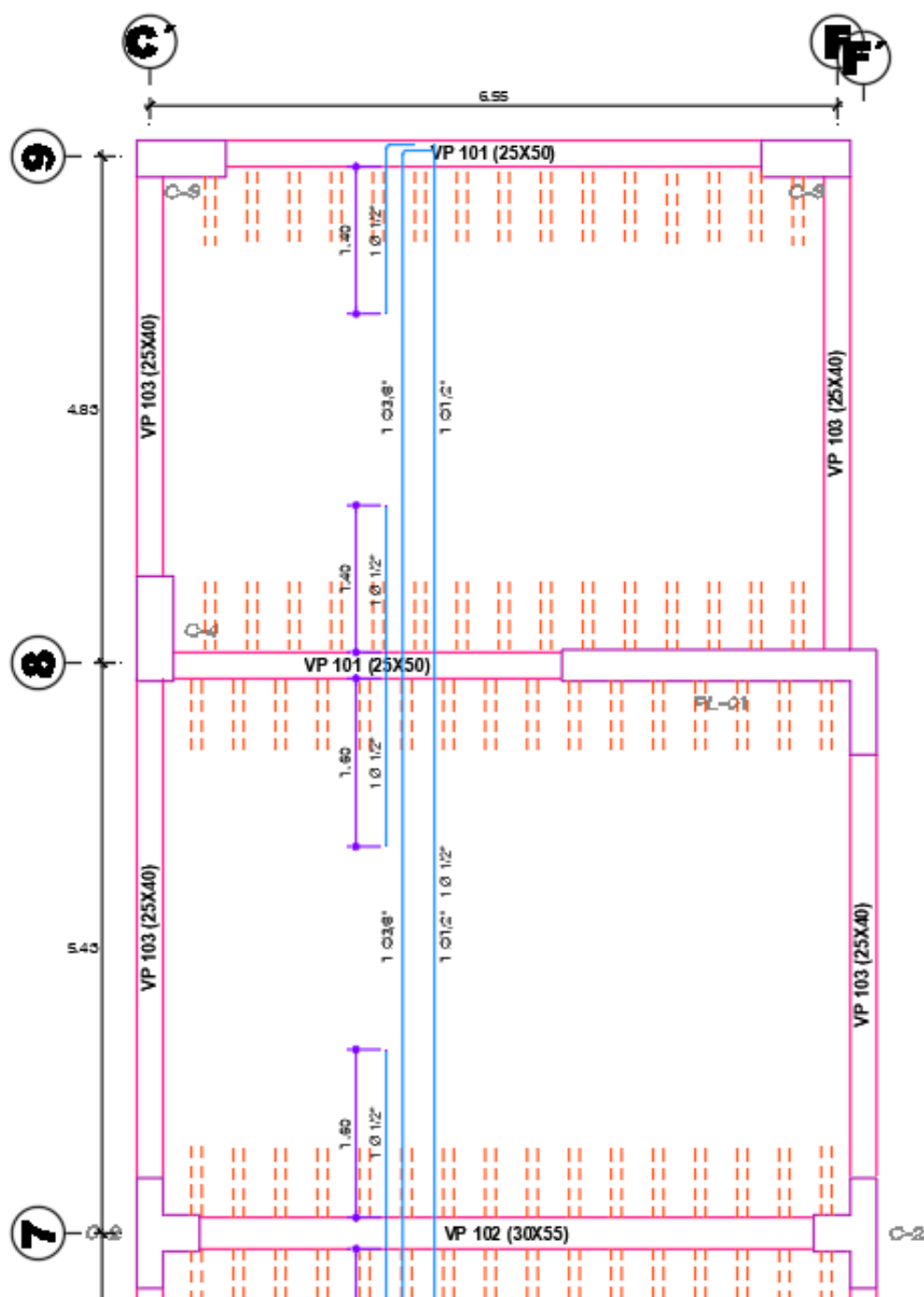
Estructuración Piso 1-2 Bloque 5



Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Figura 201

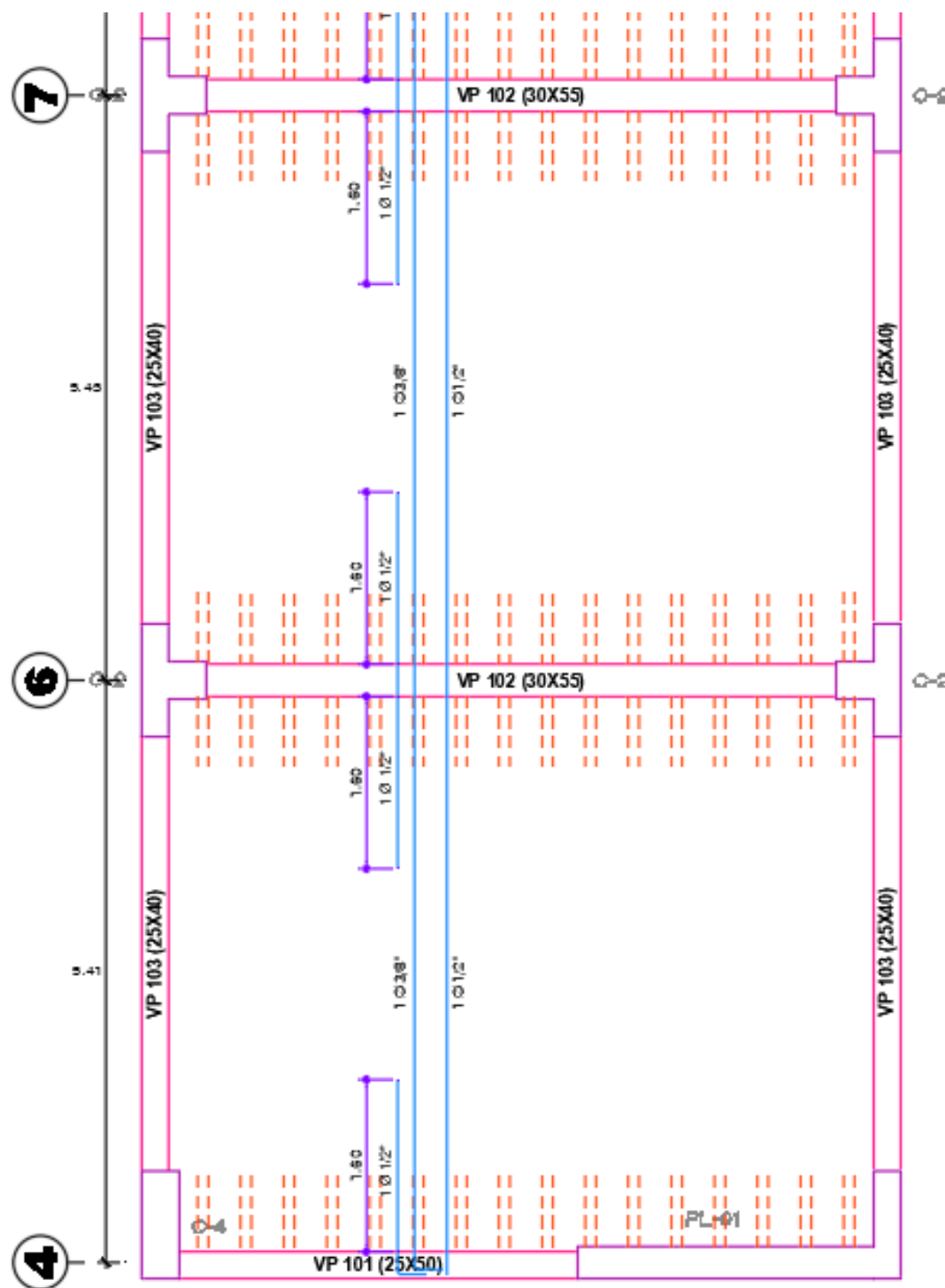
Estructuración Piso 2-1 Bloque 5



Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Figura 202

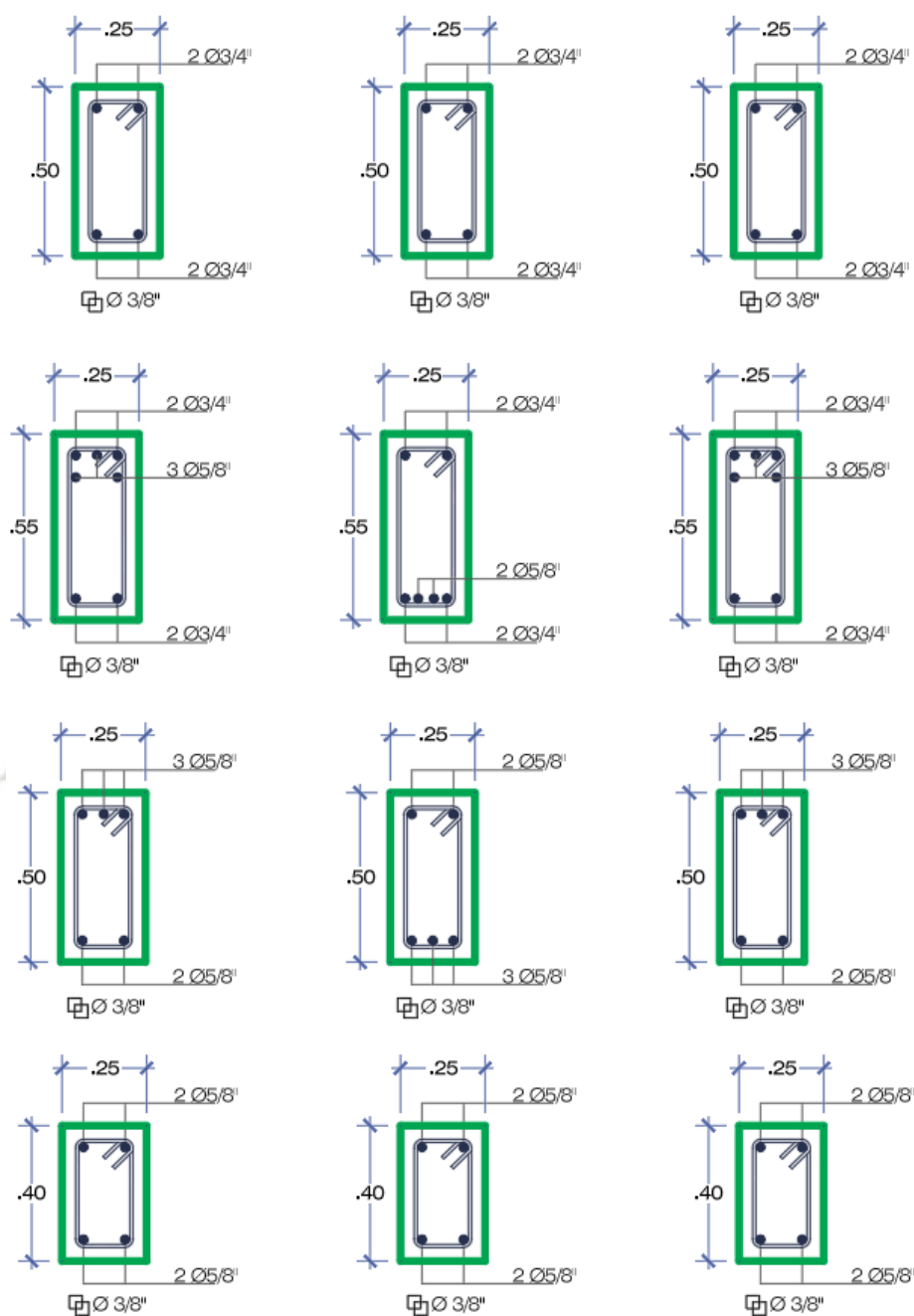
Estructuración Piso 2-2 Bloque 5



Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Figura 203

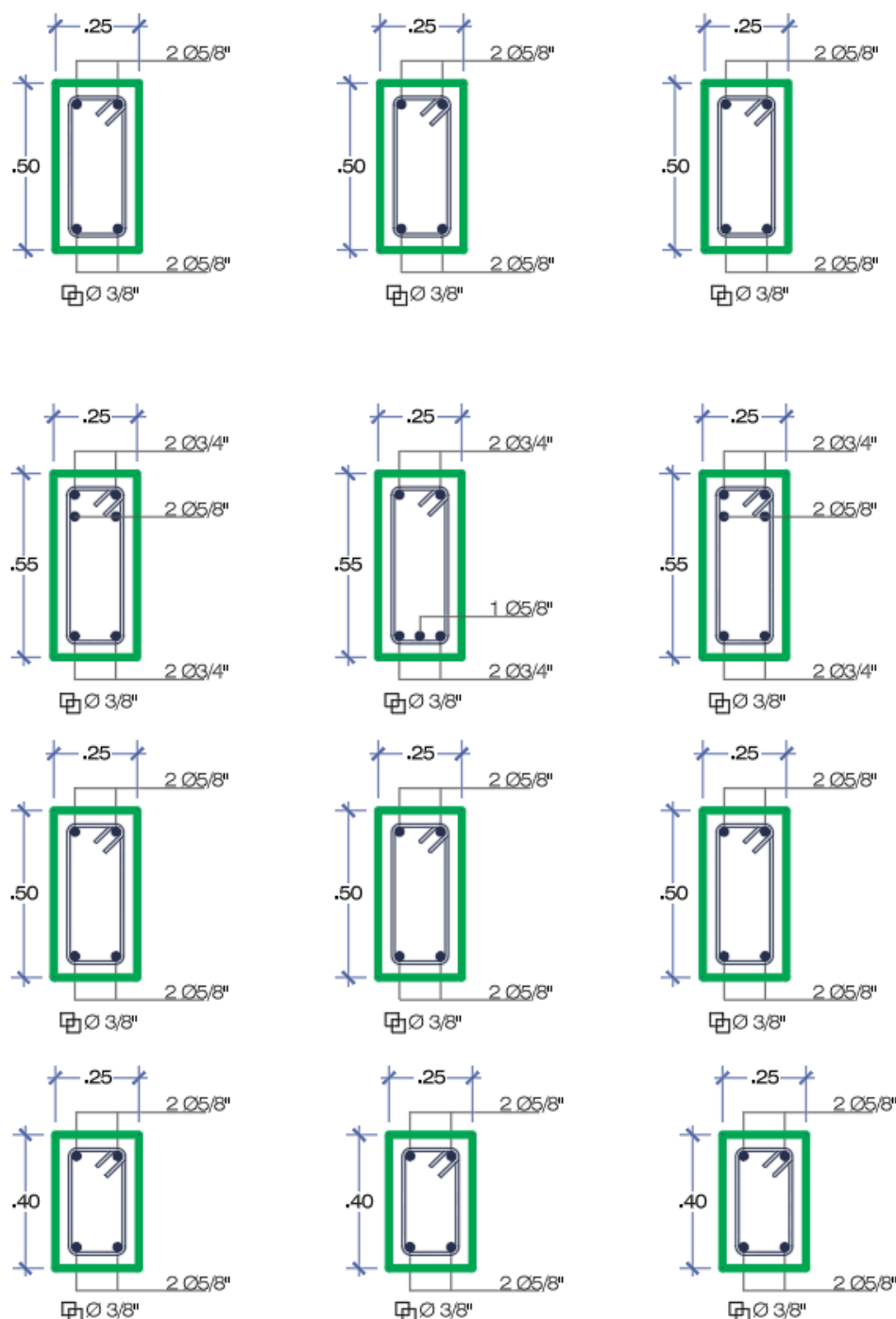
Vigas Bloque 5-1



Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Figura 204

Vigas Bloque 5-2



Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

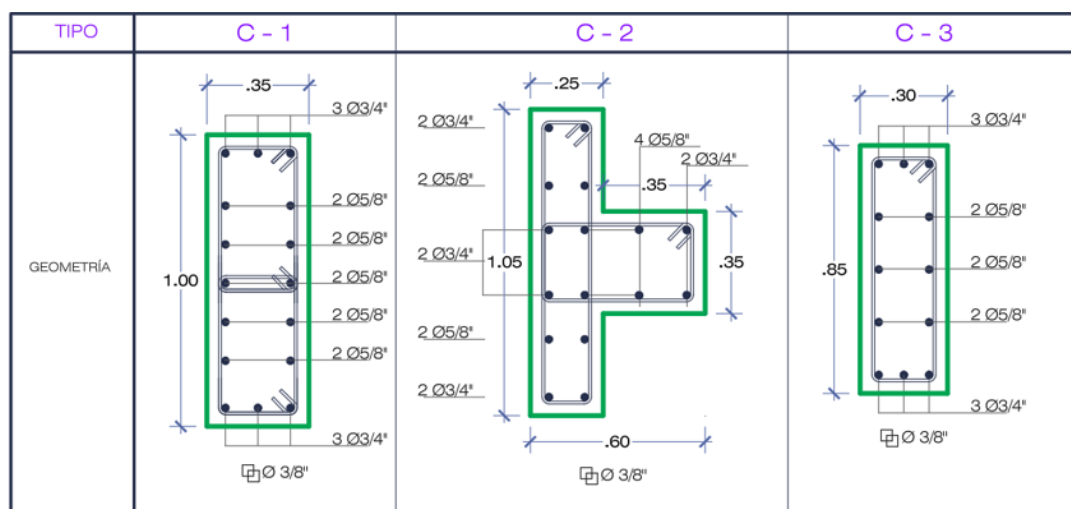
Figura 205
Columnas Bloque 5-1

Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Tabla 56
Propiedades columnas Bloque 5

Nivel		Tipo		
		C1	C2	C3
1	Sección (cm)	35x100	T 105x65x25	30x85
	As'	6Ø3/4"+10Ø5/8"	8Ø3/4"+8Ø5/8"	6Ø3/4"+6Ø5/8"
	Estribo	Ø3/8" 1@0.05	Ø3/8" 1@0.05	Ø3/8" 1@0.05
	sep(m)	10@0.1m Resto @0.2m	10@0.1m Resto @0.2m	10@0.1m Resto @0.2m
	Cantidad	5	5	5
2	Sección (cm)	35x100	T 105x65x25	30x85
	As'	6Ø3/4"+10Ø5/8"	8Ø3/4"+8Ø5/8"	6Ø3/4"+6Ø5/8"
	Estribo	Ø3/8" 1@0.05	Ø3/8" 1@0.05	Ø3/8" 1@0.05
	sep(m)	10@0.1m Resto @0.2m	10@0.1m Resto @0.2m	10@0.1m Resto @0.2m
	Cantidad	5	5	5

Nota. Proyecto I.E Cayma

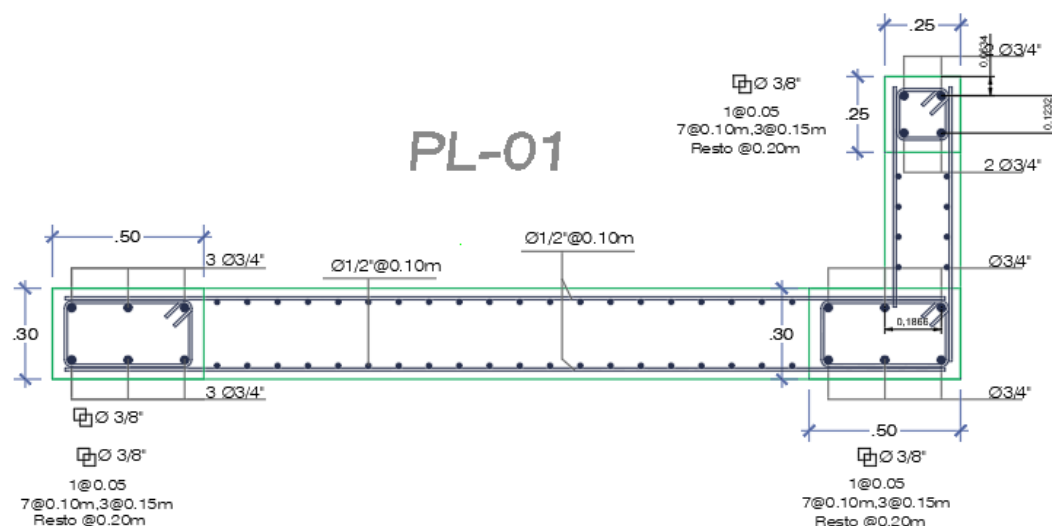
Figura 206
Placa Bloque 5

Nota. Tomado de Proyecto I.E Cayma

Tabla 57
Irregularidades en altura Bloque 5

Irregularidades en Altura	Presenta (No/Si (Valor))
Piso Blando	No
Piso Débil	No
Irregularidad extrema Piso Blando	No
Irregularidad extrema Piso Débil	No
Irregularidad de Masa	No
Irregularidad Geométrica Vertical	No
Discontinuidad Sistemas Sismorresistentes	No
Discontinuidad Extrema Sistemas Sismorresistentes	No

Nota. Elaboración propia

Tabla 58
Irregularidades en planta Bloque 5

Irregularidades en Planta	Presenta (No/Si (Valor))
Irregularidad Torsional	Si
Piso Débil	No
Irregularidad extrema Piso Blando	No
Irregularidad extrema Piso Débil	No
Irregularidad de Masa	No
Irregularidad Geométrica Vertical	No
Discontinuidad Sistemas Sismorresistentes	No
Discontinuidad Extrema Sistemas Sismorresistentes	No
Esquinas Entrantes	No

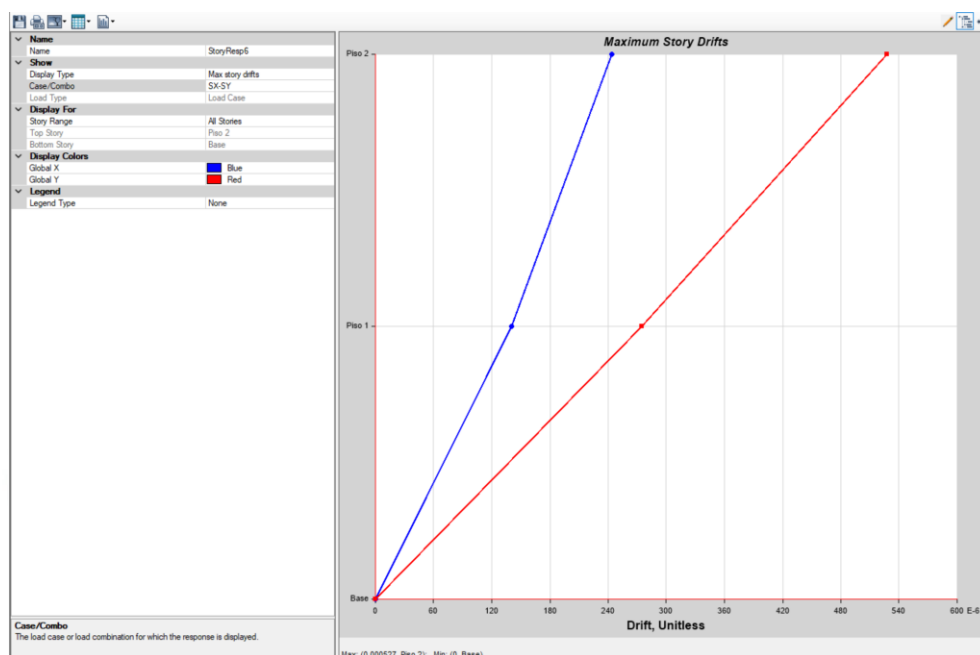
Nota. Elaboración propia

Del programa se puede extraer los siguientes datos en tonf:

Tabla 59
Cortantes estáticos y dinámicos Bloque 5

Cortante Estático en X	73.58
Cortante Estático en Y	47.44
Cortante Dinámico en X	66.19
Cortante Dinámico en Y	42.73

Nota. Elaboración propia

Figura 207
Drifts Bloque 5


Nota. Elaboración propia

El valor más crítico es de 0.000527, este valor debe ser multiplicado por R y por 0.75 al ser regular la estructura en y, este resultado da 0.0028 lo que es menor de lo estipulado en la E.030.

Se chequea la masa participativa mayor al 90 %.

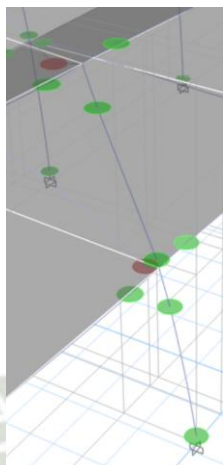
Tabla 60
Masa participativa Bloque 5

Ux	Uy	Uz	SumUx	SumUy	SumUz	Rx	Ry	Rz
0.0008	0.7777	0	0.0008	0.7777	0	0.4056	0.0005	0.0122
0.666	0.0051	0	0.6668	0.7828	0	0.0023	0.3234	0.141
0.1413	0.0075	0	0.8081	0.7903	0	0.0029	0.0652	0.6541
0.0002	0.2066	0	0.8083	0.9969	0	0.5793	0.0008	0.0035
0.1587	0.0014	0	0.967	0.9983	0	0.0043	0.504	0.0329
0.033	0.0017	0	1	1	0	0.0056	0.1061	0.1564

Nota. Elaboración propia

Figura 208

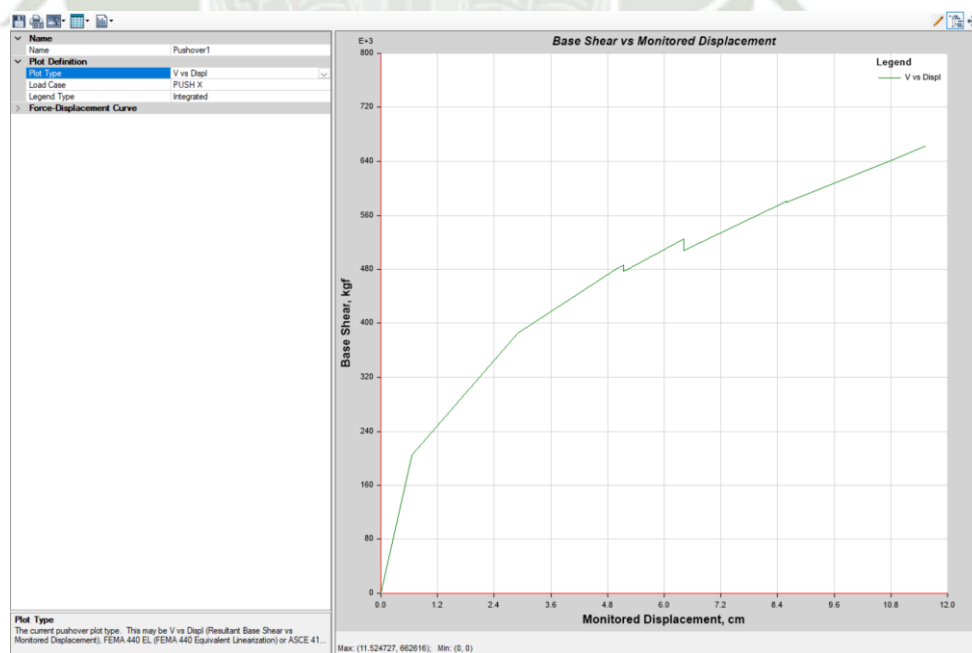
Ejemplo de una zona donde existen mecanismos de fallas Bloque 5



Nota. Elaboración propia

Figura 209

Curva de capacidad en x Bloque 5

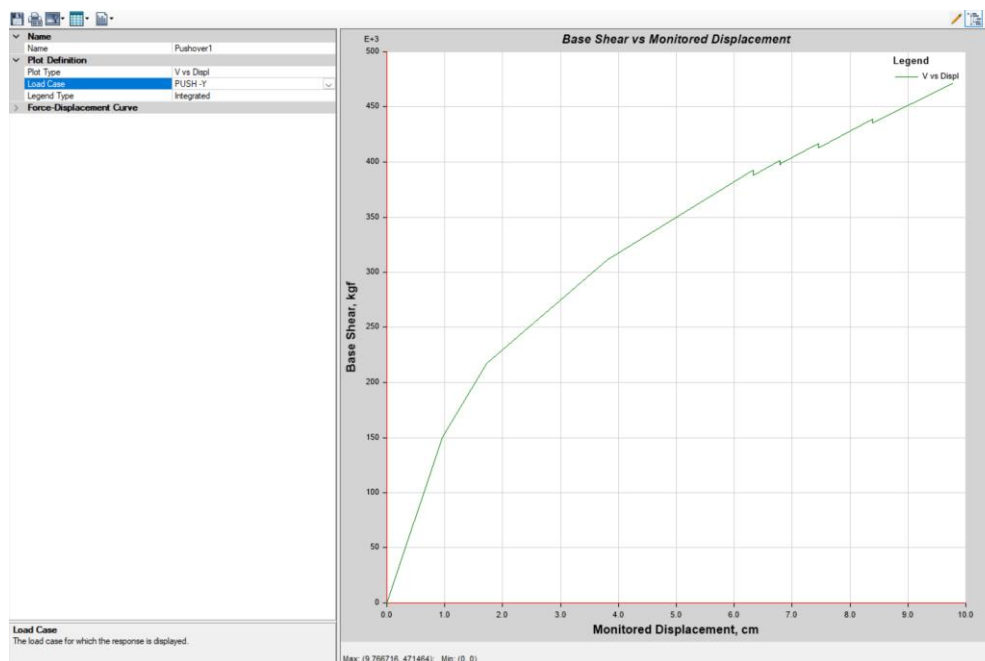


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se muestra la curva de capacidad del bloque 5 en dirección X, obtenida mediante un análisis pushover. El desplazamiento máximo alcanzado es de 11.6 cm, indicando el punto límite de capacidad estructural bajo cargas laterales crecientes.

Figura 210

Curva de capacidad en y Bloque 5

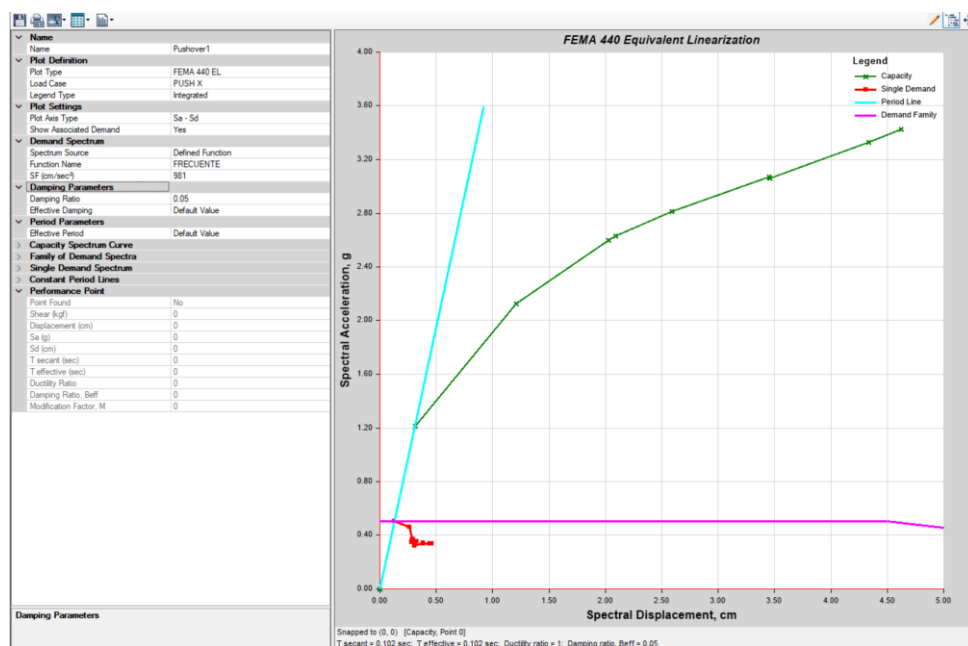


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se muestra la curva de capacidad del bloque 5 en dirección Y, obtenida mediante un análisis pushover. El desplazamiento máximo alcanzado es de 9.82 cm, indicando el punto límite de capacidad estructural bajo cargas laterales crecientes.

Figura 211

Punto de desempeño para un sismo frecuente en x Bloque 5

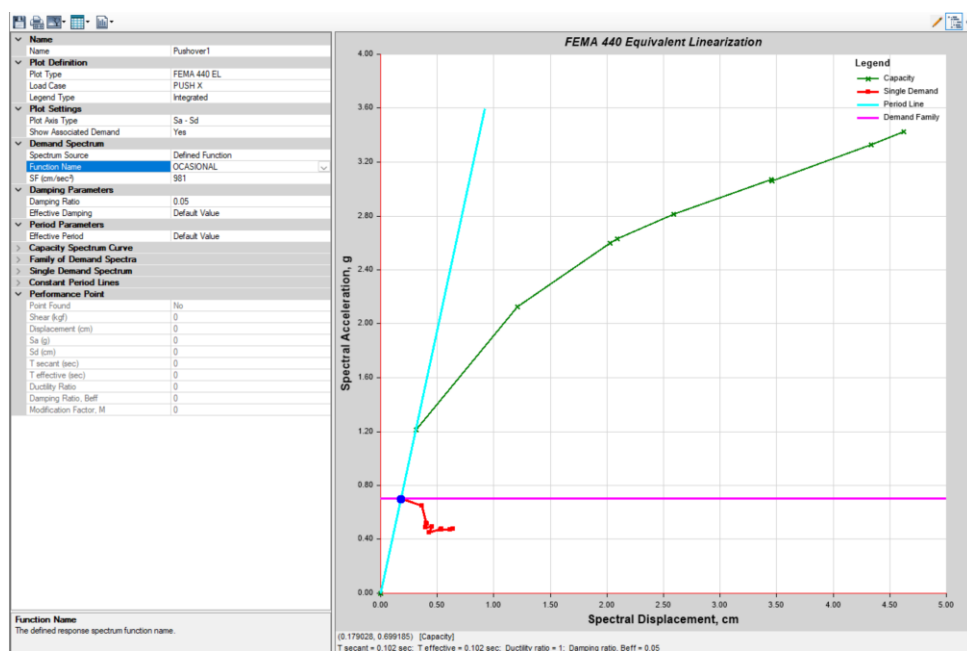


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 5 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo frecuente. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.13 cm.

Figura 212

Punto de desempeño para un sismo ocasional en x Bloque 5

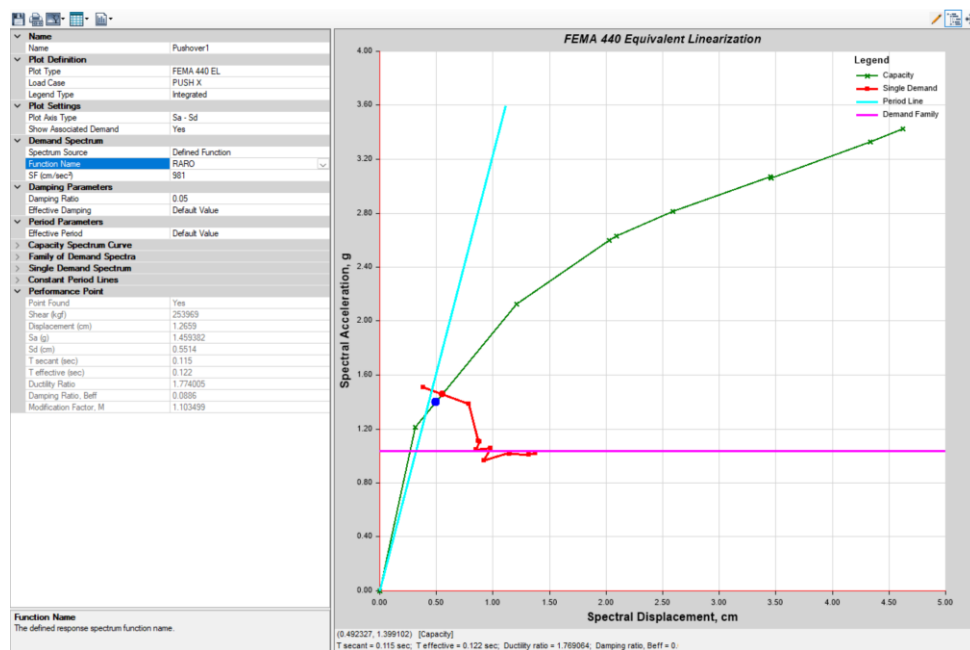


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 5 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo ocasional. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.18 cm.

Figura 213

Punto de desempeño para un sismo raro en x Bloque 5

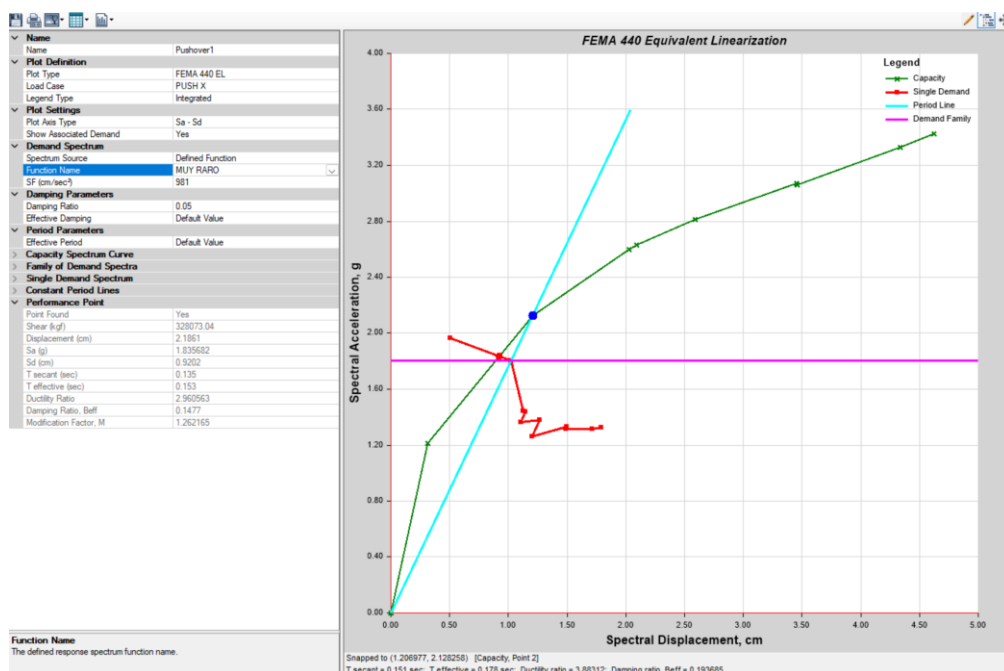


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 5 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo raro. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.52 cm.

Figura 214

Punto de desempeño para un sismo muy raro en x Bloque 5

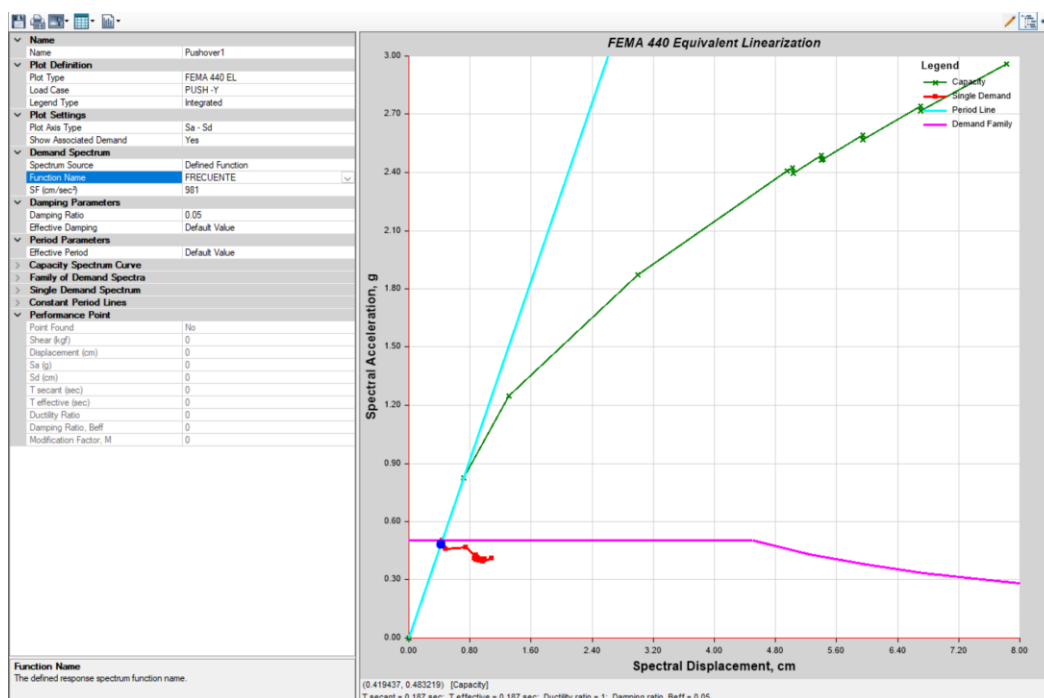


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 5 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo muy raro. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.81 cm.

Figura 215

Punto de desempeño para un sismo frecuente en y Bloque 5

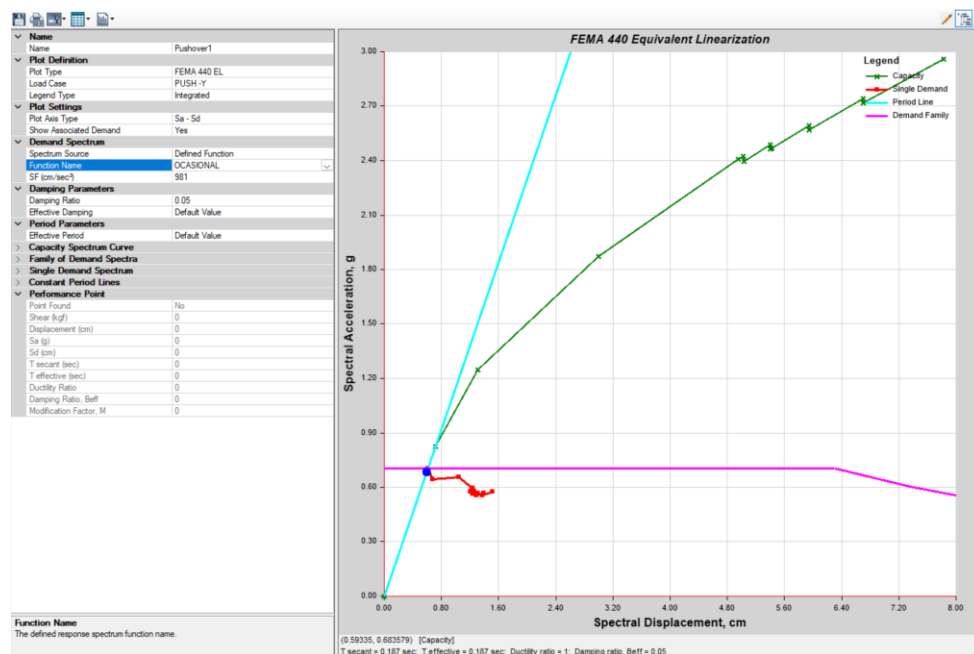


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 5 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo frecuente. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.46 cm.

Figura 216

Punto de desempeño para un sismo ocasional en y Bloque 5

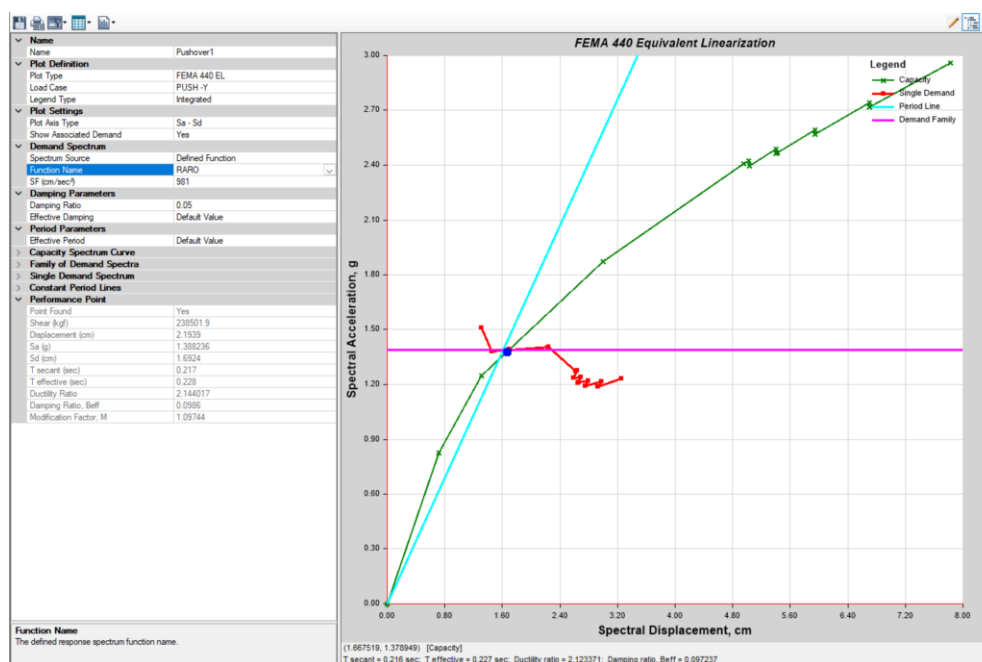


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 5 en dirección Y, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo ocasional. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento de 0.62 cm.

Figura 217

Punto de desempeño para un sismo raro en y Bloque 5

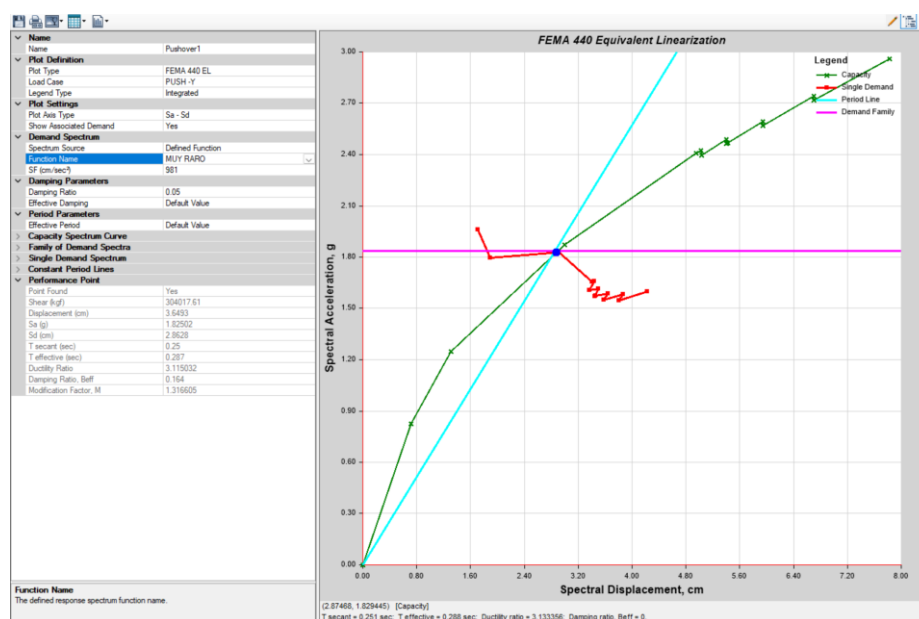


Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 5 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo raro. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento espectral de 2.28 cm.

Figura 218

Punto de desempeño para un sismo muy raro en y Bloque 5



Nota. Elaboración propia

En la imagen anterior se presenta la curva de capacidad del bloque 5 en dirección X, correspondiente a un análisis de empuje estático no lineal (pushover) para un sismo muy raro. Se observa que el punto de desempeño se alcanza a un desplazamiento espectral de 3.61 cm.

Tabla 61

Nivel de desempeño en y Bloque 5

Nivel de desempeño VISION 2000 Bloque 5	Desplazamiento (cm)
Operacional	0.50
Ocupación inmediata	1.51
Seguridad de vida	2.53
Prevención al colapso	3.20

Nota. Elaboración propia

El punto de desempeño para los diversos sismos es:

Tabla 62
Punto de desempeño en x para diversos sismos Bloque 5

Punto de desempeño Bloque 5	Desplazamiento (cm)
Frecuente	0.13
Ocasional	0.18
Raro	0.52
Muy raro	0.81

Nota. Elaboración propia

Tabla 63
Nivel de desempeño en y Bloque 5

Nivel de desempeño VISION 2000 Bloque 5	Desplazamiento (cm)
Operacional	0.92
Ocupación inmediata	2.00
Seguridad de vida	3.08
Prevención al colapso	3.80

Nota. Elaboración propia

Tabla 64
Punto de desempeño en y para diversos sismos Bloque 5

Punto de desempeño Bloque 5	Desplazamiento (cm)
Frecuente	0.46
Ocasional	0.62
Raro	2.28
Muy raro	3.61

Nota. Elaboración propia

En base a la información se tiene que el diseño cumple con criterios básicos según VISION 2000.

4.3. Análisis por colapso progresivo

En base a las consideraciones de la sección 2.2.11 se debe tomar en cuenta las causas accidentales o de baja probabilidades como ya se explicó anteriormente es imposible determinar absolutamente todas las causas y en que probabilidad pueden pasar, por ello es necesario que se englobe todas estas condiciones bajo el modelo de asumir la falla local, y remover cada uno de los elementos primarios de los diferentes niveles (vigas, columnas y muros) acorde a la GSA u otras recomendaciones como el Eurocódigo. Para el caso sísmico como se conoce con mayor detalle la causa por la que se producirá el colapso progresivo es posible utilizar el método de prevenir la falla inicial mediante el modelo de aumento de la resistencia local específica o el empleo de la modificación del sistema estructural.

Es por esto que es conveniente analizar esta sección 4.3 en dos partes la primera que englobe todas estas circunstancias accidentales a través del método de asumir la falla local y la segunda parte donde se tome en cuenta lo analizado en la sección 4.2 para emplear el método de prevenir la falla local

4.3.1. Análisis por colapso progresivo considerando el método de asumir la falla local

Como ya se mencionó anteriormente todas aquellas circunstancias con baja o poca probabilidad son necesarias a tomarse en cuenta en un análisis por colapso progresivo debido a la dificultad de simular cada una de ellas y que cuando se simula la falla local estas circunstancias pierden relevancia, es que se efectúa el análisis por el método de asumir la falla local.

A fin de comprender esto como se hizo en la sección 4.2 se demuestra el proceso que se siguió para el bloque 2 el cual se usa en el resto de los bloques.

4.3.1.1. Análisis del Bloque 2

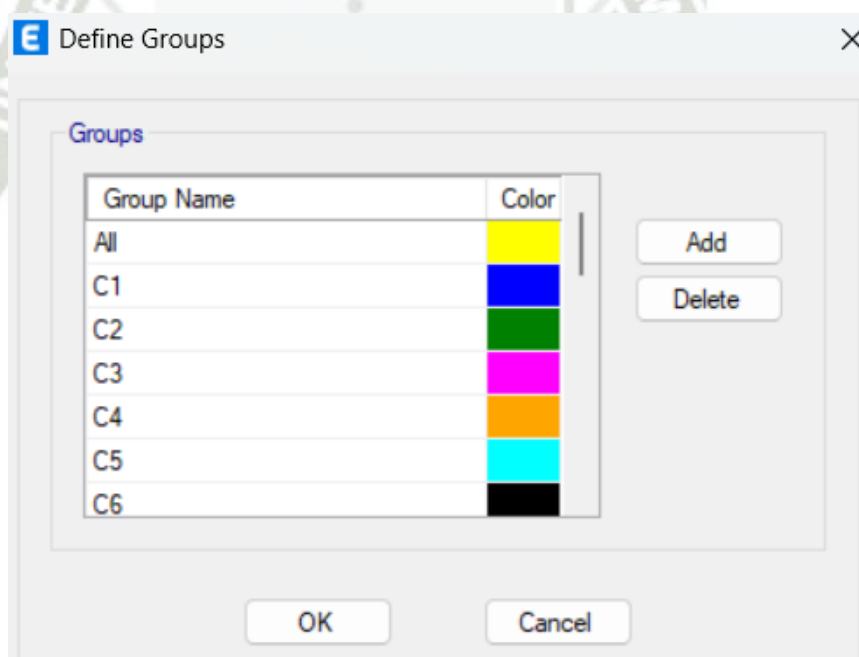
Para el caso del Bloque 2 se removerá columnas y vigas previamente cambiando la configuración en las rótulas en las vigas acorde a la tabla recomendada por la GSA explicada en la sección 2.2.9.2.

Se modelará bajo el caso no linear staged construction, este caso es el mejor simula las condiciones, pues si se modelara como una edificación sin el elemento del inicio se estaría diciendo que este fue construido así lo que generaría error en la transferencia de fuerzas, el caso no linear staged construction simula justamente la pérdida repentina de un elemento estructural tal como se recomienda en el libro de Starossek.

Tomando en consideración lo anterior se agrupa cada elemento en un grupo unitario:

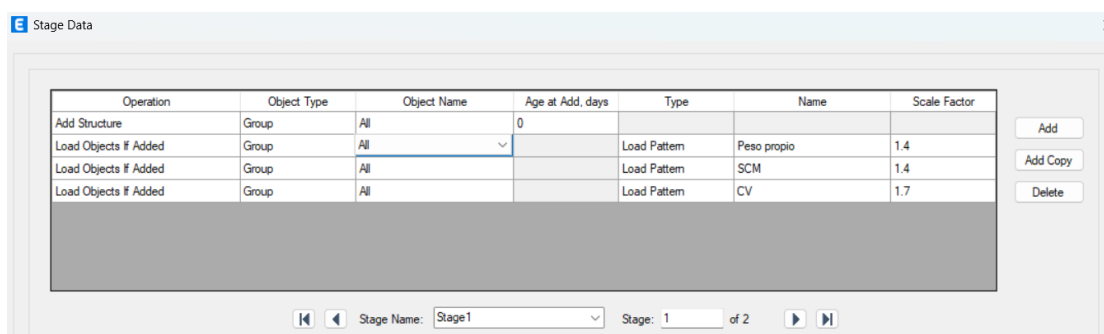
Figura 219

Definición de grupos para el análisis por colapso progresivo Bloque 2



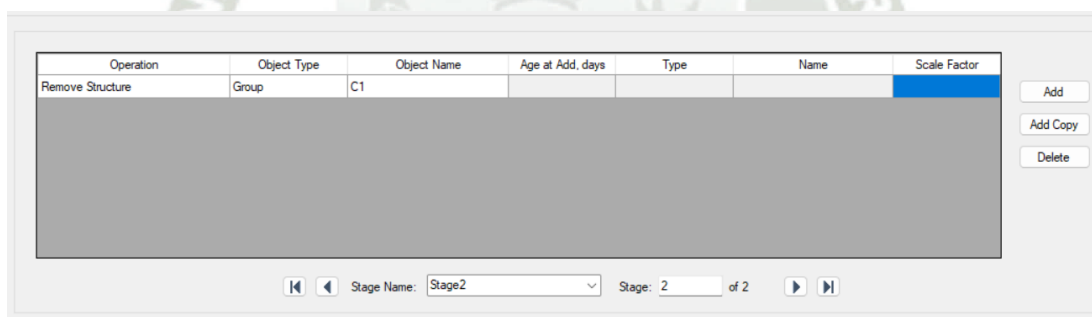
Nota. Elaboración propia

Cada elemento es asignado a un grupo luego se crea un caso no lineal por etapas así, mayorando las cargas de gravedad:

Figura 220
Asignación de la etapa 1 colapso progresivo C1 Bloque 2


Operation	Object Type	Object Name	Age at Add, days	Type	Name	Scale Factor
Add Structure	Group	All	0			
Load Objects If Added	Group	All		Load Pattern	Peso propio	1.4
Load Objects If Added	Group	All		Load Pattern	SCM	1.4
Load Objects If Added	Group	All		Load Pattern	CV	1.7

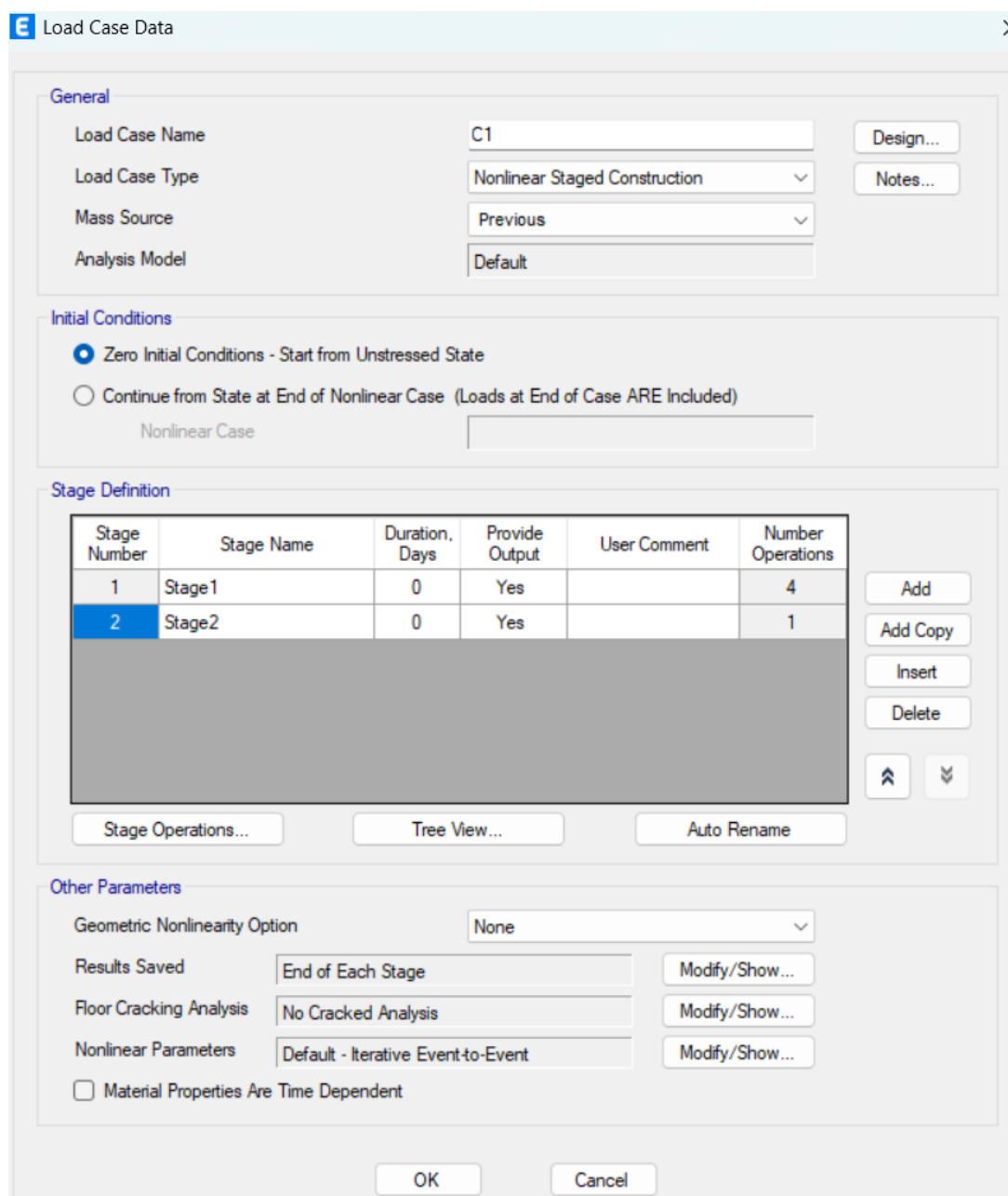
Stage Name: Stage1 Stage: 1 of 2

Nota. Elaboración propia
Figura 221
Asignación de la etapa 2 colapso progresivo C1 Bloque 2


Operation	Object Type	Object Name	Age at Add, days	Type	Name	Scale Factor
Remove Structure	Group	C1				

Stage Name: Stage2 Stage: 2 of 2

Nota. Elaboración propia

Figura 222
Caso para colapso progresivo de C1 Bloque 2


Load Case Data

General

Load Case Name: C1 [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Staged Construction [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Stage Definition

Stage Number	Stage Name	Duration, Days	Provide Output	User Comment	Number Operations
1	Stage1	0	Yes		4
2	Stage2	0	Yes		1

[Add] [Add Copy] [Insert] [Delete] [Up] [Down]

[Stage Operations...] [Tree View...] [Auto Rename]

Other Parameters

Geometric Nonlinearity Option: None

Results Saved: End of Each Stage [Modify/Show...]

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event [Modify/Show...]

☐ Material Properties Are Time Dependent

[OK] [Cancel]

Nota. Elaboración propia

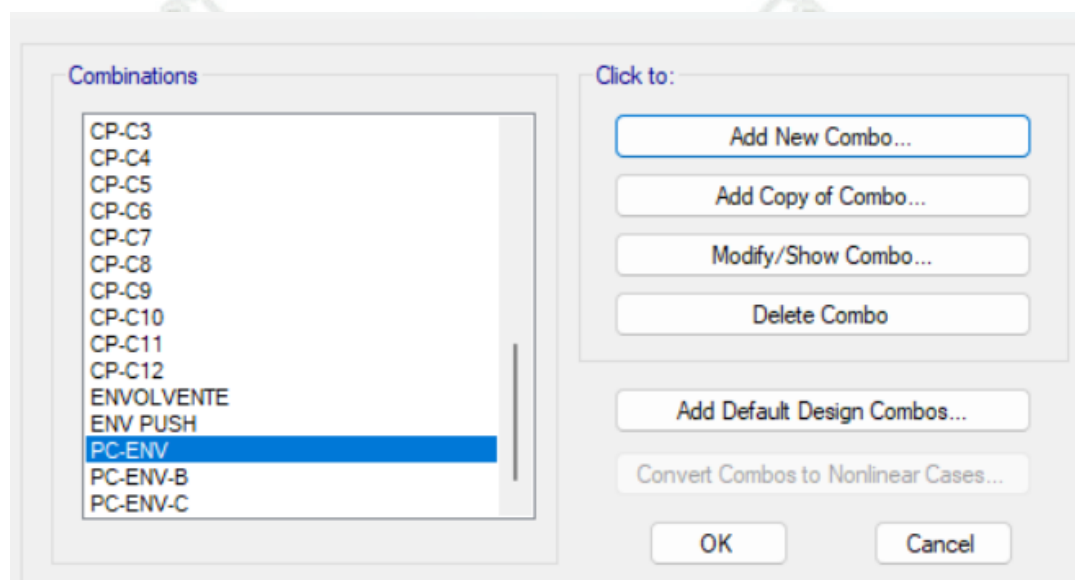
En la imagen anterior se muestra la configuración del caso de carga tipo Nonlinear Staged Construction, el cual permite simular el proceso constructivo por etapas. Se definen dos fases (Stage1 y Stage2), cada una con una duración de 0 días, indicando que las operaciones estructurales asociadas se ejecutan de forma instantánea en el modelo. Se parte desde un estado

sin tensiones iniciales y se guarda la salida al final de cada etapa, lo que permite evaluar la evolución del comportamiento estructural a medida que se incorporan elementos.

Se crea entonces un caso para cada columna y cada viga y se podría tomar la envolvente de todos los casos para el chequeo.

Figura 223

Casos para el colapso progresivo Bloque 2



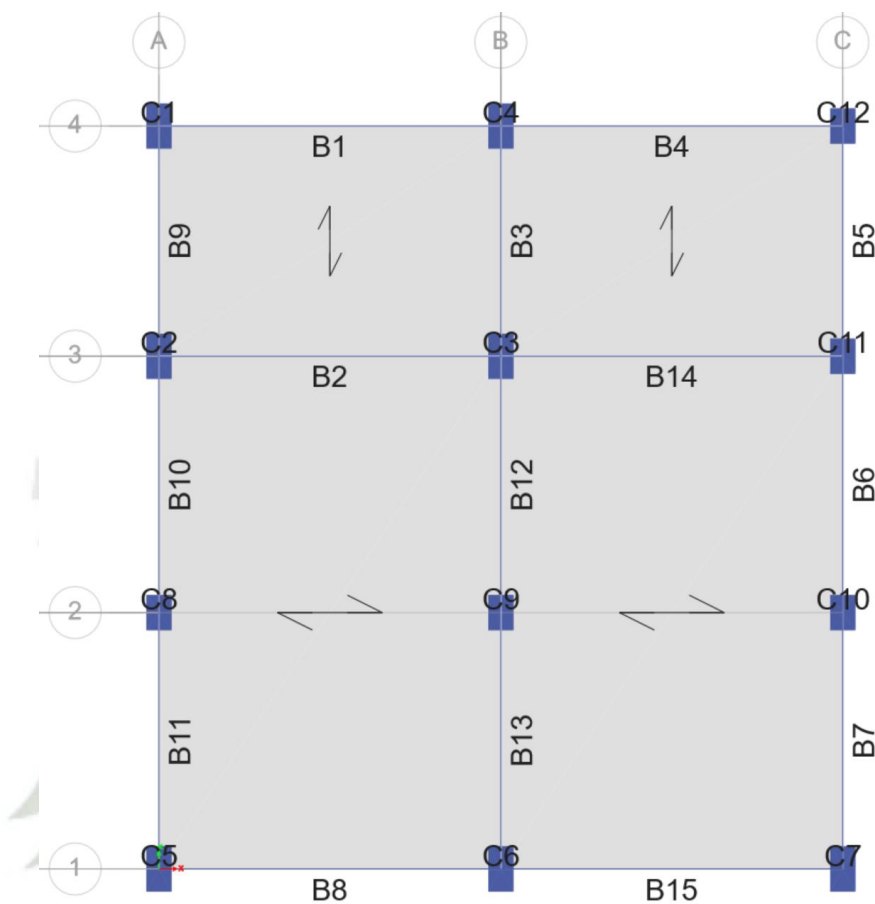
Nota. Elaboración propia

4.3.1.1.1. Evaluación de los miembros críticos

A fin de entender que elementos fallan por el colapso o cuales alcanzan la fluencia se presenta la siguiente imagen con las etiquetas o labels de cada elemento.

Figura 224

Etiquetas de elementos estructurales Bloque 2



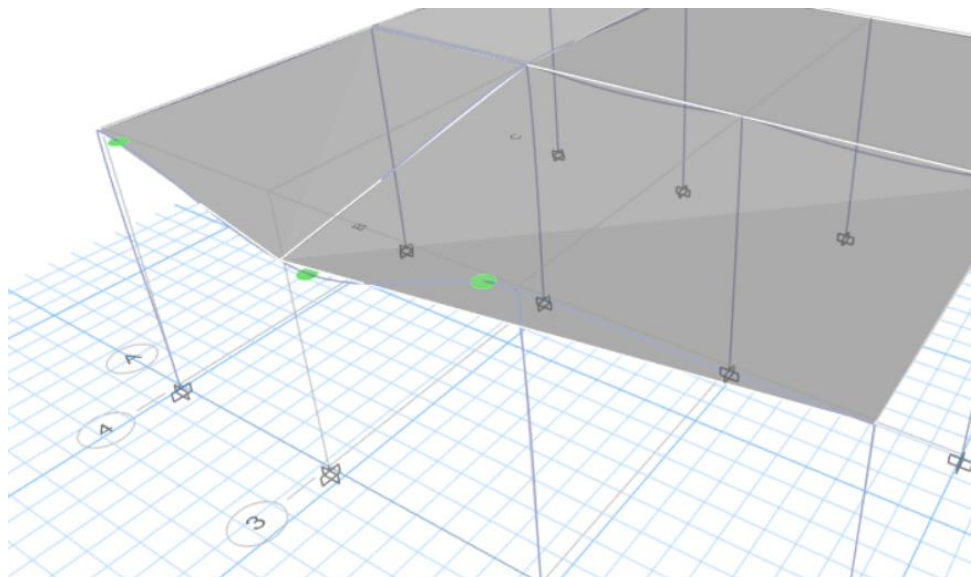
Nota. Elaboración propia

4.3.1.1.2. Secciones que pasan la fluencia

Las secciones que pasan la fluencia se dan cuando fallan las columnas C2, C3, C5 y C6.

Figura 225

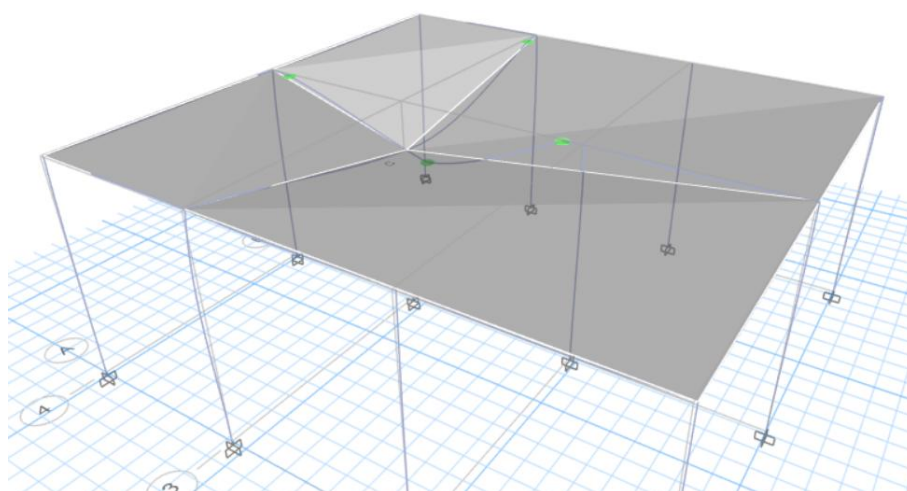
Secciones que pasan la fluencia por colapso de C2 Bloque 2



Nota. Elaboración propia

Figura 226

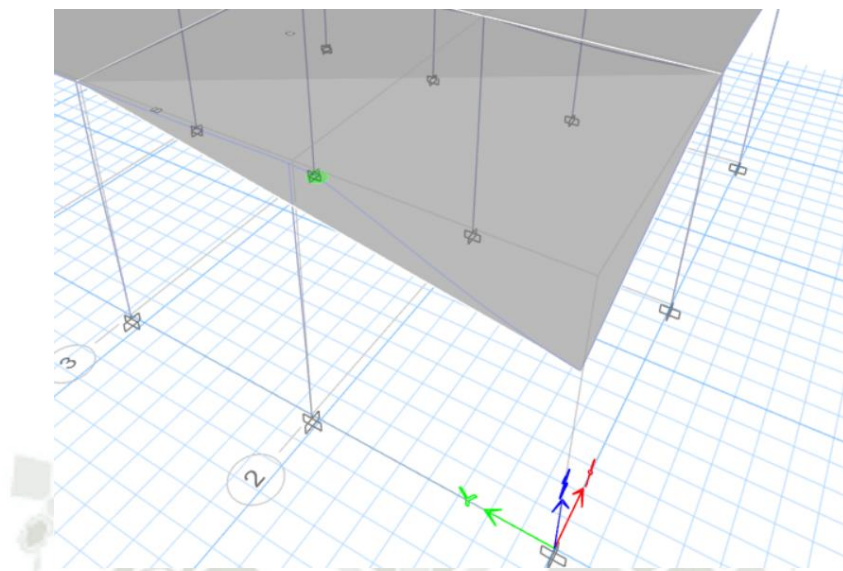
Secciones que pasan la fluencia por colapso de C3 Bloque 2



Nota. Elaboración propia

Figura 227

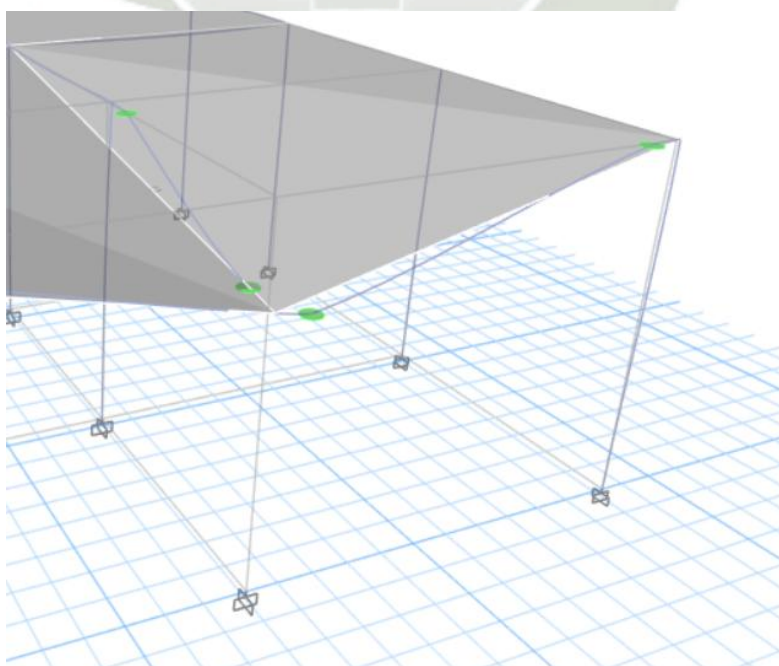
Secciones que pasan la fluencia por colapso de C5 Bloque 2



Nota. Elaboración propia

Figura 228

Secciones que pasan la fluencia por colapso de C6 Bloque 2



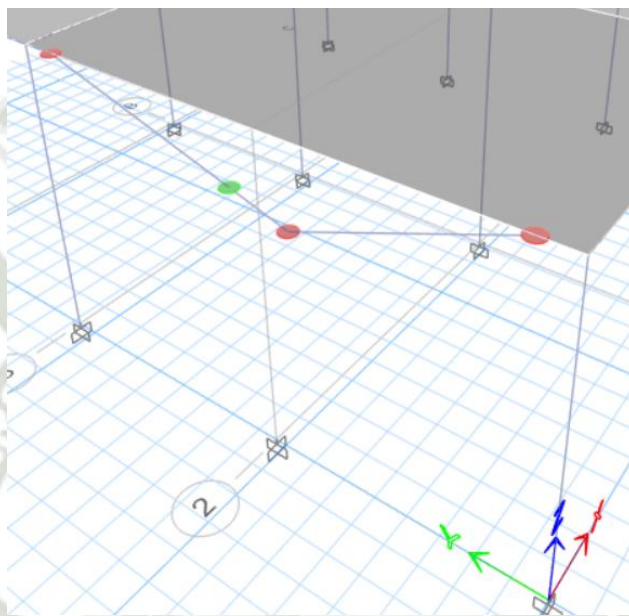
Nota. Elaboración propia

4.3.1.1.3. Secciones que fallan

Las secciones que fallan se dan cuando fallan las columnas C8 y C9.

Figura 229

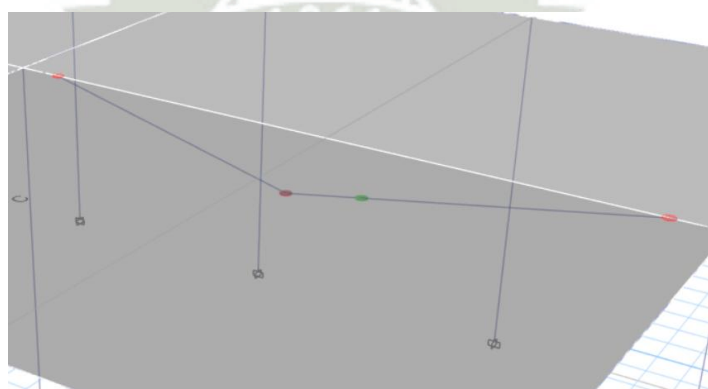
Secciones que fallan por colapso de C8 Bloque 2



Nota. Elaboración propia

Figura 230

Secciones que fallan por colapso de C9 Bloque 2



Nota. Elaboración propia

Se puede ver entonces que para el caso del colapso de la columna C8 fallarán las vigas B10 y B11 mientras que para la columna C9 fallarán las vigas B12 y B13.

A fin de evaluar qué pasa con el resto de los elementos se crea un caso donde se eliminen estos elementos para el colapso de C8 y C9.

Figura 231

Falla de elementos B10 Y B11 tras falla de C8 Bloque 2

Operation	Object Type	Object Name	Age at Add, days	Type	Name	Scale Factor
Remove Structure	Group	B10				
Remove Structure	Group	B11				

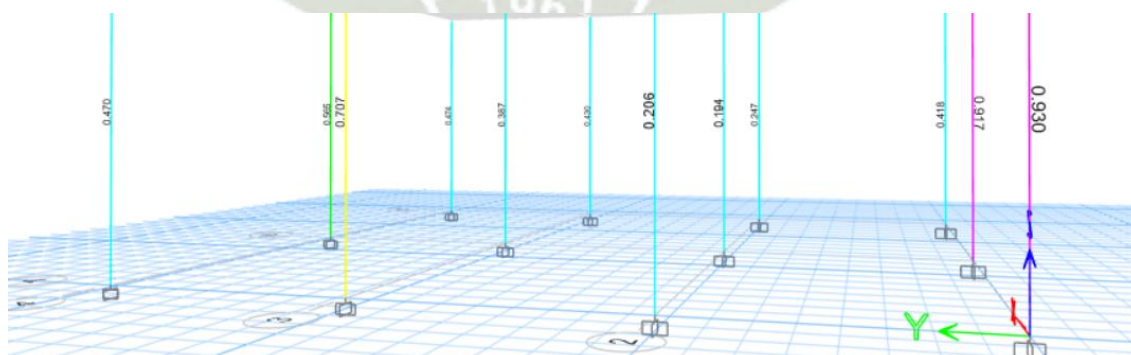
Stage Name: Stage: 3 of 3

Nota. Elaboración propia

Las otras columnas no sufren daño esto se puede chequear con las ratios D/C con ayuda del programa.

Figura 232

Ratios D/C para columnas Bloque 2



Nota. Elaboración propia

Después de analizar cada una de las columnas y vigas se puede ver en la siguiente tabla la falla de elementos que causan el fallo de otros elementos es decir un colapso progresivo:

Tabla 65
Resumen de elementos que fallan por colapso progresivo Bloque 2

Bloque 2		
Fallo	Que elementos fallarán	Fuerza
C8	B10	M
	B11	M, V
C9	B12	M
	B13	M, V
C3	B2	V
	B14	V
C6	B13	V

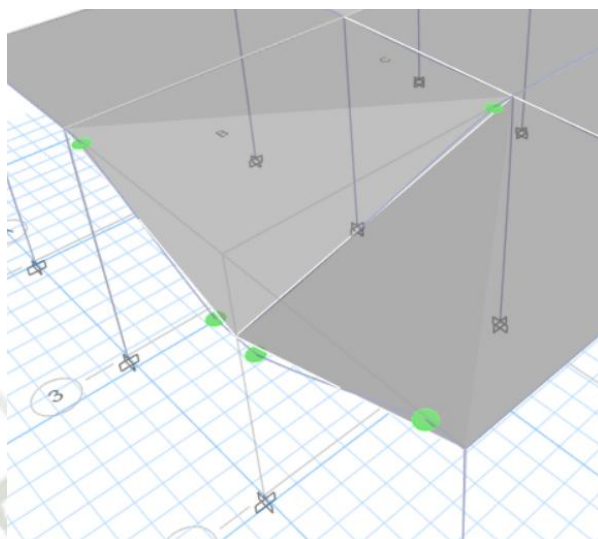
Nota. Elaboración propia

4.3.1.1.4. Medidas de refuerzo

Sabiendo ya que se debe reforzar las secciones de viga B2, B10, B11, B12, B13 y B14 se debe tomar en cuenta que aumentar las secciones no sería lo más conveniente pues estas se apoyan sobre la columna y no existe viga perpendicular que las confíne. Lo mejor es realizar una viga perpendicular de refuerzo con las mismas dimensiones y acero.

Figura 233

Colapso C8 miembros tras refuerzo Bloque 2

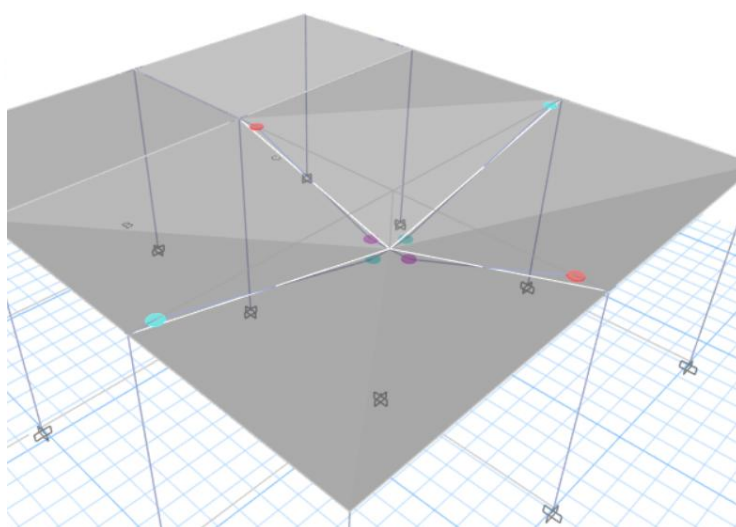


Nota. Elaboración propia

Para la columna 9 se tiene:

Figura 234

Colapso C9 miembros tras refuerzo Bloque 2

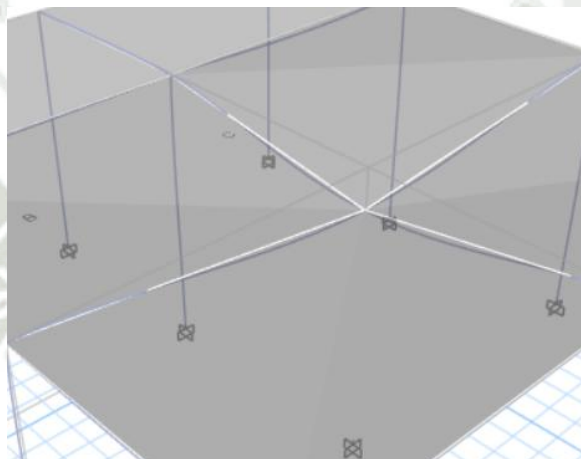


Nota. Elaboración propia

Se necesita entonces adicionalmente reforzar las vigas donde las rótulas están en color rojo. Para ello se aumenta la altura en 10 cm teniendo una viga de 25x30, adicionalmente se adiciona 2 aceros de $\frac{1}{2}$ " arriba a cada lado y 4 de $\frac{1}{2}$ " abajo pues los de abajo al quedar al centro no trabajan, teniendo 4 aceros de $\frac{1}{2}$ " arriba y abajo.

Figura 235

Colapso C9 refuerzo miembros adyacentes Bloque 2



Nota. Elaboración propia

Con esto el problema se soluciona, adicionalmente a modo de tener uniones correctas sería recomendable tener las mismas secciones en las 4 vigas adyacentes a la C9.

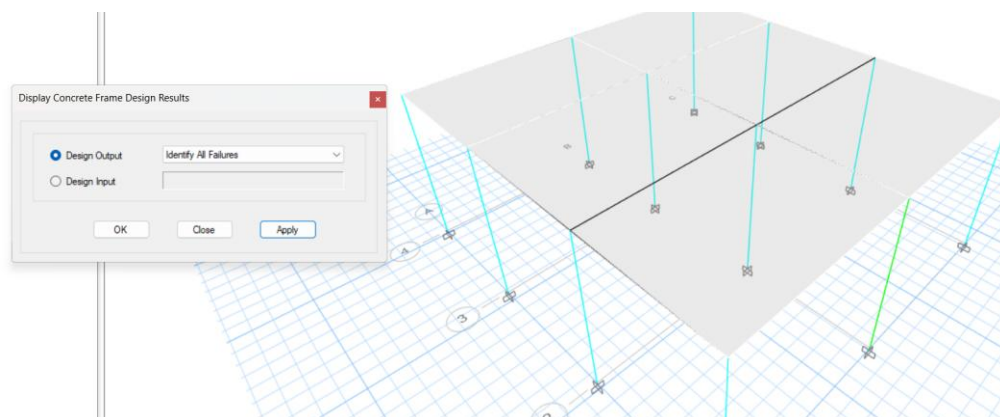
En general entonces es recomendable cambiar las secciones de 20x25 a las mencionadas en el refuerzo.

Es recomendable también revisar todo el modelo después de proponer los cambios.

Finalmente, después de esto se tiene:

Figura 236

Chequeo de secciones después de refuerzo

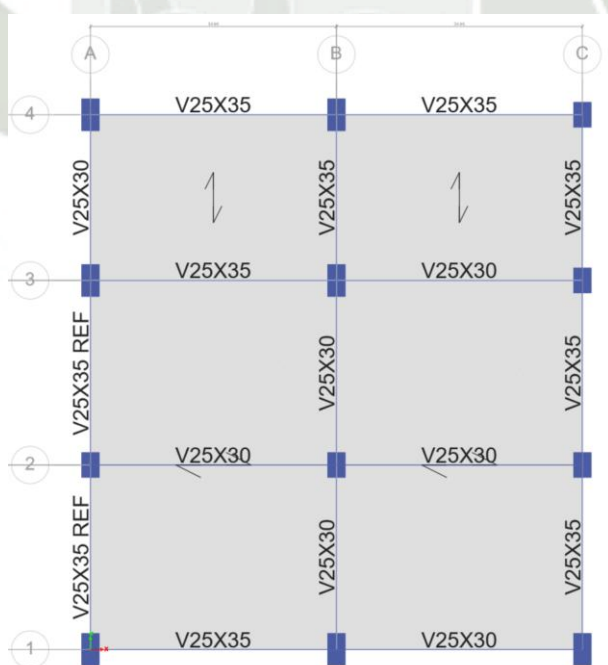


Nota. Elaboración propia

Las secciones propuestas son entonces:

Figura 237

Refuerzos por colapso progresivo Bloque 2

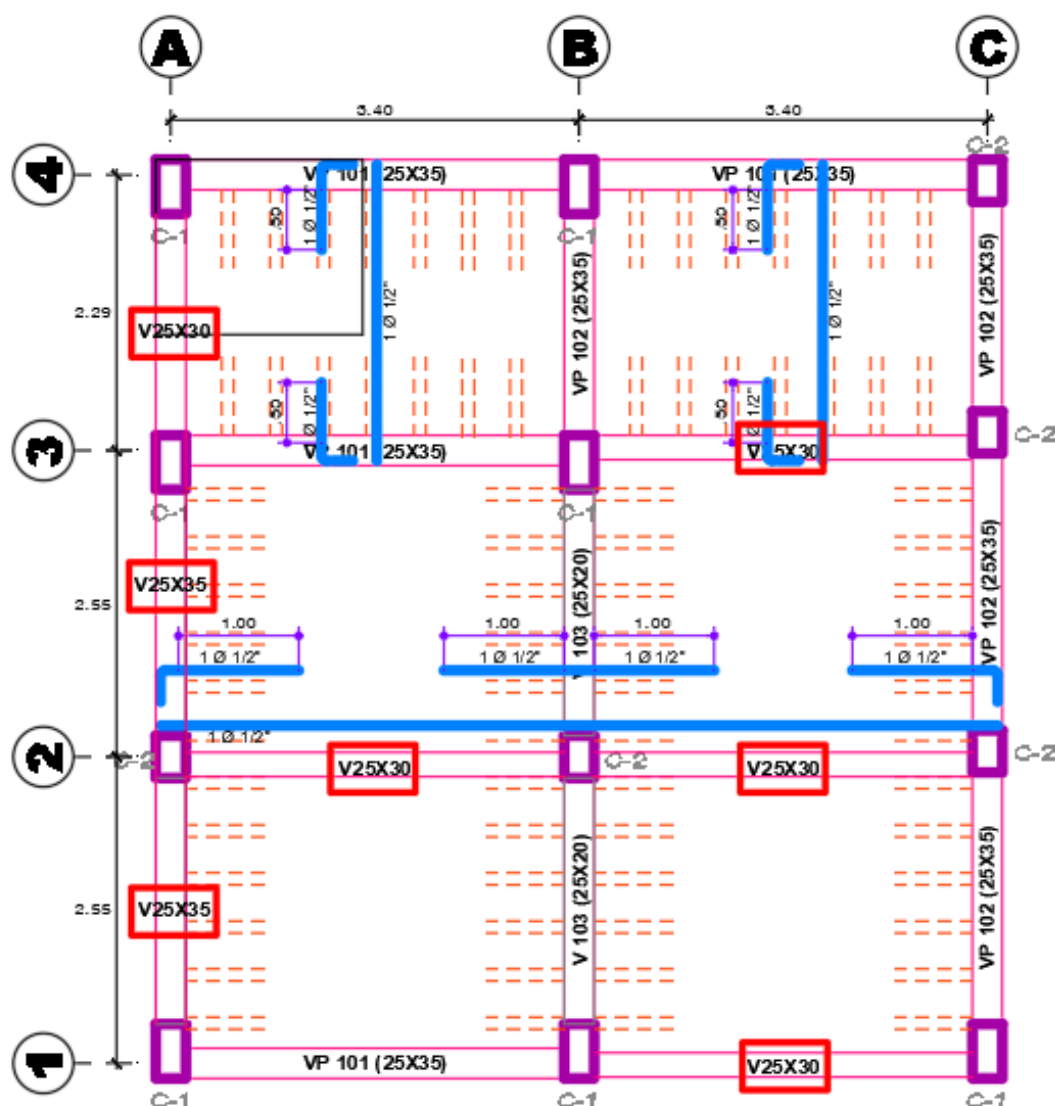


Nota. Elaboración propia

Se tiene la siguiente distribución, lo encerrado en rojo son los cambios:

Figura 238

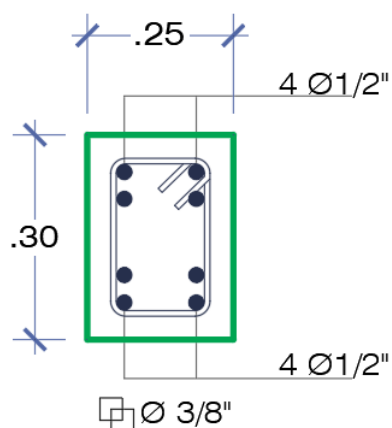
Refuerzo Bloque 2



Nota. Tomado de Proyecto Cayma

Figura 239

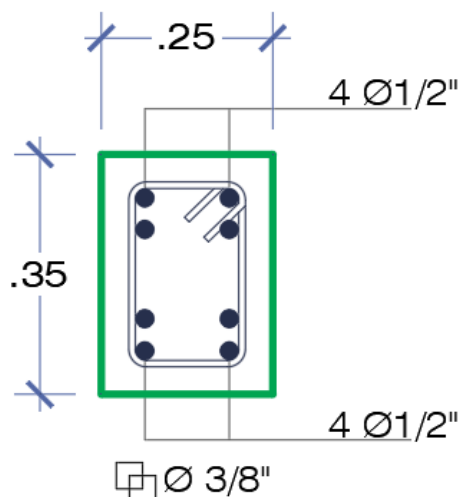
Sección de viga de refuerzo 25x30



Nota. Elaboración propia

Figura 240

Sección de viga de refuerzo 25x35



Nota. Elaboración propia

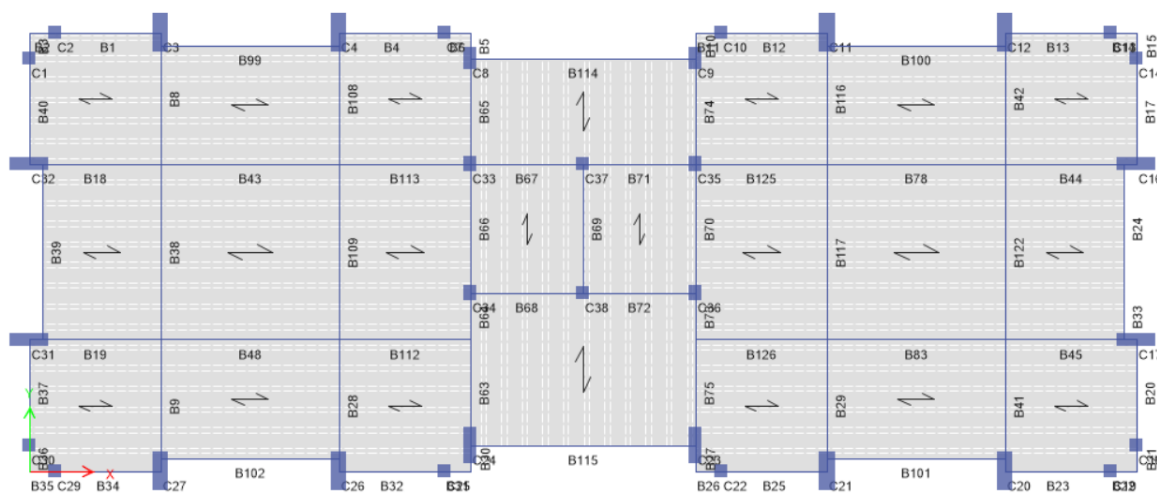
Tomando en cuenta este análisis se hará lo mismo para el resto de los bloques de manera simplificada centrándose en los resultados, considerando el proceso explicado aquí.

4.3.1.2. Análisis del bloque 1

Las etiquetas para el análisis de resultados son:

Figura 241

Etiquetas de los elementos estructurales Bloque 1



Nota. Elaboración propia

Los resultados son:

Tabla 66

Resumen de elementos que fallan por colapso progresivo Bloque 1

Bloque 1		
Fallo	Que elementos fallarán	Fuerza
C3	B1	M
C4	B4	M
C11	B12	M
C12	B13	M
C20	B23	M
C21	B25	M
C26	B32	M
C27	B34	M
B8	B18	V
	B19	V
	B43	V
	B48	V

Bloque 1 (Continuación)		
Fallo	Que elementos fallarán	Fuerza
B9	B18	V
	B19	V
	B43	V
	B48	V
B28	B43	V
	B48	V
	B112	V
	B113	V
B29	B125	V
	B126	V
	B78	V
	B83	V
B41	B78	V
	B83	V
	B44	V
	B45	V
B42	B78	V
	B83	V
	B44	V
	B45	V
B44	B45	V
B45	B44	V
B108	B43	V
	B48	V
	B112	V
	B113	V
B116	B125	V
	B126	V
	B78	V
	B83	V

Bloque 1 (Continuación)		
Fallo	Que elementos fallarán	Fuerza
C3	B2	V
	B1	V
	B99	V
	B8	V
	B18	V
	B43	V
	B38	V
	B19	V
	B48	V
	B9	V
C4	B99	V
	B4	V
	B108	V
	B43	V
	B113	V
	B109	V
	B48	V
	B112	V
	B28	V
C11	B9	V
	B11	V
	B12	V
	B100	V
	B116	V
	B125	V
	B78	V
	B117	V
	B126	V
	B83	V
	B29	V

Bloque 1 (Continuación)		
Fallo	Que elementos fallarán	Fuerza
C12	B100	V
	B13	V
	B14	V
	B42	V
	B78	V
	B44	V
	B122	V
	B83	V
	B45	V
	B41	V
C20	B22	V
	B23	V
	B101	V
	B41	V
	B45	V
	B83	V
	B122	V
	B78	V
	B44	V
C21	B42	V
	B26	V
	B25	V
	B101	V
	B29	V
	B126	V
	B83	V
	B117	V
	B125	V
	B78	V
	B116	V

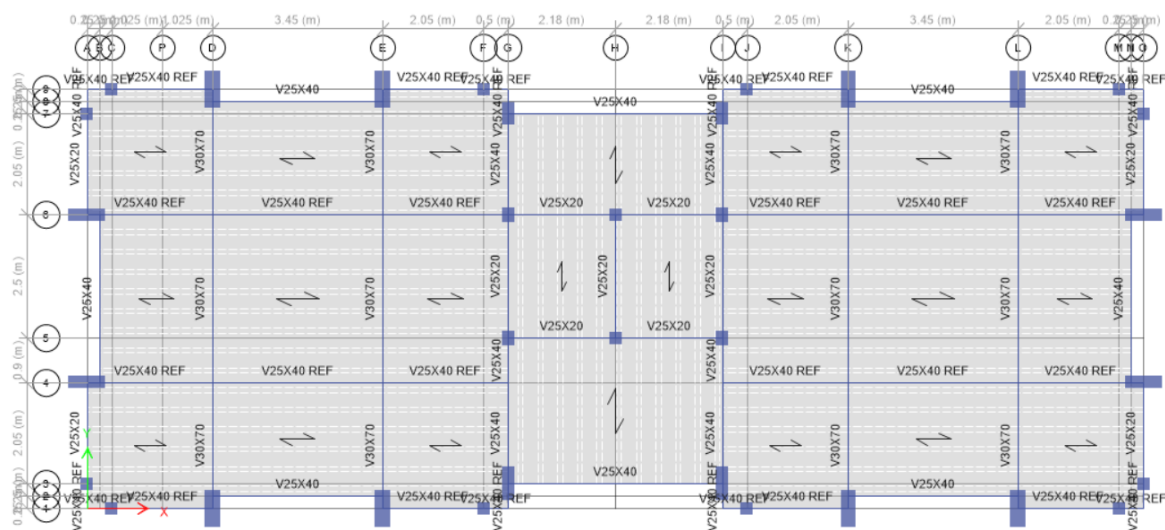
Bloque 1 (Continuación)		
Fallo	Que elementos fallarán	Fuerza
C26	B31	V
	B32	V
	B102	V
	B28	V
	B112	V
	B48	V
	B109	V
	B43	V
	B113	V
	B108	V
C27	B35	V
	B34	V
	B102	V
	B9	V
	B19	V
	B48	V
	B38	V
	B43	V
	B18	V
	B8	V
C37	B67	V
	B71	V
C38	B68	V
	B72	V

Nota. Elaboración propia

Las medidas de refuerzo son:

Figura 242

Refuerzo de Bloque 1

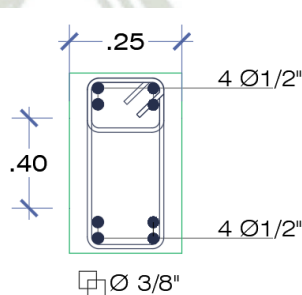


Nota. Elaboración propia

Todas las vigas de 25x20 salvo las centrales y laterales de y de acuerdo con la figura anterior deberán ser reforzadas a vigas de 25x40 aumentando 2 aceros de $\frac{1}{2}$ " arriba y 4 debajo debido a que los que quedan arriba.

Figura 243

Viga de refuerzo Bloque 1



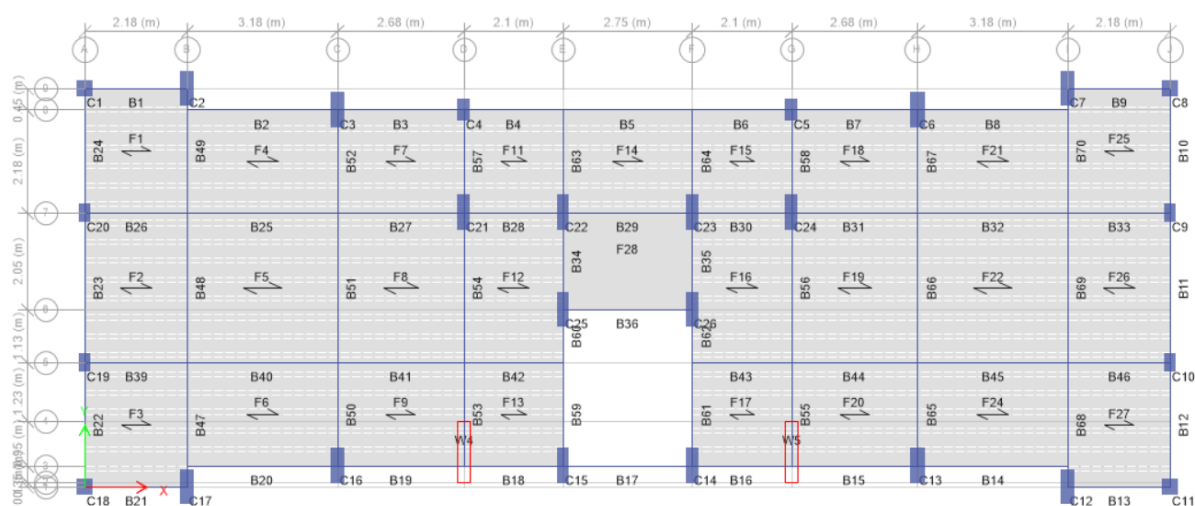
Nota. Elaboración propia

4.3.1.3. Análisis del bloque 3

Las etiquetas de análisis son:

Figura 244

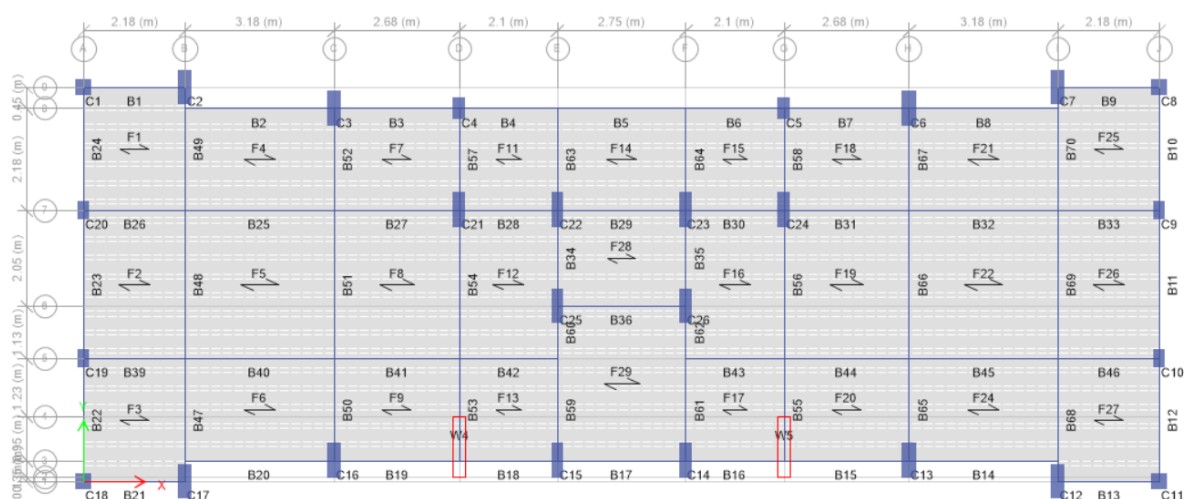
Labels Piso 1 Bloque 3



Nota. Elaboración propia

Figura 245

Labels Piso 2 Bloque 3



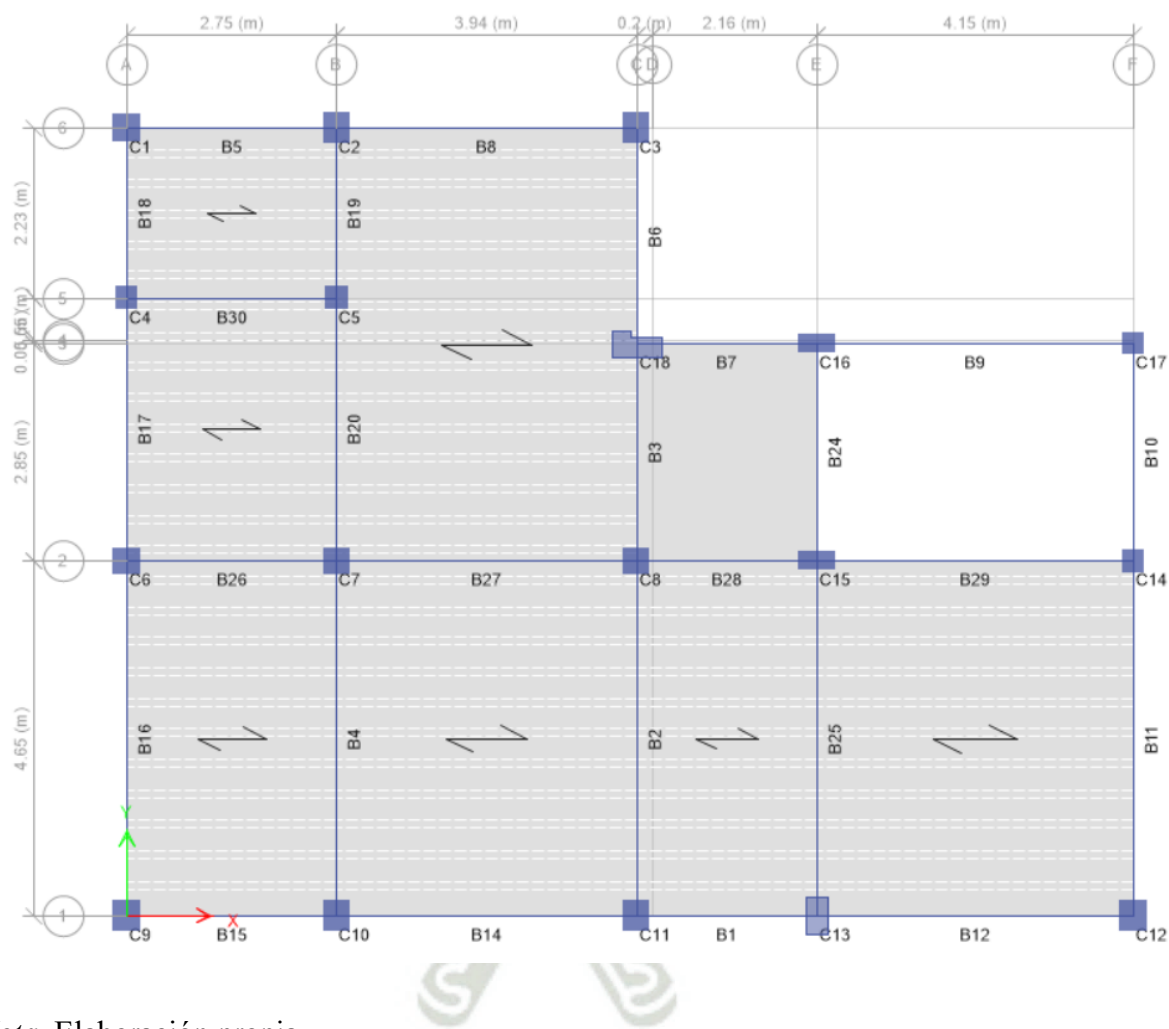
Nota. Elaboración propia

Los resultados fueron:

No se encontró fallas por colapso progresivo bajo el método de asumir la falla local por lo cual tampoco son necesarias las medidas de refuerzo.

Los labels de análisis son:

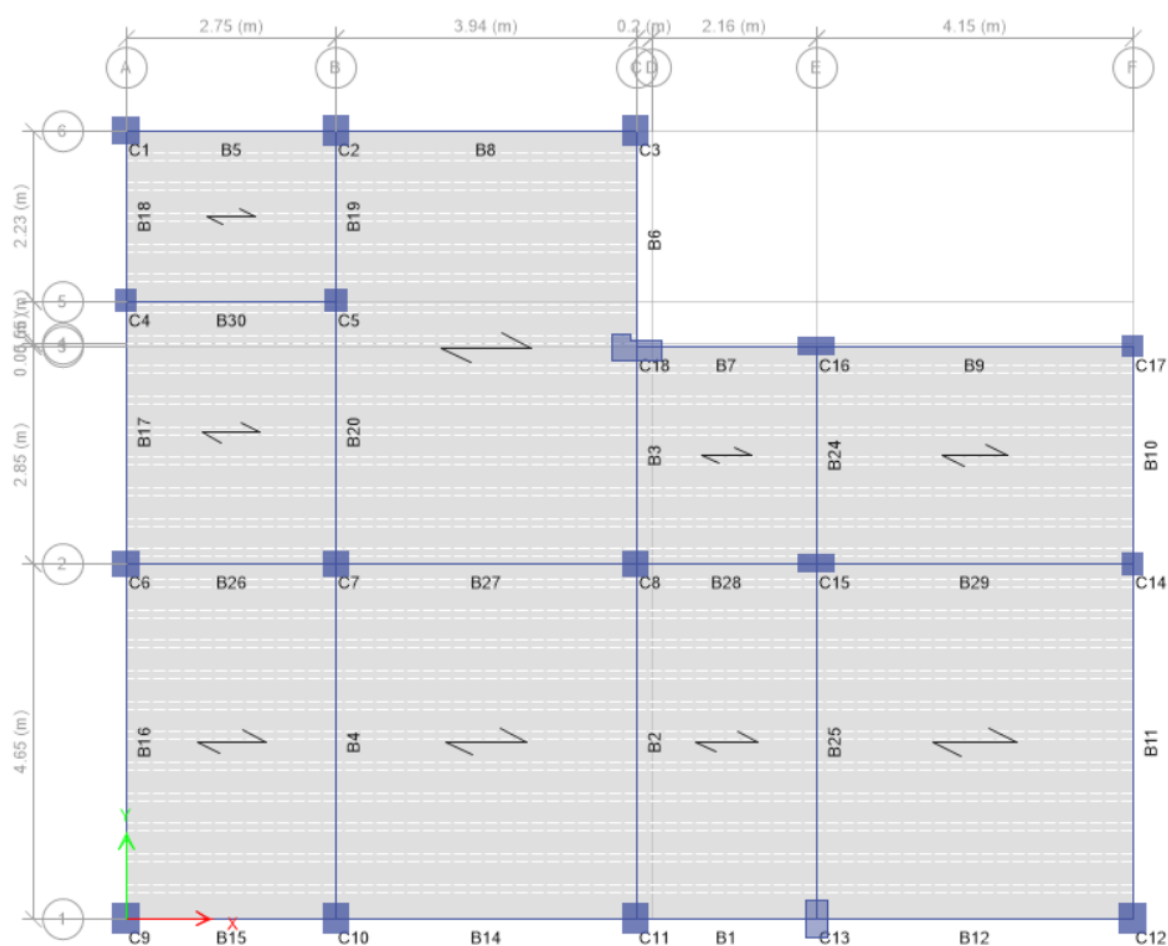
Labels Piso 1 Bloque 4



Nota. Elaboración propia

Figura 247

Labels Piso 2 Bloque 4



Nota. Elaboración propia

Los resultados fueron:

Tabla 67

Resumen de elementos que fallan por colapso progresivo Bloque 4

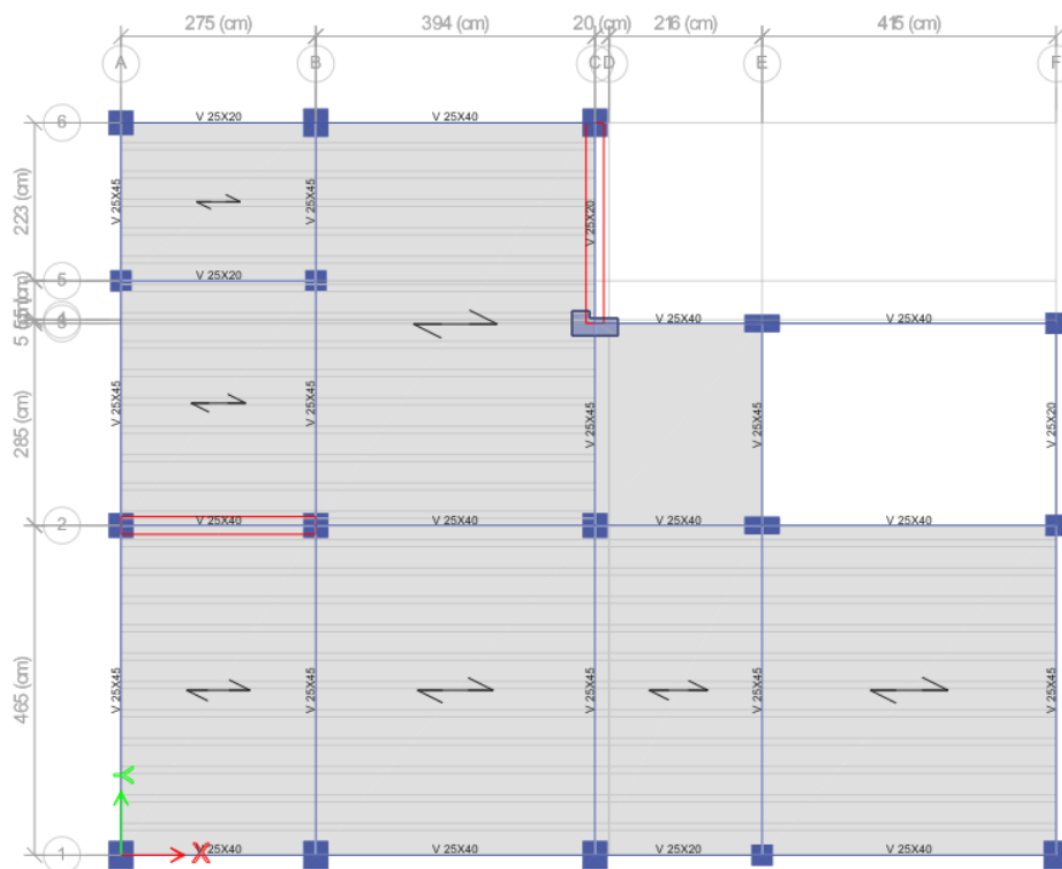
Bloque 4		
Fallo	Que elementos fallarán	Fuerza
P1C13	P1B1	M, V
	P1B25	V
P2C3	P2B6	V
P2C11	P2B1	V
	P2B2	V
	P2B14	V
P2C12	P2B11	V
	P2B12	V
P2C13	P2B1	V
	P2B12	V
	P2B25	V
P2C14	P2B10	V
	P2B11	V
	P2B29	V
P2C17	P2B10	V

Nota. Elaboración propia

Las medidas de refuerzo son:

Figura 248

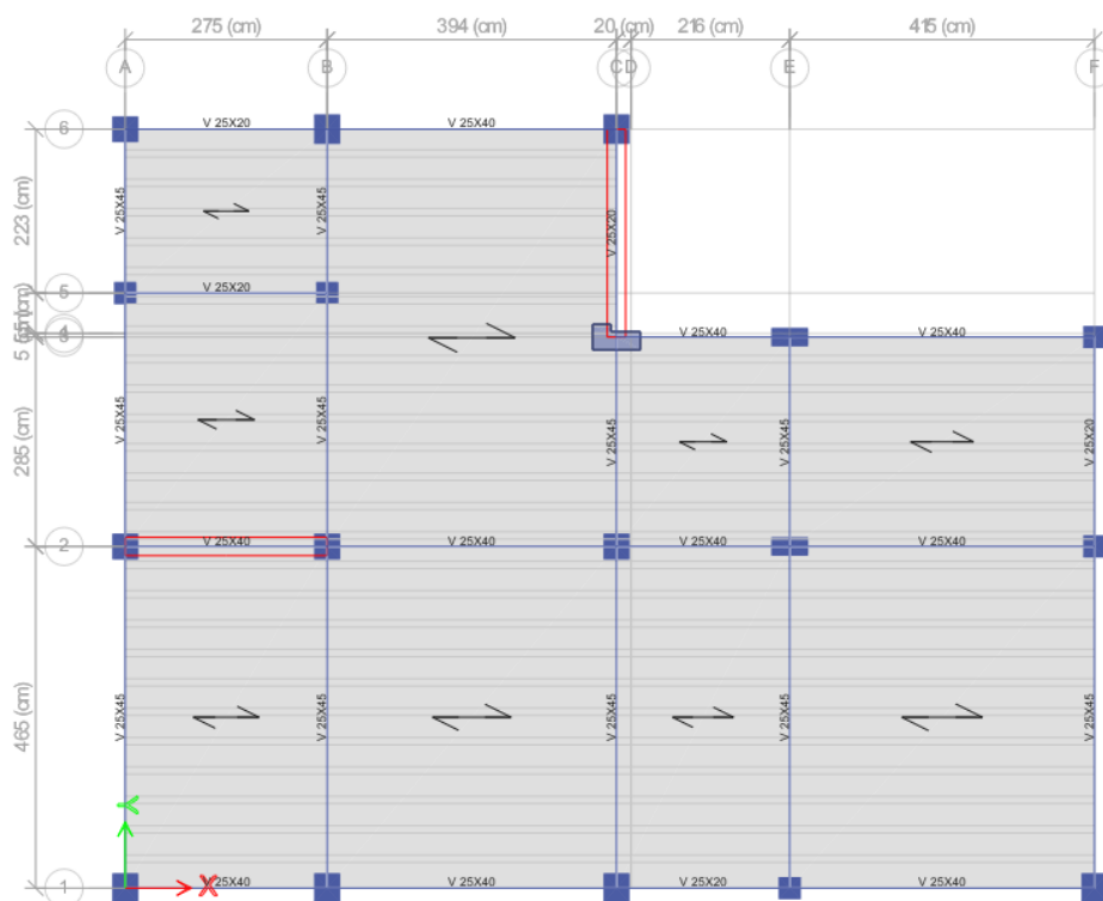
Refuerzo Piso 1 Bloque 4



Nota. Elaboración propia

Figura 249

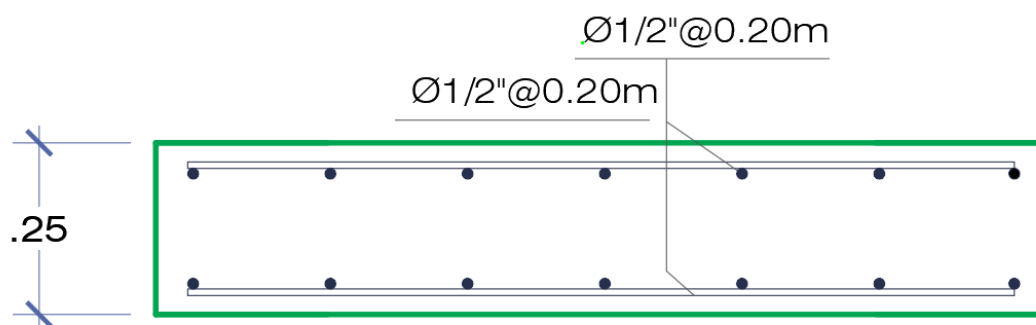
Refuerzo Piso 2 Bloque 4



Nota. Elaboración propia

Figura 250

Muro típico de refuerzo Bloque 4



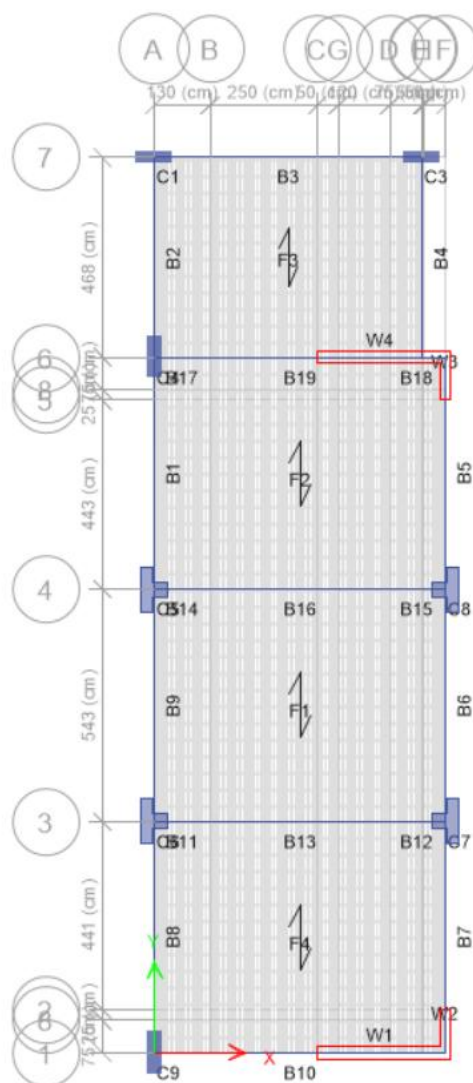
Nota. Elaboración propia

4.3.1.5. Análisis del bloque 5

Los labels de análisis son:

Figura 251

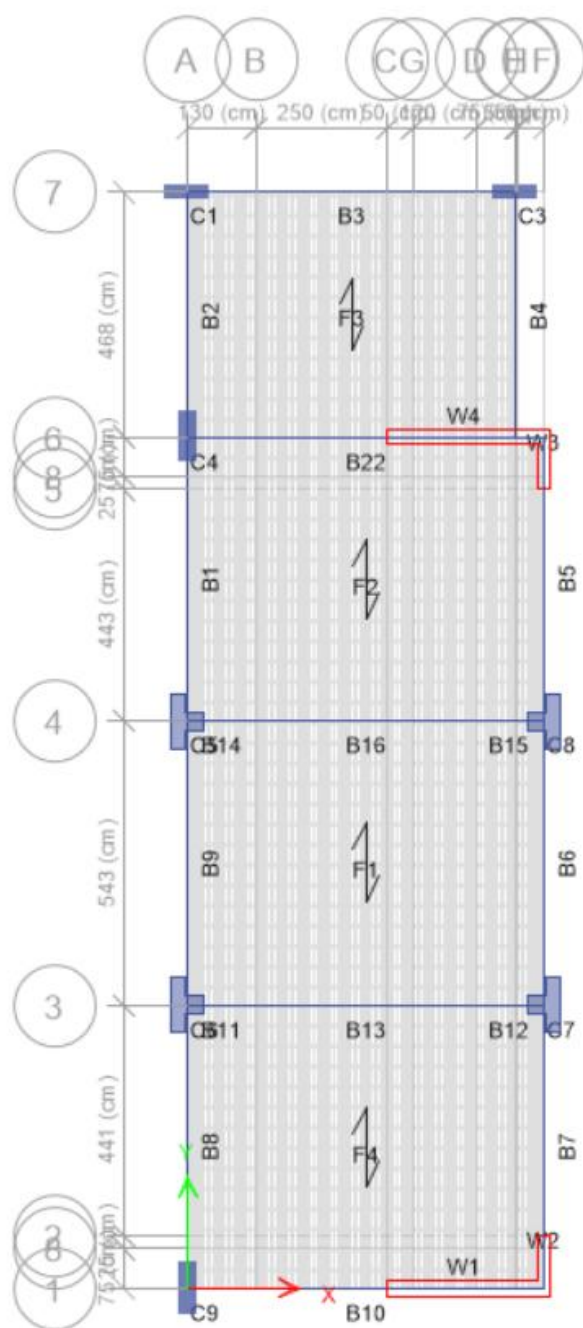
Labels Piso 1 Bloque 5



Nota. Elaboración propia

Figura 252

Labels Piso 2 Bloque 5



Nota. Elaboración propia

Los resultados son:

Tabla 68

Resumen de elementos que fallan por colapso progresivo Bloque 5

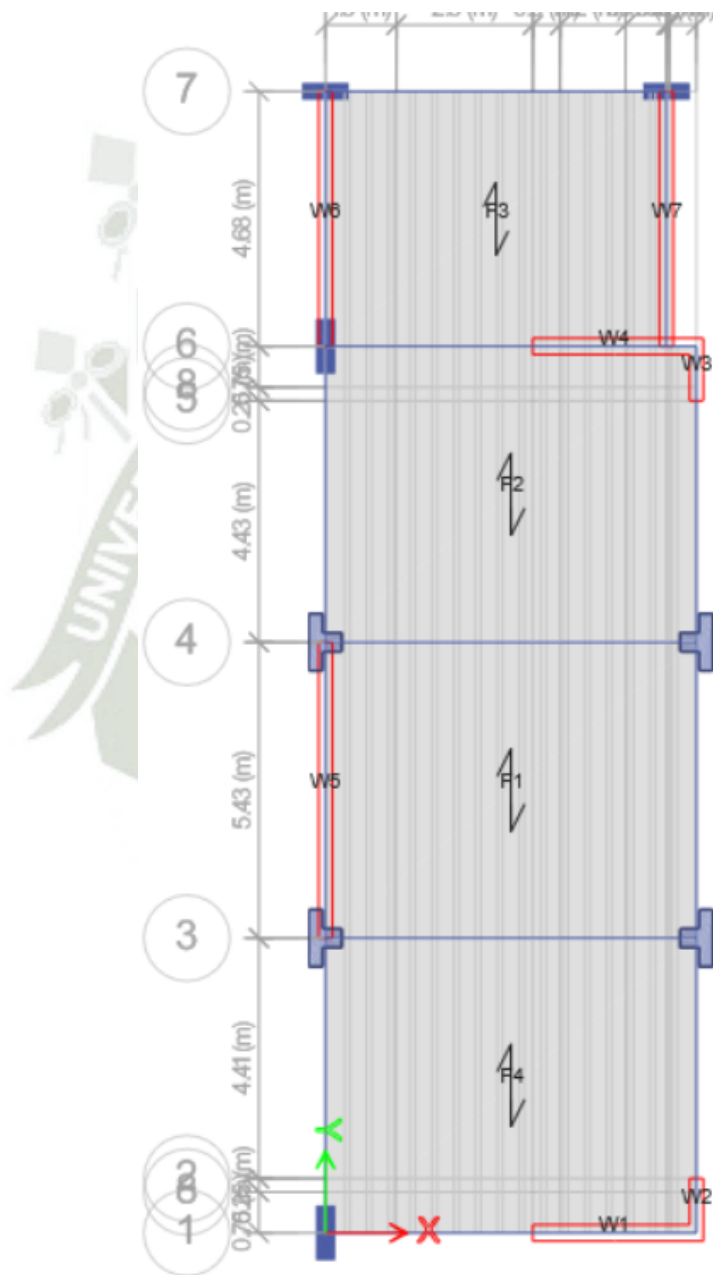
Bloque 5		
Fallo	Que elementos fallarán	Fuerza
P1C5	P1B1	M
	P1B14	M
	P1B9	M
	P2B1	M
	P2B14	M
	P2B9	M
P1C6	P1B8	M, V
	P1B9	M, V
	P1B13	M, V
	P2B8	M, V
	P2B9	M, V
	P2B13	M, V
P2C1	P2B2	M
P2C3	P2B4	M
P2C6	P2B9	M

Nota. Elaboración propia

Las medidas de refuerzo son:

Figura 253

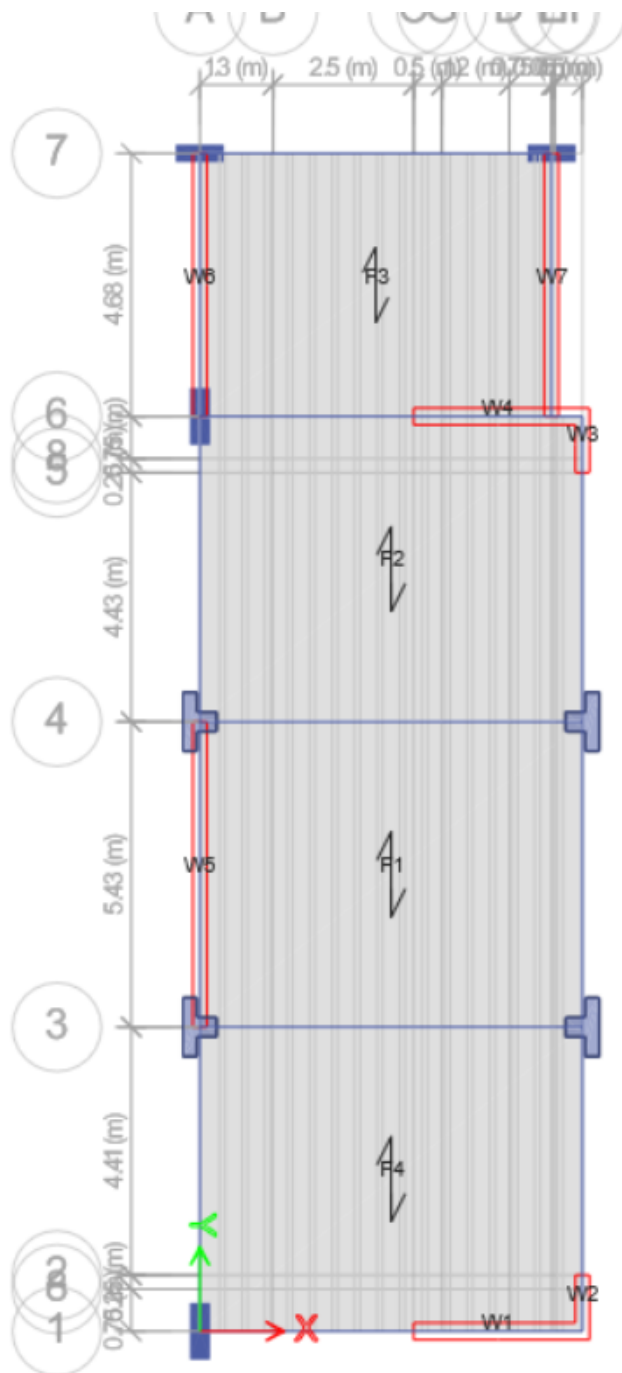
Refuerzo Piso 1 Bloque 5



Nota. Elaboración propia

Figura 254

Refuerzo Piso 2 Bloque 5

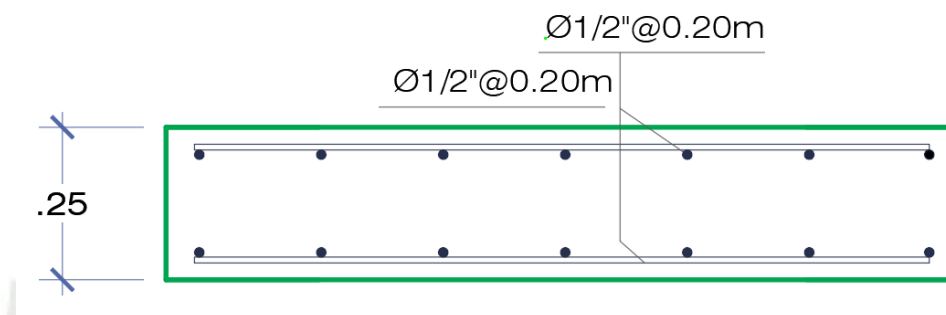


Nota. Elaboración propia

El muro estructural será:

Figura 255

Muro típico de refuerzo Bloque 5



Nota. Elaboración propia

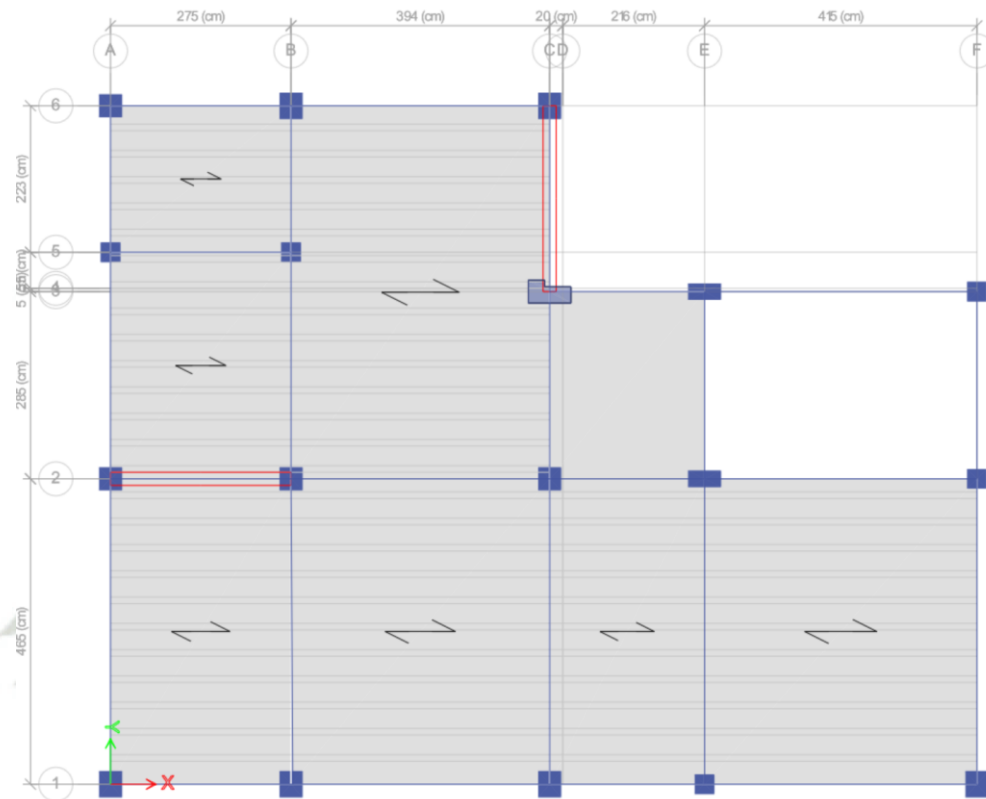
La disposición de los muros corresponde a un criterio de controlar los drifts y también de no aumentar la irregularidad por torsión además esto ayuda a mejorar el comportamiento de la estructura en general y evitar el colapso progresivo.

4.3.2. Análisis por colapso progresivo considerando el método de prevenir la falla local

Como se vio anteriormente bajo cargas accidentales posterior al fallo de algún elemento estructural actúan netamente las cargas gravitatorias y a veces los refuerzos son grandes. En el caso sísmico si una columna falla o llega a colapsar en ese instante otras columnas también pueden estar cerca de fallar o pueden pasar la fluencia es por ello que la mejor solución y como la causa es conocida a diferencia de la sección 4.3.1 es recomendable prevenir la falla local haciendo los elementos más robustos o modificando el sistema estructural (incorporar más elementos de refuerzo).

Bajo la premisa anterior en el Bloque 4 donde la estructura no tiene la capacidad de responder frente a la demanda de un sismo raro (sismo de análisis de la E.030), y tomando en cuenta la arquitectura se establece muros de corte como refuerzo para que la carga sísmica se distribuya a los muros estructurales y las columnas no se vean comprometidas. Básicamente el refuerzo consiste en reforzar por sismo.

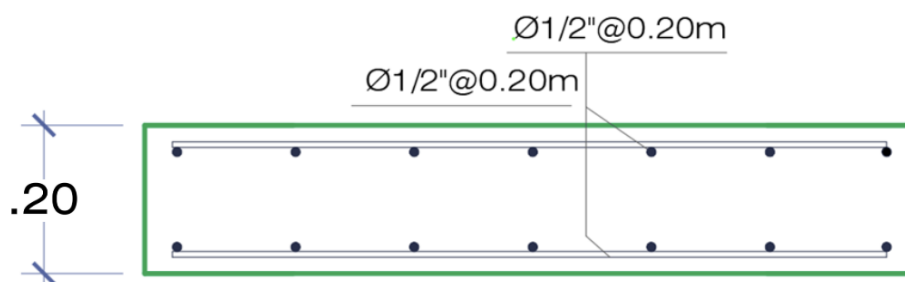
Refuerzos con muros estructurales Bloque 4 piso 1 y 2



Nota. Elaboración propia

Figura 257

Refuerzo muro estructural Bloque 4



Nota. Elaboración propia

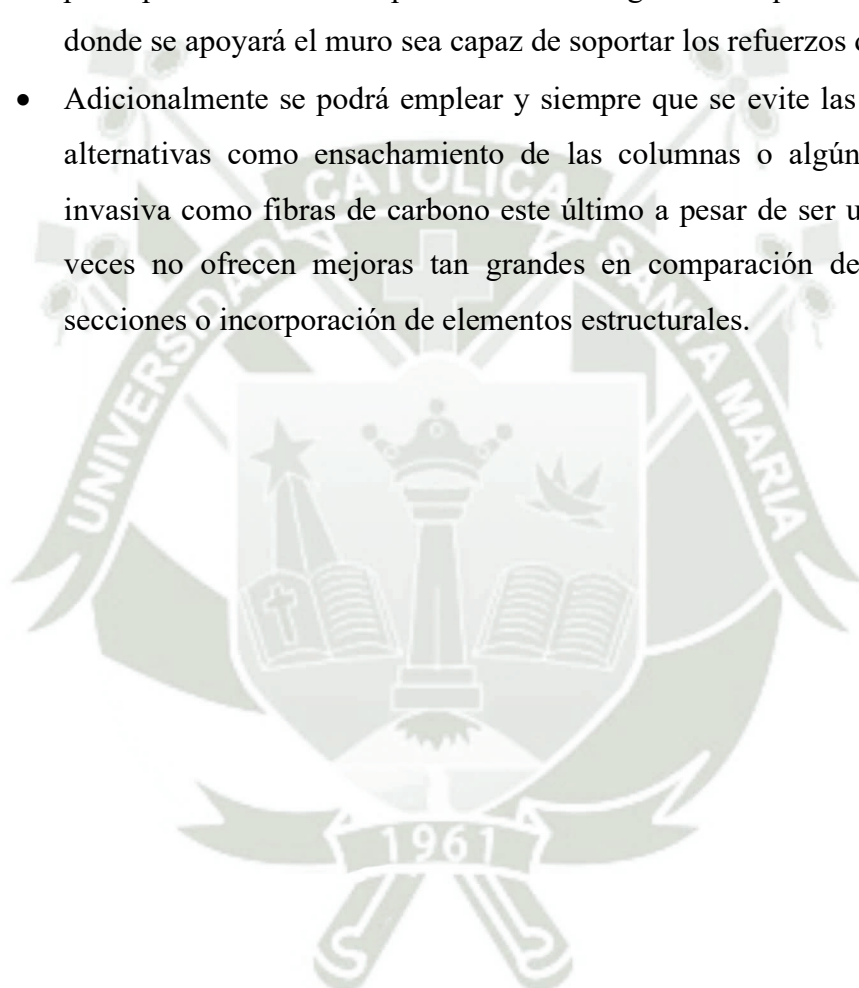


Propuesta de refuerzo

Tomando en consideraciones las propuestas de refuerzo mencionadas anteriormente se puede seguir el siguiente proceso para la propuesta de refuerzo en la presente investigación:

- Se debe evaluar el estado y las condiciones de las vigas, si existen fisuras, recubrimientos, corrosión, etc. Esta evaluación se debe realizar mediante con la supervisión de un equipo técnico encargado.
- Determinar si las propiedades de la viga a reforzar son las misma que para el diseño original planteado esto se puede hacer mediante ensayos como diamantina, aunque es recomendable en base a la tecnología de hoy en día el uso de pruebas no destructivas como ensayos de ultrasonido.
- Especificado el refuerzo de los elementos se procede a hacer el apuntalamiento temporal de la zona donde se desee reforzar, asegurándose de que no exista sobrecarga de otros elementos durante la intervención.
- Se realiza el proceso de eliminación de toda corrosión en caso la hubiese de la viga original.
- Se prepara la superficie tomando en consideración una superficie rugosa para mejorar la adhesión del nuevo concreto.
- En base a la evaluación se pueden considerar elementos extras para la correcta adhesión como resina epóxica, u otros aditivos adicionales a los principal de adherencia entre el concreto antiguo y nuevo.
- Durante este proceso también se debe incorporar la barras longitudinales garantizado longitudes de desarrollo, recubrimientos mínimos y otros necesarios.
- Se debe instalar el encofrado de la nueva geometría donde se vaciará el nuevo concreto y asimismo preparar este previamente para un correcto desencofrado posterior.
- El concreto nuevo se debe vaciar asegurado una vibración posterior adecuada esto a fin de evitar la formación de cangrejas y otros no deseados.
- El curado del concreto se realizará con agua durante un periodo mínimo de 7 días a más y evitando un curado a temperaturas menores 10 grados Celsius.
- Se debe revisar que no existan presencias de cangrejas, fisuras o algún otro elemento que dañe directamente el desempeño del concreto.

- El apuntalamiento solo se debe retirar cuando se haya alcanzado la resistencia de diseño y cuando se haya garantizado la estabilidad de los elementos estructurales esto puede tardar entre 21 y 28 días.
- Se recomienda posterior al refuerzo hacer revisiones periódicas para garantizar el desempeño adecuado de los elementos estructurales.
- En el caso de la incorporación de muros estructurales adicionalmente a todos los pasos previas donde sea aplicable se deberá garantizar que la zapata rectangular donde se apoyará el muro sea capaz de soportar los refuerzos de este.
- Adicionalmente se podrá emplear y siempre que se evite las fallas soluciones alternativas como ensachamiento de las columnas o algún refuerzo menos invasiva como fibras de carbono este último a pesar de ser un buen método a veces no ofrecen mejoras tan grandes en comparación de un aumento de secciones o incorporación de elementos estructurales.



CONCLUSIONES

- Respecto a la hipótesis planteada inicialmente se observó que no siempre los elementos con mayores cargas gravitatorias provocaran el colapso progresivo, sino que un parámetro importante a tomar en cuenta es el de la redundancia donde mientras más elementos se conecten a uno de los posibles elementos que fallarán se evitará que se desencadena un colapso progresivo en esa zona bajo el modelo de asumir la falla local. Respecto a las cargas sísmicas y bajo el modelo de prevenir la falla local estas harán que el elemento que tenga mayores cargas fallé primero, se observó que en las estructuras que presentan fallas por colapso cuando se evalúan con los hechos mencionados en la sección 2.2.11.5 y representados a través del modelo de asumir la falla local, para el primer bloque se encontró fallas que desencadenan en fallos de otros elementos en C3, C4, C8, C11, C12, C20, C21, C26, C27, C37, B8, B9, B28, B29, B41, B42, B44, B45, B108 y B116. En el bloque de 2 estos elementos fueron C3, C6, C8 y C9. En el bloque 3 no se encontró elementos que provoquen colapso progresivo. En el bloque 4 se identificaron los elementos P1C13, P2C3, P2C11, P2C12, P2C13, P2C14 y P2C17 y el . Finalmente, en el bloque 5 se identificaron los elementos P1C5, P1C6, P2C1, P2C3 y P2C6. Asimismo, se concluyó que cuando no se analiza bajo este modelo de asumir la falla local y se usa el modelo de prevenir la falla local como en el caso sísmico la estructura solo presentará fallos en el bloque 4 y los muros estructurales cobrarán mayor importancia para dicho caso en particular. De igual manera para cada uno de los bloques se propuso los refuerzos dando como resultado un refuerzo de vigas de 25x30 cm y 25x35 cm para el bloque 2 en las posiciones especificadas y con la distribución de acero especificada en los resultados, de 25x40 cm en el bloque 1, sin refuerzo en el bloque 3, con un muro estructural de espesor de 25 cm en el bloque 4 y con la disposición especificada en resultados y un muro estructural de 25 cm y disposición especificada en los resultados para el bloque 5, todo lo anterior para un modelo de asumir la falla local, en el modelo de prevenir la falla local un muro de 20 cm de espesor y disposición especificada en resultados para el bloque 4.
- Se analizó la institución educativa por colapso progresivo y se identificó que 4 de los 5 bloques presentan fallas por colapso progresivo solo cuando se evalúa la estructura por el modelo de asumir la falla local y el bloque 4 bajo el modelo de prevenir la falla local

- Se identificó que el bloque 4 presenta fallas por causas sísmica y evaluadas por el método Pushover para poder determinar donde será la formación de las primeras rótulas plásticas, asimismo el bloque 1,2,4 y 5 presentan fallas bajo consideraciones de causas accidentales.



RECOMENDACIONES

- Los refuerzos que se propusieron en los diversos bloques pueden modificar el costo de una obra, por otro lado, el análisis de colapso progresivo en muchas situaciones requiere un proceso muy detallado y complejo por ello es recomendable usar análisis como el estático no lineal en instituciones educativas o en edificaciones muy altas o complejas por su geometría este análisis presenta una buena precisión de resultados sin que se vuelva un proceso muy complejo.
- No se recomienda el análisis por colapso progresivo por el método de asumir la falla local bajo condiciones sísmicas pues el diseño para prevenir el colapso progresivo puede ser demasiado sobredimensionado en comparación a un análisis considerando causas descritas en la sección 2.2.11, en su lugar se recomienda usar el modelo de prevenir la falla local para casos como el del bloque 4 para evitar el colapso progresivo.
- Cuando sea posible y sea una estructura de uso esencial y clasificación primordial como las A1 de la E.030 en la medida que sea posible es recomendable usar técnicas más sofisticadas como un análisis dinámico no lineal.

REFERENCIAS

- ACI México. (2013). *ACI México*. Obtenido de <https://acimexico-snem.org/courses/prueba-tecnico-ensayos-resistencia-concreto/>
- Adam Martinez, J. M., & Calderon Garcia, P. A. (2020). *Planteamiento de un experimento de colapso progresivo ,en una edificio con estructura prefabricada de hormigón*. Valencia: Universitat Politecnica de Valencia.
- Aguiar Falconi, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño*. Sangolqui.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia.
- Arango Moreno, S., & Duque, P. (2009). Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica. *EIA*, 17.
- BBC. (11 de Septiembre de 2021). *BBC*. Obtenido de <https://www.bbc.com/mundo/noticias-internacional-58524964>
- Beshara, F., A.Mahmoud, A., El-Mahdy, O., & Khater, A. (2023). Experimental Assessment of Progressive Collapse of Reinforced Concrete Beam-Column Assemblages. *International Journal of Advanced Engineering and Business Sciences*, 1-31.
- Binay Kumar, S., & Laud, V. (2023). ESTUDIO SOBRE PARÁMETROS CRÍTICOS DE DEMANDA SÍSMICA DEL HORMIGÓN ARMADO USANDO ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL. *SCOPUS*, 23, 319-324. Obtenido de https://scholar.google.com/citations?view_op=view_citation&hl=en&user=HLg8PfYAAAAJ&citation_for_view=HLg8PfYAAAAJ:Y0pCki6q_DkC
- Bustamante Mora, B. A. (2015). *ANÁLISIS DEL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA EFECTOS EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO Y PROPUESTA DE VALORES REFINADOS PARA EDIFICIOS DUALES DE 5 A 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE AREQUIPA*. Arequipa.

- CAPECO. (23 de Junio de 2021). *Camara Peruana de la Construcción*. Obtenido de <https://capeco.org/>
- Carrera Loor , M. J. (Agosto de 2018). *SCRIBD*. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/385040401/MODELOS-CONSTITUTIVOS-DEL-HORMIGON>
- CDV Ingeniería Antisísmica. (2018). *CDV Ingeniería Antisísmica*. Obtenido de <https://www.cdvperu.com/diferencia-entre-acelerografos-acelerometro-sismometro-y-sismografo/>
- Correo. (31 de Enero de 2020). *El Agustino: puente a punto de colapsar tras choque de camión (FOTOS)*. Obtenido de <https://diariocorreo.pe/edicion/lima/el-agustino-puente-a-punto-de-colapsar-tras-choque-de-camion-fotos-noticia/>
- Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency. (2005). *IMPROVEMENT OF NONLINEAR STATIC SEISMIC ANALYSIS PROCEDURES*. Washington D.C.
- El Comercio. (02 de Septiembre de 2017). *Miraflores: céntrico edificio colapsaría con sismo de magnitud 8 por delgadas columnas*. Obtenido de <https://elcomercio.pe/lima/sucesos/miraflores-ingenieros-advierten-debiles-columnas-centrico-edificio-noticia-461382-noticia/>
- Elkady, N., Augustus Nelson, L., Weekes, L., Makoond, N., & Buitrago, M. (2024). Progressive collapse: Past, present, future and beyond. *ELSEVIER*, 1-39.
- Farokhi Nejad, A., Faridmehr, I., Hanim Osman, M., & Bin Tahir, M. (2015). Seismic and progressive collapse assessment of the SidePlate moment connection system. *ResearchGate*, 17.
- Fernández Hoyos, W. (2018). *Análisis Pushover para evaluar el desempeño sísmico de una institución educativa En El Centro Poblado Yungasuyo, Provincia Utcubamba -*

Amazonas. Chiclayo: Universidad César Vallejo. Obtenido de

<https://hdl.handle.net/20.500.12692/27379>

Gadag , P. R., & Mogali, M. B. (2024). ANALYSIS OF PROGRESSIVE COLLAPSE OF BUILDING USING ETABS. *International Research Journal of Modernization in Engineering Technology and Science* , 8.

General Services Administration. (2013). *ALTERNATE PATH ANALYSIS & DESIGN GUIDELINES FOR PROGRESSIVE COLLAPSE RESISTANCE*.

Gonzales Retamal, I. A. (2013). *ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE DOS CONFIGURACIONES DE RACKS SELECTIVOS UTILIZADOS EN CHILE*. Santiago de Chile.

Gusts of Popular Feeling. (7 de Agosto de 2007). Obtenido de

<https://populargusts.blogspot.com/2007/08/new-haengju-bridge-collapse.html>

Hadi Mohamed, M. M., Martel Carranza Christian , C. P., Huayta Meza, F. T., Rojas León, C. R., & Arias Gonzáles, J. L. (2023). *Metodología de la Investigación*. Puno: Instituto Universitario de Innovación Ciencia y Tecnología Inudi Perú S.A.C.

Hernández Sampieri, R., & Mendoza Torres, C. P. (2018). *METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN: LAS RUTAS CUANTITATIVA, CUALITATIVA Y MIXTA*. Celaya: McGrawHill.

Hilscher, D. (7 de Setiembre de 2022). *Reliance Foundary*. Obtenido de Reliance Foundary:

https://www.reliance-foundry.com/blog/guia-para-el-espacio-entre-bolardos-es?srsltid=AfmBOoqQellwI3KSNqEwiAsxnyL53Iqodw_2N1xWt1WyM97o6ar654_D

INEI. (2019). *Instituto Nacional de Estadística e Informática*. Obtenido de

<https://m.inei.gob.pe/estadisticas/indice-tematico/d-eventos-naturales-antropicos-y-desastres-10304/>

- Kent, C., & Park, R. (1969). Flexural members with confined concrete. *Structural Division*, 21.
- Kumar Chopra, A. (2014). *Dinámica de Estructuras*. Ciudad de México: PEARSON.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma E.030*. Lima.
- Morales Morales, R. (2016). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: Instituto de Construcción y Gerencia.
- Ocaña Peláez, A. P. (2016). *Análisis no lineal de un marco de un edificio de concreto reforzado ,diseñado a ejes y con una excentricidad entre ejes*. Puebla: Benemérita Universidad Autónoma de Puebla. Obtenido de <https://repositorioinstitucional.buap.mx/bitstreams/06317974-161b-4ed5-931e-98027b0c0348/download>
- Park, R., & Pauley, T. (1988). *Estructuras de concreto reforzado*. Christchurch: Limusa.
- Priestley, J. N., Mander, J. B., & Park, R. (1988). *THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE*. Virginia.
- Pulido de la Peña, J. F. (2020). *Comportamiento y análisis no lineal de edificios simétricos de concreto reforzado*. Bogotá: Universidad de Los Andes. Obtenido de <http://hdl.handle.net/1992/12088>
- Quinto Quinto, W., & Chaverra Moya, E. (2022). *Análisis Estático No Lineal (Pushover) Y Punto De Desempeño Sísmico En Una Edificación De Tres Pisos Existente – Revisión Bibliográfica Y Caso Ejemplo*. Medellín: Universidad de Antioquia. Obtenido de <https://bibliotecadigital.udea.edu.co/handle/10495/33261>
- Rayne Hidalgo, M. A., & Estrada Ventocilla, R. A. (2022). *Análisis del colapso progresivo de un pórtico de concreto armado ante la remoción de una columna*. Lima: Universidad San Ignacio de Loyola.
- Starossek, U. (2016). *Progressive collapse of structures*. Londres: Thomas Telford.

Structural Engineers Association of California. (3 de Abril de 1999). *VISION 2000:*

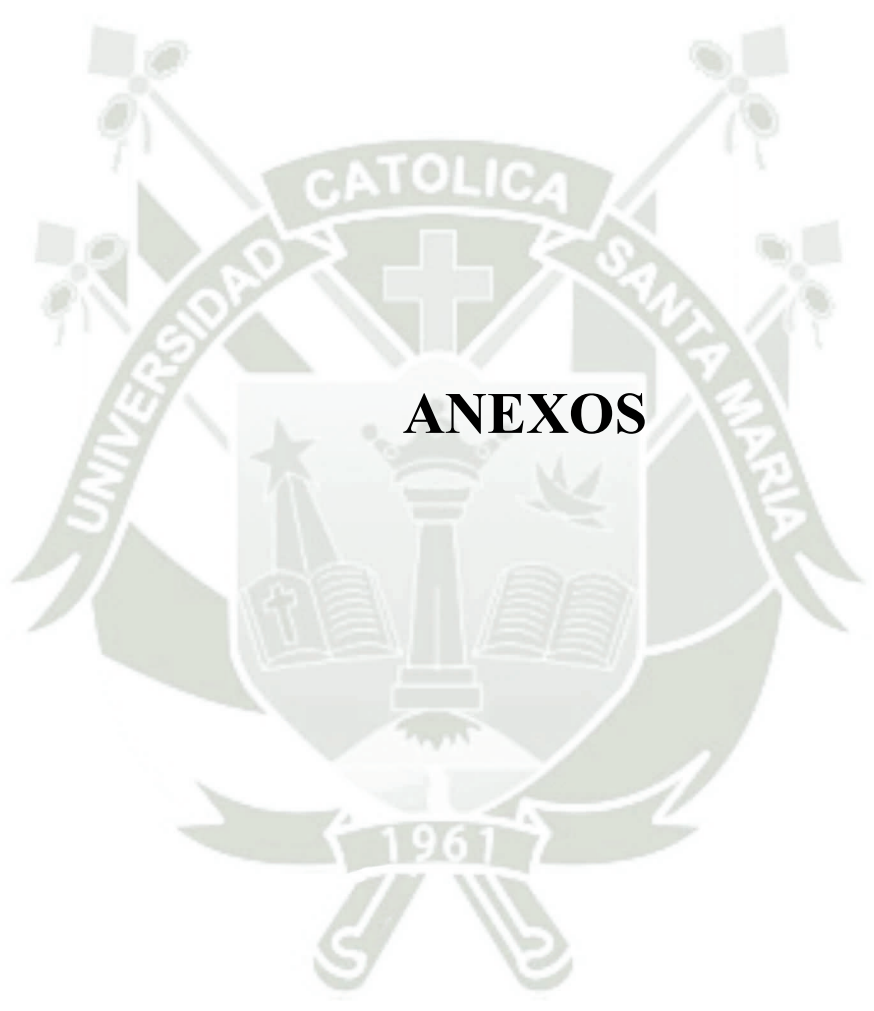
Performance Based Seismic Engineering for Buildings. California. Obtenido de
PDFCOFEE.

Urrutia Chala, J. A. (2005). *DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA (M- ϕ) EN EL
HORMIGÓN REFORZADO*. Medellín.

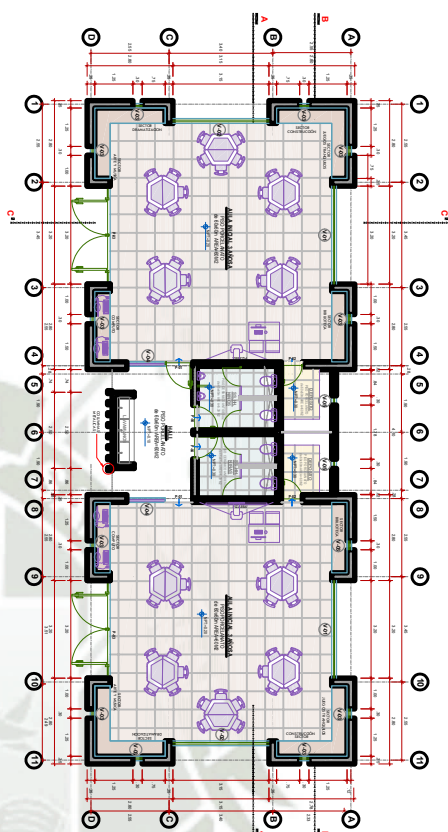
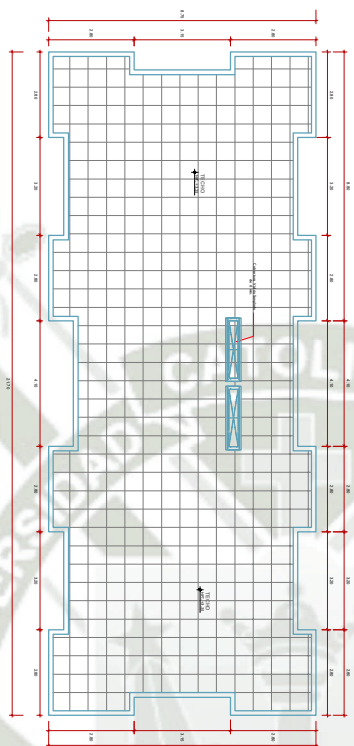
Villagrán, E., Vera, C., & Posada, A. E. (2013). *MODELO ESFUERZO-DEFORMACIÓN
PARA ELEMENTOS DE CONCRETOS REFORZADO QUE CUMPLE CON LAS
HIPÓTESIS DE LAS NTC RCDF 2004*. Puebla.

Wang, H., Zhang, A., Li, Y., & Yan, W. (2014). A Review on Progressive Collapse of
Building Structures. *The Open Civil Engineering* , 1-10.

Wikipedia. (2018). *Archivo:Ronan Point collapse closeup.jpg*. Obtenido de
https://es.wikipedia.org/wiki/Archivo:Ronan_Point_collapse_closeup.jpg



ANEXOS

PLANTA MODULO DE AULAS 3 AÑOS A y B
E.S.C.
1/1/00

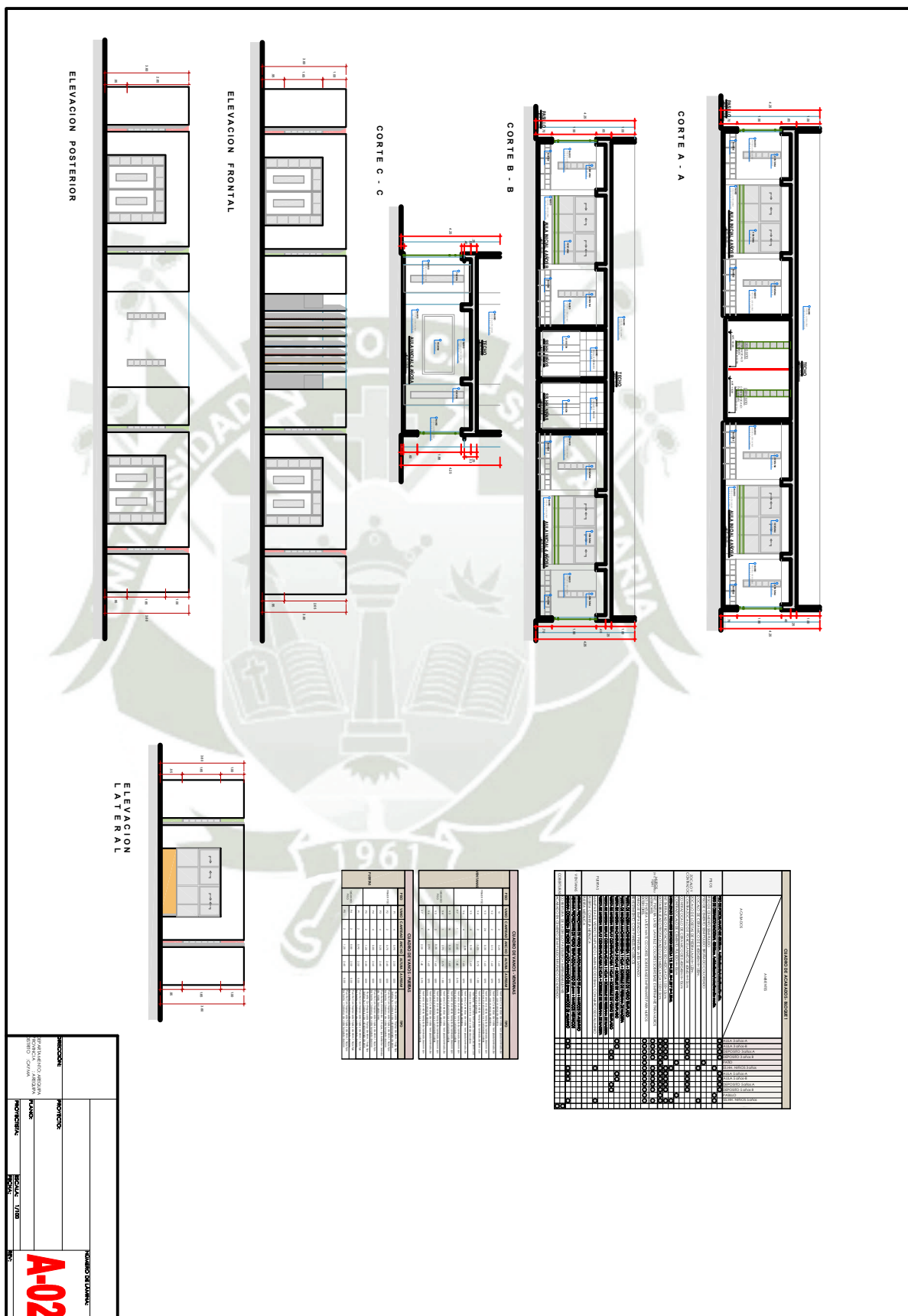
PLANTA DE TECHOS MODULO DE AULAS 3 AÑOS A VE
E3C. 1/100

1. NAME OF THE PARTY 2. ADDRESS 3. CITY 4. STATE 5. ZIP 6. PHONE 7. FAX 8. E-MAIL 9. WEBSITE 10. DATE OF BIRTH 11. DATE OF DEATH 12. DATE OF BURIAL 13. DATE OF CREMATION 14. DATE OF INTERMENT 15. DATE OF BURIAL 16. DATE OF CREMATION 17. DATE OF INTERMENT 18. DATE OF BURIAL 19. DATE OF CREMATION 20. DATE OF INTERMENT 21. DATE OF BURIAL 22. DATE OF CREMATION 23. DATE OF INTERMENT 24. DATE OF BURIAL 25. DATE OF CREMATION 26. DATE OF INTERMENT 27. DATE OF BURIAL 28. DATE OF CREMATION 29. DATE OF INTERMENT 30. DATE OF BURIAL 31. DATE OF CREMATION 32. DATE OF INTERMENT 33. DATE OF BURIAL 34. DATE OF CREMATION 35. DATE OF INTERMENT 36. DATE OF BURIAL 37. DATE OF CREMATION 38. DATE OF INTERMENT 39. DATE OF BURIAL 40. DATE OF CREMATION 41. DATE OF INTERMENT 42. DATE OF BURIAL 43. DATE OF CREMATION 44. DATE OF INTERMENT 45. DATE OF BURIAL 46. DATE OF CREMATION 47. DATE OF INTERMENT 48. DATE OF BURIAL 49. DATE OF CREMATION 50. DATE OF INTERMENT 51. DATE OF BURIAL 52. DATE OF CREMATION 53. DATE OF INTERMENT 54. DATE OF BURIAL 55. DATE OF CREMATION 56. DATE OF INTERMENT 57. DATE OF BURIAL 58. DATE OF CREMATION 59. DATE OF INTERMENT 60. DATE OF BURIAL 61. DATE OF CREMATION 62. DATE OF INTERMENT 63. DATE OF BURIAL 64. DATE OF CREMATION 65. DATE OF INTERMENT 66. DATE OF BURIAL 67. DATE OF CREMATION 68. DATE OF INTERMENT 69. DATE OF BURIAL 70. DATE OF CREMATION 71. DATE OF INTERMENT 72. DATE OF BURIAL 73. DATE OF CREMATION 74. DATE OF INTERMENT 75. DATE OF BURIAL 76. DATE OF CREMATION 77. DATE OF INTERMENT 78. DATE OF BURIAL 79. DATE OF CREMATION 80. DATE OF INTERMENT 81. DATE OF BURIAL 82. DATE OF CREMATION 83. DATE OF INTERMENT 84. DATE OF BURIAL 85. DATE OF CREMATION 86. DATE OF INTERMENT 87. DATE OF BURIAL 88. DATE OF CREMATION 89. DATE OF INTERMENT 90. DATE OF BURIAL 91. DATE OF CREMATION 92. DATE OF INTERMENT 93. DATE OF BURIAL 94. DATE OF CREMATION 95. DATE OF INTERMENT 96. DATE OF BURIAL 97. DATE OF CREMATION 98. DATE OF INTERMENT 99. DATE OF BURIAL 100. DATE OF CREMATION 101. DATE OF INTERMENT 102. DATE OF BURIAL 103. DATE OF CREMATION 104. DATE OF INTERMENT 105. DATE OF BURIAL 106. DATE OF CREMATION 107. DATE OF INTERMENT 108. DATE OF BURIAL 109. DATE OF CREMATION 110. DATE OF INTERMENT 111. DATE OF BURIAL 112. DATE OF CREMATION 113. DATE OF INTERMENT 114. DATE OF BURIAL 115. DATE OF CREMATION 116. DATE OF INTERMENT 117. DATE OF BURIAL 118. DATE OF CREMATION 119. DATE OF INTERMENT 120. DATE OF BURIAL 121. DATE OF CREMATION 122. DATE OF INTERMENT 123. DATE OF BURIAL 124. DATE OF CREMATION 125. DATE OF INTERMENT 126. DATE OF BURIAL 127. DATE OF CREMATION 128. DATE OF INTERMENT 129. DATE OF BURIAL 130. DATE OF CREMATION 131. DATE OF INTERMENT 132. DATE OF BURIAL 133. DATE OF CREMATION 134. DATE OF INTERMENT 135. DATE OF BURIAL 136. DATE OF CREMATION 137. DATE OF INTERMENT 138. DATE OF BURIAL 139. DATE OF CREMATION 140. DATE OF INTERMENT 141. DATE OF BURIAL 142. DATE OF CREMATION 143. DATE OF INTERMENT 144. DATE OF BURIAL 145. DATE OF CREMATION 146. DATE OF INTERMENT 147. DATE OF BURIAL 148. DATE OF CREMATION 149. DATE OF INTERMENT 150. DATE OF BURIAL 151. DATE OF CREMATION 152. DATE OF INTERMENT 153. DATE OF BURIAL 154. DATE OF CREMATION 155. DATE OF INTERMENT 156. DATE OF BURIAL 157. DATE OF CREMATION 158. DATE OF INTERMENT 159. DATE OF BURIAL 160. DATE OF CREMATION 161. DATE OF INTERMENT 162. DATE OF BURIAL 163. DATE OF CREMATION 164. DATE OF INTERMENT 165. DATE OF BURIAL 166. DATE OF CREMATION 167. DATE OF INTERMENT 168. DATE OF BURIAL 169. DATE OF CREMATION 170. DATE OF INTERMENT 171. DATE OF BURIAL 172. DATE OF CREMATION 173. DATE OF INTERMENT 174. DATE OF BURIAL 175. DATE OF CREMATION 176. DATE OF INTERMENT 177. DATE OF BURIAL 178. DATE OF CREMATION 179. DATE OF INTERMENT 180. DATE OF BURIAL 181. DATE OF CREMATION 182. DATE OF INTERMENT 183. DATE OF BURIAL 184. DATE OF CREMATION 185. DATE OF INTERMENT 186. DATE OF BURIAL 187. DATE OF CREMATION 188. DATE OF INTERMENT 189. DATE OF BURIAL 190. DATE OF CREMATION 191. DATE OF INTERMENT 192. DATE OF BURIAL 193. DATE OF CREMATION 194. DATE OF INTERMENT 195. DATE OF BURIAL 196. DATE OF CREMATION 197. DATE OF INTERMENT 198. DATE OF BURIAL 199. DATE OF CREMATION 200. DATE OF INTERMENT 201. DATE OF BURIAL 202. DATE OF CREMATION 203. DATE OF INTERMENT 204. DATE OF BURIAL 205. DATE OF CREMATION 206. DATE OF INTERMENT 207. DATE OF BURIAL 208. DATE OF CREMATION 209. DATE OF INTERMENT 210. DATE OF BURIAL 211. DATE OF CREMATION 212. DATE OF INTERMENT 213. DATE OF BURIAL 214. DATE OF CREMATION 215. DATE OF INTERMENT 216. DATE OF BURIAL 217. DATE OF CREMATION 218. DATE OF INTERMENT 	
---	--

CUADRO DE MONITOREO DE LA VIBRACION									
DE LA MAQUINA									
ITEM	FECHA	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD	VALOR	UNIDAD
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
11	11	11	11	11	11	11	11	11	11
12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
17	17	17	17	17	17	17	17	17	17
18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
19	19	19	19	19	19	19	19	19	19
20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
21	21	21	21	21	21	21	21	21	21
22	22	22	22	22	22	22	22	22	22
23	23	23	23	23	23	23	23	23	23
24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
26	26	26	26	26	26	26	26	26	26
27	27	27	27	27	27	27	27	27	27
28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
29	29	29	29	29	29	29	29	29	29
30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
31	31	31	31	31	31	31	31	31	31
32	32	32	32	32	32	32	32	32	32
33	33	33	33	33	33	33	33	33	33
34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
36	36	36	36	36	36	36	36	36	36
37	37	37	37	37	37	37	37	37	37
38	38	38	38	38	38	38	38	38	38
39	39	39	39	39	39	39	39	39	39
40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
41	41	41	41	41	41	41	41	41	41
42	42	42	42	42	42	42	42	42	42
43	43	43	43	43	43	43	43	43	43
44	44	44	44	44	44	44	44	44	44
45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
46	46	46	46	46	46	46	46	46	46
47	47	47	47	47	47	47	47	47	47
48	48	48	48	48	48	48	48	48	48
49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
51	51	51	51	51	51	51	51	51	51
52	52	52	52	52	52	52	52	52	52
53	53	53	53	53	53	53	53	53	53
54	54	54	54	54	54	54	54	54	54
55	55	55	55	55	55	55	55	55	55
56	56	56	56	56	56	56	56	56	56
57	57	57	57	57	57	57	57	57	57
58	58	58	58	58	58	58	58	58	58
59	59	59	59	59	59	59	59	59	59
60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
61	61	61	61	61	61	61	61	61	61
62	62	62	62	62	62	62	62	62	62
63	63	63	63	63	63	63	63	63	63
64	64	64	64	64	64	64	64	64	64
65	65	65	65	65	65	65	65	65	65
66	66	66	66	66	66	66	66	66	66
67	67	67	67	67	67	67	67	67	67
68	68	68	68	68	68	68	68	68	68
69	69	69	69	69	69	69	69	69	69
70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
71	71	71	71	71	71	71	71	71	71
72	72	72	72	72	72	72	72	72	72

CLASIFICACIÓN DE PUNTOS - PUNTUACIÓN				
PUNTO	PUNTO			
	CLASIFICACIÓN	PUNTO	PUNTO	PUNTO
1	1	1	1	1
2	2	2	2	2
3	3	3	3	3
4	4	4	4	4
5	5	5	5	5
6	6	6	6	6
7	7	7	7	7
8	8	8	8	8
9	9	9	9	9
10	10	10	10	10
11	11	11	11	11
12	12	12	12	12
13	13	13	13	13
14	14	14	14	14
15	15	15	15	15
16	16	16	16	16
17	17	17	17	17
18	18	18	18	18
19	19	19	19	19
20	20	20	20	20
21	21	21	21	21
22	22	22	22	22
23	23	23	23	23
24	24	24	24	24
25	25	25	25	25
26	26	26	26	26
27	27	27	27	27
28	28	28	28	28
29	29	29	29	29
30	30	30	30	30
31	31	31	31	31
32	32	32	32	32
33	33	33	33	33
34	34	34	34	34
35	35	35	35	35
36	36	36	36	36
37	37	37	37	37
38	38	38	38	38
39	39	39	39	39
40	40	40	40	40
41	41	41	41	41
42	42	42	42	42
43	43	43	43	43
44	44	44	44	44
45	45	45	45	45
46	46	46	46	46
47	47	47	47	47
48	48	48	48	48
49	49	49	49	49
50	50	50	50	50
51	51	51	51	51
52	52	52	52	52
53	53	53	53	53
54	54	54	54	54
55	55	55	55	55
56	56	56	56	56
57	57	57	57	57
58	58	58	58	58
59	59	59	59	59
60	60	60	60	60
61	61	61	61	61
62	62	62	62	62
63	63	63	63	63
64	64	64	64	64
65	65	65	65	65
66	66	66	66	66
67	67	67	67	67
68	68	68	68	68
69	69	69	69	69
70	70	70	70	70
71	71	71	71	71
72	72	72	72	72
73	73	73	73	73
74	74	74	74	74
75	75	75	75	75
76	76	76	76	76
77	77	77	77	77
78	78	78	78	78
79	79	79	79	79
80	80	80	80	80
81	81	81	81	81
82	82	82	82	82
83	83	83	83	83
84	84	84	84	84
85	85	85	85	85
86	86	86	86	86
87	87	87	87	87
88	88	88	88	88
89	89	89	89	89
90	90	90	90	90
91	91	91	91	91
92	92	92	92	92
93	93	93	93	93
94	94	94	94	94
95	95	95	95	95
96	96	96	96	96
97	97	97	97	97
98	98	98	98	98
99	99	99	99	99
100	100	100	100	100

[illegible][illegible]



[illegible]

P. No.	P. 1		P. 2		P. 3		P. 4		P. 5		P. 6	P. 7	P. 8	P. 9	P. 10	P. 11	P. 12	P. 13	P. 14	P. 15	P. 16	P. 17	P. 18	P. 19	P. 20	P. 21	P. 22	P. 23	P. 24	P. 25	P. 26	P. 27	P. 28	P. 29	P. 30	P. 31	P. 32	P. 33	P. 34	P. 35	P. 36	P. 37	P. 38	P. 39	P. 40	P. 41	P. 42	P. 43	P. 44	P. 45	P. 46	P. 47	P. 48	P. 49	P. 50	P. 51	P. 52	P. 53	P. 54	P. 55	P. 56	P. 57	P. 58	P. 59	P. 60	P. 61	P. 62	P. 63	P. 64	P. 65	P. 66	P. 67	P. 68	P. 69	P. 70	P. 71	P. 72	P. 73	P. 74	P. 75	P. 76	P. 77	P. 78	P. 79	P. 80	P. 81	P. 82	P. 83	P. 84	P. 85	P. 86	P. 87	P. 88	P. 89	P. 90	P. 91	P. 92	P. 93	P. 94	P. 95	P. 96	P. 97	P. 98	P. 99	P. 100
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10																																																																																															
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100					

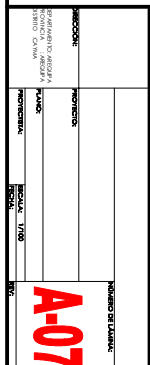
CHARTER OF PAPER 1: PAPER 1									
P. No.	P. 1	P. 2	P. 3	P. 4	P. 5	P. 6	P. 7	P. 8	P. 9
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2	10	11	12	13	14	15	16	17	18
3	19	20	21	22	23	24	25	26	27
4	28	29	30	31	32	33	34	35	36
5	37	38	39	40	41	42	43	44	45
6	46	47	48	49	50	51	52	53	54
7	55	56	57	58	59	60	61	62	63
8	64	65	66	67	68	69	70	71	72
9	73	74	75	76	77	78	79	80	81
10	82	83	84	85	86	87	88	89	90
11	91	92	93	94	95	96	97	98	99
12	100	101	102	103	104	105	106	107	108
13	109	110	111	112	113	114	115	116	117
14	118	119	120	121	122	123	124	125	126
15	127	128	129	130	131	132	133	134	135
16	136	137	138	139	140	141	142	143	144
17	145	146	147	148	149	150	151	152	153
18	154	155	156	157	158	159	160	161	162
19	163	164	165	166	167	168	169	170	171
20	172	173	174	175	176	177	178	179	180
21	181	182	183	184	185	186	187	188	189
22	190	191	192	193	194	195	196	197	198
23	199	200	201	202	203	204	205	206	207
24	208	209	210	211	212	213	214	215	216
25	217	218	219	220	221	222	223	224	225
26	226	227	228	229	230	231	232	233	234
27	235	236	237	238	239	240	241	242	243
28	244	245	246	247	248	249	250	251	252
29	253	254	255	256	257	258	259	260	261
30	262	263	264	265	266	267	268	269	270
31	271	272	273	274	275	276	277	278	279
32	280	281	282	283	284	285	286	287	288
33	289	290	291	292	293	294	295	296	297
34	298	299	300	301	302	303	304	305	306
35	307	308	309	310	311	312	313	314	315
36	316	317	318	319	320	321	322	323	324
37	325	326	327	328	329	330	331	332	333
38	334	335	336	337	338	339	340	341	342
39	343	344	345	346	347	348	349	350	351
40	352	353	354	355	356	357	358	359	360
41	361	362	363	364	365	366	367	368	369
42	370	371	372	373	374	375	376	377	378
43	379	380	381	382	383	384	385	386	387
44	388	389	390	391	392	393	394	395	396
45	397	398	399	400	401	402	403	404	405
46	406	407	408	409	410	411	412	413	414
47	415	416	417	418	419	420	421	422	423
48	424	425	426	427	428	429	430	431	432
49	433	434	435	436	437	438	439	440	441
50	442	443	444	445	446	447	448	449	450
51	451	452	453	454	455	456	457	458	459
52	460	461	462	463	464	465	466	467	468
53	469	470	471	472	473	474	475	476	477
54	478	479	480	481	482	483	484	485	486
55	487	488	489	490	491	492	493	494	495
56	496	497	498	499	500	501	502	503	504
57	505	506	507	508	509	510	511	512	513
58	514	515	516	517	518	519	520	521	522
59	523	524	525	526	527	528	529	530	531
60	532	533	534	535	536	537	538	539	540
61	541	542	543	544	545	546	547	548	549
62	550	551	552	553	554	555	556	557	558
63	559	560	561	562	563	564	565	566	567
64	568	569	570	571	572	573	574	575	576
65	577	578	579	580	581	582	583	584	585
66	586	587	588	589	590	591	592	593	594
67	595	596	597	598	599	600	601	602	603
68	604	605	606	607	608	609	610	611	612
69	613	614	615	616	617	618	619	620	621
70	622	623	624	625	626	627	628	629	630
71	631	632	633	634	635	636	637	638	639
72	640	641	642	643	644	645	646	647	648
73	649	650	651	652	653	654	655	656	657
74	658	659	660	661	662	663	664	665	666
75	667	668	669	670	671	672	673	674	675
76	676	677	678	679	680	681	682	683	684
77	685	686	687	688	689	690	691	692	693
78	694	695	696	697	698	699	700	701	702
79	703	704	705	706	707	708	709	710	711
80	712	713	714	715	716	717	718	719	720
81	721	722	723	724	725	726	727	728	729
82	730	731	732	733	734	735	736	737	738
83	739	740	741	742	743	744	745	746	747
84	748	749	750	751	752	753	754	755	756
85	757	758	759	760	761	762	763	764	765
86	766	767	768	769	770	771	772	773	774
87	775	776	777	778	779	780	781	782	783
88	784	785	786	787	788	789	790	791	792
89	793	794	795	796	797	798	799	800	801
90	802	803	804	805	806	807	808	809	810
91	811	812	813	814	815	816	817	818	819
92	820	821	822	823	824	825	826	827	828
93	829	830	831	832	833	834	835	836	837
94	838	839	840	841	842	843	844	845	846
95	847	848	849	850	851	852	853	854	855
96	856	857	858	859	860	861	862	863	864
97	865	866	867	868	869	870	871	872	873
98	874	875	876	877	878	879	880	881	882
99	883	884	885	886	887	888	889	890	891
100	892	893	894	895	896	897	898	899	900

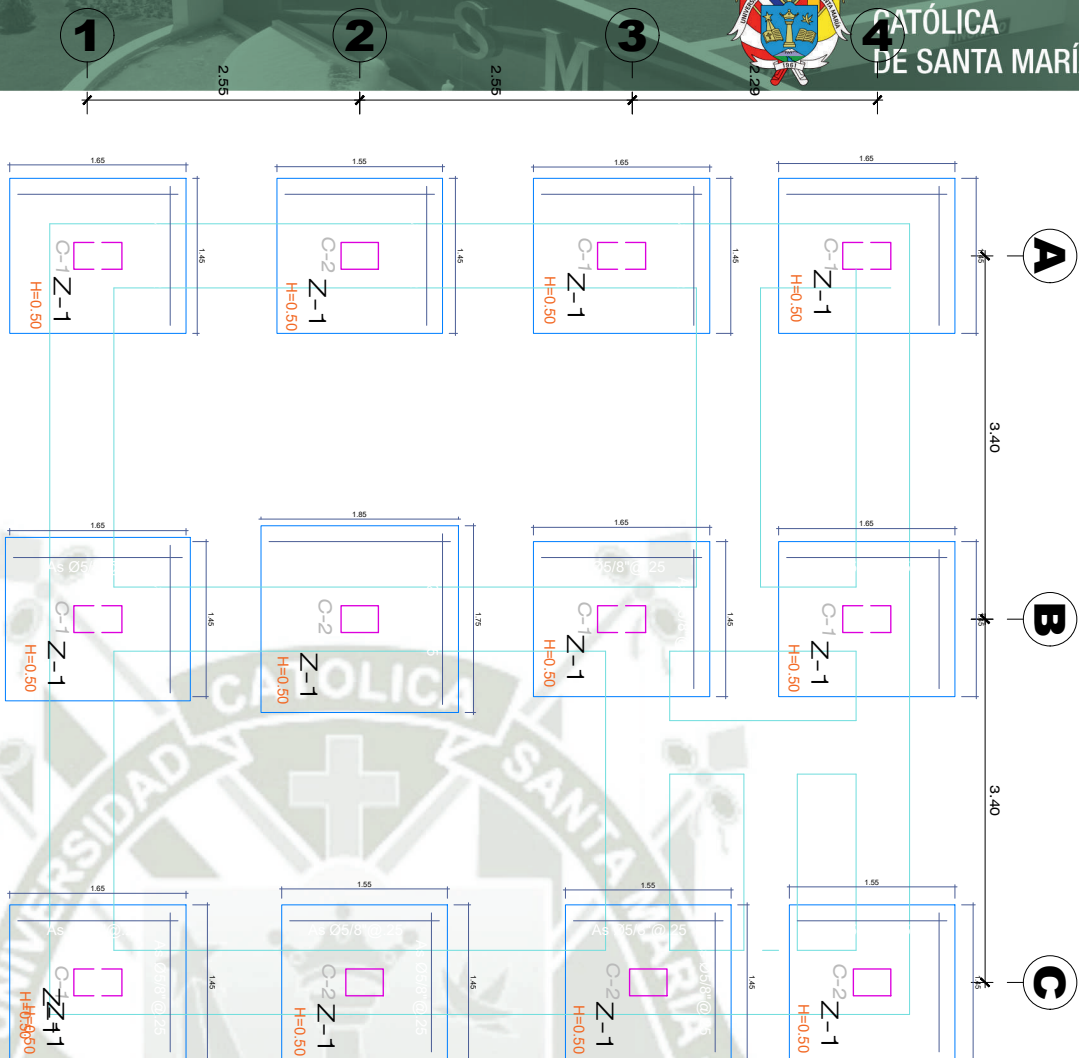
[illegible]

FORMER DEL. LAMAR	
NAME LAST FIRST MIDDLE SUFFIX	A-03
DOB MM DD YY	1/15/50
SSN XXX-XX-XXXX	1-234-567890
PHONE HOME OFFICE CELL FAX	555-123-4567 555-987-6543 555-234-5678 555-876-5432
ADDRESS STREET CITY STATE ZIP	1234567890 ABCDEFGH IJKLMNOP QRSSTU VWXYZ 12345
EMPLOYER NAME ADDRESS CITY STATE ZIP	ABC COMPANY 1234567890 ABCDEFGH IJKLMNOP QRSSTU VWXYZ 12345
EDUCATION DEGREE INSTITUTION YEAR GRAD	B.S. UNIVERSITY OF CALIFORNIA 1972
MILITARY BRANCH GRADE DUTY STATION DATE OF ENTRY	U.S. ARMY PRIVATE 1ST INFANTRY DIVISION 1970-1975
TRAVEL COUNTRY CITY DATE OF TRIP	FRANCE PARIS 1980-1985
OTHER NAME ADDRESS CITY STATE ZIP	J. K. LAMAR 1234567890 ABCDEFGH IJKLMNOP QRSSTU VWXYZ 12345



NÚMERO DE EXAMEN:					
PARTE COGNICIÓN:	PORCENTAJE:				
PLANTAS:					
POTENCIALIA:					
REALIZADO:	7/89				
PROBADO:					
A-06					
7/89					



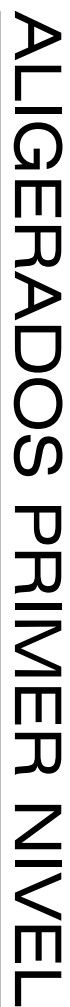


CIMENTACION - BLOQUE 2

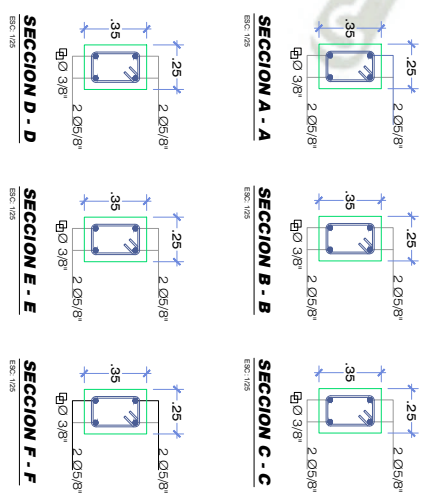
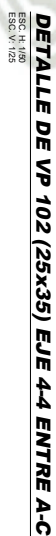
ESC: 1/50

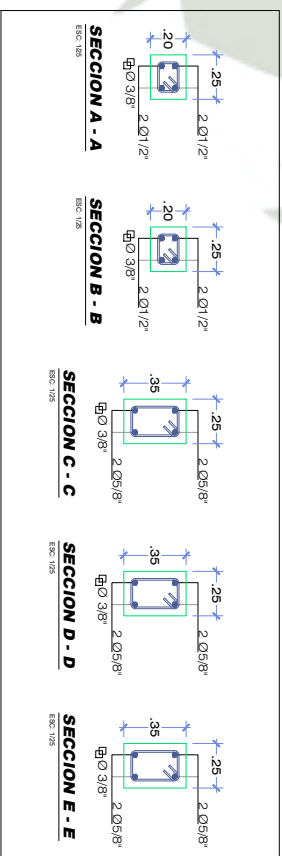
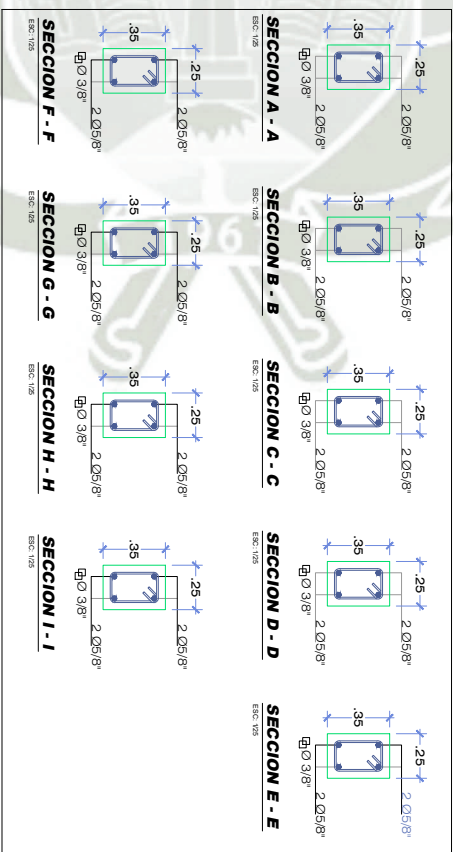
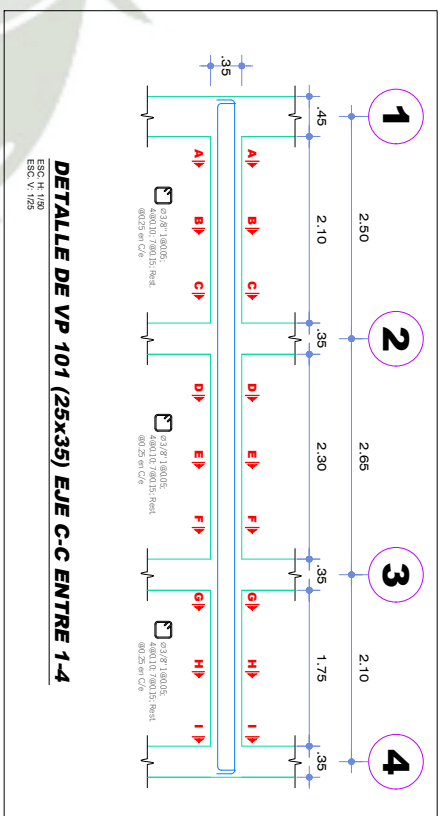
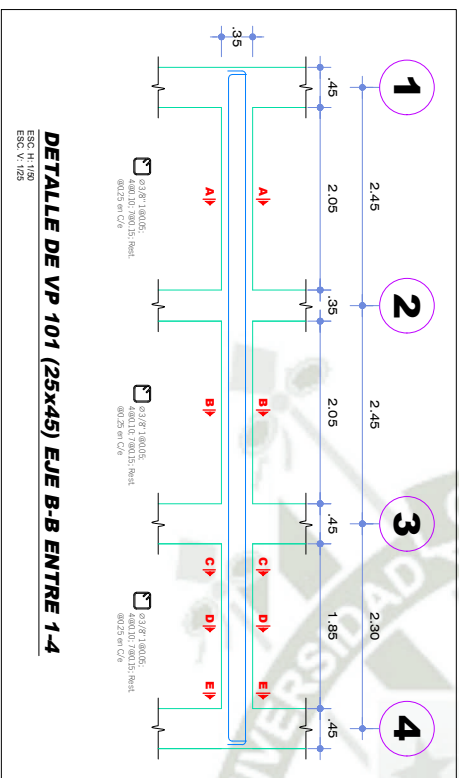
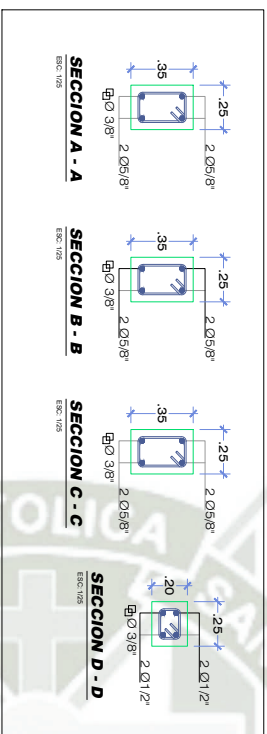
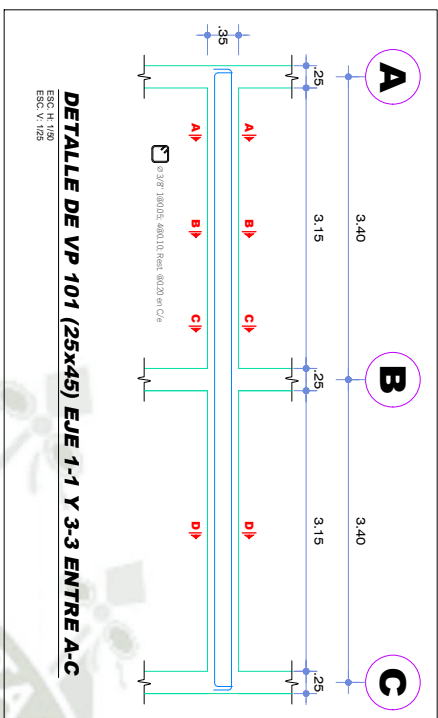
CUADRO DE DETALLE PARA COLUMNAS		
TIPO	C - 1	C - 2
GEOMETRÍA	0.45 0.25 2 Ø5/8" 2 Ø5/8" 2 Ø3/8"	0.35 0.25 2 Ø5/8" 2 Ø5/8" 2 Ø3/8"

CUADRO DE DETALLE PARA COLUMNAS			
NIVEL	TIPO	C - 1	C - 2
1º	SECCION	25 x 45	25 x 35
	(cm)		
	Así	6 Ø5/8"	6 Ø5/8"
		Ø 3/8"	Ø 3/8"
		1" @ 0.5	1" @ 0.5
	ESTRIBO	9@0.10m, 2@0.15m	9@0.10m, 2@0.15m
		Raséo @ 20cm	Raséo @ 20cm
	CANTIDAD	2 Unidades	5 Unidades



ESC: 1/50



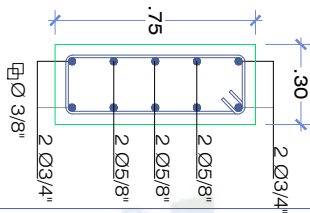
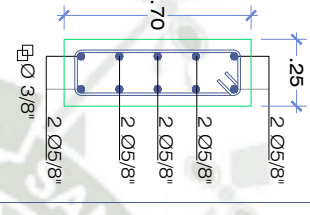
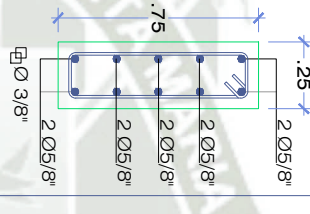
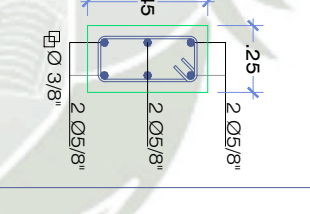
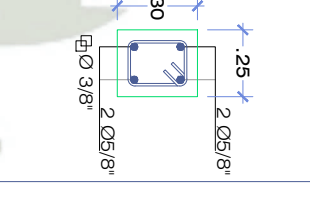
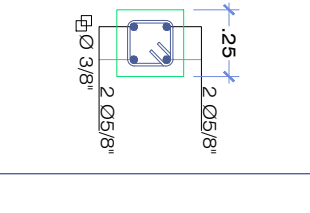


INSTITUCIÓN	UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FECHA DE ELABORACIÓN	2020
PROYECTO	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN CENTRO DE INVESTIGACIÓN EN LA CIUDAD DE SANTA MARÍA
PROYECTISTA	ING. CARLOS A. VILLALBA
REVISOR	ING. CARLOS A. VILLALBA
APROBADO	ING. CARLOS A. VILLALBA

ESC: 1/50

DIRECCION		INSTRUMENTO DE ASESORIA	
DESARROLLANDO ASISTENCIA TECNICA A LA COMISION CIVIL		MONITORIO	
TITULO		ESTRUCTURA	
MONITORIA:		FECHA: / /	
FECHA:		FOLIO:	

CUADRO DE DETALLE PARA COLUMNAS

TIPO	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	C - 5	C - 6
GEOMETRÍA						

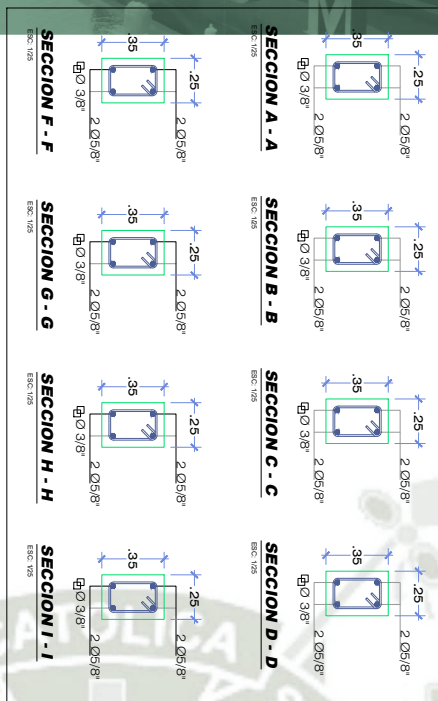
CUADRO DE DETALLE PARA COLUMNAS

NIVEL	TIPO	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	C - 5	C - 6
SECCION (cm)		30 x 75	25 x 70	25 x 75	25 x 40	25 x 30	25 x 25
As'		4 Ø 3/4" + 6 Ø 5/8"	10 Ø 5/8"	10 Ø 5/8"	6 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"
1º		Ø 3/8" 1@0.05 10@0.10m, Resto @0.20m	Ø 3/8" 1@0.05 10@0.10m, Resto @0.20m	Ø 3/8" 1@0.05 7@0.10m, Resto @0.20m	Ø 3/8" 1@0.05 9@0.10m, 2@0.15m Resto @0.20m	Ø 3/8" 1@0.05 7@0.10m, 2@0.15m Resto @0.20m	Ø 3/8" 1@0.05 7@0.10m, 3@0.15m Resto @0.20m
ESTRIBO		10@0.10m, Resto @0.20m	10@0.10m, Resto @0.20m	7@0.10m, Resto @0.20m	9@0.10m, 2@0.15m Resto @0.20m	7@0.10m, 2@0.15m Resto @0.20m	7@0.10m, 3@0.15m Resto @0.20m
CANTIDAD		8 Unidades	5 Unidades	5 Unidades	5 Unidades	5 Unidades	5 Unidades

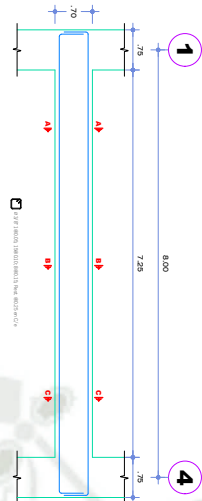
DIRECCIÓN:		AUTENTICIDAD:	
FIRMA DEL ASESOR:		FIRMA DEL ALUMNO:	
FECHA:		FECHA:	
PROFESOR:		PROFESOR:	
FECHA:		FECHA:	



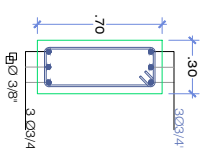
ESC. V: 1/25



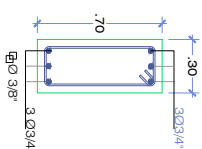
EBC 4.172



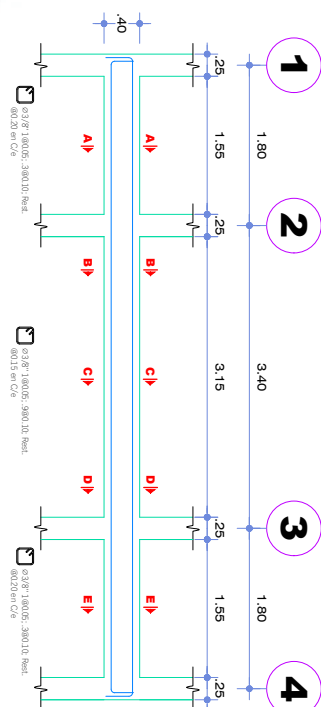
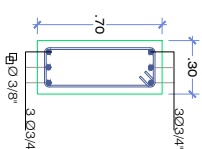
ESC: 1/2



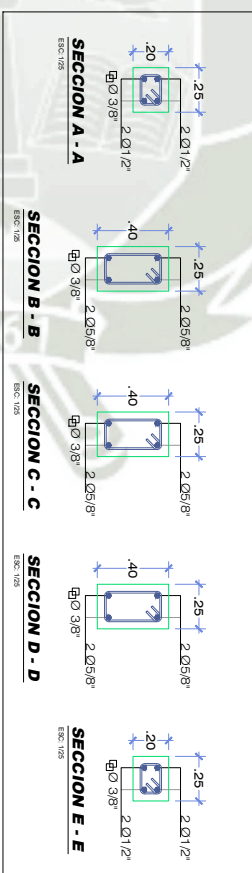
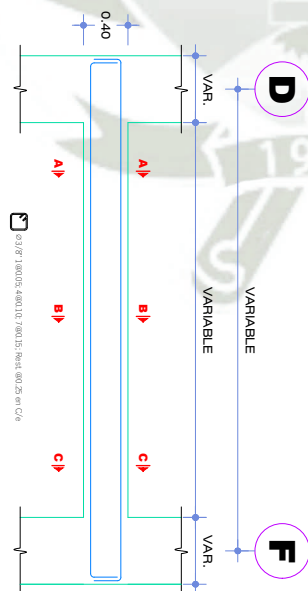
E90: 1/2



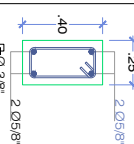
ESC: 1/2



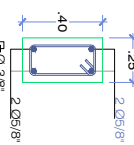
ESC. V: 1/2

ESC. H: 1/50
ESC. V: 1/25

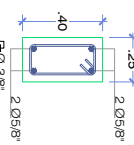
E36C: 1/2



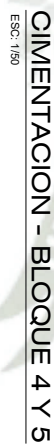
E8C: 1/25



E890: 1/2/00



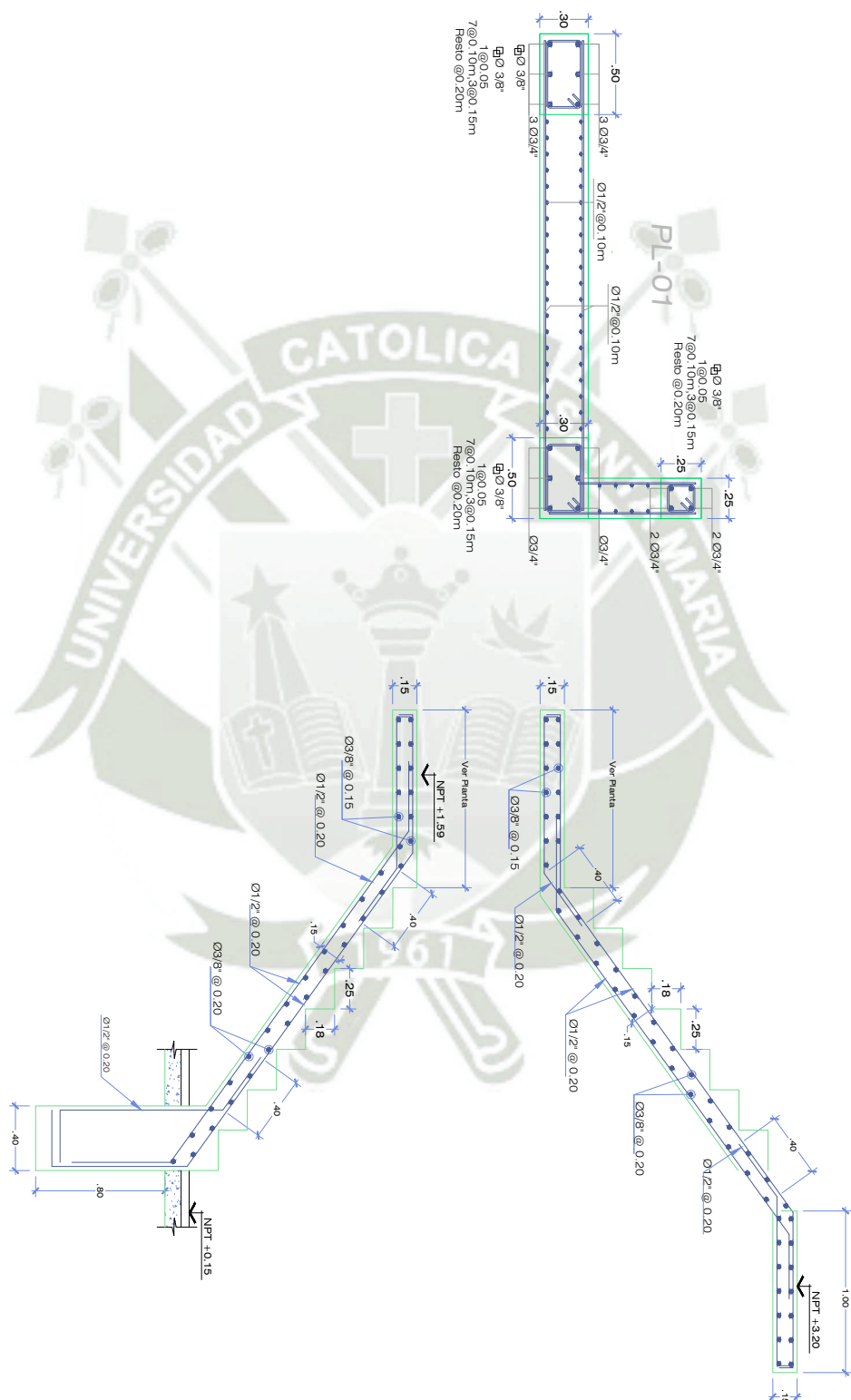
NOMBRE DE EMPRESA		DIRECCION	
ESTADO		PAIS	
CALLE		CALLE	
C.P.		C.P.	
TEL.		TEL.	
FAX		FAX	
E-MAIL		E-MAIL	



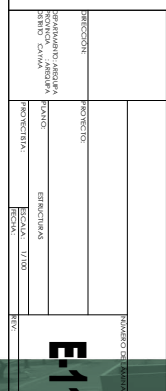
[illegible]

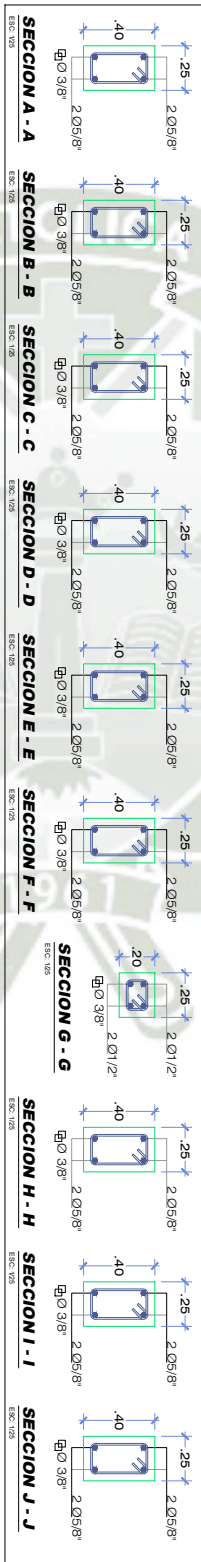
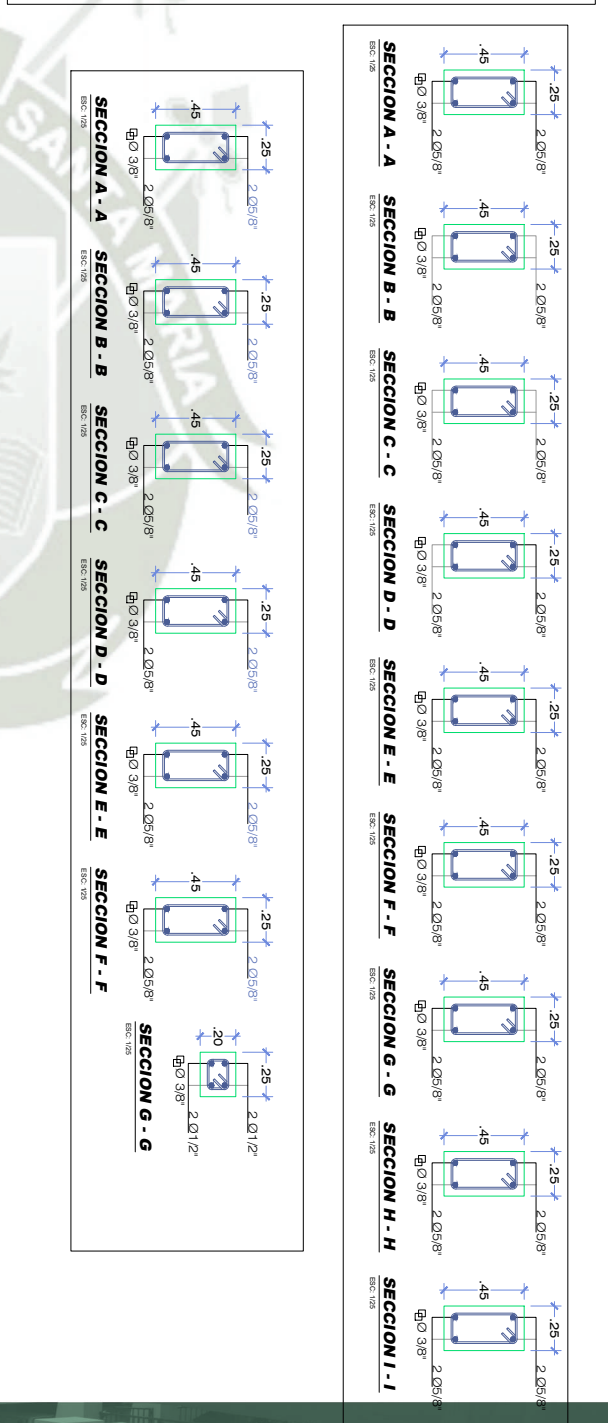
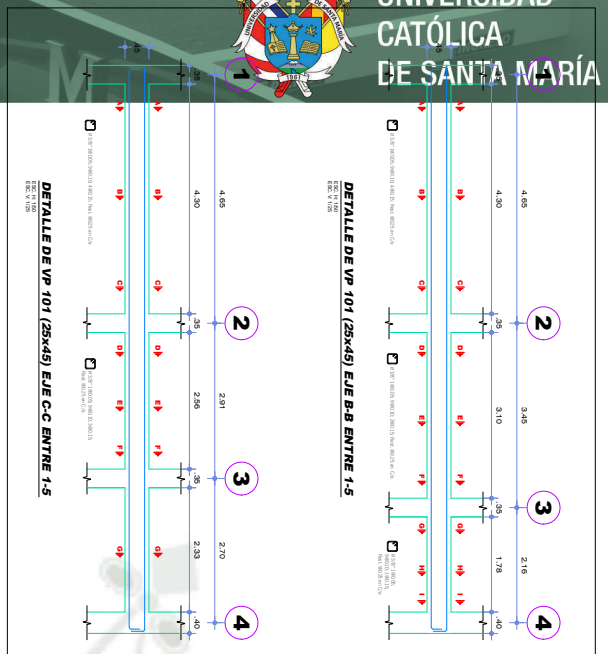
CUADRO DE DETALLE PARA COLUMNAS								
TIPO	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8
CONCRETO	35 4.0 2.034 2.034 2.034 2.034 4.0 10 3.16	35 3.8 2.011 2.011 2.011 2.011 3.8 10 3.16	30 3.0 2.034 2.034 2.034 2.034 3.0 10 3.16	25 3.0 2.034 2.034 2.034 2.034 3.0 10 3.16	2.5 40 25 2.5 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 10 3.16	35 1.00 3.0 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 10 3.16	40 25 0.5 4.0 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 10 3.16	30 0.85 3.0 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 2.034 10 3.16

DIRECCION		NOMBRE DE LA EMPRESA
DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO CALLE CALLES CIUDAD CANAIA		
PAYMENTO		
ESTADO	ENTRADA	
PROCESOS	TOTAL	1 / 00
		E-09
		R/E



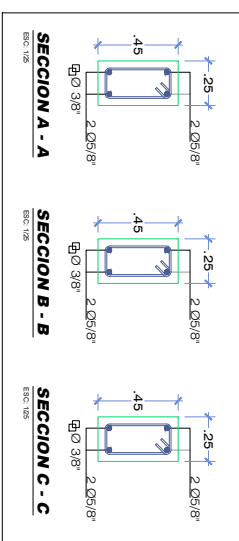
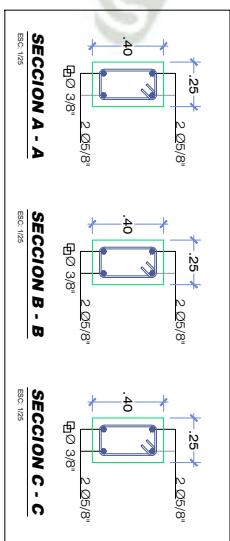
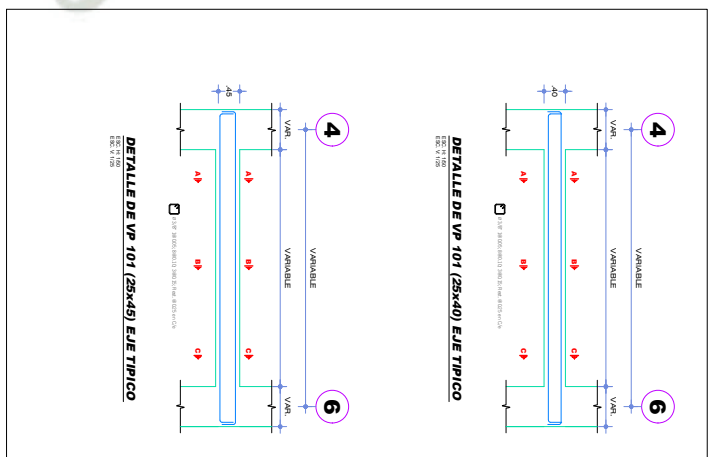
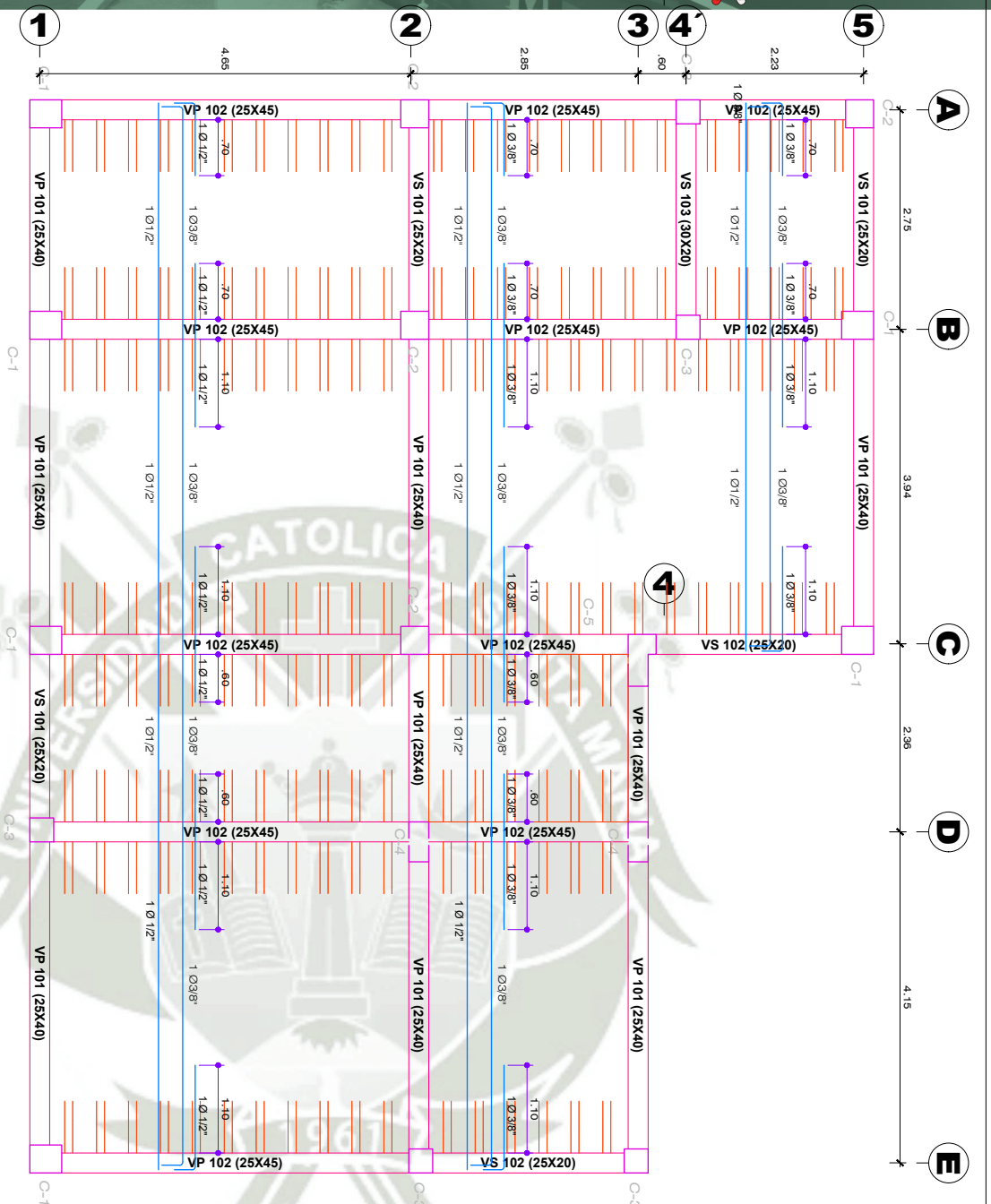
MARCO DE AVALIAÇÃO		NÚMERO DE AVALIAÇÃO	
DIRECCION DEPARTAMENTO/ÁREA DEPARTAMENTO DE BPO - CAVIA		MONICOR PLANO ESTRATÉGIAS PROJETOS:	
		ESCALA: 1/100 TITULO:	DATA:
		REV:	





ALIGERADOS SEGUNDO NIVEL

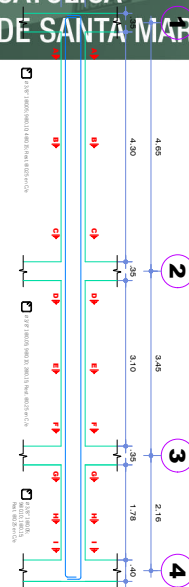
ESC: 1/50



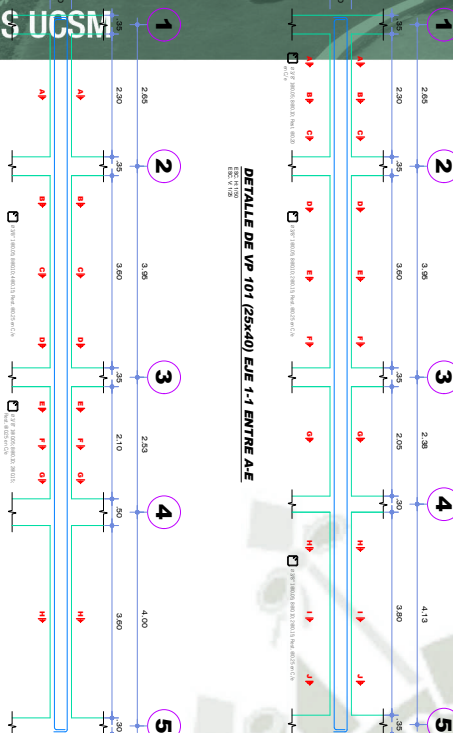
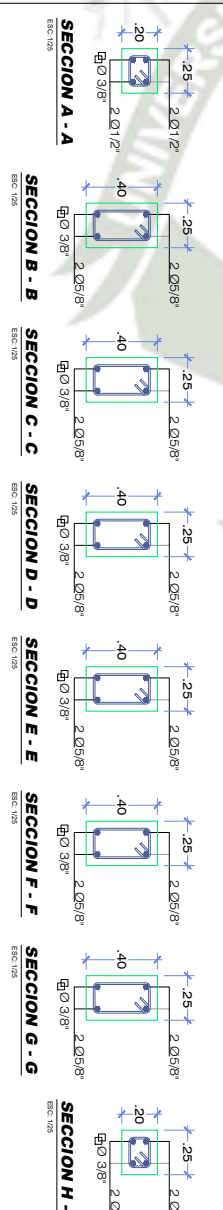
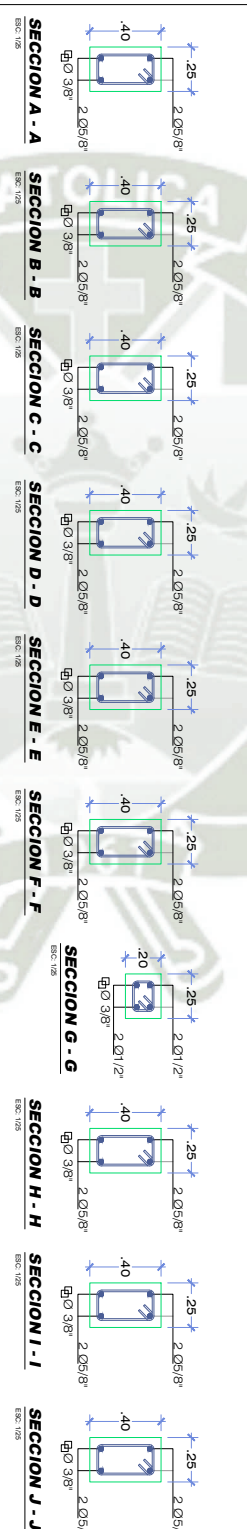
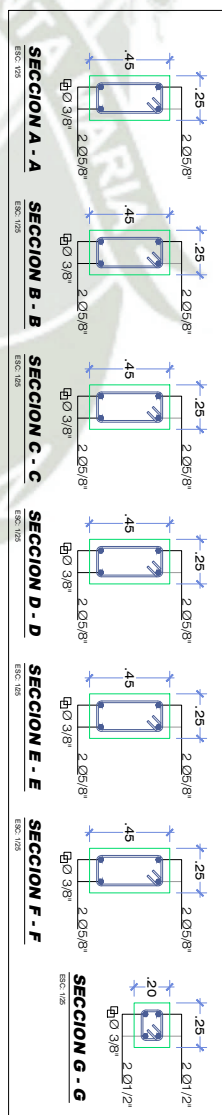
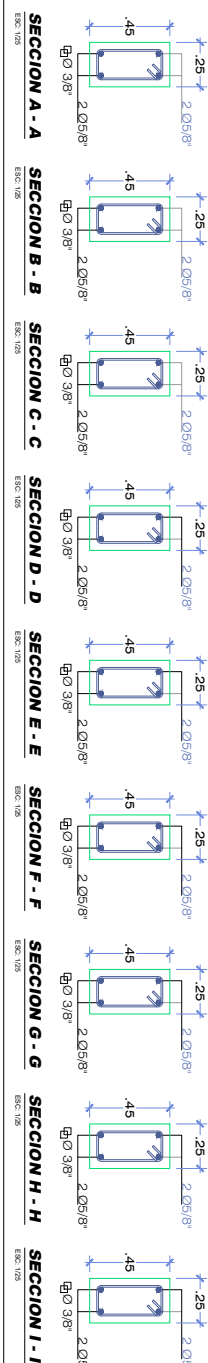
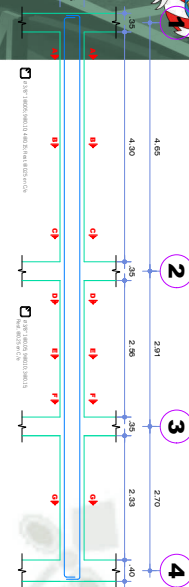
DIRECCIÓN:	PROYECTO:	FECHA:
INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA
INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA
INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA
INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA
INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA
INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA
INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA
INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA
INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA	INGENIERO EN INGENIERÍA



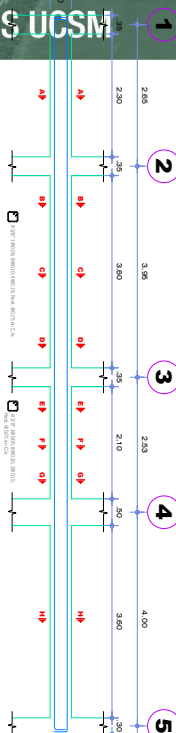
DETALLE DE VP 101 (25x45) EJE B-B ENTRE 1-5
EBC 11/20



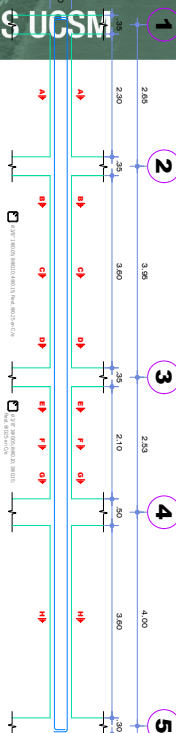
DETALLE DE VP 101 (25x45) EJE C-C ENTRE 1-5
EBC 11/20



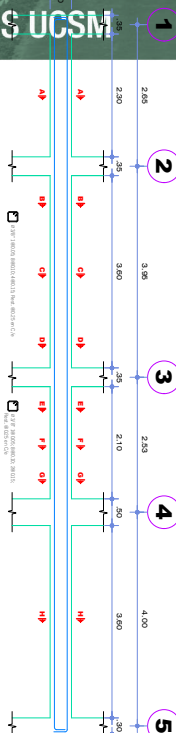
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



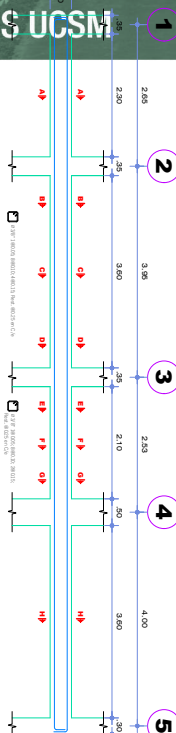
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20



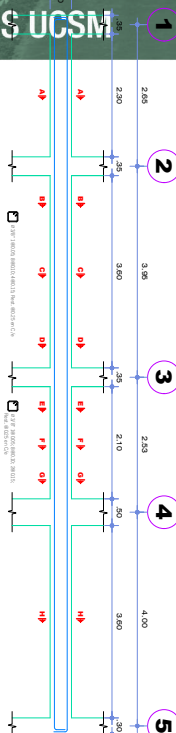
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



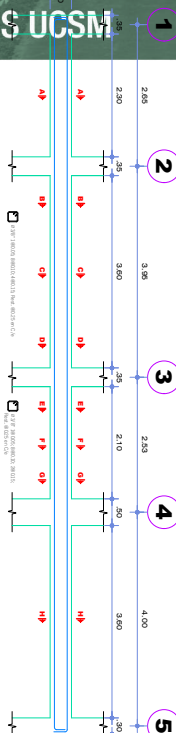
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20



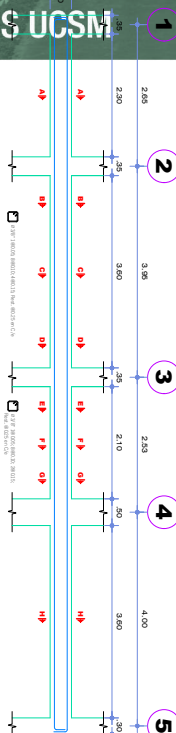
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



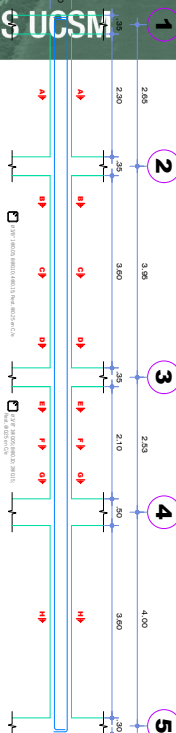
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20



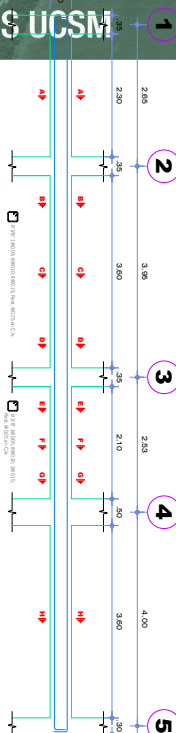
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



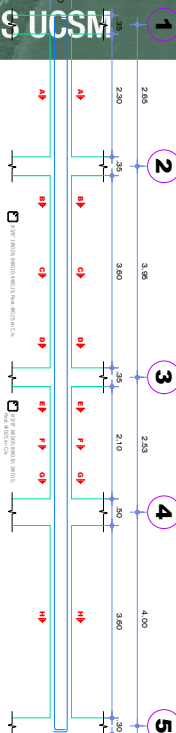
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20



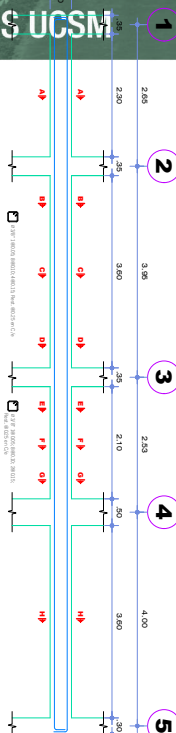
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



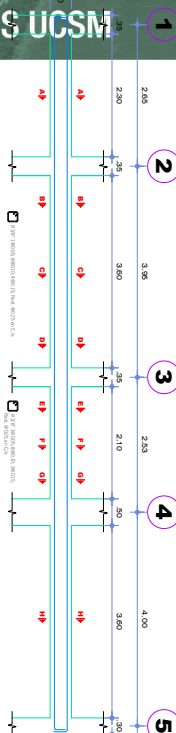
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20



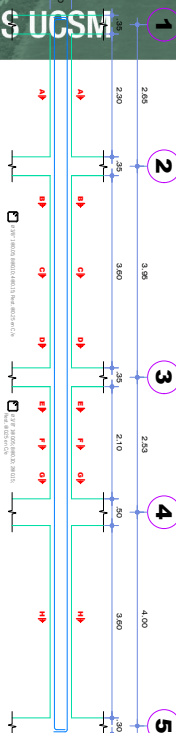
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



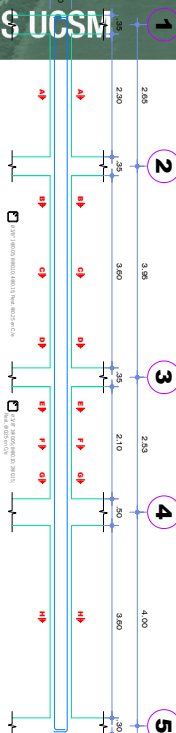
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20



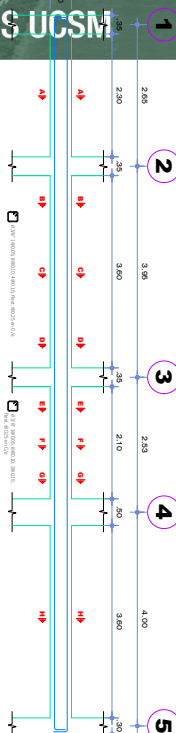
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



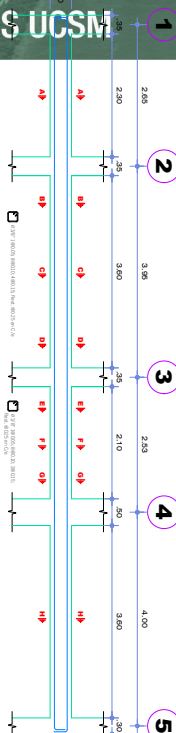
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20



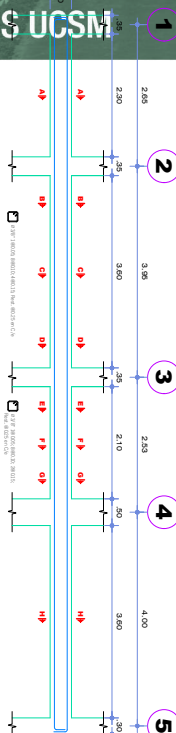
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



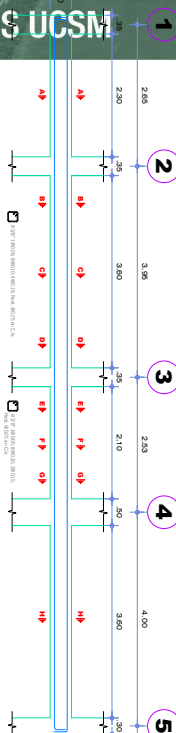
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20



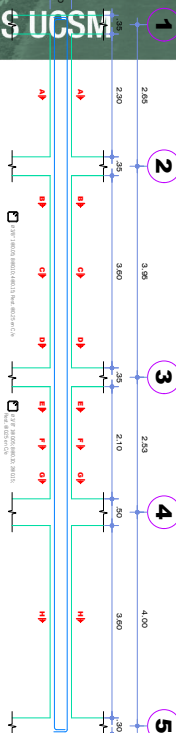
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



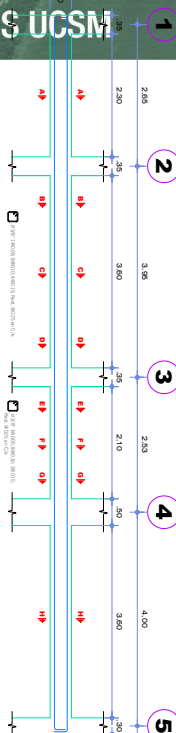
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20



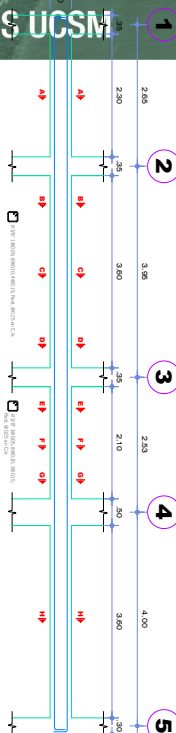
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



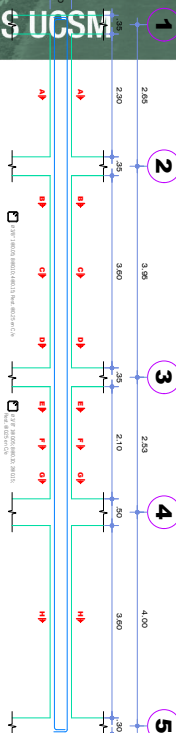
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20



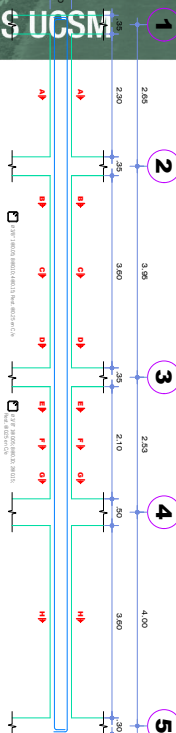
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



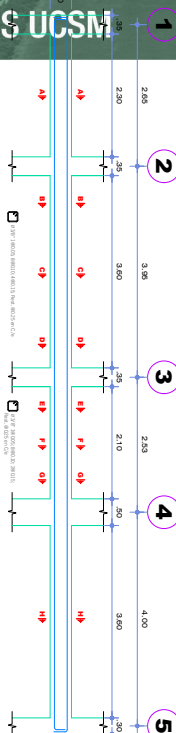
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20



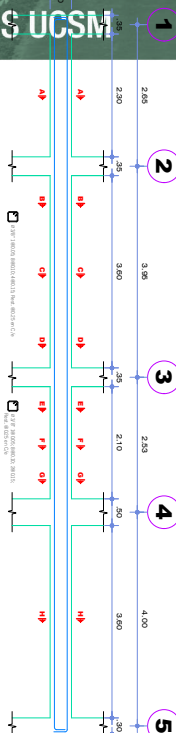
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



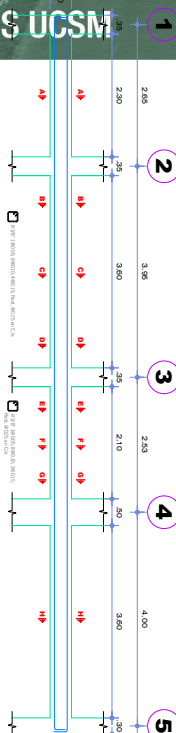
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20



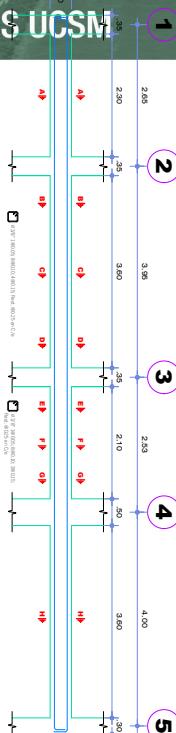
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



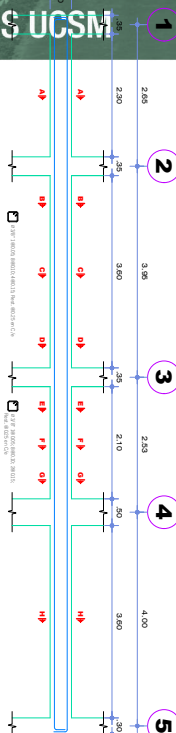
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20



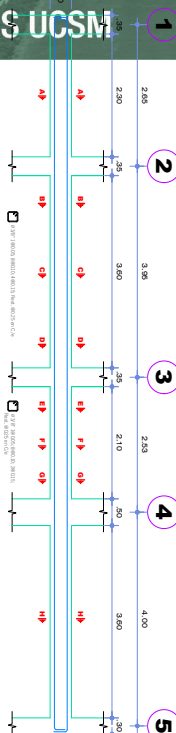
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



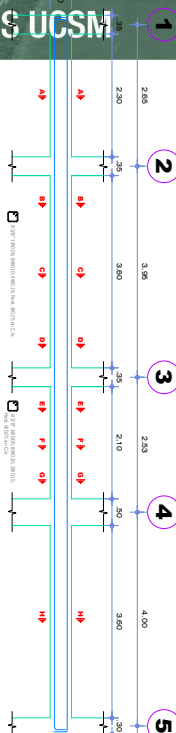
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20



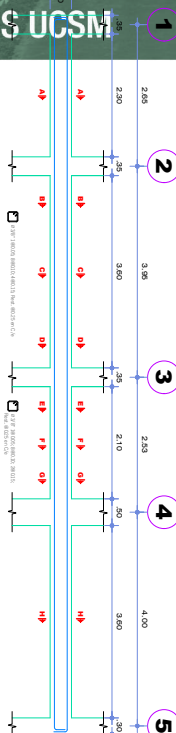
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



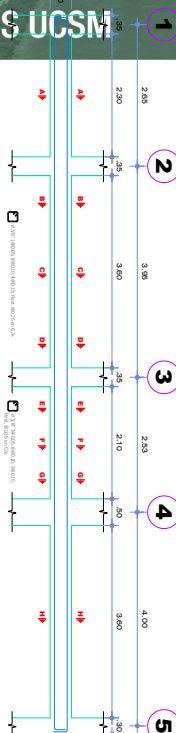
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20



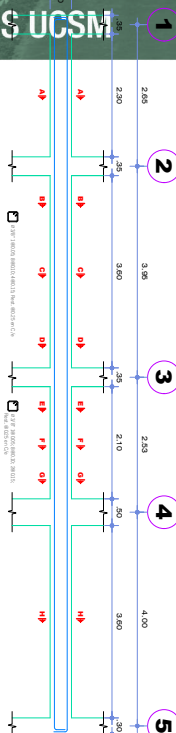
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



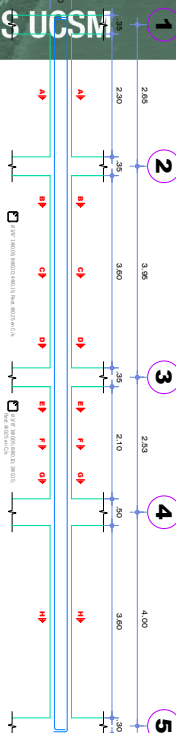
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20



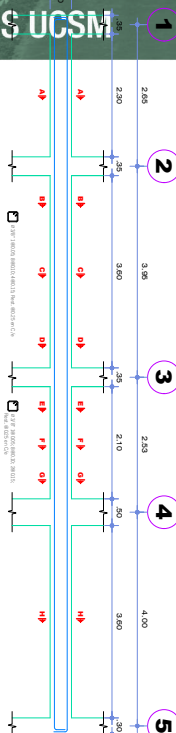
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



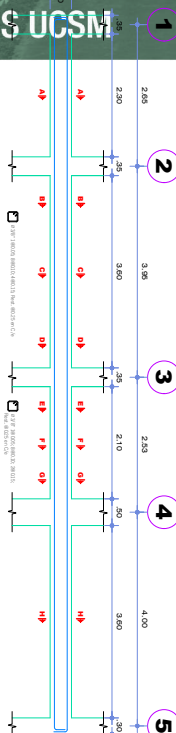
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20



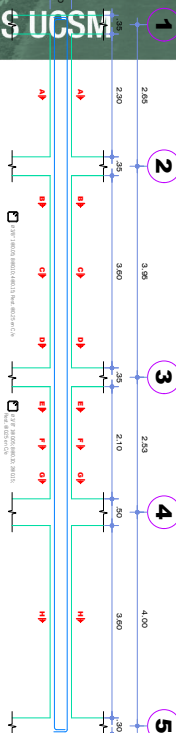
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



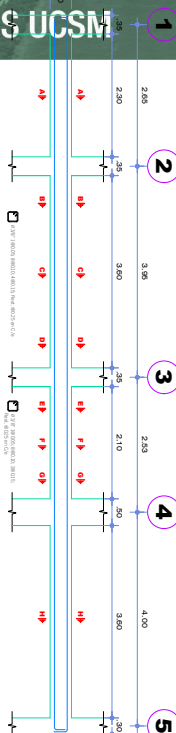
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20

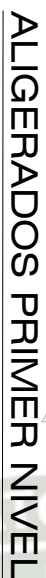


DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 2-2 ENTRE A-E
EBC 11/20



DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 1-1 ENTRE A-E
EBC 11/20





ESC: 1/50



ESC: 1/25

SECCION B - B

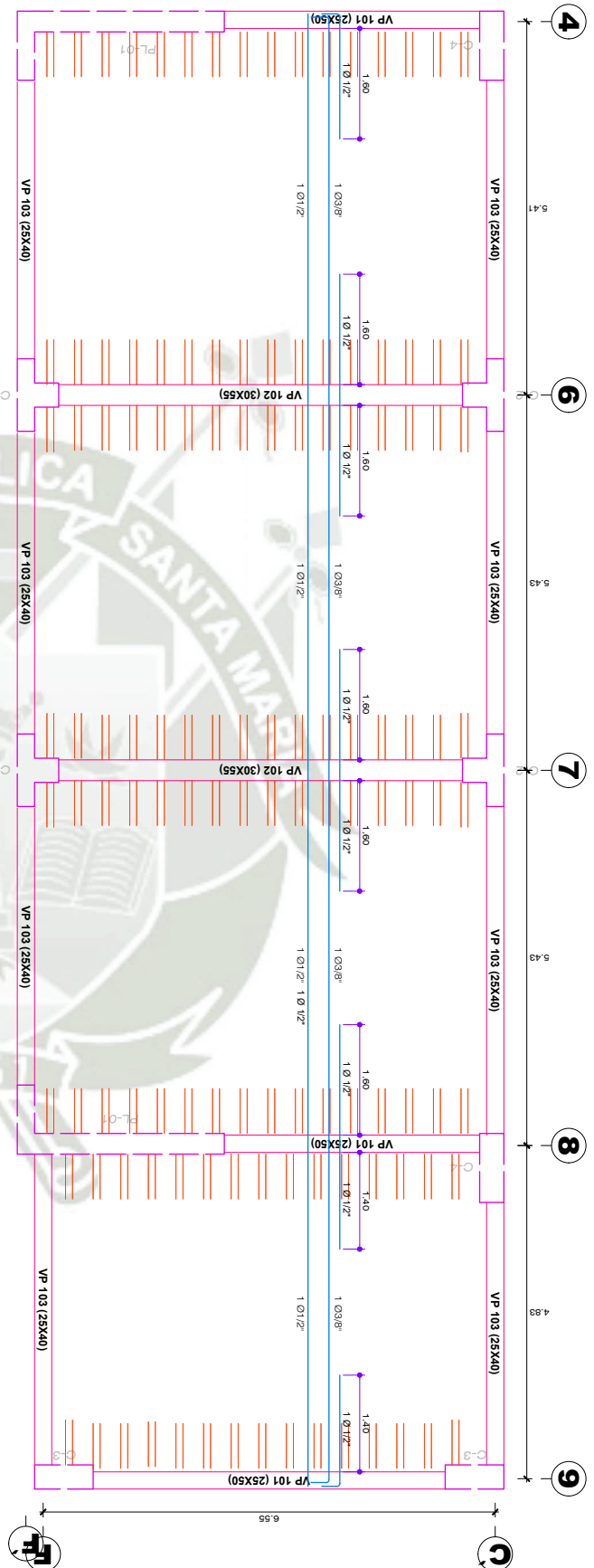
ESC: 1/25

SECCION C - C

ESC: 1/25

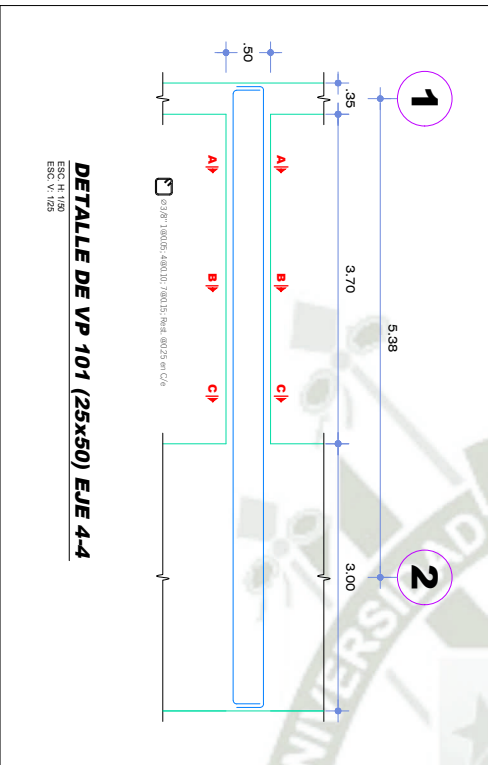
DIRECCION DEPARTAMENTO ABOGADO TRIBUNAL 48010 CAMPA		NOMBRE DEL ASISTENTE	
LUGAR BRANCO		E-1	
PROYECTIVA	SIGLA FOLIO	FOLIO FOLIO	FOLIO FOLIO





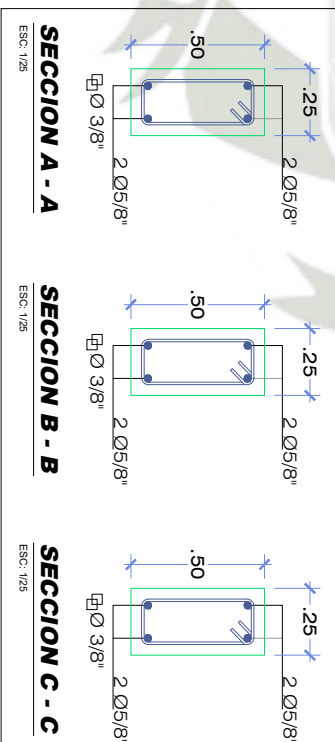
ALIGERADOS SEGUNDO NIVEL

ESC: 1/50



DETALLE DE VP 101 (25x50) EJE 4-4

ESC: 1/100
ESC: 1/125



SECCION A - A

ESC: 1/25

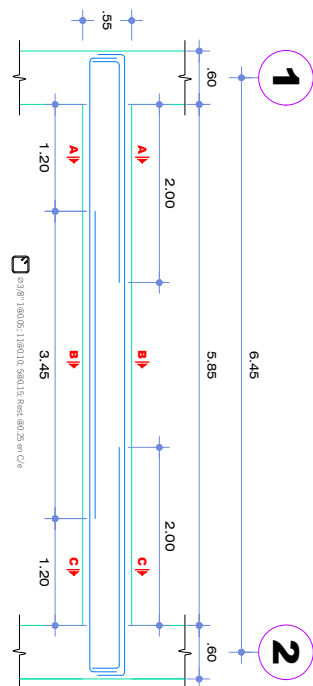
SECCION B - B

ESC: 1/25

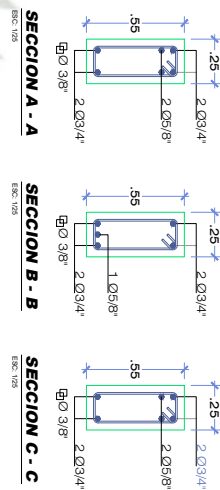
SECCION C - C

ESC: 1/25

DIRECCIÓN:	PROYECTO:	FECHA:
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	PROYECTO: ARQUITECTURA	FECHA: 1/100
PROYECTO: ARQUITECTURA	PROYECTO: ARQUITECTURA	FECHA: 1/100
PROYECTO: ARQUITECTURA	PROYECTO: ARQUITECTURA	FECHA: 1/100



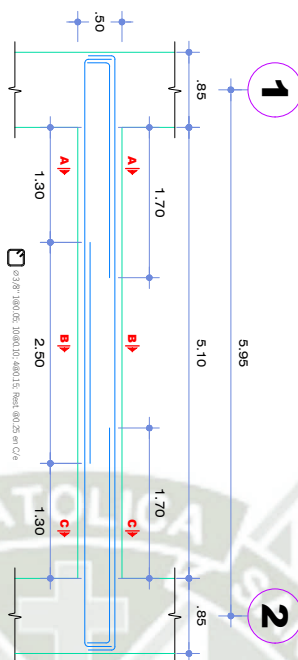
DETALLE DE VP 101 (25x50) EJE 6-6 Y 7-7
EBC N° 1198
EBC V° 1195



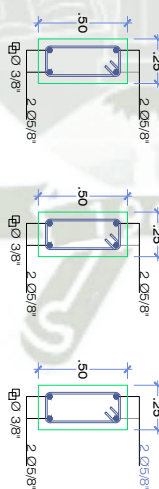
SECCION A - A
EBC N° 1198

SECCION B - B
EBC N° 1195

SECCION C - C
EBC N° 1195



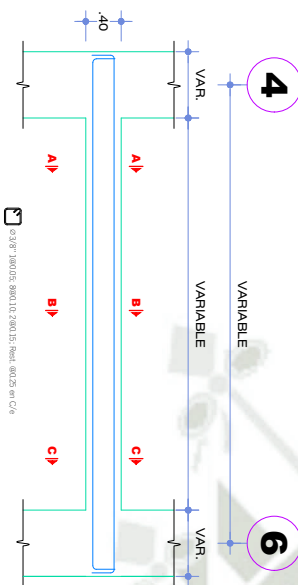
DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE 9-9
EBC N° 1198
EBC V° 1125



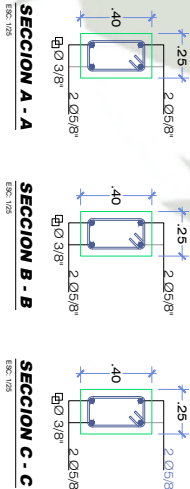
SECCION A - A
EBC N° 1195

SECCION B - B
EBC N° 1195

SECCION C - C
EBC N° 1195



DETALLE DE VP 101 (25x40) EJE TIPICO
EBC N° 1198
EBC V° 1125



SECCION A - A
EBC N° 1195

SECCION B - B
EBC N° 1195

SECCION C - C
EBC N° 1195

DIRECCION:	PROYECTO:	FECHA DE ENTREGA:
INGENIERIA DE SISTEMAS	PROYECTO DE SISTEMAS	11/01/2011
INGENIERIA DE SISTEMAS	PROYECTO DE SISTEMAS	11/01/2011
INGENIERIA DE SISTEMAS	PROYECTO DE SISTEMAS	11/01/2011
INGENIERIA DE SISTEMAS	PROYECTO DE SISTEMAS	11/01/2011
INGENIERIA DE SISTEMAS	PROYECTO DE SISTEMAS	11/01/2011
INGENIERIA DE SISTEMAS	PROYECTO DE SISTEMAS	11/01/2011
INGENIERIA DE SISTEMAS	PROYECTO DE SISTEMAS	11/01/2011
INGENIERIA DE SISTEMAS	PROYECTO DE SISTEMAS	11/01/2011
INGENIERIA DE SISTEMAS	PROYECTO DE SISTEMAS	11/01/2011

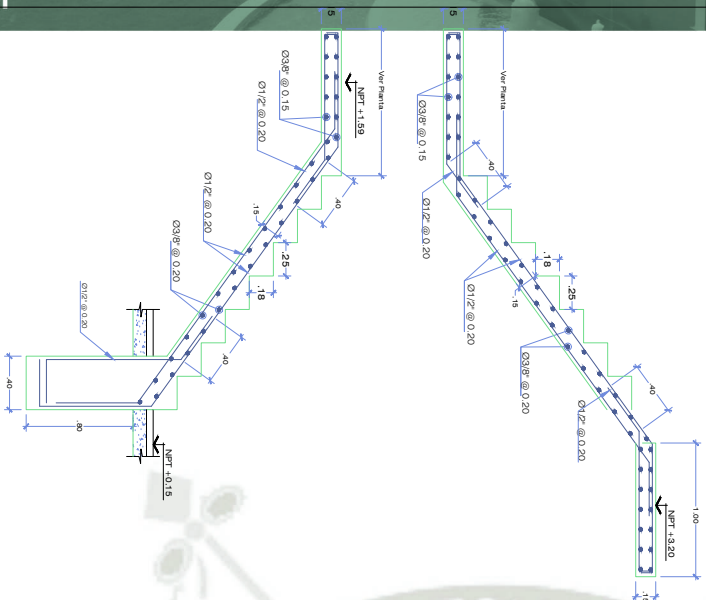


CIMENTACION - BLOQUE 3

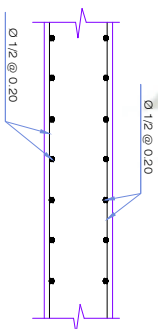
ESC: 1/50

		NÚMERO DE AUTOMÓVIL	
DIRECCIÓN:			
ZARZAMORA, ALEGRIA DE BORDA, 107 38910 CAJAMA			
PUNTO C/O:			
PLAZO:			
BIBLIOTECAS:			
PROCESOS:			
	ESCALA:	1/100	
	TOTAL:		
REV.			

ESC: 1/25



ESC: 1/10

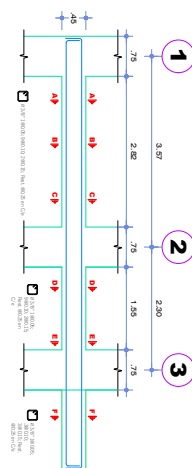


CUADRO DE DETALLE PARA COLUMNAS					
TIPO	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	C - 5
GEOMETRIA					

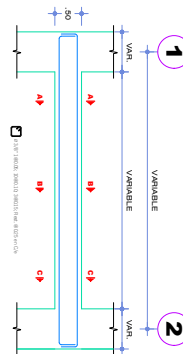
CUADRO DE DETALLE PARA COLUMNAS						
NIVEL	TIPO	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
1º	SECCION (cm)	30 x 75	25 x 75	25 x 45	25 x 40	35 x 35
	As	4 Ø3/4" + 6 Ø5/8"	10 Ø5/8"	6 Ø5/8"	4 Ø5/8"	4 Ø5/8"
	ESTRIBO 	Ø 3/8" 1@0.05 10Ø0.10m, Resto @0.20m	Ø 3/8" 1@0.05 10Ø0.10m, Resto @0.20m	Ø 3/8" 1@0.05 9Ø0.10m,2Ø0.15m, Resto @0.20m	Ø 3/8" 1@0.05 7Ø0.10m,3Ø0.15m, Resto @0.20m	Ø 3/8" 1@0.05 7Ø0.10m,3Ø0.15m, Resto @0.20m
CANTIDAD	6 Unidades	6 Unidades	5 Unidades	5 Unidades	5 Unidades	
2º	SECCION (cm)	30 x 75	25 x 75	25 x 45	25 x 40	35 x 35
	As	4 Ø5/8" + 6 Ø5/8"	10 Ø5/8"	6 Ø5/8"	4 Ø5/8"	4 Ø5/8"
	ESTRIBO 	Ø 3/8" 1@0.05 10Ø0.10m, Resto @0.20m	Ø 3/8" 1@0.05 10Ø0.10m, Resto @0.20m	Ø 3/8" 1@0.05 9Ø0.10m,2Ø0.15m, Resto @0.20m	Ø 3/8" 1@0.05 7Ø0.10m,3Ø0.15m, Resto @0.20m	Ø 3/8" 1@0.05 7Ø0.10m,3Ø0.15m, Resto @0.20m
CANTIDAD	6 Unidades	6 Unidades	5 Unidades	5 Unidades	5 Unidades	



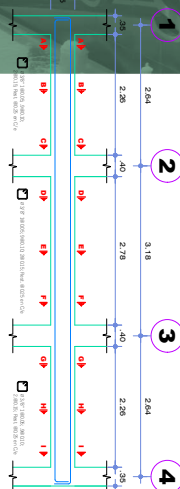
ESC: 1/50



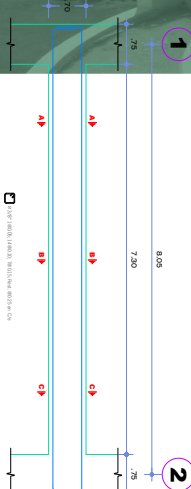
DETALLE DE VP 105 (25x45) EJE E-E ENTRE 1-4
EBC 105



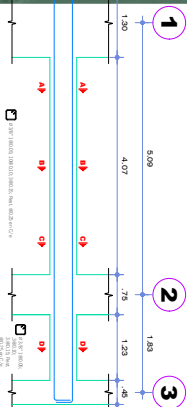
DETALLE DE VP 101 (25x50) EJE TÍPICO
EBC 101



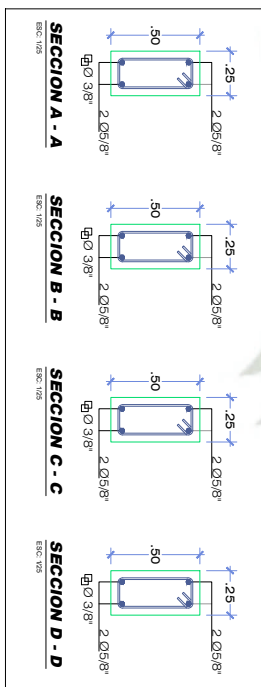
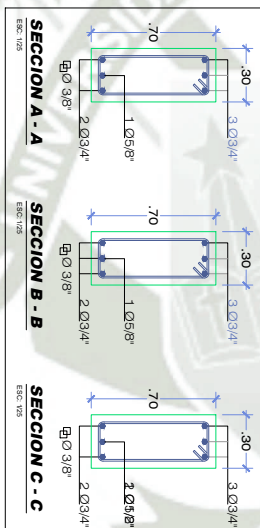
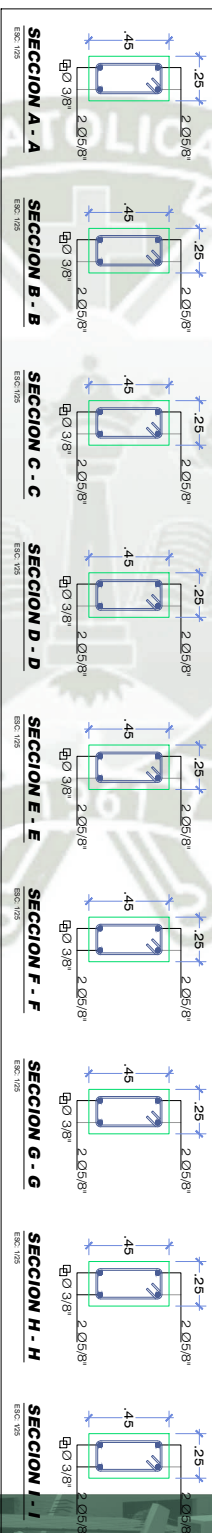
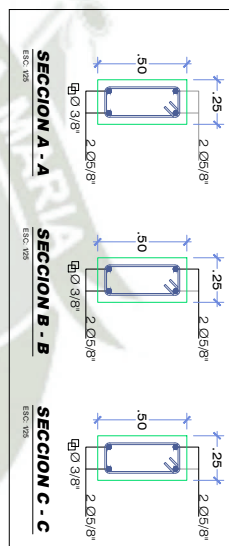
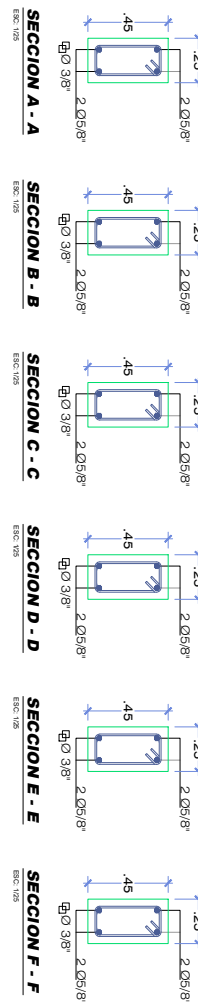
DETALLE DE VP 102 (25x45) EJE A-A ENTRE 1-4
EBC 102



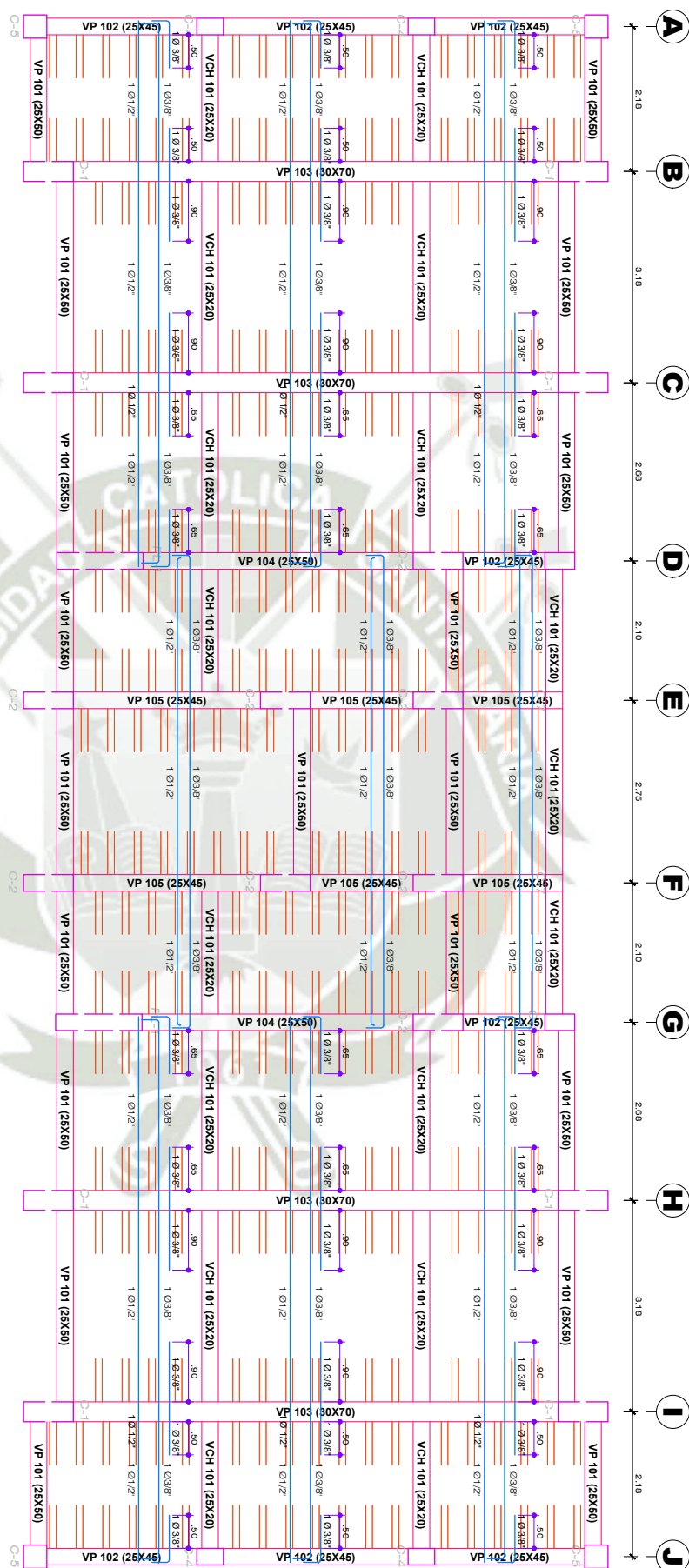
DETALLE DE VP 103 (30x70) EJE B-B Y C-C ENTRE 1-4
EBC 103

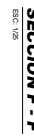
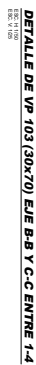
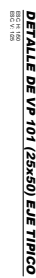


DETALLE DE VP 104 (25x50) EJE D-D ENTRE 1-4
EBC 104



SECCION:	INVENTARIO:	FECHA DE ELABORACION:
INVENTARIO:	FECHA DE ELABORACION:	FECHA DE ELABORACION:
PROYECTO:	FECHA DE ELABORACION:	FECHA DE ELABORACION:
FECHA DE ELABORACION:	FECHA DE ELABORACION:	FECHA DE ELABORACION:





NOME DO ALUGADOR		NOME DO ALUGADO	
DIRECCION		DIRECCION	
DEPARTAMENTO ALUGADOR		DEPARTAMENTO ALUGADO	
MUNICIPIO ALUGADOR		MUNICIPIO ALUGADO	
ESTADO		ESTADO	
MUNICIPIO		MUNICIPIO	
CICLA		CICLA	
ICOLA		ICOLA	
EVE		EVE	



ESCALA: 1/10

DIRECCION: GERENCIA DE ASISTENCIA SOCIAL Y DIFUSION COMUNICACIONAL CIVIL	PROYECTO:	
	FINANCIACION:	
PROYECTISTA:	ENTREGADOR:	
FECHA:	FECHA:	17/08
RECIBI:		